

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-026-09 改01
提出年月日	2023年3月6日

第1ベントフィルタ格納槽の地震応答計算書及び
耐震性についての計算書に関する補足説明資料

2023年3月

中国電力株式会社

本資料のうち、枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

目次

1. 評価方法	1
2. 評価条件	1
2.1 適用規格	1
2.2 構造概要	4
2.3 評価対象断面の方向	17
2.4 評価対象断面の選定	18
2.5 使用材料及び材料の物性値	20
2.6 地盤物性値	21
2.7 評価構造物諸元	23
2.8 地下水位	26
2.9 耐震評価フロー	27
3. 地震応答解析	29
3.1 地震応答解析手法	29
3.2 地震応答解析モデルの設定	32
3.2.1 解析モデル領域	32
3.2.2 境界条件	34
3.2.3 構造物のモデル化	37
3.2.4 隣接構造物のモデル化	38
3.2.5 地盤、埋戻コンクリート及びMMRのモデル化	41
3.2.6 地震応答解析モデル	44
3.2.7 ジョイント要素の設定	47
3.2.8 材料特性の設定	52
3.3 減衰定数	55
3.3.1 全応力解析で設定する Rayleigh 減衰	57
3.3.2 有効応力解析で設定する Rayleigh 減衰	67
3.4 荷重及び荷重の組合せ	68
3.4.1 機器・配管荷重	69
3.4.2 外水圧	70
3.4.3 積雪荷重	70
3.5 地震応答解析の解析ケース	71
3.5.1 耐震評価における解析ケース	71
3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース	76

4.	評価内容	81
4.1	入力地震動の設定	81
4.1.1	A-A断面及びB-B断面の入力地震動	82
4.1.2	C-C断面の入力地震動	94
4.2	許容限界の設定	106
4.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	106
4.2.2	せん断破壊に対する許容限界	109
4.2.3	基礎地盤の支持機能に対する許容限界	129
4.3	評価方法	130
4.3.1	C-C断面	130
5.	評価結果	132
5.1	地震応答解析結果	132
5.1.1	解析ケース	132
5.1.2	ひずみの時刻歴波形 (A-A断面及びB-B断面)	138
5.1.3	断面力分布 (せん断破壊に対する照査) (A-A断面及びB-B断面)	140
5.1.4	断面力分布 (層間変位最大時刻) (C-C断面)	143
5.1.5	最大せん断ひずみ分布 (A-A断面及びB-B断面)	147
5.2	構造部材の健全性に対する評価結果	150
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	150
5.2.2	せん断破壊に対する評価結果	158
5.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	182
5.3.1	基礎地盤	182
5.3.2	MMR	187
6.	まとめ	197

参考資料1 安全対策工事着工前の周辺地盤状況を踏まえた耐震安全性評価

参考資料2 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

参考資料3 機械式継手によるかぶり厚の設定について

1. 評価方法

第1ベントフィルタ格納槽は、常設耐震重大事故等対処設備である第1ベントフィルタスクラバ容器等を間接支持しており、支持機能が要求される。また、一部の部材は、遮蔽機能が要求される第1ベントフィルタ格納槽遮蔽又は配管遮蔽である。

第1ベントフィルタ格納槽については、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、第1ベントフィルタ格納槽が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度、支持機能及び遮蔽機能を有していることを確認する。

第1ベントフィルタ格納槽に要求される機能維持の確認においては、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有することを確認し、これにより常設耐震重大事故等対処設備を支持する機能を有することを確認する。さらに、部材が終局範囲に留まることを確認することで、遮蔽機能を有することを確認する。

2. 評価条件

2.1 適用規格

第1ベントフィルタ格納槽の耐震評価にあたっては、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2002」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）（以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系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（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル2005」という。）及びコンクリート標準示方書2002を適用する。また、基礎地盤の支持性能の許容限界については、コンクリート標準示方書2002を適用する。

表2-1及び表2-2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，基準値	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 2002	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 (材料非線形解析によるせん断耐力の算定)	
荷重及び荷重の組み合わせ	コンクリート標準示方書 2002	永久荷重, 偶発荷重等の適切な組み合わせを検討	
許容限界	土木学会マニュアル 2005	<p>曲げ・軸力系の破壊に対する照査は, 発生ひずみが限界ひずみ (圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%) 以下であることを確認</p> <p>又は, 限界層間変形角を設定した上で, 発生層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認</p> <p>せん断破壊に対する照査は, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認</p>	構造強度を有すること
	コンクリート標準示方書 2002	<p>曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生曲げモーメントが終局曲げモーメントを下回ることを確認</p> <p>又は, 発生ひずみが限界ひずみ (3500 μ) を下回ることを確認</p>	遮蔽機能を有すること
	コンクリート標準示方書 2002	MMR の支持性能に対する照査は, MMR に発生する応力がコンクリートの支圧強度を下回ることを確認	

表 2-2 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準値	備考	確認項目
許容限界	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，基礎地盤に発生する 応力が極限支持力度を下回る ことを確認	
地震応答解析	J E A G 4 6 0 1 - 1987	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	

2.2 構造概要

第1ベントフィルタ格納槽の位置図を図2-1に、平面図を図2-2～図2-4に、断面図を図2-5～図2-10に、概略配筋図を図2-11～図2-13に、安全対策工事に伴う掘削範囲図を図2-14に評価対象断面図を図2-15～図2-17を示す。

第1ベントフィルタ格納槽は、幅24.6m（東西方向）×13.4m（南北方向）、高さ約18.7mの中壁、中床版を有する鉄筋コンクリート造の地中（一部地上部及び原子炉建物との接続部を含む）構造物であり、マンメイドロック（以下「MMR」という。）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。

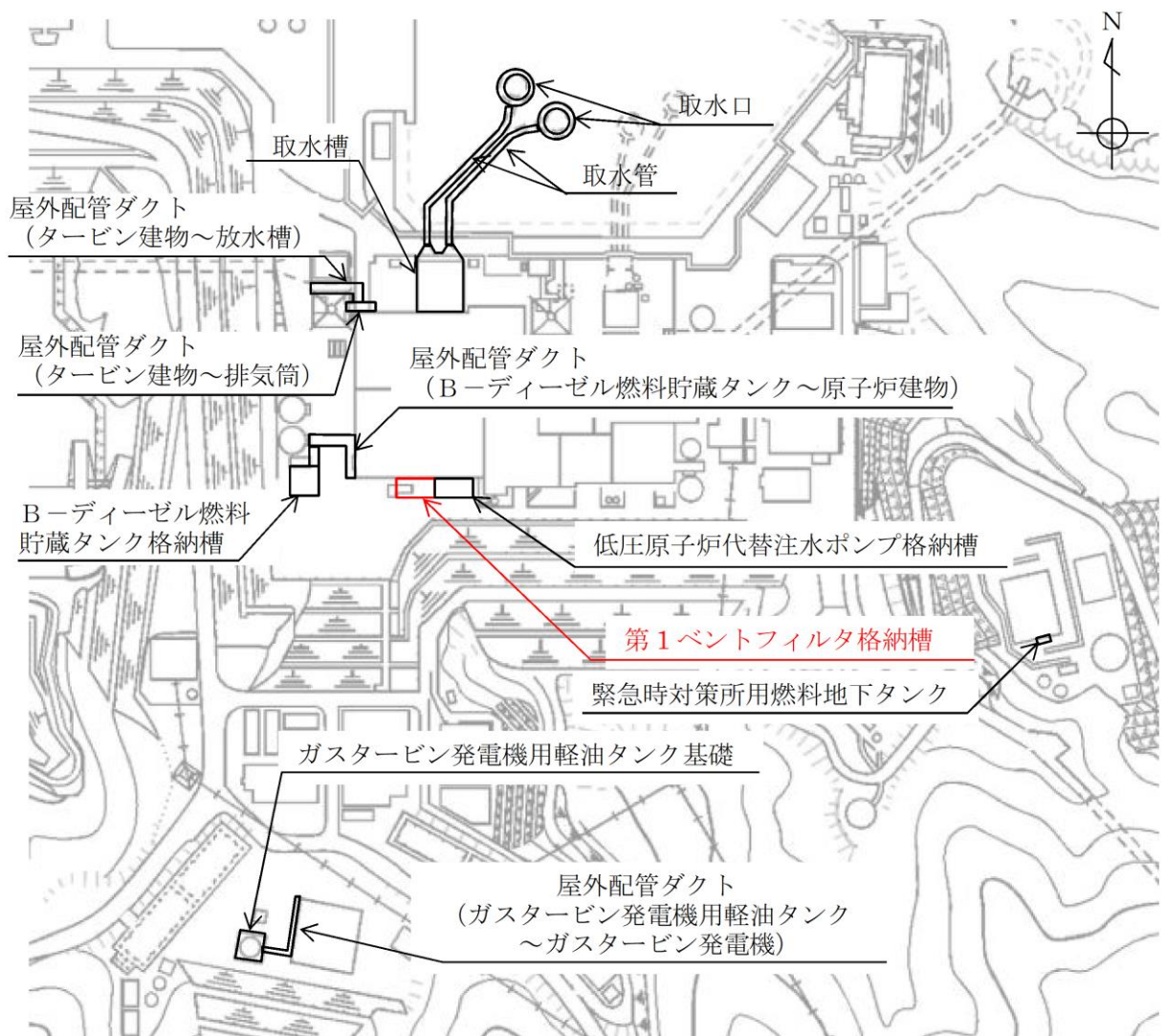


図 2-1 第 1 ベントフィルタ格納槽 位置図

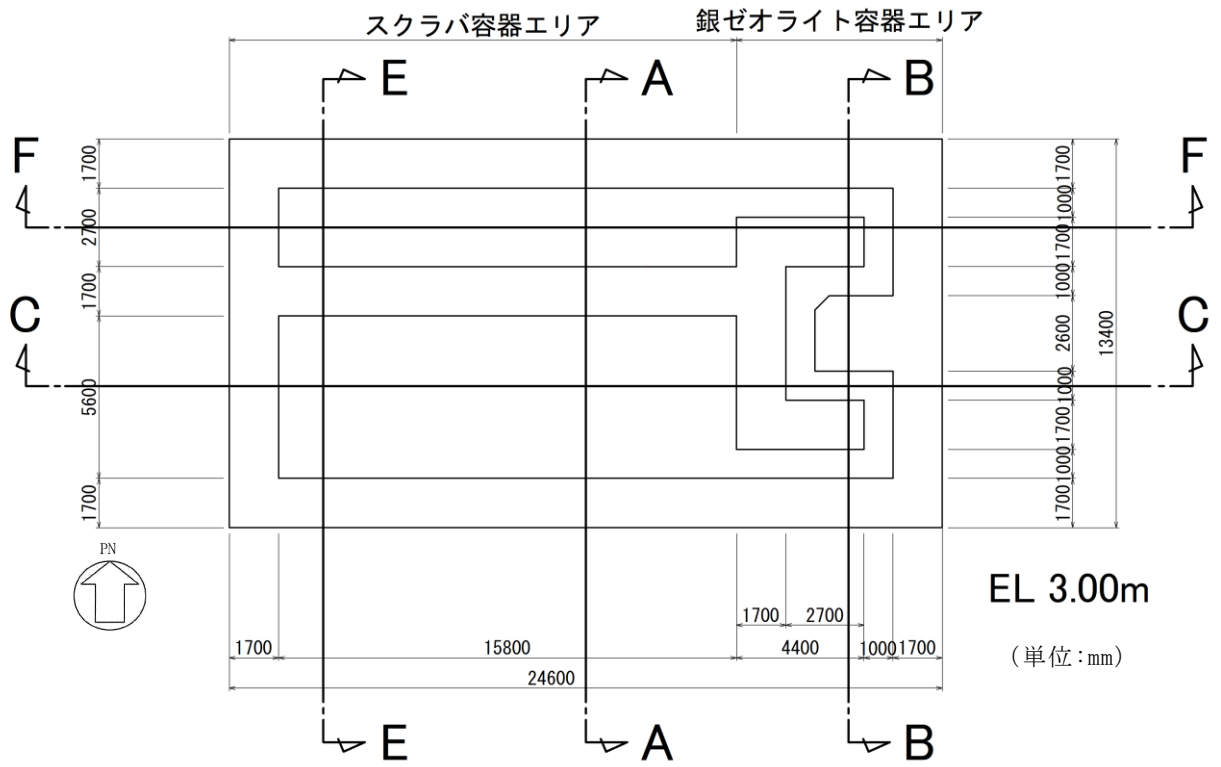


図 2-2 第 1 ベントフィルタ格納槽 平面図 (EL 3.00m)

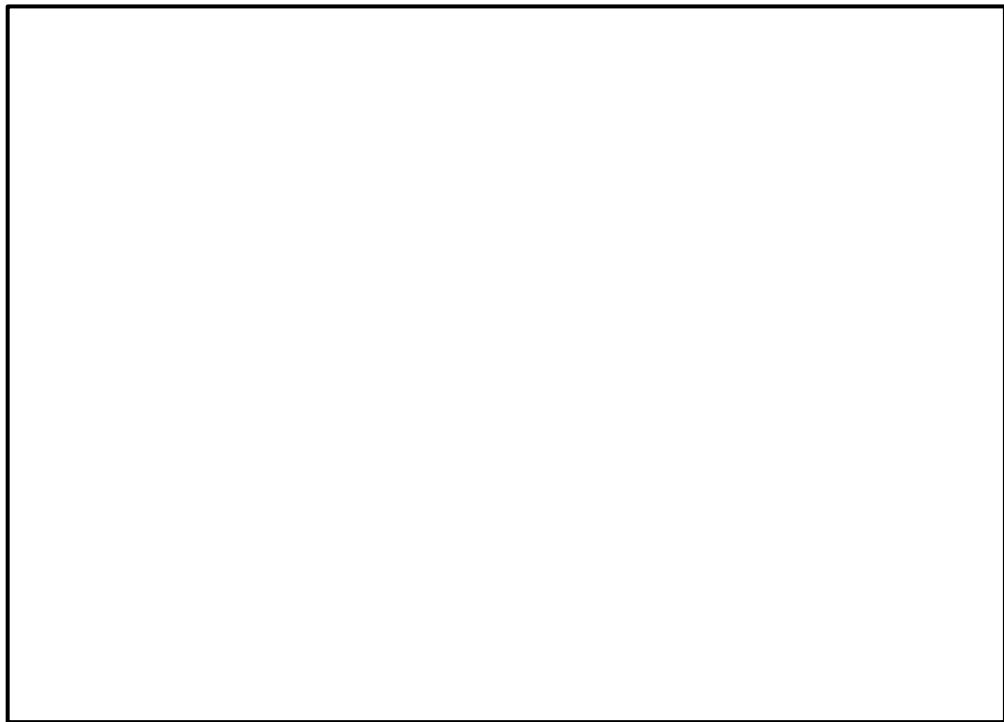


図 2-3 第 1 ベントフィルタ格納槽 平面図 (EL 9.00m)

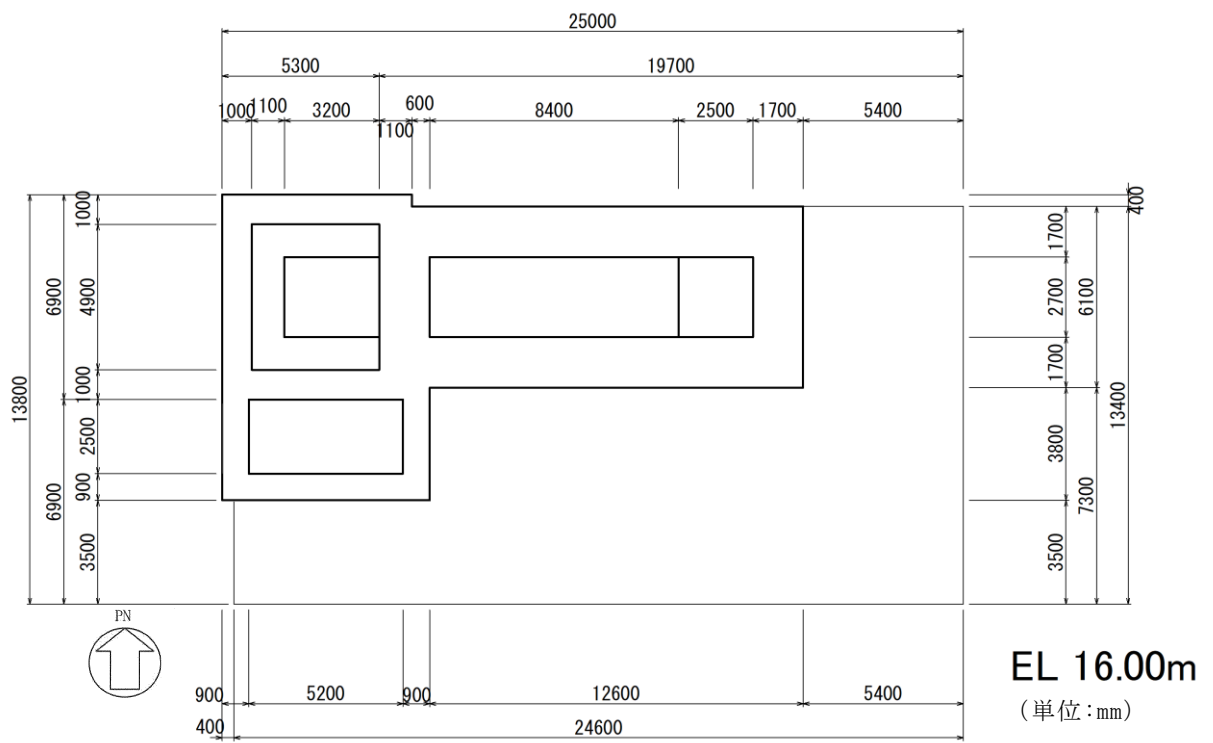


図 2-4 第 1 ベントフィルタ格納槽 平面図 (EL 16.00m)

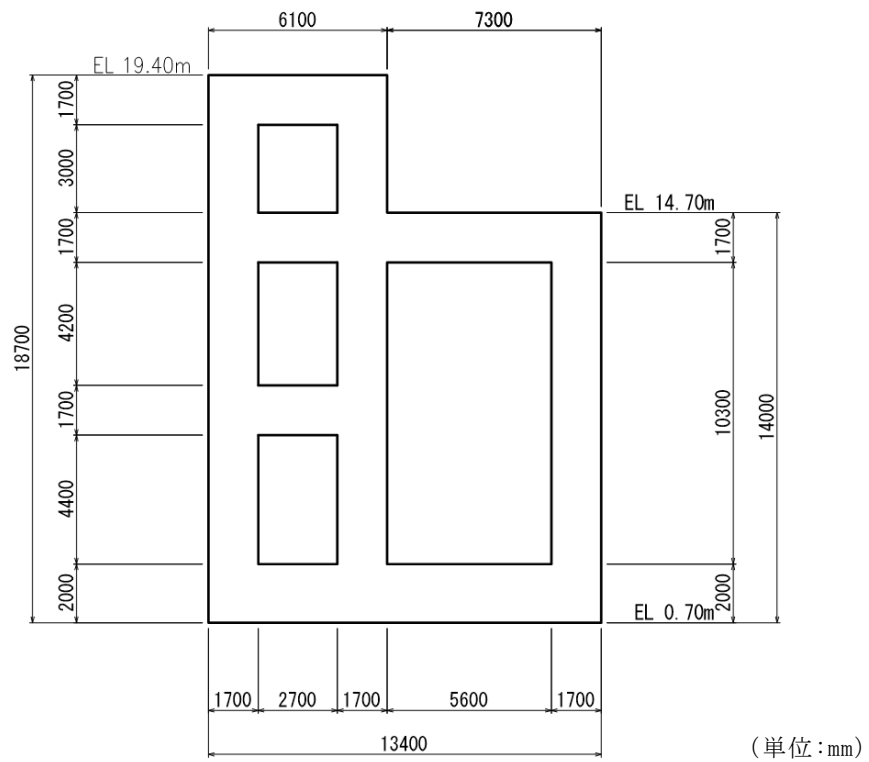


図 2-5 第 1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (A-A 断面)

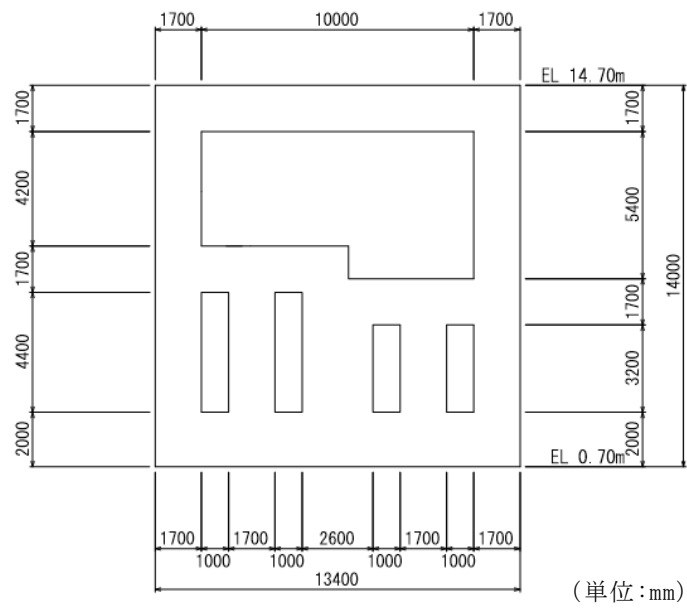


図 2-6 第 1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (B-B 断面)

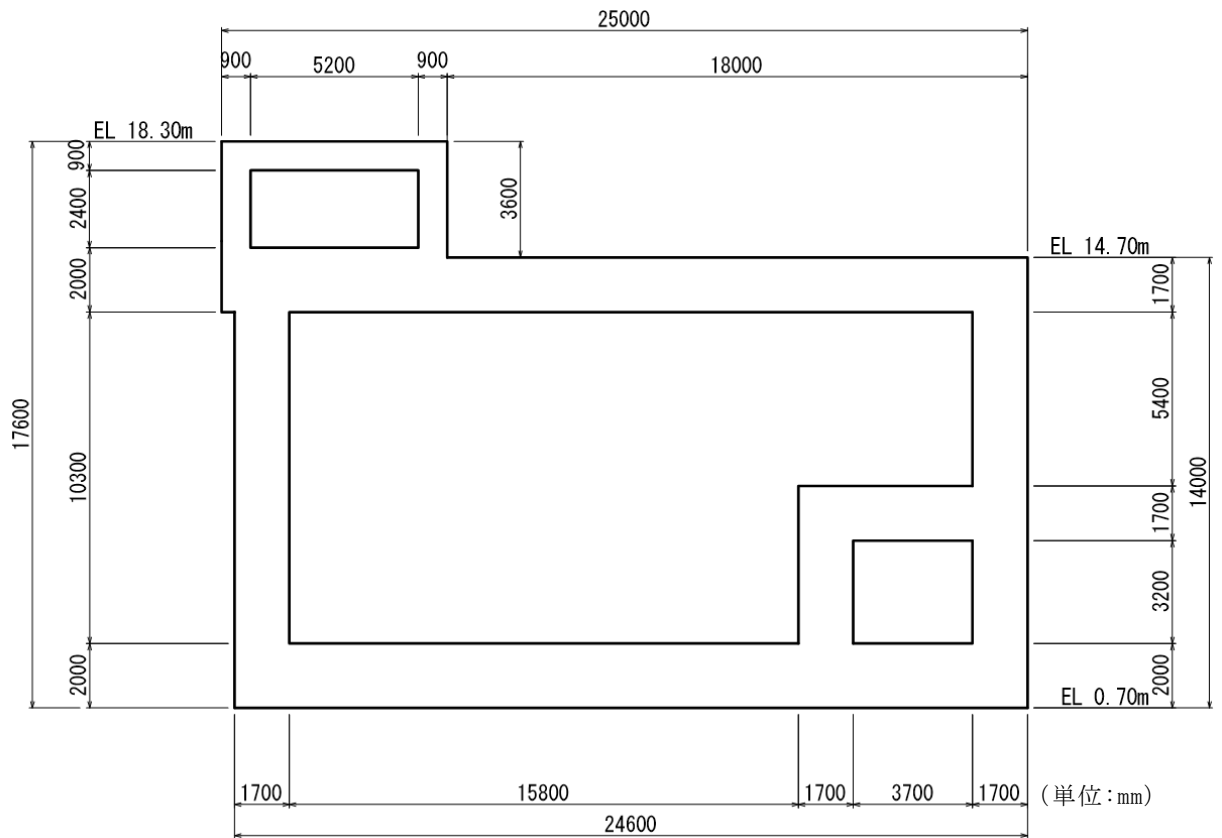


図 2-7 第 1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (C-C 断面)

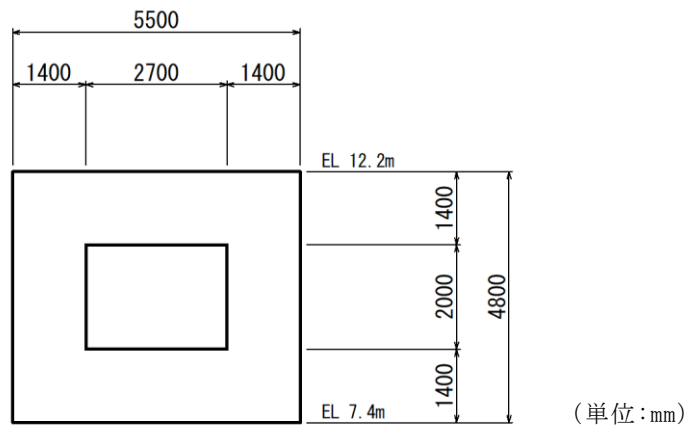


図 2-8 第 1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (D-D 断面)

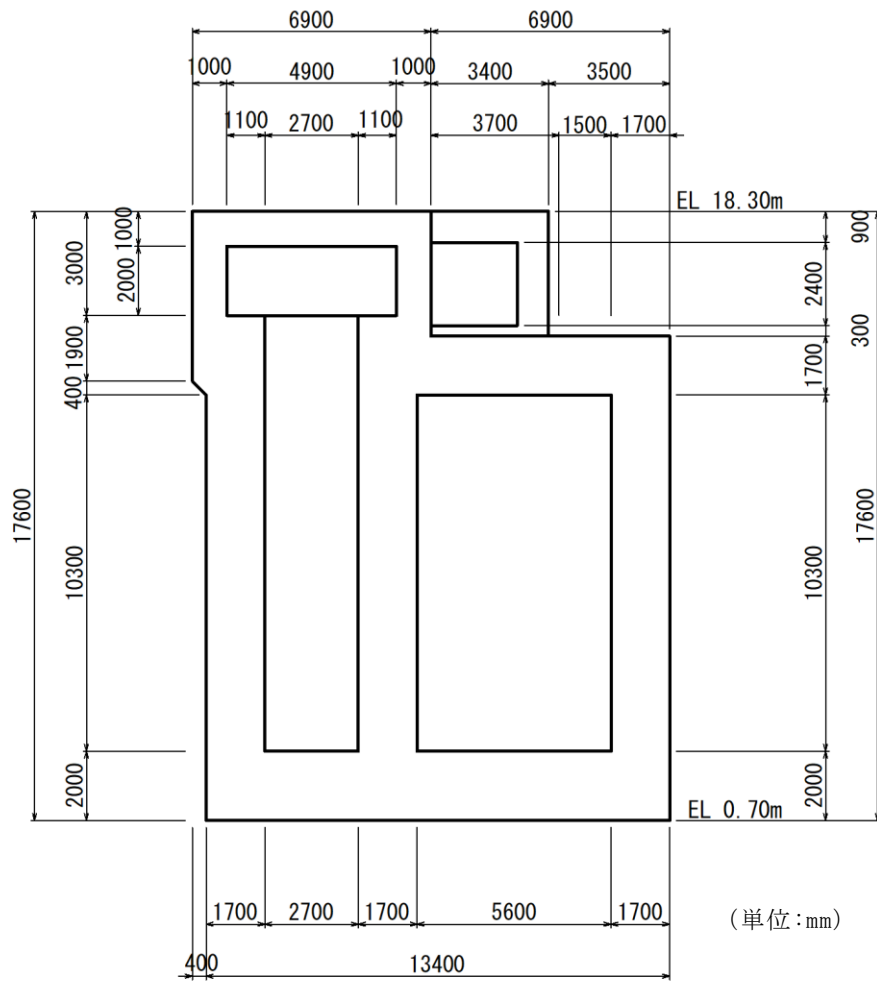


図 2-9 第 1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (E-E 断面)

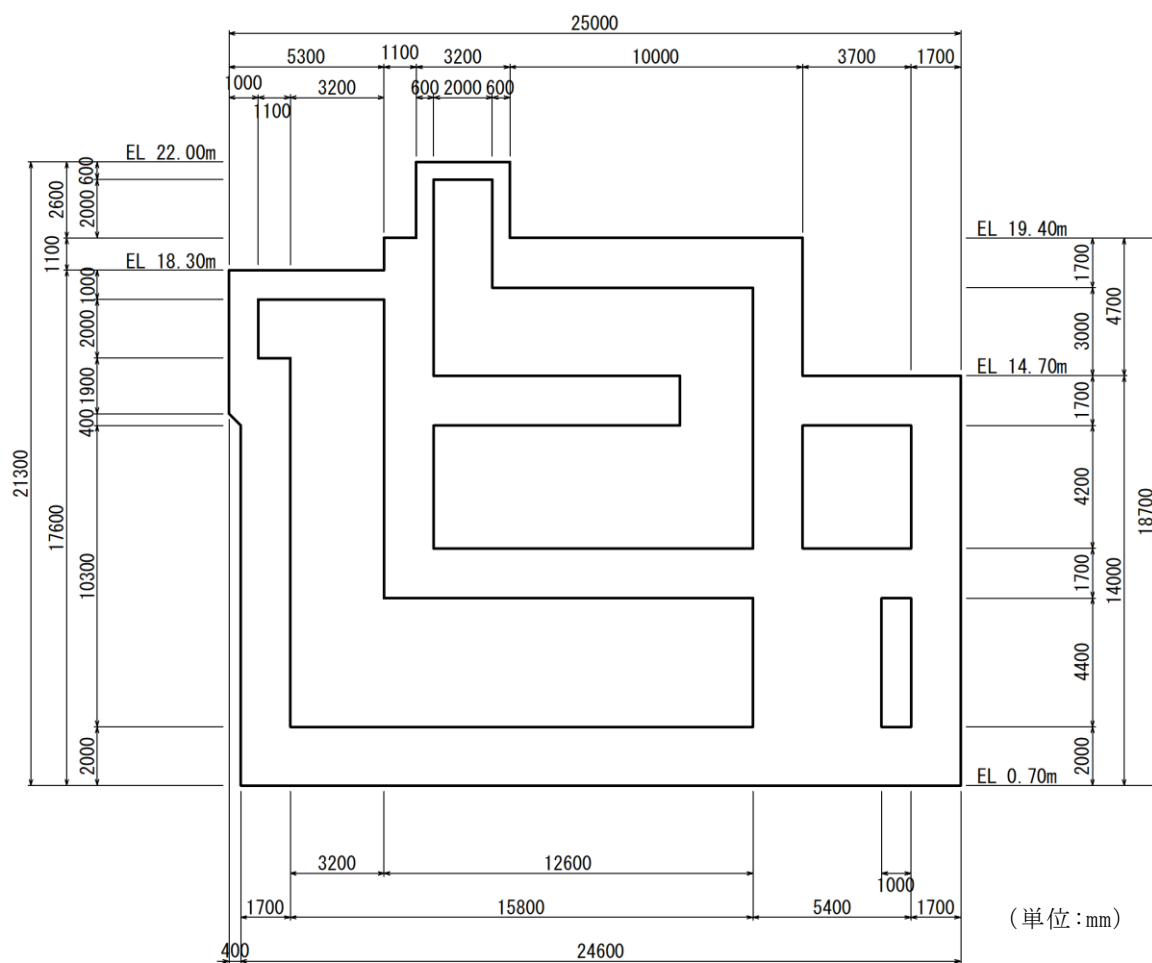


図 2-10 第 1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (F-F 断面)

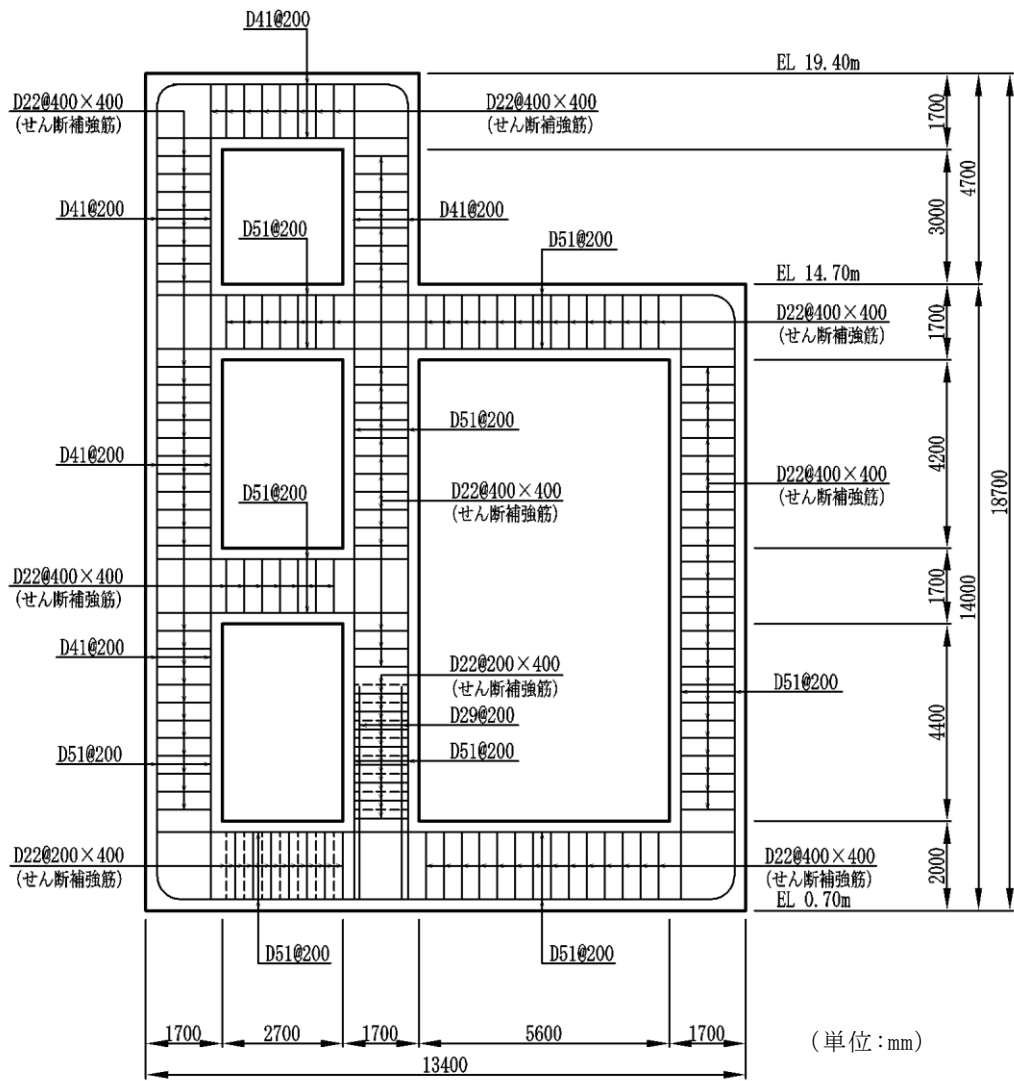


図 2-11 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (A-A 断面)

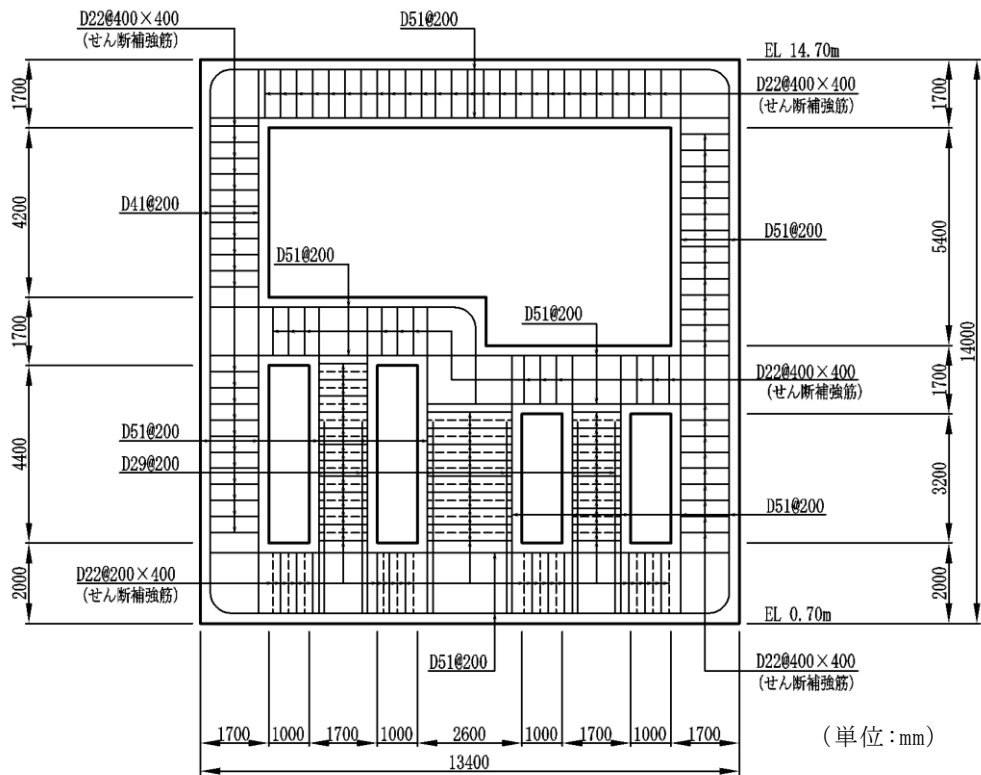


図 2-12 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (B-B 断面)

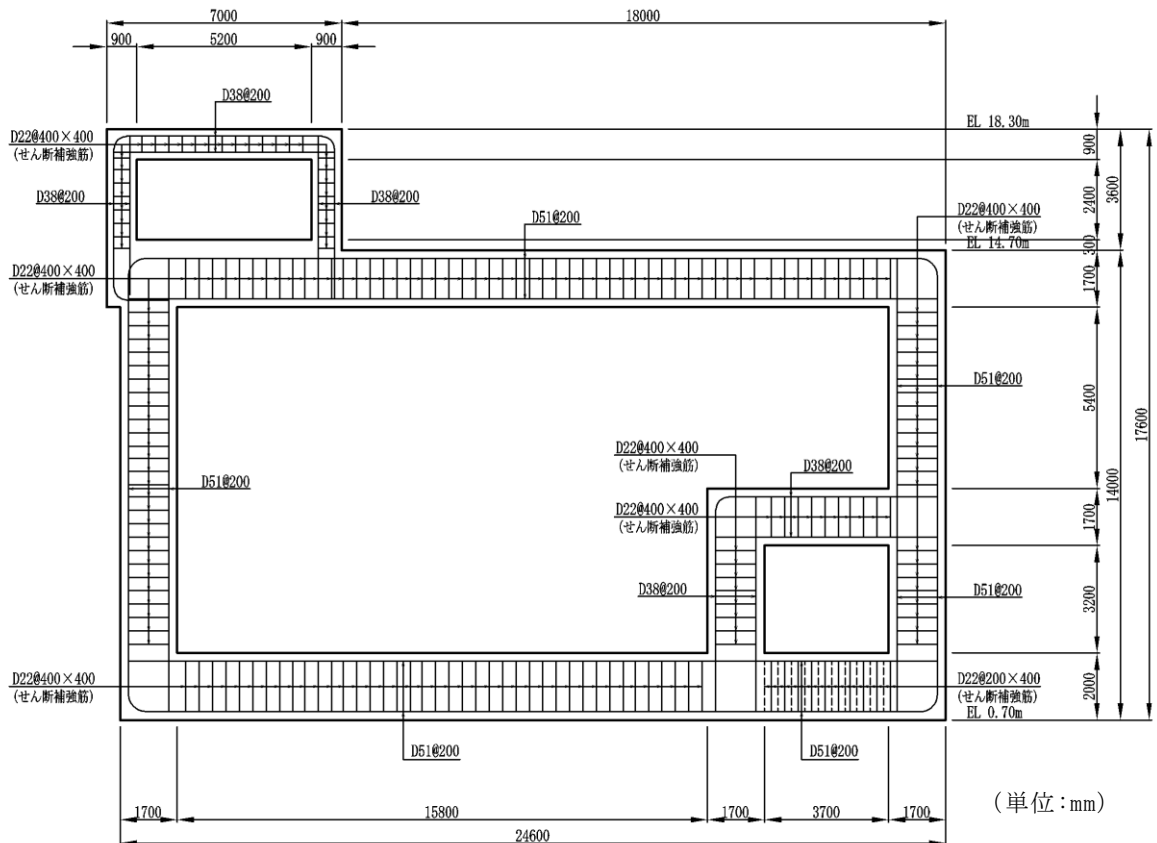


図 2-13 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (C-C 断面)

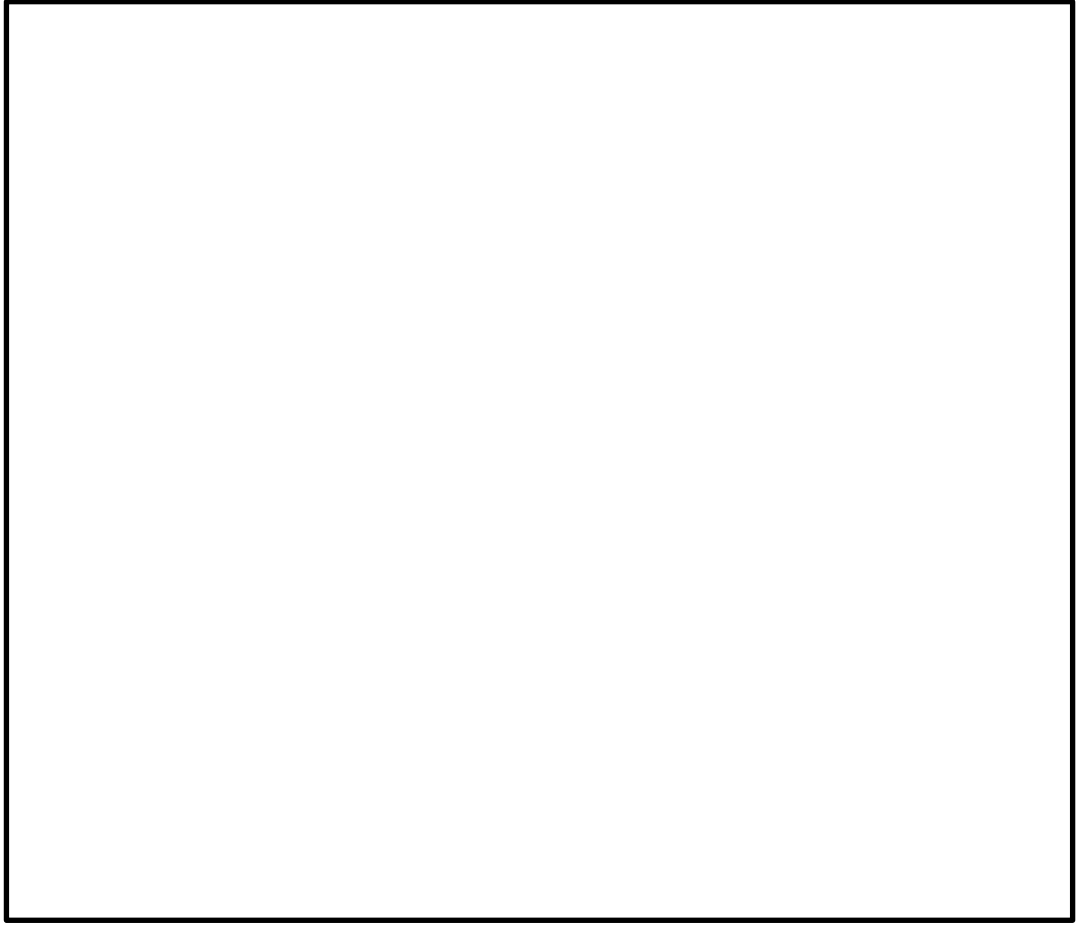
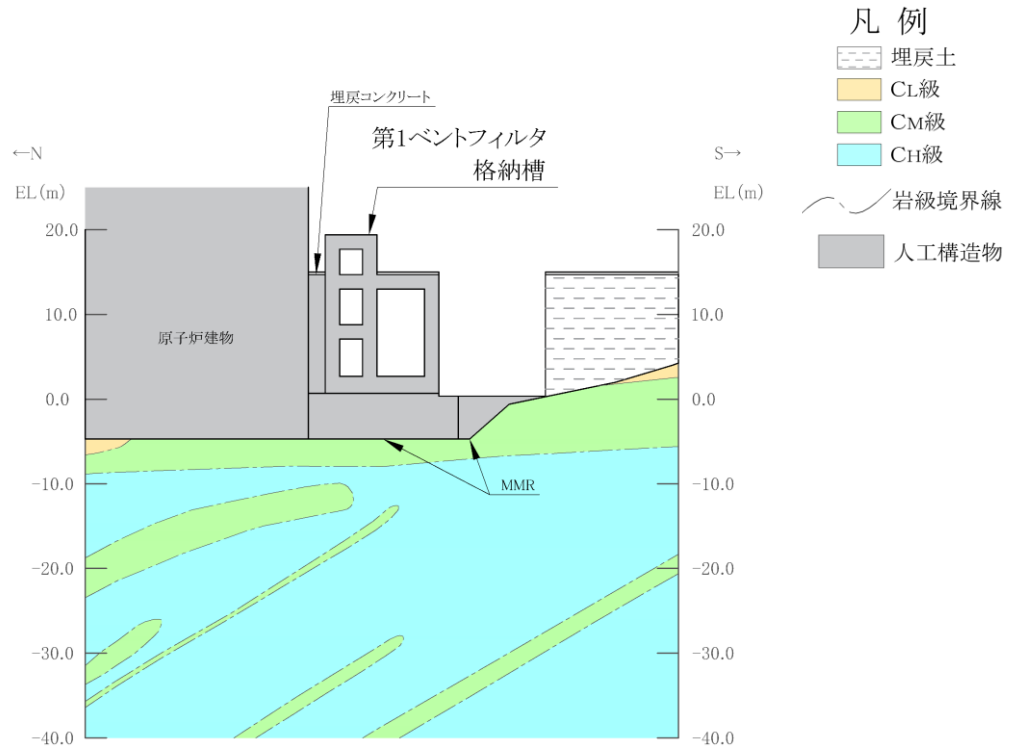
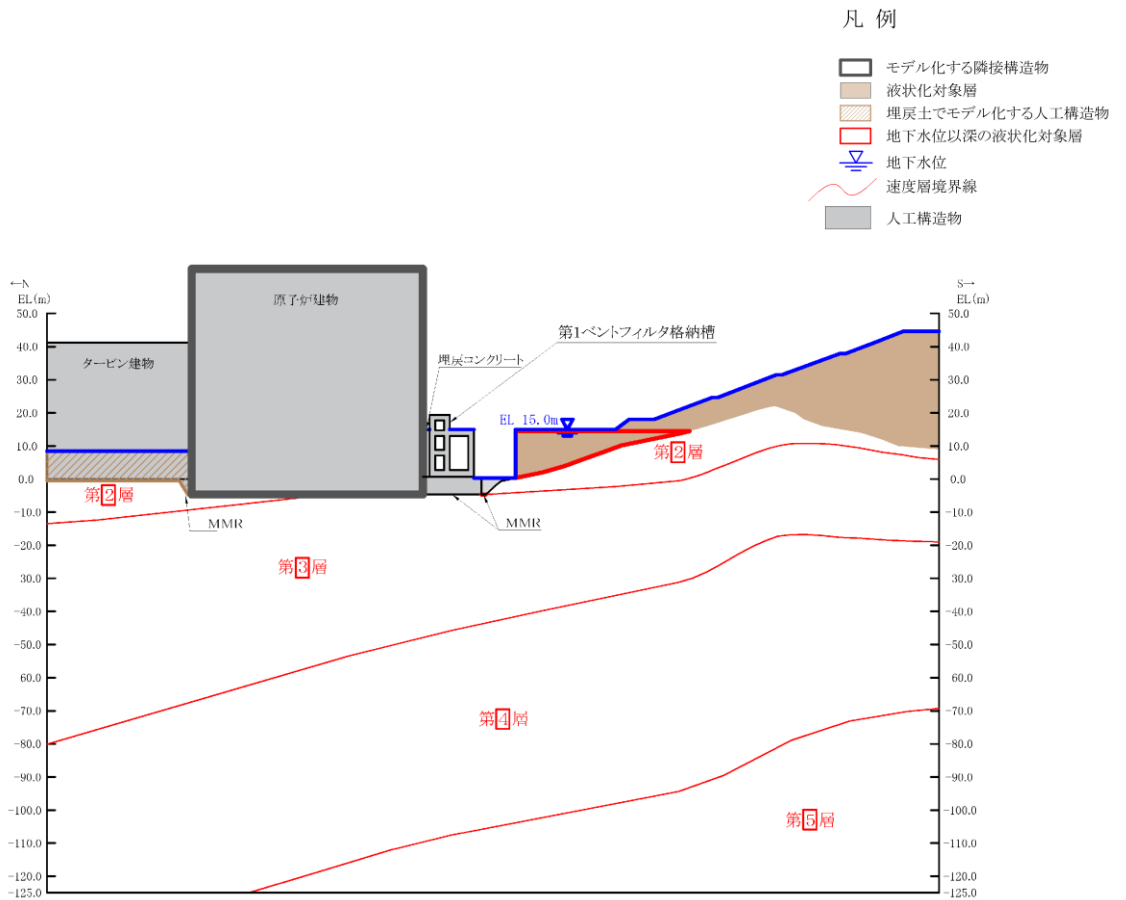


図 2-14 安全対策工事に伴う掘削範囲図

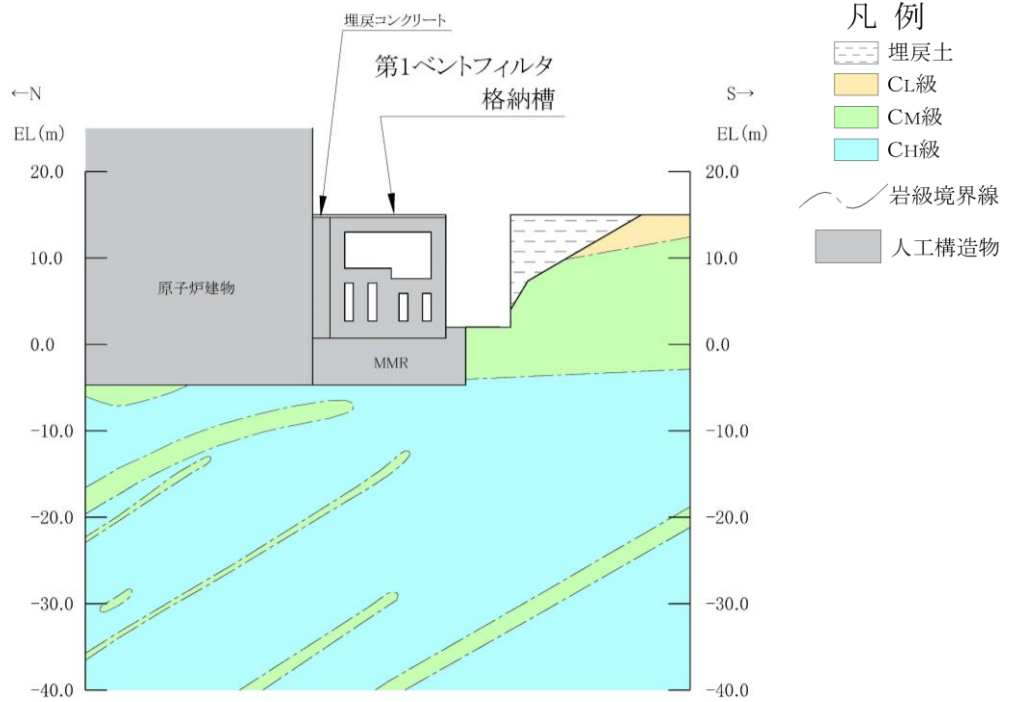


(岩級図)

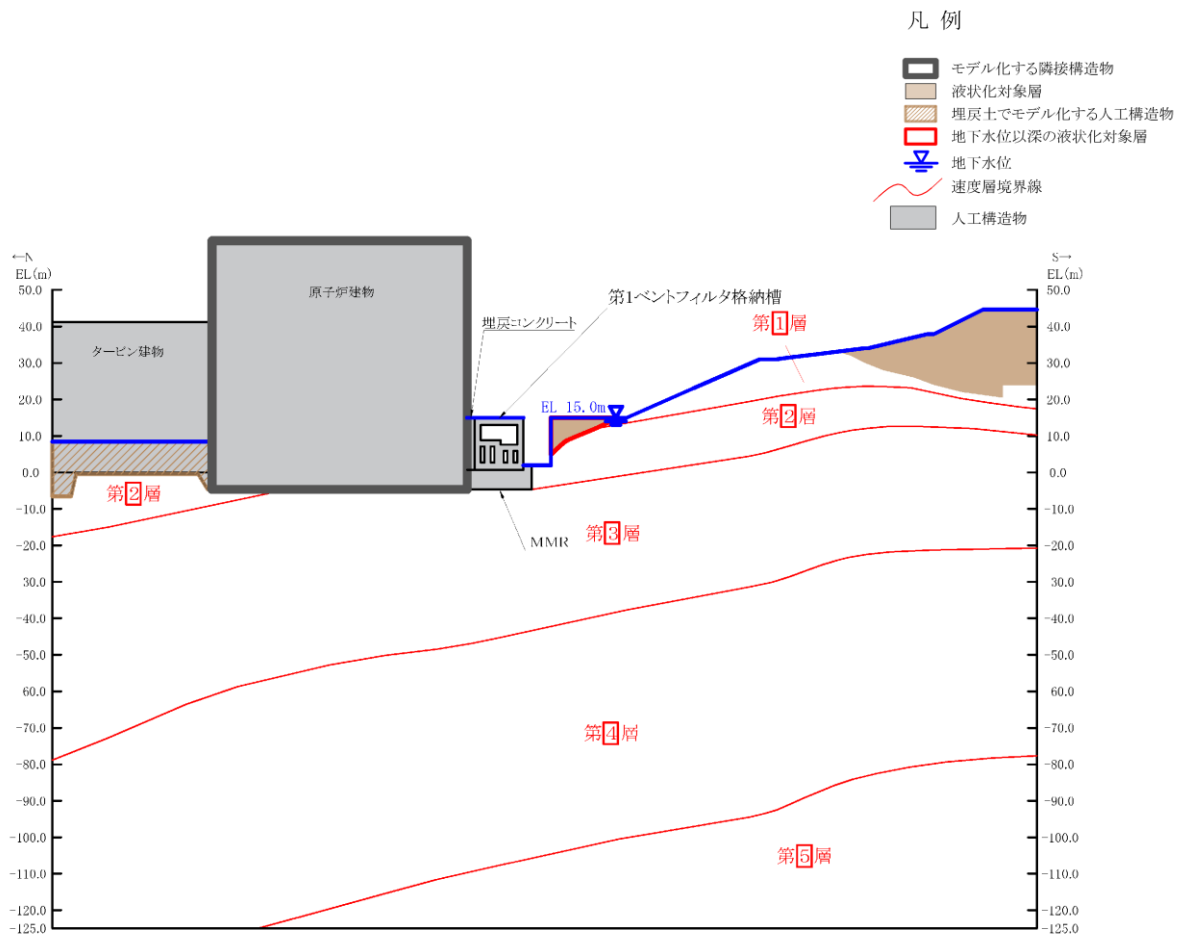


(速度層図)

図 2-15 第 1 ベントフィルタ格納槽 評価対象断面図 (A-A 断面位置)

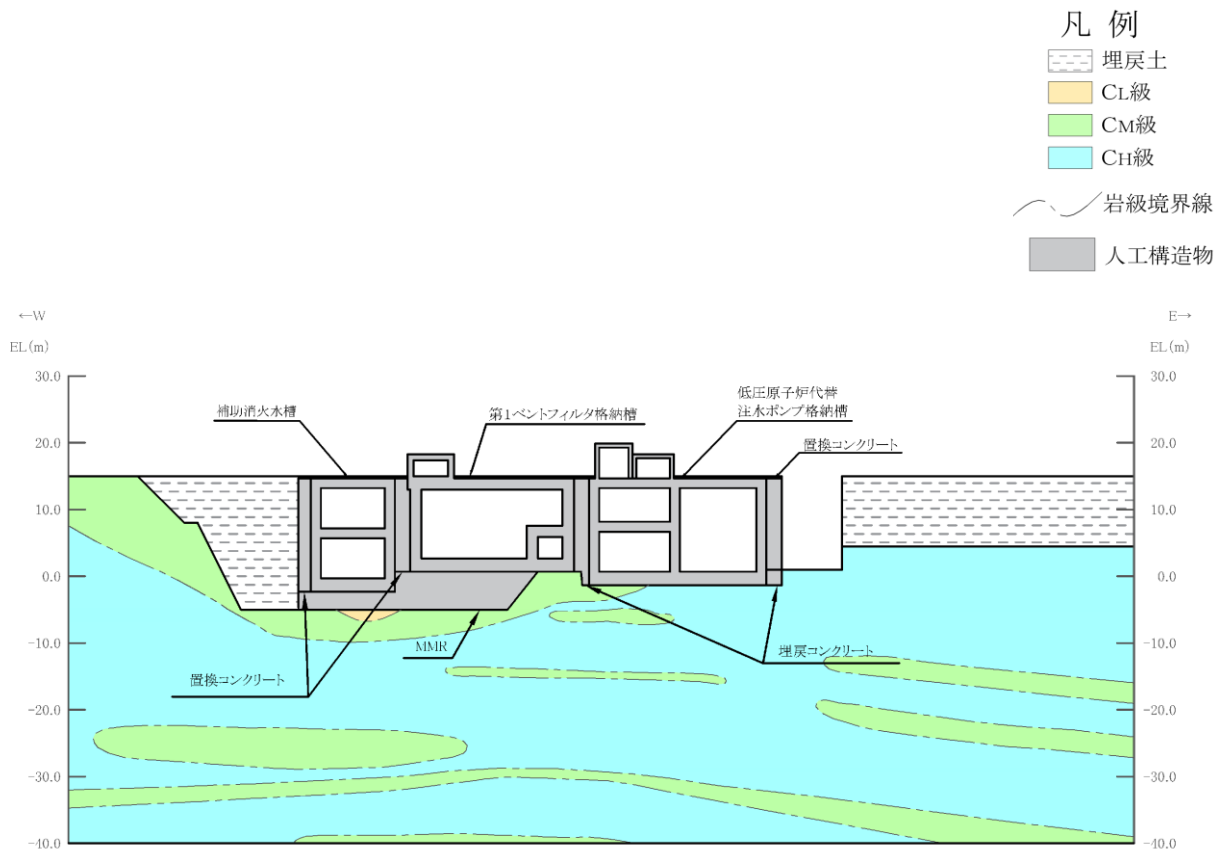


(岩級図)

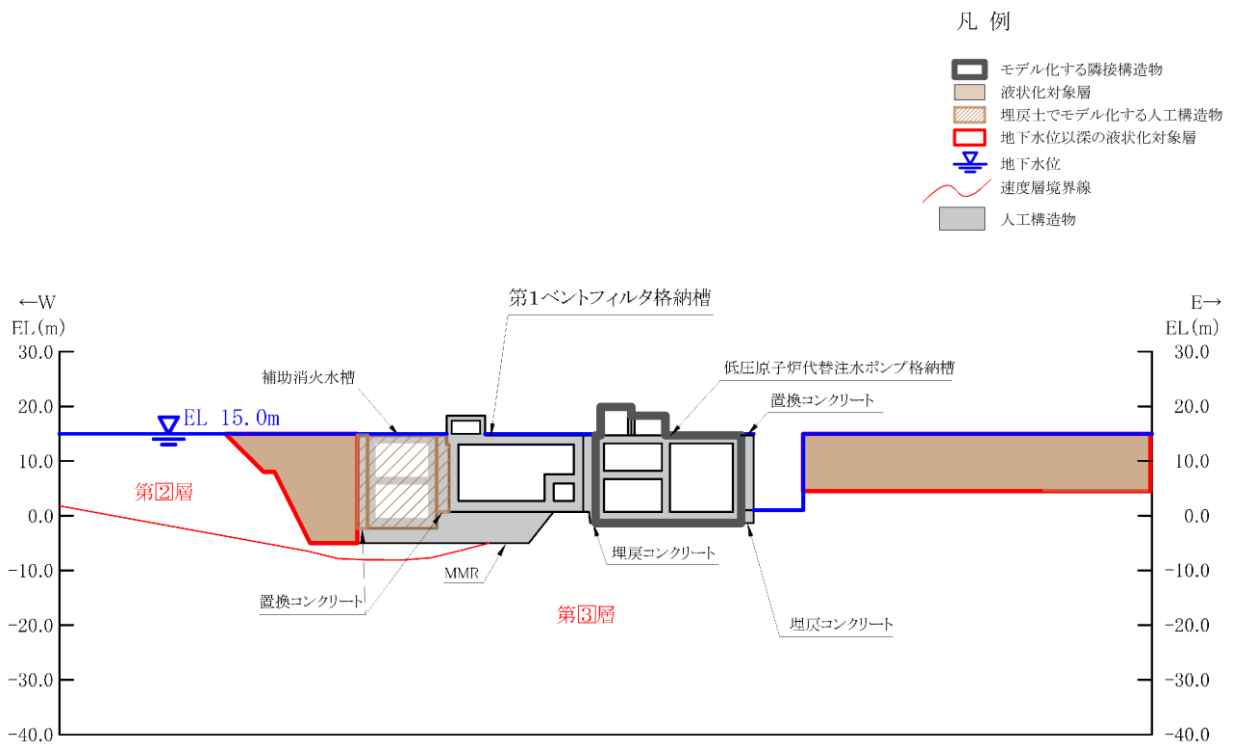


(速度層図)

図 2-16 第 1 ベントフィルタ格納槽 評価対象断面図 (B-B 断面位置)



(岩級図)



(速度層図)

図 2-17 第 1 ベントフィルタ格納槽 評価対象断面図 (C-C 断面位置)

2.3 評価対象断面の方向

長辺方向（東西方向）に加振した場合は，加振方向に直交する方向の構造物の長さに対する加振方向と平行に設置される妻壁同士の離隔が小さく強軸方向となるが，短辺方向（南北方向）に加振した場合は，耐震要素として機能する妻壁同士の離隔が大きく弱軸方向となる。

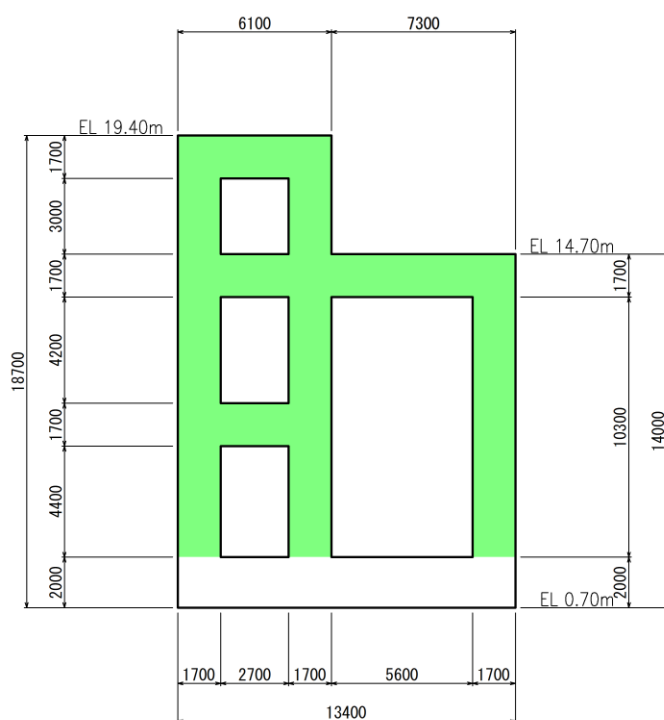
以上より，弱軸断面となる短辺方向（南北方向）から評価対象断面を選定する。ただし，短辺方向（南北方向）において評価対象外となっている長辺方向（東西方向）の部材を評価するために，長辺方向（東西方向）からも評価対象断面を選定する。

2.4 評価対象断面の選定

「2.3 評価対象断面の方向」に示すとおり，評価対象断面は，加振方向に平行な部材全体を耐震設計上見込むことが出来ず，弱軸方向となる短辺方向から選定する。銀ゼオライト容器エリアにおいてはB-B断面を選定し，スクラバ容器エリアについては代表的な断面であるA-A断面を選定する。なお，A-A断面はE-E断面と比較して妻壁からの離隔が大きく保守的な断面となる。

長辺方向についてはF-F断面と比較して，妻壁間の離隔が大きいC-C断面を選定し，短辺方向で評価できない部材についても，耐震安全性を網羅的に確認する。

D-D断面については，周囲全周を埋戻しコンクリートで囲まれていることに加え，他の断面と比較して部材厚に対する内空は小さいが，配筋は同等であるため，評価対象断面として選定しない。評価対象断面として選定した断面図を図2-18～図2-20に示す。

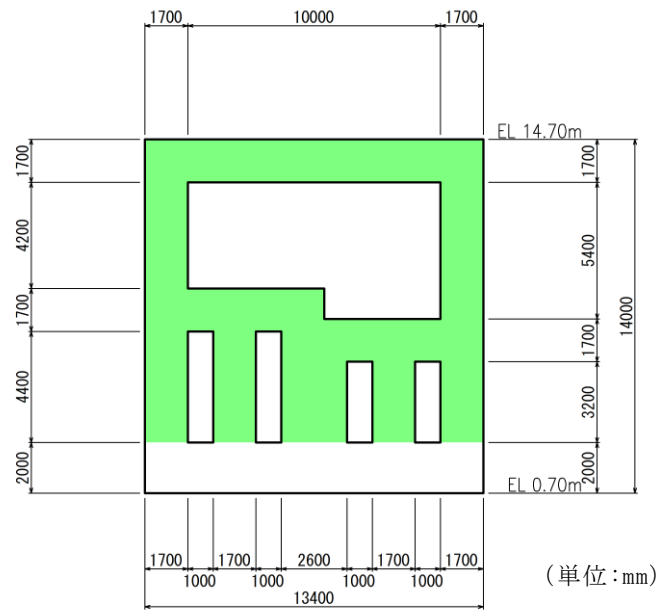


(単位:mm)

■ : 遮蔽壁又は遮蔽床

(第1 ベントフィルタ格納槽遮蔽)

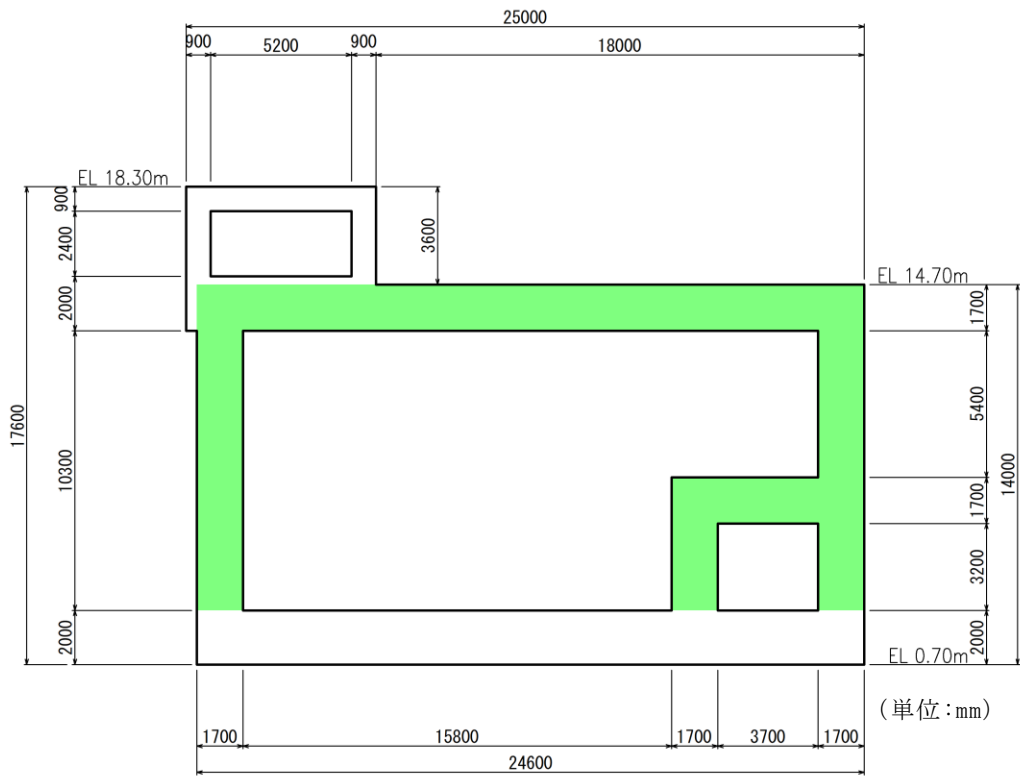
図2-18 第1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (A-A断面)



■ : 遮蔽壁又は遮蔽床

(第1 ベントフィルタ格納槽遮蔽)

図 2-19 第1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (B-B 断面)



■ : 遮蔽壁又は遮蔽床

(第1 ベントフィルタ格納槽遮蔽)

図 2-20 第1 ベントフィルタ格納槽 断面図 (C-C 断面)

2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-3 に、材料の物性値を表 2-4 に示す。

表 2-3 使用材料

材料		仕様
構造物 (鉄筋コンクリート)	コンクリート	設計基準強度 24.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
埋戻コンクリート		設計基準強度 18.0N/mm ²
MMR		

表 2-4 材料の物性値

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
構造物 (鉄筋コンクリート)	2.50×10 ⁴	24.0* ¹	0.2
埋戻コンクリート	2.20×10 ⁴	22.6* ²	
MMR			

注記*1：鉄筋コンクリートの単位体積重量を示す。

*2：無筋コンクリートの単位体積重量を示す。

2.6 地盤物性値

地盤については，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2-5～表2-7に示す。

表2-5 地盤の解析用物性値（岩盤）

層番号	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
1層	250	800	20.6	0.446	1.31	3
2層	900	2100	23.0	0.388	19.0	3
3層	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
4層	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
5層	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
6層*	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

注記*：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

表2-6 地盤の解析用物性値（埋戻土）

		解析用物性値
		埋戻土
物理特性	密度 ρ_s (g/cm ³)	2.11
強度特性	初期せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	0.22
	内部摩擦角 ϕ (°)	22
動的変形特性	初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)	$G_0=749 \sigma^{0.66}$ (N/mm ²) $G/G_0=1/(1+\gamma/0.00027)$
	動ポアソン比 ν_d	0.45
減衰特性	減衰定数 h	$h=0.0958 \times (1-G/G_0)^{0.85}$

表 2-7 地盤の有効応力解析における解析用物性値（埋戻土）

			解析用物性値
物理特性	密度	ρ (g/cm ³)	2.11
	間隙率	n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数	G_{ma}^* (kN/m ²)	157,000
	基準平均有効拘束圧	ρ_{ma}^* (kN/m ²)	98.0
	ポアソン比	ν	0.33
	減衰定数の上限値	h_{max}	0.095
強度特性	粘着力	c' (N/mm ²)	0.00
	内部摩擦角	ϕ' (°)	40.06
液状化特性	変相角	ϕ_p (°)	28.0
	液状化パラメータ	S_1	0.005
		w_1	4.165
		P_1	0.005
		P_2	0.990
		C_1	2.007

注記*：動せん断弾性係数，基準平均有効拘束圧及び液状化パラメータは代表的数値を示す。

2.7 評価構造物諸元

第1ベントフィルタ格納槽の諸元を表2-8～表2-10に評価部位を図2-21～図2-23に示す。

表2-8 評価部位とその仕様(A-A断面)

部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1	2700	1700	24.0	SD345	支持機能 遮蔽機能
床版	2 4	2700	1700	24.0	SD345	
頂版	3	5600	1700	24.0	SD345	
底版	5	2700	2000	24.0	SD345	支持機能
	6	5600	2000	24.0	SD345	
側壁	7 10	3000	1700	24.0	SD345	支持機能 遮蔽機能
	8	4200	1700	24.0	SD345	
	9	4400	1700	24.0	SD345	
隔壁	11	4200	1700	24.0	SD345	
	12	4400	1700	24.0	SD345	
側壁	13	10300	1700	24.0	SD345	

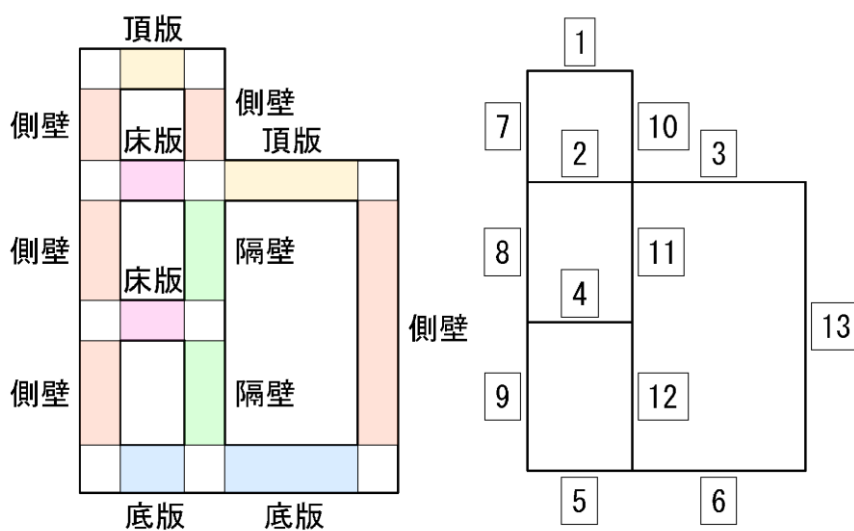


図2-21 評価部位位置図

表 2-9 評価部位とその仕様評価部位とその仕様 (B-B 断面)

部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1	10000	1700	24.0	SD345	支持機能 遮蔽機能
床版	2 3	1000	1700	24.0	SD345	
	4 5					
底版	6 7	1000	2000	24.0	SD345	支持機能
	8 9					
側壁	10	4200	1700	24.0	SD345	支持機能 遮蔽機能
	11	4400	1700	24.0	SD345	
	12	5400	1700	24.0	SD345	
	13	3200	1700	24.0	SD345	
隔壁	14	4400	1700	24.0	SD345	
	15	3200	2600	24.0	SD345	
	16	3200	1700	24.0	SD345	

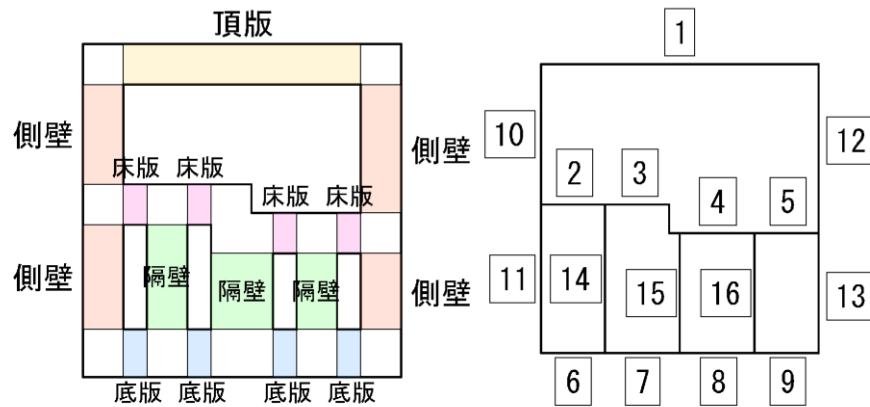


図 2-22 評価部位位置図

表 2-10 評価部位とその仕様(C-C断面)

部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1	5200	900	24.0	SD345	支持機能
床版	2	5200	2000	24.0	SD345	
頂版	3	16300	1700	24.0	SD345	支持機能 遮蔽機能
床版	4	3700	1700	24.0	SD345	
底版	5	15800	2000	24.0	SD345	支持機能
	6	3700	2000	24.0	SD345	
側壁	7 9	2400	900	24.0	SD345	支持機能 遮蔽機能
	8	10300	1700	24.0	SD345	
隔壁	10	3200	1700	24.0	SD345	支持機能 遮蔽機能
側壁	11	5400	1700	24.0	SD345	
	側壁	12	3200	1700	24.0	SD345

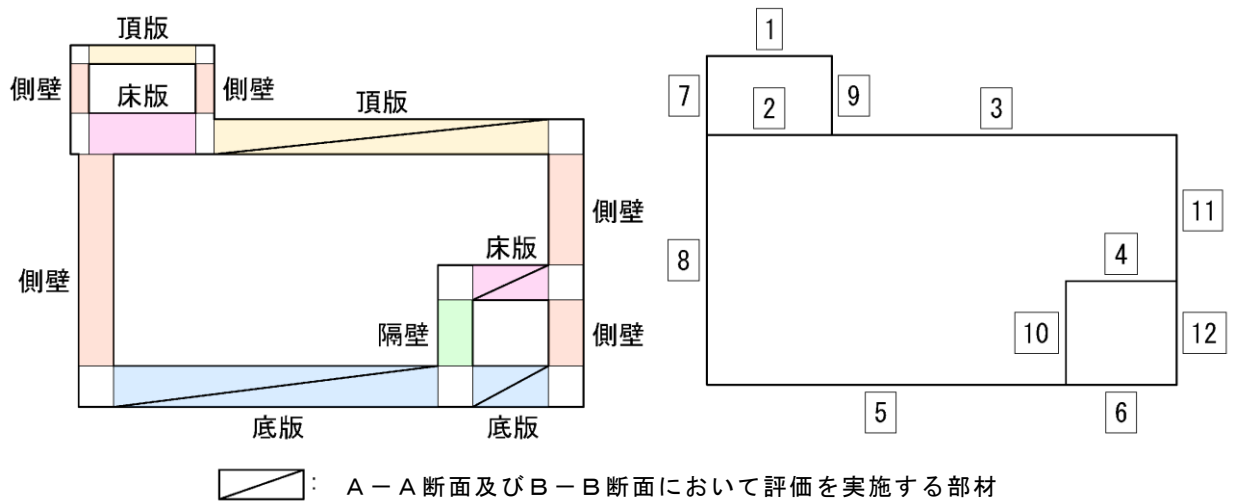


図 2-23 評価部位位置図

2.8 地下水位

設計地下水位は、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。また、地下水位低下設備が機能していないものとして、保守的に設定する。設計地下水位の一覧を表 2-11 に示す。

表 2-11 設計地下水位の一覧

施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)
第 1 ベントフィルタ格納槽	A-A 断面	15.0
	B-B 断面	
	C-C 断面	

2.9 耐震評価フロー

第1 ベントフィルタ格納槽の耐震評価フローを図2-24に示す。弱軸方向断面であるA-A断面及びB-B断面については、地震応答解析における応答値を用いたはり要素の評価を実施する。一方で強軸方向断面であるC-C断面については、「補足026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき、短辺方向の評価に含まれない水平部材及び鉛直部材に対してそれぞれで代表部材を選定し、妻壁による拘束効果を固定境界として考慮した4辺固定版による評価を実施する。

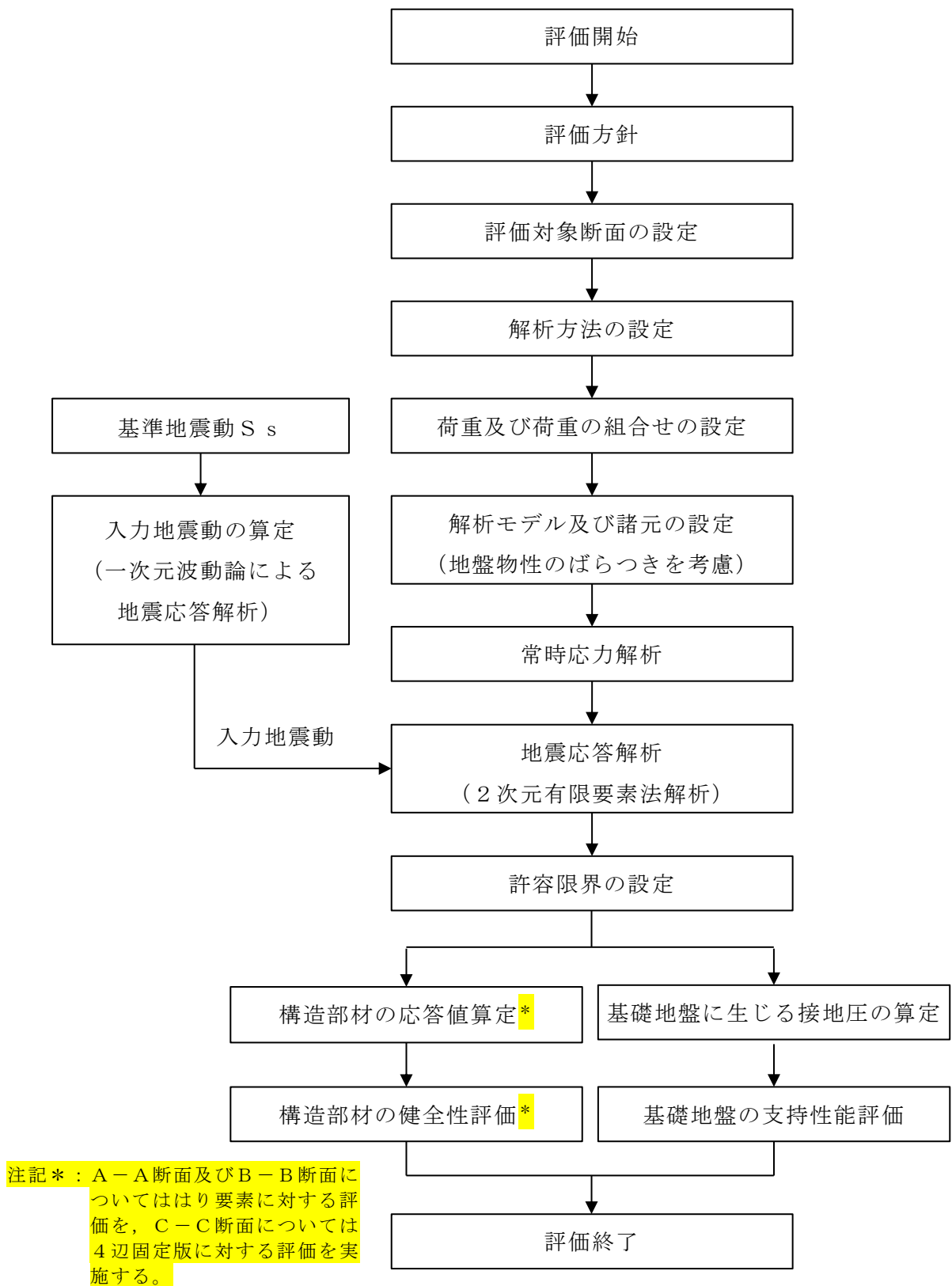


図 2-24 第 1 ベントフィルタ格納槽の耐震評価フロー

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。

A-A 断面及び B-B 断面は、施設周辺の設計地下水位が底版より高いが、施設周辺に地下水位以深の液状化対象層が存在しないため、解析手法の選定フローに基づき「②全応力解析」を選定する。

C-C 断面については、設計地下水位以深の液状化対象層が施設と接するため解析手法のフローに基づき「⑤有効応力解析」を選定する。

構造部材の非線形特性については、全応力解析においてはファイバーモデルで考慮し、有効応力解析においては鉄筋コンクリートの $M-\phi$ 関係を適切にモデル化する。

なお、4 辺固定版の荷重抽出においては、土圧を保守的に算定する観点から構造物を線形はり要素でモデル化し、妻壁を等価な重量及び剛性とした平面応力要素で考慮する。また、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、岩盤は線形でモデル化する。埋戻土については、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）を用いて非線形性を考慮する。なお、MMR 及び埋戻コンクリートについては線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

地震応答解析の解析コードについては、全応力解析では「T D A P III」、有効応力解析では「F L I P」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、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注記*：4 辺固定版による評価を実施する場合は線形はり要素でモデル化する

図 3-2 に示す。

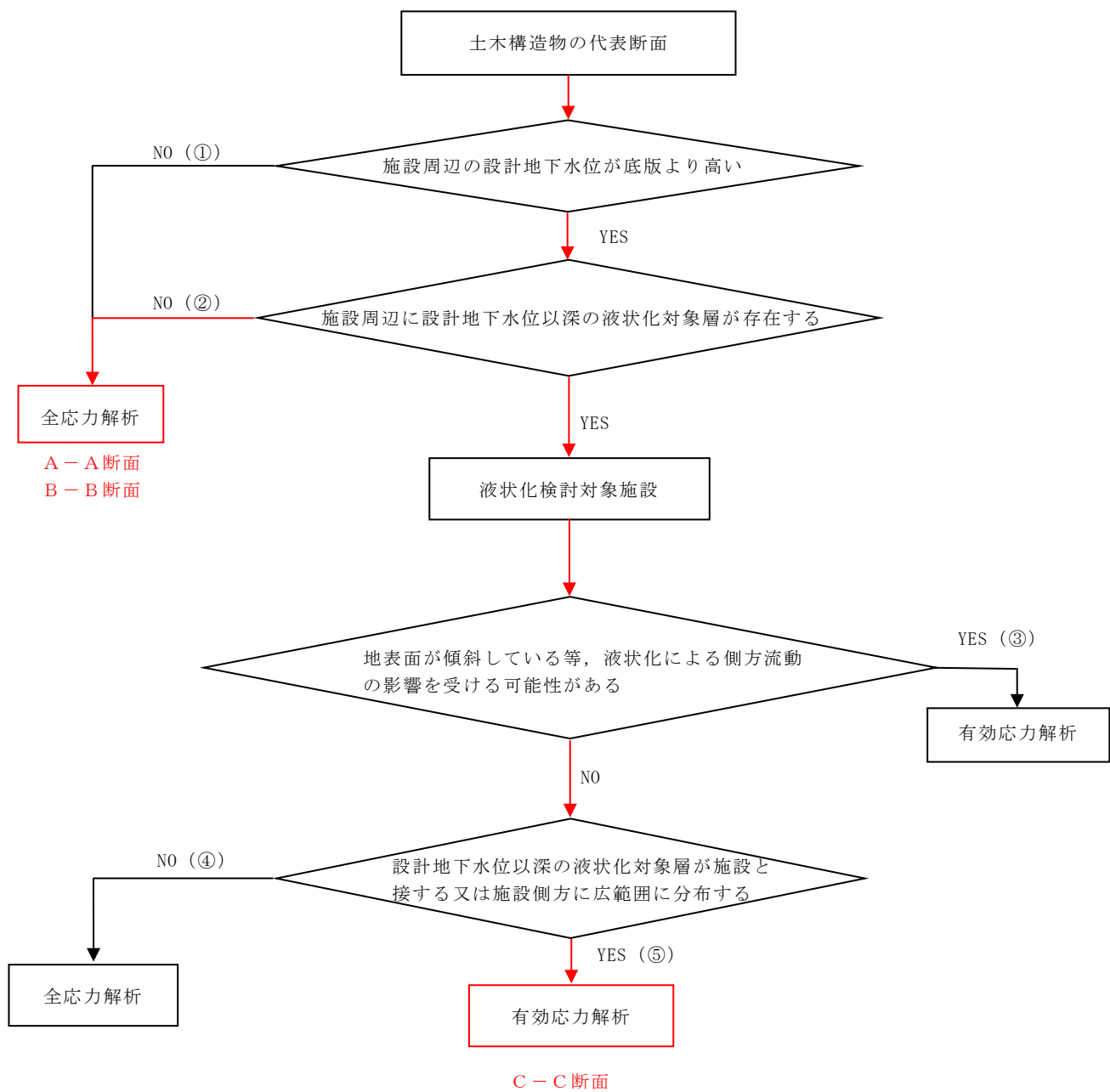
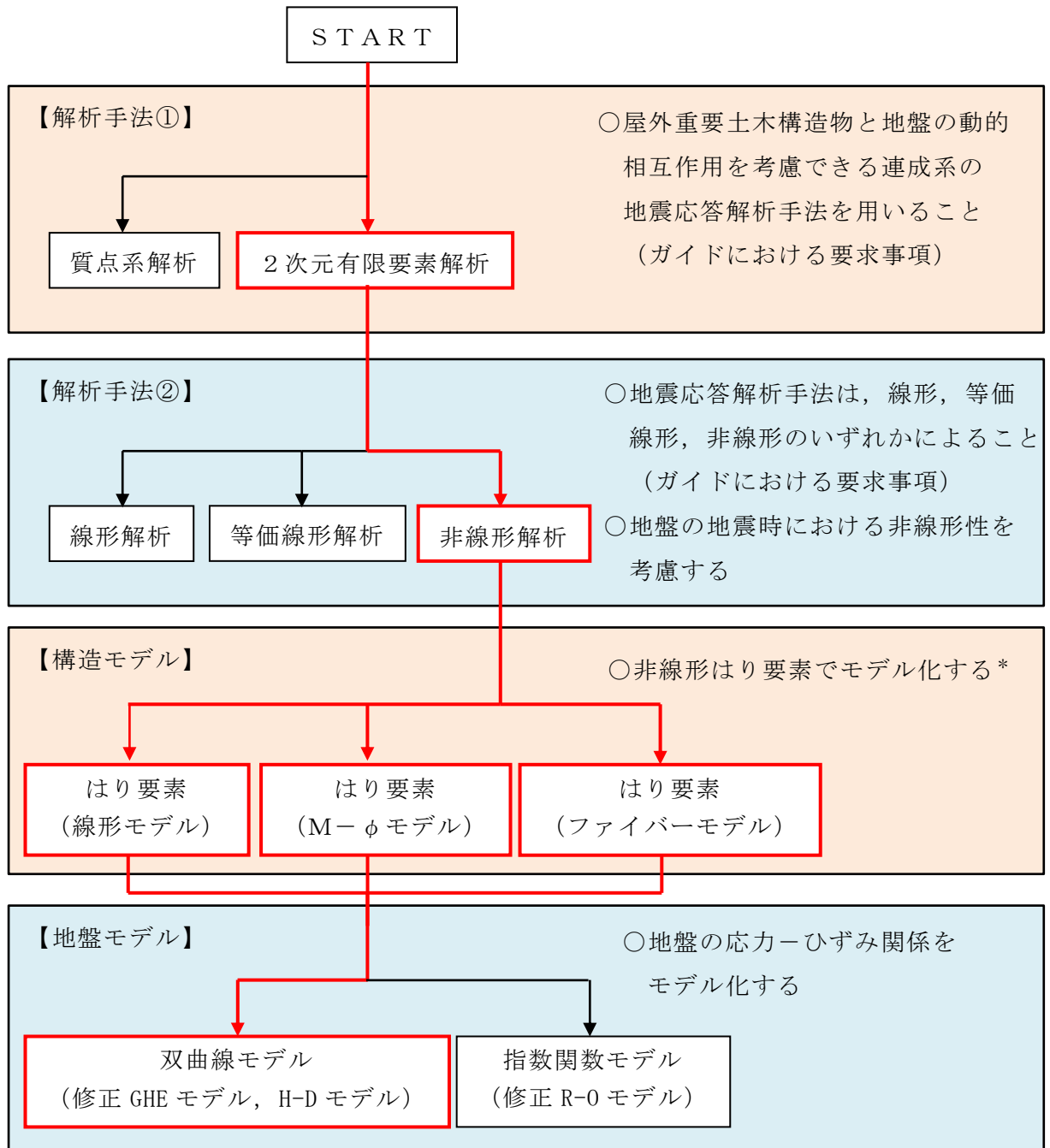


図 3-1 解析手法の選定フロー



注記* : 4 辺固定版による評価を実施する場合は線形はり要素でモデル化する

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。J E A G 4 6 0 1 -1987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1.5倍～2倍以上とする。

第1ベントフィルタ格納槽の解析モデル領域については、北側に原子炉建物が隣接しているため、上記の考え方に加えて、隣接構造物外側の地盤応答を適切に表現できる範囲までモデル化領域を拡大して設定する。

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2005に従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度まで細分して設定する。

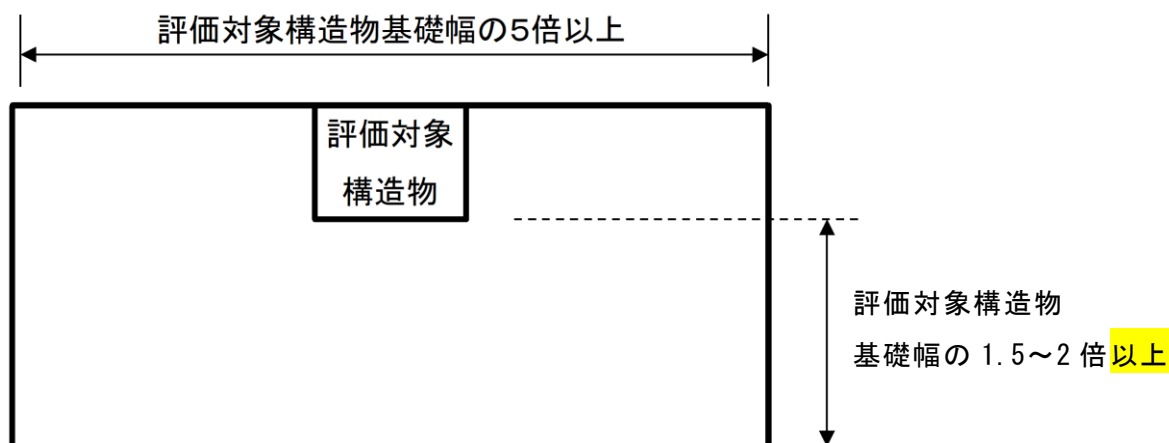


図3-3 モデル化範囲の考え方

有効応力解析において、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。

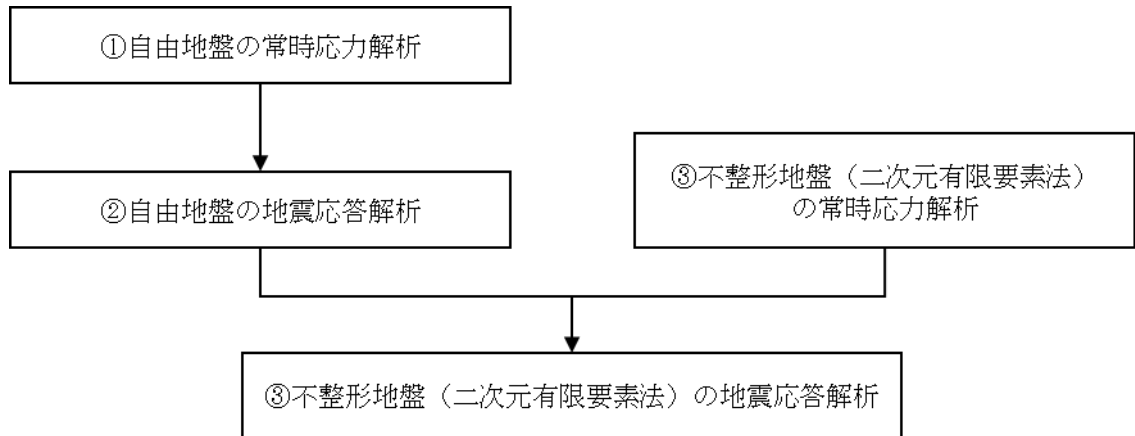


図 3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー（有効応力解析）

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側方境界はフリーとする。境界条件の概念図を図 3-5 に示す。

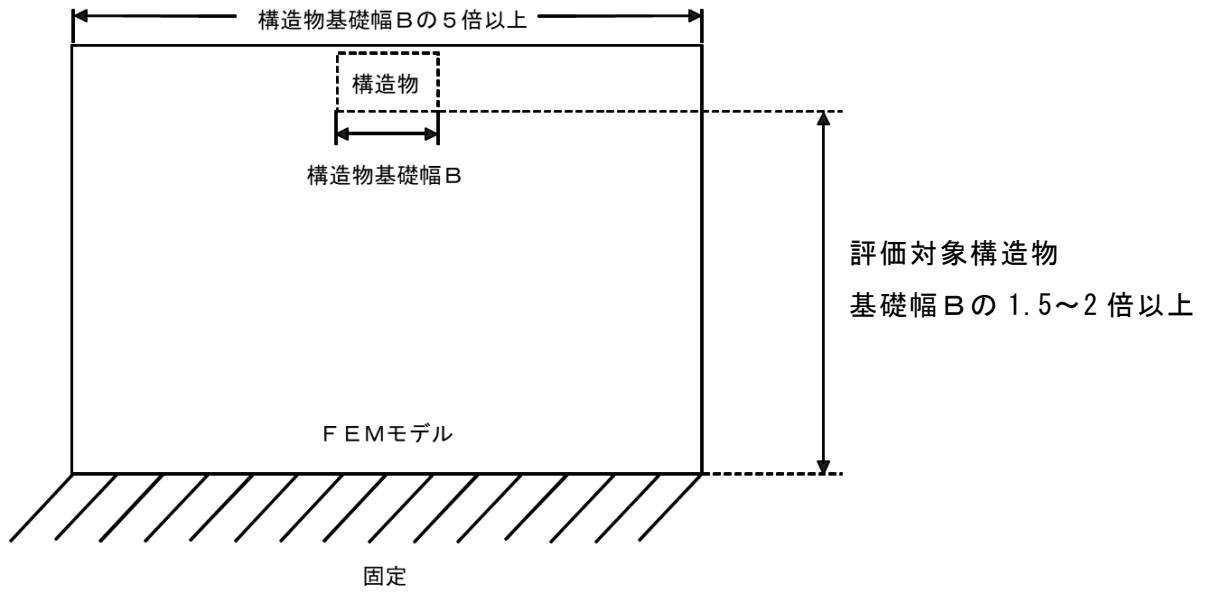


図 3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(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。

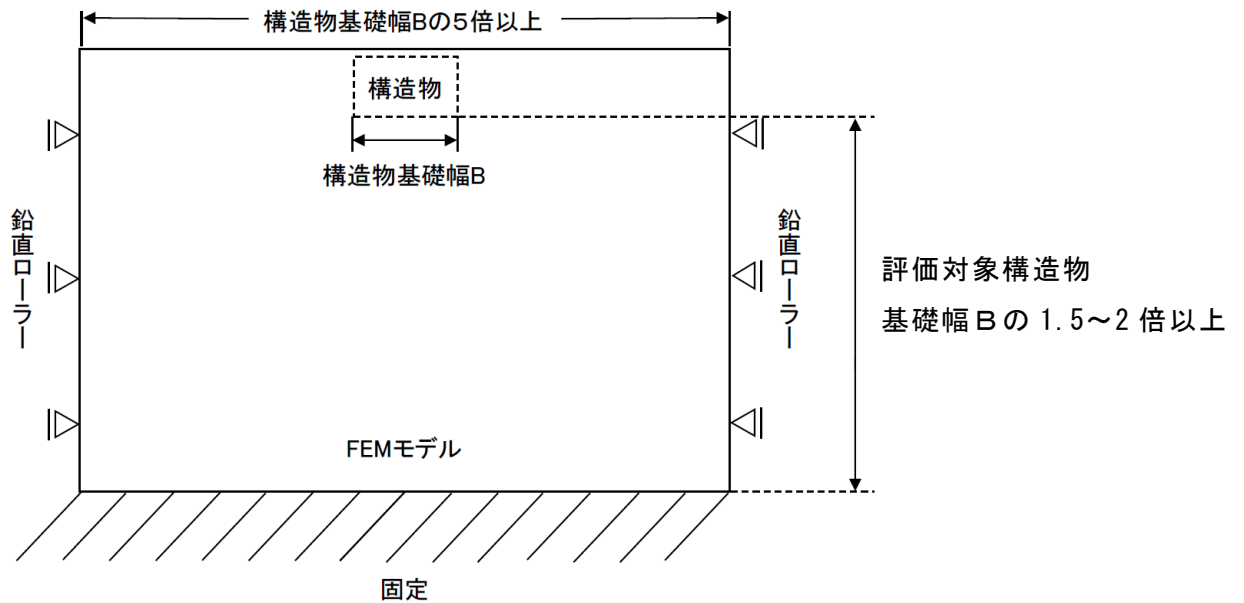


図 3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(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。

境界条件の概念図を図 3-7 に示す。

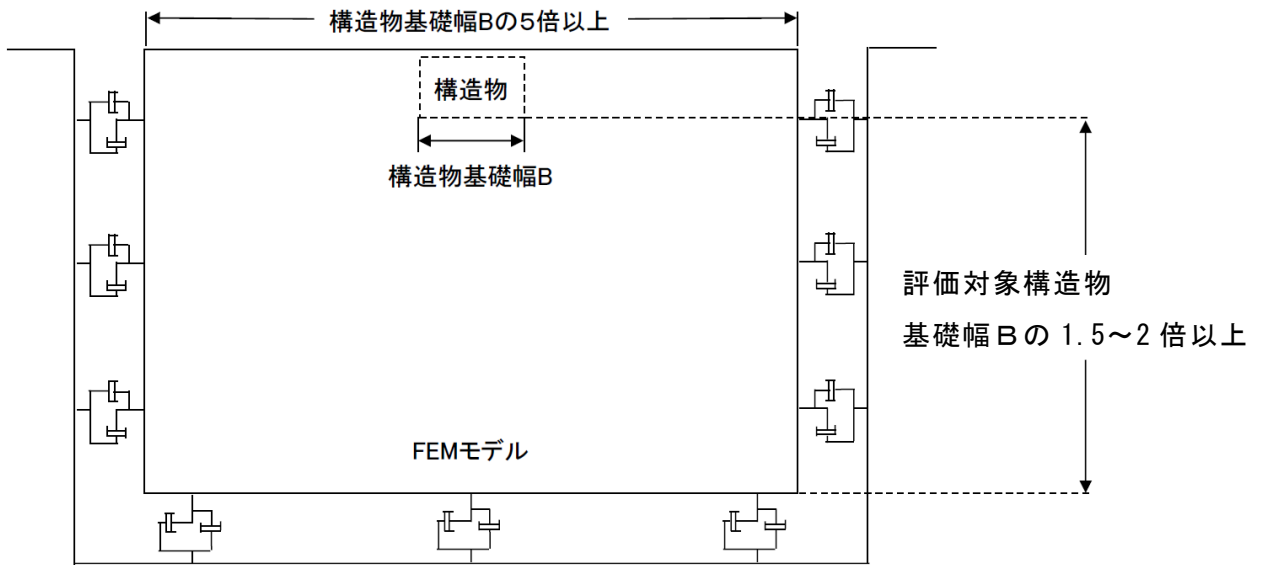


図 3-7 地震応答解析における境界条件の概念図

3.2.3 構造物のモデル化

A-A断面及びB-B断面については、構造物を非線形はり要素及び平面応力要素でモデル化する。

C-C断面については、構造物を線形はり要素でモデル化し、妻壁を等価な重量及び剛性とした平面応力要素で考慮する。等価重量及び等価弾性係数の算定方法は以下に示すとおりである。

また、機器・配管荷重は解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

$$E = E_c \times \alpha, \quad W = W_c \times \alpha$$

ここに、

E：妻壁の等価弾性係数

E_c ：コンクリートの弾性係数

W：妻壁の等価重量

W_c ：鉄筋コンクリートの重量

α ：構造物の奥行長さに対する妻壁の厚さの比率 (L_w / L)

L_w ：妻壁の厚さ（複数の妻壁を有する場合はその和）

L：構造物の奥行長さ

3.2.4 隣接構造物のモデル化

A-A断面及びB-B断面の解析モデル範囲において隣接構造物となる原子炉建物は、等価剛性として線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

原子炉建物は「VI-2-2-2 原子炉建物の地震応答計算書」における多質点系モデル（多軸床剛多質点系モデル（水平）及び多軸多質点系モデル（鉛直））を基に図3-8に示す手順で有限要素モデルを作成する。まず、多質点系モデルのフロア毎に重量を、層毎に剛性を集約し、多質点系モデルと振動的に等価な単軸モデル（水平、鉛直）を作成し、1次モードの固有周期が同等となるよう単軸モデルのせん断断面積及び断面2次モーメントを補正する。その後、図3-9に示す関係式を用いて、単軸モデルの水平剛性 K_H 、鉛直剛性 K_V 及び曲げ剛性 K_θ を有限要素モデルのせん断剛性 G 、ポアソン比 ν 及びばね定数 k_s に変換し、単軸モデルと有限要素モデルが振動的に等価となるよう一致させる。なお、重量については、各節点の分担長に応じて層毎に設定する。

原子炉建物の有限要素モデルを図3-10に、有限要素モデルの平面ひずみ要素の物性値を表3-1に、1次モードの固有周期の調整結果を表3-2に示す。

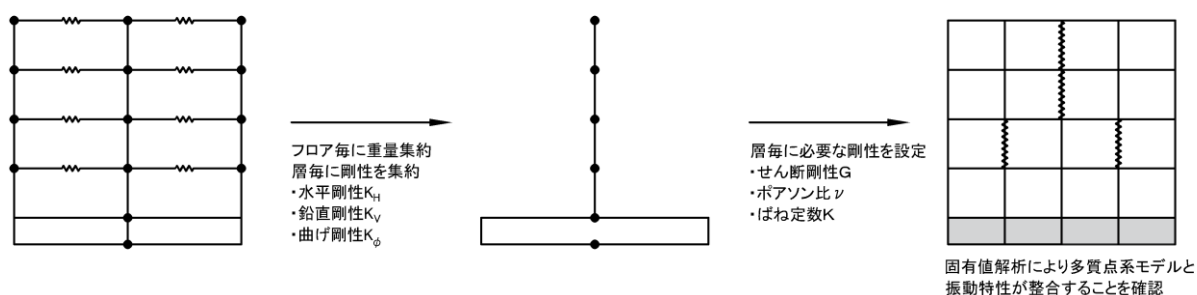
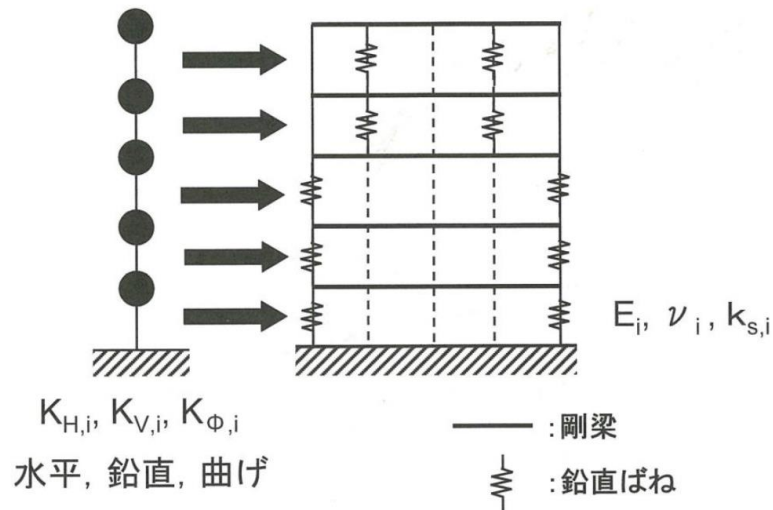


図3-8 原子炉建物の有限要素モデル作成の考え方



$$K_{H,i} = \frac{G_i A_{H,i}}{\ell_i} \dots\dots\dots (4.3.1)$$

$$K_{V,i} = \frac{E_i A_{V,i}}{\ell_i} \dots\dots\dots (4.3.2)$$

$$K_{\phi,i} = E_i I_i \dots\dots\dots (4.3.3)$$

$$\tilde{G}_i = \left(\frac{A_{H,i}}{a_i} \right) G_i \dots\dots\dots (4.3.4)$$

$$K_{V,i} = \frac{2a_i \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{b_i (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + 2k_{sp,i} \dots\dots\dots (4.3.5)$$

$$K_{\phi,i} = \frac{a_i^3 \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{6 (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + \frac{b_i d_i^2}{2} k_{sp,i} \dots\dots\dots (4.3.6)$$

$$\tilde{\nu}_i = \frac{1}{2} \frac{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - 2(a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i}{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - (a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i} \dots\dots\dots (4.3.7)$$

$$k_{sp,i} = \frac{1}{2} \frac{K_{V,i} \cdot a_i^2 \cdot b_i - 12K_{\phi,i}}{(a_i^2 - 3d_i^2) b_i} \dots\dots\dots (4.3.8)$$

図 3-9 質点系モデルから有限要素モデルへのモデル化概要
 (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, 原子力土木委員会, 2009年2月)より抜粋)

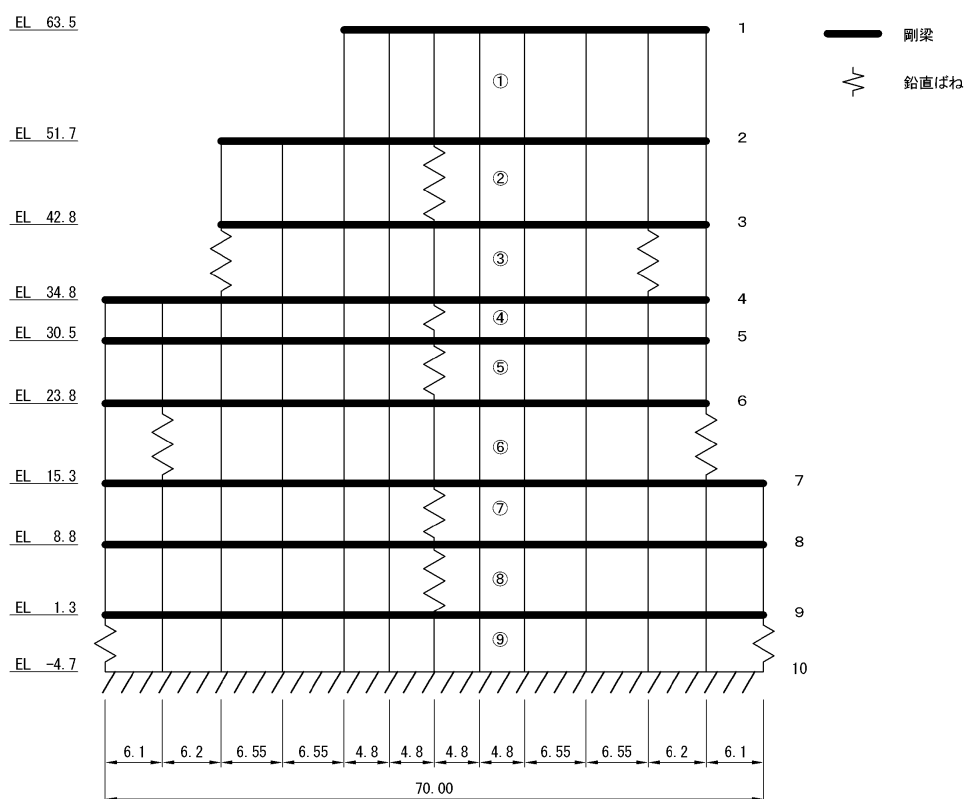


図 3-10 原子炉建物 有限要素モデル図

表 3-1 原子炉建物（平面ひずみ要素）の物性値

物性 番号	せん断弾性係数 G (kN/m ²)	ヤング係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	ばね係数 k_s (kN/m/m)
①	1.648×10^5	4.579×10^5	0.38903	—
②	2.273×10^5	6.288×10^5	0.38307	1.858×10^5
③	5.324×10^5	1.452×10^6	0.36391	1.590×10^5
④	6.237×10^5	1.730×10^6	0.38718	1.603×10^5
⑤	7.683×10^5	2.065×10^6	0.34391	1.763×10^6
⑥	9.448×10^5	2.507×10^6	0.32679	1.667×10^6
⑦	9.805×10^5	2.650×10^6	0.35126	4.177×10^6
⑧	1.140×10^6	3.069×10^6	0.34589	2.296×10^6
⑨	9.571×10^6	2.143×10^7	0.11973	1.177×10^5

表 3-2 固有周期（1次モード）の調整結果

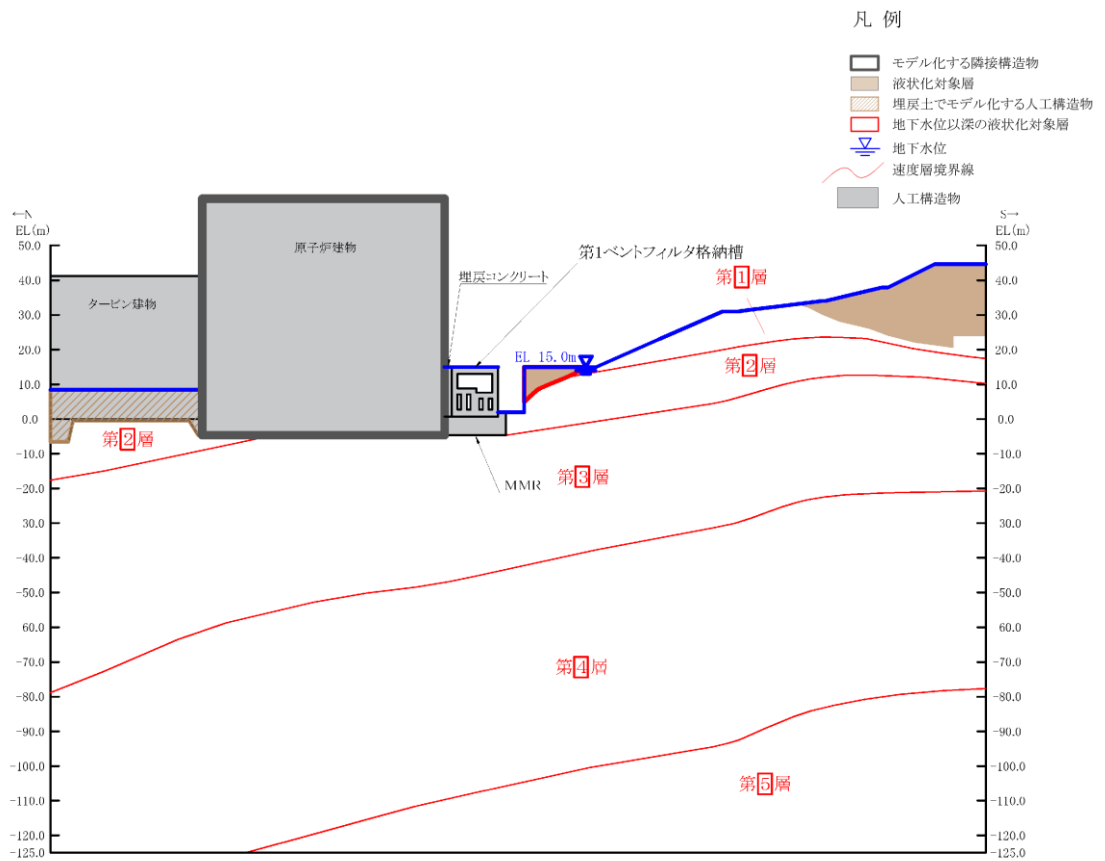
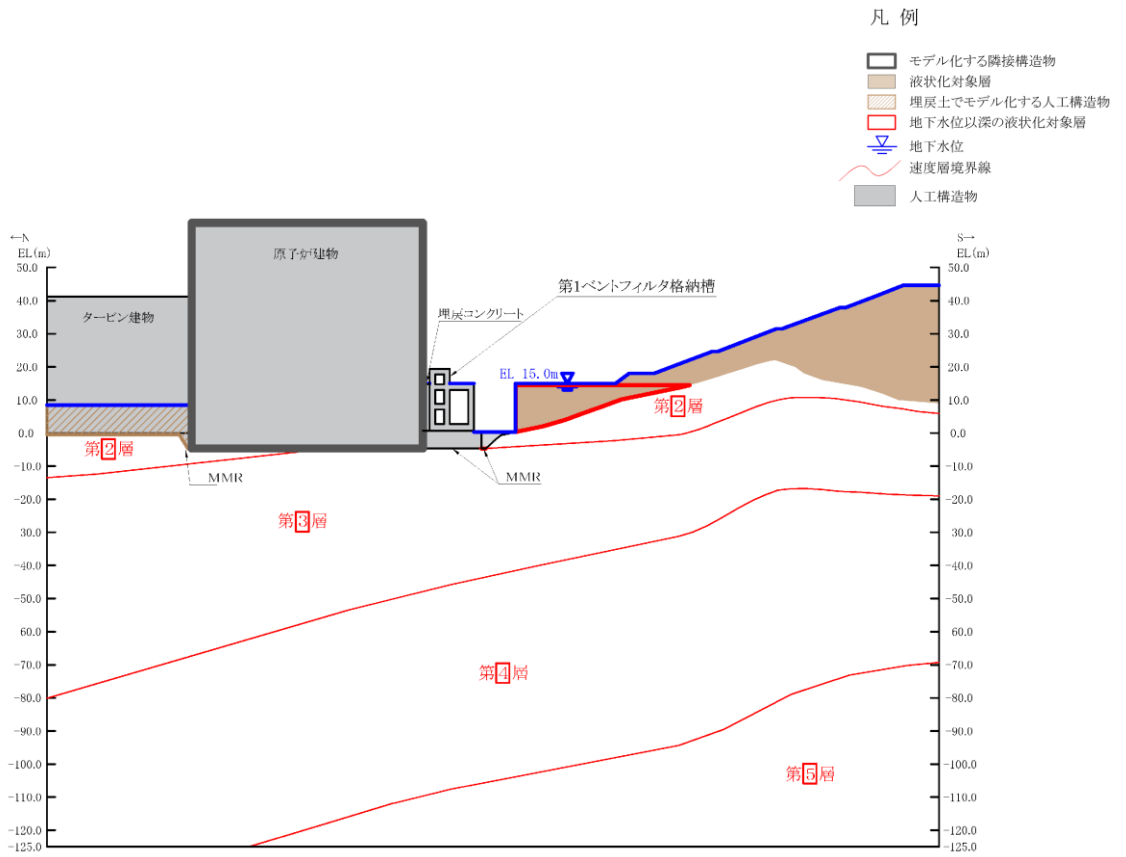
	有限要素モデル	多質点系モデル (地盤ばねなし)
水平方向	0.1980	0.1980
鉛直方向	0.0882	0.0882

C-C断面の解析モデル範囲において隣接構造物となる低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽については、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を抽出する必要があることから、非線形はり要素及び平面応力要素でモデル化する。また、**ノックラスの構造物である**補助消火水槽は、保守的に埋戻土でモデル化する。埋戻土は、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。

3.2.5 地盤、埋戻コンクリート及びMMRのモデル化

岩盤、埋戻コンクリート及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土は、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。**A-A断面の安全対策工事に伴う掘削箇所直下のMMRは保守的に埋戻土でモデル化する。**また、安全対策工事に伴う掘削箇所と埋戻土との境界には、耐震性のある土留めを設置することにより崩壊防止策を講じていることから、本検討においては当該箇所に剛梁を設定することにより掘削形状を維持するようモデル化する。なお、土留めの耐震性については、「安全対策工事に伴う掘削による地盤の耐震性への影響評価」に記載する。

地盤のモデル化に用いる、地質断面図を図3-11～図3-13に示す。



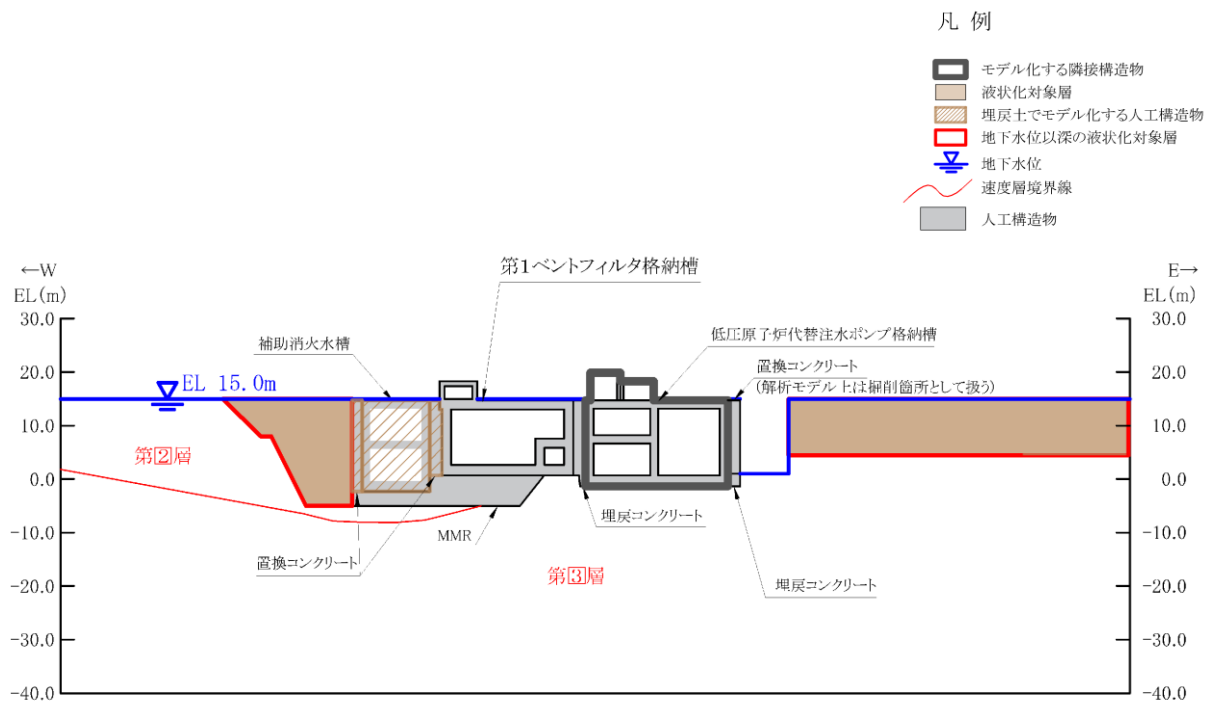









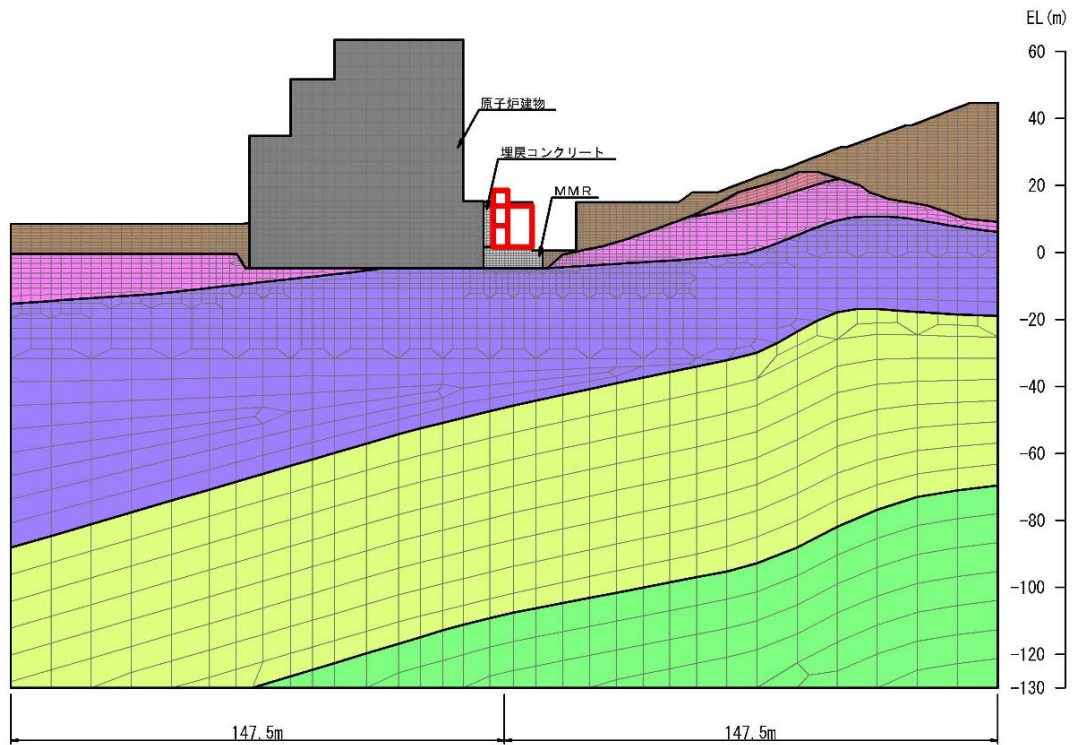


図 3-13 評価対象地質断面図 (C-C 断面位置)

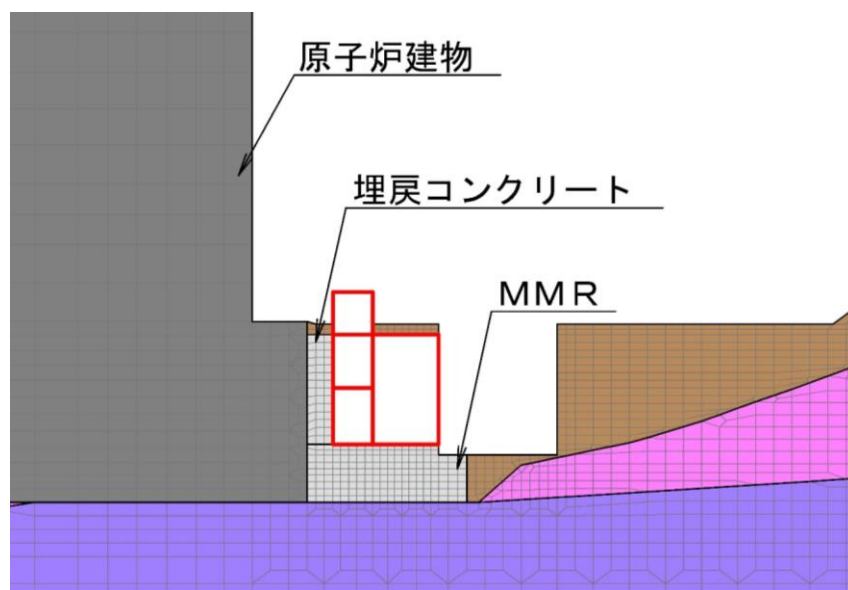
3.2.6 地震応答解析モデル

評価対象地質断面図を踏まえて設定した地震応答解析モデル図を図3-14～**図3-16**に示す。

- | | | | | | | | |
|---|------------|---|------------|---|-----------------|---|---------|
|  | : 岩盤 (第Ⅰ層) |  | : 岩盤 (第Ⅳ層) |  | : 埋戻土 |  | : 隣接構造物 |
|  | : 岩盤 (第Ⅱ層) |  | : 岩盤 (第Ⅴ層) |  | : MMR, 埋戻コンクリート | | |
|  | : 岩盤 (第Ⅲ層) |  | : 評価対象構造物 | | | | |



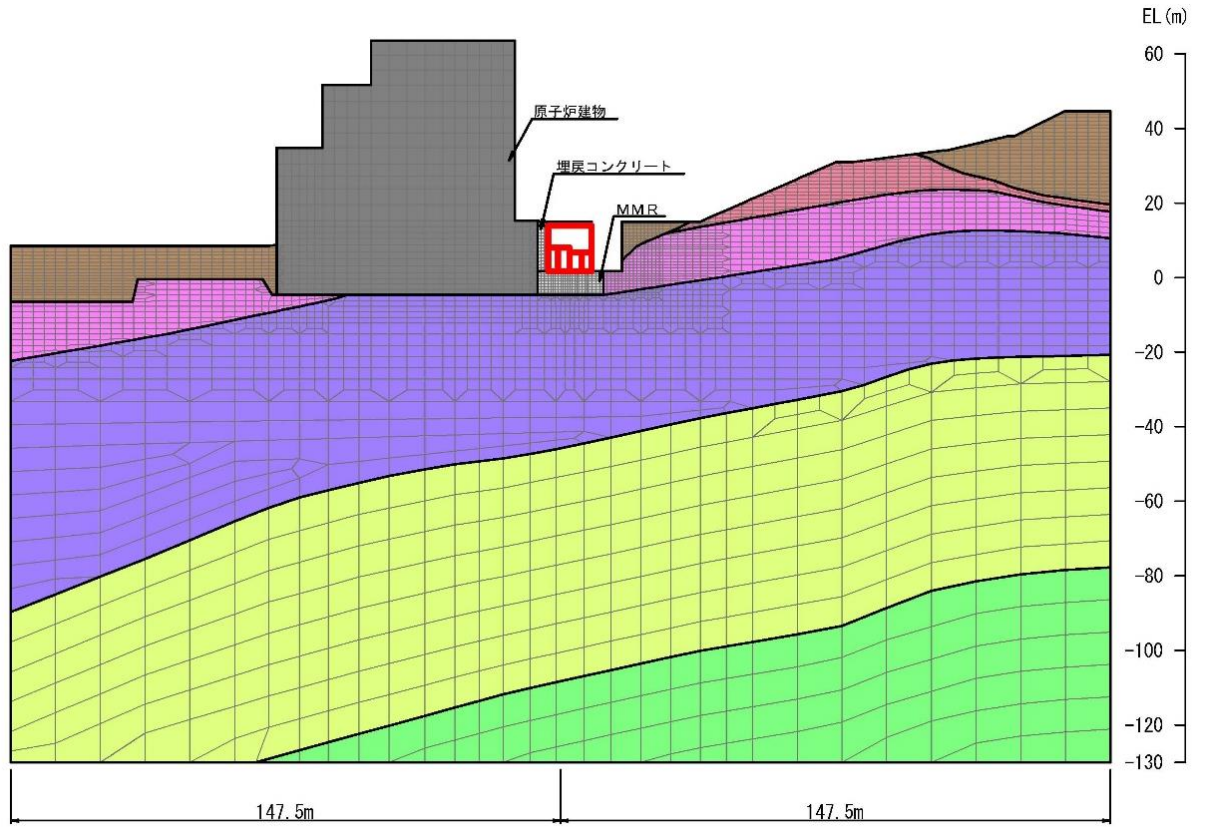
(全体図)



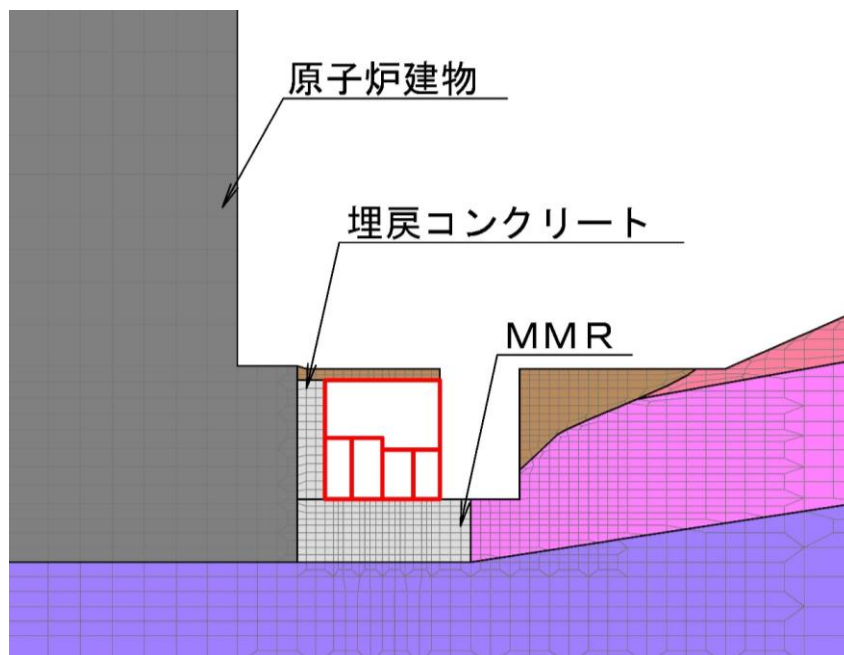
(拡大図)

図3-14 地震応答解析モデル図 (A-A断面)

- | | | | |
|--------------|--------------|-------------------|-----------|
| ■ : 岩盤 (第Ⅰ層) | ■ : 岩盤 (第Ⅳ層) | ■ : 埋戻土 | ■ : 隣接構造物 |
| ■ : 岩盤 (第Ⅱ層) | ■ : 岩盤 (第Ⅴ層) | ■ : MMR, 埋戻コンクリート | |
| ■ : 岩盤 (第Ⅲ層) | — : 評価対象構造物 | | |

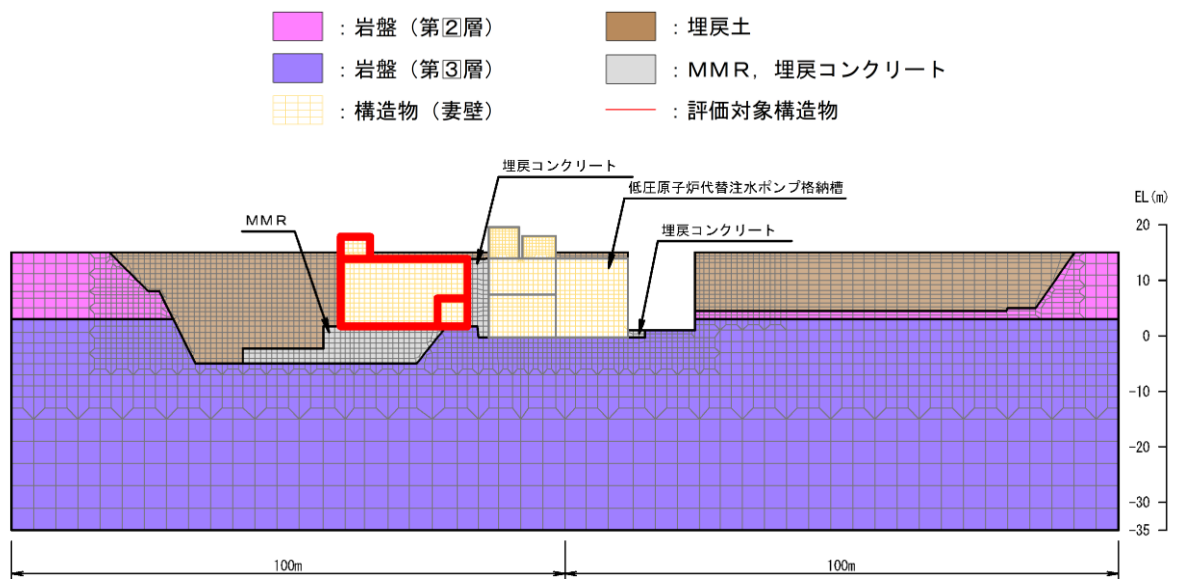


(全体図)

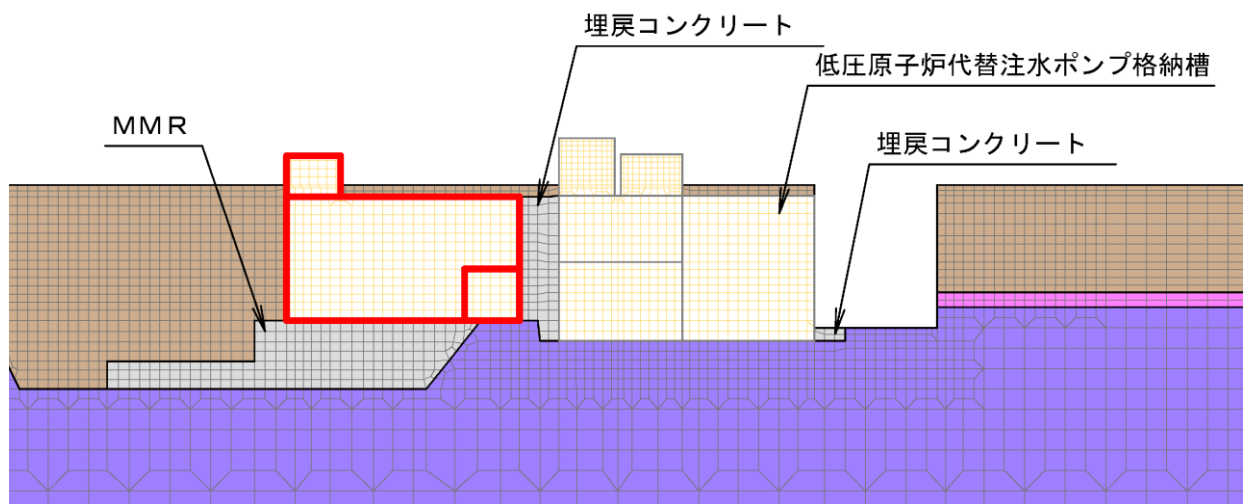


(拡大図)

図 3-15 地震応答解析モデル図 (B-B断面)



(全体図)



(拡大図)

図 3-16 地震応答解析モデル図 (C-C断面)

3.2.7 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強度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、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 は表 3-4 のとおり設定する。

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

ここに、 τ_f : せん断強度

c : 粘着力 (= 初期せん断強度 τ_0)

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

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	備考
岩盤 (C _H 級)	1.62	53	B-B 断面
岩盤 (C _M 級)	1.23	52	A-A 断面 C-C 断面
埋戻コンクリート・MMR ($f'_{ck} = 18.0 \text{ N/mm}^2$)	3.58	40	

表 3-4 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)
材料 1	材料 2		
構造物	無筋コンクリート* ¹	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
無筋コンクリート* ¹	無筋コンクリート* ¹	設計基準強度が小さい材料の c	設計基準強度が小さい材料の ϕ
	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	—* ²	—* ²

注記*1: MMR, 置換コンクリート及び埋戻コンクリートの総称

*2: 表面を露出させて打継処理が可能である箇所については, ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素のばね定数は, 土木学会マニュアル 2005 を参考に, 数値計算上, 不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3-5 にジョイント要素のばね定数を示す。

また, ジョイント要素の力学特性を図 3-17 に, ジョイント要素の配置を図 3-18~図 3-20 に示す。

表 3-5 ジョイント要素のばね定数

圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
1.0×10^7	1.0×10^7

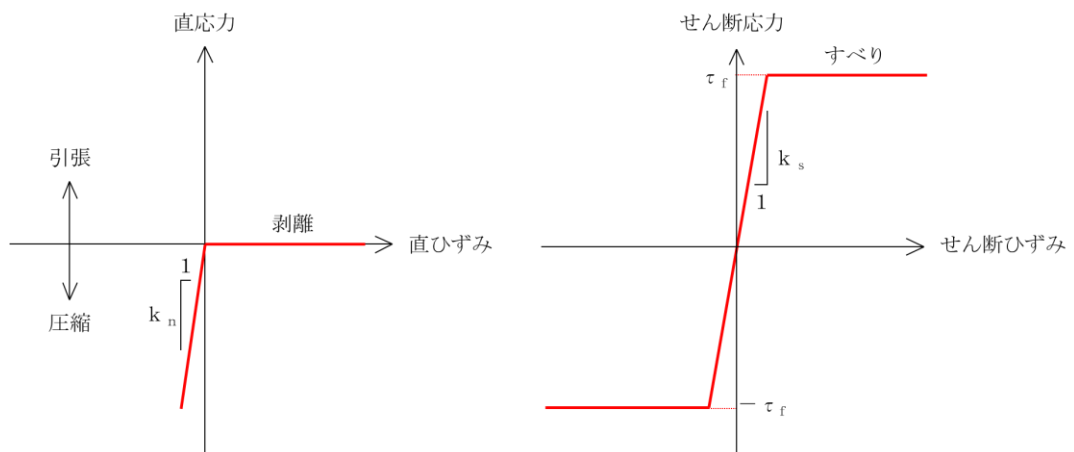
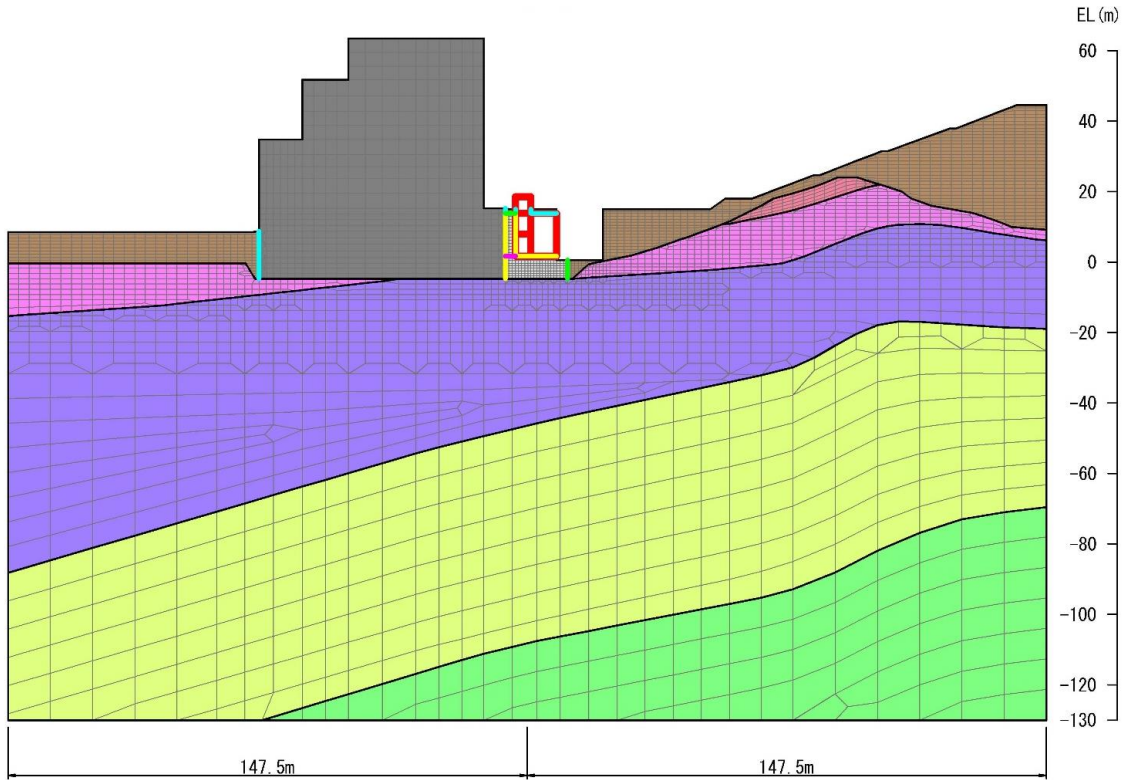
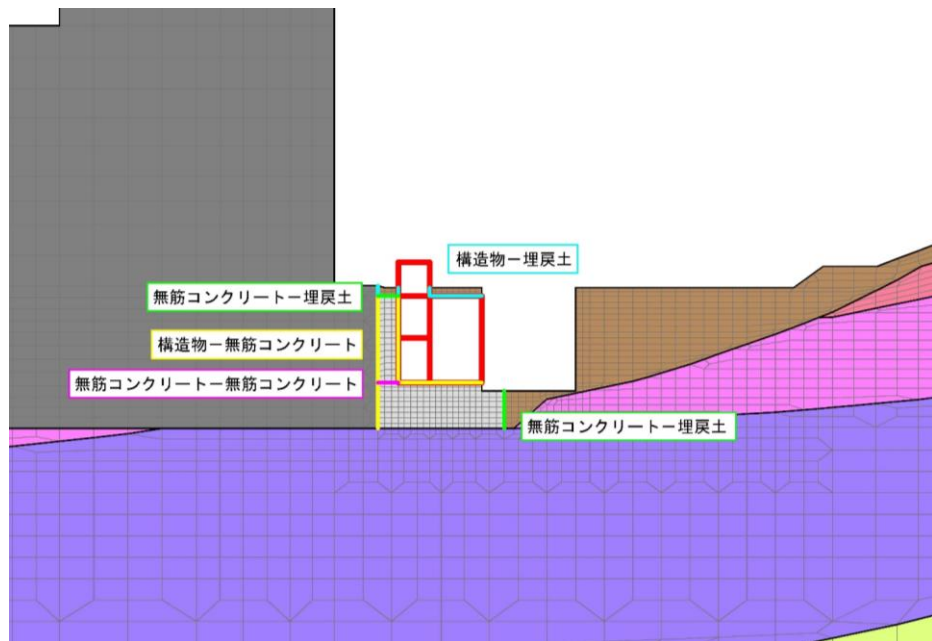


図 3-17 ジョイント要素の力学特性

- | | | | |
|--------------|--------------|-------------------|-----------|
| ■ : 岩盤 (第Ⅰ層) | ■ : 岩盤 (第Ⅳ層) | ■ : 埋戻土 | ■ : 隣接構造物 |
| ■ : 岩盤 (第Ⅱ層) | ■ : 岩盤 (第Ⅴ層) | ■ : MMR, 埋戻コンクリート | |
| ■ : 岩盤 (第Ⅲ層) | — : 評価対象構造物 | — : ジョイント要素 | |



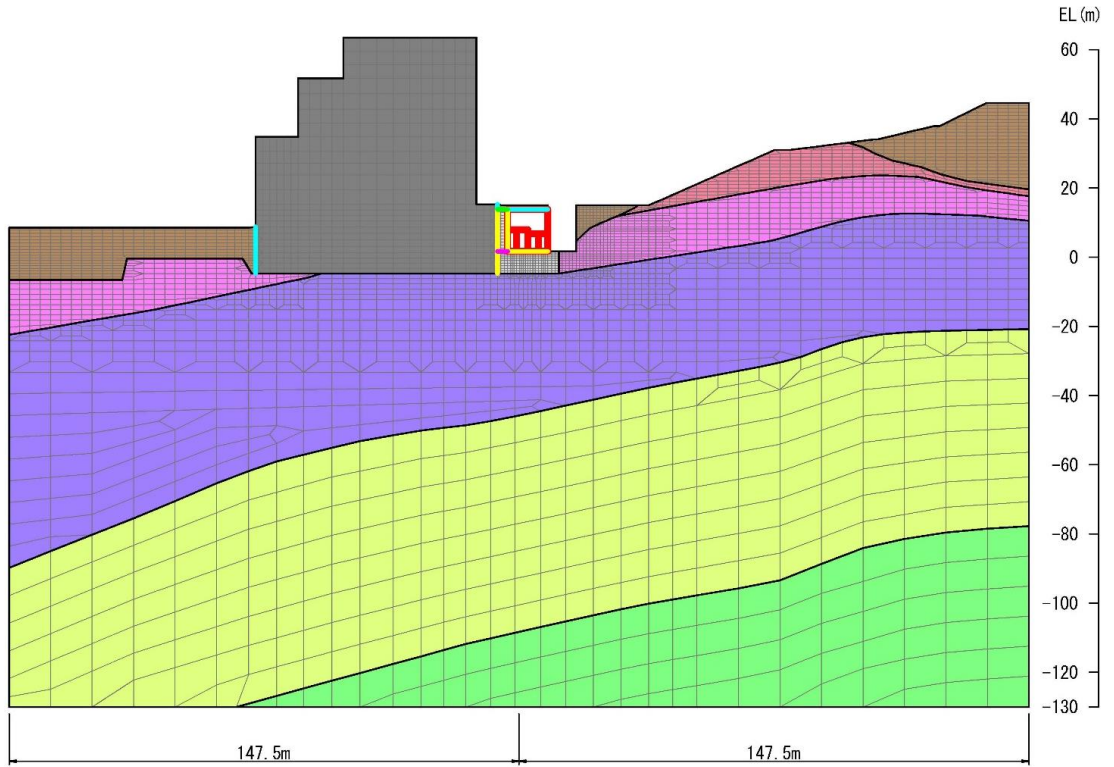
(全体図)



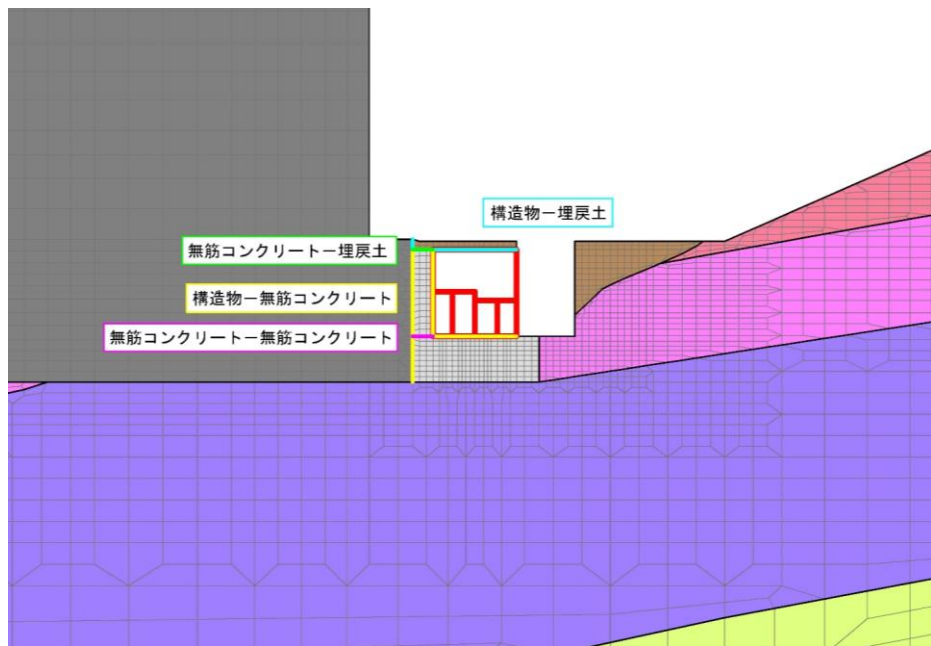
(拡大図)

図 3-18 ジョイント要素の配置 (A-A断面)

- | | | | |
|--------------|--------------|-------------------|-----------|
| ■ : 岩盤 (第Ⅰ層) | ■ : 岩盤 (第Ⅳ層) | ■ : 埋戻土 | ■ : 隣接構造物 |
| ■ : 岩盤 (第Ⅱ層) | ■ : 岩盤 (第Ⅴ層) | ■ : MMR, 埋戻コンクリート | |
| ■ : 岩盤 (第Ⅲ層) | — : 評価対象構造物 | — : ジョイント要素 | |



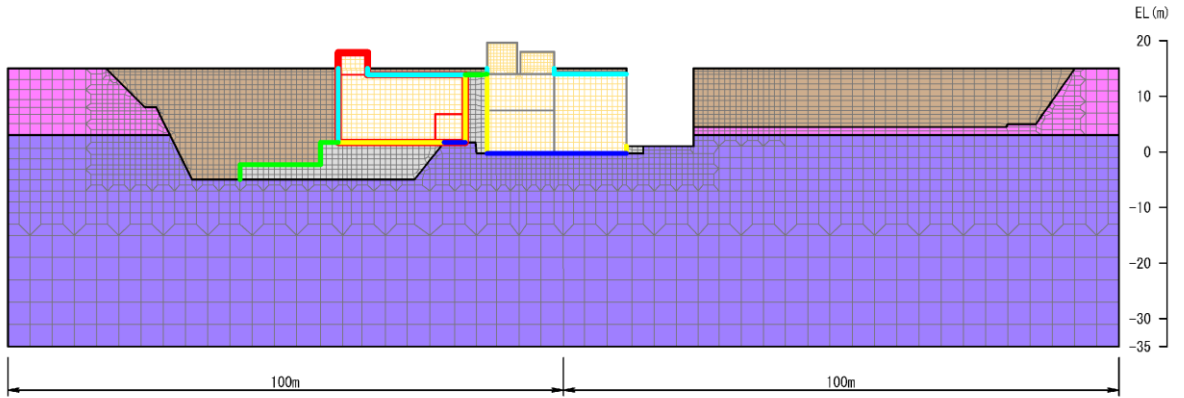
(全体図)



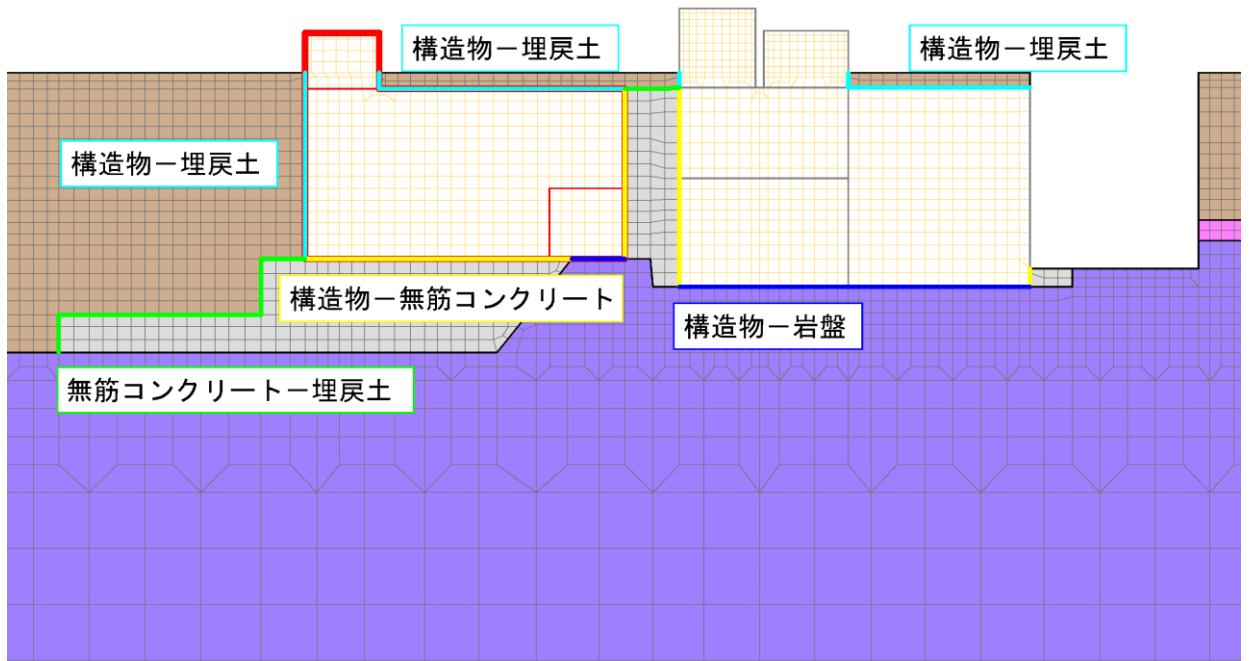
(拡大図)

図 3-19 ジョイント要素の配置 (B-B断面)

- : 岩盤 (第②層)
- : 埋戻土
- : ジョイント要素
- : 岩盤 (第③層)
- : MMR, 埋戻コンクリート
- : 構造物 (妻壁)
- : 評価対象構造物



(全体図)



(拡大図)

図 3-20 ジョイント要素の配置 (C-C断面)

3.2.8 材料特性の設定

全応力解析における鉄筋コンクリート部材は、ファイバーモデルによる非線形はり要素でモデル化する。ファイバーモデルは、はり要素の断面を層状に分割し各層に材料の非線形特性を考慮する材料非線形モデルであり（図 3-21 参照）、図 3-22 に示すコンクリートの応力-ひずみ関係を考慮する。

有効応力解析における鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素でモデル化することとし、図 3-23 に示すM- ϕ 関係のトリリニアモデルとする。履歴特性は、図 3-24 に示すとおり修正武田モデルを適用し、図 3-25 に示すコンクリートの応力-ひずみ関係を考慮する。

また、図 3-26 に鉄筋の応力-ひずみ関係を示す。

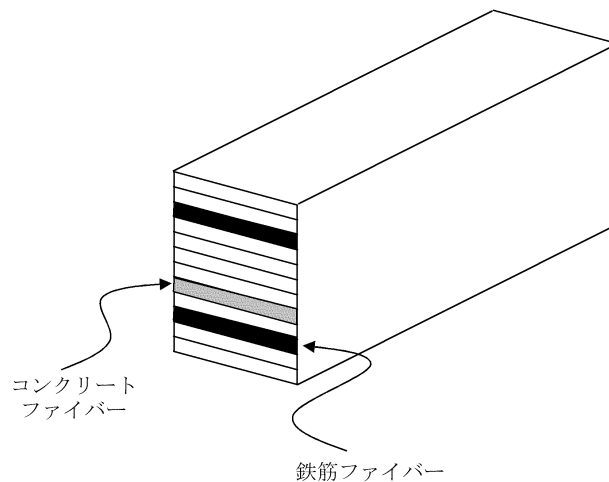
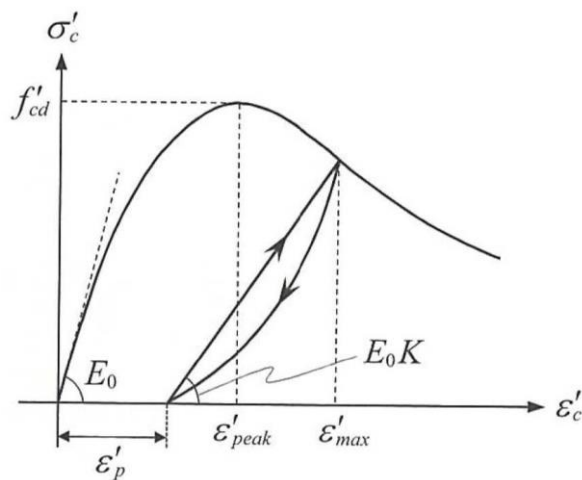
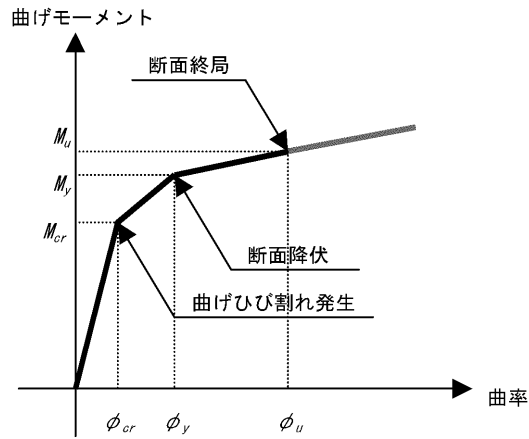


図 3-21 ファイバーモデルの概念図



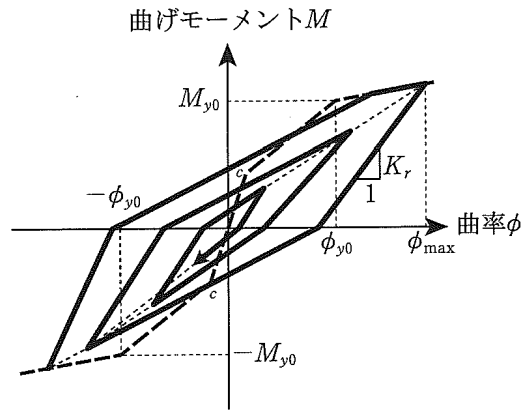
（コンクリート標準示方書〔設計編〕（土木学会，2017年制定）より引用）

図 3-22 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）



(土木学会マニュアル 2005 より引用)

図 3-23 鉄筋コンクリート部材のM-φ関係



(道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 (日本道路協会, 2002年) より引用)

図 3-24 鉄筋コンクリート部材の履歴特性 (修正武田モデル)

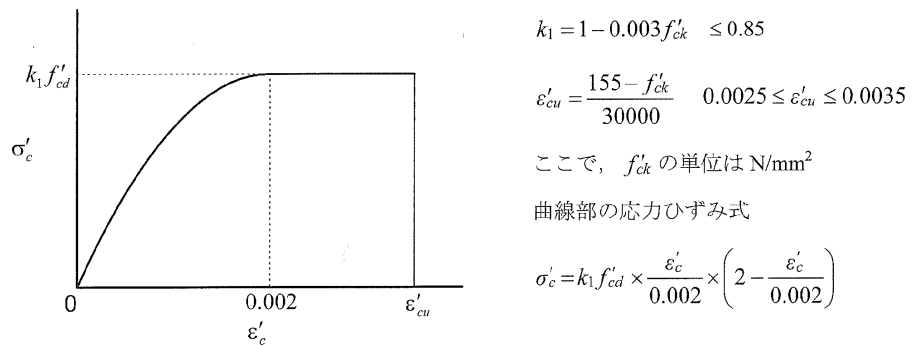
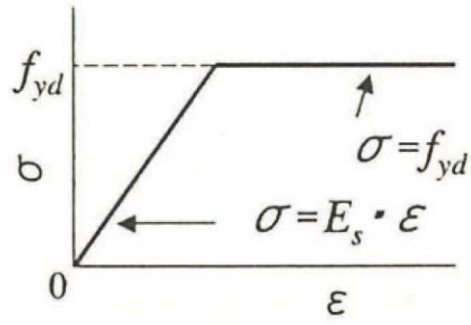


図 3-25 構造部材の非線形特性 (コンクリートの応力-ひずみ関係)



(コンクリート標準示方書 2002 より引用)

図 3-26 構造部材の非線形特性 (鉄筋の応力-ひずみ関係)

3.3 減衰定数

減衰定数は、「補足-026-01 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、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

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 3-27 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

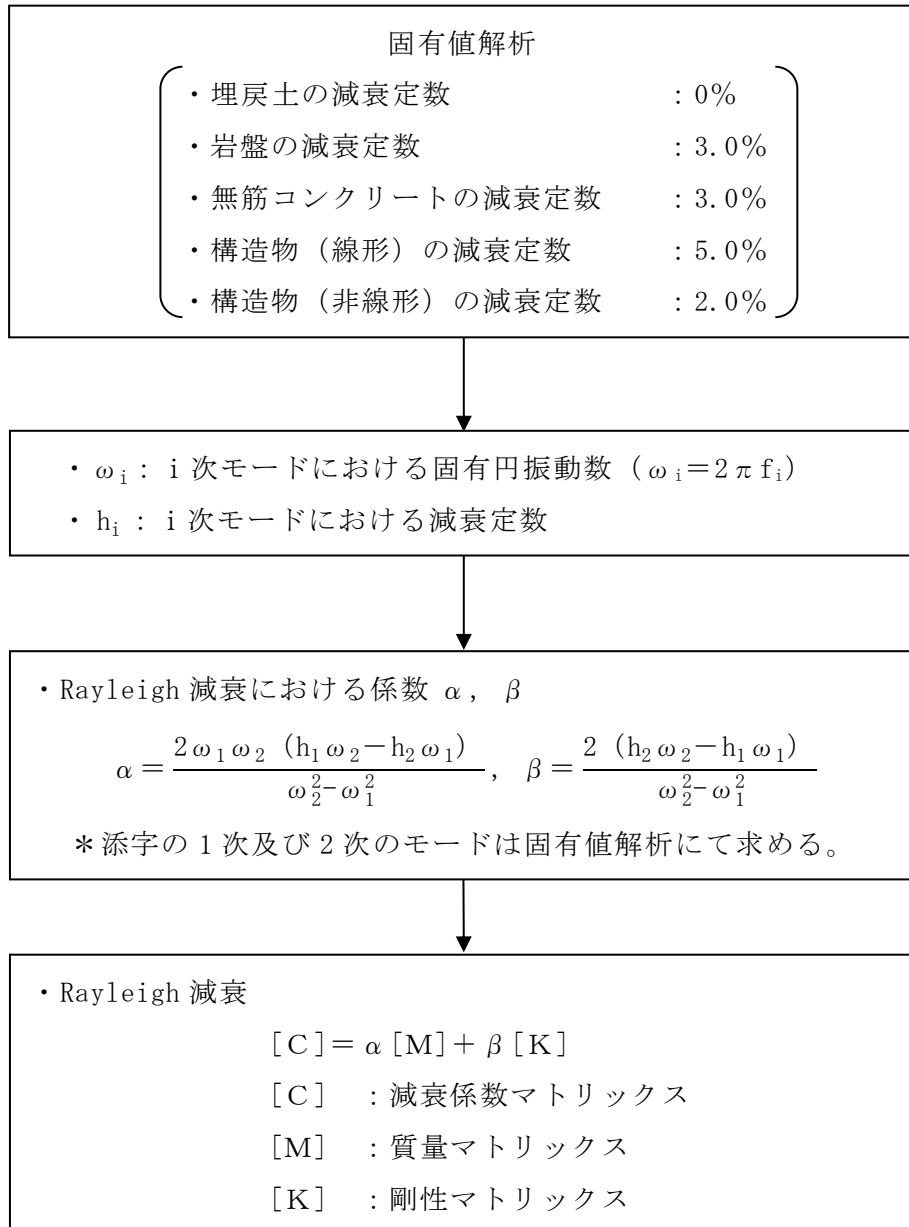


図 3-27 Rayleigh 減衰の設定フロー

3.3.1 全応力解析で設定する Rayleigh 減衰

全応力解析における Rayleigh 減衰の係数 α 、 β 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、固有値解析結果より得られる卓越するモードの減衰と Rayleigh 減衰が一致するように設定する。なお、卓越するモードは全体系の固有値解析における刺激係数及びモード図にて決定するが係数 α 、 β が負値となる場合は、当該モードを選定しない。

$$h_i = \alpha / 2 \omega_i + \beta \omega_i / 2$$

h_i : 固有値解析により求められた i 次モードの減衰定数

ω_i : 固有値解析により求められた i 次モードの固有円振動数

固有値解析結果の一覧を表 3-6～表 3-8 に、固有値解析におけるモード図を図 3-28～図 3-31 に、係数 α 、 β を表 3-9 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-34～図 3-36 に示す。

表 3-6 固有値解析結果 (A-A 断面)

	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	2.194	16	0	5.50	-0.67	1次として採用
2	2.902	53	0	-6.33	-0.25	
3	4.095	0	5	-0.04	-2.68	
4	4.592	0	5	-0.19	-2.98	
5	4.663	0	1	-0.39	-0.68	
6	4.819	5	0	-3.53	-0.09	2次として採用
7	5.319	1	1	-2.86	2.59	
8	5.465	2	16	-1.97	-6.82	
9	5.920	2	9	-1.79	3.41	
10	6.157	0	1	0.43	-1.60	

表 3-7 固有値解析結果 (B-B 断面)

	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	2.386	31	0	6.99	-0.56	1次として採用
2	2.936	36	0	-7.18	-0.50	
3	3.714	3	2	2.97	-2.23	
4	4.424	0	3	-0.71	-1.76	
5	4.986	4	13	-1.64	-2.86	
6	5.102	2	1	1.96	-1.20	2次として採用
7	5.510	2	7	2.01	-4.54	
8	5.815	0	15	-0.52	5.24	
9	5.937	3	1	-1.89	0.95	
10	6.152	1	2	0.85	1.01	

表 3-8 固有値解析結果 (C-C 断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T_x	T_y	β_x	β_y	
1	5.180	17	0	2.97	-0.10	1次として採用
2	5.566	10	0	-2.22	-0.35	
3	6.274	1	1	2.03	-0.93	
4	6.614	1	0	0.31	-0.24	
5	7.833	16	0	-2.70	-0.02	
6	7.894	1	2	-0.54	-0.94	
7	8.428	13	0	-2.29	0.04	
8	8.800	3	0	-1.63	-0.17	
9	9.165	1	1	-0.56	0.63	
10	9.664	2	0	-1.10	0.06	2次として採用

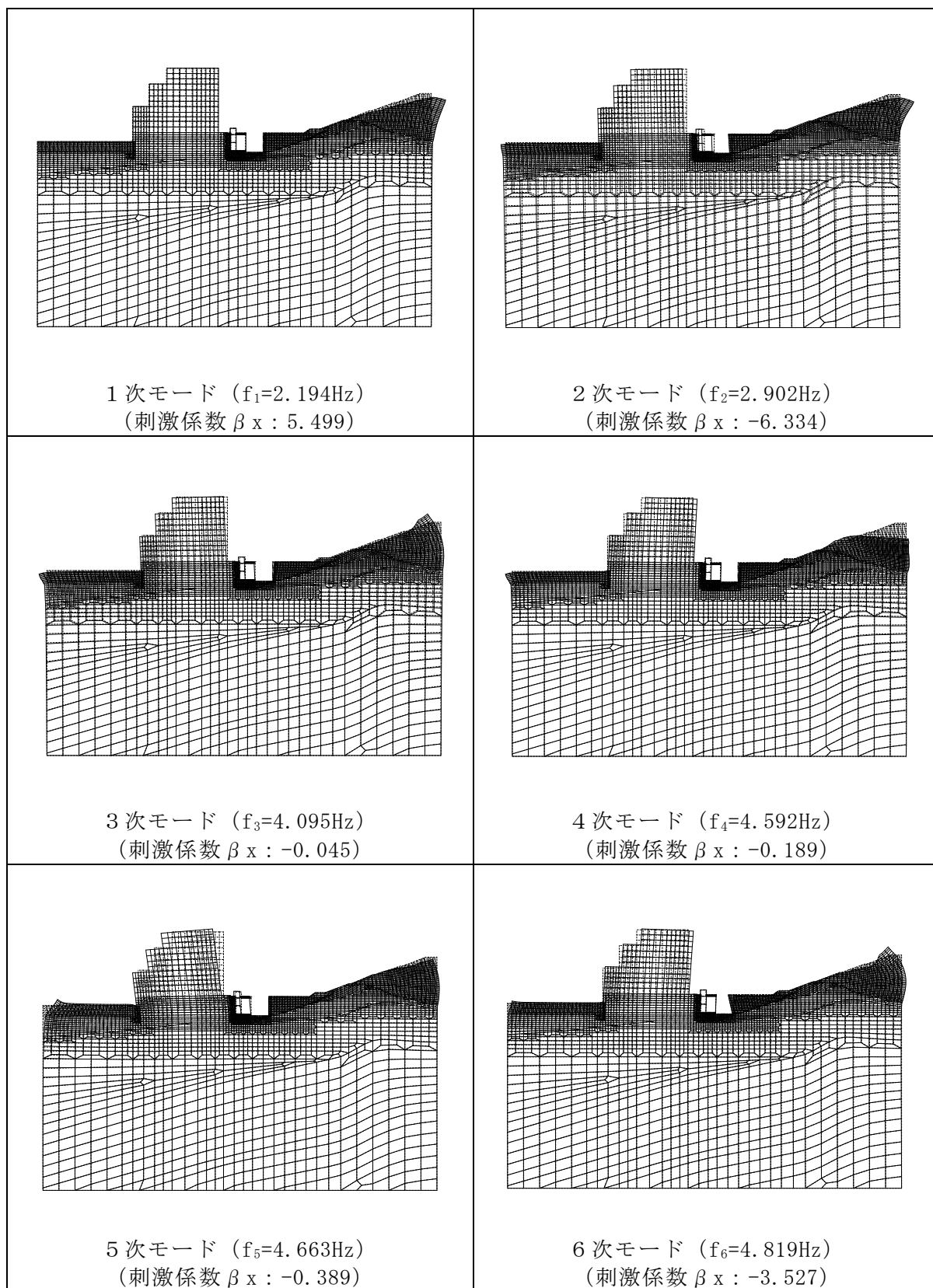


図 3-28 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面)

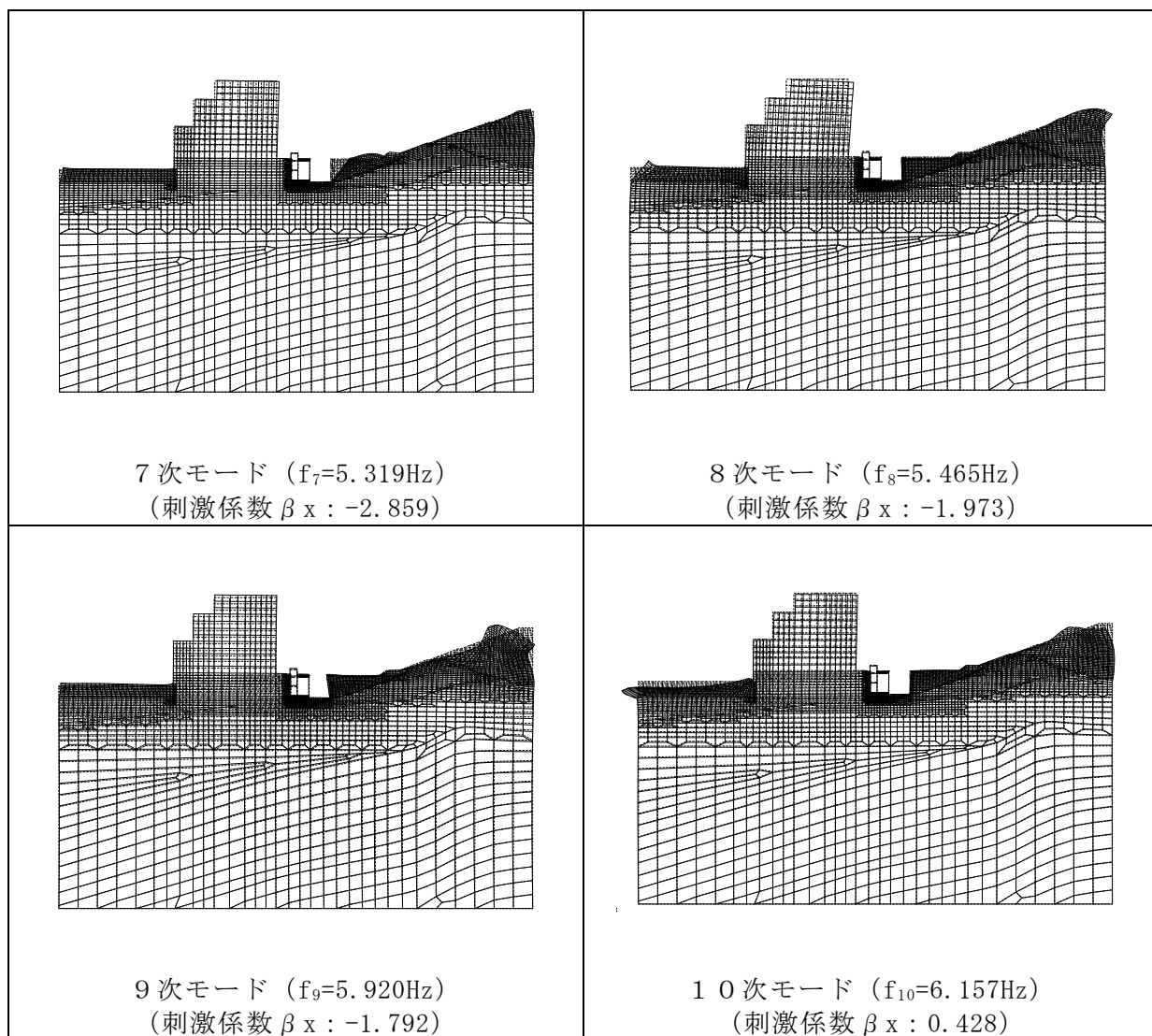


図 3-29 固有値解析結果 (モード図) (A-A断面)

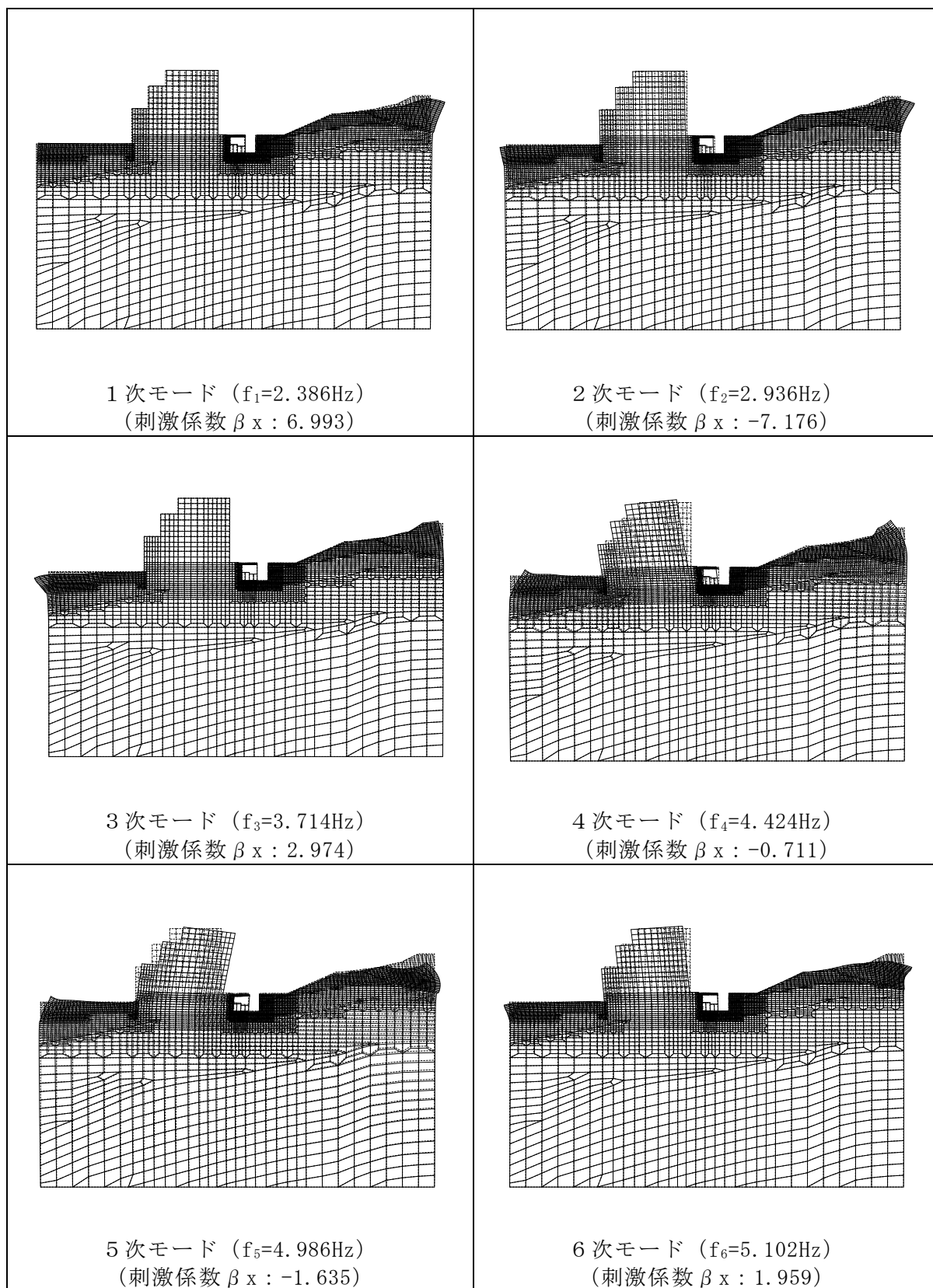


図 3-30 固有値解析結果 (モード図) (B-B断面)

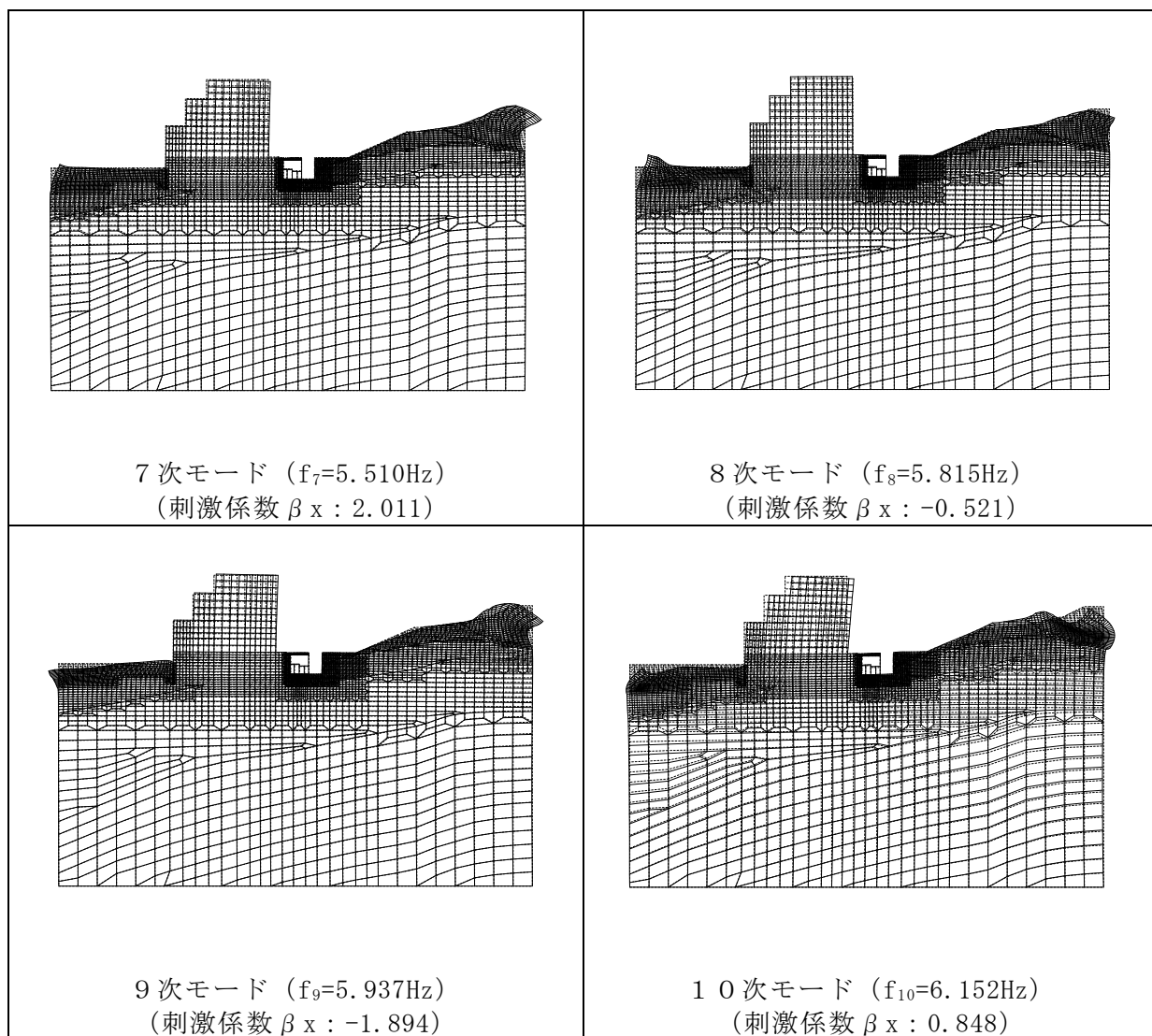


図 3-31 固有値解析結果 (モード図) (B-B断面)

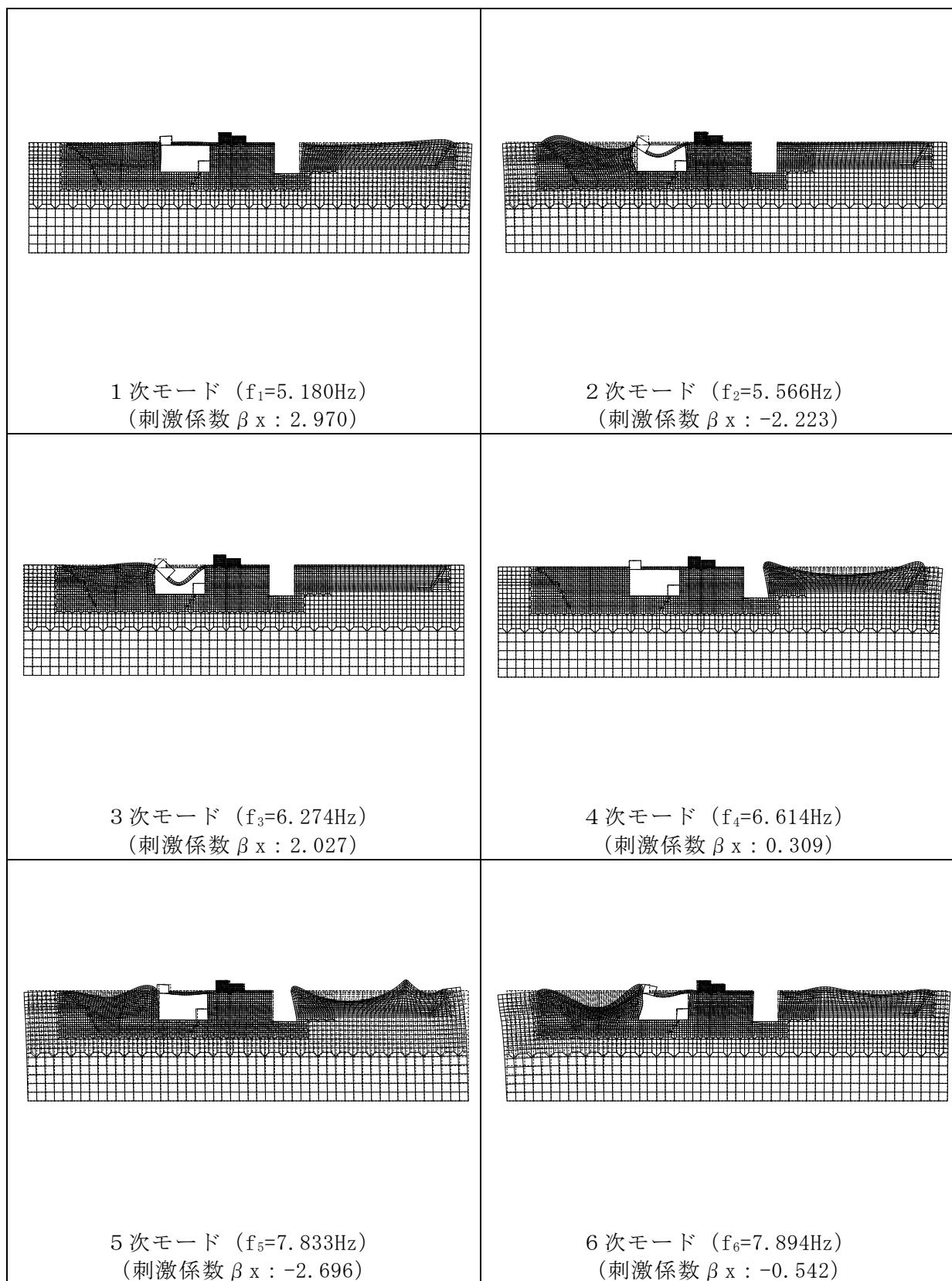


図 3-32 固有値解析結果 (モード図) (C-C断面)

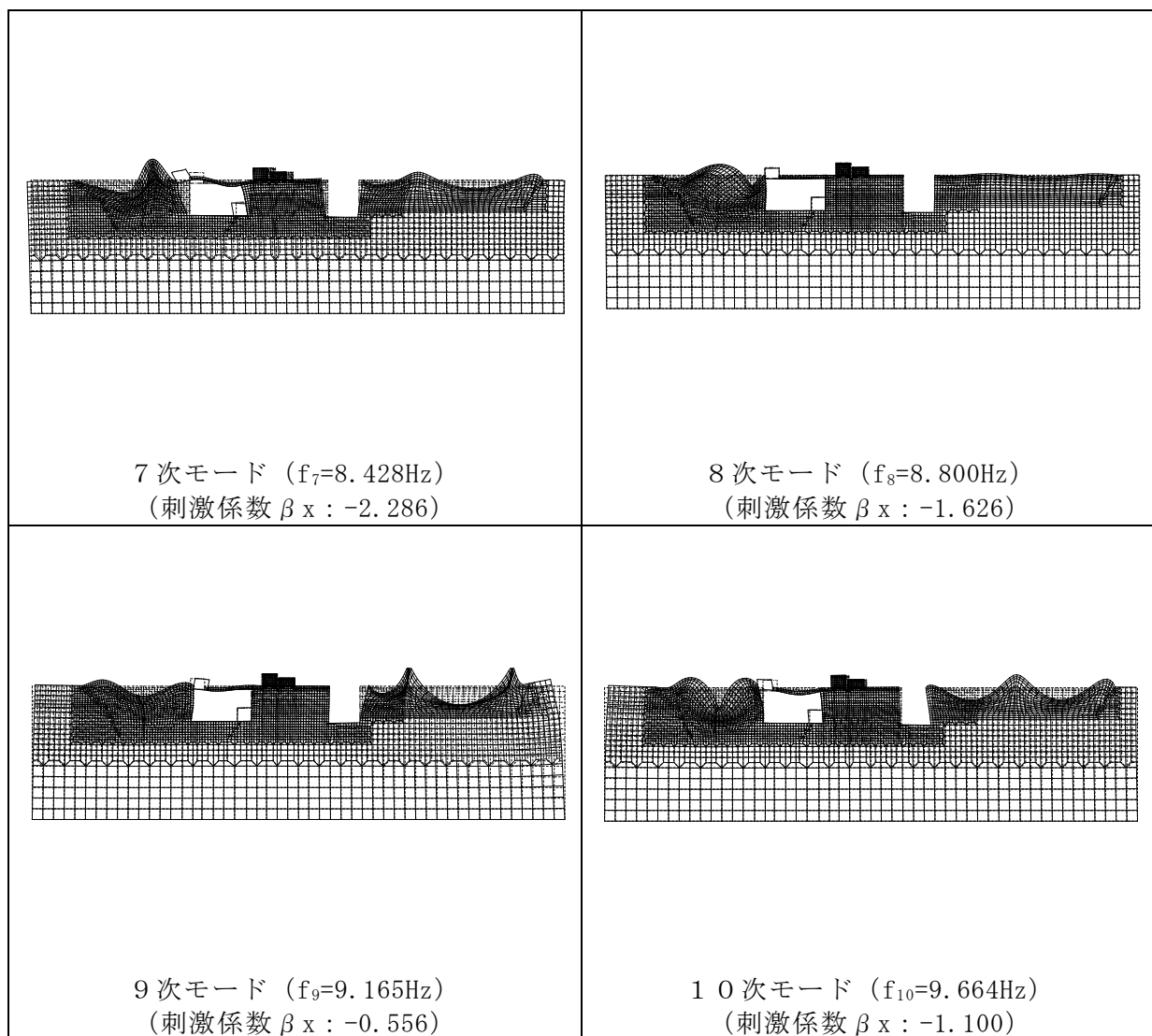


図 3-33 固有値解析結果 (モード図) (C-C断面)

表 3-9 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

評価対象断面		α	β
A - A 断面		1.208×10^{-1}	8.062×10^{-4}
B - B 断面		3.744×10^{-1}	8.871×10^{-4}
C - C 断面	全応力解析	2.964×10^{-1}	1.202×10^{-4}

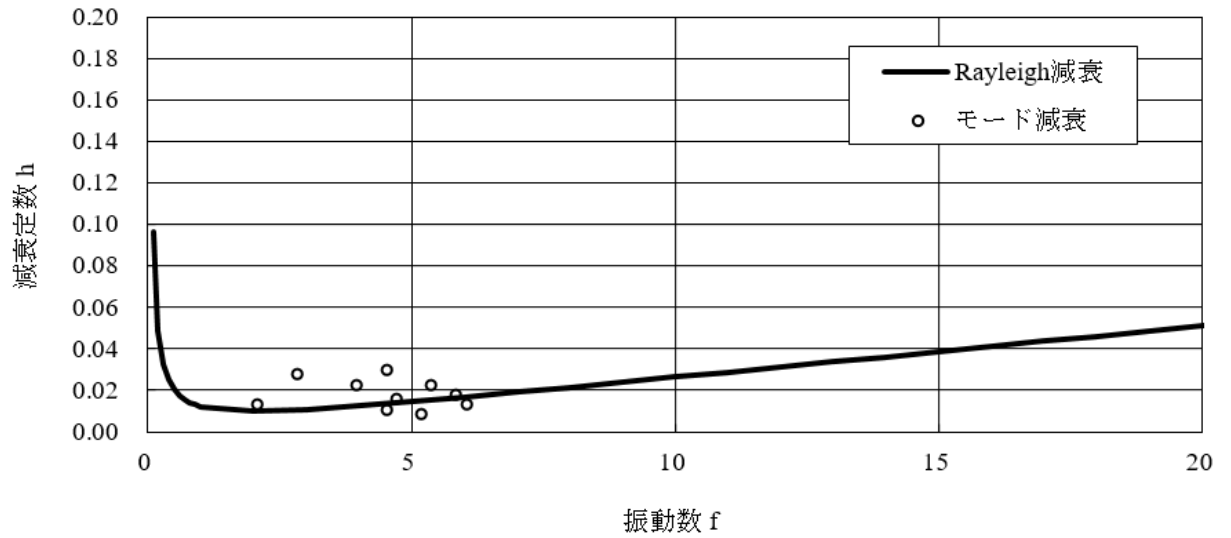


図 3-34 設定した Rayleigh 減衰 (A - A 断面)

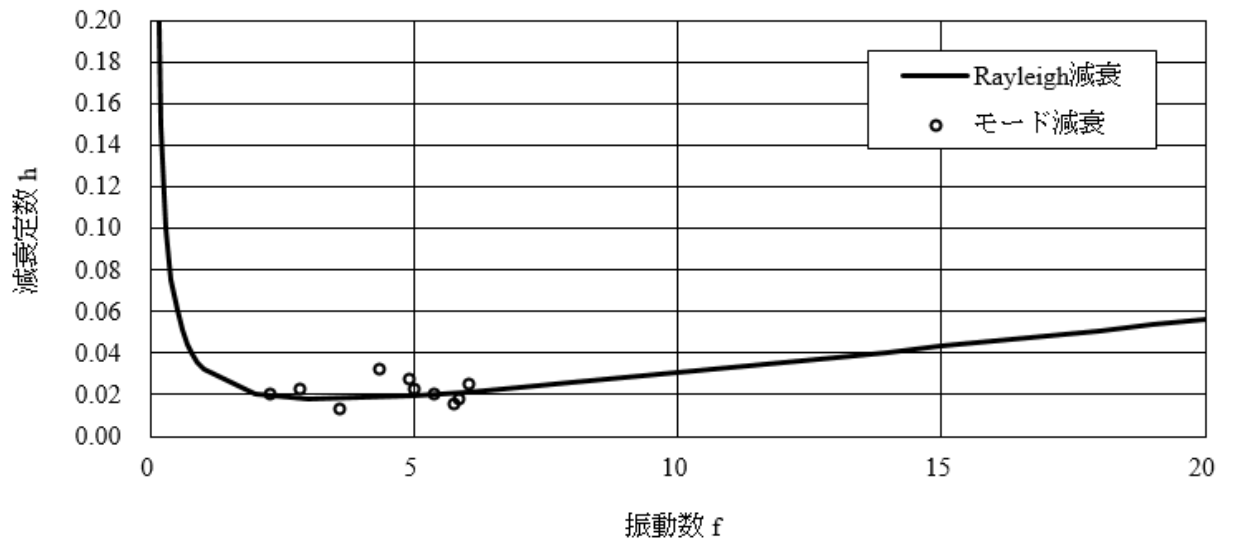


図 3-35 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面)

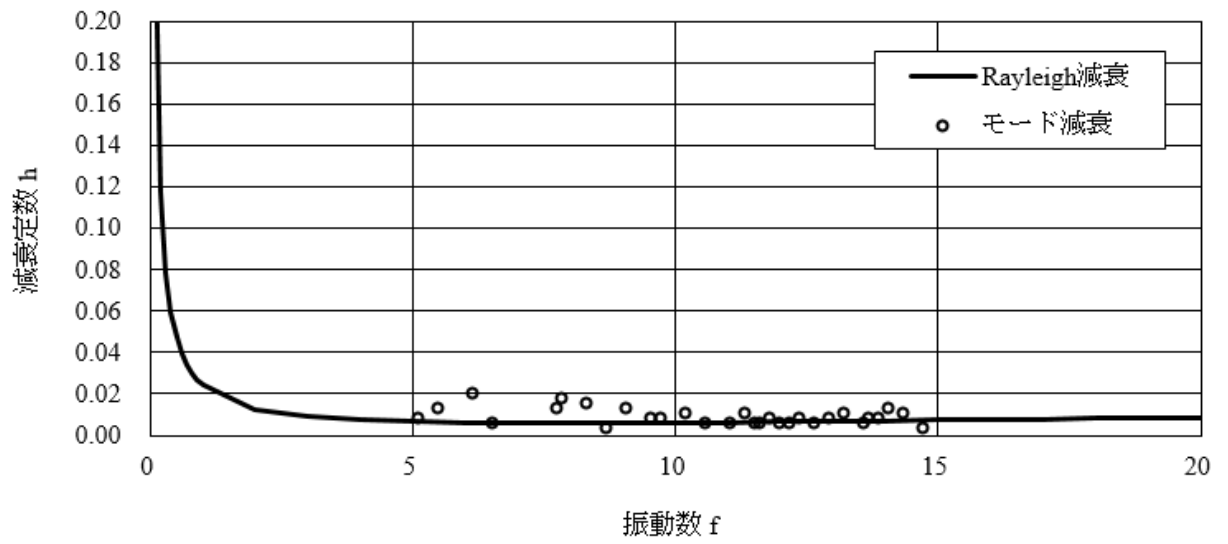


図 3-36 設定した Rayleigh 減衰 (C-C 断面)

3.3.2 有効応力解析で設定する Rayleigh 減衰

有効応力解析における Rayleigh 減衰は、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、地盤応答の保守的な評価が行われるよう係数 α を 0 として設定し、低振動数帯で減衰 α [m] の影響がない剛性比例型減衰としている。また、係数 β は、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ [理論編]」に基づき $\beta = 0.002$ と設定する。

3.4 荷重及び荷重の組合せ

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。

地震時に第1ペントフィルタ格納槽に作用する機器・配管系からの反力については、機器・配管系を解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

荷重の組合せを表3-10に示す。

表3-10 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。
	積載荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	○ 地下水位に応じた静水圧として考慮する。 地下水の密度を考慮する。
		積雪荷重	○ 地表面及び構造物天端に考慮する。
		土被り荷重	○ 常時応力解析により設定する。
	永久上載荷重	— 地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。	
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	

3.4.1 機器・配管荷重

地震時に第1ベントフィルタ格納槽に作用する機器・配管系の荷重図を図3-37に示す。機器・配管荷重は、常時・地震時ともに付加質量としてモデル化する。

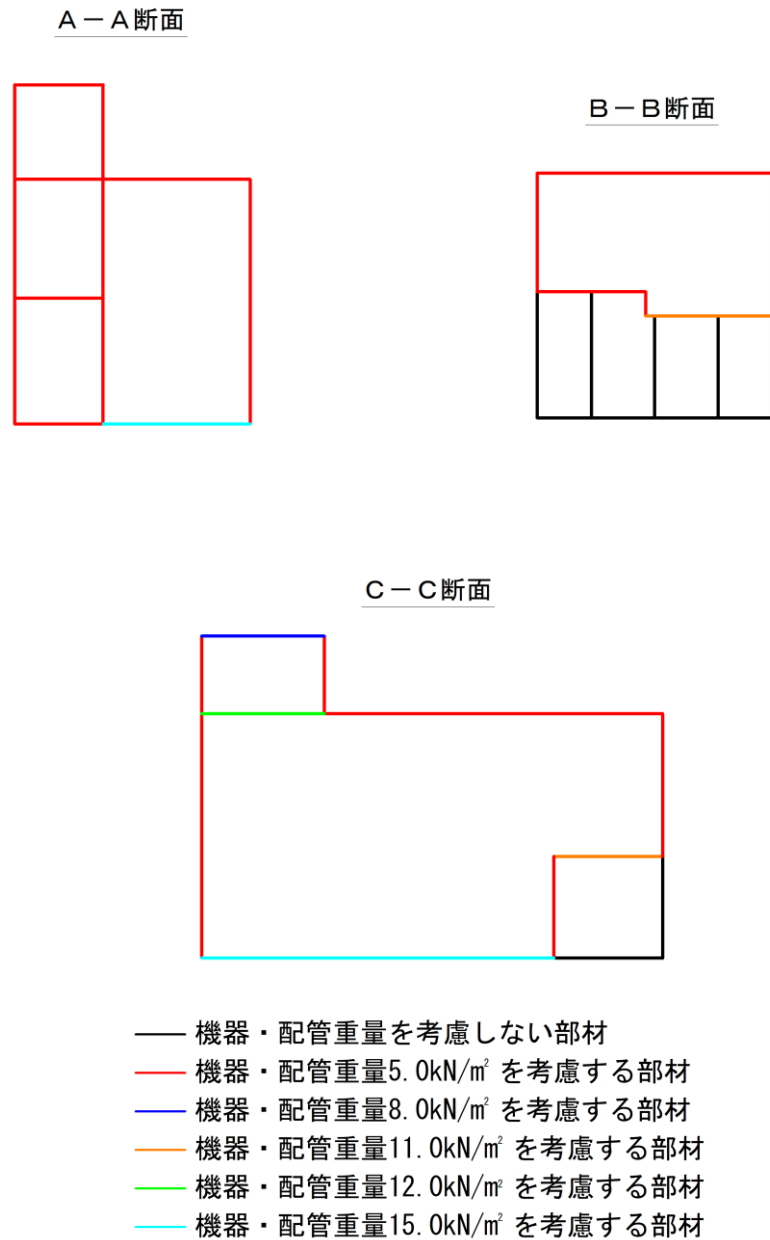


図3-37 解析用機器・配管荷重図

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、「2.8 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

3.4.3 積雪荷重

積雪荷重は、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等における損傷の防止に関する基本方針」に基づき、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪100cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮し35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量1cmごとに $20\text{N}/\text{m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

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

A-A断面及びB-B断面の周辺には主に岩盤が分布していることから、岩盤の動せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

C-C断面の側面には埋戻土が分布し、主たる荷重は埋戻土の土圧となることから、埋戻土の初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

解析ケースについては、せん断弾性係数の平均値を基本ケース（表3-11に示すケース①及び表3-12に示すケース④）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差（ σ ）のケース（表3-11に示すケース②及び③並びに表3-12に示すケース⑤及び⑥）について確認を行う。

また、C-C断面においては、非液状化の条件を仮定した解析ケース（表3-12に示すケース⑦及び⑧）を実施することにより、地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

地盤のばらつきの設定方法の詳細は、「補足-023-01 地盤の支持性能について」に示す。

表3-11 解析ケース（A-A断面及びB-B断面）

解析ケース	解析手法	地盤物性	
		埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	平均値	平均値 + 1σ
ケース③	全応力解析	平均値	平均値 - 1σ

表 3-12 解析ケース (C-C 断面)

解析ケース	解析手法	地盤物性	
		埋戻土 (G_0 : 初期せん断 弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断 弾性係数)
ケース④ (基本ケース)	有効応力解析	平均値	平均値
ケース⑤	有効応力解析	平均値 + 1 σ	平均値
ケース⑥	有効応力解析	平均値 - 1 σ	平均値
ケース⑦	全応力解析	平均値	平均値
ケース⑧	全応力解析	平均値 + 1 σ	平均値

(2) 耐震評価における解析ケースの組合せ

耐震評価においては、基準地震動 S_s 全波（6波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6波）を加えた全12波に対し、基本ケース（表3-13に示すケース①及び表3-14に示すケース④）を実施する。基本ケースにおいて、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の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、最も厳しい地震動を用いて、表3-13に示す解析ケース（表3-13に示すケース②及び③及び表3-14に示すケース⑤～⑧）を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも0.5以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いて、解析ケース（表3-13に示すケース②及び③及び表3-14に示すケース⑤～⑧）を実施する。耐震評価における解析ケースを表3-13及び表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3-38に示す。なお、C-C断面については4辺固定版による評価を実施することから、上記によらず「5.1.1 解析ケース」において解析ケースを選定する。

表3-13 耐震評価における解析ケース（A-A断面及びB-B断面）

解析ケース		ケース①		ケース②		ケース③	
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1 σ)を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1 σ)を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値		平均値+1 σ		平均値-1 σ	
地震動 (位相)	S_s-D	++*	○	基準地震動 S_s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全12波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、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の各照査項目ごとに照査値が0.5を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも0.5以下の場合には、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。			
		-+*	○				
		+ - *	○				
		--*	○				
	S_s-F1	++*	○				
	S_s-F2	++*	○				
	S_s-N1	++*	○				
		-+*	○				
	S_s-N2 (NS)	++*	○				
		-+*	○				
S_s-N2 (EW)	++*	○					
	-+*	○					

注記*：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。

表 3-14 耐震評価における解析ケース (C-C断面)

解析ケース	ケース④	ケース⑤	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧
	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	非液化の条件を仮 定した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮し て非液化の条件を 仮定した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値+1σ
地震動 (位相)	++*	○			
	-+*	○			
	+--*	○			
	--*	○			
	++*	○			
	++*	○			
	-+*	○			
	++*	○			
	++*	○			
	++*	○			
	++*	○			
	++*	○			

基準地震動 S s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース④ (基本ケース) を実施し、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⑤~⑧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⑤~⑧を実施する。

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

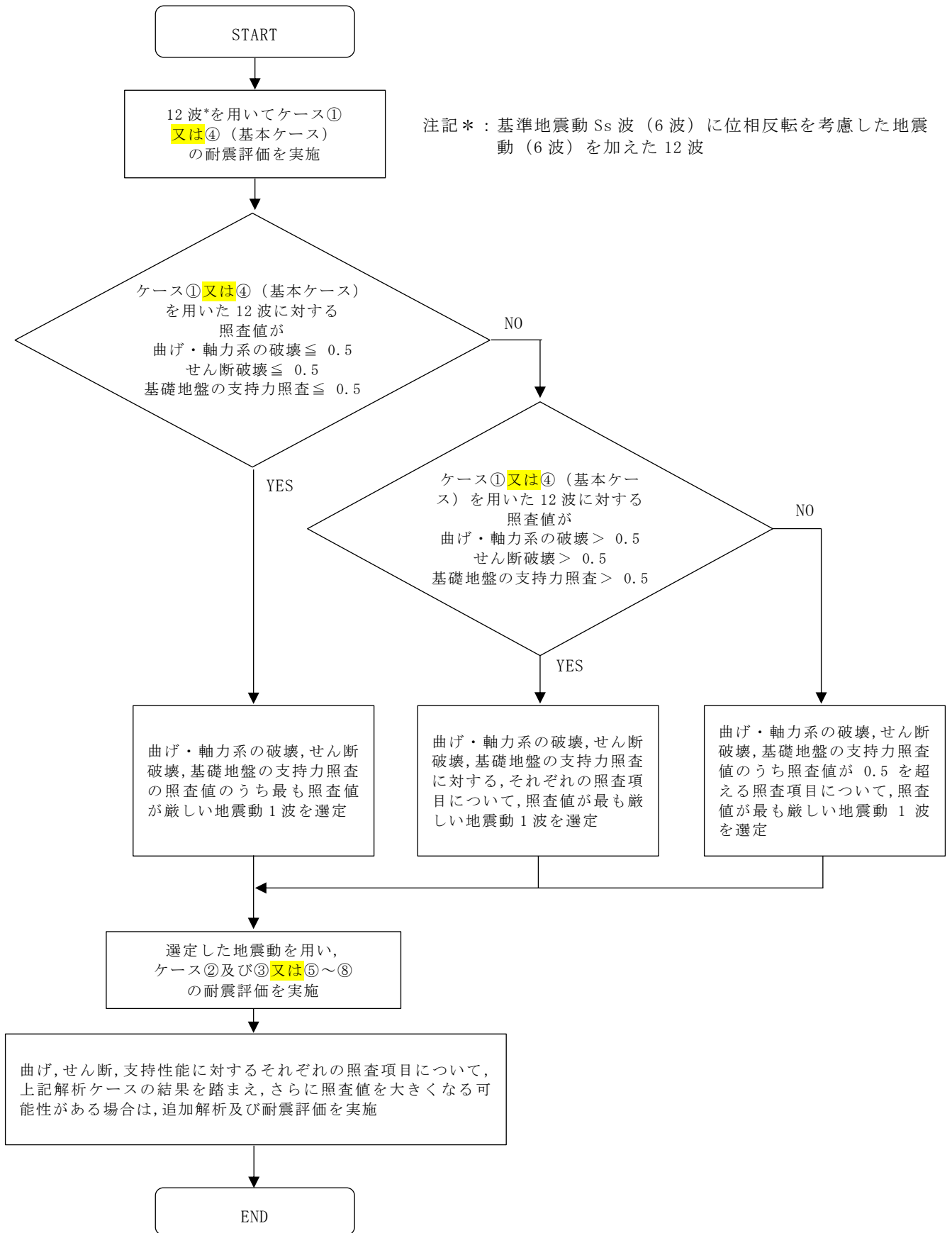


図 3-38 追加解析を実施する地震動の選定フロー

3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

「3.5.1 耐震評価における解析ケース」と同様に、地盤物性のばらつきを考慮する（表 3-15 に示すケース②及び③及び表 3-16 に示すケース⑤及び⑥）。

表 3-15 機器・配管系の耐震評価における解析ケース（A-A断面及びB-B断面）

解析ケース	解析手法	地盤物性		備考
		埋戻土 (G_o : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)	
ケース① (基本ケース)	全応力解析	平均値	平均値	
ケース②	全応力解析	平均値	平均値 + 1 σ	
ケース③	全応力解析	平均値	平均値 - 1 σ	
ケース⑨	全応力解析	平均値	平均値	材料物性のばらつき
ケース⑩	全応力解析	平均値	平均値	地下水位低下*

注記* : 解析モデル内に地下水位を設定しない状態で検討する。

表 3-16 機器・配管系の耐震評価における解析ケース（C-C断面）

解析ケース	解析手法	地盤物性		備考
		埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)	
ケース④ (基本ケース)	有効応力解析	平均値	平均値	
ケース⑤	有効応力解析	平均値 + 1 σ	平均値	
ケース⑥	有効応力解析	平均値 - 1 σ	平均値	
ケース⑧	全応力解析	平均値 + 1 σ	平均値	
ケース⑪	有効応力解析	平均値	平均値	材料物性のばらつき
ケース⑫	有効応力解析	平均値	平均値	地下水位低下*

注記* : 解析モデル内に地下水位を設定しない状態で検討する。

(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を考慮した解析ケースについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表 3-15 に示すケース⑨並びに表 3-16 に示すケース⑪）。

第 1 ベントフィルタ格納槽におけるコンクリート実強度は、建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（日本建築学会，2013）（以下「JASS 5N」という。）及び日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準（日本原子力学会，2015）（以下「日本原子力学会標準」という。）より算定される圧縮強度のうち最大となるものを選択する。ヤング係数は実強度に対応するコンクリート標準示方書に基づき算出する。設定した圧縮強度及びヤング係数を表 3-17 に示す。

表 3-17 コンクリート実強度を考慮した物性値

圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
36.1	29.8

(3) 地下水位低下の影響を考慮した解析ケース

地下水位については、地下水位低下設備に期待せず、保守的に高く設計地下水位を設定していることから、機器・配管系の床応答への影響を確認するため、地下水位が低下している状態での影響検討を実施する（表 3-15 に示すケース⑩並びに表 3-16 に示すケース⑫）。

(4) 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケースの組合せ

機器・配管系に対する応答加速度抽出においては、基準地震動 S_s 全波（6 波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6 波）を加えた全 12 波を用いて解析ケース（表 3-18 におけるケース①～⑩並びに表 3-19 におけるケース④～⑫）を実施する。

表 3-18 機器・配管系の応答加速度抽出のための解析ケース

解析ケース	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤
	基本ケース 平均値	地盤物性のばらつき (+1σ)を考慮し た解析ケース 平均値+1σ	地盤物性のばらつき (-1σ)を考慮し た解析ケース 平均値-1σ	材料特性(コンクリ ート)の実強度を考 慮した解析ケース 平均値	地下水が低い場合を 仮定した解析ケース 平均値
地震動 (位相)	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値	平均値
	++*1	○	○	○	△*2
	-+*1	○	○	○	-
	+--*1	○	○	○	-
	--*1	○	○	○	-
	S s - D	○	○	○	-
	S s - F 1	○	○	○	-
	S s - F 2	○	○	○	-
	S s - N 1	○	○	○	-
	S s - N 2	○	○	○	-
	(NS)	○	○	○	-
	S s - N 2 (EW)	○	○	○	-

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：△は影響検討ケースについては、S s - D (++)により影響の程度を確認する。

表 3-19 機器・配管系の応答加速度抽出のための解析ケース

解析ケース	ケース④	ケース⑤	ケース⑥	ケース⑧	ケース⑩	ケース⑫
	基本 ケース	地盤物性のばらつき (+1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (+1σ)を考慮して非液状化の 条件を仮定した解析ケース	材料特性(コンクリート)の実強度 を考慮した解析ケース	地下水が低い場合 を仮定した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値+1σ	平均値	平均値
地震動 (位相)	++*1	○	○	○	○	△*2
	--+*1	○	○	○	○	-
	+--+*1	○	○	○	○	-
	--+*1	○	○	○	○	-
	++*1	○	○	○	○	-
	++*1	○	○	○	○	-
	++*1	○	○	○	○	-
	++*1	○	○	○	○	-
	++*1	○	○	○	○	-
	++*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：△は影響検討ケースを示す。影響検討ケースについては，S s-D(++)により影響の程度を確認する。

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動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、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4-1に入力地震動算定の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」及び「microSHAKE/3D」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

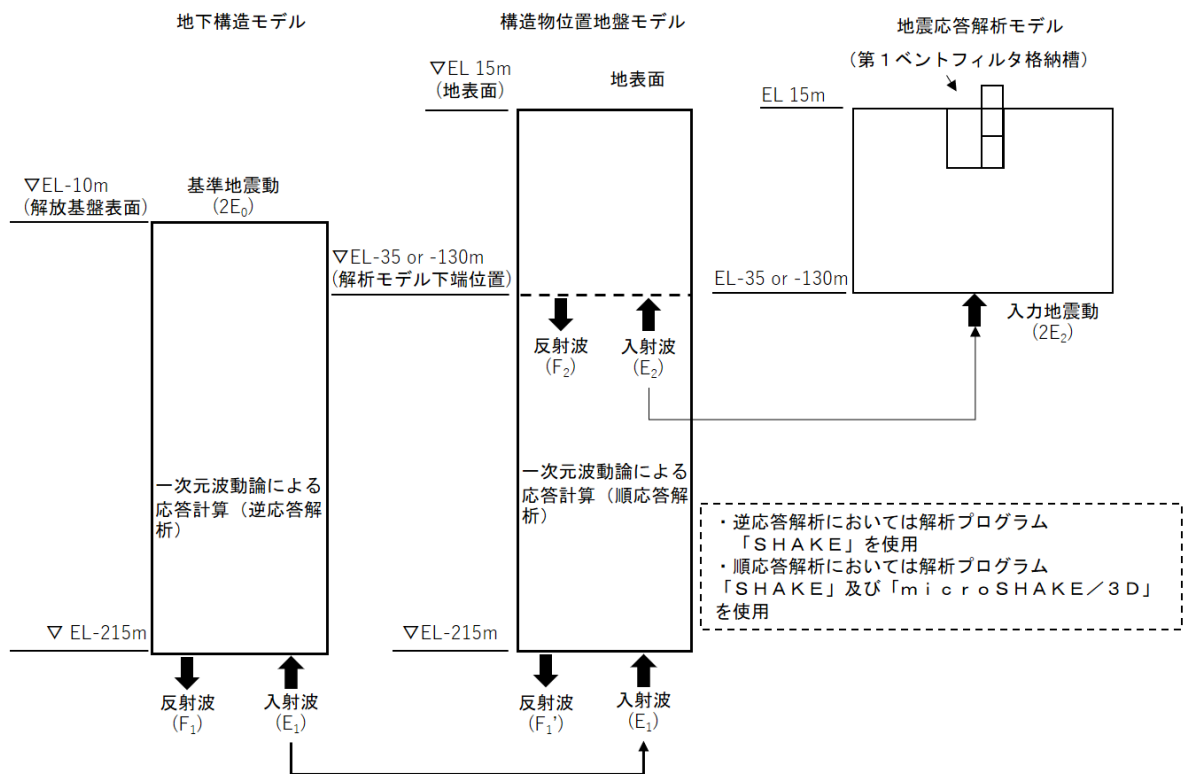
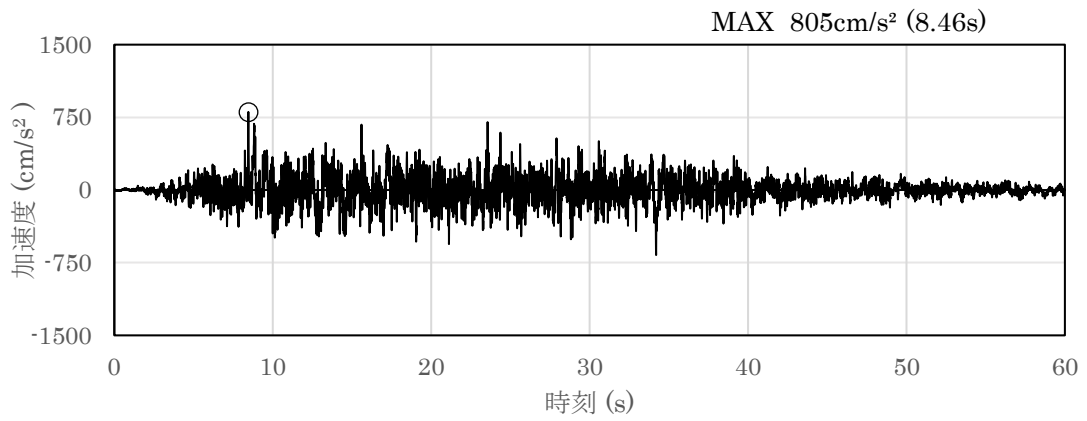


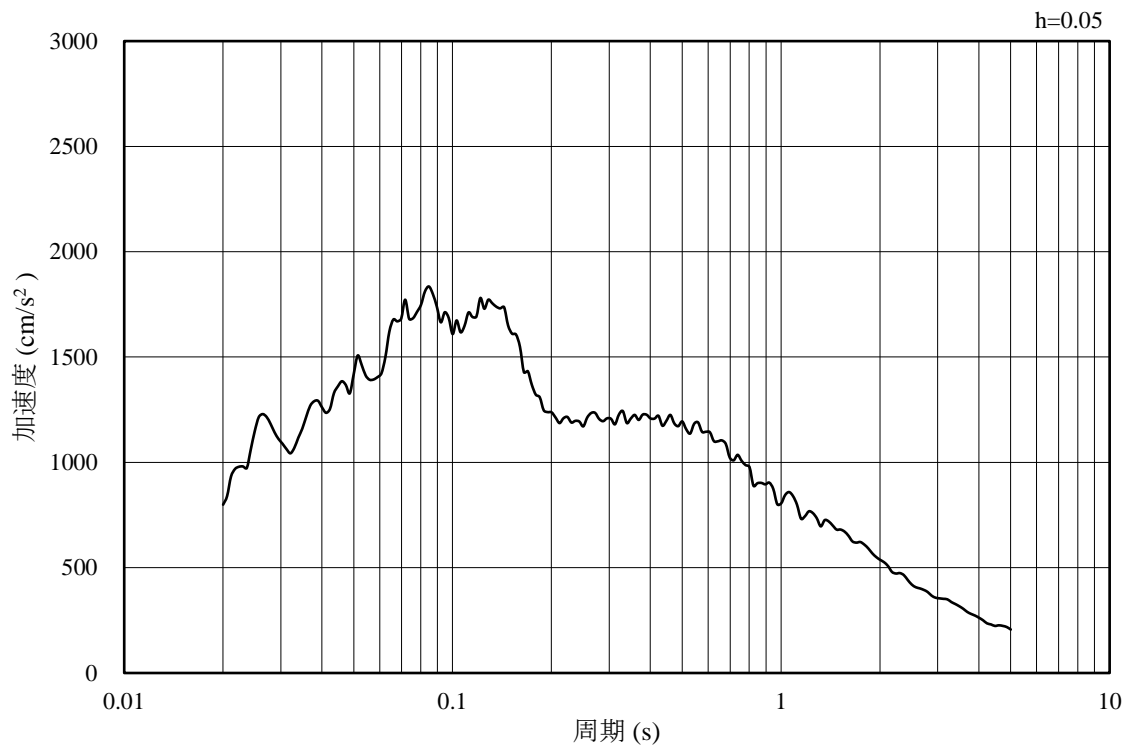
図4-1 入力地震動算定の概念図

4.1.1 A-A断面及びB-B断面の入力地震動

図4-2～図4-13にA-A断面及びB-B断面の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。

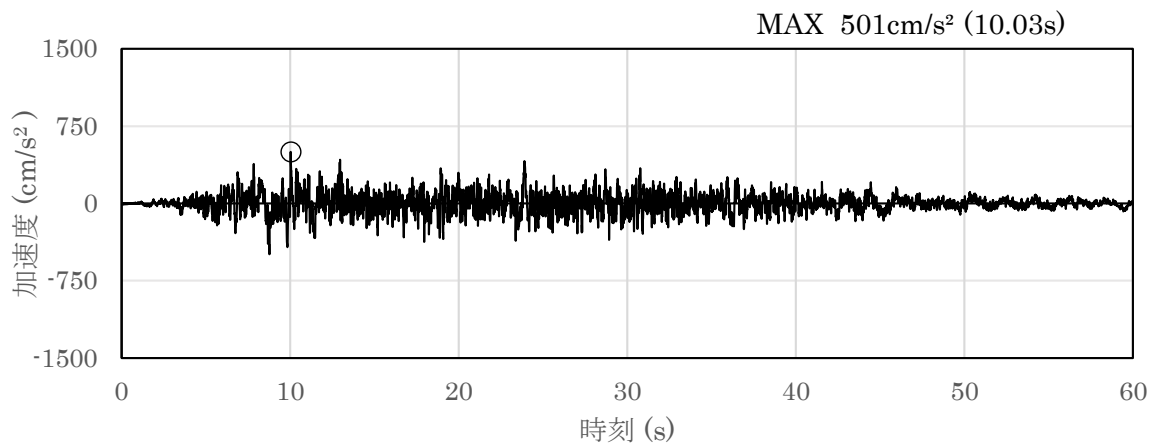


(a) 加速度時刻歴波形

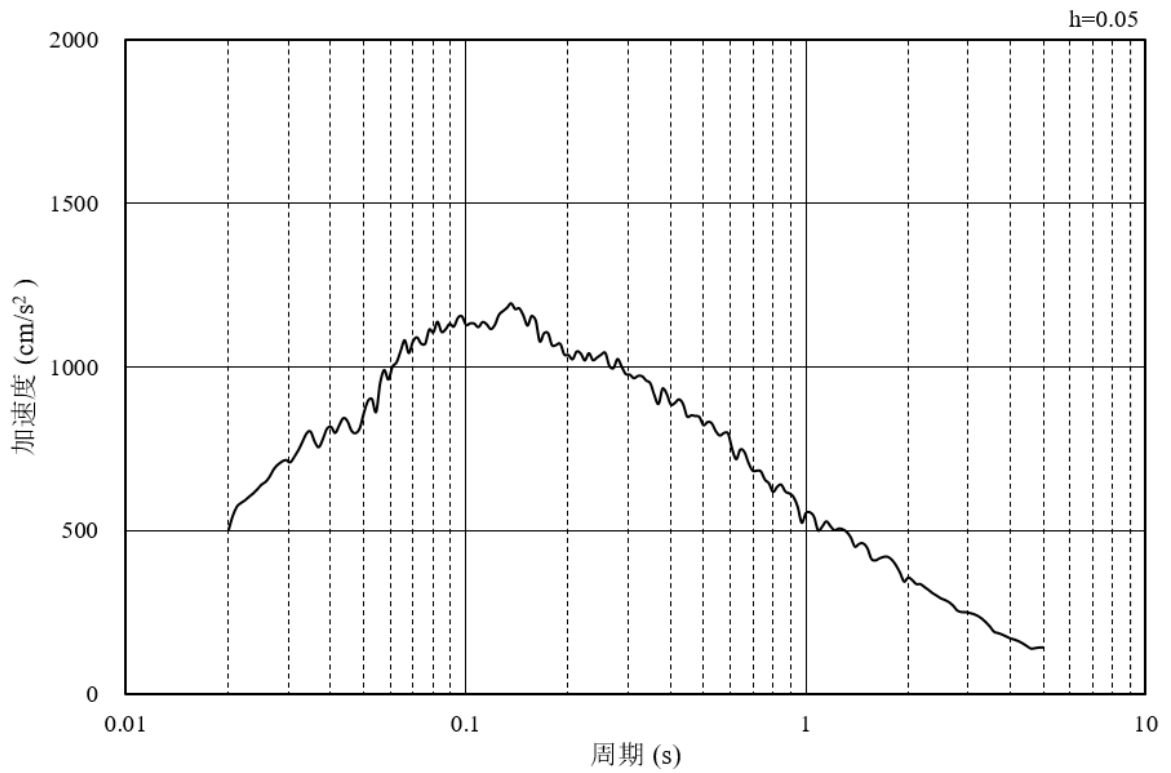


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2 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, EL-130m)

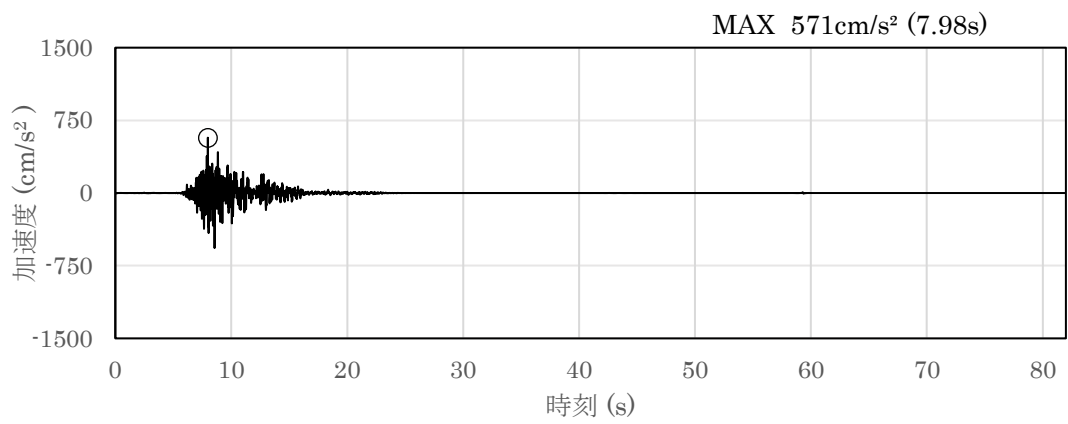


(a) 加速度時刻歴波形

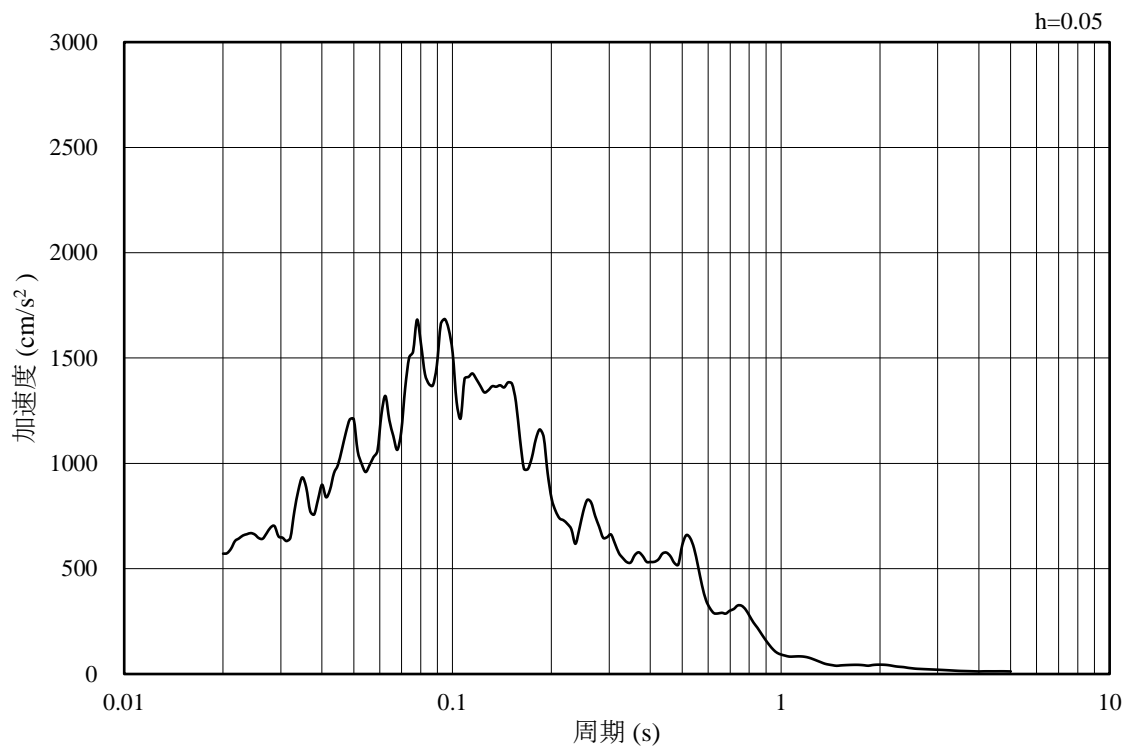


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3 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, EL-130m)

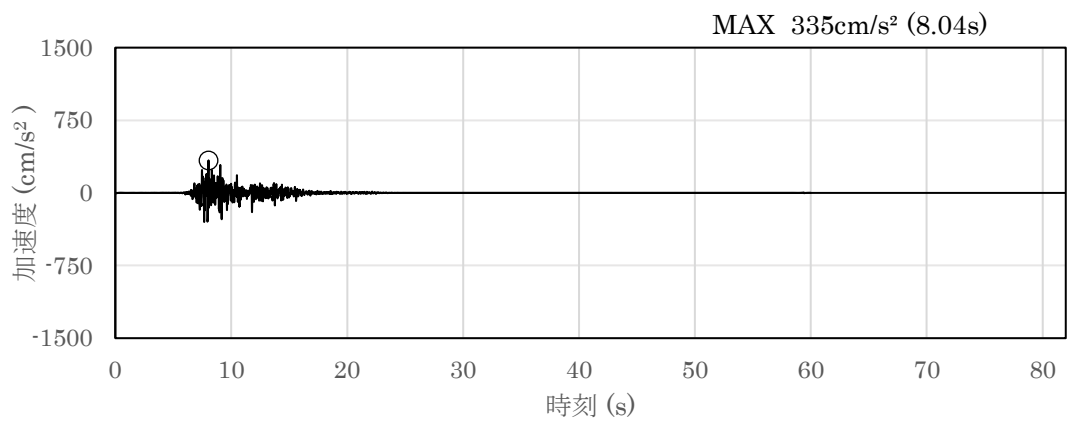


(a) 加速度時刻歴波形

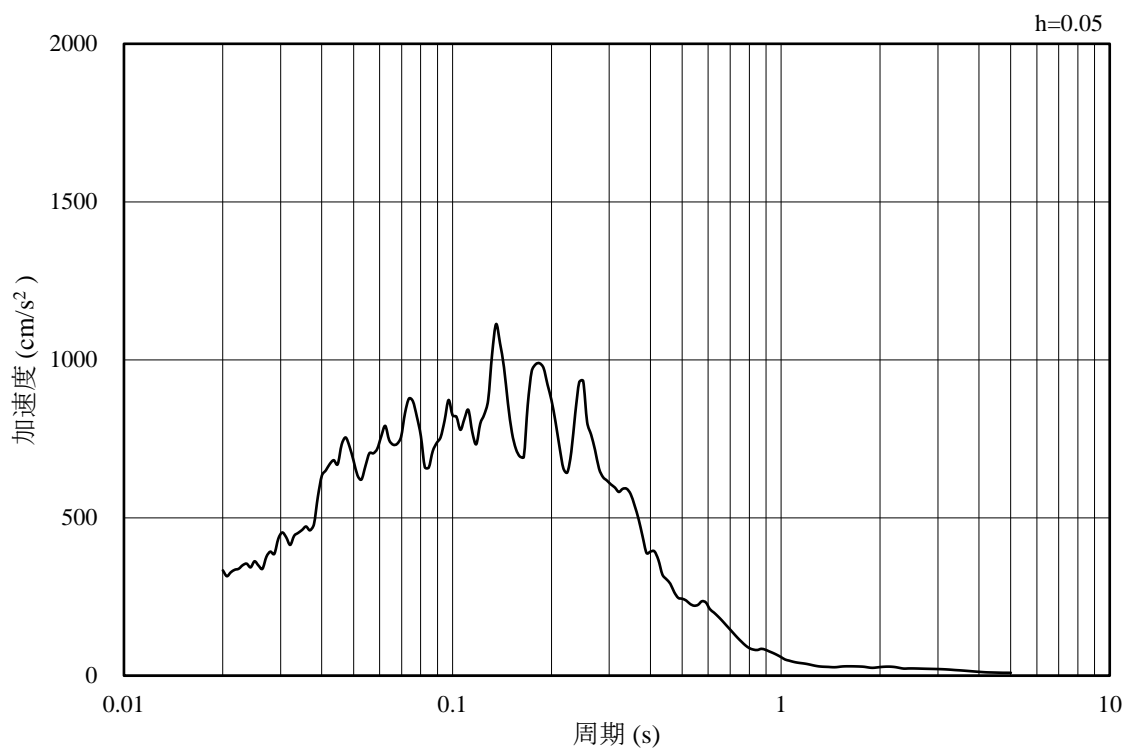


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-4 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 - F 1, EL-130m)

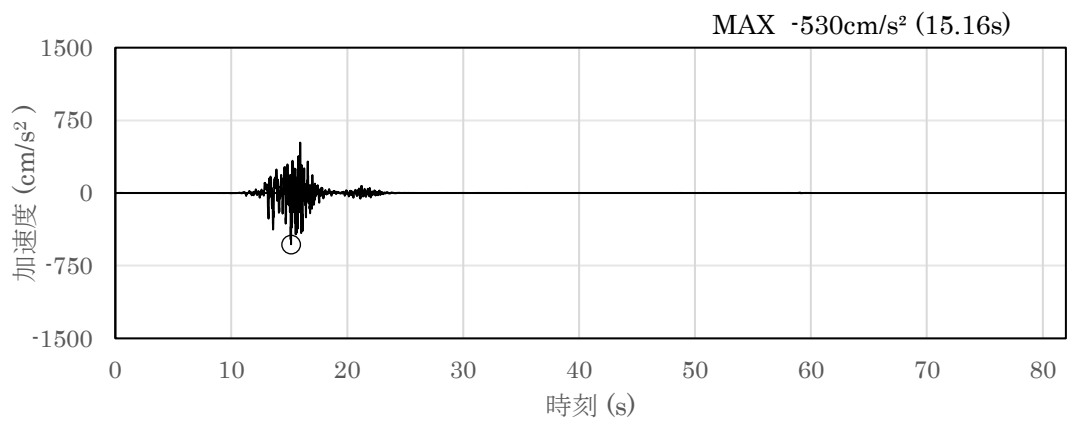


(a) 加速度時刻歴波形

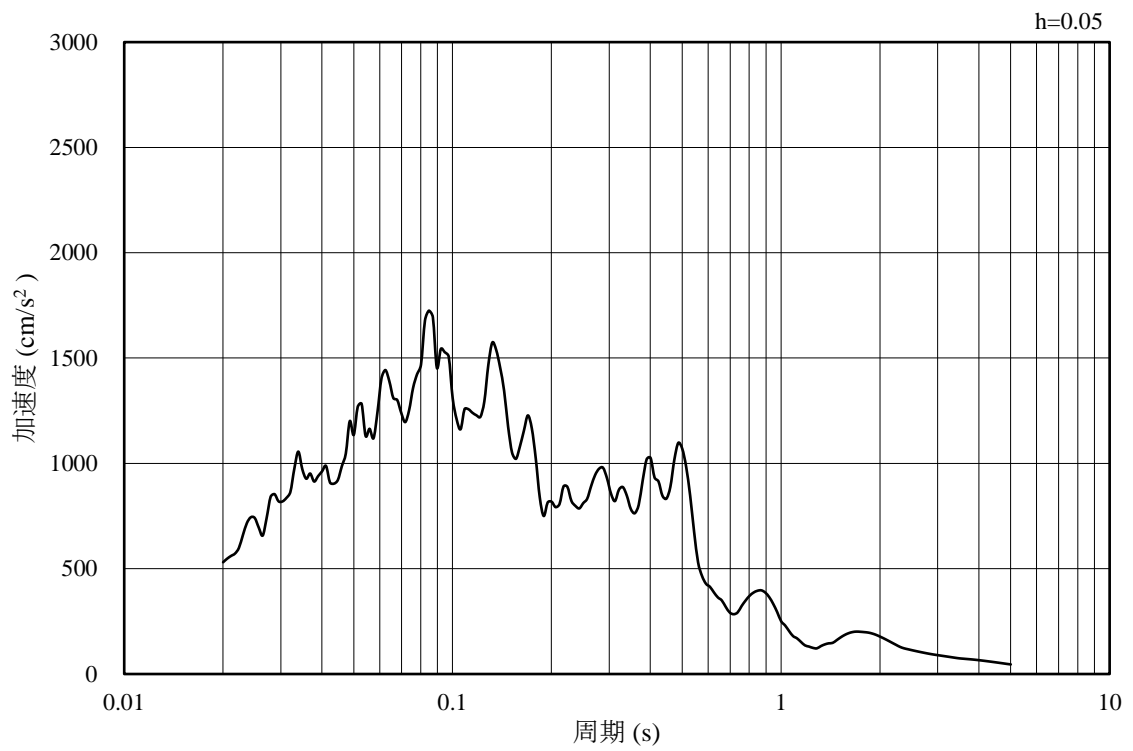


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-5 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 - F 1, EL-130m)

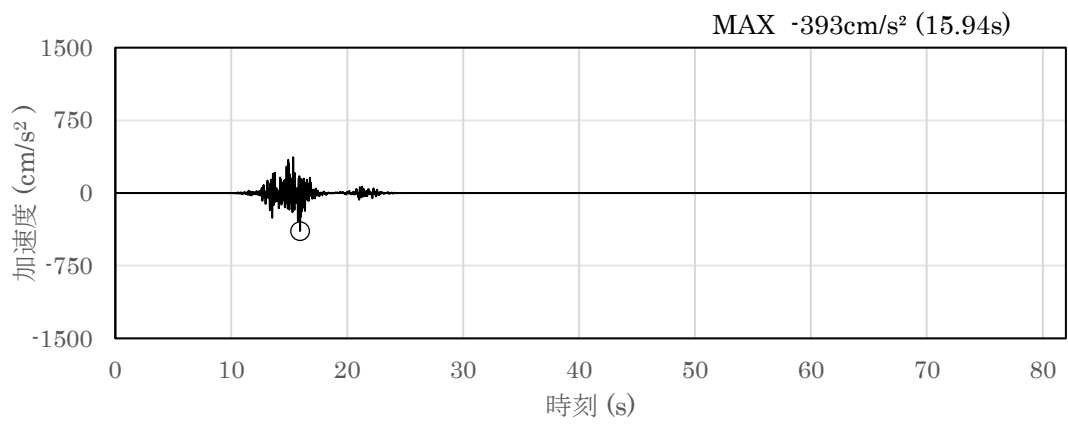


(a) 加速度時刻歴波形

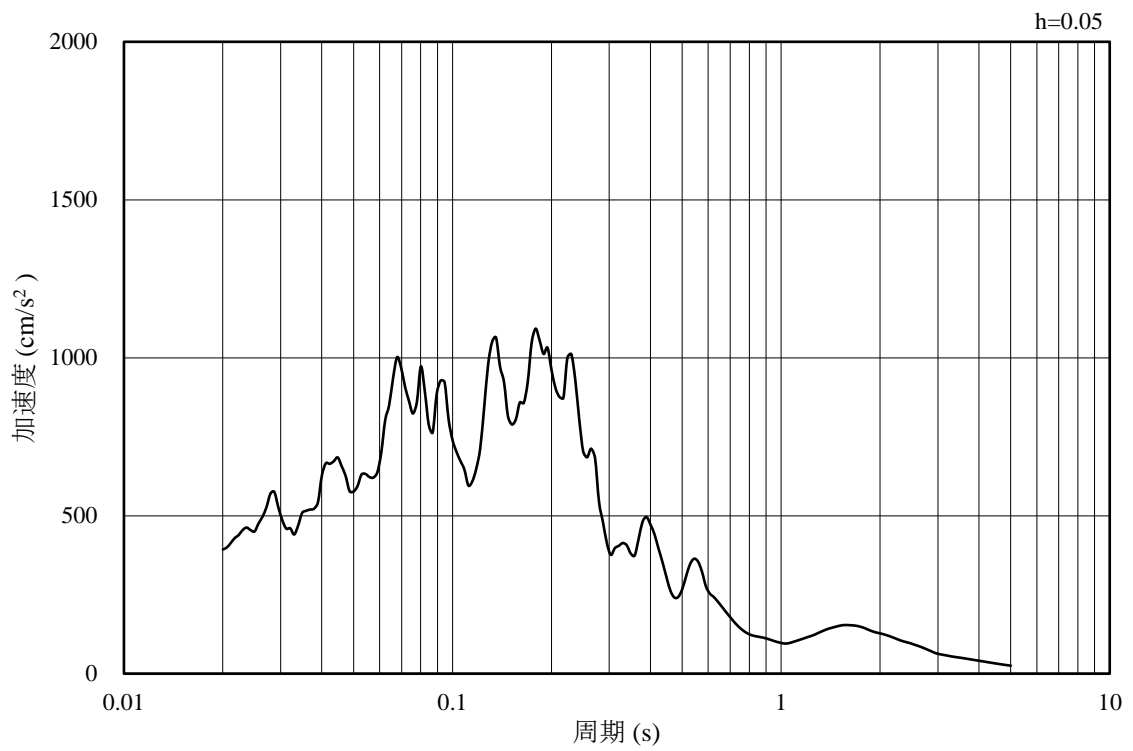


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-6 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 - F 2, EL-130m)

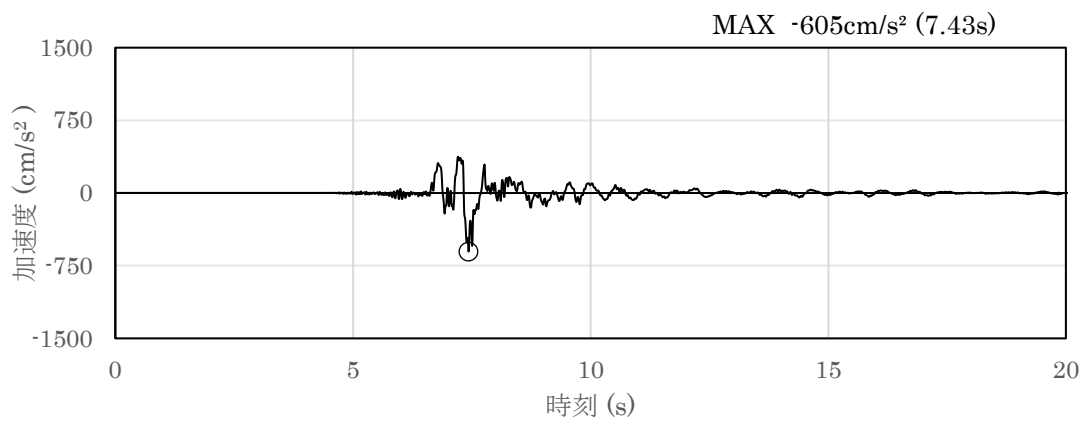


(a) 加速度時刻歴波形

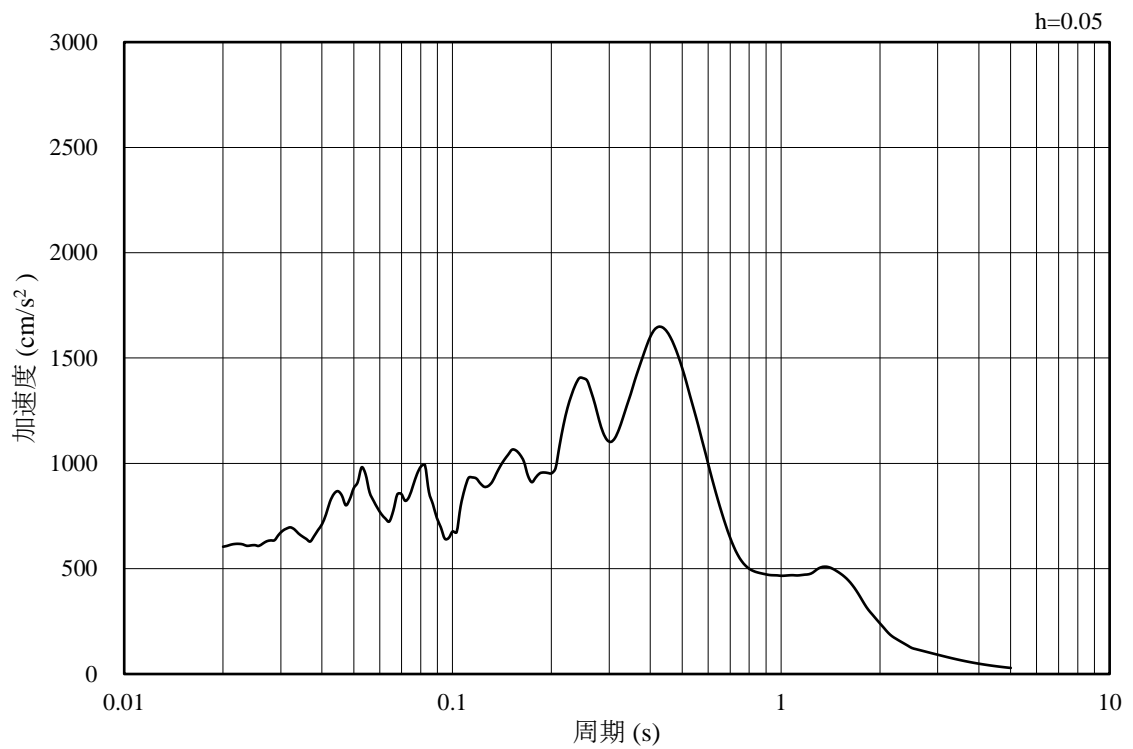


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-7 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 - F 2, EL-130m)

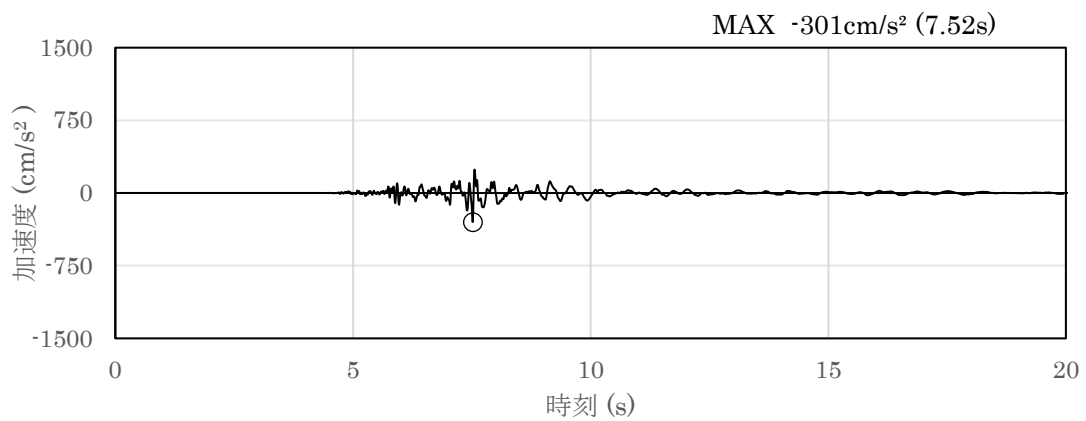


(a) 加速度時刻歴波形

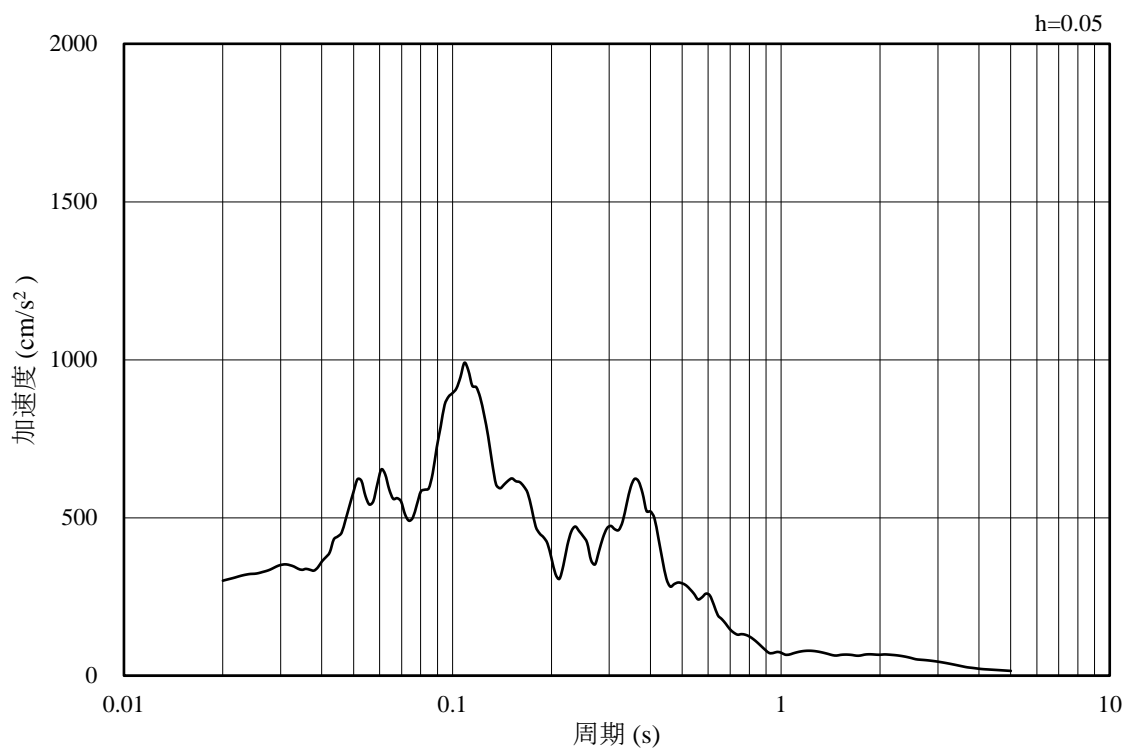


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-8 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 - N 1, EL-130m)

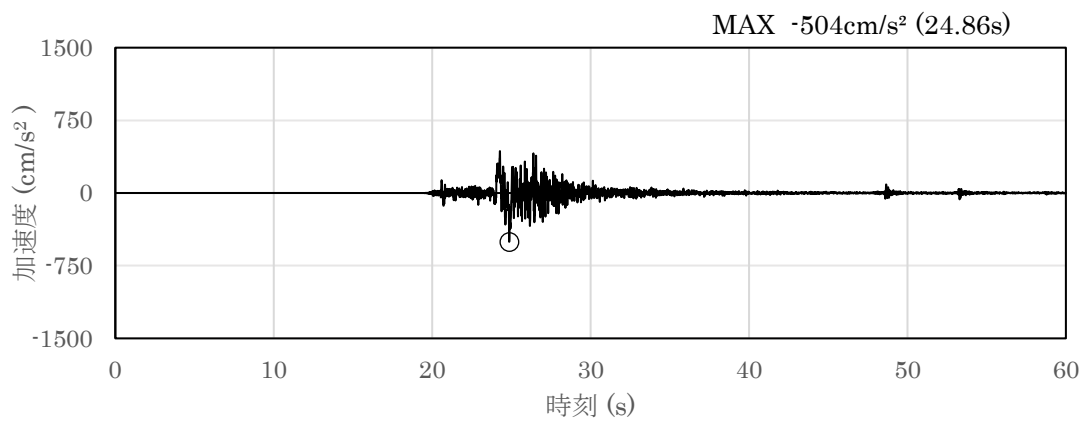


(a) 加速度時刻歴波形

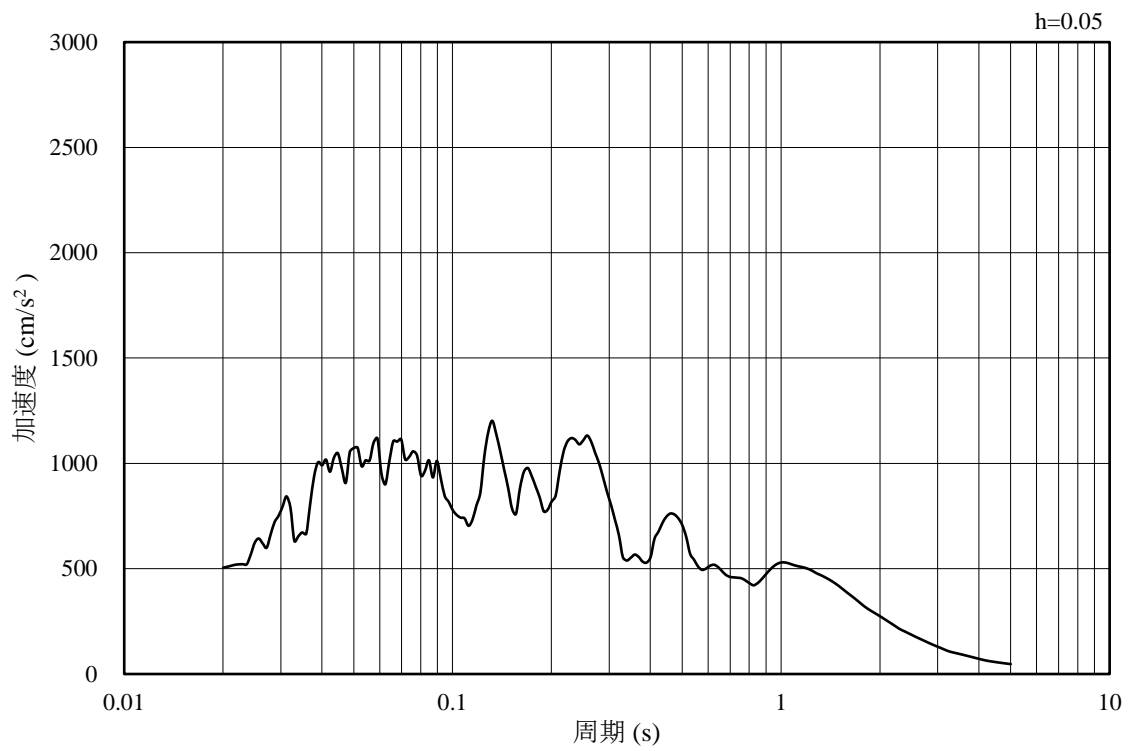


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-9 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 - N 1, EL-130m)

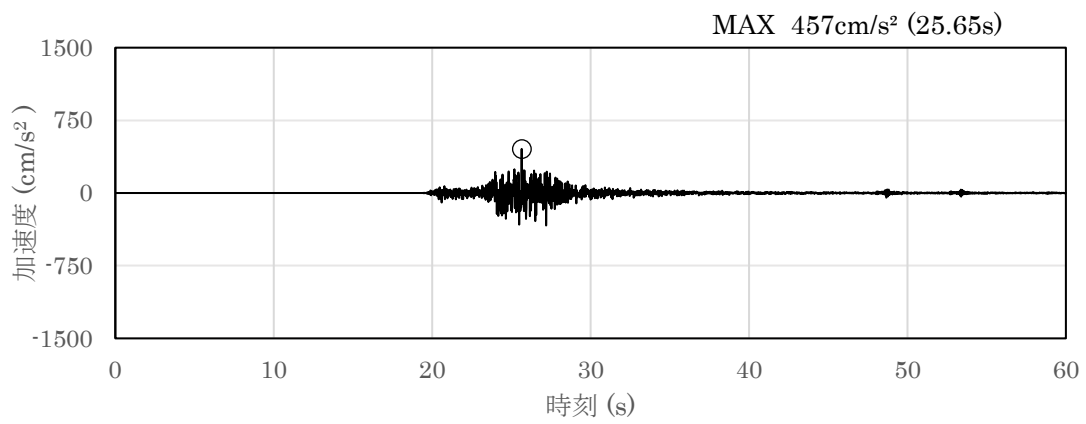


(a) 加速度時刻歴波形

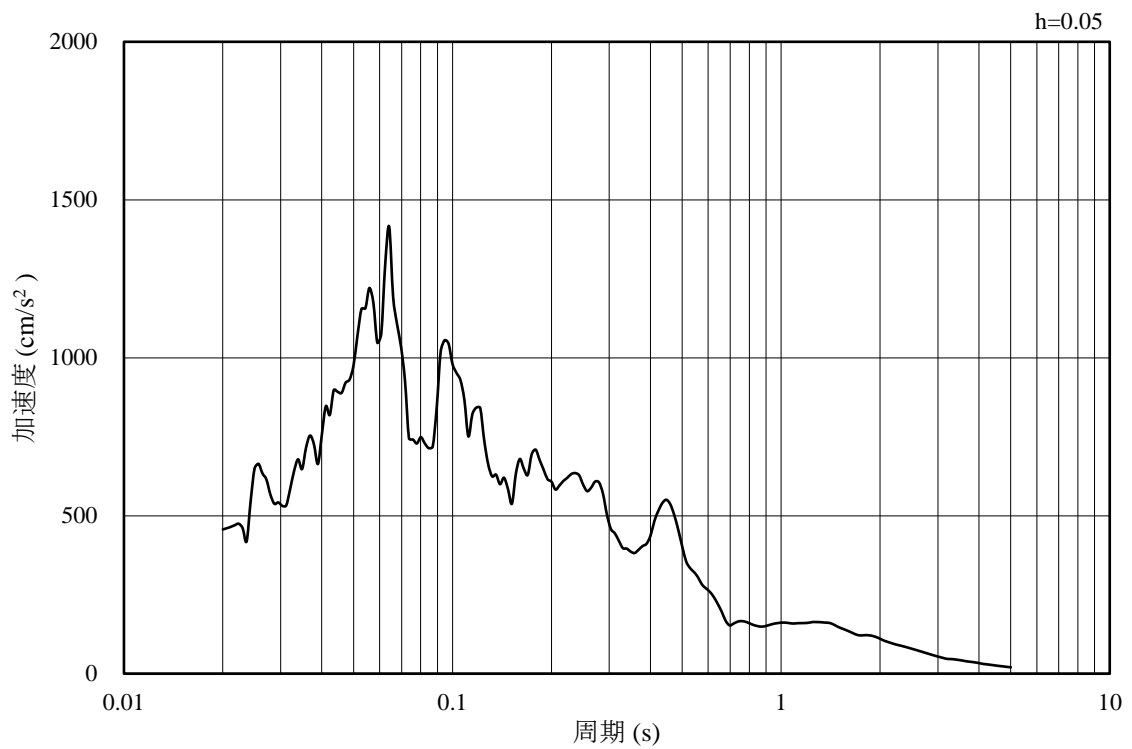


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-10 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 - N 2, N S 方向, EL-130m)

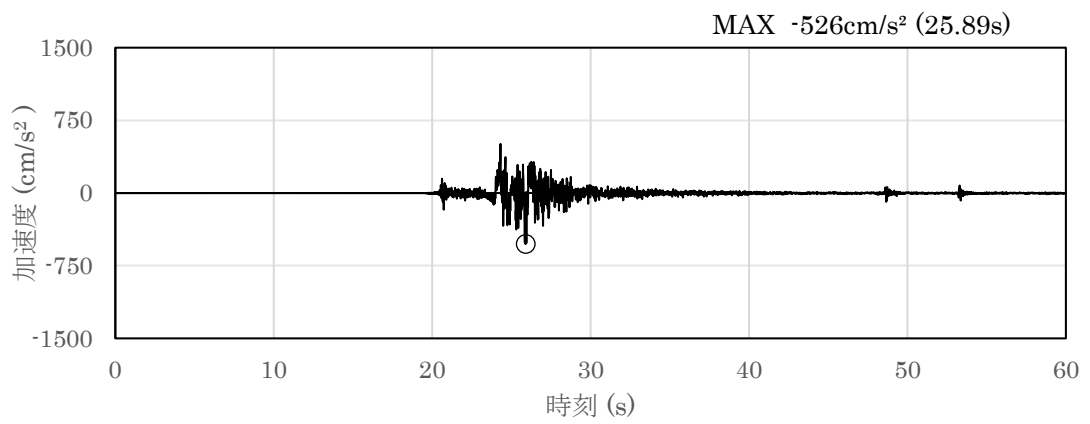


(a) 加速度時刻歴波形

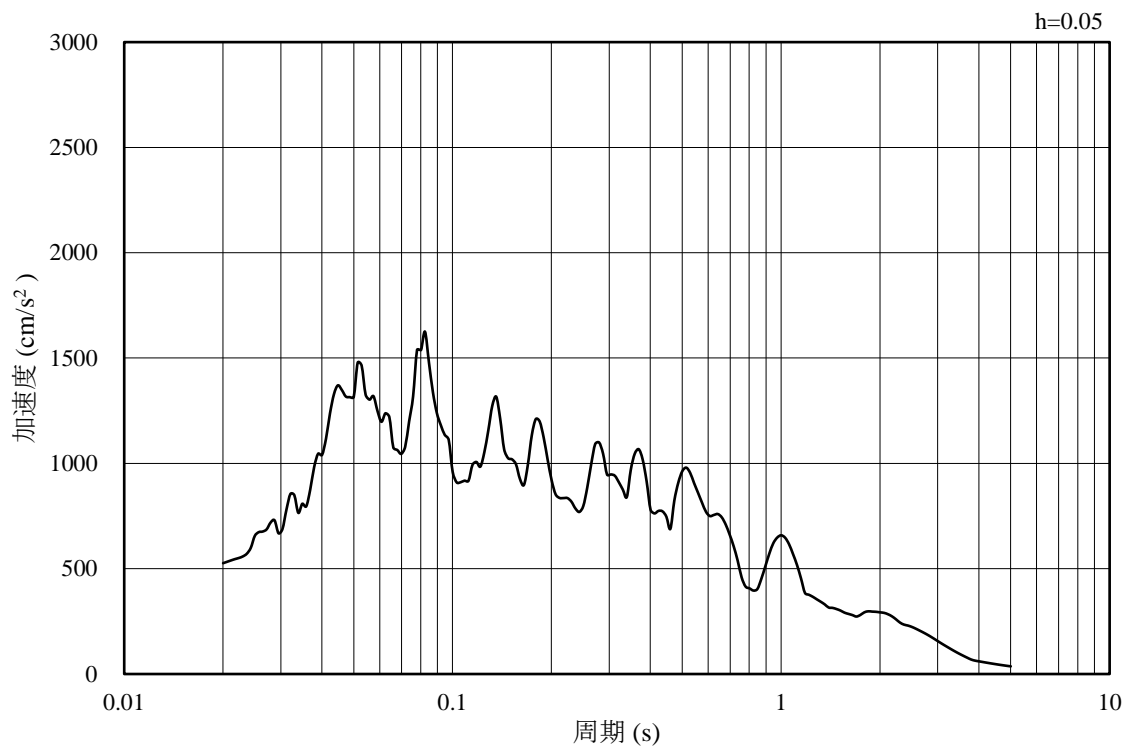


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-11 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 - N 2, N S 方向, EL-130m)

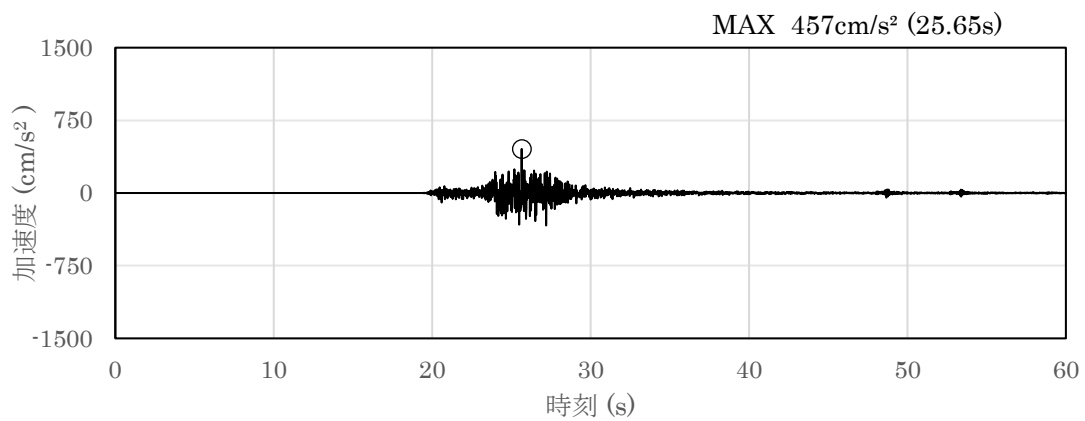


(a) 加速度時刻歴波形

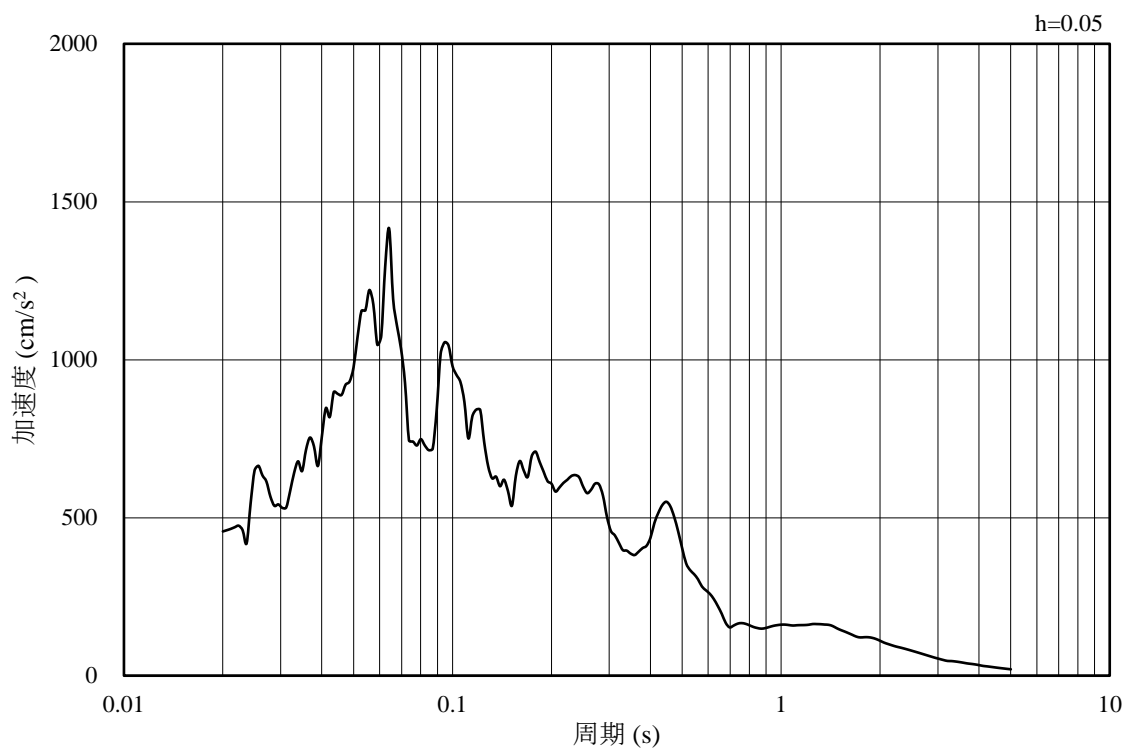


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-12 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 - N 2, E W方向, EL-130m)



(a) 加速度時刻歴波形

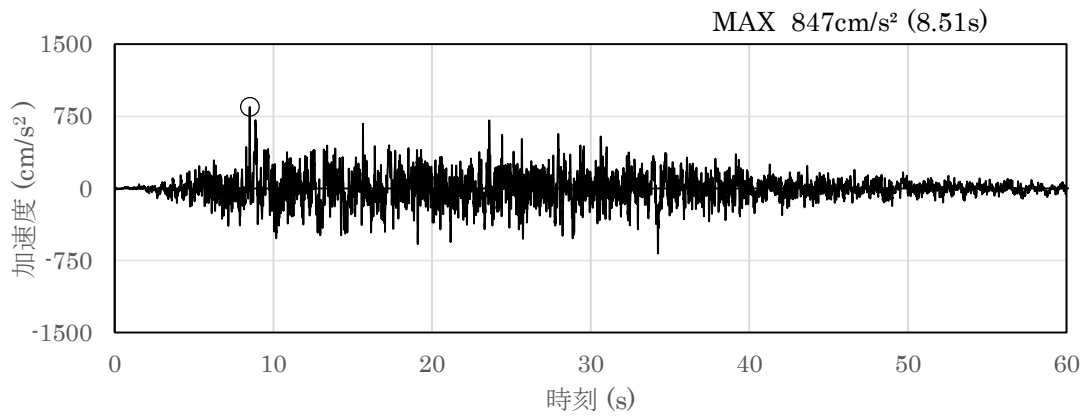


(b) 加速度応答スペクトル

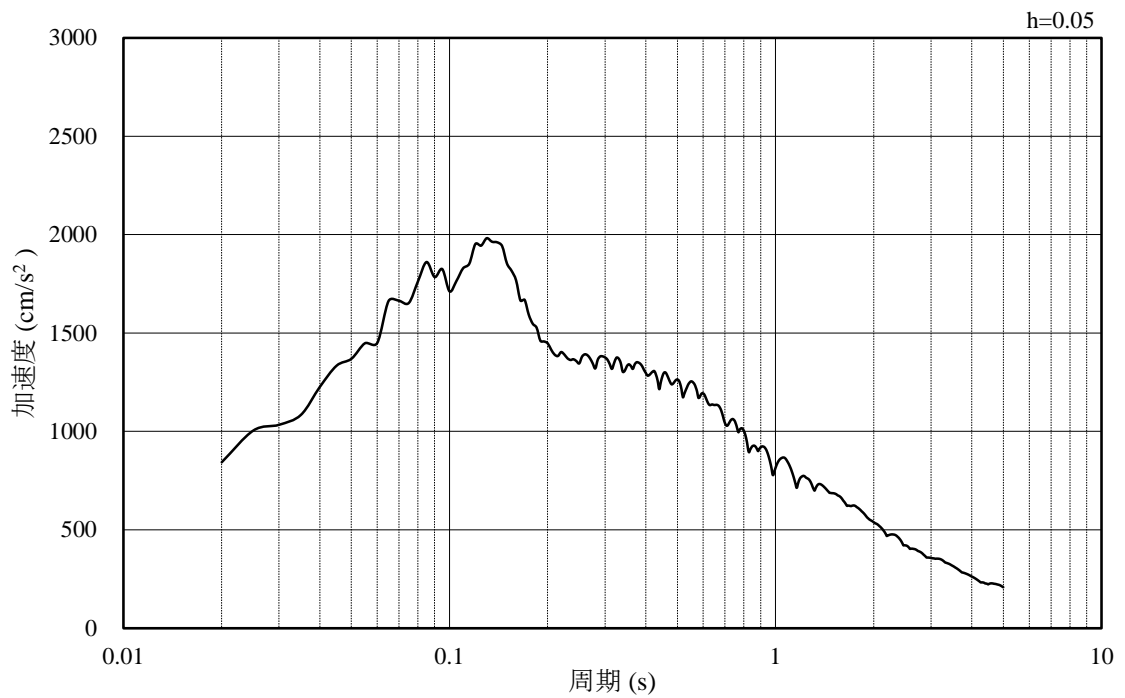
図 4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 2, E W方向, EL-130m)

4.1.2 C-C断面の入力地震動

図4-14～図4-25にC-C断面の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。

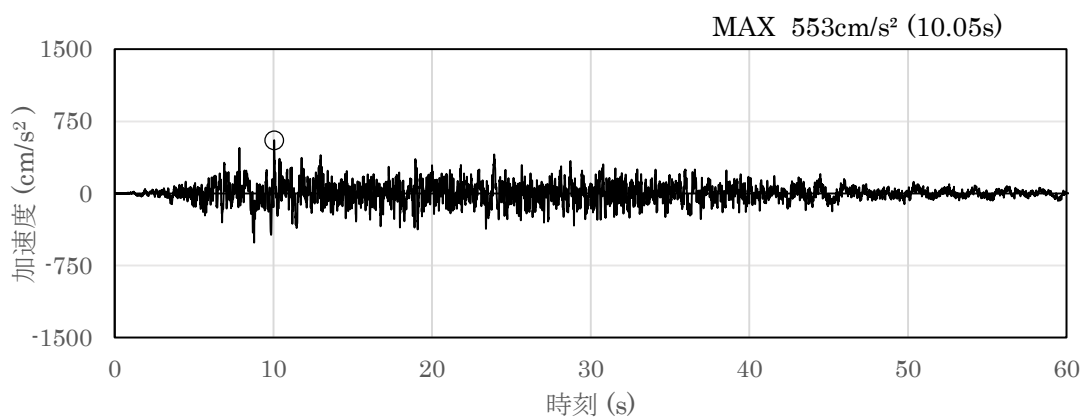


(a) 加速度時刻歴波形

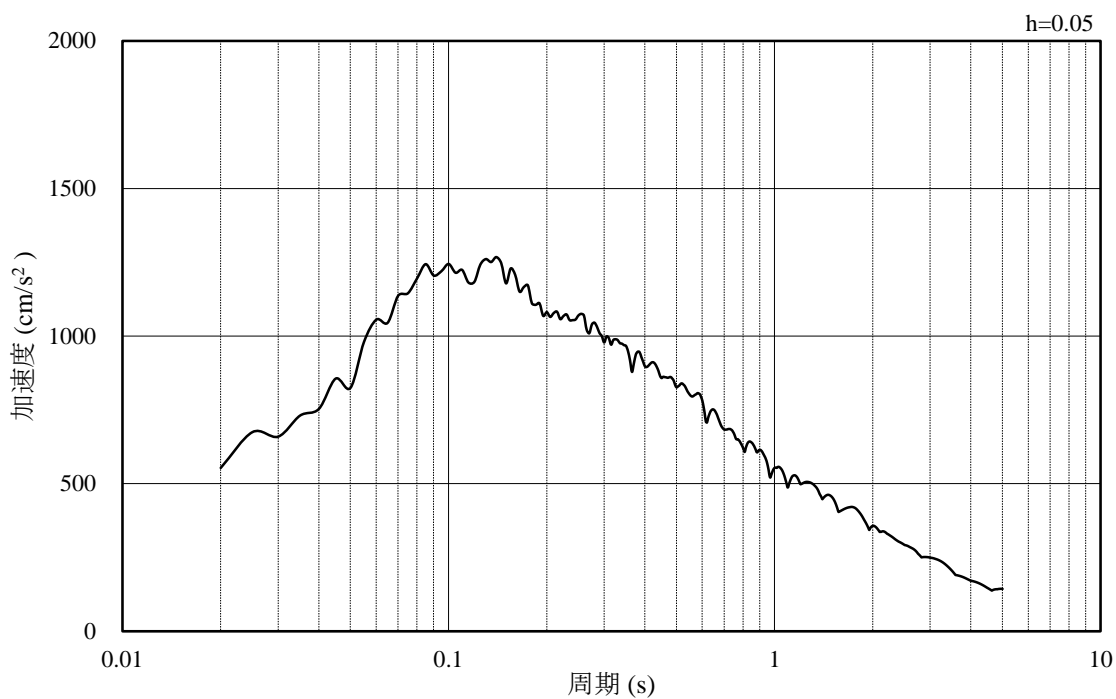


(b) 加速度応答スペクトル

図4-14 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 - D, EL-35m)

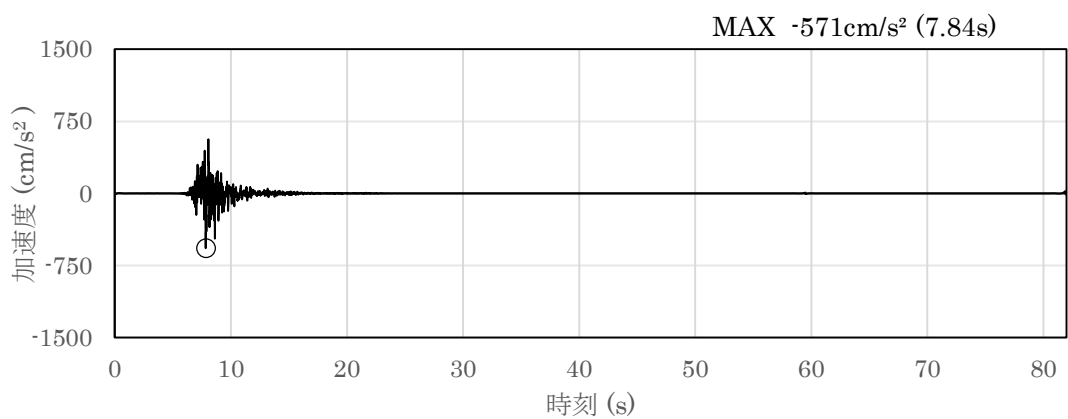


(a) 加速度時刻歴波形

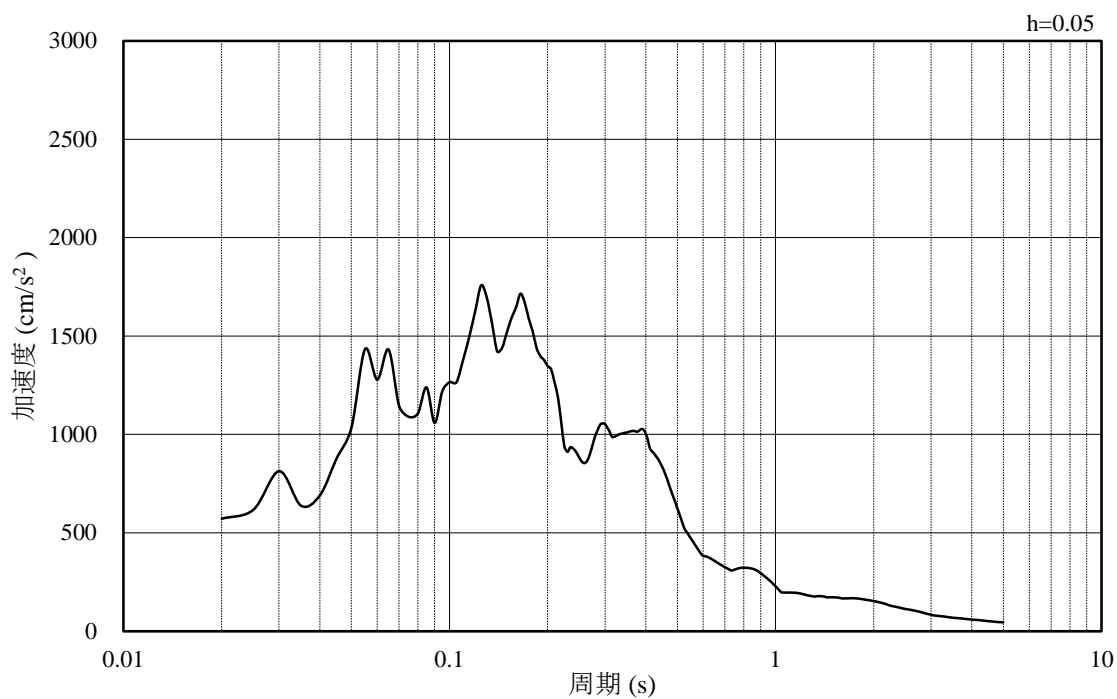


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-15 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 - D, EL-35m)

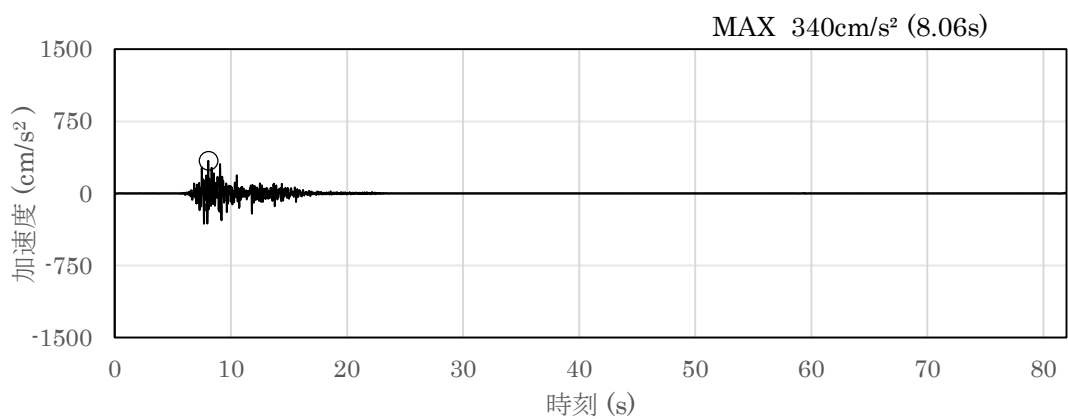


(a) 加速度時刻歴波形

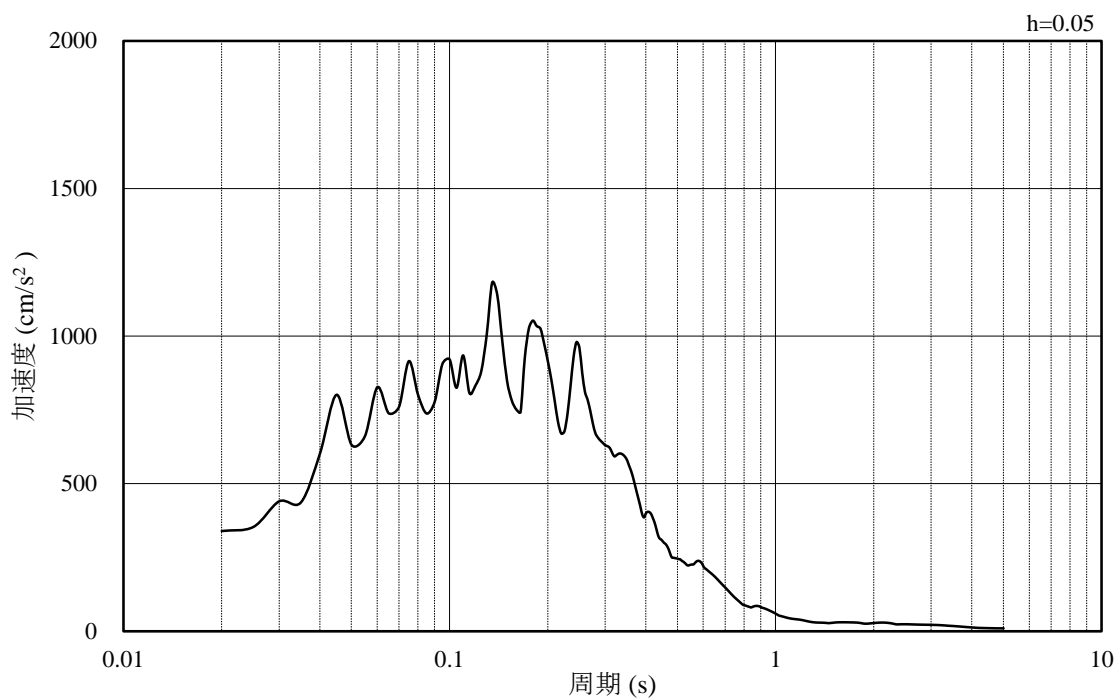


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-16 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 s - F 1 , EL-35m)

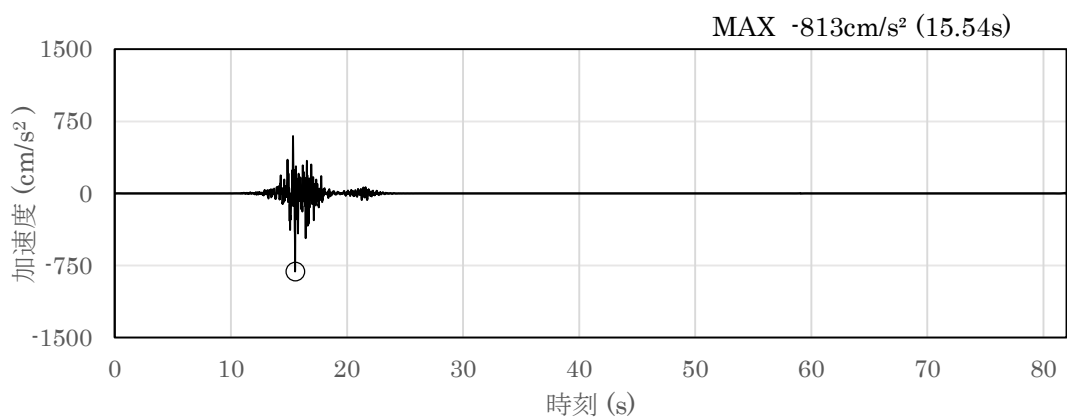


(a) 加速度時刻歴波形

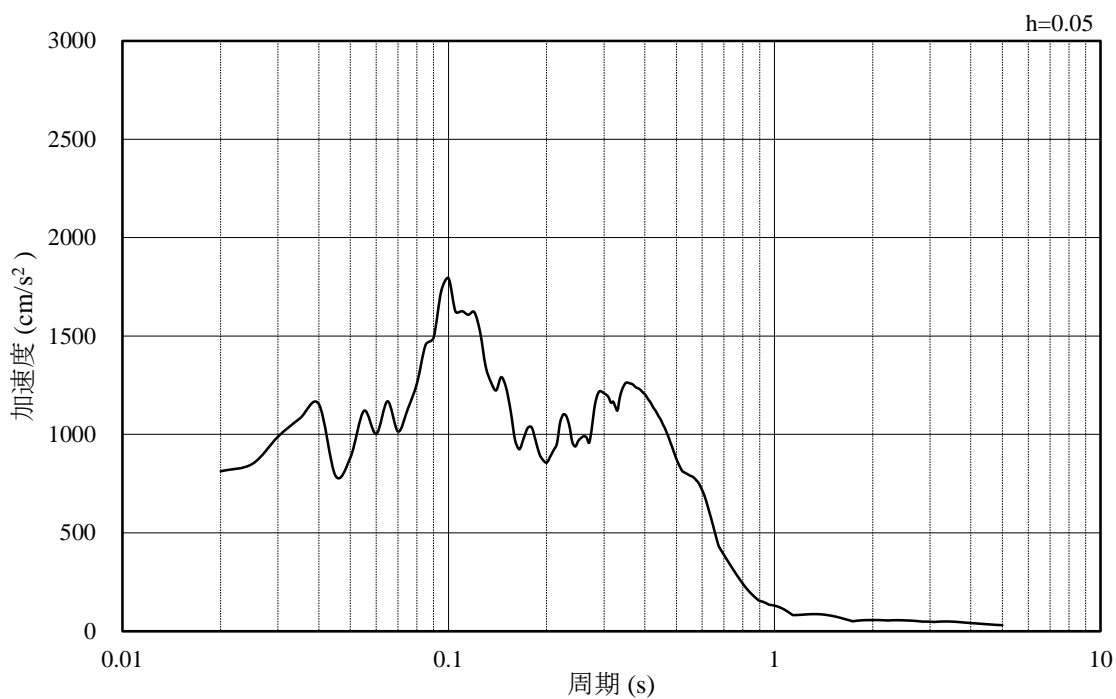


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-17 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_s-F1, EL-35m)

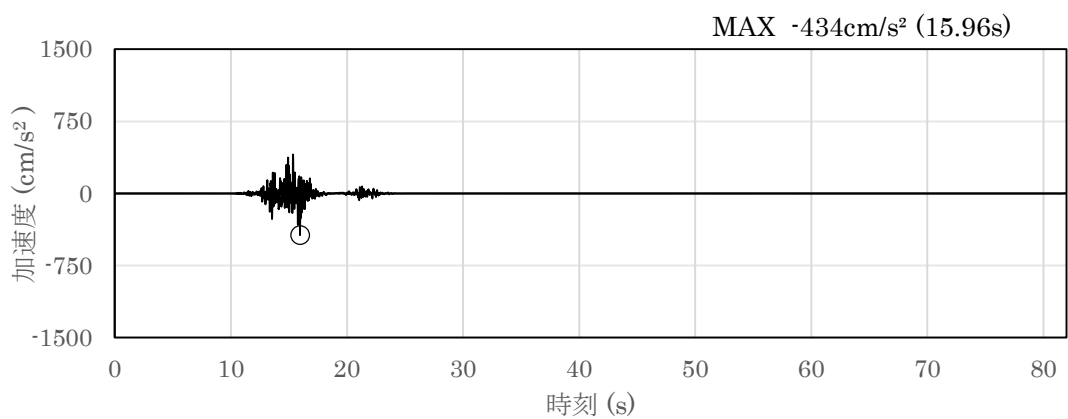


(a) 加速度時刻歴波形

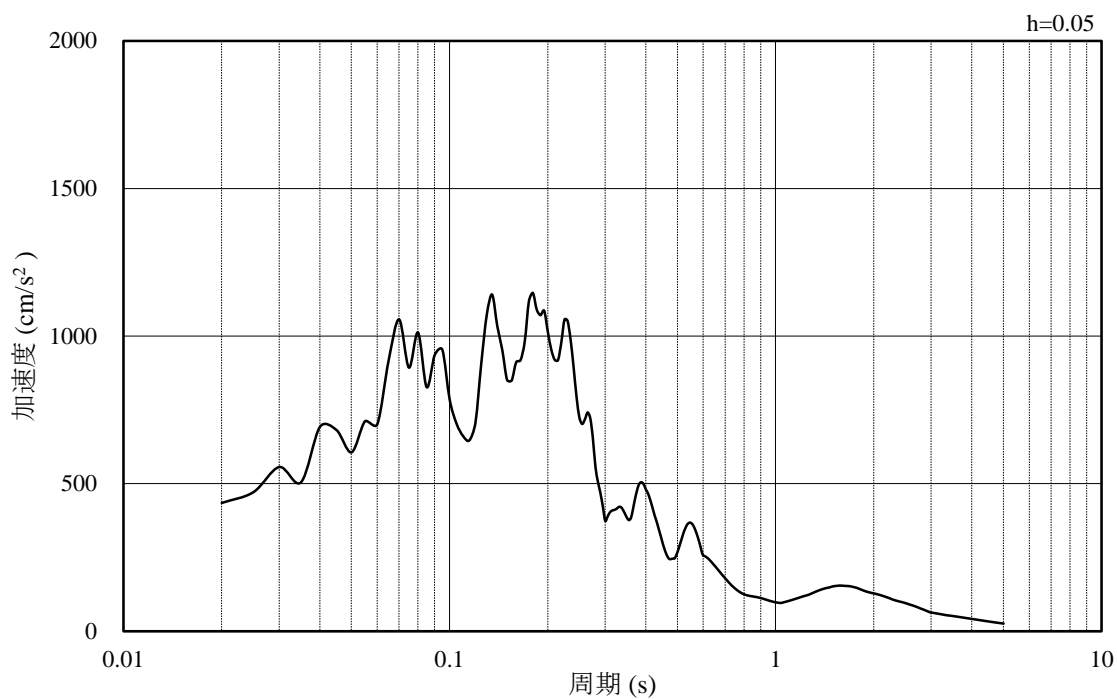


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-18 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_s - F 2, EL-35m)

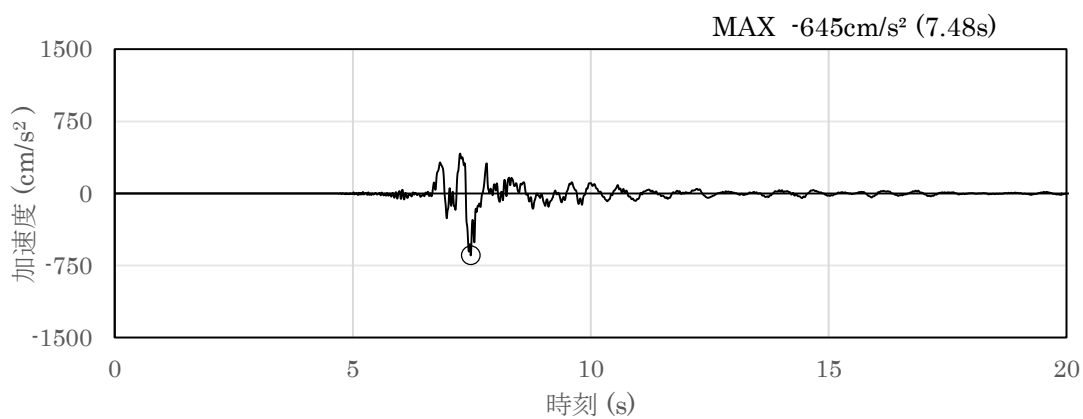


(a) 加速度時刻歴波形

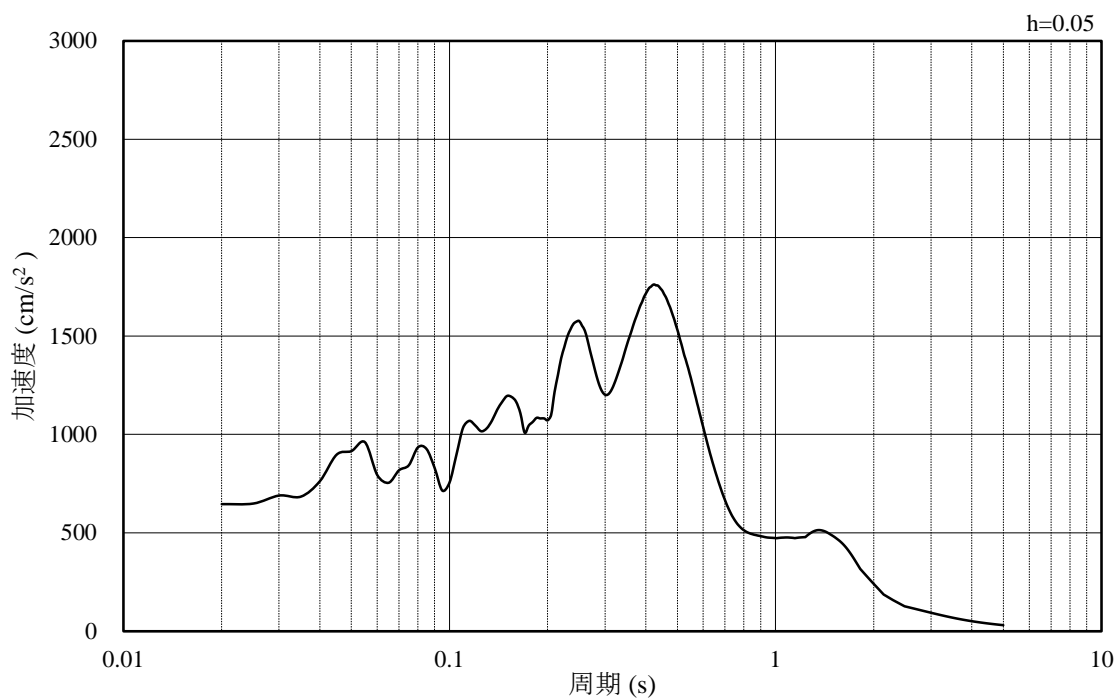


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-19 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_s-F 2, EL-35m)

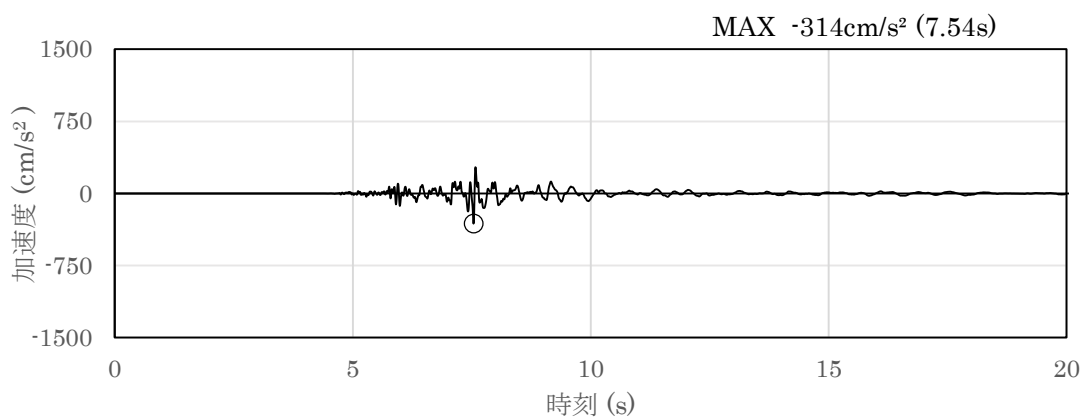


(a) 加速度時刻歴波形

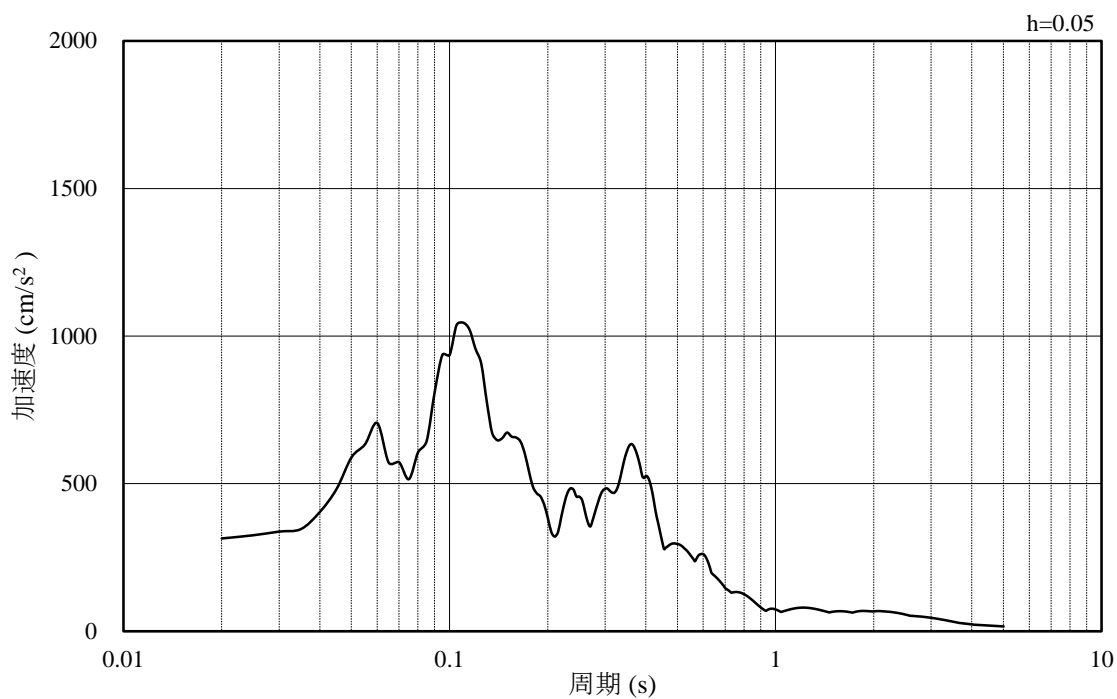


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-20 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_s - N 1 , EL-35m)

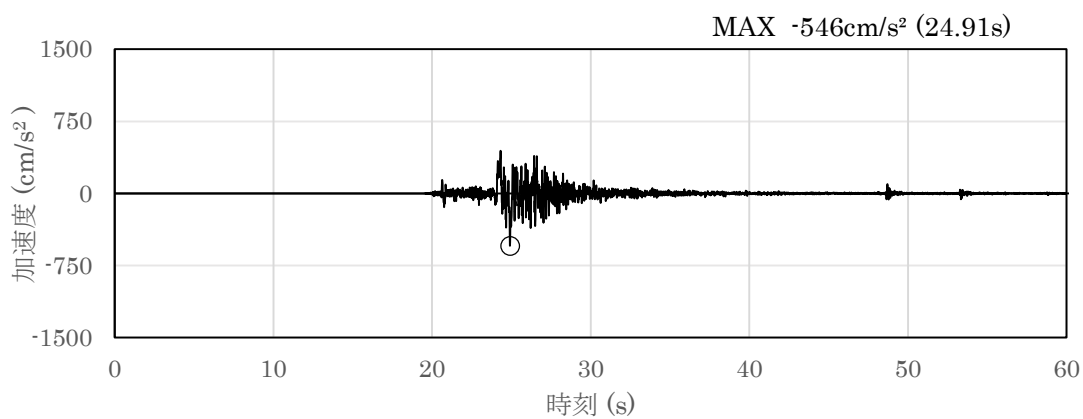


(a) 加速度時刻歴波形

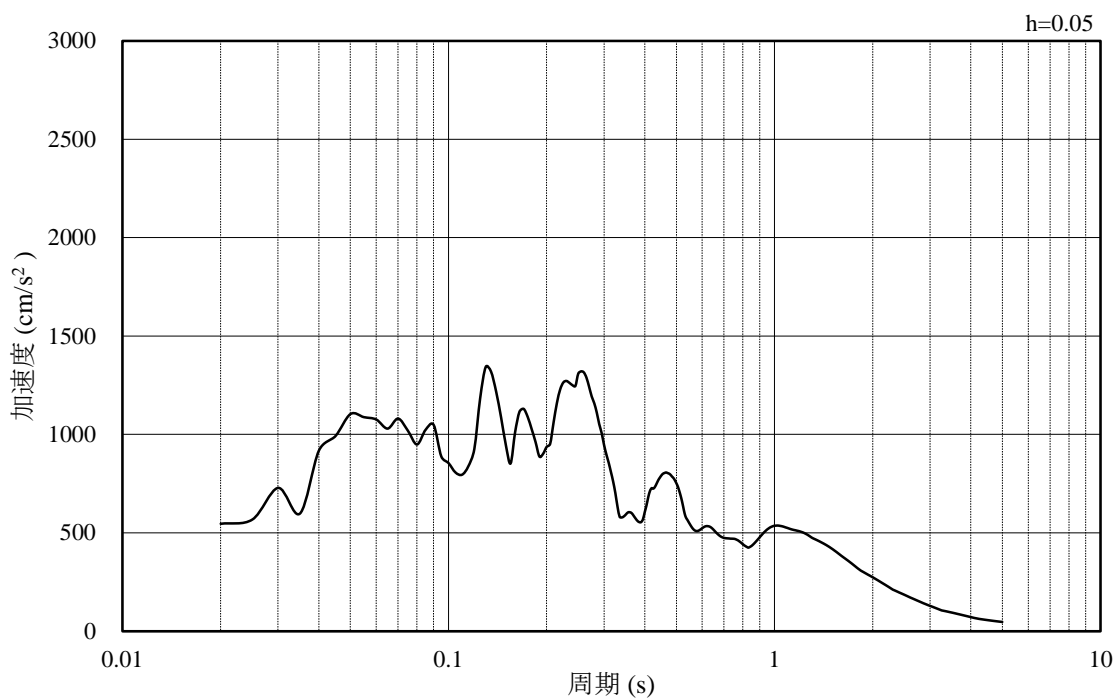


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-21 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_s-N1, EL-35m)

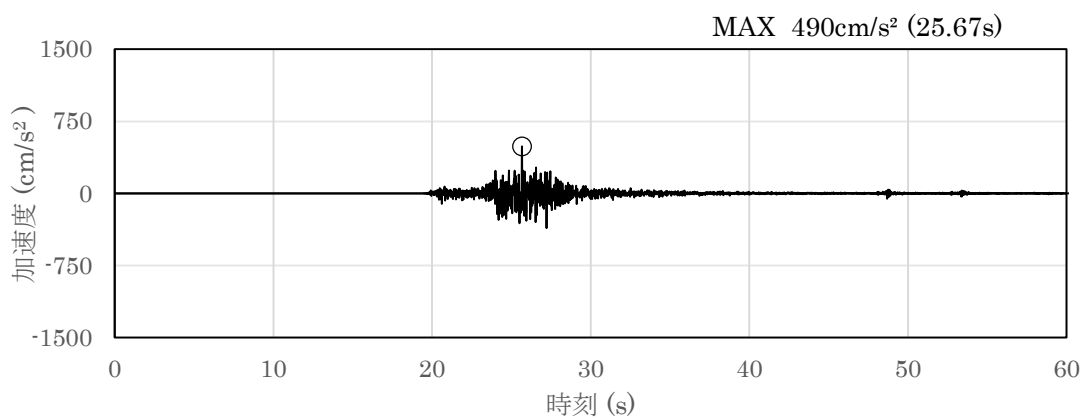


(a) 加速度時刻歴波形

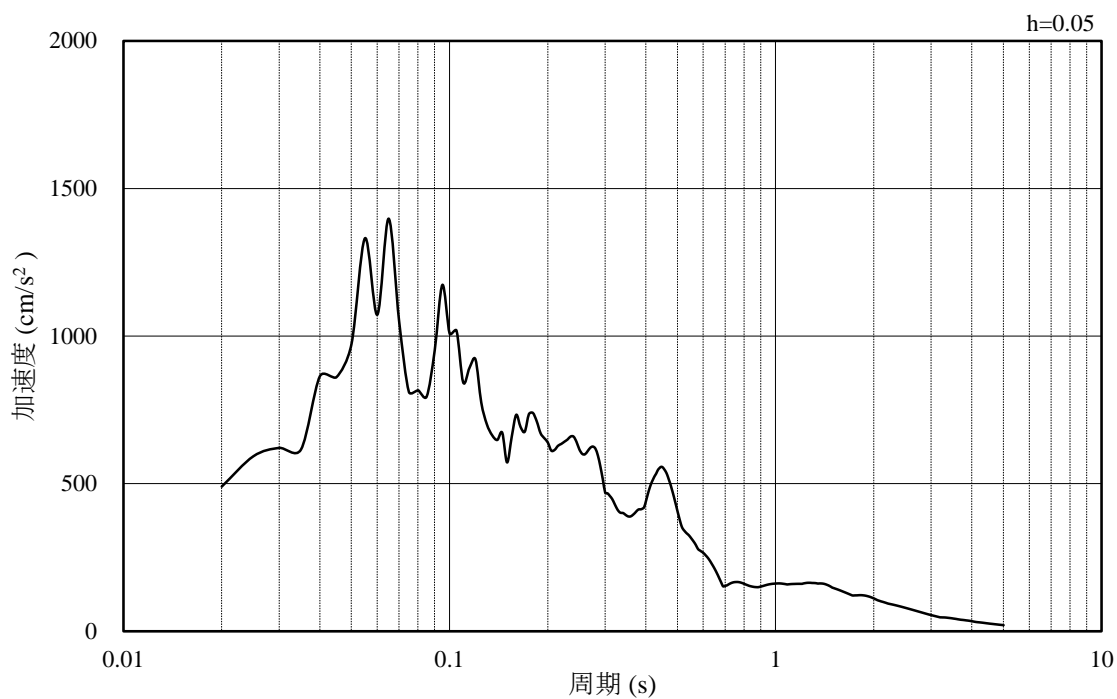


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-22 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 s - N 2 , N S 方向 , EL-35m)

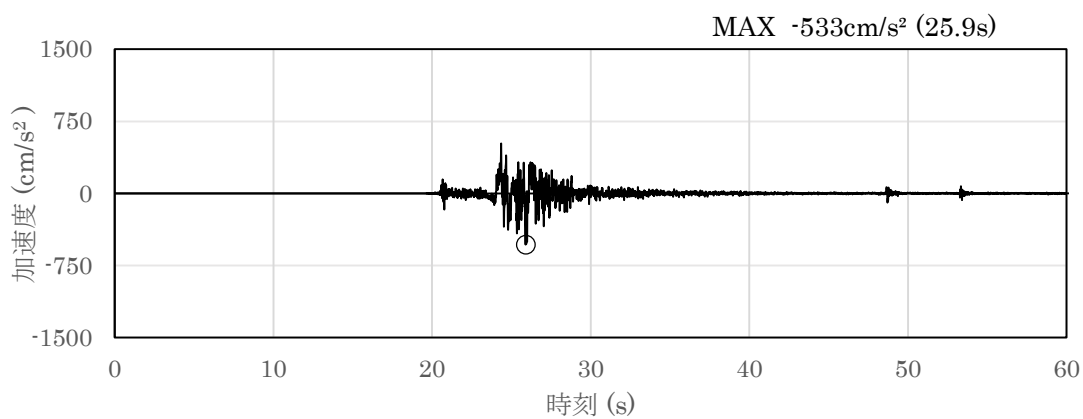


(a) 加速度時刻歴波形

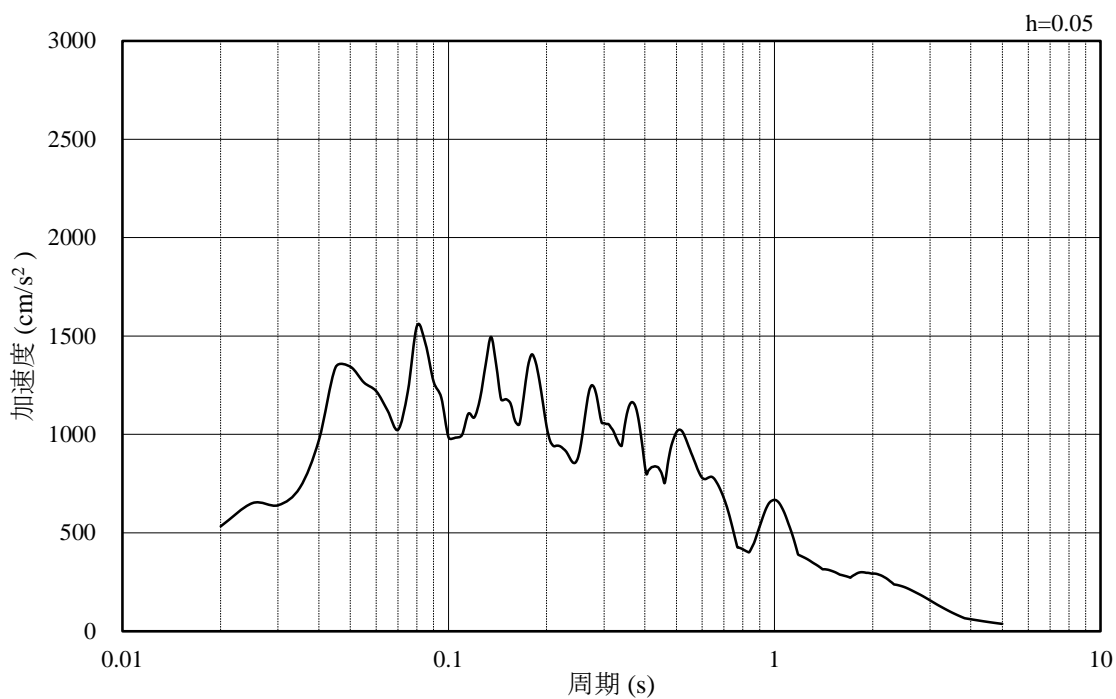


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-23 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 s - N 2, N S 方向, EL-35m)

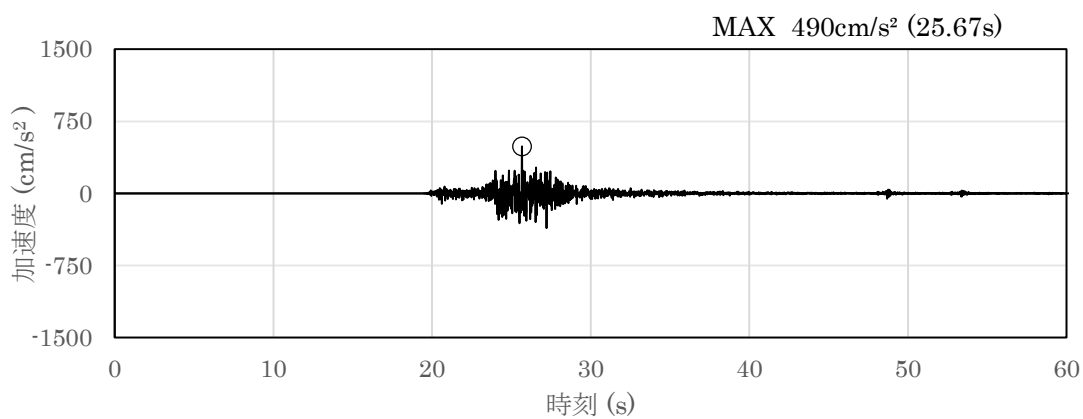


(a) 加速度時刻歴波形

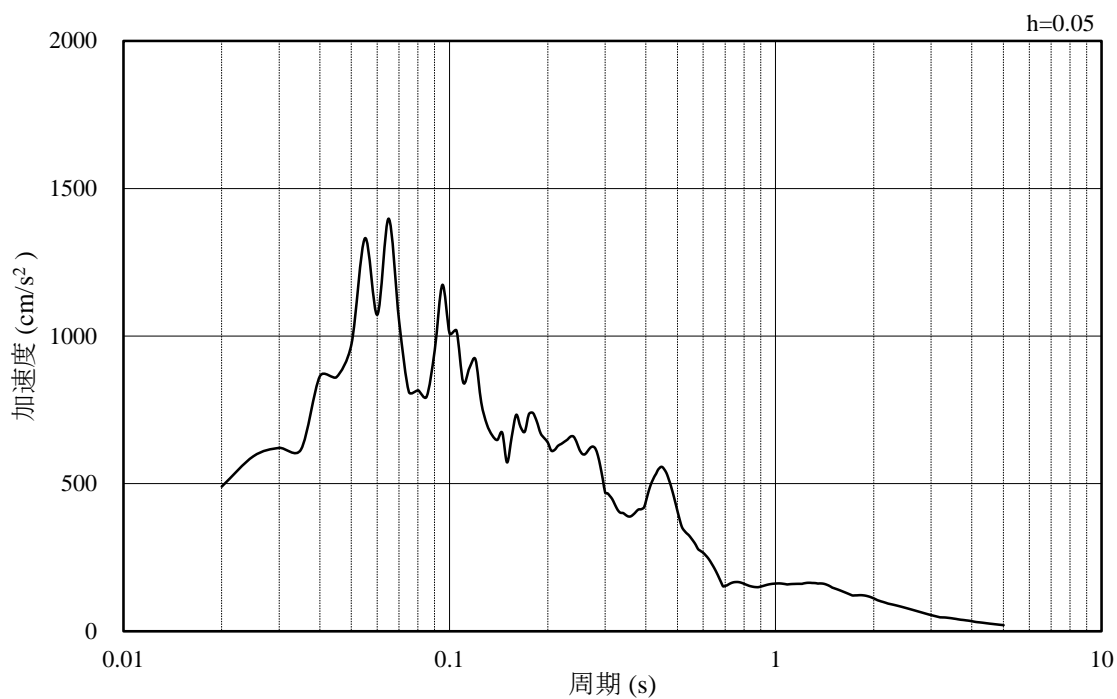


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-24 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 s - N 2, E W方向, EL-35m)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4-25 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 s - N 2, E W方向, EL-35m)

4.2 許容限界の設定

屋外重要土木構造物の耐震安全性評価は、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「2. 屋外重要土木構造物の要求機能と要求機能に対する耐震評価内容」に示すとおり、各構造物の要求機能と要求機能に応じた許容限界を設定し照査を行う。

耐震安全性評価は、限界状態設計法を用いることとし、限界状態設計法については以下に詳述する。

4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

(1) A-A断面及びB-B断面

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアル 2005 に基づき、限界ひずみ（圧縮縁コンクリートひずみ 1.0%）とする。

土木学会マニュアル 2005 では、曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態は、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が確保できるとして設定されたものである。

また、遮蔽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、コンクリートの圧縮ひずみについて、部材終局に相当する限界ひずみ（ 3500μ ）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、変形による照査に用いるひずみは地震応答解析により得られた応答値に安全係数（構造解析係数）1.2を乗ずることにより、曲げ・軸力系の破壊に対する安全余裕を見込んだ評価を実施する。

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を表 4-1 に示す。

表 4-1 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
遮蔽機能を損なわないこと		部材終局に相当する限界ひずみ 0.35% (3500 μ) *1

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

ここで、

- γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)
- ε_R : 限界ひずみ (圧縮縁コンクリートひずみ 10000 μ
又は部材終局に相当する限界ひずみ 3500 μ)
- ε_d : 照査用ひずみ ($\varepsilon_d = \gamma_a \cdot \varepsilon$)
- γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)
- ε : 圧縮縁の発生ひずみ

(2) C-C断面

構造強度を有することの確認及び遮蔽機能を損なわないことの確認における構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断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4-2及び表4-3に示す。

なお、短期許容応力度により照査を行うため、構造強度を有することの確認と遮蔽機能を損なわないことの確認における許容限界は同一となる。したがって、全部材に対して構造強度を有することを確認することで、遮蔽機能を損なわないことの確認も同時に行う。

表4-2 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
$f'_{ck} = 24.0$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	9.0	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2002により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

表4-3 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記*：コンクリート標準示方書2002により地震時の割り増し係数として1.5を考慮する。

4.2.2 せん断破壊に対する許容限界

(1) A-A断面及びB-B断面（せん断耐力式によるせん断耐力）

構造部材のせん断破壊に対する許容限界は，棒部材式で求まるせん断耐力とする。

また，せん断耐力式による照査において照査用せん断力が上記のせん断耐力を上回る場合，より詳細に材料非線形解析を用いて部材のせん断耐力を求め許容限界とする。

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

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

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

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

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

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

$$\begin{aligned} \beta_n &= 1 + M_o / M_d \quad (N_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \quad \text{となる場合は} \beta_n = 2.0 \\ &= 1 + 4 M_o / M_{ud} \quad (N_d < 0) \end{aligned}$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし、} \beta_a < 1.0 \quad \text{となる場合は} \beta_a = 1.0$$

ここで、

$f'_{c d}$: コンクリート圧縮強度の設計用値 (N/mm^2) で設計基準強度 $f'_{c k}$ を材料係数 $\gamma_{m c}$ 除したもの

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

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_o : M_d に対する引張縁において、軸力方向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) $M_o = N'_d \cdot D / 6$

$M_{u d}$: 軸方向力を考慮しない純曲げ耐力

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

$\gamma_{b c}$: 部材係数

$\gamma_{b c}$: 材料係数

$$V_{s d} = \left\{ A_w f_{w y d} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \right\} z / \gamma_{b s}$$

ここで、

- A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積
- $f_{w y d}$: せん断補強鉄筋の降伏強度を γ_{ms} で除したもので、 400N/mm^2 以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm^2 以上のときは 800N/mm^2 以下とする。
- 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
- 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。
- $\gamma_{b s}$: 部材係数

また、土木学会マニュアル 2005 におけるせん断耐力式による評価においては、表 4-4 に示すとおり、複数の安全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 4-4 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

安全係数			せん断照査		内容
			応答値算定	限界値算定	
材料係数	コンクリート	$\gamma_{m c}$	1.0	1.3	コンクリートの特性値を低減
	鉄筋	$\gamma_{m s}$	1.0	1.0	—
部材係数*	コンクリート	$\gamma_{b c}$	—	1.3	せん断耐力（コンクリート負担分）を低減
	鉄筋	$\gamma_{b s}$	—	1.1	せん断耐力（鉄筋負担分）を低減
構造解析係数		γ_a	1.05	—	応答値（断面力）の割り増し

注記*：土木学会マニュアル 2005 では、部材係数 $\gamma_b = \gamma_{b 1} \cdot \gamma_{b 2}$ とされている。

$$\gamma_{b 1} = \begin{cases} 1.3 & (\text{コンクリート}) \\ 1.1 & (\text{鉄筋}) \end{cases}$$

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

ここで、R：層間変形角

$\gamma_{b 2}$ 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、 $\gamma_{b 2} = 1.0$ としてよいとされている。

(2) A-A断面及びB-B断面（材料非線形解析によるせん断耐力）

a. 評価条件

照査用せん断力が、せん断耐力式によるせん断耐力を上回る場合は、材料非線形解析によりせん断耐力を算定し、せん断耐力が照査用せん断力を上回ることを確認する。

「4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）」で示したせん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断照査を行う。

表4-5及び表4-6に材料非線形解析の概要を示す。

材料非線形解析は、90年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提示され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、コンクリート標準示方書[設計編]（土木学会 2012年制定）（以下「コンクリート標準示方書2012」という。）や土木学会マニュアル2005等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる鉄筋コンクリートの構成則については種々あるが、ここでは、現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されており、コンクリート標準示方書2012において標準とされる以下の手法とする。①鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。②鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。③鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用にあたっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力を比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

材料非線形解析においては、解析コード「WCOMD Studio」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

表 4-5 材料非線形解析の位置付け (土木学会マニュアル 2005)

目標性能		選択される標準的な解析手法と耐震性能の照査に用いる物理量	
区分	限界状態		
1	構造物の構成部材が降伏に至らない		手法①: 線形解析 ・鉄筋およびコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力
2	構造物が最大耐力に至らない		手法②: 等価線形解析 ・鉄筋およびコンクリートの最大応力 ・最大せん断応力 ・最大せん断力 ・最大曲げモーメント
3	構造物が崩壊しない		手法③: 部材非線形の解析 ・最大曲げモーメント ・最大曲率 ・最大変位 ・最大層間変形角 ・最大せん断力
			手法④: 材料非線形の解析 ・最大変位 ・最大層間変形角 ・最大ひずみ ・最大せん断力

表 4-6 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

解析手法		部材非線形モデル	材料非線形モデル	
モデル化		骨組	有限要素	
解析次元		一次元	二次元	三次元
構成則		$M-\phi$, $M-\theta$ など	応力ひずみ関係	
要素		はり要素	平面要素	立体要素
ガウス積分		$M-\phi$, $M-\theta$ など	$M-\phi$ に変換	応力-ひずみ
特徴	汎用性	狭い ← → 広い		
	解析時間	短い ← → 長い		

(a) 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル 2005, コンクリート標準示方書 2012 等に基づき実施する。

表 4-7 に参考とする主な基準等を示す。

表 4-7 参考とする主な基準等

項目	参考とする主な基準等	備考
材料定数 材料特性	コンクリート標準示方書 2012 土木学会マニュアル 2005	—
許容限界	—	せん断力-相対変位関係より設定した許容限界（破壊基準）が、部材係数の設定における材料非線形解析にて、実験結果とおおむね整合的であることを確認。

(b) 材料定数

耐震評価に用いる材料定数は、文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 4-8 及び表 4-9 に示す。

表 4-8 コンクリートの材料定数

	設定値	諸元
単位体積重量	0.0kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	18.5N/mm ²	設計基準強度 (24.0N/mm ²) ／材料係数*
引張強度	1.47N/mm ²	引張強度／材料係数*
圧縮ピークひずみ	0.002	コンクリート標準示方書 2012
ひび割れ-せん断 伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書 2012
破壊エネルギー	0.0718N/mm	コンクリート標準示方書 2012

注記*：材料係数を 1.3 として算出

表 4-9 鉄筋の材料定数

		設定値	諸元
単位体積重量		0.0kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
ヤング係数		200kN/mm ²	コンクリート標準示方書 2012
降伏 強度	主鉄筋	1000N/mm ²	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう曲げ耐力が増大するように設定
	せん断 補強筋	345N/mm ²	SD345

(c) 解析モデルの要素分割

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、図 4-26 に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと、及び 3 層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから 3 層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さの 2 倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平にならないように分割する。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル端部を固定境界とする。

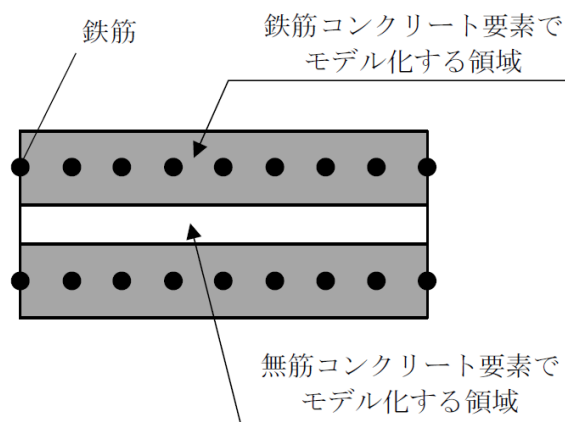


図 4-26 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

(d) コンクリートの非線形特性

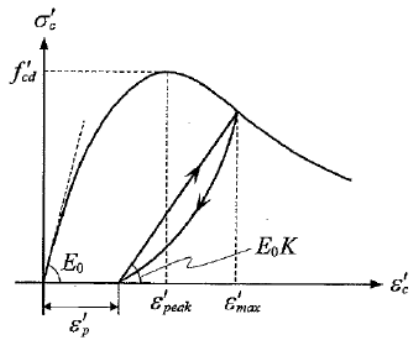
耐震評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

イ. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 4-27 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 4-28 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 4-27 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

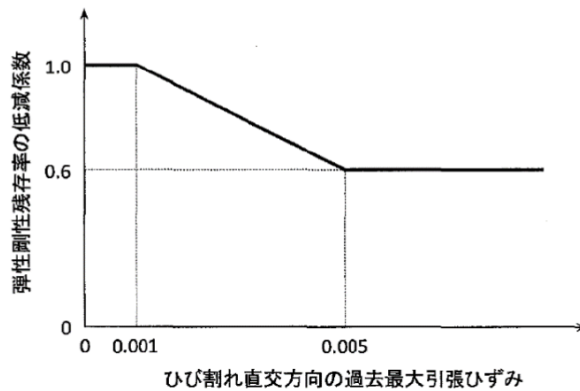
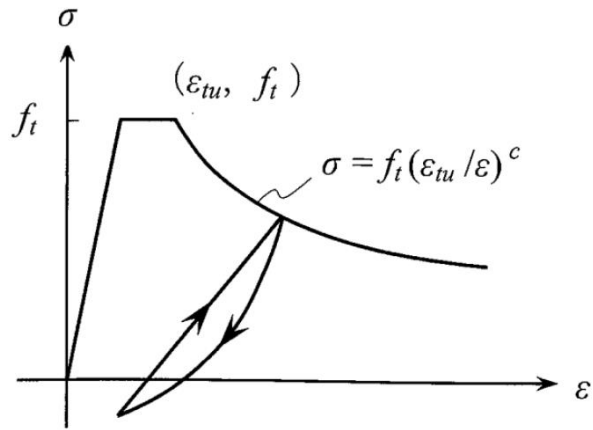


図 4-28 弾性剛性残存率の低減係数

ロ. 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4-29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あたっては、図4-30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 4-29 引張対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

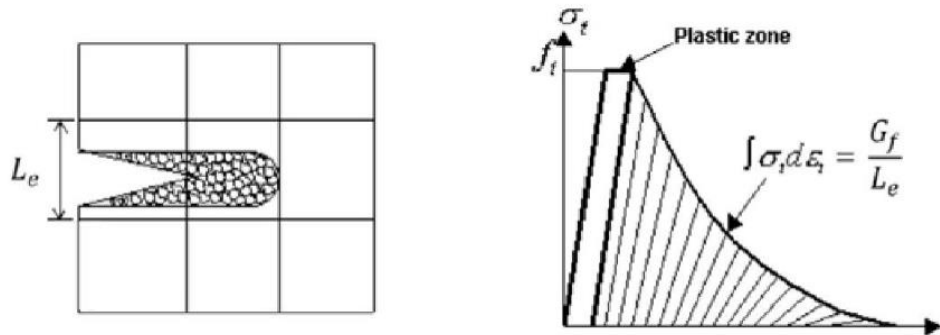
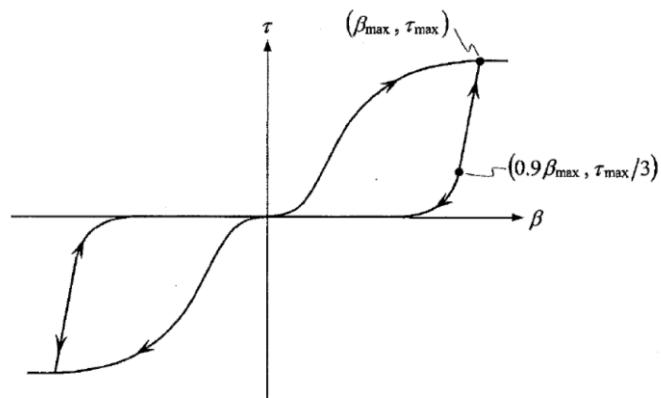


図 4-30 応力-ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

ハ. 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 4-32 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。

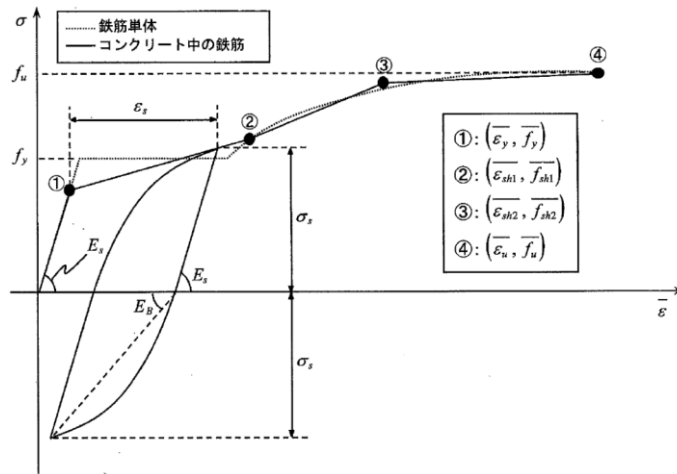


- β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)
- τ : ひび割れ面でのせん断応力
- τ_{max} : 除荷開始時せん断応力
- β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 4-31 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

(e) 鉄筋の非線形特性

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ー平均ひずみ関係は，単体鉄筋の応力ーひずみ関係と異なり，図 4-32 に示すひずみ硬化特性を考慮する。



- f_y : 鉄筋単体の降伏強度 (N/mm²)
- f_u : 鉄筋単体の引張強度 (N/mm²)
- E_s : 鉄筋単体のヤング係数 (N/mm²)
- ϵ_y : 鉄筋単体の降伏ひずみ
- ϵ_{sh} : 鉄筋単体のひずみ硬化開始ひずみ
- p : 鉄筋比
- f_1 : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

図 4-32 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の平均応力ー平均ひずみ関係

(f) 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、 $A_{RC} = A_s + A_C$

(g) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

材料非線形解析においては、地震応答解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから、荷重の組み合わせは地震応答解析と同様である。

b. 評価内容

(a) 耐震評価フロー

材料非線形解析を用いたせん断耐力評価の評価フローを図 4-33 に示す。

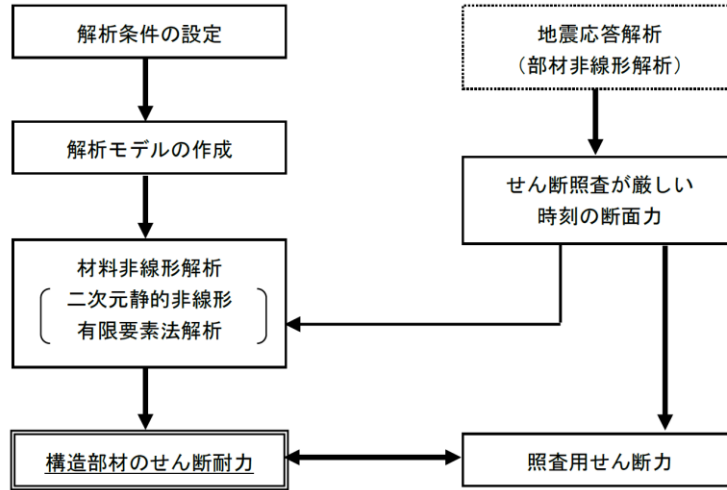


図 4-33 材料非線形解析のせん断耐力評価フロー

(b) 荷重の設定

材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（二次元時刻歴応答解析）から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻における断面力（曲げモーメント、軸力及びせん断力）を材料非線形解析モデルに図 4-34 に示すとおり作用させる。

材料非線形解析では、地震応答解析で得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重比率を維持しながら漸増载荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重を、図 4-35 に示すとおり载荷し材料非線形解析を実施する。

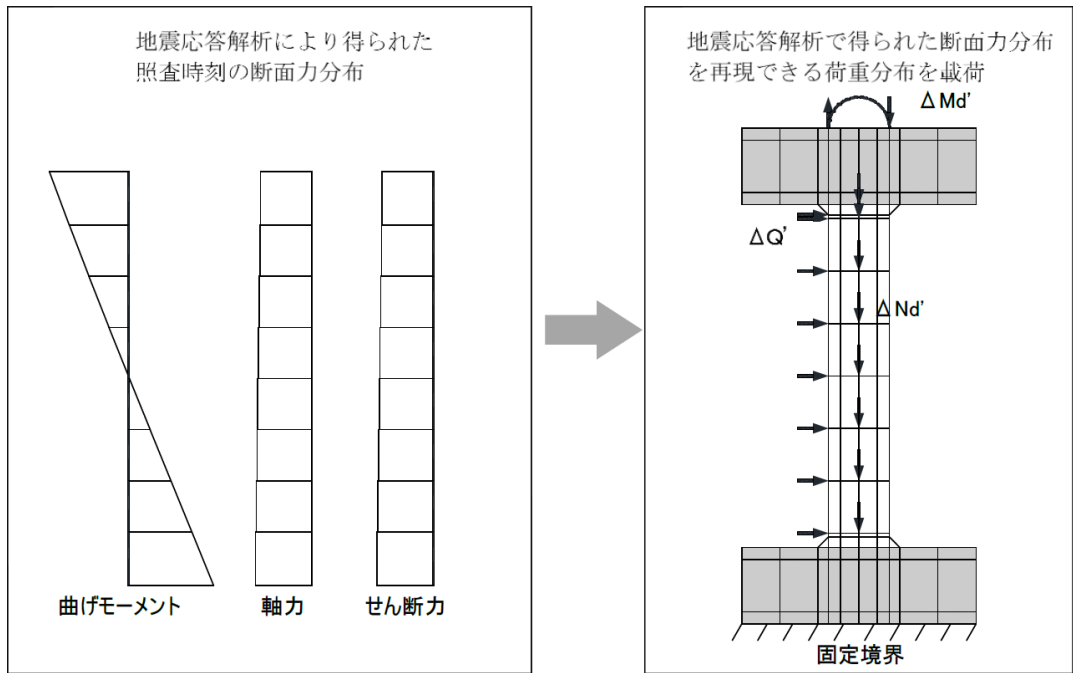


図 4-34 材料非線形解析における荷重状況

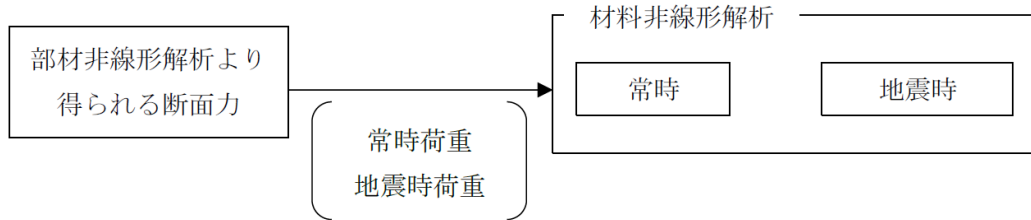


図 4-35 荷重の作用手順

(c) せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は、材料非線形解析における固定端反力 P - 相対変位 δ 関係から設定する。具体的には、図 4-36 に示す例のとおり、固定端反力 P - 相対変位 δ 関係においてせん断力の増分に対して相対変位 δ が急増する直前の点を部材のせん断耐力と判断する。

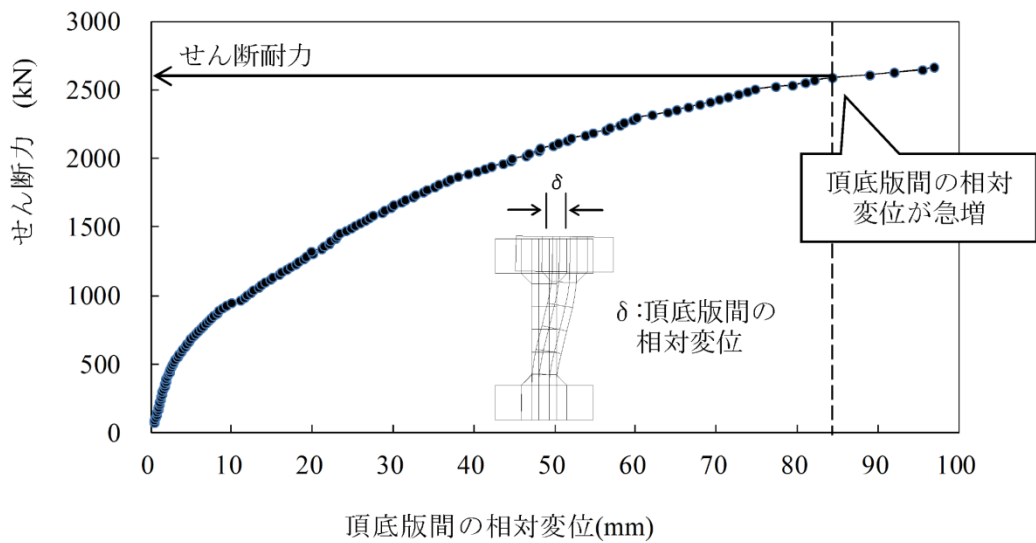


図 4-36 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

(d) 安全係数の設定

材料非線形解析では、地震応答解析（二次元時刻歴応答解析）で得られる断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）を材料非線形解析に作用させた時のせん断力 V と材料非線形解析で得られるせん断耐力 V_y に、以下のとおり部材係数 γ_{b1} ， γ_{b2} ，構造解析係数 γ_a ，構造物係数 γ_i を考慮し，照査用せん断力 V_d ，設計せん断耐力 V_{yd} を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y \cdot (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮する安全係数の設定結果を表 4-10 に示す。ここで、部材係数 γ_{b1} については、実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし、解析における構成則の相違や、要素の種類、要素分割、材料物性の設定、入力増分等、多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には、土木学会マニュアル 2005 に示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し、実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No. 8 の部材係数 1.12 を設定する。表 4-11 に部材係数 γ_{b1} の設定結果を示す。

表 4-10 考慮する安全係数の設定結果

安全係数		値	設定根拠
部材係数	γ_{b1}	1.12	別途実施する材料非線形解析により設定
	γ_{b2}	1.0	地震応答解析による層間変形角より設定
構造物係数	γ_i	1.0	構造物の重要度は、基準地震動 S_s により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	γ_a	1.05	各種文献より保守的に設定
材料係数	γ_m	1.3	文献に基づく標準的な値を設定

表 4-11 部材係数 γ_{b1} の設定結果

Case No.	試験結果	解析結果	部材係数 (解析結果/ 実験結果) (②/①)	備考
	せん断耐力 (kN) ①	せん断耐力 (kN) ②		
1	475	426	0.90	
2	1187	1068	0.90	
3	324	361	1.11	
4	294	314	1.07	
5	581	522	0.90	
6	329	328	1.00	
7	1587	1713	1.08	
8	350	392	1.12	最大値
9	855	848	0.99	
10	165	104	0.63	
11	333	297	0.89	
12	127	124	0.97	
13	188	167	0.89	
14	163	171	1.05	
15	273	254	0.93	
16	356	370	1.04	
17	432	347	0.80	

(3) C-C断面

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 4-2 及び表 4-3 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。

$$V_a = V_c + V_s$$

ここで、

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 : せん断補強鉄筋が分担するせん断力

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

ここで、

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。

ただし、せん断補強筋を有さない場合は、 $V_c = \tau_{a1} \cdot b_w \cdot z$

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

ここで、

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

ただし、せん断補強筋を有さない場合は、 $V_s = 0$

4.2.3 基礎地盤の支持機能に対する許容限界

(1) 基礎地盤

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

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表4-12に示す。

表4-12 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)
極限支持力度	C _M 級又はC _H 級岩盤	9.8

(2) MMR

a. 接地圧に対する許容限界

MMR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2002に基づき、コンクリートの支圧強度とする。MMRの支持性能に対する許容限界を表4-13に示す。なお、C-C断面の基礎地盤には一部MMRが存在するが、MMRの支圧強度は岩盤の限界支持力より十分に大きい ($f'_a = 18.0\text{N/mm}^2$) ことから、評価を省略する。

表4-13 MMR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)
支圧強度	A-A断面	コンクリート ($f'_{ck} = 18.0\text{N/mm}^2$)	$f'_a = 18.0$
	B-B断面		
	C-C断面		

b. 健全性に対する許容限界

MMRの健全性に対する許容限界は、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき、表4-14に示すせん断強度及び引張強度とする。

表4-14 MMRのせん断強度及び引張強度

	評価項目	算定式	許容限界
MMR $f'_{ck} = 18.0\text{ (N/mm}^2)$	せん断強度 (N/mm ²)	$1/5 f'_{ck}$	3.60
	引張強度 (N/mm ²)	$0.23 f'_{ck}^{2/3}$	1.57

4.3 評価方法

4.3.1 C-C断面

C-C断面においては、鉛直部材及び水平部材を4辺固定版とした際に発生する断面力を用いた照査を実施する。4辺固定版は、線形シェル要素によりモデル化する。C-C断面の4辺固定版の解析モデル概念図を図4-37に示す。

4辺固定版に入力する荷重については、地震応答解析における応答値（土圧及び慣性力）とし、土圧は地震応答解析モデルの構造物（側壁）－地盤間に発生する直応力、慣性力は側壁を構成する各節点に発生する応答加速度に自重を乗じたものとする。鉛直部材については、地上部の側壁は土圧が作用しないことから、地下部の側壁を選定する。また、西側壁には埋戻土が隣接しており、埋戻コンクリートと隣接する東側壁より作用する土圧が大きいことから、西側壁を対象とする。水平部材については、部材厚の薄い頂版を選定する。

4辺固定版の照査位置概念図を図4-38に示す。照査位置については、はり要素と同様に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査では解析モデル端部までを照査範囲とし、せん断破壊に対する照査では部材端部（支承前面）を照査範囲とする。

4辺固定版による評価については、解析コード「TDA P III」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、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

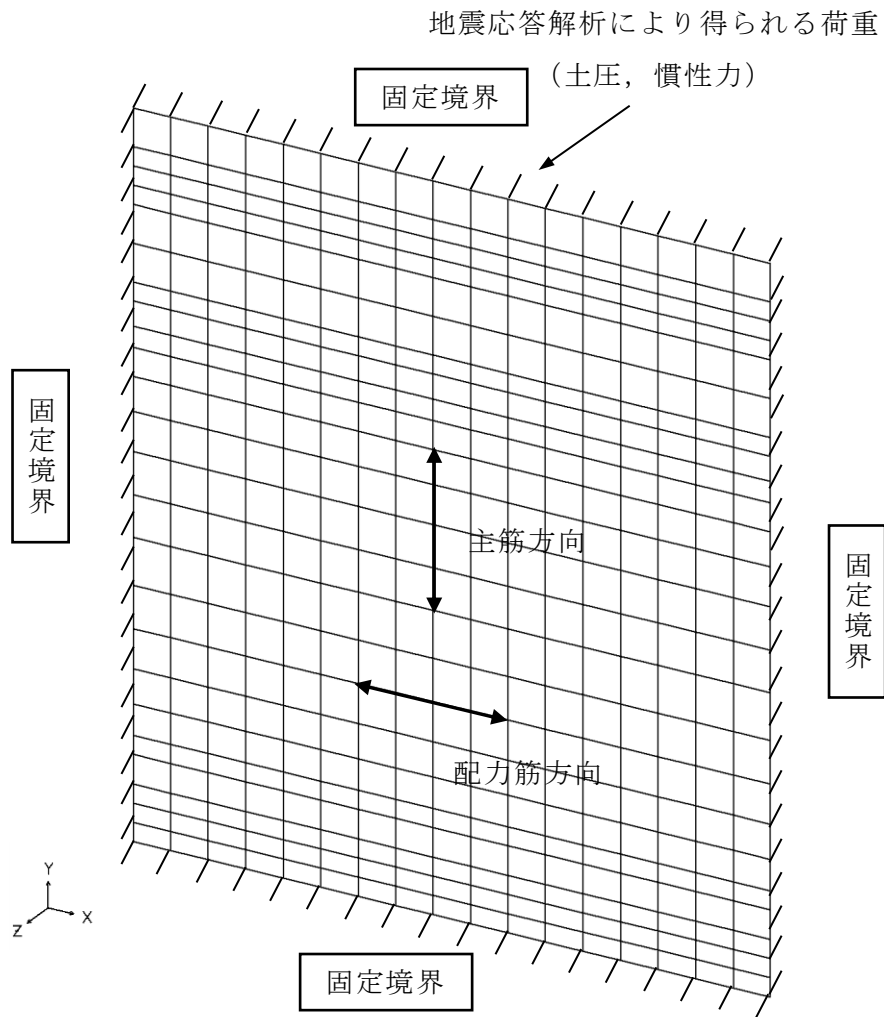


図 4-37 4 辺固定版の解析モデル概念図 (4 辺固定版)

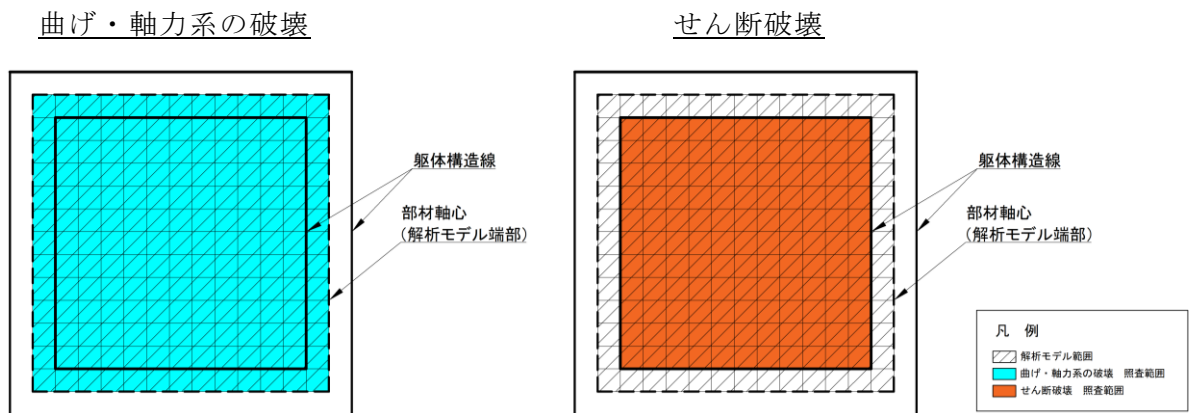


図 4-38 4 辺固定版の照査位置概念図

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

全応力解析及び有効応力解析の地震応答解析結果として「ひずみの時刻歴波形」，「層間変形角時刻歴波形」，断面力に対し照査を行っている項目のうち最も厳しい照査値に対する「断面力分布」，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の地盤の「最大せん断ひずみ分布」を記載する。なお，断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

5.1.1 解析ケース

(1) A－A断面及びB－B断面

耐震評価における解析ケースについては、「補足 026-01 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」に基づき設定する。

耐震評価においては，基準地震動 S_s 全波（6波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6波）を加えた全 12 波に対し，基本ケース（解析ケース①）を実施する。基本ケースにおいて，曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び地盤の支持力照査の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，最も厳しい地震動を用いて，A－A断面及びB－B断面の場合は解析ケース②及び③を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合は，照査値が最も厳しくなる地震動を用いて，解析ケース②及び③を実施する。

解析ケース②及び③を実施する地震動について，表 5-1 に示す。

上記実施ケースの結果を踏まえ，照査値に十分な裕度を有することから，追加解析を実施しない。

表 5-1 解析ケース②及び③を実施する地震動

断面	解析ケース②及び③ を実施する地震動	備考
A－A断面	$S_s - N1$ （++）	せん断破壊から選定
B－B断面	$S_s - N1$ （++）	せん断破壊から選定

(2) C-C断面

a. 鉛直部材

鉛直部材においては西側壁を対象に、地震応答解析結果から4辺固定版に作用させる荷重を選定する。4辺固定版に作用させる荷重は土圧及び慣性力であるため、地震応答解析において鉛直部材の層間変位が最大となる時刻における荷重が構造物にとって最も厳しくなると考えられる。

評価対象部材を図5-1に示す。

基本ケース（解析ケース④）の各地震動の層間変位最大時刻における土圧分布図を図5-2に、総土圧の一覧表を表5-2示す。また、地盤物性のばらつきの影響を確認するために、解析ケース④において総土圧が最も大きいS_s-F₂(++)を選定し、ケース⑤～⑧の層間変位最大時刻における土圧分布を図5-2に示す。

各深度において土圧が大きくなる地震動が異なる傾向にあるため、保守的に全ケースを包絡する土圧分布を作成する。同様に、慣性力についても全ケースを包絡する慣性力分布を作成する。

以上より、全ケースを包絡する土圧分布及び慣性力分布を4辺固定版に作用させることとする。

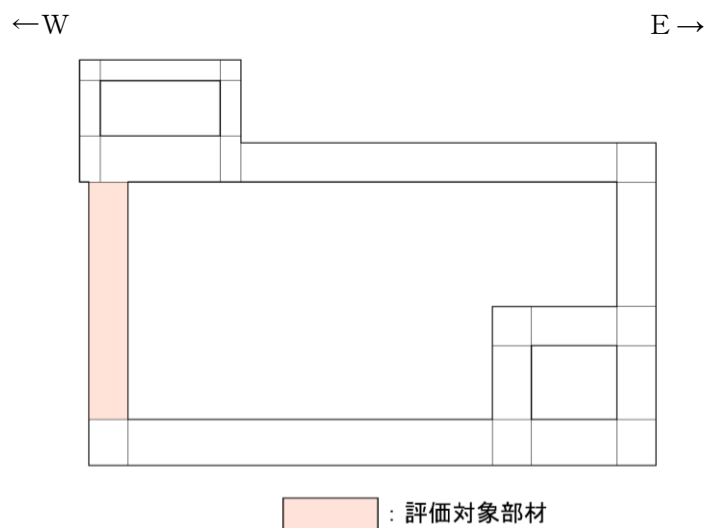


図5-1 評価対象部材

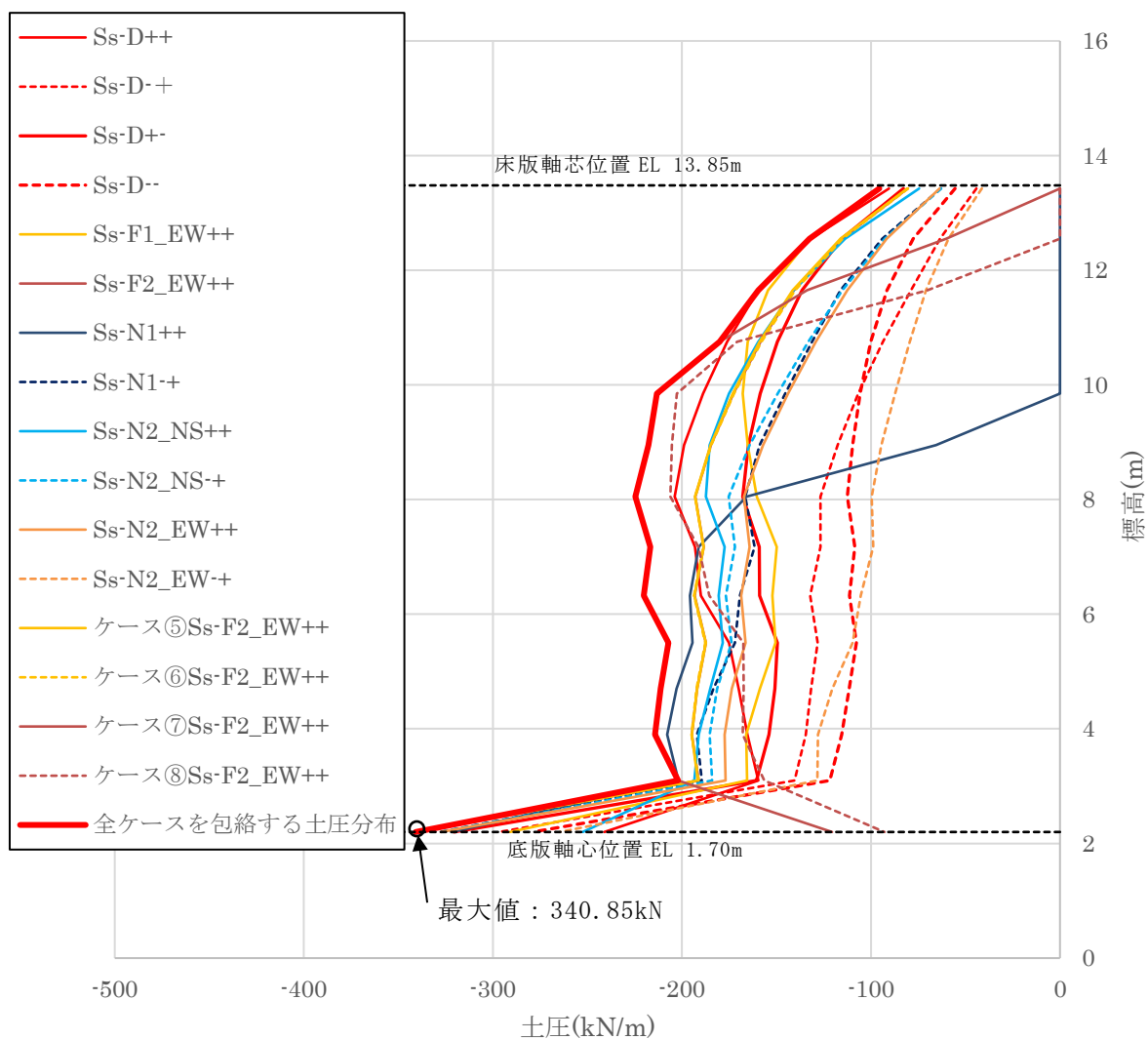


図 5-2 側壁に作用する土圧分布図（解析ケース④）

表 5-2 側壁に作用する総土圧（解析ケース④）

地震動		総土圧 (kN)	地震動		総土圧 (kN)
S s - D	++	2444	S s - N 1	++	1747
	-+	1721		-+	2270
	+ -	2229	S s - N 2 (N S)	++	2395
	--	1608		-+	2294
S s - F 1	++	2275	S s - N 2 (E W)	++	2220
S s - F 2	++	2532		-+	1487

注：ハッチングは最大値を示す。

b. 水平部材

水平部材においては、地震応答解析結果から4辺固定版に作用させる荷重を選定する。4辺固定版に作用させる荷重は慣性力であるため、地震応答解析において水平部材の鉛直下向きの加速度が最大となる時刻における荷重が構造物にとって最も厳しくなると考えられる。評価対象部材を図5-3に示す。

基本ケース（解析ケース④）の各地震動の鉛直加速度最大時刻における加速度分布図を図5-4に、最大加速度の一覧表を表5-3示す。解析ケース④においては、鉛直下向きの加速度が最大となる $S_s-D(-)$ を選定する。

また、地盤物性のばらつきの影響を確認するために、 $S_s-D(-)$ の解析ケース④と解析ケース⑤～⑧の鉛直下向きの加速度最大時刻における加速度分布図及び最大加速度を比較する。図5-5及び表5-4に示すとおり、鉛直下向きの加速度が最大となるのは解析ケース⑦である。

以上より、鉛直下向きの最大応答加速度を保守的に部材全体に作用させることとする。

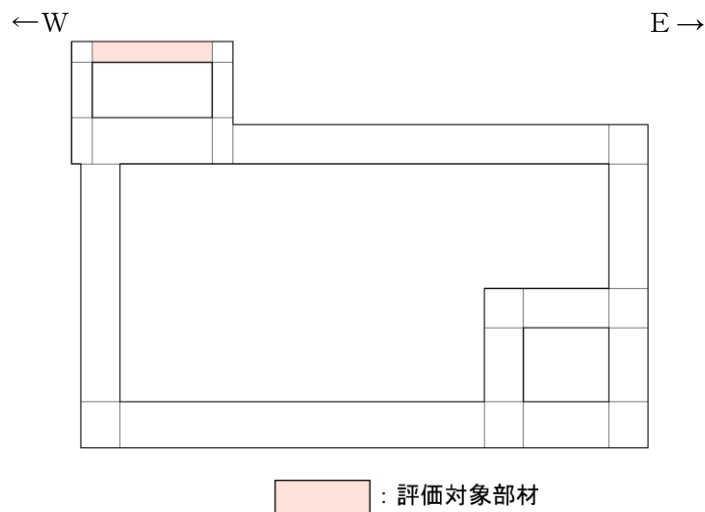


図5-3 評価対象部材

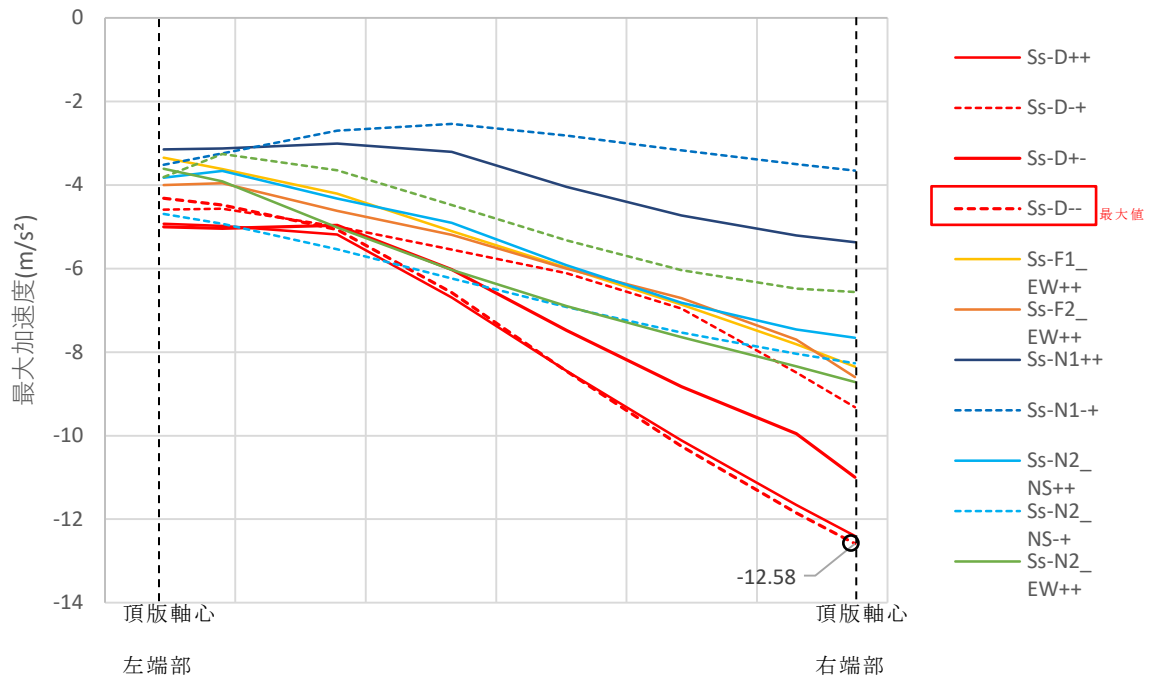


図 5-4 頂版に作用する加速度分布図（解析ケース①）

表 5-3 頂版に作用する最大加速度（解析ケース①）

地震動		最大加速度 (m/s^2)	地震動		最大加速度 (m/s^2)
S s - D	++	-12.40	S s - N 1	++	-5.37
	-+	-9.32		-+	-3.65
	+-	-11.00	S s - N 2 (N S)	++	-7.66
	--	-12.58		-+	-8.27
S s - F 1	++	-8.35	S s - N 2 (E W)	++	-8.71
S s - F 2	++	-8.60		-+	-6.56

注：ハッチングは最大値を示す。

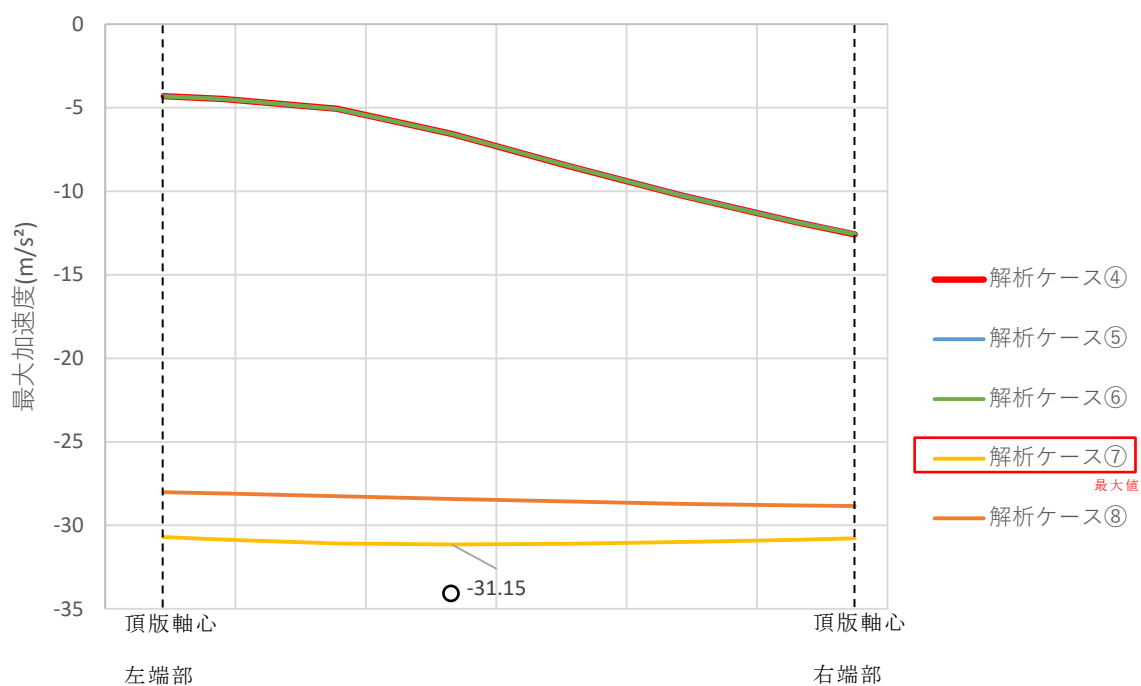


図 5-5 頂版に作用する加速度分布図の比較 (S s - D (---))

表 5-4 頂版に作用する最大加速度 (S s - D (---))

解析ケース	最大加速度 (m/s ²)
ケース④	-12.58
ケース⑤	-12.56
ケース⑥	-12.59
ケース⑦	-31.15
ケース⑧	-28.85

注：ハッチングは最大値を示す。

5.1.2 ひずみの時刻歴波形 (A-A断面及びB-B断面)

曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる解析ケースにおける時刻歴波形を図5-6及び図5-7に示す。

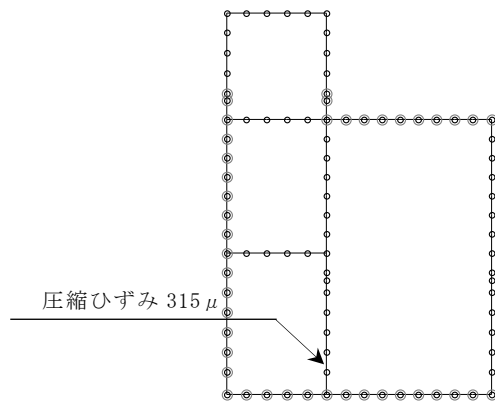
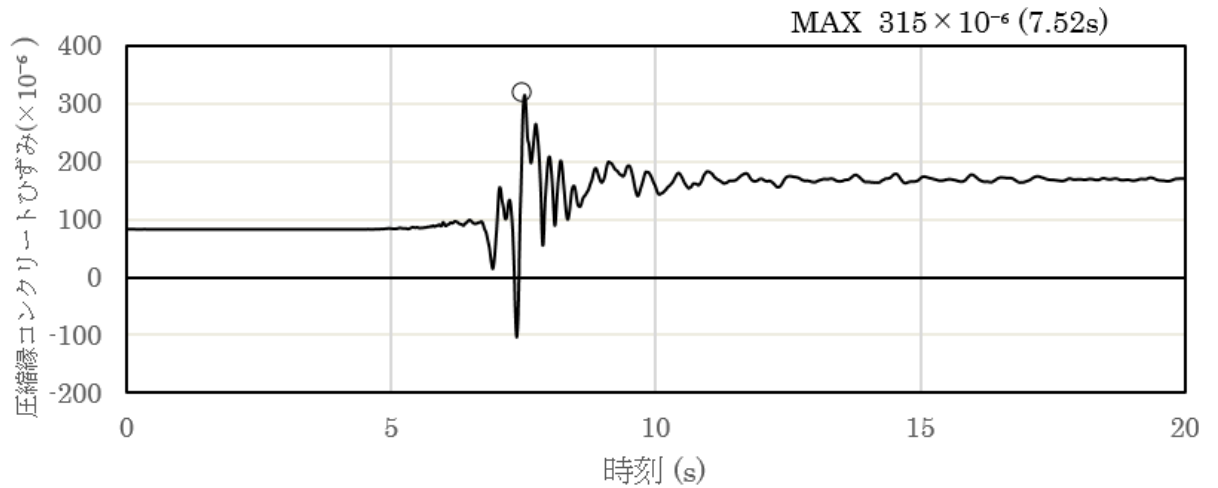


図5-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形 (全応力解析) (A-A断面, 解析ケース②, S s - N 1 (++))

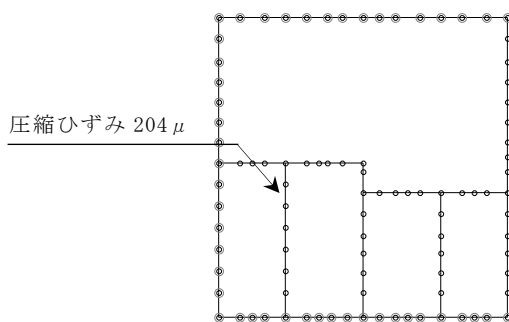
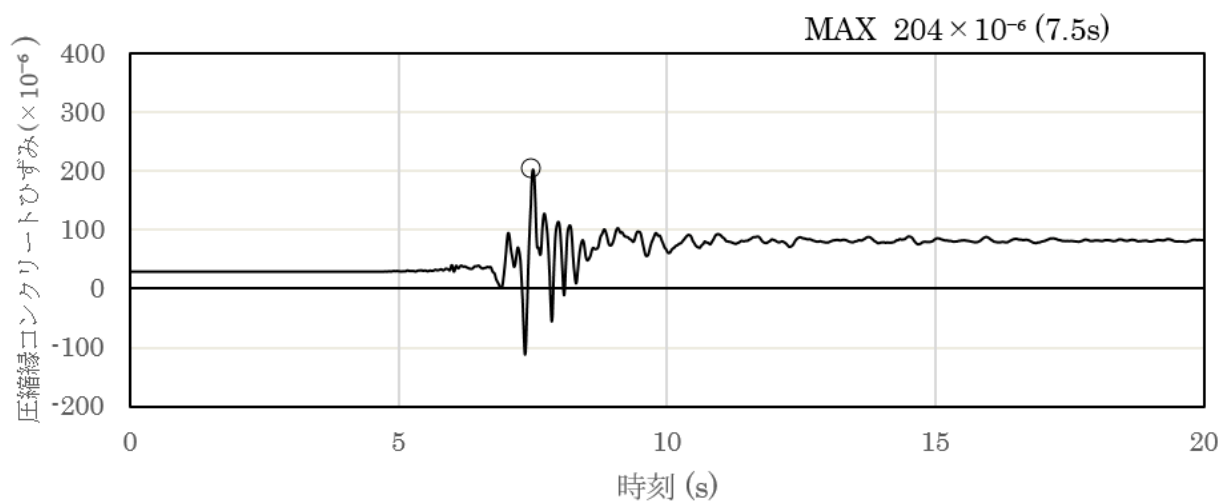
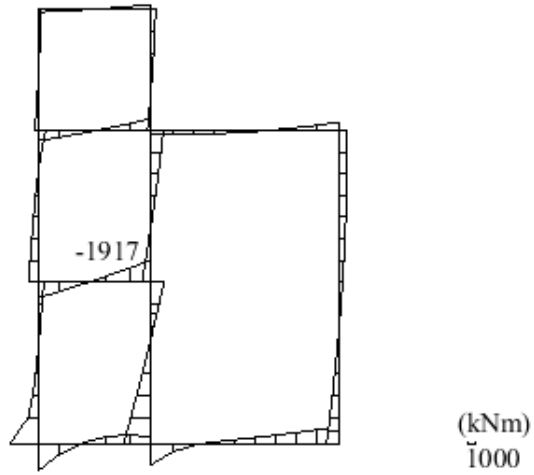


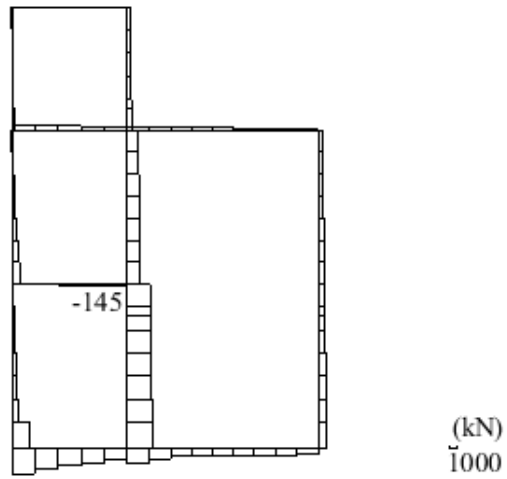
図 5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの時刻歴波形
 (全応力解析) (B-B断面, 解析ケース①, S s - N 1 (++))

5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査）（A-A断面及びB-B断面）

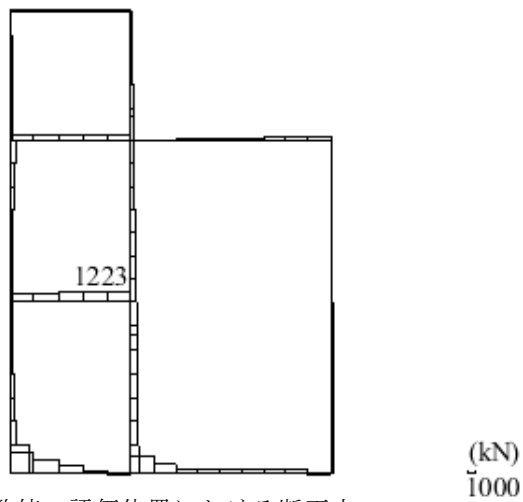
せん断破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる解析ケースの照査時刻における断面力分布図（曲げモーメント、軸力、せん断力）を図5-8及び図5-9に示す。



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



数值：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+：引張，-：圧縮)



数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 5-8 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (A-A断面，解析ケース②，S s - N 1 (++))

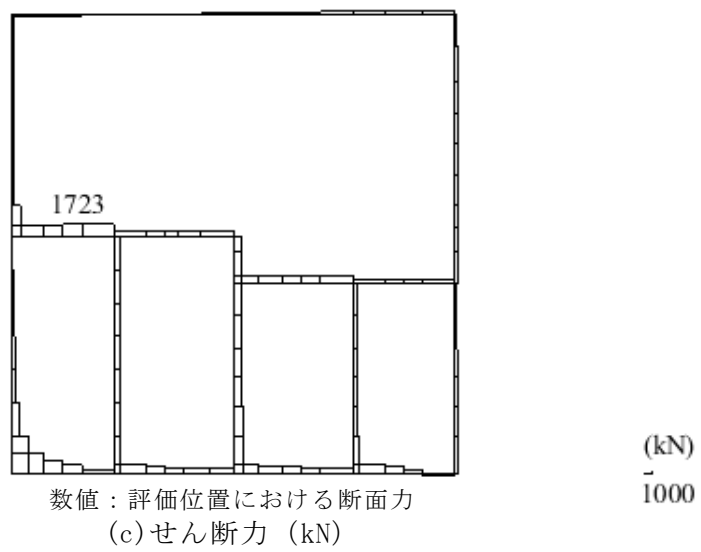
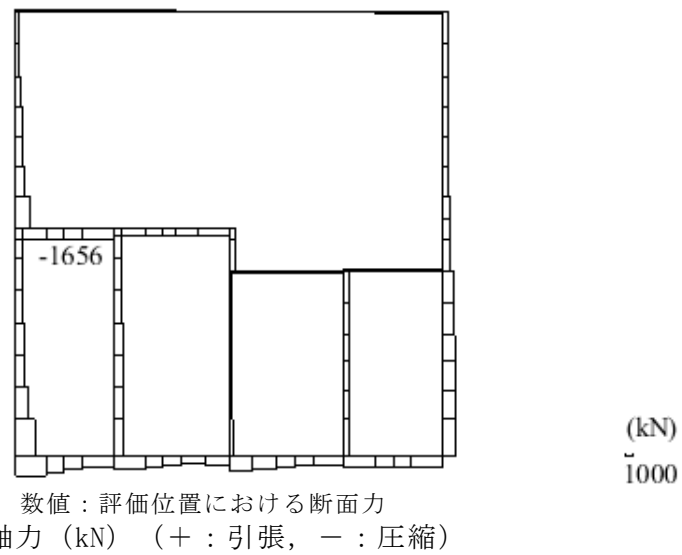
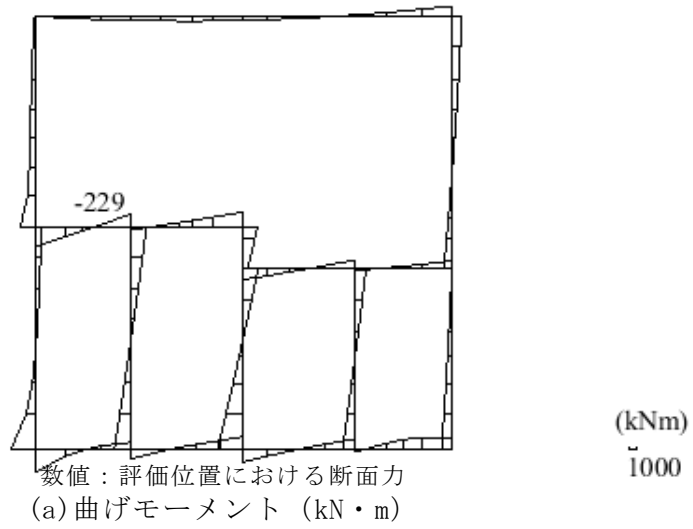
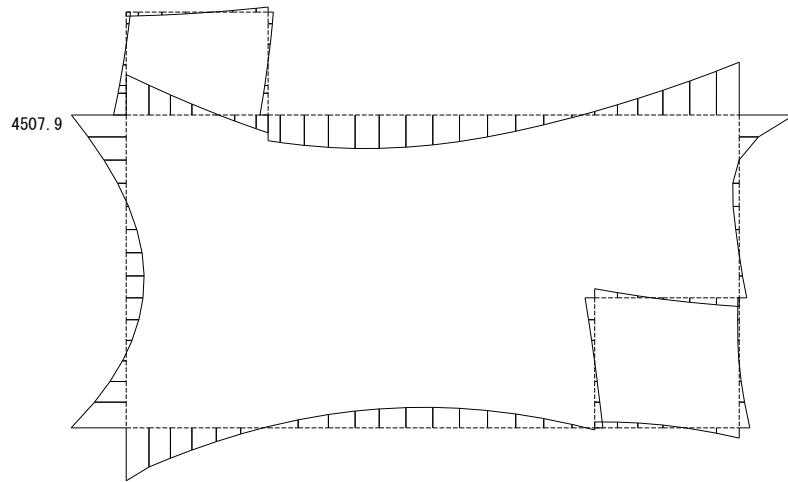


図 5-9 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
 (B-B断面, 解析ケース①, S s - N 1 (++))

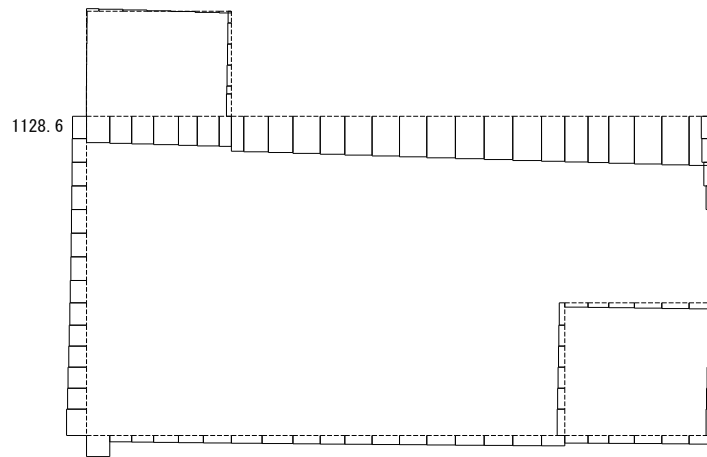
5.1.4 断面力分布（層間変位最大時刻）（C－C断面）

(1) 鉛直部材

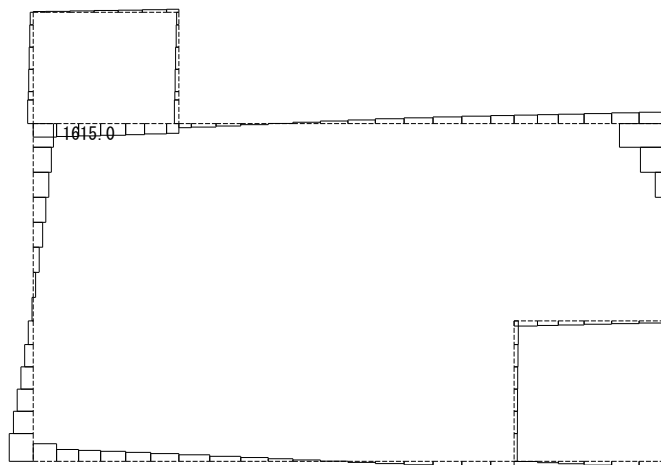
4辺固定版による評価を実施するC－C断面について、地震応答解析において鉛直部材の層間変位が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント、ト、軸力、せん断力）を図5－10に示す。



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)

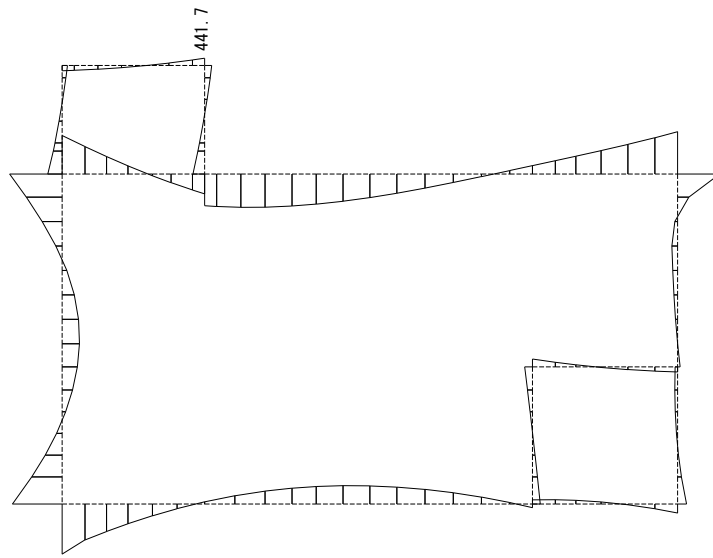


(c) せん断力 (kN)

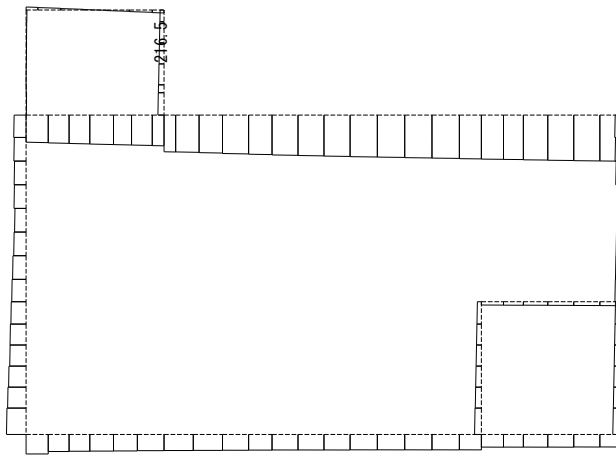
図 5-10 最大時刻における断面力図
(C-C断面, 側壁, 解析ケース②, S_s-F2 (EW) (++)

(2) 水平部材

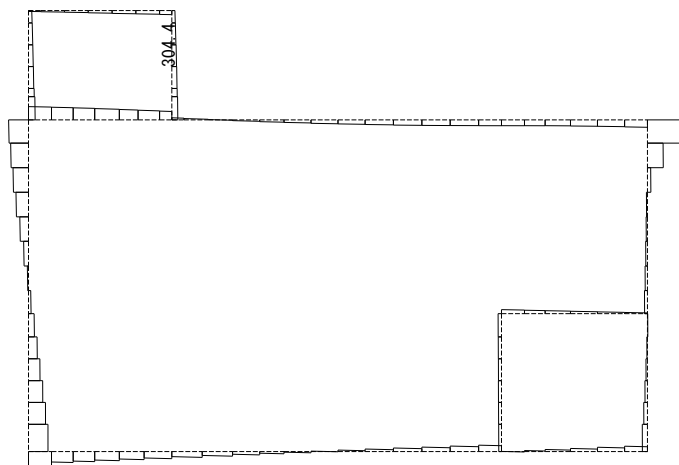
4 辺固定版による評価を実施する C-C 断面について，地震応答解析において水平部材の鉛直下向きの加速度が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5-11 に示す。



(a) 曲げモーメント (kN・m)



(b) 軸力 (kN) (+ : 圧縮, - : 引張)



(c) せん断力 (kN)

図 5-11 加速度最大時刻における断面力図
(C-C断面, 頂版, 解析ケース⑦, $S_s - D$ (---))

5.1.5 最大せん断ひずみ分布 (A-A断面及びB-B断面)


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、発生した最大せん断ひずみを確認する。

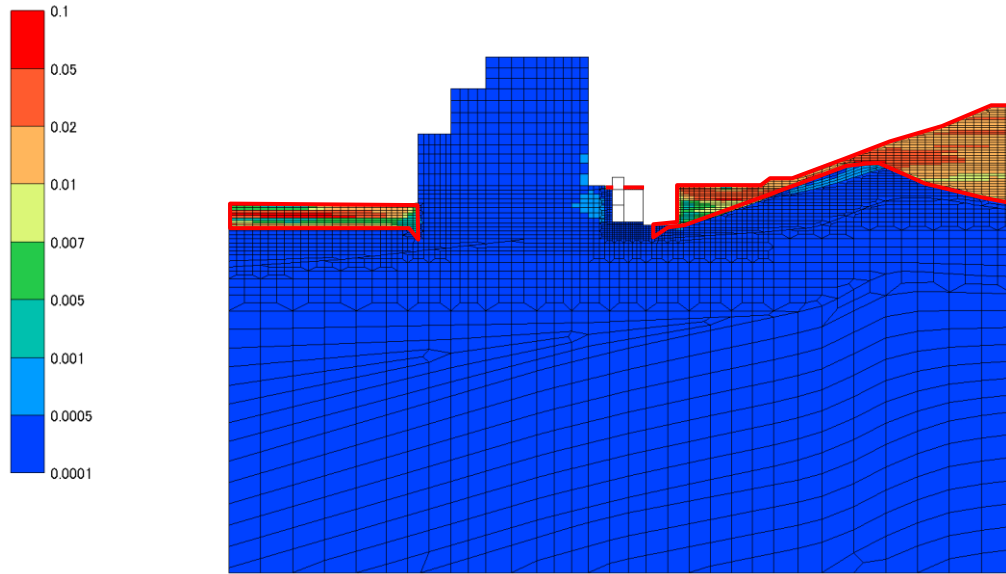
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表5-5に、最大せん断ひずみ分布図を図5-12及び図5-13に示す。

構造物周辺の埋戻土に発生するせん断ひずみは最大でも1%以下であり、試験において確認しているひずみの範囲内であることを確認した。

表5-5 最大照査値を示すケースの一覧

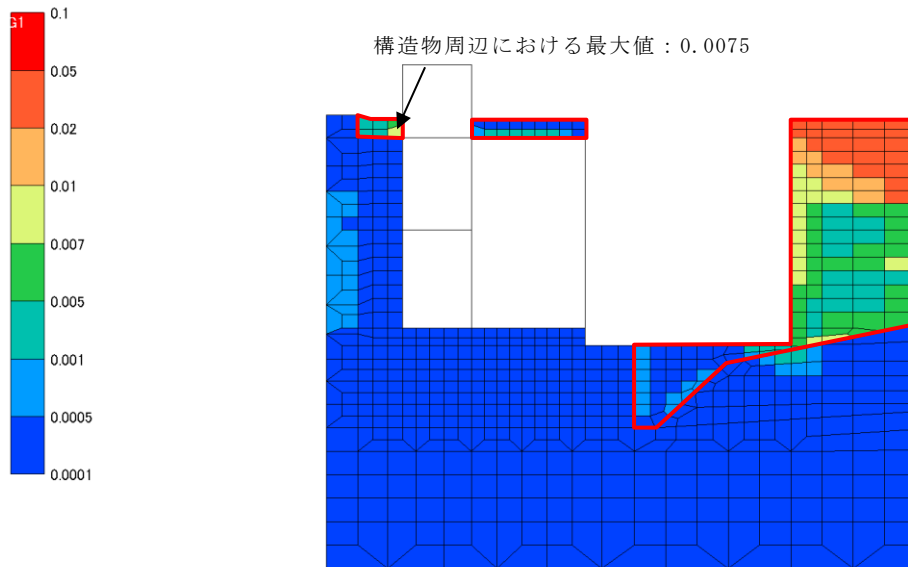
対象断面	対象ケース	照査項目
A-A断面	解析ケース② S s - N 1 (++)	せん断に対する照査
B-B断面	解析ケース① S s - N 1 (++)	せん断に対する照査

 : 埋戻土の範囲



Output Set: ABS MAX
Criteria: PL-STRAIN(γ max)


a) 全体図

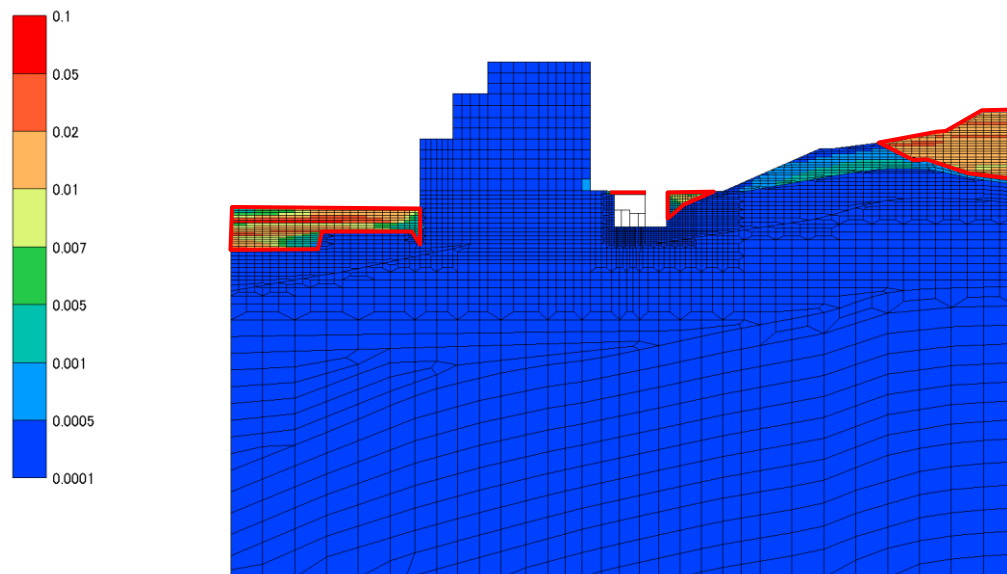


Output Set: ABS MAX
Criteria: PL-STRAIN(γ max)

b) 拡大図

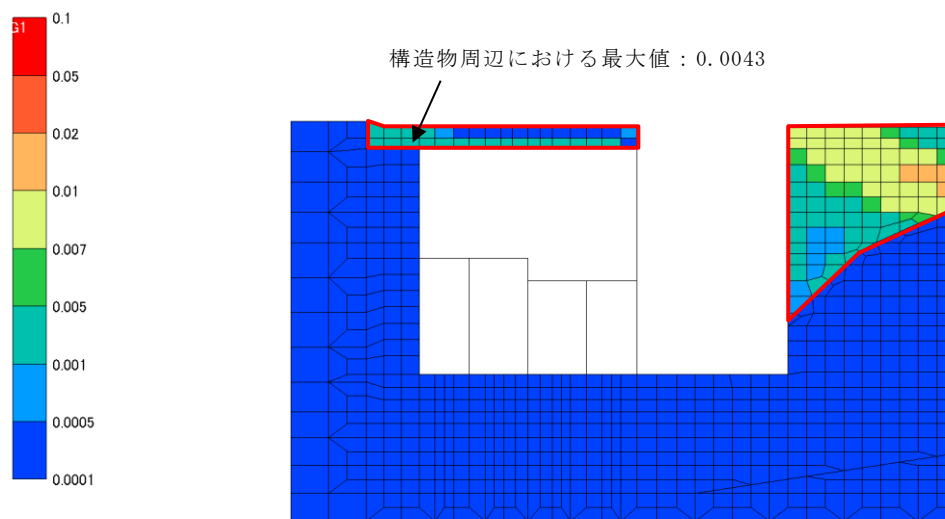
図 5-12 最大せん断ひずみ分布図 (A-A断面)
(解析ケース②, $S_s - N1$ (++))

 : 埋戻土の範囲



Output Set: ABS MAX
Criteria: PL-STRAIN(γ max)

a) 全体図



Output Set: ABS MAX
Criteria: PL-STRAIN(γ max)

b) 拡大図

図 5-13 最大せん断ひずみ分布図 (B-B 断面)
(解析ケース①, $S_s - N1$ (++))

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

(1) A-A断面

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5-6に示す。照査値は、ひずみ又は層間変形角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5-6のとおり、コンクリートの照査用ひずみが全ケースにおいて、許容限界(10000 μ)を下回ることを確認した。

表5-6 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(構造強度を有することの確認：全応力解析)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ ε_d^*	限界ひずみ ε_R	照査値 $\varepsilon_d / \varepsilon_R$
①	S s - D	++	318 μ	10000 μ	0.04
		-+	302 μ	10000 μ	0.04
		+ -	356 μ	10000 μ	0.04
		--	328 μ	10000 μ	0.04
	S s - F 1	++	207 μ	10000 μ	0.03
	S s - F 2	++	255 μ	10000 μ	0.03
	S s - N 1	++	361 μ	10000 μ	0.04
		-+	291 μ	10000 μ	0.03
	S s - N 2 (N S)	++	323 μ	10000 μ	0.04
		-+	230 μ	10000 μ	0.03
	S s - N 2 (E W)	++	276 μ	10000 μ	0.03
		-+	237 μ	10000 μ	0.03
②	S s - N 1	++	378 μ	10000 μ	0.04
③	S s - N 1	++	347 μ	10000 μ	0.04

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

遮蔽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に示す。照査値は、ひずみ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、コンクリートの照査用ひずみが全ケースにおいて、許容限界(3500 μ)を下回ることを確認した。

表5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(遮蔽機能を損なわないことの確認：全応力解析)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ	限界ひずみ	照査値
			ε_d^*	ε_R	$\varepsilon_d / \varepsilon_R$
①	S s - D	++	318 μ	3500 μ	0.10
		-+	302 μ	3500 μ	0.09
		+ -	356 μ	3500 μ	0.11
		--	328 μ	3500 μ	0.10
	S s - F 1	++	207 μ	3500 μ	0.06
	S s - F 2	++	255 μ	3500 μ	0.08
	S s - N 1	++	361 μ	3500 μ	0.11
		-+	291 μ	3500 μ	0.09
	S s - N 2 (NS)	++	323 μ	3500 μ	0.10
		-+	230 μ	3500 μ	0.07
	S s - N 2 (EW)	++	276 μ	3500 μ	0.08
		-+	237 μ	3500 μ	0.07
②	S s - N 1	++	378 μ	3500 μ	0.11
③	S s - N 1	++	347 μ	3500 μ	0.10

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

(2) B-B断面

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5-8に示す。照査値は、ひずみ又は層間変形角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5-8のとおり、コンクリートの照査用ひずみが全ケースにおいて、許容限界(10000 μ)を下回ることを確認した。

表5-8 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(構造強度を有することの確認：全応力解析)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ ϵ_d^*	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
①	S s - D	++	201 μ	10000 μ	0.03
		-+	177 μ	10000 μ	0.02
		+ -	217 μ	10000 μ	0.03
		--	196 μ	10000 μ	0.02
	S s - F 1	++	157 μ	10000 μ	0.02
	S s - F 2	++	166 μ	10000 μ	0.02
	S s - N 1	++	244 μ	10000 μ	0.03
		-+	152 μ	10000 μ	0.02
	S s - N 2 (NS)	++	181 μ	10000 μ	0.02
		-+	167 μ	10000 μ	0.02
S s - N 2 (EW)	++	162 μ	10000 μ	0.02	
	-+	139 μ	10000 μ	0.02	
②	S s - N 1	++	240 μ	10000 μ	0.03
③	S s - N 1	++	238 μ	10000 μ	0.03

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

遮蔽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5-9に示す。照査値は、ひずみ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5-9のとおり、コンクリートの照査用ひずみが全ケースにおいて、許容限界(3500 μ)を下回ることを確認した。

表5-9 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(遮蔽機能を損なわないことの確認：全応力解析)

解析 ケース	地震動		照査用ひずみ	限界ひずみ	照査値
			ϵ_d^*	ϵ_R	ϵ_d / ϵ_R
①	S s - D	++	201 μ	3500 μ	0.06
		-+	177 μ	3500 μ	0.06
		+ -	217 μ	3500 μ	0.07
		--	196 μ	3500 μ	0.06
	S s - F 1	++	157 μ	3500 μ	0.05
	S s - F 2	++	166 μ	3500 μ	0.05
	S s - N 1	++	244 μ	3500 μ	0.07
		-+	152 μ	3500 μ	0.05
	S s - N 2 (N S)	++	181 μ	3500 μ	0.06
		-+	167 μ	3500 μ	0.05
S s - N 2 (E W)	++	162 μ	3500 μ	0.05	
	-+	139 μ	3500 μ	0.04	
②	S s - N 1	++	240 μ	3500 μ	0.07
③	S s - N 1	++	238 μ	3500 μ	0.07

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

(3) C-C断面

a. 鉛直部材

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5-10及び表5-11に示す。また、4辺固定版における断面力図を図5-14及び図5-15に示す。同表のとおり、発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表5-10 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（側壁）（コンクリート）

解析 ケース	地震動	方向	曲げ モーメ ント (kN・m)	発生 応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
全解析ケース包絡荷重		X方向 (配力筋方向)	-1912	5.9	13.5	0.45
		Y方向 (主筋方向)	-1818	4.6	13.5	0.35

表5-11 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（側壁）（鉄筋）

解析 ケース	地震動	方向	曲げ モーメ ント (kN・m)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
全解析ケース包絡荷重		X方向 (配力筋方向)	-1912	220.7	294	0.76
		Y方向 (主筋方向)	-1818	141.3	294	0.49

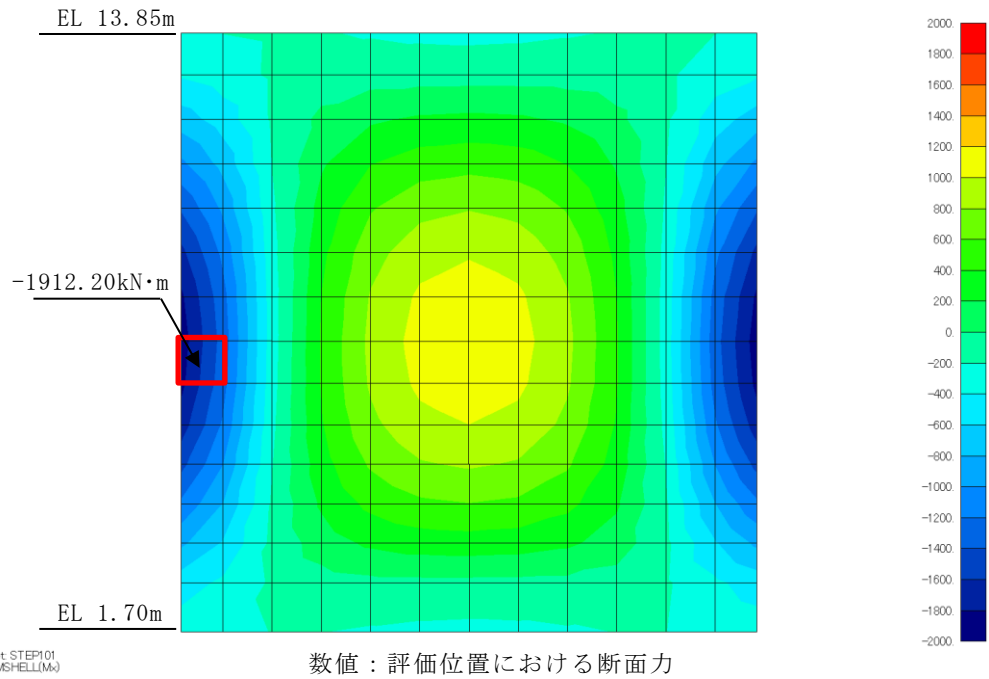


図 5-14 4 辺固定版における断面力図 (側壁, X 方向)

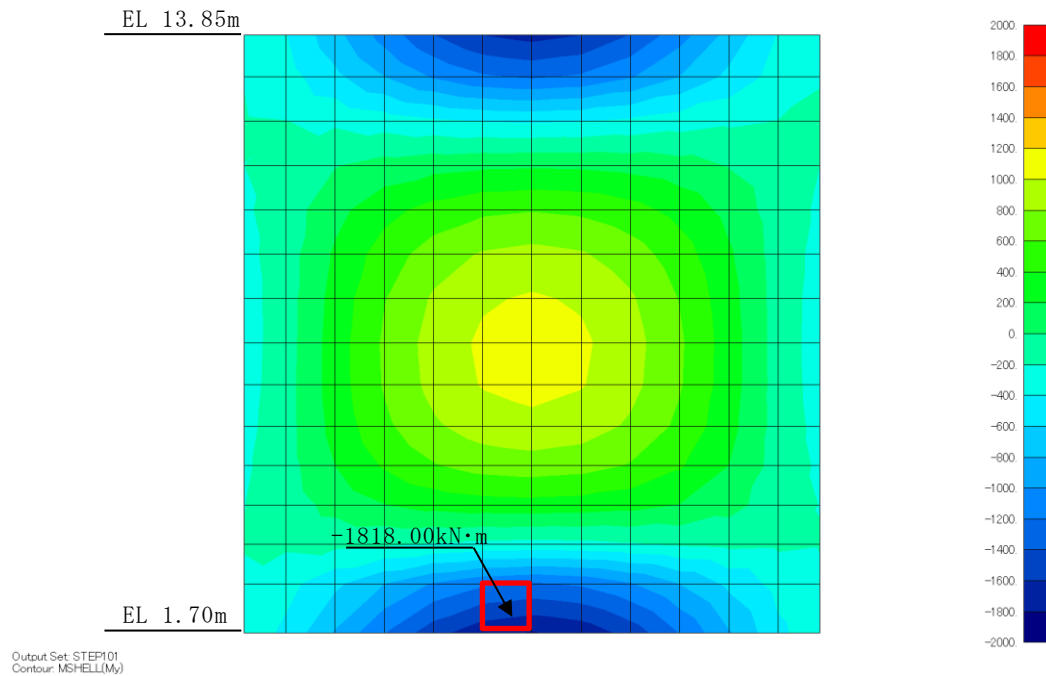


図 5-15 4 辺固定版における断面力図 (側壁, Y 方向)

b. 水平部材

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5-12及び表5-13に示す。また、4辺固定版における断面力図を図5-16及び図5-17に示す。同表のとおり、発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表5-12 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（頂版）（コンクリート）

解析 ケース	地震動		方向	曲げ モーメ ント (kN・m)	発生 応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
⑦	S s - D	--	X方向 (主筋方向)	-41	0.48	13.5	0.04
			Y方向 (配力筋方向)	-57	0.67	13.5	0.05

表5-13 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（頂版）（鉄筋）

解析 ケース	地震動		方向	曲げ モーメ ント (kN・m)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
⑦	S s - D	--	X方向 (主筋方向)	-41	12.1	294	0.05
			Y方向 (配力筋方向)	-57	16.9	294	0.06

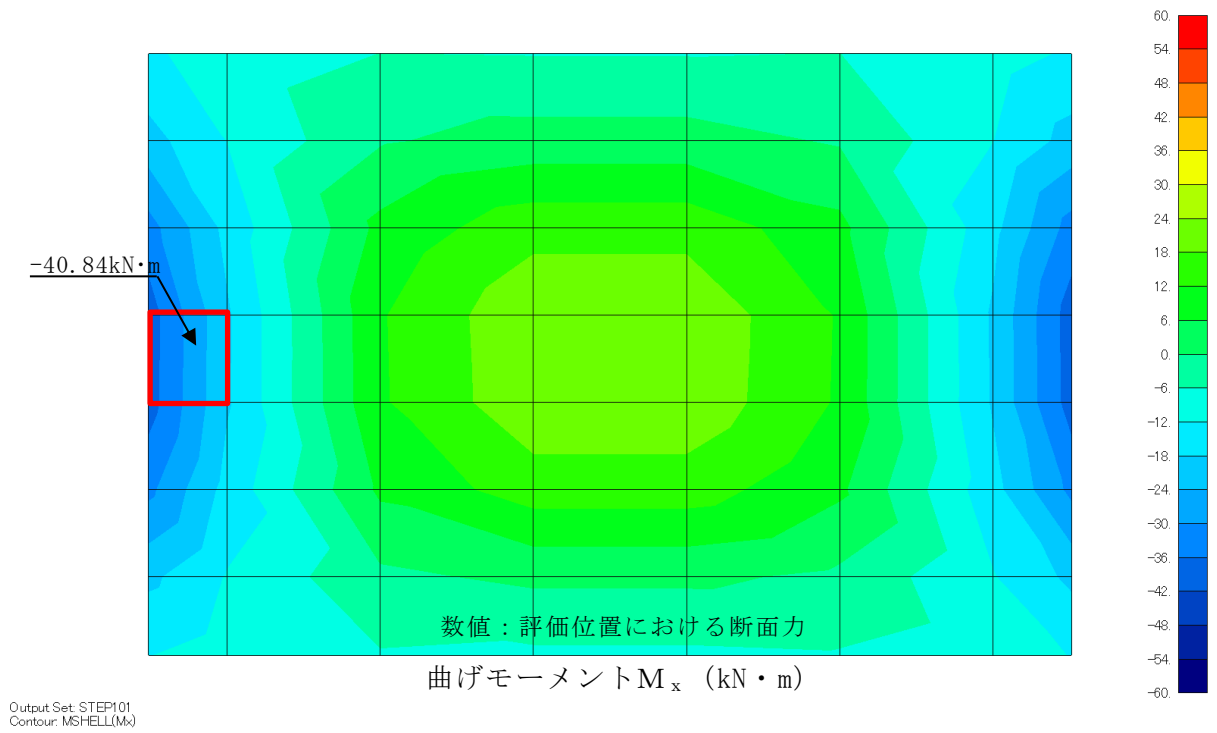


図 5-16 4 辺固定版における断面力図（頂版，X 方向）

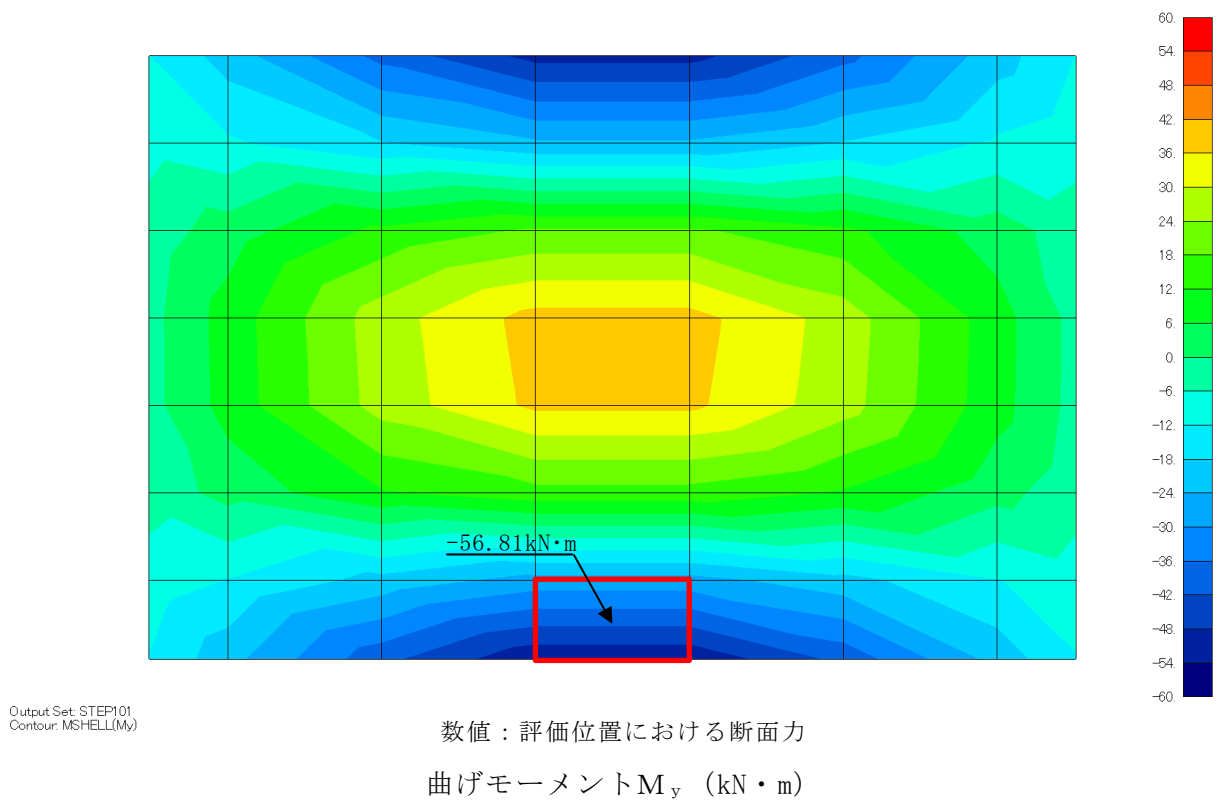


図 5-17 4 辺固定版における断面力図（頂版，Y 方向）

5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

(1) A-A断面

構造強度を有すること及び遮蔽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5-14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。

同表より、全部材で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5-14(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力 V_d^{*2} (kN)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
①	S s - D	++	頂版	3	483	1424	0.34
			側壁	9	984	1559	0.64
			床版	4	1128	1460	0.78
			隔壁	12	858	1576	0.55
			底版	6	1125	1754	0.65
		-+	頂版	3	422	1429	0.30
			側壁	9	964	1663	0.58
			床版	4	1069	1446	0.74
			隔壁	12	819	1569	0.53
			底版	6	1148	1755	0.66
		+-	頂版	3	455	1433	0.32
			側壁	9	995	1548	0.65
			床版	4	1281	1464	0.88
			隔壁	12	985	1641	0.61
			底版	6	1263	1786	0.71
		--	頂版	3	476	1417	0.34
			側壁	9	1102	1667	0.67
			床版	4	1103	1446	0.77
			隔壁	12	801	1589	0.51
			底版	6	1106	1764	0.63

表 5-14(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 V_d^{*2} (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - F 1	++	頂版	3	347	1429	0.25
			側壁	9	847	1583	0.54
			床版	4	776	1459	0.54
			隔壁	12	649	1582	0.42
			底版	6	802	1737	0.47
	S s - F 2	++	頂版	3	395	1423	0.28
			側壁	9	819	1560	0.53
			床版	4	869	1453	0.60
			隔壁	12	692	1552	0.45
			底版	6	926	1738	0.54
	S s - N 1	++	頂版	3	417	1417	0.30
			側壁	9	1016	1624	0.63
			床版	4	1277	1441	0.89
			隔壁	12	872	1642	0.54
			底版	6	1153	1769	0.66
		-+	頂版	3	377	1428	0.27
			側壁	9	990	1651	0.60
			床版	4	979	1452	0.68
			隔壁	12	770	1590	0.49
			底版	6	943	1757	0.54
S s - N 2 (NS)	++	頂版	3	433	1421	0.31	
		側壁	9	911	1549	0.59	
		床版	4	1114	1450	0.77	
		隔壁	12	805	1593	0.51	
		底版	6	1088	1764	0.62	
	-+	頂版	3	402	1429	0.29	
		側壁	9	796	1543	0.52	
		床版	4	809	1450	0.56	
		隔壁	12	690	1593	0.44	
		底版	6	941	1729	0.55	

表 5-14(3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力 V_d^{*2} (kN)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
①	S s - N 2 (E W)	++	頂版	3	377	1430	0.27
			側壁	9	700	1523	0.46
			床版	4	937	1449	0.65
			隔壁	12	726	1568	0.47
			底版	6	882	1733	0.51
		-+	頂版	3	385	1431	0.27
			側壁	9	664	1549	0.43
			床版	4	761	1454	0.53
			隔壁	12	637	1573	0.41
			底版	6	830	1732	0.48
②	S s - N 1	++	頂版	3	455	1419	0.33
			側壁	9	842	1525	0.56
			床版	4	1285	1439	0.90
			隔壁	12	885	1642	0.54
			底版	6	1166	1768	0.66
③	S s - N 1	++	頂版	3	387	1415	0.28
			側壁	9	1024	1561	0.66
			床版	4	1273	1445	0.89
			隔壁	12	875	1642	0.54
			底版	5	1961	2999	0.66

注記*1：評価位置は図 5-18 に示す。

*2：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a (= 1.05)

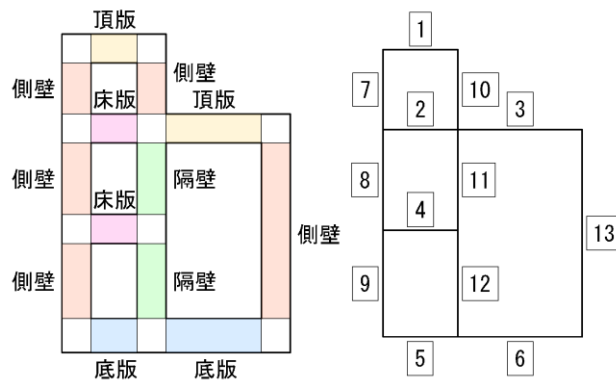


図 5-18 評価位置図 (A-A 断面)

(2) B-B断面

a. せん断耐力式による評価結果

構造強度を有すること及び遮蔽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5-15に示す。照査値は、応力度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。

同表中には、照査値が1.0を上回る解析ケース、部材があることから、次項「(2) 材料非線形解析による評価結果」にて照査値が1.0を下回ることを確認する。

表5-15(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		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 V_d *2(kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - D	++	頂版	1	566	1444	0.40
			側壁	10	436	762	0.58
			床版	2	1476	1531	0.97
			隔壁	15	1108	3069	0.37
			底版	6	1184	2895	0.41
		-+	頂版	1	535	1457	0.37
			側壁	10	452	787	0.58
			床版	2	1284	1500	0.86
			隔壁	15	958	3076	0.32
			底版	6	1145	2902	0.40
		+-	頂版	1	583	1446	0.41
			側壁	10	469	785	0.60
			床版	2	1632	1542	1.06
			隔壁	15	1185	3079	0.39
			底版	6	1393	2928	0.48
		--	頂版	1	574	1446	0.40
			側壁	10	511	840	0.61
			床版	2	1300	1503	0.87
			隔壁	15	974	3075	0.32
			底版	6	1142	2908	0.40

表 5-15(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		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 V_d *2(kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - F 1	++	頂版	1	513	1442	0.36
			側壁	11	729	1548	0.48
			床版	2	1085	1506	0.72
			隔壁	14	451	2026	0.23
			底版	6	1025	2903	0.36
	S s - F 2	++	頂版	1	496	1443	0.35
			側壁	10	408	789	0.52
			床版	2	989	1489	0.67
			隔壁	15	780	3073	0.26
			底版	6	925	2895	0.32
	S s - N 1	++	頂版	1	525	1442	0.37
			側壁	11	1012	1544	0.66
			床版	2	1810	1541	1.18
			隔壁	15	1277	3075	0.42
			底版	6	1849	2969	0.63
		-+	頂版	1	452	1463	0.31
			側壁	10	524	803	0.66
			床版	2	1101	1500	0.74
			隔壁	15	837	3073	0.28
			底版	6	1120	2866	0.40
S s - N 2 (N S)	++	頂版	1	502	1444	0.35	
		側壁	11	815	1525	0.54	
		床版	2	1351	1512	0.90	
		隔壁	15	965	3073	0.32	
		底版	6	1152	2907	0.40	
	-+	頂版	1	585	1448	0.41	
		側壁	10	385	787	0.49	
		床版	2	1123	1503	0.75	
		隔壁	14	481	2027	0.24	
		底版	6	957	2888	0.34	

表 5-15(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		照査用 せん断力 V_d^{*2} (kN)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
①	S s - N 2 (E W)	++	頂版	1	575	1447	0.40
			側壁	11	677	1520	0.45
			床版	2	1116	1492	0.75
			隔壁	15	808	3068	0.27
			底版	6	1155	2911	0.40
		-+	頂版	1	476	1445	0.33
			側壁	11	717	1562	0.46
			床版	2	768	1483	0.52
			隔壁	15	576	3069	0.19
			底版	6	844	2873	0.30
②	S s - N 1	++	頂版	1	539	1443	0.38
			側壁	11	964	1531	0.63
			床版	2	1753	1539	1.14
			隔壁	15	1285	3075	0.42
			底版	6	1798	2972	0.61
③	S s - N 1	++	頂版	1	554	1444	0.39
			側壁	11	925	1518	0.61
			床版	2	1711	1538	1.12
			隔壁	15	1306	3072	0.43
			底版	6	1755	2972	0.60

注記*1：評価位置は図 5-19 に示す。

*2：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a (=1.05)

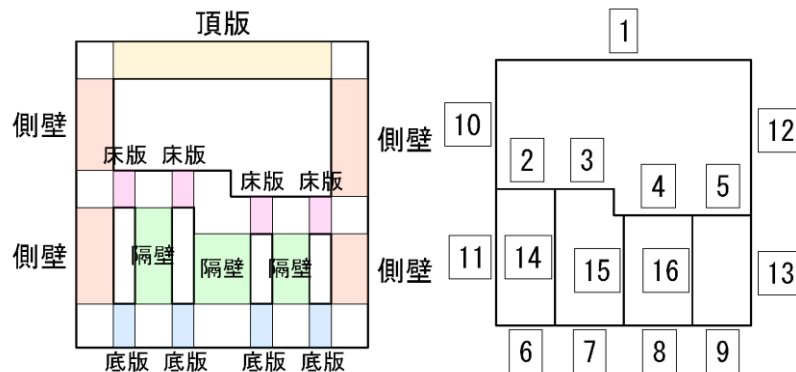


図 5-19 評価位置図 (B-B 断面)

b. 材料非線形解析による評価結果

(a) 概要

前項「a. せん断耐力式による評価結果」では、床版において、照査用せん断力がせん断耐力式によるせん断耐力を上回る結果となった。せん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、ここでは、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断破壊に対する健全性を確認する。

図 5-20 に材料非線形解析によりせん断破壊に対する評価を実施する対象部材を示す。また、評価対象部材の要素分割図を図 5-21 に、要素プロパティ番号図を図 5-22 に、変位抽出位置を図 5-23 に、要素プロパティ条件を表 5-9 に示す。

なお、「(b) 荷重条件」及び「(c) 評価結果」については、材料非線形解析によりせん断破壊に対する評価を実施する対象部材のうち、せん断耐力式における照査値が最大となった地震動及び解析ケース（解析ケース①、地震動 S s - N 1 (++)) を掲載する。その他のケースの照査結果については、「(d) まとめ」に記載する。

■ : 評価対象部材
[] : モデル化範囲

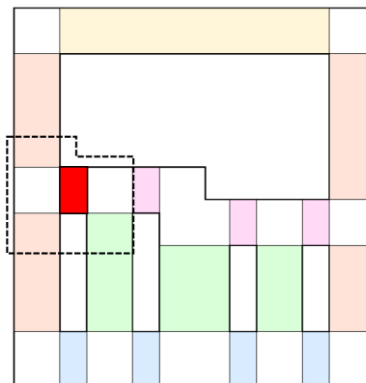


図 5-20 材料非線形解析における評価対象部材

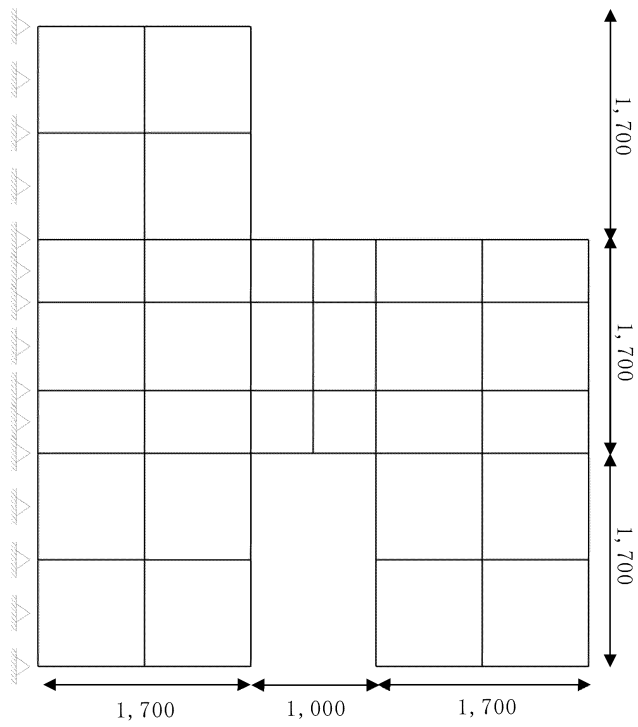


図 5-21 要素分割図 (床版)

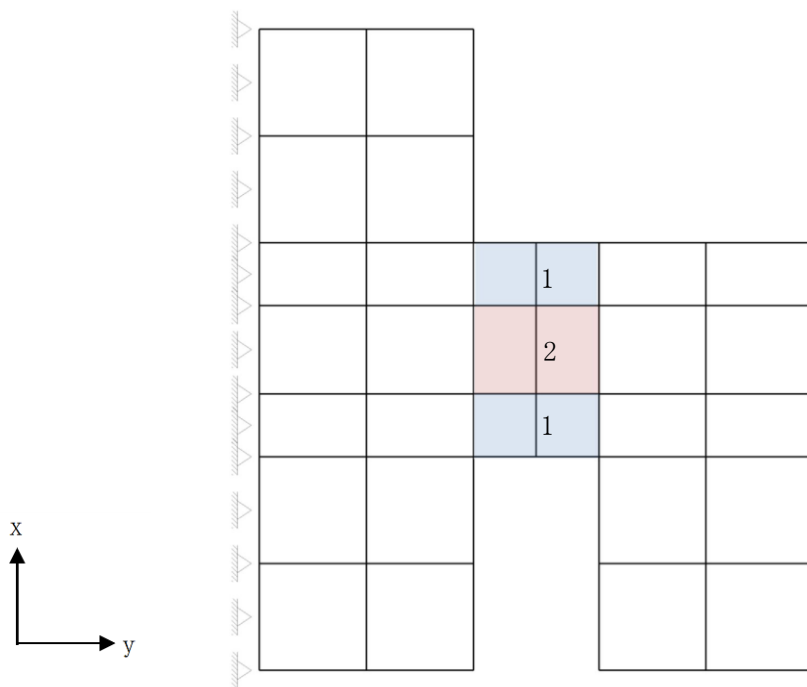
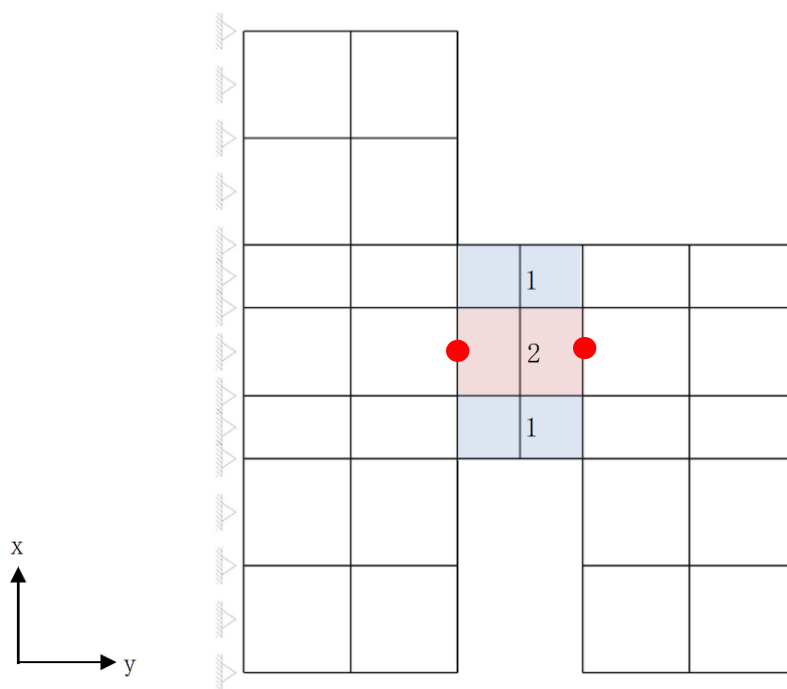


図 5-22 要素プロパティ番号図 (床版)



●: 変位抽出点

図 5-23 変位抽出位置

表 5-16 要素プロパティ条件 (床版)

番号	要素		
	材料	引張硬化軟化係数	
		Cx	Cy
1	鉄筋コンクリート	0.40	0.40
2	無筋コンクリート	0.40	3.74

材料非線形解析によるせん断耐力の算定において考慮する荷重は、地震応答解析から得られる断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに図 5-24 のように作用させる。

材料非線形解析では、常時応力解析時の断面力分布及び地震応答解析から得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重を 100 分割したものを ΔM 、 ΔQ 、 ΔN とし、これらの比率を維持しながら漸増载荷する。

なお、材料非線形解析における作用荷重は、 ΔM 、 ΔQ 、 ΔN を等価な水平力及び鉛直力として作用させることから、常時荷重（ ΔQ_s 、 ΔN_s ）及び地震時荷重（ ΔQ_d 、 ΔN_d ）とし、 ΔM についても上記の作用荷重により表現している。これにより、各部材の固定端側から離れた位置での ΔQ 、 ΔN が大きくなる傾向がある。

作用手順を図 5-25 に示す。

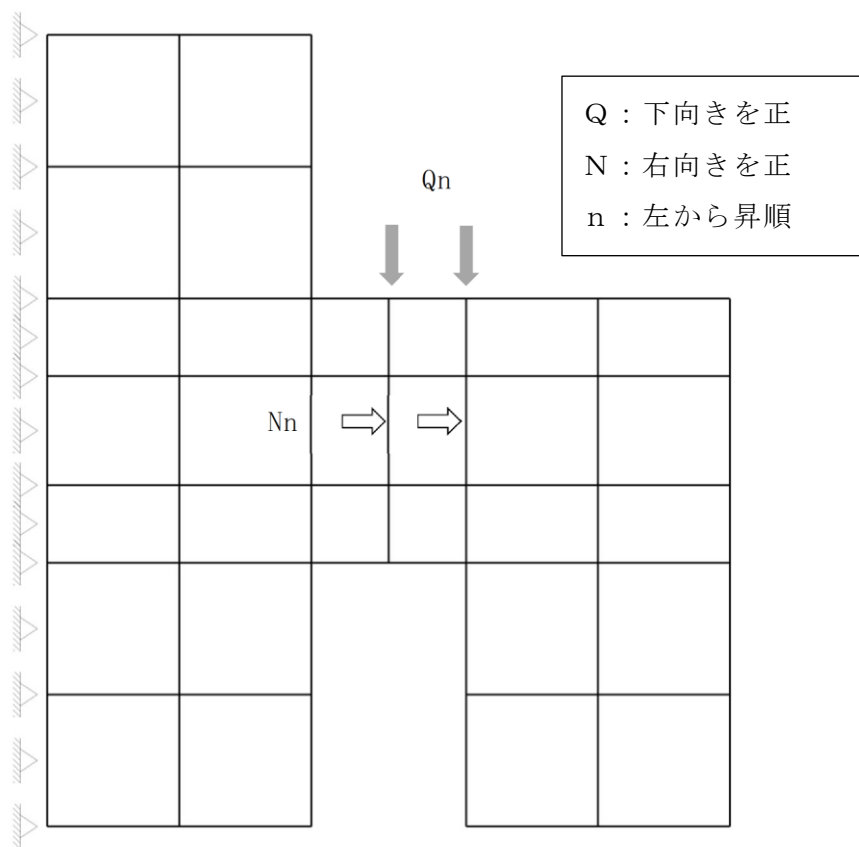


図 5-24 材料非線形解析における载荷状況（床版）

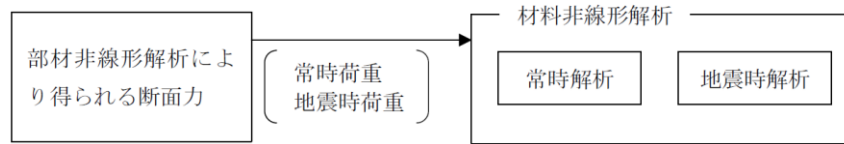


図 5-25 荷重の作用手順

(b) 荷重条件

部材非線形解析における断面力と材料非線形解析における作用荷重の比較を図 5-26 に示す。また、材料非線形解析における作用荷重として、 ΔM 、 ΔQ 、 ΔN と等価な水平力及び鉛直力である常時荷重 (ΔQ_s 、 ΔN_s) 及び地震時荷重 (ΔQ_d 、 ΔN_d) を表 5-17 に示す。

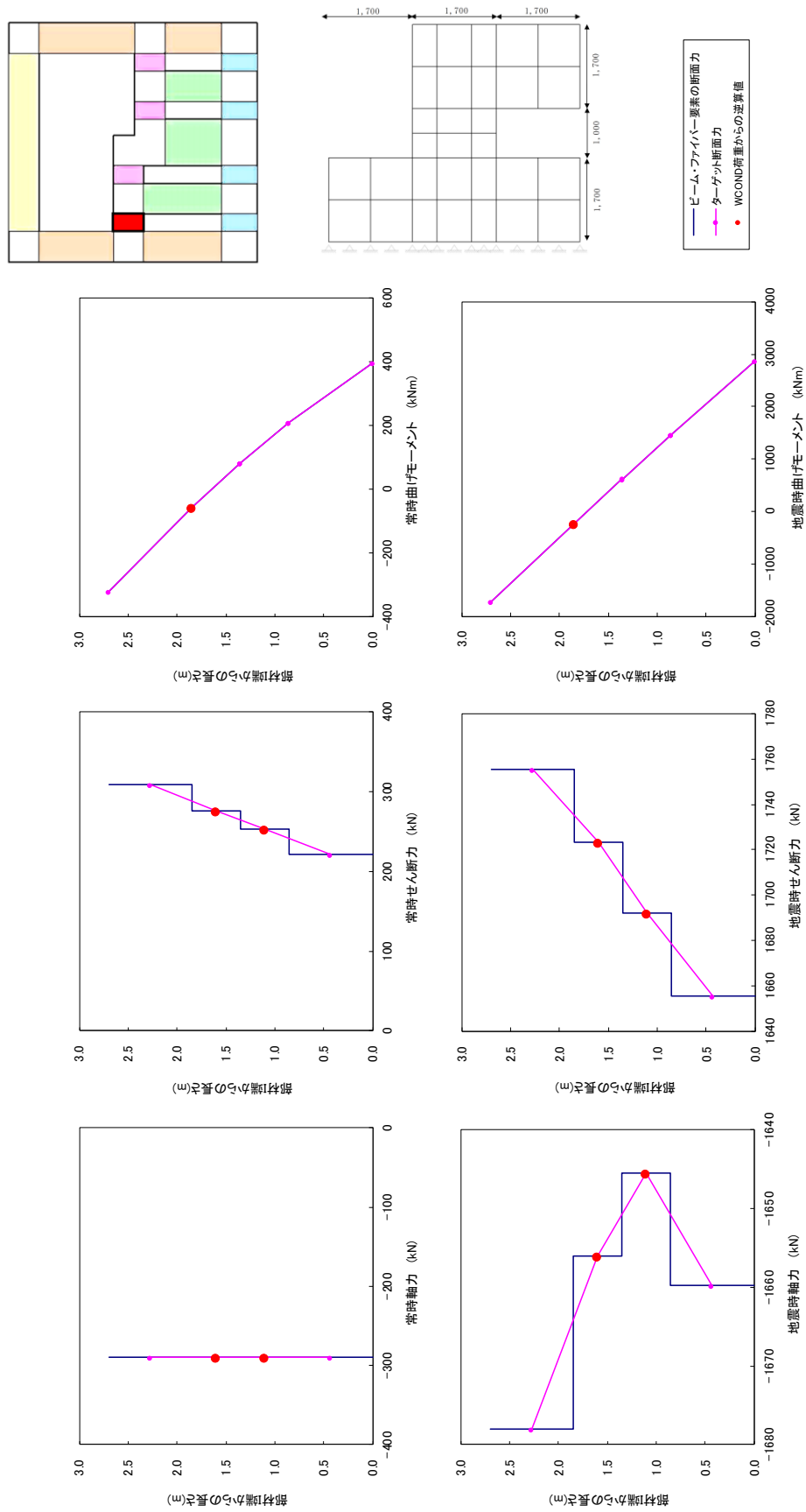


図 5-26 部材非線形解析における断面力と材料非線形解析における作用荷重の比較

(床版)

表 5-17 材料非線形解析における作用荷重

部材		床版	
地震動		S s - N 1 ++	
解析ケース		解析ケース①	
常時荷重	せん断力 (kN)	$\Delta Q1$	23.7
		$\Delta Q2$	-276.7
	軸力 (kN)	$\Delta N1$	0.0
		$\Delta N2$	-289.2
地震時増分荷重	せん断力 (kN)	$\Delta Q1$	7.8
		$\Delta Q2$	-1446.7
	軸力 (kN)	$\Delta N1$	10.5
		$\Delta N2$	-1366.8

(c) 評価結果

評価対象部材（床版）における荷重－変位曲線を図 5-27 に示す。

図中の赤丸で示した 100 ステップは、地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。500 ステップ以降、変位の急増が認められる。なお、412 ステップにおいて、せん断補強筋の降伏が発生している。せん断補強筋の初期降伏箇所を図 5-28 に示す。

図 5-29 に、各ステップにおけるひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、500 ステップまでは、荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが、500 ステップ以降は、斜めひび割れが進展する様相を示している。したがって、500 ステップ以降の変位の発生は、斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、評価対象部材（床版）に対する材料非線形解析では、斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、500 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、500 ステップにおけるせん断耐力 7195kN を表 4-11 に示す部材係数（ γ_{b1} 及び γ_{b2} ）で除した 6424kN とする。

また、図 5-30 に、各ステップにおける変形図を示す。

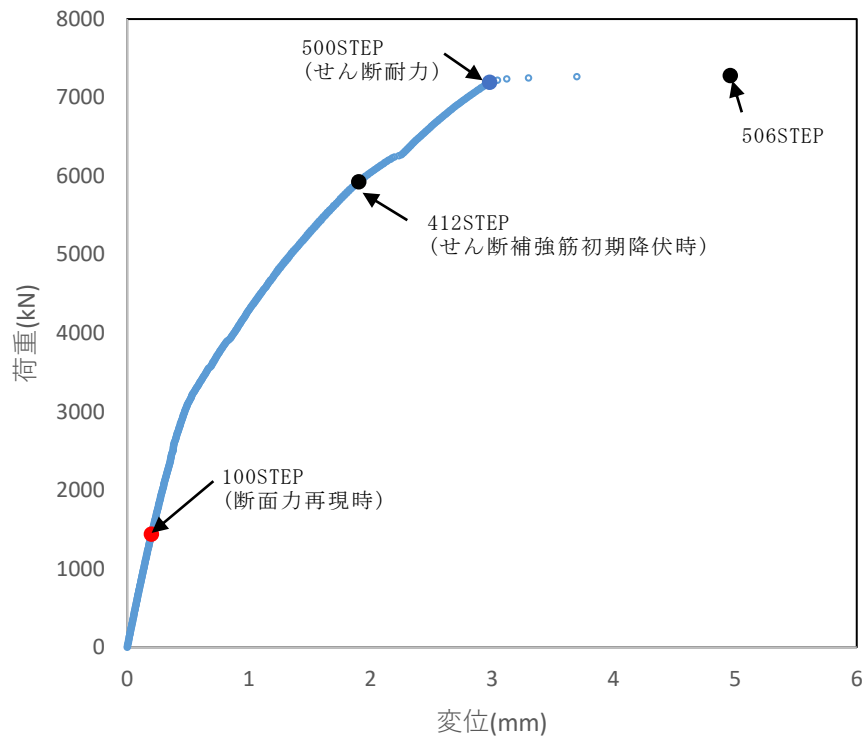


図 5-27 荷重－変位曲線
(床版，解析ケース①， $S_s - N1$ (++))

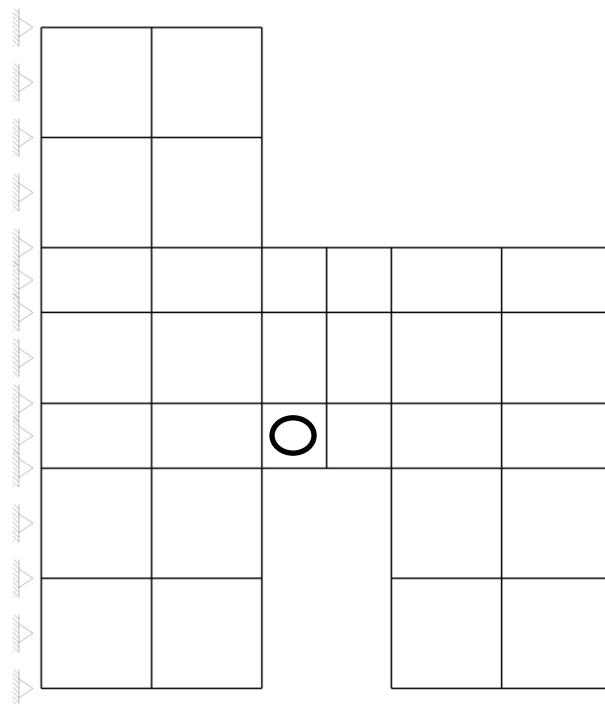
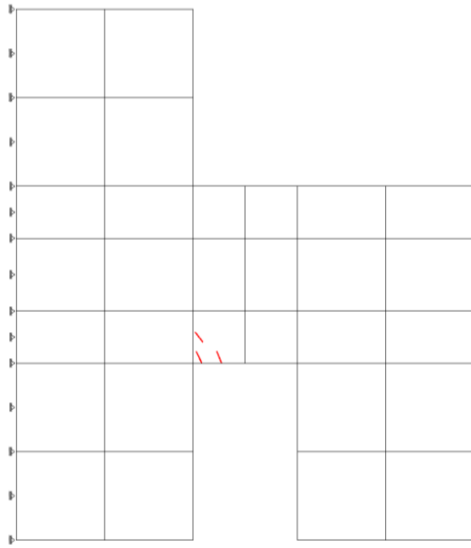
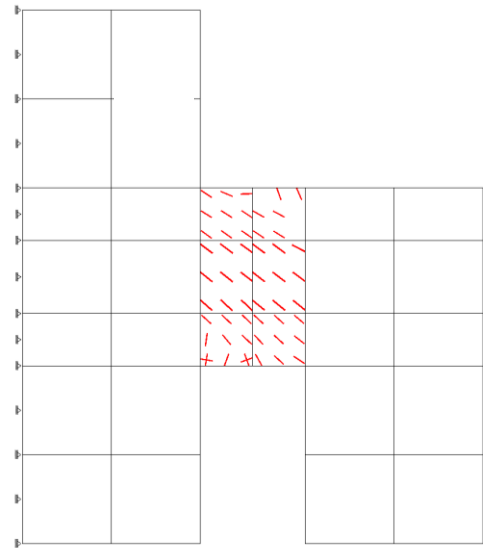


図 5-28 せん断補強筋の初期降伏箇所
(床版，解析ケース①， $S_s - N1$ (++) 491STEP)



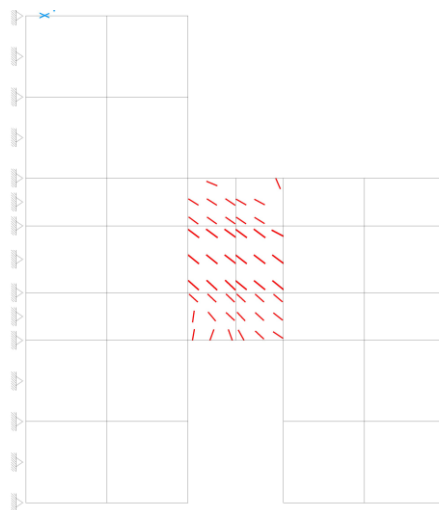
100STEP

断面力再現時



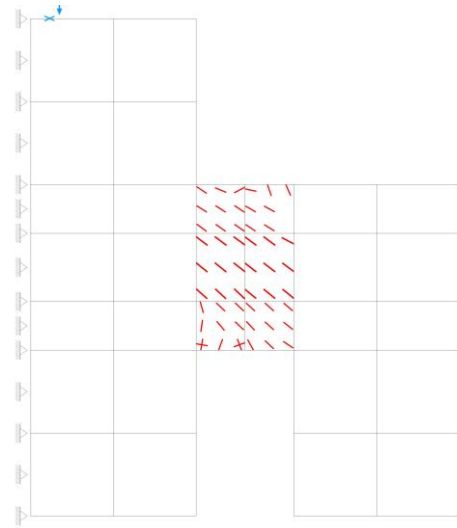
500STEP

せん断耐力



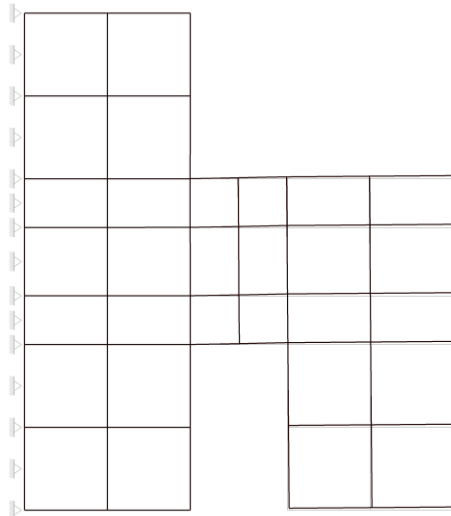
412STEP

せん断補強筋初期降伏時力

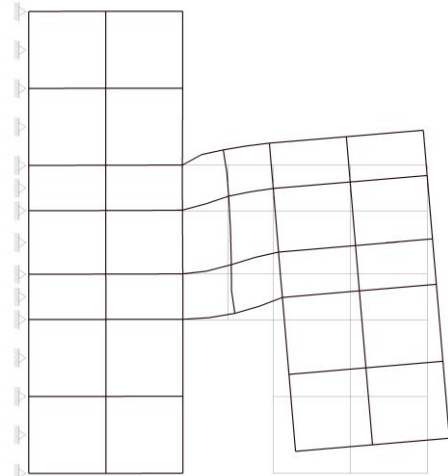


506STEP

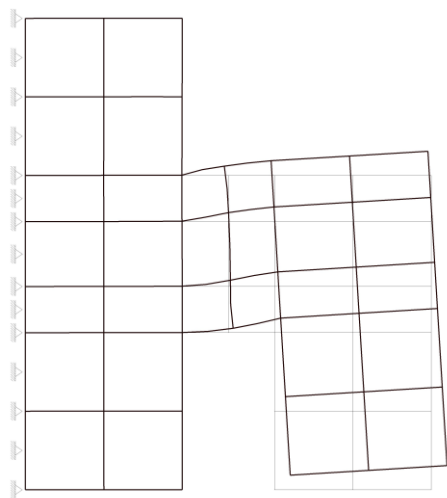
図 5-29 各ステップにおけるひび割れ図
(床版, 解析ケース①, $S_s - N1$ (++))



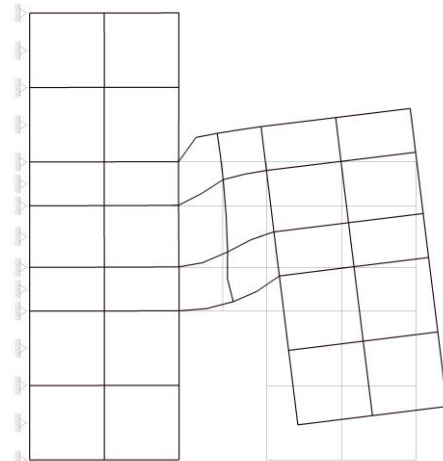
100STEP
断面力再現時



500STEP
せん断耐力



412STEP
せん断補強筋初期降伏時



506STEP

図 5-30 各ステップにおける変形図
(床版, 解析ケース①, $S_s - N1 (+ +)$)

(d) まとめ

せん断耐力式及び材料非線形解析によるせん断破壊に対する評価結果を、表 5-18 に示す。

同表より、全部材で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 5-18(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		照査用 せん断力 V_d^{*2} (kN)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
①	S s - D	++	頂版	1	566	1444	0.40
			側壁	10	436	762	0.58
			床版	2	1476	1531	0.97
			隔壁	15	1108	3069	0.37
			底版	6	1184	2895	0.41
		-+	頂版	1	535	1457	0.37
			側壁	10	452	787	0.58
			床版	2	1284	1500	0.86
			隔壁	15	958	3076	0.32
			底版	6	1145	2902	0.40
		+-	頂版	1	583	1446	0.41
			側壁	10	469	785	0.60
			床版	2	1632	6356	0.26* ³ (1.06)
			隔壁	15	1185	3079	0.39
			底版	6	1393	2928	0.48
		--	頂版	1	574	1446	0.4
			側壁	10	511	840	0.61
			床版	2	1300	1503	0.87
			隔壁	15	974	3075	0.32
			底版	6	1142	2908	0.40
	S s - F 1	++	頂版	1	513	1442	0.36
			側壁	11	729	1548	0.48
			床版	2	1085	1506	0.72
			隔壁	14	451	2026	0.23
			底版	6	1025	2903	0.36

表 5-18(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		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 V_d^{*2} (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - F 2	++	頂版	1	496	1443	0.35
			側壁	10	408	789	0.52
			床版	2	989	1489	0.67
			隔壁	15	780	3073	0.26
			底版	6	925	2895	0.32
	S s - N 1	++	頂版	1	525	1442	0.37
			側壁	11	1012	1544	0.66
			床版	2	1810	6424	0.29*3 (1.18)
			隔壁	15	1277	3075	0.42
			底版	6	1849	2969	0.63
		-+	頂版	1	452	1463	0.31
			側壁	10	524	803	0.66
			床版	2	1101	1500	0.74
			隔壁	15	837	3073	0.28
			底版	6	1120	2866	0.40
	S s - N 2 (N S)	++	頂版	1	502	1444	0.35
			側壁	11	815	1525	0.54
			床版	2	1351	1512	0.90
			隔壁	15	965	3073	0.32
			底版	6	1152	2907	0.40
-+		頂版	1	585	1448	0.41	
		側壁	10	385	787	0.49	
		床版	2	1123	1503	0.75	
		隔壁	14	481	2027	0.24	
		底版	6	957	2888	0.34	

表 5-18(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	照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$		
			せん断力 V_d *2 (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)			
①	S s - N 2 (E W)	++	頂版	1	575	1447	0.40
			側壁	11	677	1520	0.45
			床版	2	1116	1492	0.75
			隔壁	15	808	3068	0.27
			底版	6	1155	2911	0.40
		-+	頂版	1	476	1445	0.33
			側壁	11	717	1562	0.46
			床版	2	768	1483	0.52
			隔壁	15	-576	3069	0.19
			底版	6	844	2873	0.30
②	S s - N 1	++	頂版	1	539	1443	0.38
			側壁	11	964	1531	0.63
			床版	2	1753	6435	0.28*3 (1.14)
			隔壁	15	1285	3075	0.42
			底版	6	1798	2972	0.61
③	S s - N 1	++	頂版	1	554	1444	0.39
			側壁	11	925	1518	0.61
			床版	2	1711	6396	0.27*3 (1.12)
			隔壁	15	1306	3072	0.43
			底版	6	1755	2972	0.60

注記*1：評価位置は図 5-18 に示す。

*2：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a (= 1.05)

*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、括弧内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

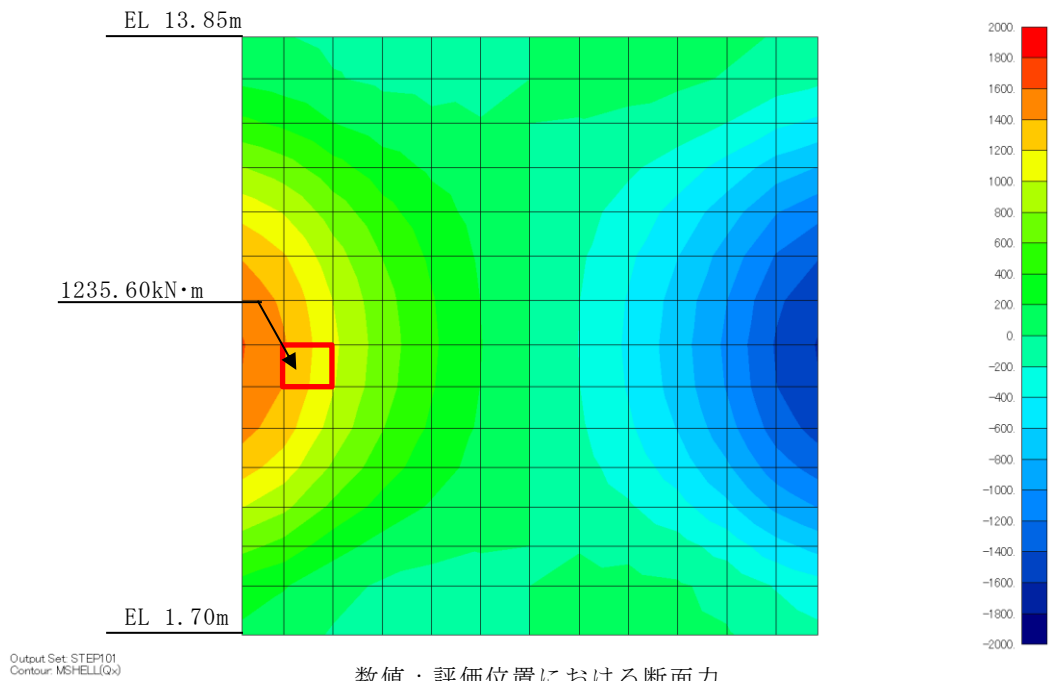
(3) C-C断面

a. 鉛直部材

構造強度を有することの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表 5-19 に示す。また，4 辺固定版における断面力図を図 5-31 及び図 5-32 に示す。同表より，発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 5-19 せん断破壊に対する評価結果（側壁）

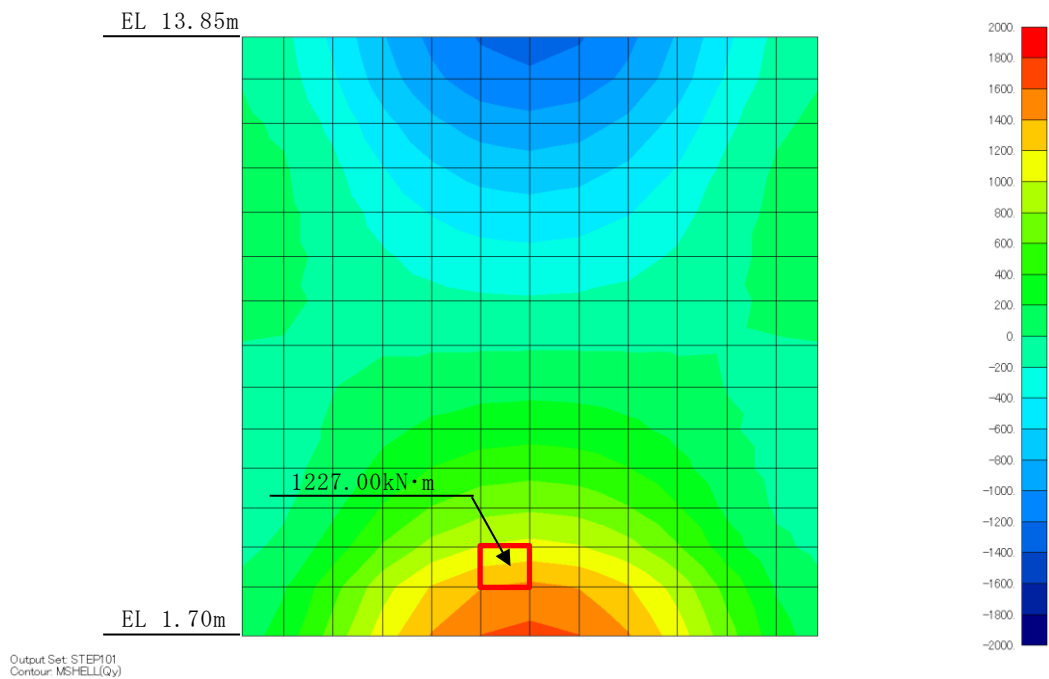
解析 ケース	地震動	方向	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V / V _a
全解析ケース包絡荷重		X 方向 (配力筋方向)	1236	1323	0.94
		Y 方向 (主筋方向)	1227	1323	0.93



数值：評価位置における断面力

せん断力 Q_x (kN)

図 5-31 4 辺固定版における断面力図（側壁，X 方向）



数值：評価位置における断面力

せん断力 Q_y (kN)

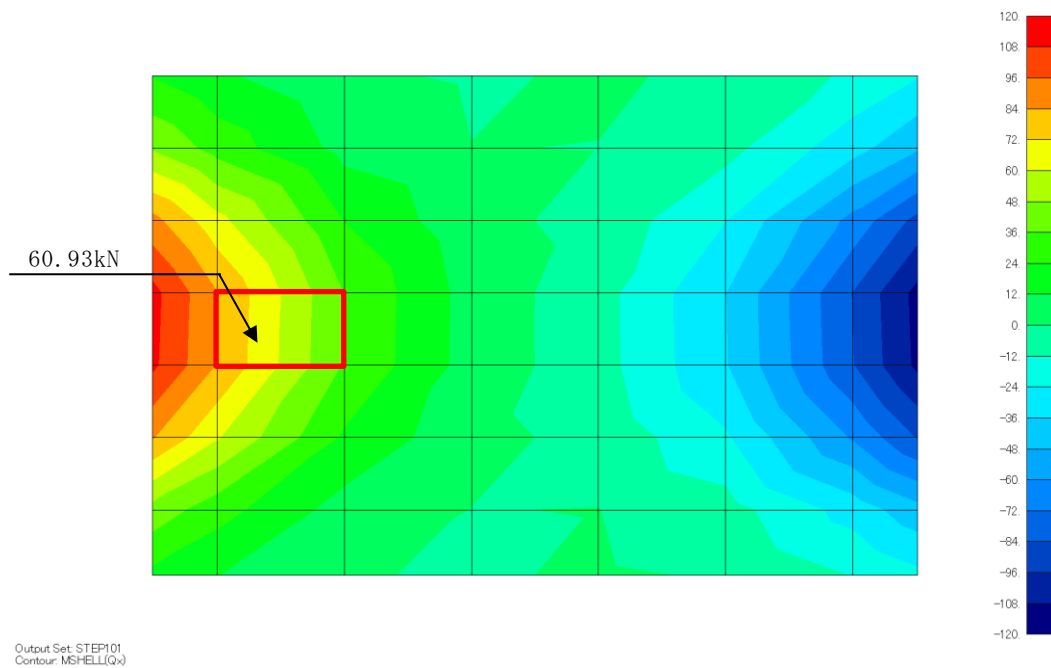
図 5-32 4 辺固定版における断面力図（側壁，Y 方向）

b. 水平部材

構造強度を有することの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表 5-20 に示す。また，4 辺固定版における断面力図を図 5-33 及び図 5-34 に示す。同表より，発生応力度は短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 5-20 せん断破壊に対する評価結果（頂版）

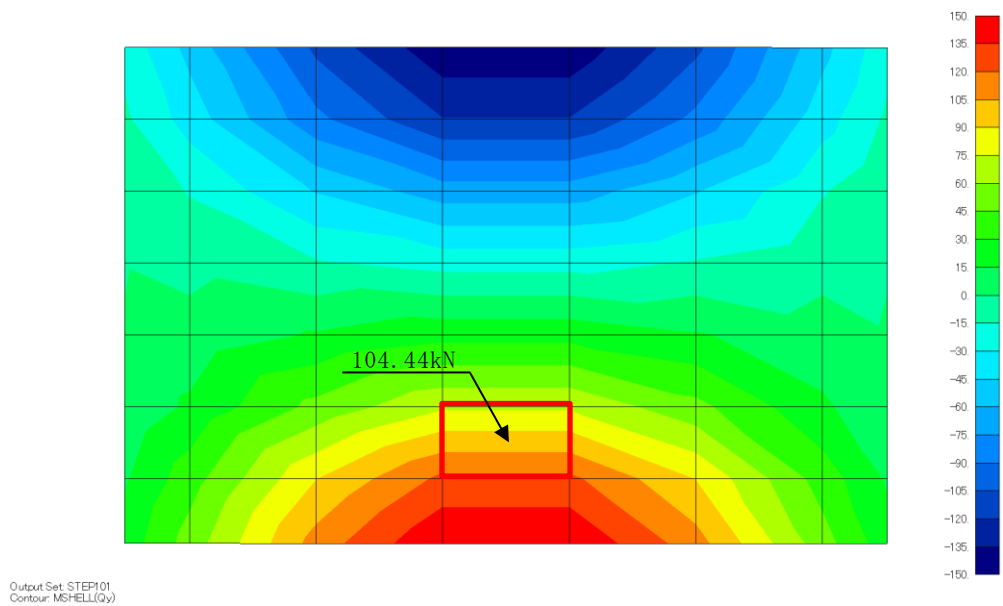
解析 ケース	地震動		方向	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V / V _a
⑦	S s - D	--	X 方向 (主筋方向)	61	629	0.10
			Y 方向 (配力筋方向)	104	629	0.17



数值：評価位置における断面力

せん断力 Q_x (kN)

図 5-33 4 辺固定版における断面力図 (頂版, X 方向)



数值：評価位置における断面力

せん断力 Q_y (kN)

図 5-34 4 辺固定版における断面力図 (頂版, Y 方向)

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

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表5-21～表5-23に示す。また，最大接地圧分布図を図5-35～図5-37に示す。

同表より，基礎地盤に発生する最大接地圧が，極限支持力度を下回ることを確認した。

表5-21 基礎地盤の支持性能に対する照査結果（A-A断面）

解析 ケース	地震動		最大接地圧	極限支持力度	照査値
			R_d (N/mm ²)	R_u (N/mm ²)	R_d/R_u
①	S _s -D	++	0.94	9.8	0.10
		-+	0.89	9.8	0.10
		+ -	1.07	9.8	0.11
		--	0.91	9.8	0.10
	S _s -F1	++	0.77	9.8	0.08
	S _s -F2	++	0.74	9.8	0.08
	S _s -N1	++	1.03	9.8	0.11
		-+	1.00	9.8	0.11
	S _s -N2 (NS)	++	0.87	9.8	0.09
		-+	0.88	9.8	0.09
	S _s -N2 (EW)	++	0.82	9.8	0.09
		-+	0.75	9.8	0.08
②	S _s -N1	++	1.02	9.8	0.11
③	S _s -N1	++	0.82	9.8	0.09

表 5-22 基礎地盤の支持性能に対する照査結果 (B-B断面)

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S s - D	++	0.85	9.8	0.09
		-+	0.87	9.8	0.09
		+ -	0.97	9.8	0.10
		--	0.78	9.8	0.08
	S s - F 1	++	0.69	9.8	0.08
	S s - F 2	++	0.67	9.8	0.07
	S s - N 1	++	0.89	9.8	0.10
		-+	0.91	9.8	0.10
	S s - N 2 (NS)	++	0.72	9.8	0.08
		-+	0.80	9.8	0.09
	S s - N 2 (EW)	++	0.71	9.8	0.08
		-+	0.60	9.8	0.07
②	S s - N 1	++	0.87	9.8	0.09
③	S s - N 1	++	0.86	9.8	0.09

表 5-23 基礎地盤の支持性能に対する照査結果 (C-C断面)

解析ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
④	S _s -D	++	6.27	9.8	0.64
		-+	1.45	9.8	0.15
		+ -	2.34	9.8	0.24
		--	1.89	9.8	0.20
	S _s -F 1	++	1.14	9.8	0.12
	S _s -F 2	++	1.31	9.8	0.14
	S _s -N 1	++	0.88	9.8	0.09
		-+	0.88	9.8	0.09
	S _s -N 2 (NS)	++	1.13	9.8	0.12
		-+	1.04	9.8	0.11
	S _s -N 2 (EW)	++	0.95	9.8	0.10
		-+	0.91	9.8	0.10
⑤	S _s -D	--	1.63	9.8	0.17
⑥	S _s -D	--	1.66	9.8	0.17
⑦	S _s -D	--	1.46	9.8	0.15
⑧	S _s -D	--	1.44	9.8	0.15

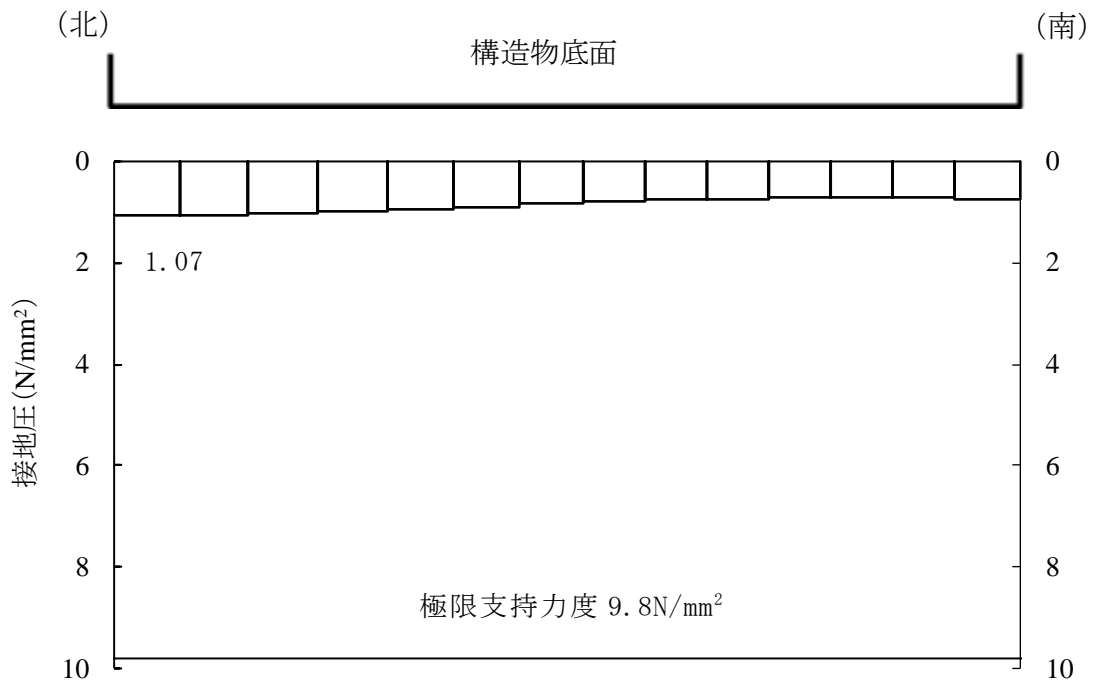


図 5-35 基礎地盤の最大接地圧分布図
(A-A断面, 解析ケース①, S_s-D (+-))

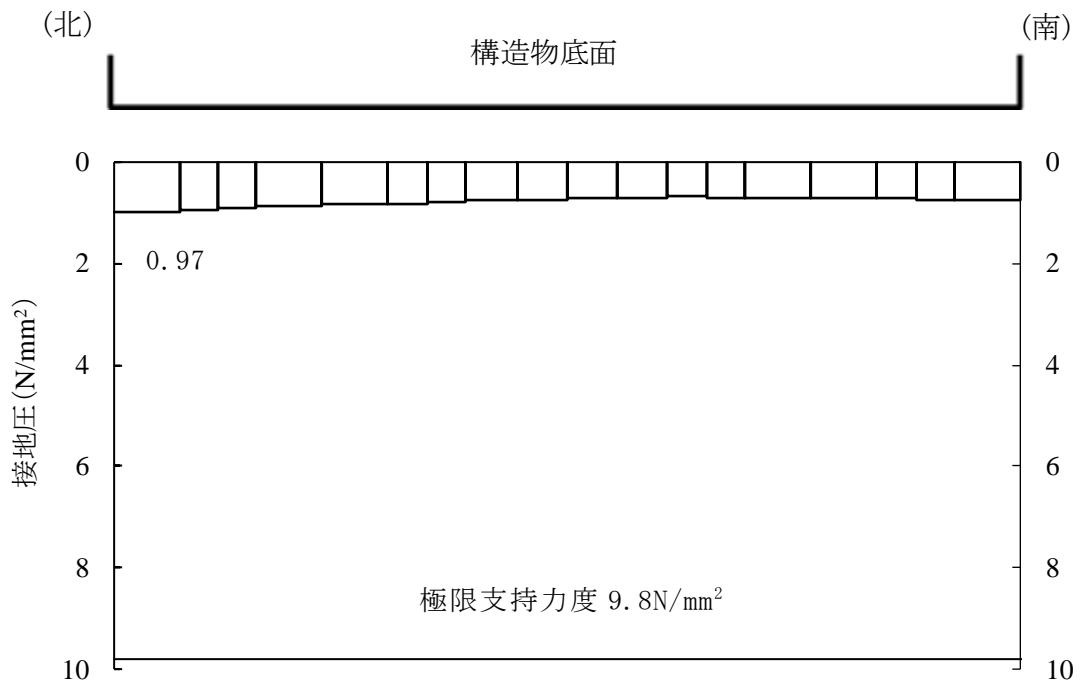


図 5-36 基礎地盤の最大接地圧分布図
(B-B断面, 解析ケース①, S_s-D (+-))

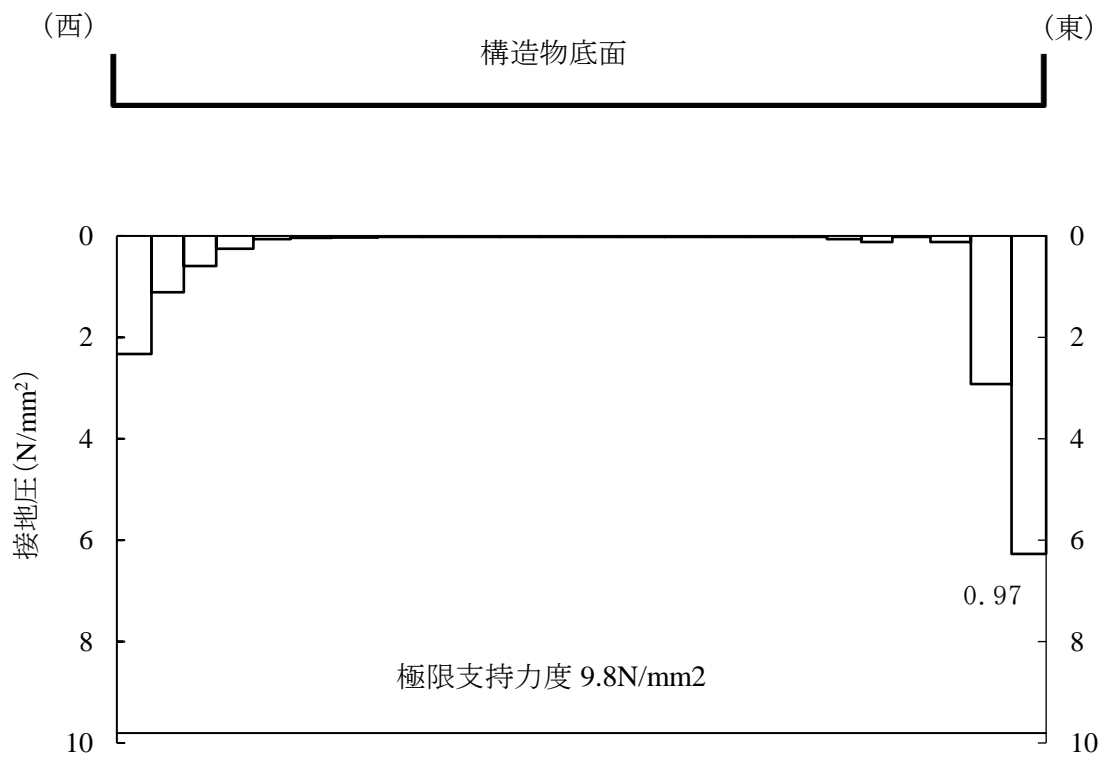


図 5-37 基礎地盤の最大接地圧分布図
 (C-C断面, 解析ケース④, S_s-D(++))

5.3.2 MMR

(1) 支持性能評価

MMRの支持性能に対する評価結果を表5-24及び表5-25に示す。また、最大接地圧分布図を図5-38及び図5-39に示す。

同表より、MMR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 5-24 MMRの支持性能に対する評価結果（A-A断面）

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	++	2.15	18.0	0.12
		-+	1.93	18.0	0.11
		+ -	2.13	18.0	0.12
		--	2.20	18.0	0.13
	S _s -F 1	++	1.66	18.0	0.10
	S _s -F 2	++	1.95	18.0	0.11
	S _s -N 1	++	2.07	18.0	0.12
		-+	1.95	18.0	0.11
	S _s -N 2 (NS)	++	2.00	18.0	0.12
		-+	1.94	18.0	0.11
	S _s -N 2 (EW)	++	1.87	18.0	0.11
		-+	1.80	18.0	0.10
②	S _s -N 1	++	2.13	18.0	0.12
③	S _s -N 1	++	2.01	18.0	0.12

表 5-25 MMRの支持性能に対する評価結果（B-B断面）

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	++	1.40	18.0	0.08
		-+	1.27	18.0	0.08
		+ -	1.57	18.0	0.09
		--	1.30	18.0	0.08
	S _s -F 1	++	1.08	18.0	0.06
	S _s -F 2	++	1.11	18.0	0.07
	S _s -N 1	++	1.60	18.0	0.09
		-+	1.41	18.0	0.08
	S _s -N 2 (NS)	++	1.25	18.0	0.07
		-+	1.20	18.0	0.07
	S _s -N 2 (EW)	++	1.11	18.0	0.07
		-+	0.95	18.0	0.06
②	S _s -N 1	++	1.51	18.0	0.09
③	S _s -N 1	++	1.44	18.0	0.08

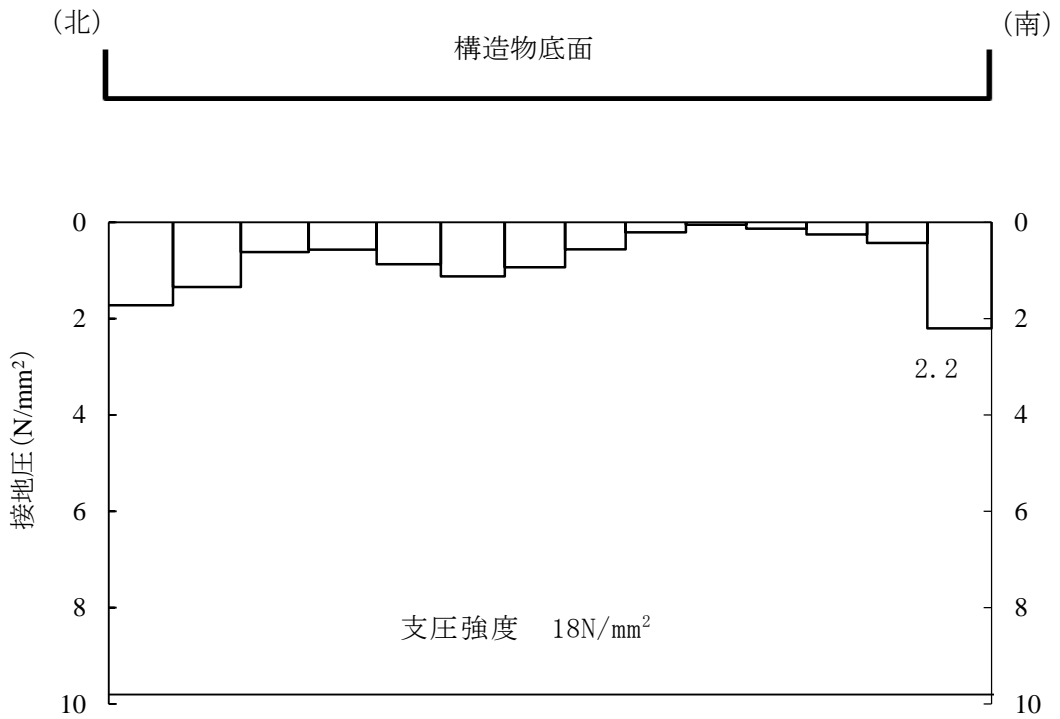


図 5-38 MMR の最大接地圧分布図 (A-A 断面)
(解析ケース①, S_s-D (---))

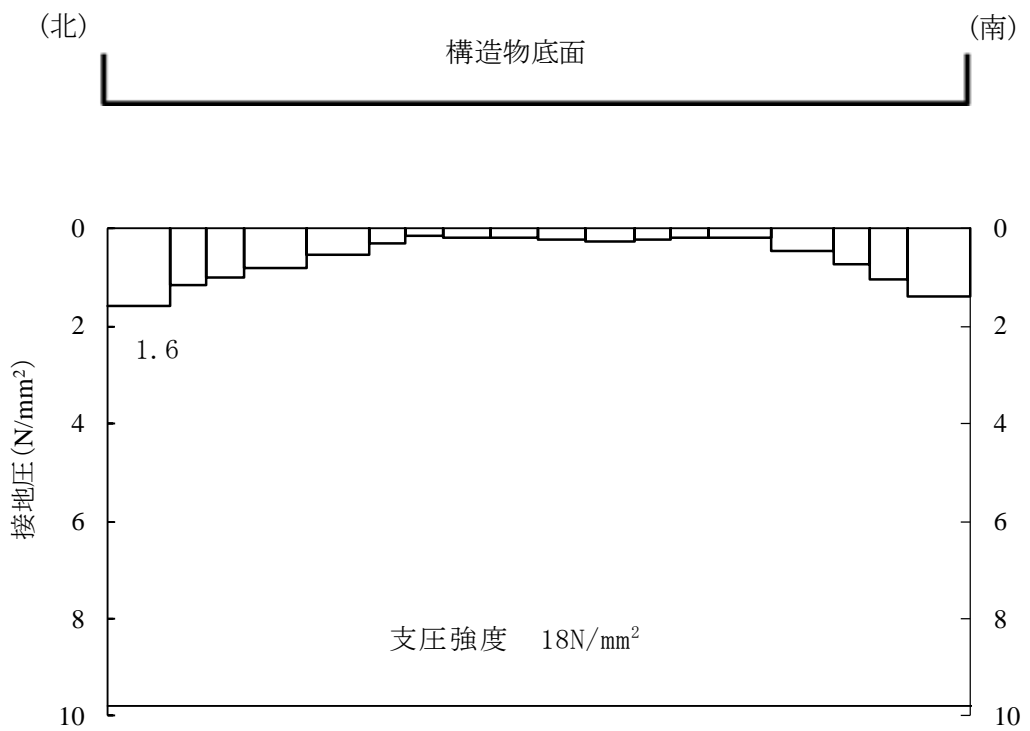


図 5-39 MMR の最大接地圧分布図 (B-B 断面)
(解析ケース①, S_s-N1 (+++))

(2) 健全性評価

MMRのせん断破壊に対する局所安全係数を表5-26～表5-28に、引張破壊に対する局所安全係数を表5-29～表5-31に示す。

局所安全係数は、全時刻において最小となる局所安全係数を記載する。

また、引張破壊に対する局所安全係数が1.0を下回るケースのうち最小となるケースについて、最大せん断応力発生時刻又は最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布を図5-40及び図5-41に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s : 局所安全係数

R : せん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力又は発生引張応力

引張破壊している要素の分布が極めて局所的でMMRの安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から、MMRの健全性を確認した。

表 5-26 MMR のせん断破壊に対する局所安全係数 (A-A 断面)

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	++	1.98	3.60	1.82
		-+	1.83	3.60	1.98
		+-	2.00	3.60	1.81
		--	1.95	3.60	1.85
	S _s -F 1	++	1.27	3.60	2.84
	S _s -F 2	++	1.60	3.60	2.26
	S _s -N 1	++	2.06	3.60	1.76
		-+	1.59	3.60	2.28
	S _s -N 2 (NS)	++	1.81	3.60	1.99
		-+	1.55	3.60	2.34
	S _s -N 2 (EW)	++	1.52	3.60	2.38
		-+	1.44	3.60	2.52
②	S _s -N 1	++	2.12	3.60	1.71
③	S _s -N 1	++	1.97	3.60	1.83

表 5-27 MMR のせん断破壊に対する局所安全係数 (B-B 断面)

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	++	1.26	3.60	2.88
		-+	1.11	3.60	3.26
		+-	1.26	3.60	2.87
		--	1.14	3.60	3.19
	S _s -F 1	++	0.74	3.60	4.89
	S _s -F 2	++	0.79	3.60	4.59
	S _s -N 1	++	1.16	3.60	3.12
		-+	0.98	3.60	3.70
	S _s -N 2 (NS)	++	1.04	3.60	3.50
		-+	1.07	3.60	3.38
	S _s -N 2 (EW)	++	0.74	3.60	4.90
		-+	0.63	3.60	5.76
②	S _s -N 1	++	1.17	3.60	3.10
③	S _s -N 1	++	1.18	3.60	3.07

表 5-28 MMRのせん断破壊に対する局所安全係数 (C-C断面)

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
④	S _s -D	++	2.35	3.60	1.54
		-+	1.07	3.60	3.40
		+ -	1.34	3.60	2.69
		--	1.14	3.60	3.18
	S _s -F1	++	0.88	3.60	4.11
	S _s -F2	++	0.77	3.60	4.69
	S _s -N1	++	0.88	3.60	4.11
		-+	1.04	3.60	3.48
	S _s -N2 (NS)	++	0.81	3.60	4.50
		-+	0.77	3.60	4.68
	S _s -N2 (EW)	++	0.83	3.60	4.34
		-+	0.78	3.60	4.65
⑤	S _s -D	--	1.18	3.60	3.08
⑥	S _s -D	--	1.09	3.60	3.31
⑦	S _s -D	--	0.94	3.60	3.84
⑧	S _s -D	--	0.85	3.60	4.29

表 5-29 MMR の引張破壊に対する局所安全係数 (A-A 断面)

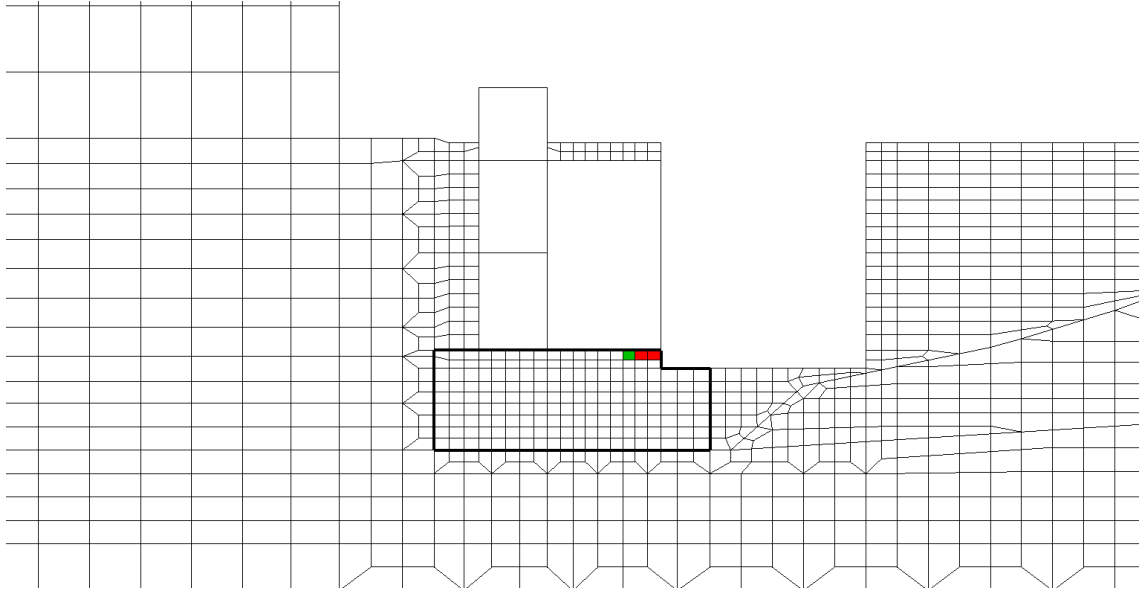
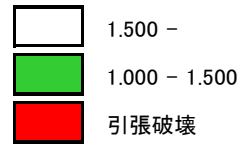
解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D	++	1.72	1.57	0.92
		-+	1.65	1.57	0.96
		+ -	1.77	1.57	0.90
		--	1.63	1.57	0.97
	S _s -F 1	++	0.96	1.57	1.65
	S _s -F 2	++	1.21	1.57	1.31
	S _s -N 1	++	1.97	1.57	0.81
		-+	1.31	1.57	1.21
	S _s -N 2 (NS)	++	1.57	1.57	1.01
		-+	1.04	1.57	1.53
	S _s -N 2 (EW)	++	1.27	1.57	1.24
		-+	1.04	1.57	1.52
②	S _s -N 1	++	2.03	1.57	0.78
③	S _s -N 1	++	1.87	1.57	0.85

表 5-30 MMR の引張破壊に対する局所安全係数 (B-B 断面)

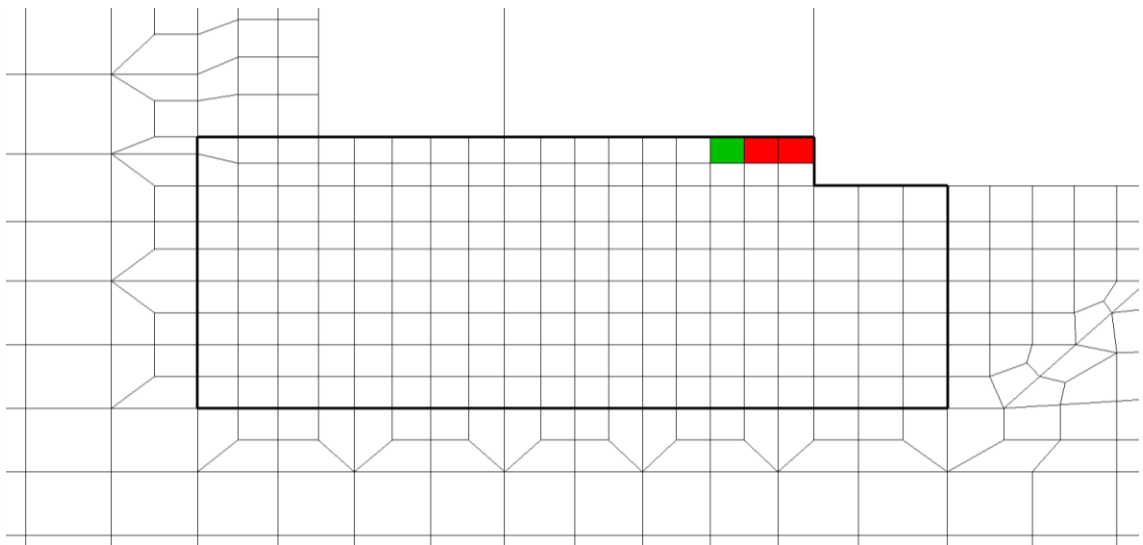
解析 ケース	地震動		引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s -D	++	0.99	1.57	1.60
		-+	1.23	1.57	1.29
		+ -	1.12	1.57	1.41
		--	1.12	1.57	1.41
	S _s -F 1	++	0.48	1.57	3.31
	S _s -F 2	++	0.53	1.57	3.00
	S _s -N 1	++	1.16	1.57	1.37
		-+	0.54	1.57	2.94
	S _s -N 2 (NS)	++	0.72	1.57	2.20
		-+	0.51	1.57	3.14
	S _s -N 2 (EW)	++	0.58	1.57	2.75
		-+	0.52	1.57	3.05
②	S _s -N 1	++	1.19	1.57	1.33
③	S _s -N 1	++	1.22	1.57	1.30

表 5-31 MMR の引張破壊に対する局所安全係数 (C-C 断面)

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
④	S _s -D	++	1.49	1.57	1.06
		-+	1.28	1.57	1.24
		+ -	1.32	1.57	1.20
		--	1.34	1.57	1.18
	S _s -F 1	++	1.20	1.57	1.32
	S _s -F 2	++	1.17	1.57	1.36
	S _s -N 1	++	1.47	1.57	1.08
		-+	1.63	1.57	0.97
	S _s -N 2 (NS)	++	0.89	1.57	1.79
		-+	1.24	1.57	1.28
	S _s -N 2 (EW)	++	1.11	1.57	1.43
		-+	1.31	1.57	1.21
⑤	S _s -D	--	1.33	1.57	1.19
⑥	S _s -D	--	1.33	1.57	1.19
⑦	S _s -D	--	0.94	1.57	1.68
⑧	S _s -D	--	0.96	1.57	1.65

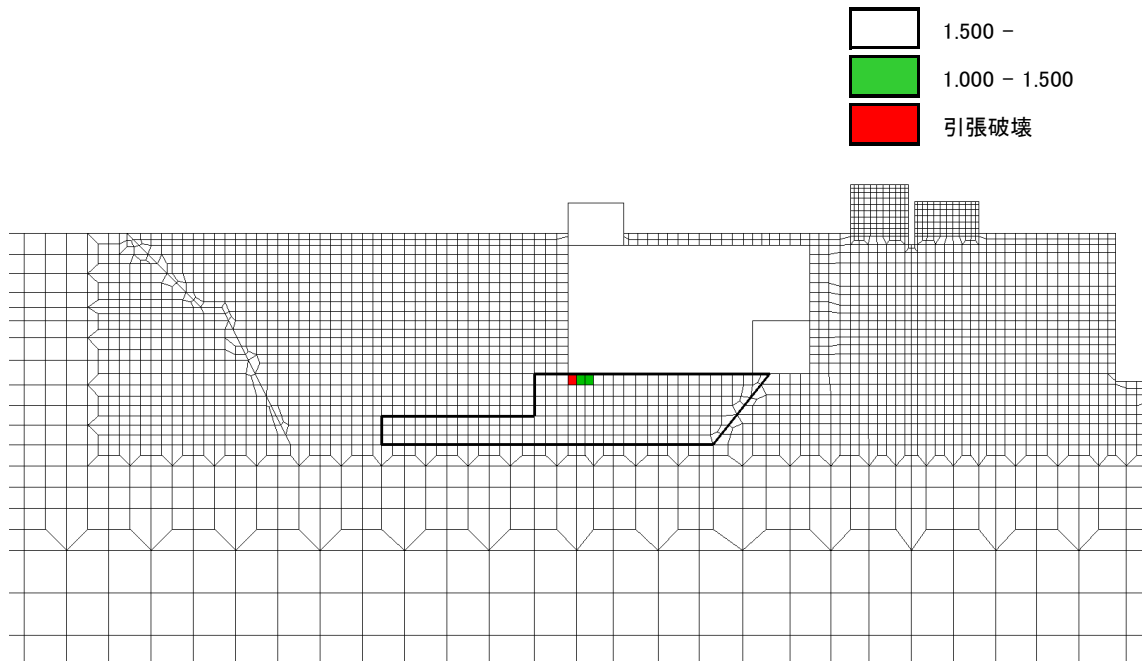


(a) 拡大図 (1)

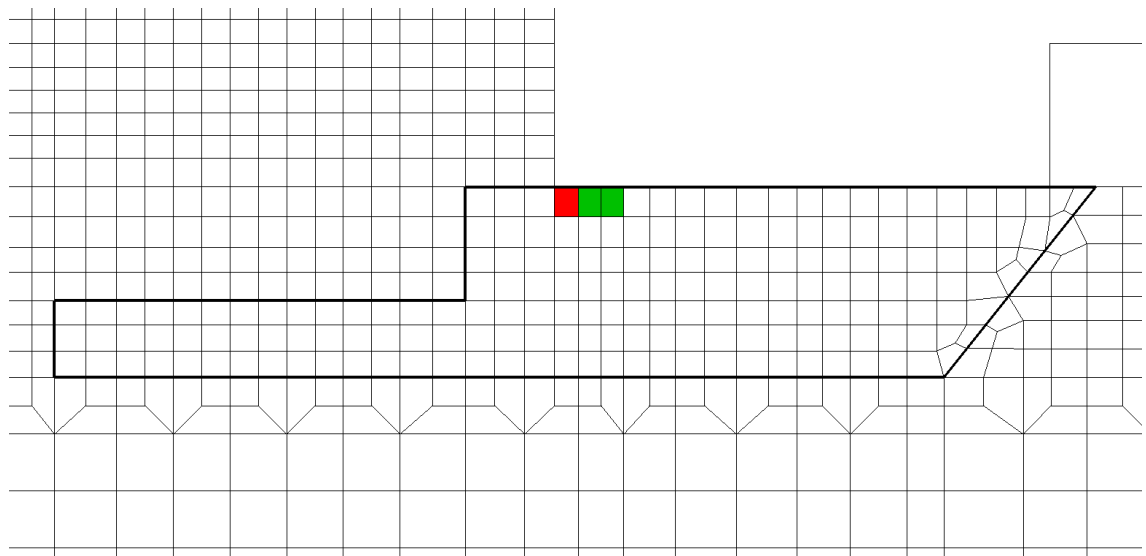


(b) 拡大図 (2)

図 5-40 MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数 (A-A 断面)
(解析ケース②, $S_s - N1++$)



(a) 拡大図 (1)



(b) 拡大図 (2)

図 5-41 MMR の引張応力最大時刻の局所安全係数 (C-C 断面)

(解析ケース④, $S_s - N1 (-+)$)

6. まとめ

第1ベントフィルタ格納槽については、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。

構造部材の健全性評価については、ひずみ、層間変形角及びせん断力が要求性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）が極限支持力度に基づく許容限界を下回ることを確認した。

また、遮蔽機能が要求される第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び配管遮蔽については、部材が終局範囲に留まることを確認した。

以上から、第1ベントフィルタ格納槽は、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、支持機能を有すること及び遮蔽機能を有することを確認した。

参考資料 1 安全対策工事着工前の周辺地盤状況を踏まえた耐震安全性評価

目 次

1. 概要	1
2. 評価条件	1
2.1 適用規格	1
2.2 構造概要	1
2.3 評価対象断面の方向	1
2.4 評価対象断面の選定	2
2.5 使用材料及び材料の物性値	6
2.6 地盤物性値	6
2.7 評価構造物諸元	6
2.8 地下水位	6
2.9 耐震評価フロー	6
3. 地震応答解析	7
3.1 地震応答解析手法	7
3.2 地震応答解析モデルの設定	10
3.2.1 解析モデル領域	10
3.2.2 境界条件	10
3.2.3 構造物のモデル化	10
3.2.4 隣接構造物のモデル化	10
3.2.5 地盤及びMMRのモデル化	10
3.2.6 地震応答解析モデル	12
3.2.7 ジョイント要素の設定	16
3.2.8 材料特性の設定	20
3.3 減衰定数	20
3.4 荷重及び荷重の組合せ	21
3.5 地震応答解析の解析ケース	21
3.5.1 耐震評価における解析ケース	21
3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース	22
4. 評価内容	23
4.1 入力地震動の設定	23
4.2 許容限界の設定	23
5. 評価結果	24
5.1 地震応答解析結果	24
5.1.1 層間変形角の時刻歴波形	25
5.1.2 断面力分布（せん断破壊に対する照査）	26
5.1.3 過剰間隙水圧比分布	29

5.2	構造部材の健全性に対する評価結果	32
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	32
5.2.2	せん断破壊に対する評価結果	36
5.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	77
5.3.1	基礎地盤	77
5.3.2	MMR	80
6.	まとめ	80

1. 概要

島根2号機周辺では、第3系統直流電源設備設置工事等の安全対策工事に伴い掘削を実施しており、第1ベントフィルタ格納槽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽は掘削箇所に近接している。補足説明資料本文においては、安全対策工事に伴う掘削を考慮した周辺地盤状況に基づき断面選定及び解析手法の選定方針をしているため、本項では安全対策工事着工前の周辺地盤状況における耐震安全性評価結果を示す。

2. 評価条件

2.1 適用規格

本文「2.1 適用規格」と同様の規格，基準を適用する。

2.2 構造概要

本文「2.2 構造概要」と同様の構造概要である。

2.3 評価対象断面の方向

本文「2.3 評価対象断面の方向」と同様の方向とする。

2.4 評価対象断面の選定

評価対象断面は、「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「(参考資料6) 安全対策工事着工前の周辺地盤状況を踏まえた断面選定及び解析手法の選定について」の「2. 第1ベントフィルタ格納槽」に示すとおり、構造的特徴や周辺状況等を踏まえ、A-A断面及びB-B断面を評価対象断面として、C-C断面は強軸方向のため、機器・配管系に対する床応答算定断面として選定する。

第1ベントフィルタ格納槽の評価対象断面位置図及び評価対象地質断面図を図2-1～図2-3に示す。

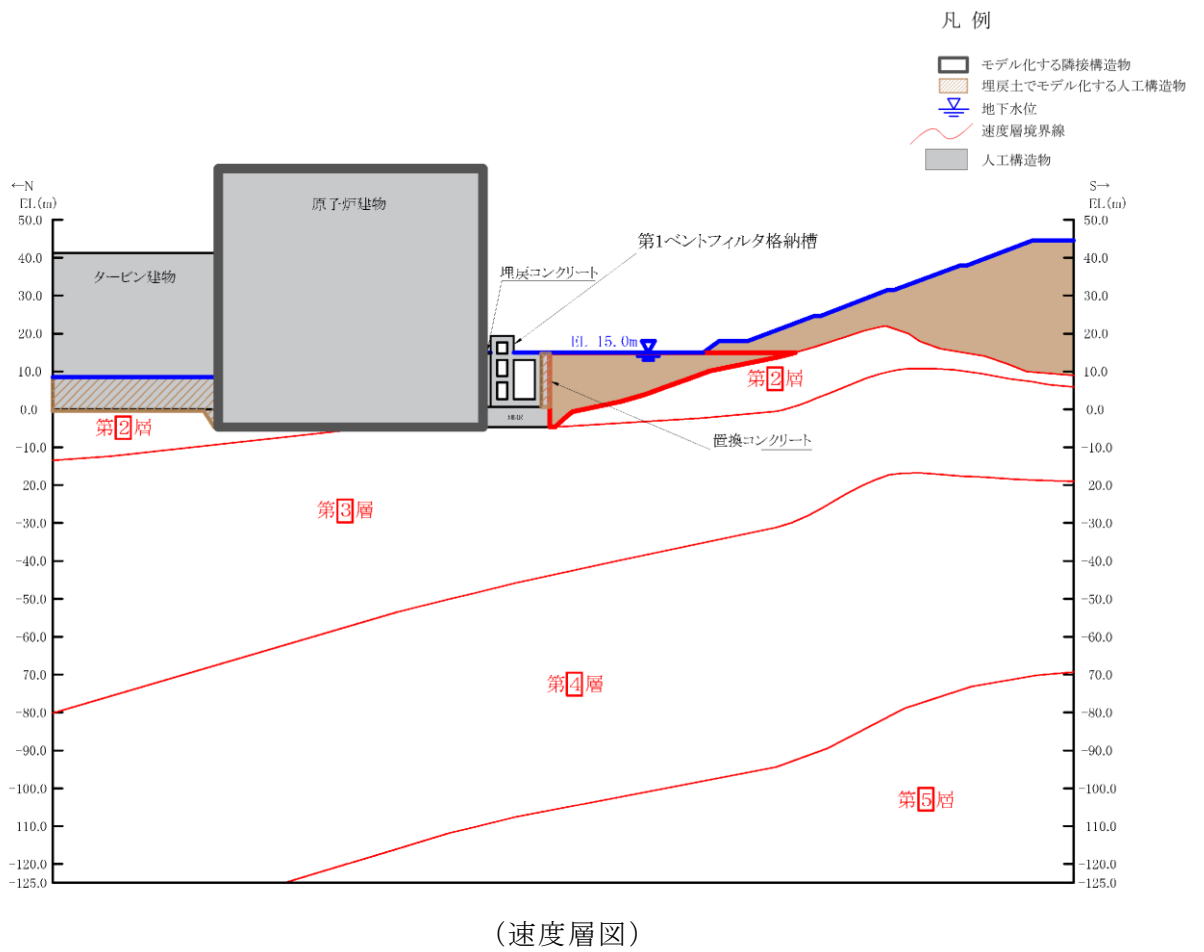
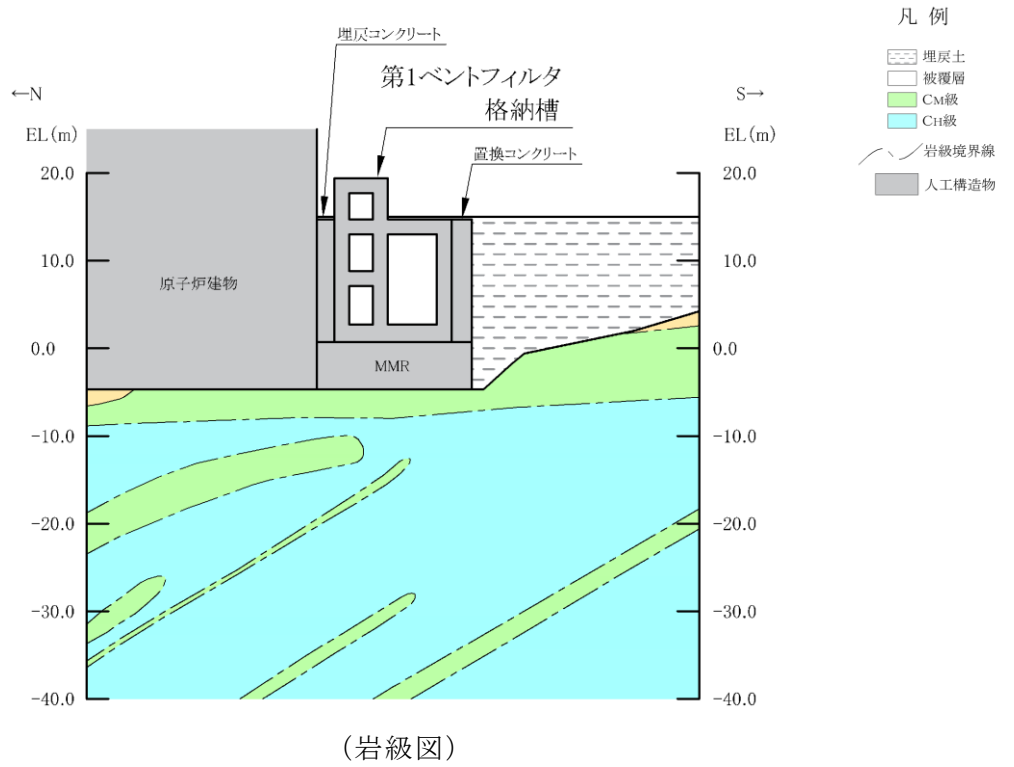


図 2-1 第 1 ベントフィルタ格納槽 評価対象断面図 (A-A 断面)

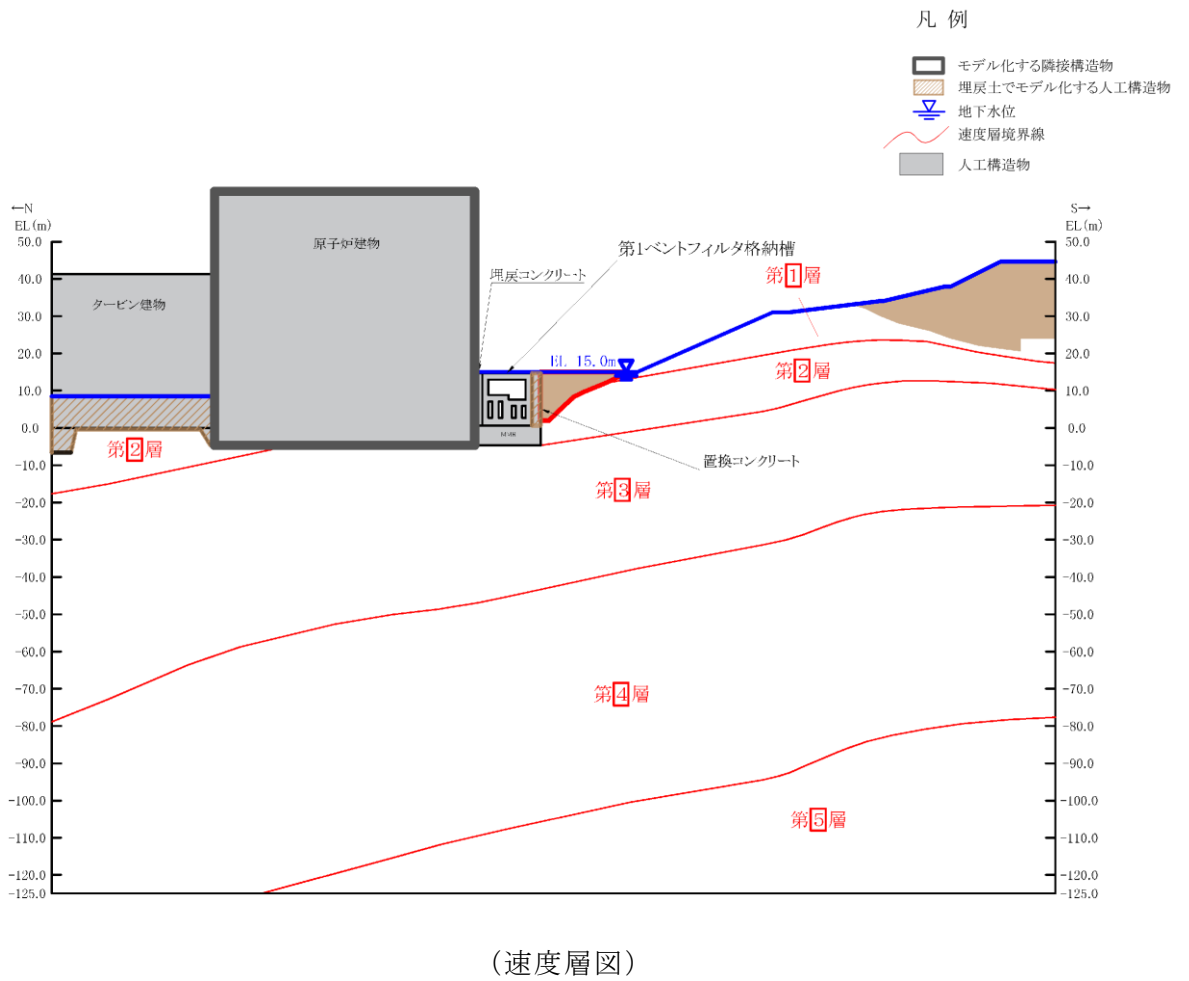
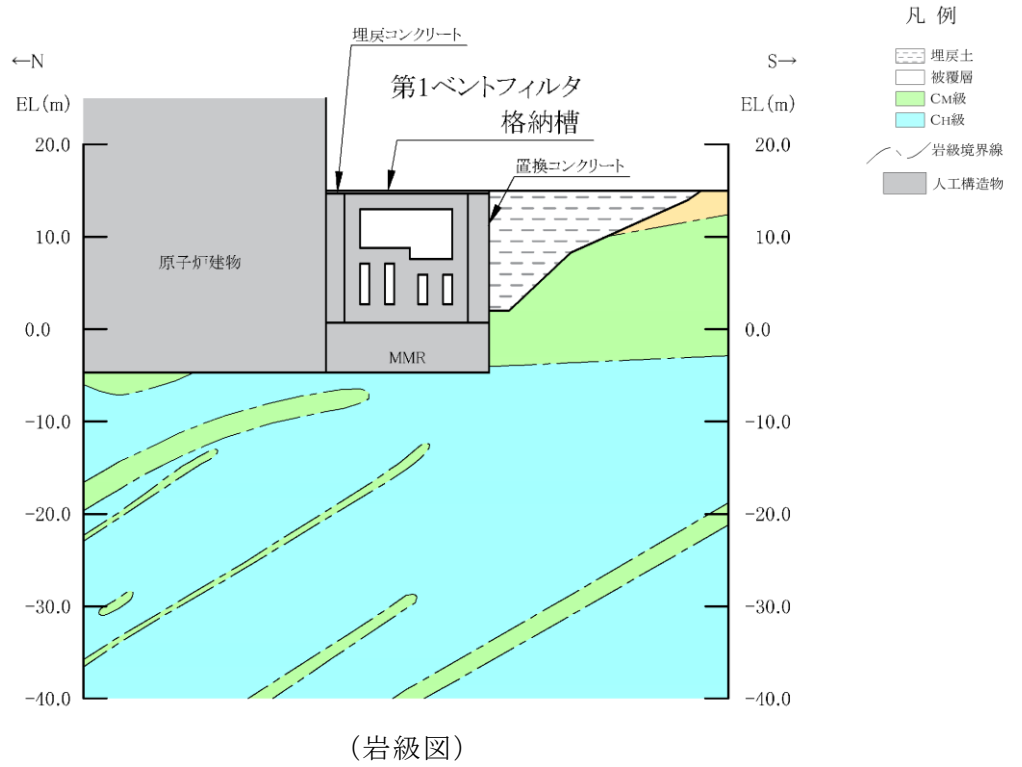
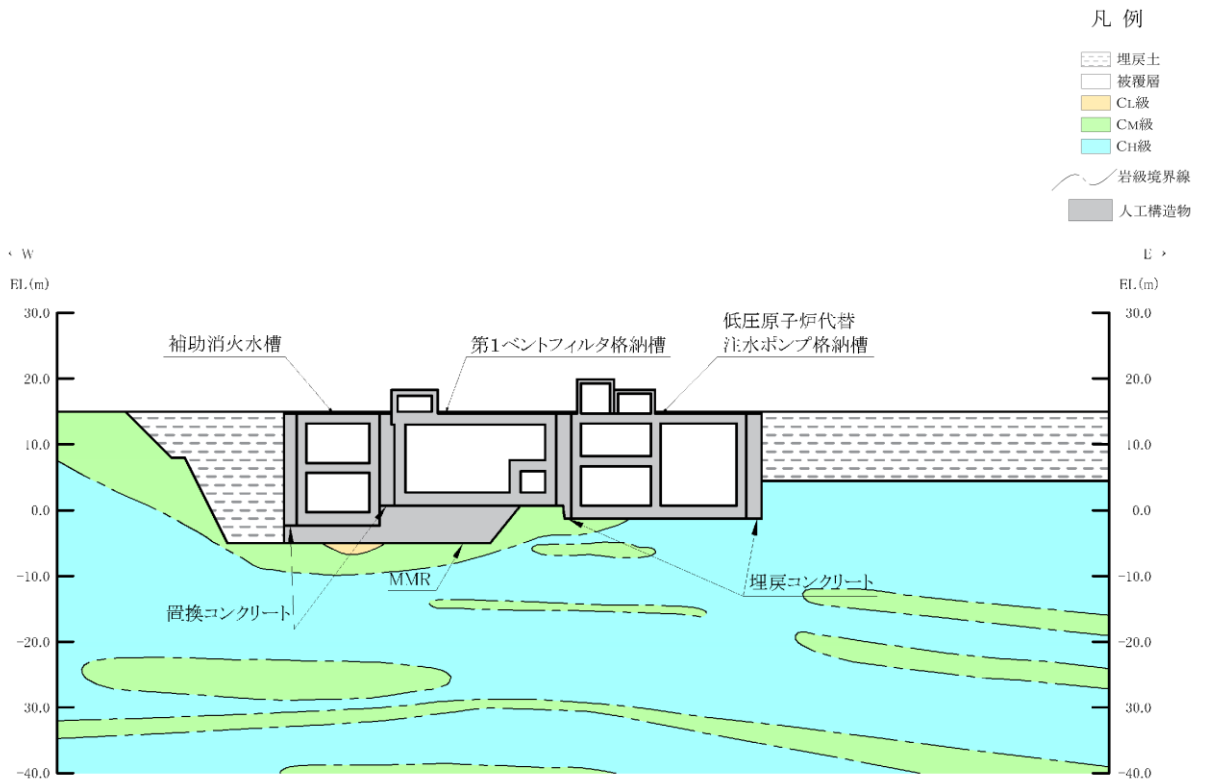
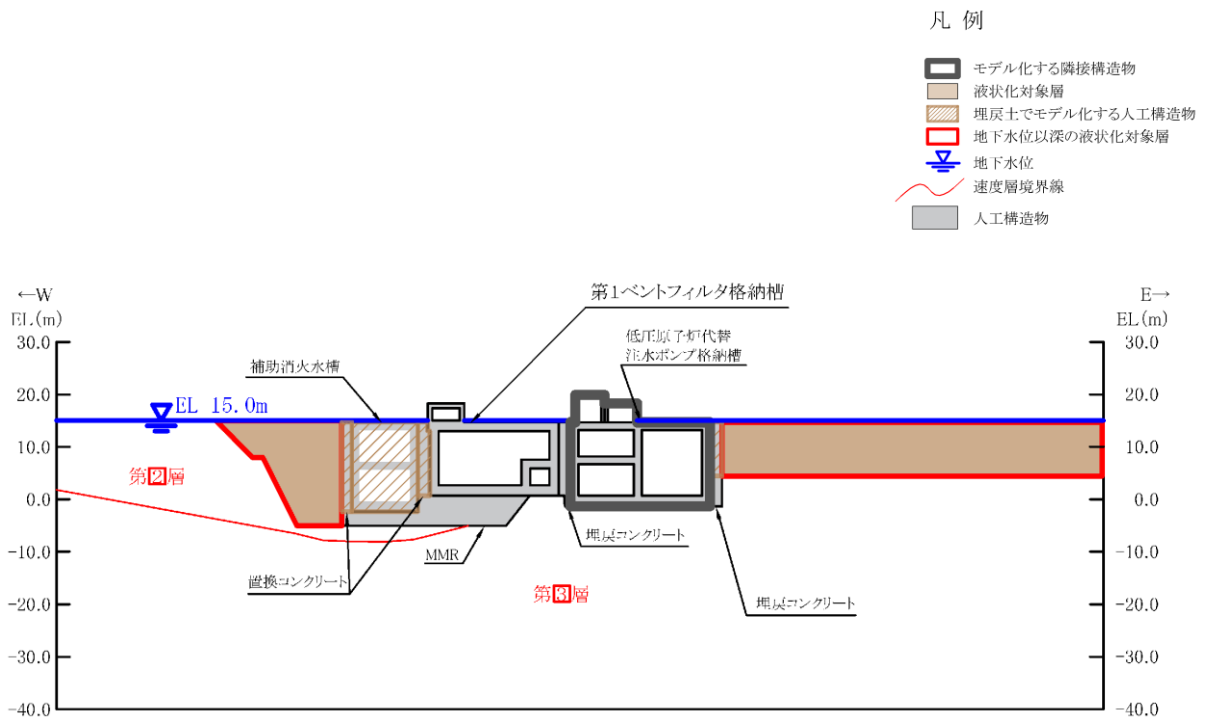


図 2-2 第 1 ベントフィルタ格納槽 評価対象断面図 (B-B 断面)



(岩級図)



(速度層図)

図 2-3 第 1 ベントフィルタ格納槽 評価対象断面図 (C-C 断面)

2.5 使用材料及び材料の物性値

本文「2.5 使用材料及び材料の物性値」と同様の使用材料及び材料の物性値を使用する。

2.6 地盤物性値

本文「2.6 地盤物性値」と同様の地盤物性値を使用する。

2.7 評価構造物諸元

本文「2.7 評価構造物諸元」と同様の構造物諸元を使用する。

2.8 地下水位

本文「2.8 地下水位」と同様の地下水位を設定する。

2.9 耐震評価フロー

本文「2.9 耐震評価フロー」と同様の耐震評価フローを使用する。

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。

A-A断面～C-C断面は、埋戻コンクリートを介して地下水位以深の液状化対象層が施設と接するため、解析手法のフローに基づき「⑤有効応力解析」を選定する。

構造部材については、鉄筋コンクリートの $M-\phi$ 関係を適切にモデル化する。また、地盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。

地震応答解析の解析コードについては、「FLIP」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、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。

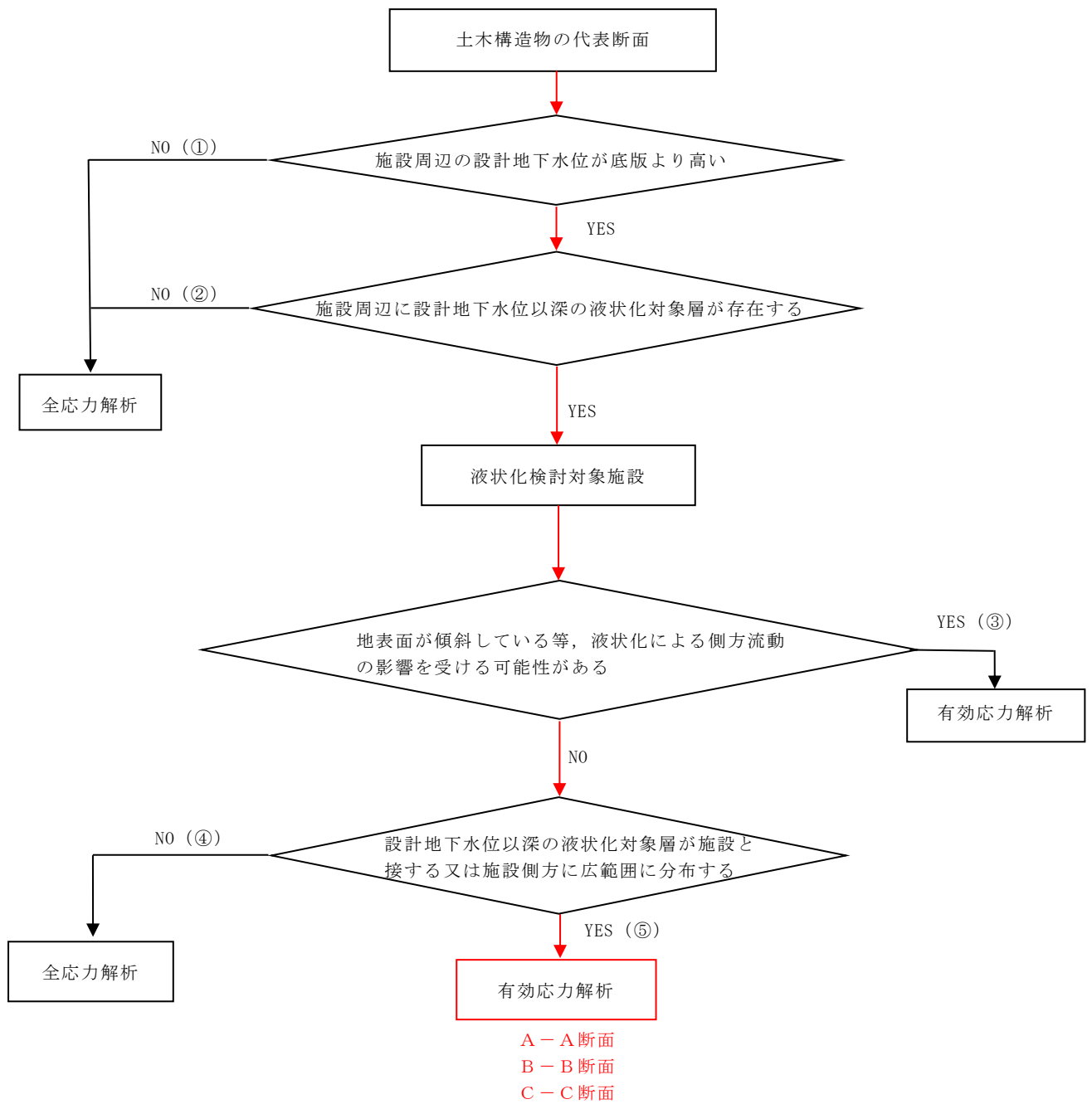


図 3-1 解析手法の選定フロー

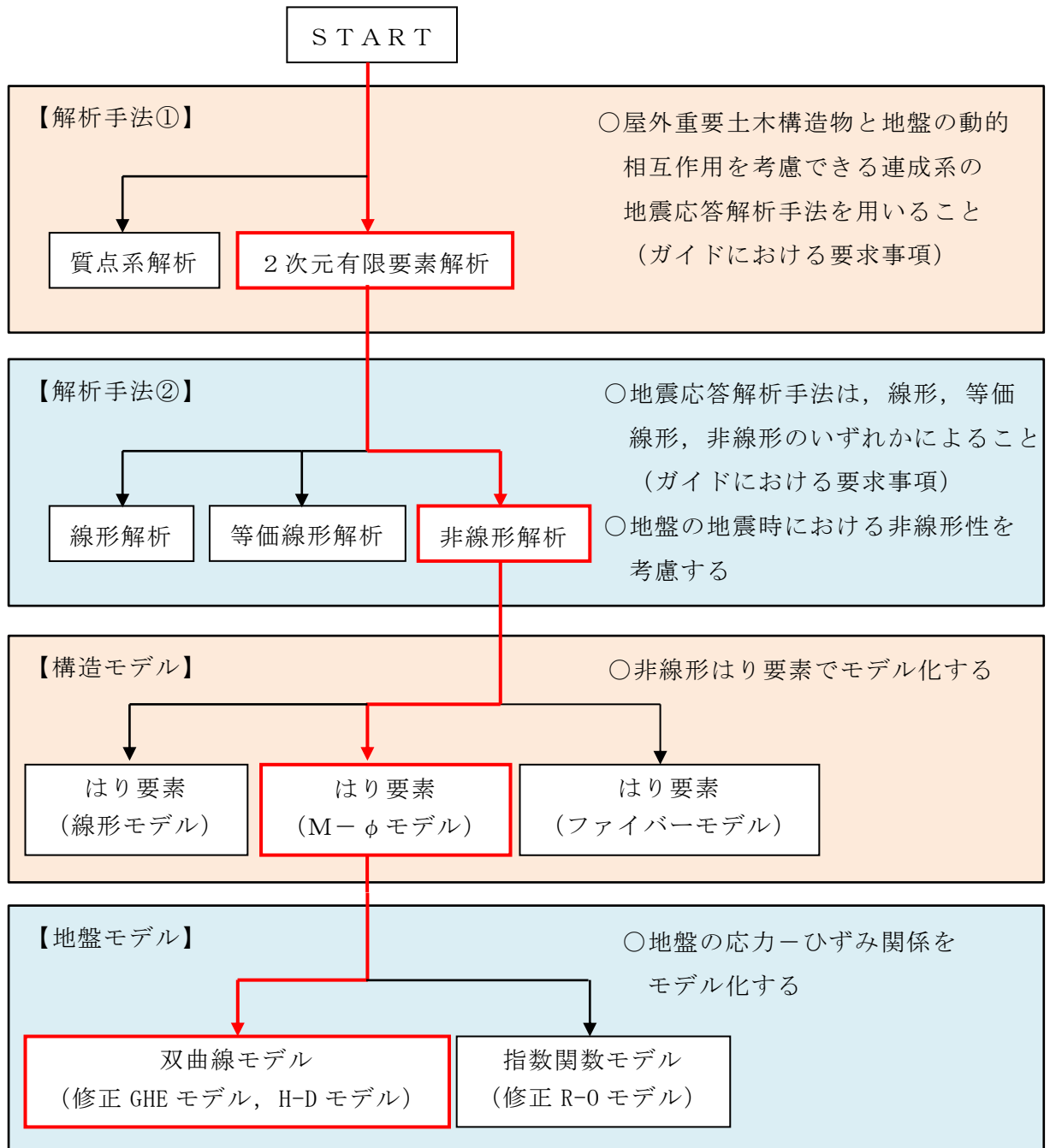


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

本文「3.2.1 解析モデル領域」と同様の解析モデル領域とする。

3.2.2 境界条件

本文「3.2.2 境界条件」と同様の境界条件とする。

3.2.3 構造物のモデル化

本文「3.2.3 構造物のモデル化」と同様にモデル化をする。

3.2.4 隣接構造物のモデル化

本文「3.2.4 隣接構造物のモデル化」と同様にモデル化をする。

3.2.5 地盤及びMMRのモデル化

本文「3.2.5 地盤及びMMRのモデル化」と同様にモデル化をする。

地盤のモデル化に用いる，評価対象地質断面図を図3-3～図3-5に示す。

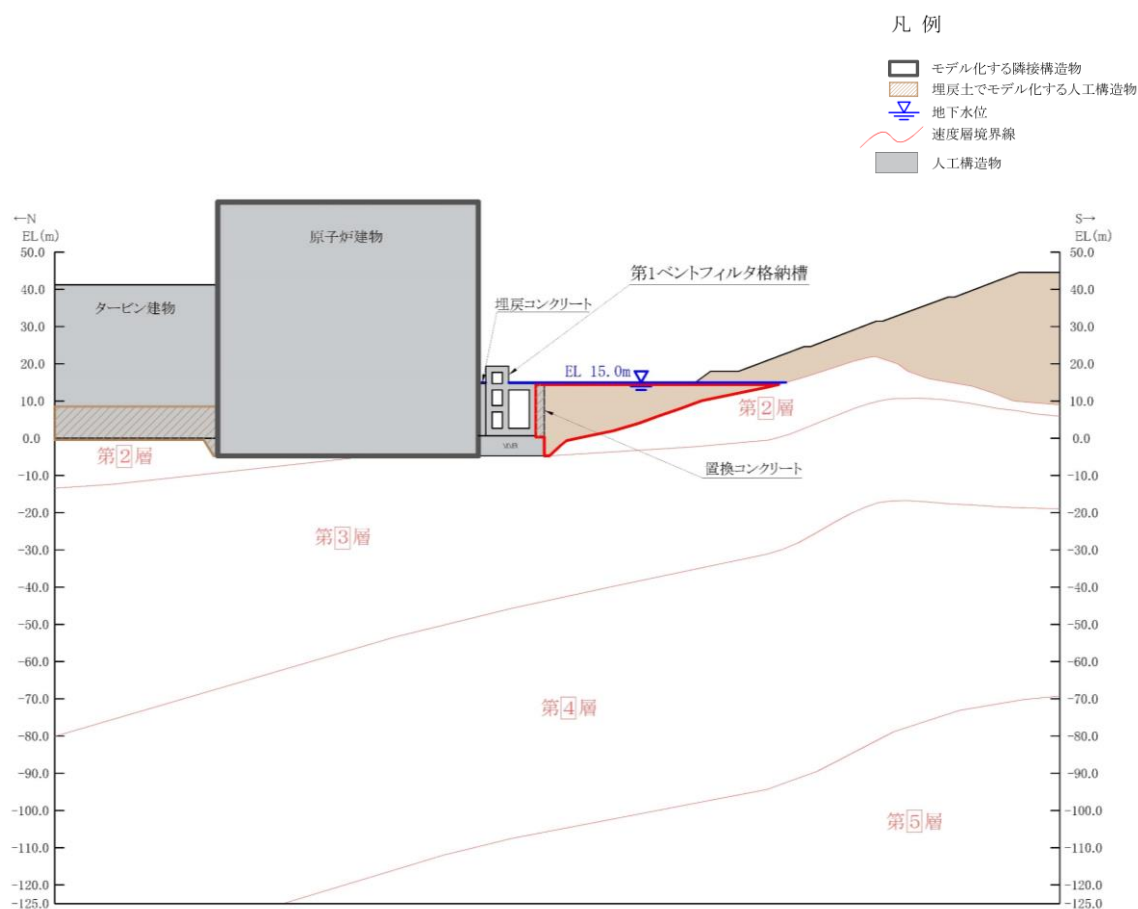


図3-3 評価対象地質断面図 (A-A断面)

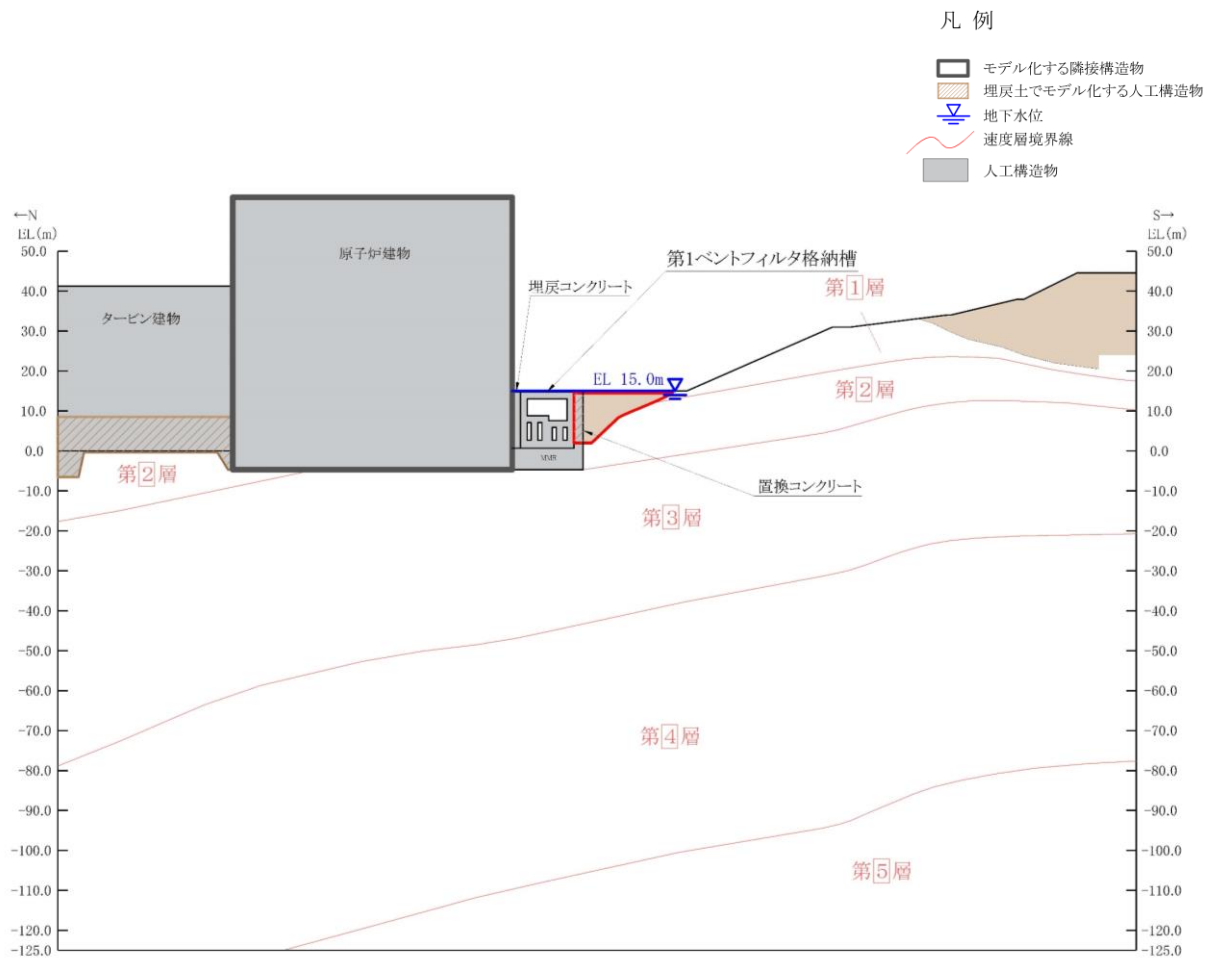


図 3-4 評価対象地質断面図 (B-B 断面)

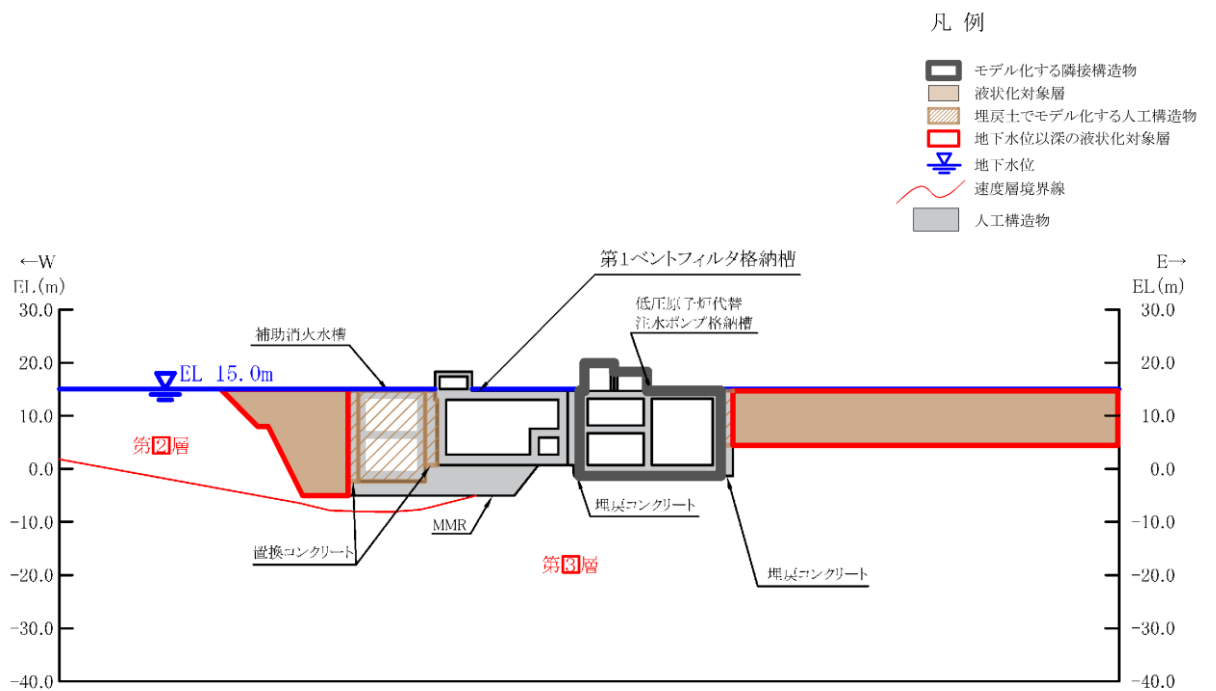









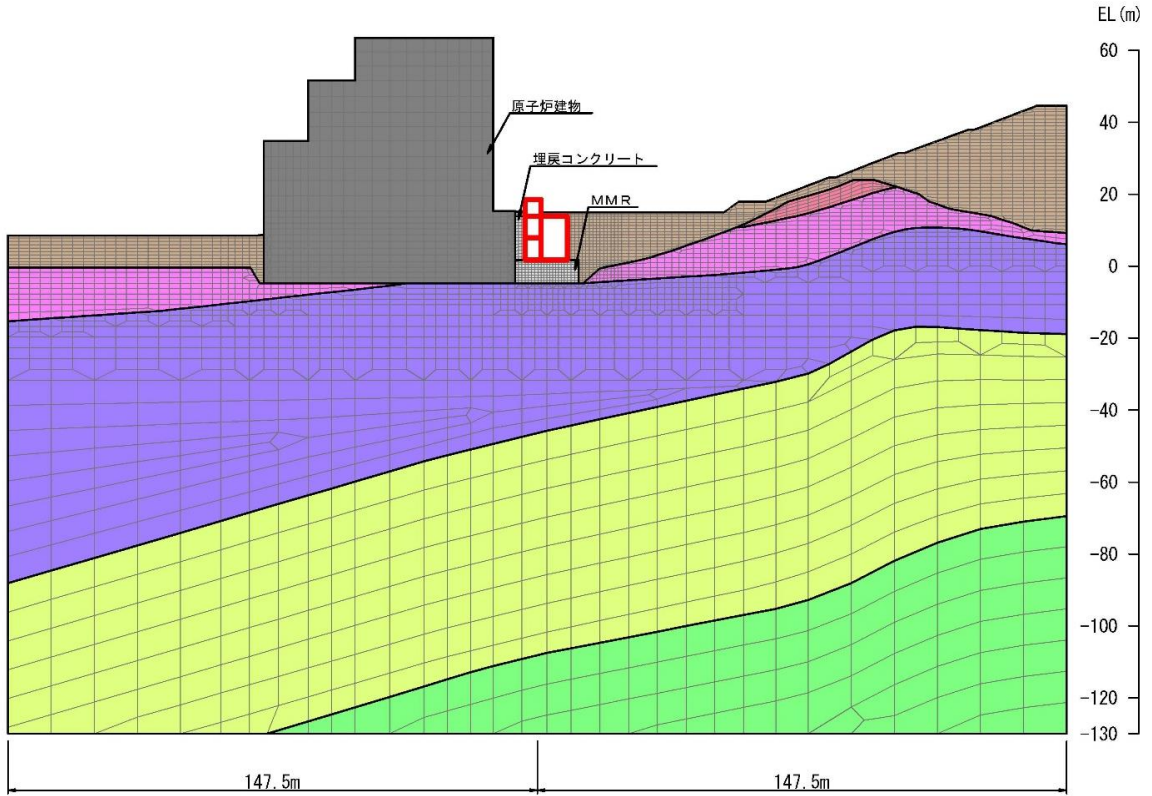


図 3-5 評価対象断面図 (C-C 断面)

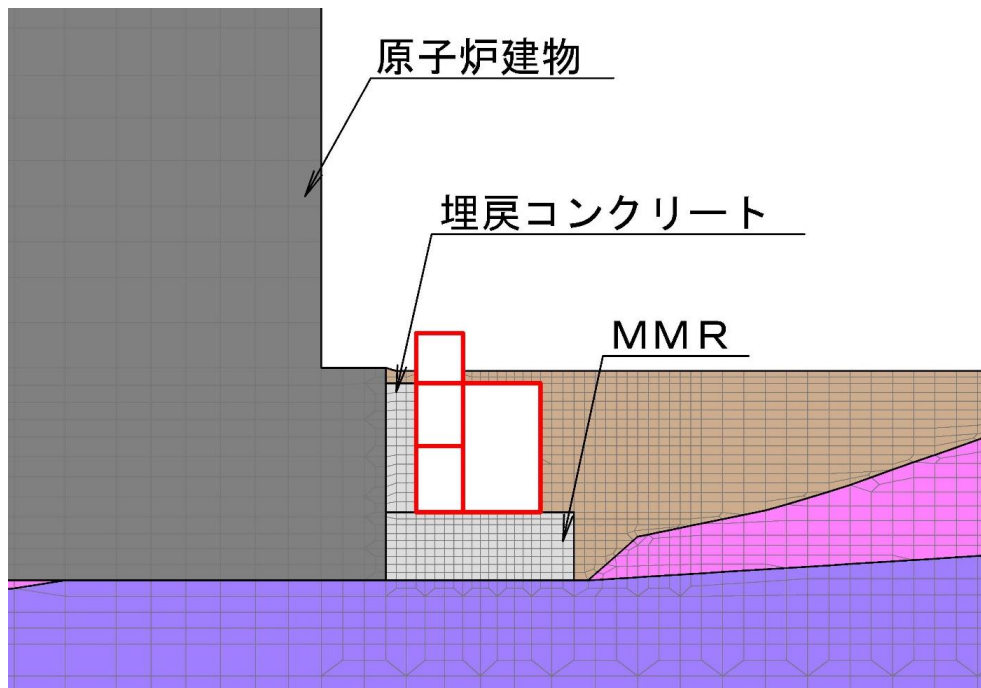
3.2.6 地震応答解析モデル

評価対象地質断面図を踏まえて設定した地震応答解析モデル図を図 3-6～図 3-8 に示す

- | | | | |
|--|--|---|---|
|  : 岩盤 (第Ⅰ層) |  : 岩盤 (第Ⅳ層) |  : 埋戻土 |  : 隣接構造物 |
|  : 岩盤 (第Ⅱ層) |  : 岩盤 (第Ⅴ層) |  : MMR, 埋戻コンクリート | |
|  : 岩盤 (第Ⅲ層) |  : 評価対象構造物 | | |












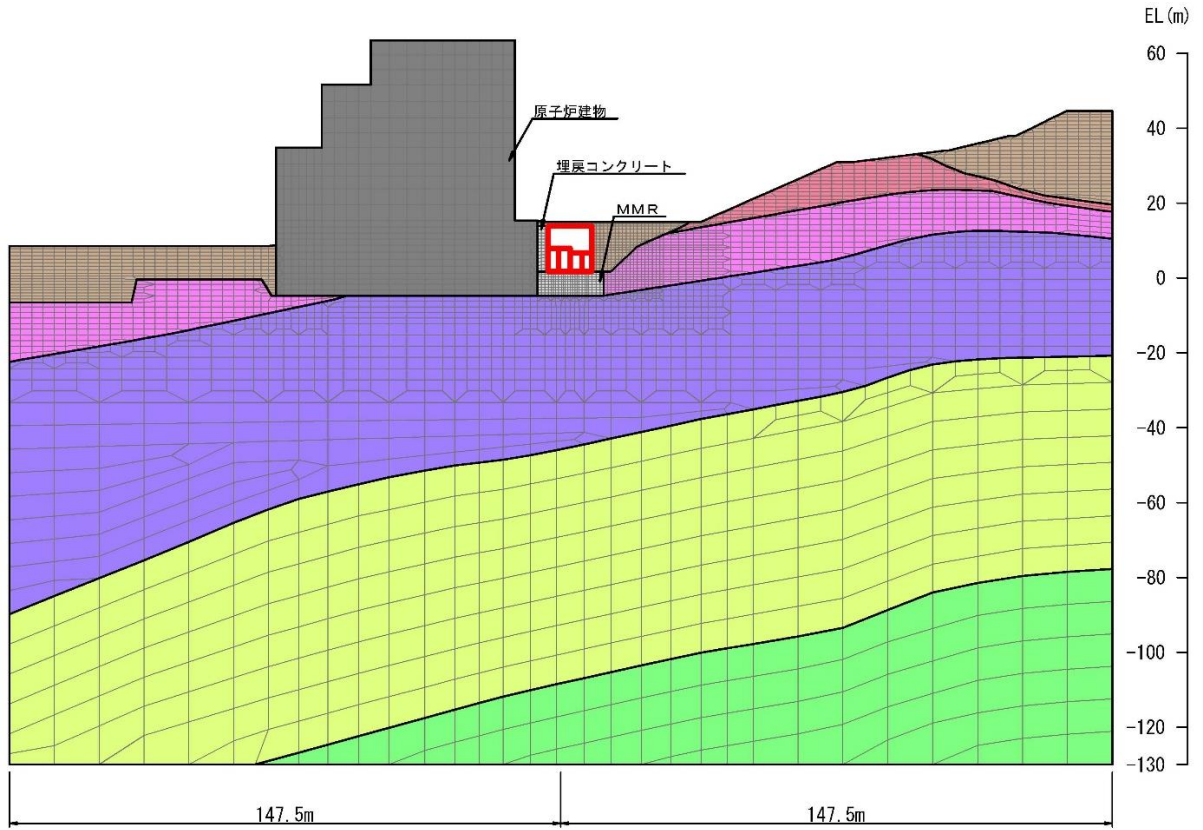
(全体図)



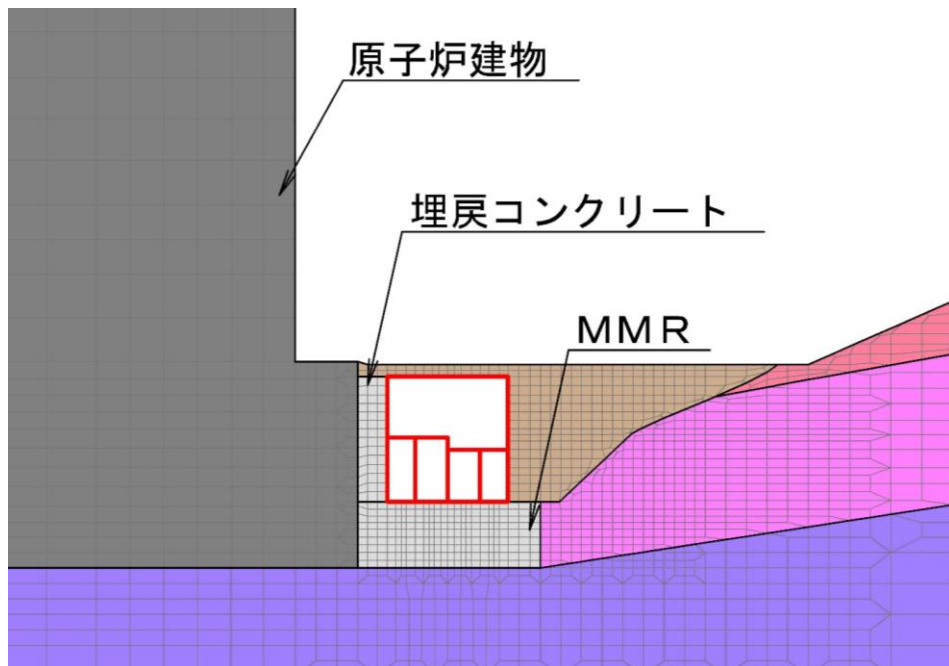
(拡大図)

図 3-6 地震応答解析モデル図 (A-A 断面)

- | | | | |
|--|--|---|---|
|  : 岩盤 (第Ⅰ層) |  : 岩盤 (第Ⅳ層) |  : 埋戻土 |  : 隣接構造物 |
|  : 岩盤 (第Ⅱ層) |  : 岩盤 (第Ⅴ層) |  : MMR, 埋戻コンクリート | |
|  : 岩盤 (第Ⅲ層) |  : 評価対象構造物 | | |

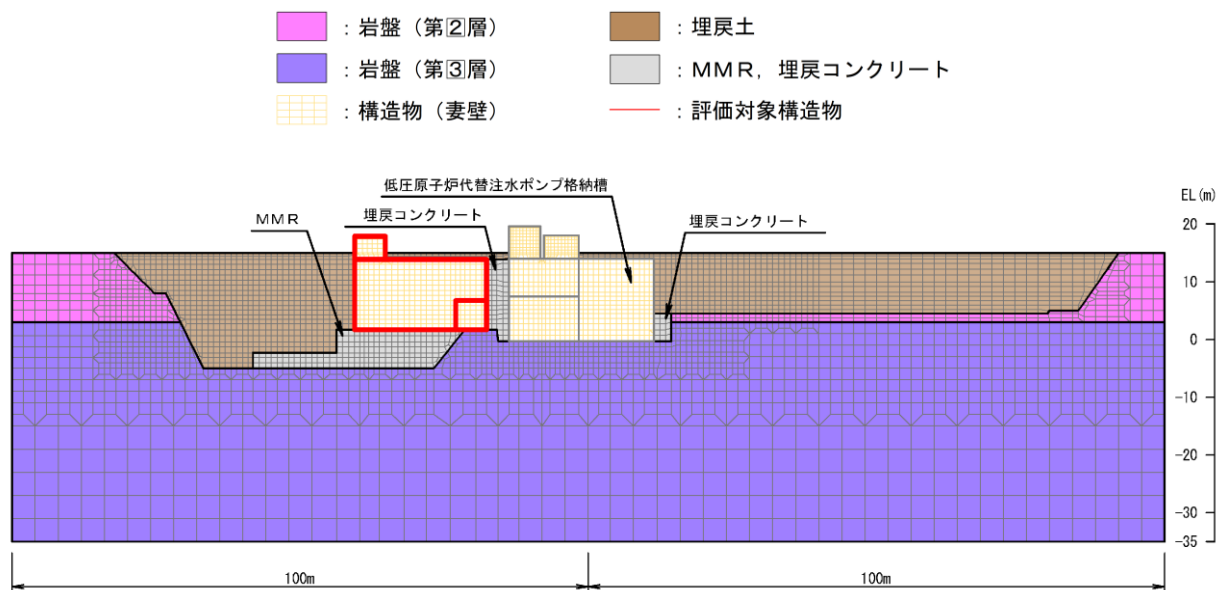


(全体図)

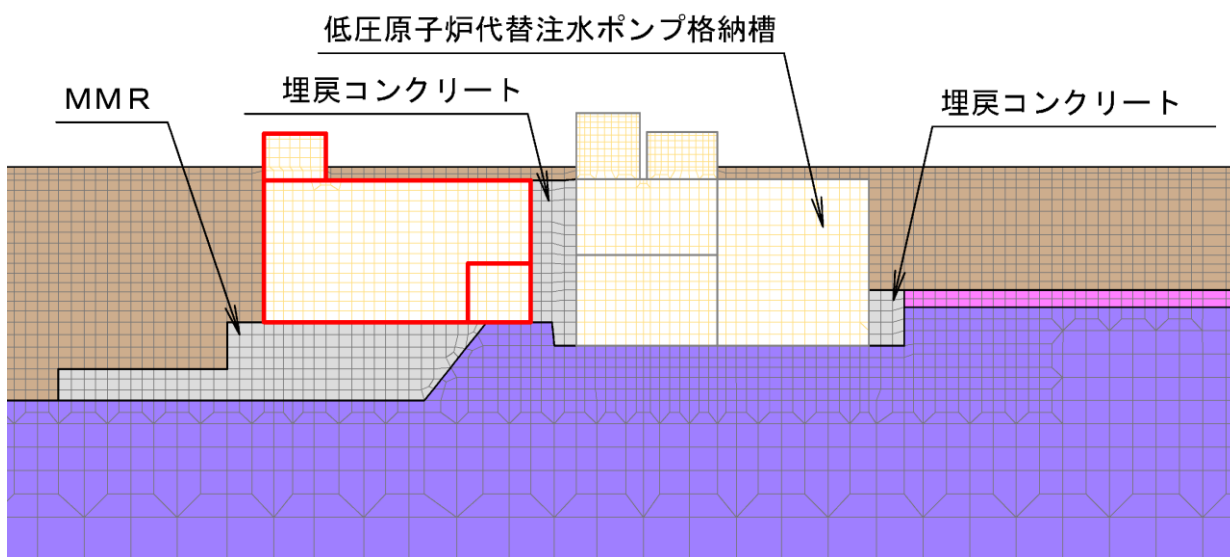


(拡大図)

図 3-7 地震応答解析モデル図 (B-B 断面)



(全体図)



(拡大図)

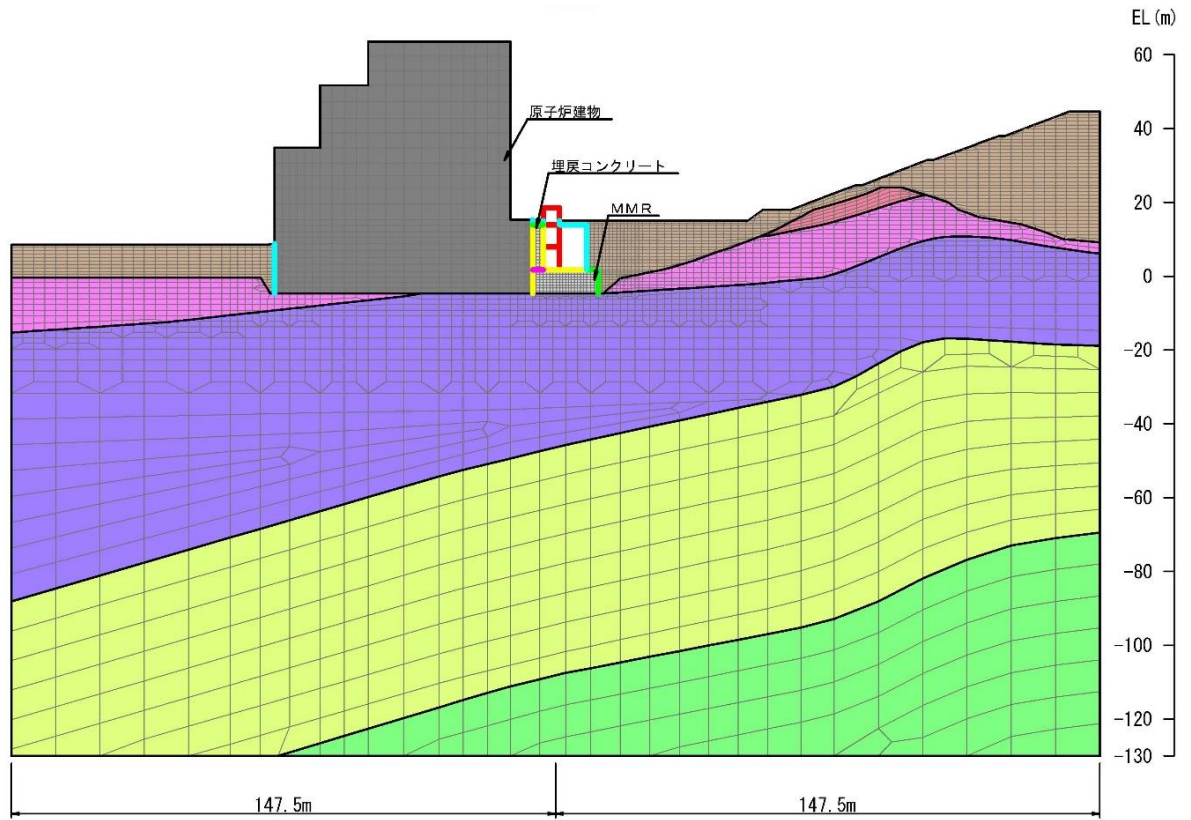
図 3-8 地震応答解析モデル図 (C-C 断面)

3.2.7 ジョイント要素の設定

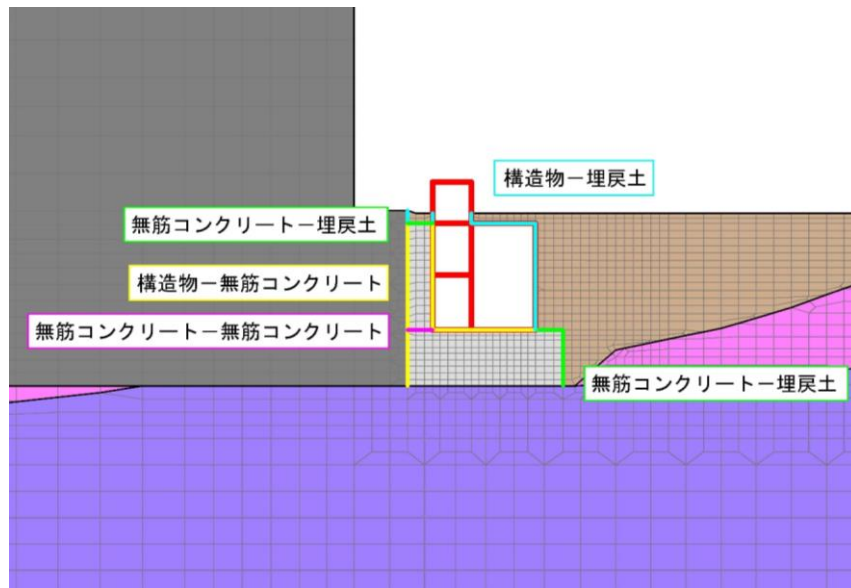
本文「3.2.7 ジョイント要素の設定」と同様にジョイント要素を設定する。

ジョイント要素の配置を図 3-9～図 3-11 に示す

- | | | | |
|--------------|--------------|-------------------|-----------|
| ■ : 岩盤 (第Ⅰ層) | ■ : 岩盤 (第Ⅳ層) | ■ : 埋戻土 | ■ : 隣接構造物 |
| ■ : 岩盤 (第Ⅱ層) | ■ : 岩盤 (第Ⅴ層) | ■ : MMR, 埋戻コンクリート | |
| ■ : 岩盤 (第Ⅲ層) | — : 評価対象構造物 | — : ジョイント要素 | |



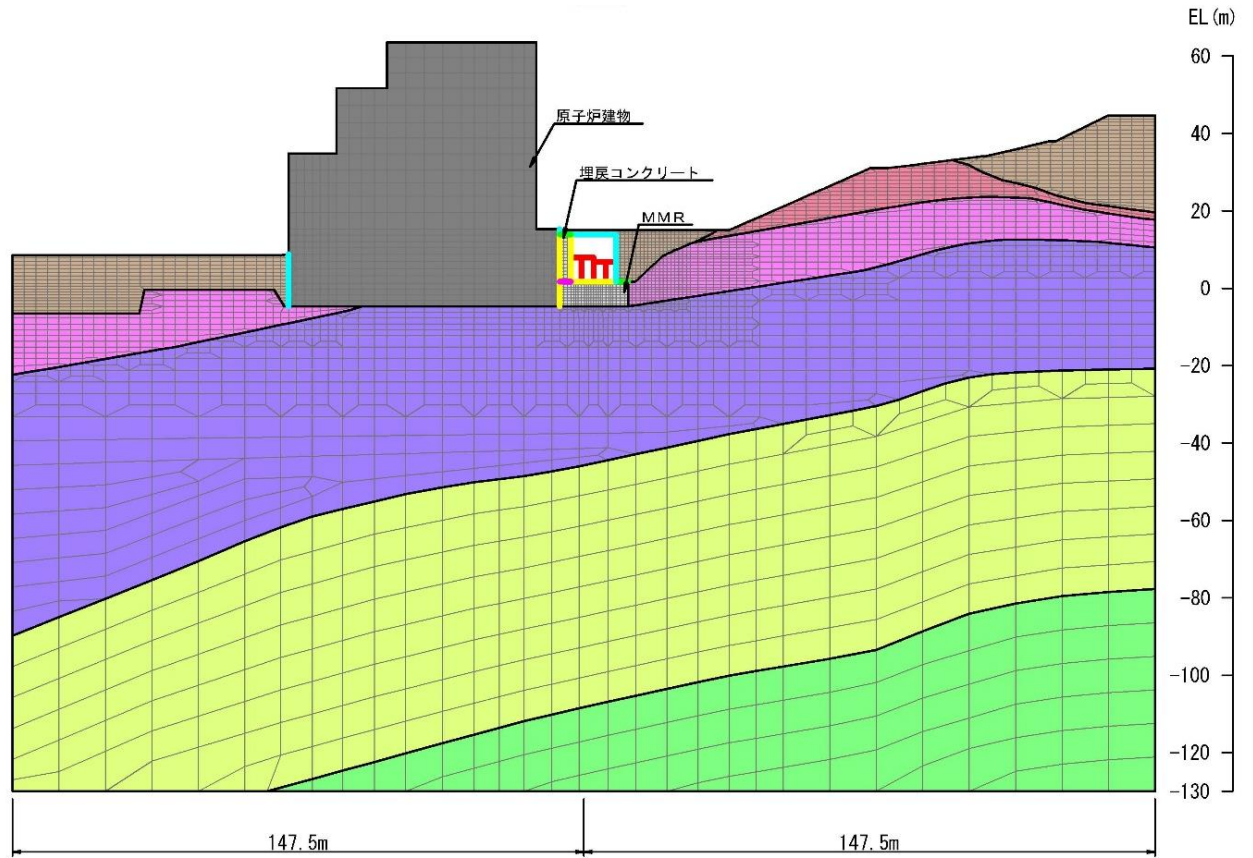
(全体図)



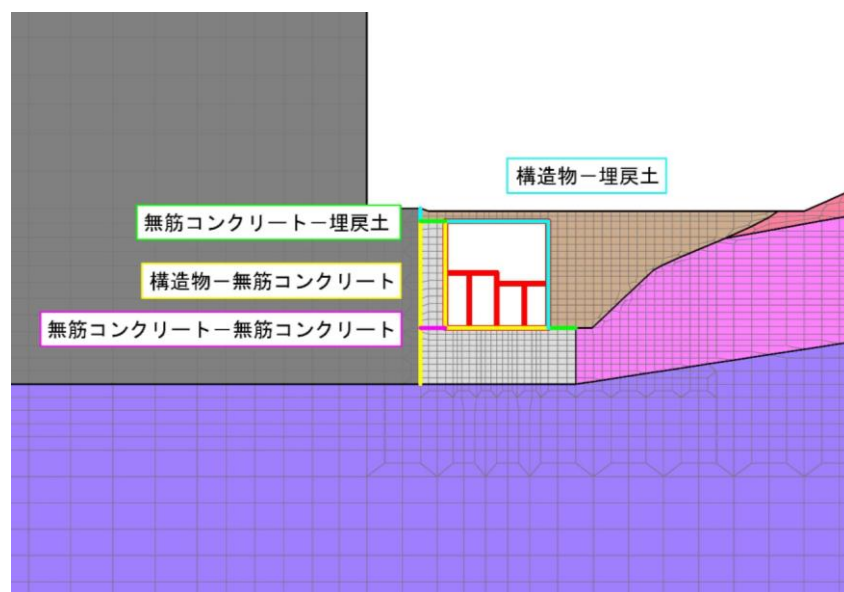
(拡大図)

図 3-9 ジョイント要素の配置 (A-A断面)

- | | | | |
|--------------|--------------|-------------------|-----------|
| ■ : 岩盤 (第Ⅰ層) | ■ : 岩盤 (第Ⅳ層) | ■ : 埋戻土 | ■ : 隣接構造物 |
| ■ : 岩盤 (第Ⅱ層) | ■ : 岩盤 (第Ⅴ層) | ■ : MMR, 埋戻コンクリート | |
| ■ : 岩盤 (第Ⅲ層) | — : 評価対象構造物 | — : ジョイント要素 | |



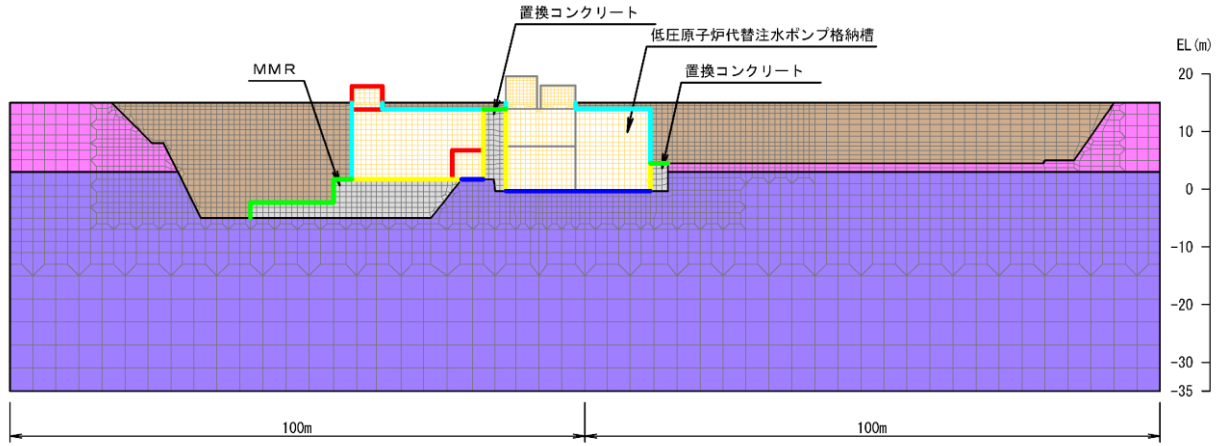
(全体図)



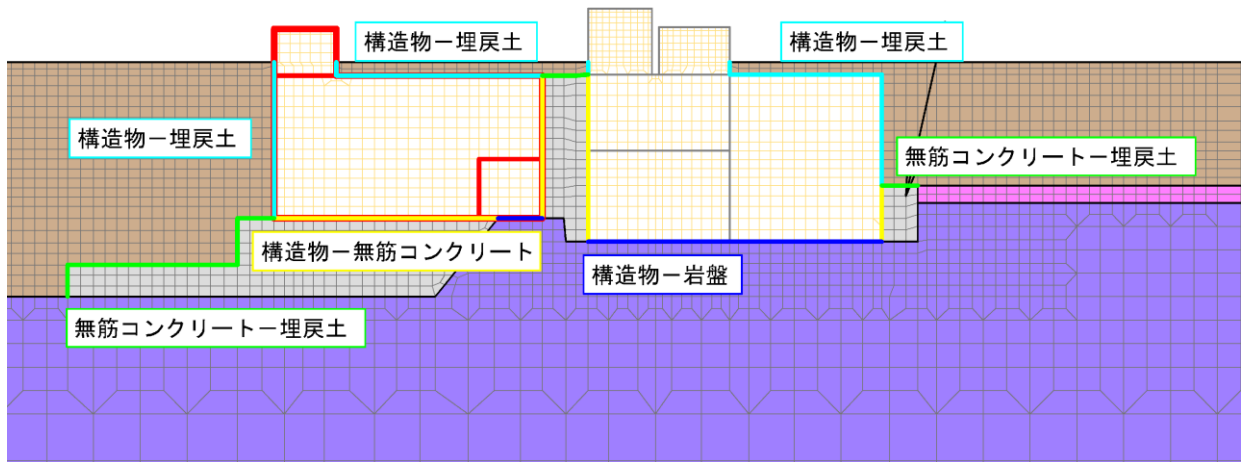
(拡大図)

図 3-10 ジョイント要素の配置 (B-B断面)

- : 岩盤 (第②層)
 - : 岩盤 (第③層)
 - : 構造物 (妻壁)
- : 埋戻土
 - : MMR, 埋戻コンクリート
 - : 評価対象構造物
- : ジョイント要素



(全体図)



(拡大図)

図 3-11 ジョイント要素の配置 (C-C断面)

3.2.8 材料特性の設定

本文「3.2.8 材料特性の設定」と同様とする。

3.3 減衰定数

本文「3.3.2 有効応力解析で設定する Rayleigh 減衰」と同様に有効応力解析における減衰定数を設定する。

3.4 荷重及び荷重の組合せ

本文「3.4 荷重及び荷重の組合せ」にて設定した荷重の組合せを使用する。

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

本資料は安全対策工事着工前の周辺地盤における補足検討のため、耐震評価においては、基準地震動 S_s 全波（6波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6波）を加えた全12波に対し、基本ケース（ケース①）を実施する。耐震評価における解析ケースを表3-1に示す。

表 3-1 耐震評価における解析ケース

解析ケース			ケース①
			基本ケース
地盤物性			平均値
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○
		-+*	○
		+ - *	○
		--*	○
	$S_s - F 1$	++*	○
	$S_s - F 2$	++*	○
	$S_s - N 1$	++*	○
		-+*	○
	$S_s - N 2$ (NS)	++*	○
		-+*	○
	$S_s - N 2$ (EW)	++*	○
		-+*	○

注記*：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。

3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース

本資料は安全対策工事着工前の周辺地盤における補足検討のため、機器・配管系に対する応答加速度抽出においても、基準地震動 S_s 全波（6波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（6波）を加えた全12波に対し、基本ケース（ケース①）を実施する。機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケースを表3-2に示す。

表3-2 機器・配管系の応答加速度抽出のための解析ケース

解析ケース		ケース①	
		基本ケース	
地盤物性		平均値	
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○
		-+*	○
		+ -*	○
		--*	○
	$S_s - F 1$	++*	○
	$S_s - F 2$	++*	○
	$S_s - N 1$	++*	○
		-+*	○
	$S_s - N 2$ (NS)	++*	○
		-+*	○
	$S_s - N 2$ (EW)	++*	○
		-+*	○

注記*：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。

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

本文「4.1 入力地震動の設定」にて算定した地震動を用いる。

4.2 許容限界の設定

本文「4.2 許容限界の設定」にて算定した許容限界を用いる。

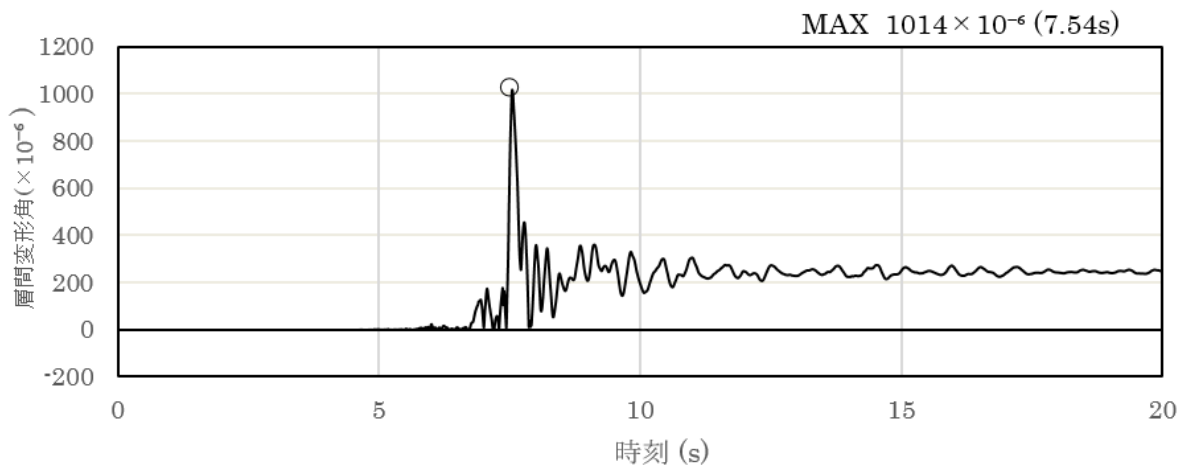
5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「層間変形角時刻歴波形」，断面力に対し照査を行っている項目のうち最も厳しい照査値に対する「断面力分布」，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の地盤の「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお，断面力分布は単位奥行きあたりの断面力を図示する。

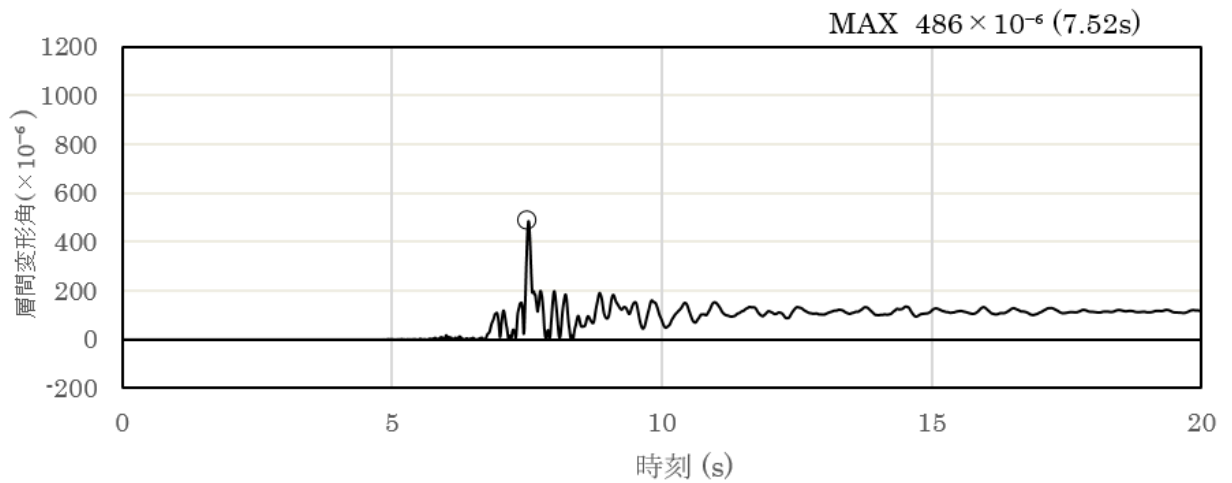
5.1.1 層間変形角の時刻歴波形

各断面の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、層間変形角の時刻歴波形を図5-1及び図5-2示す。



注：圧縮を正で示す。

図5-1 層間変形角の時刻歴波形（有効応力解析）（A-A断面）

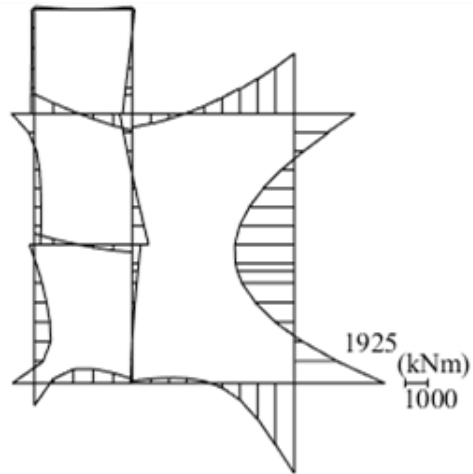


注：圧縮を正で示す。

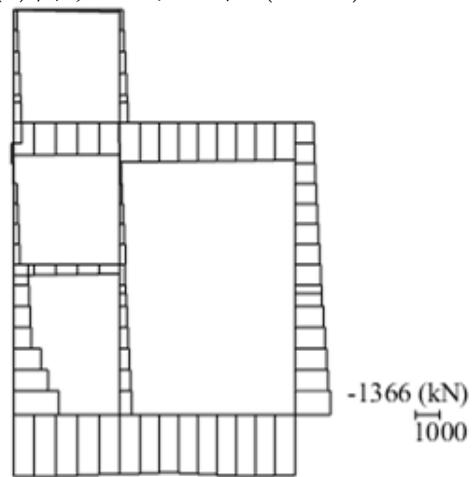
図5-2 層間変形角の時刻歴波形（有効応力解析）（B-B断面）

5.1.2 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

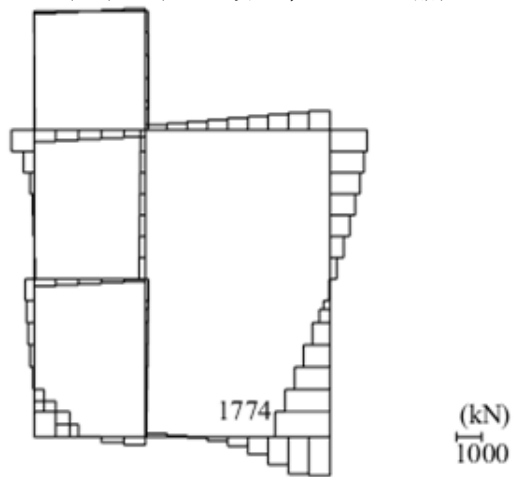
せん断破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5-3 及び図 5-4 に示す。



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)

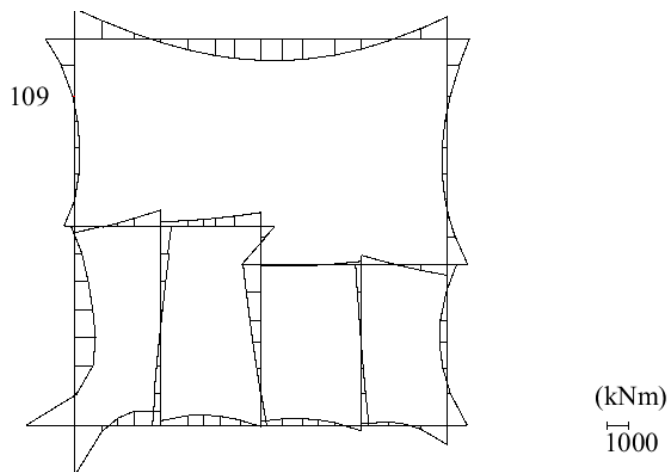


数值：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+：引張, -：圧縮)

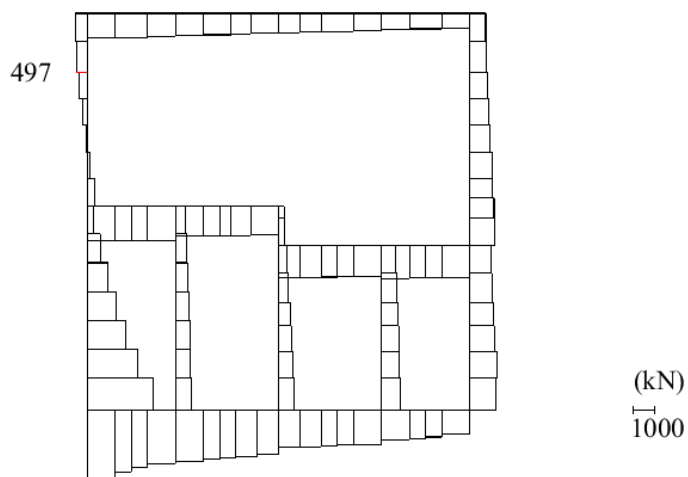


数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

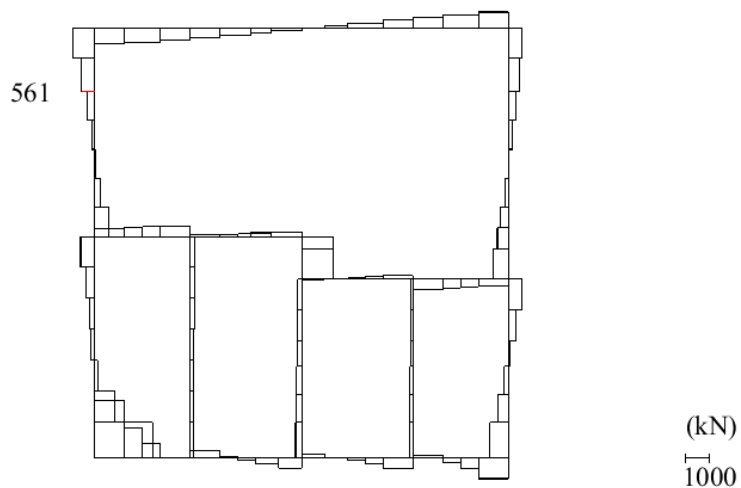
図 5-3 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図 (A-A断面)
 (解析ケース①, S_s-D (—))



数値：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)



数値：評価位置における断面力
 (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 (B-B 断面)
 (解析ケース①, S_s-D (+-))

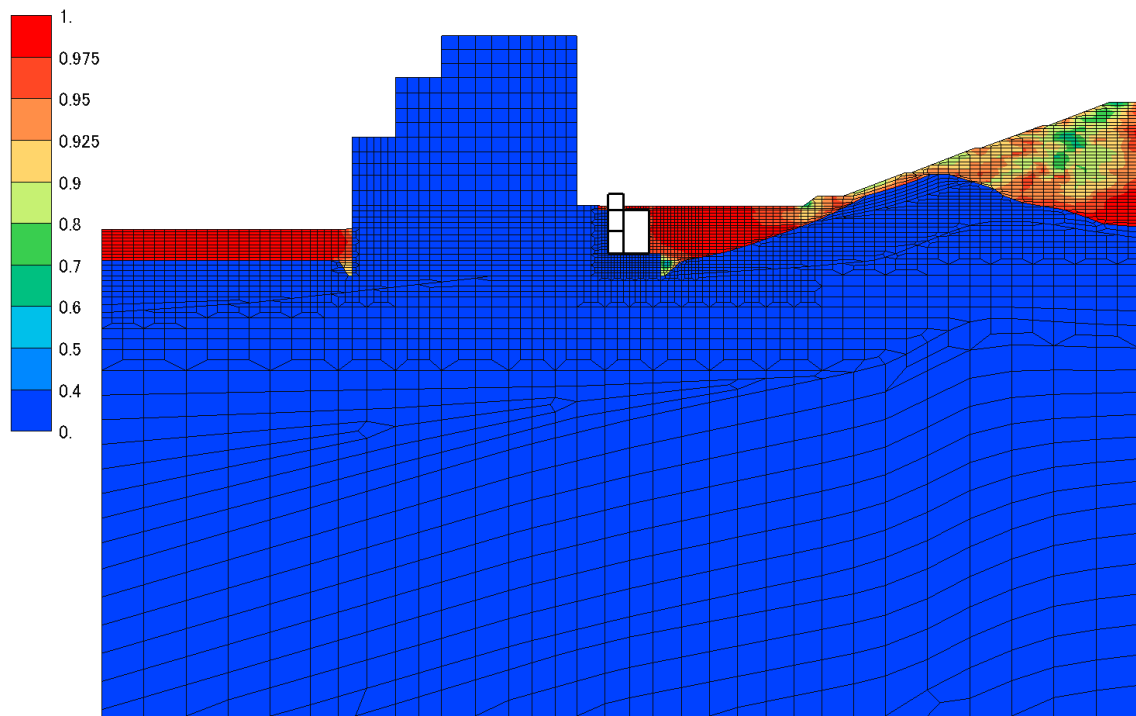
5.1.3 過剰間隙水圧比分布

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結果について、地盤に発生した過剰間隙水圧比分布を確認する。

最大照査値を示す地震動の一覧を表 5-1 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-5 及び図 5-6 に示す。

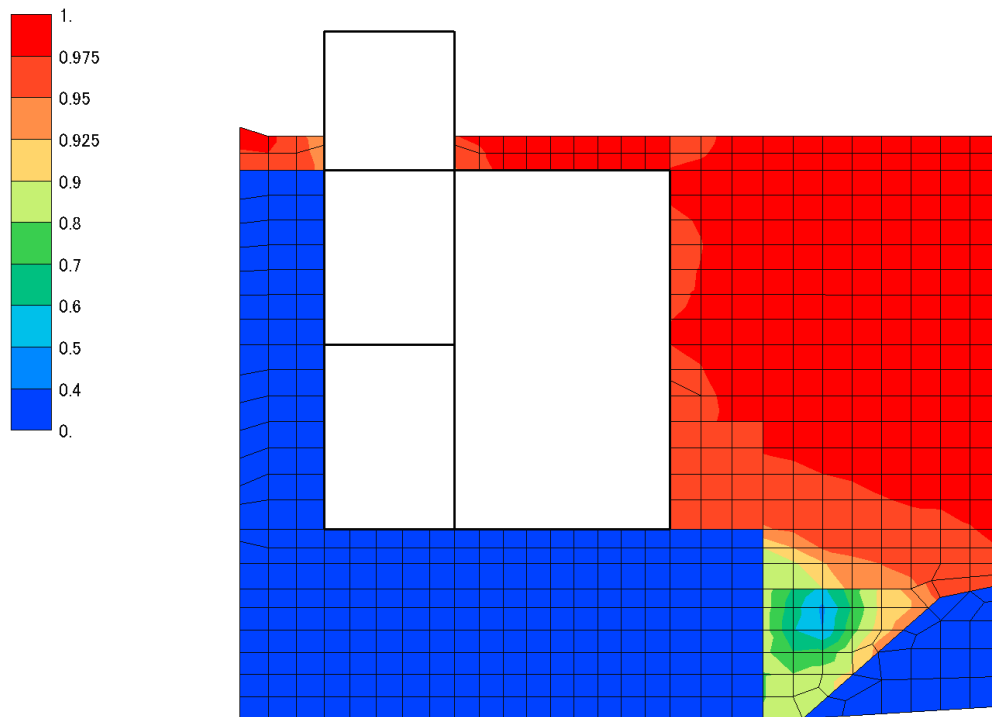
表 5-1 最大照査値を示すケースの一覧

対象断面	対象ケース	照査項目
A-A断面	解析ケース① S _s -D (--)	せん断破壊に対する照査
B-B断面	解析ケース① S _s -N1 (-+)	せん断破壊に対する照査



Output Set: Table Output
Contour: P

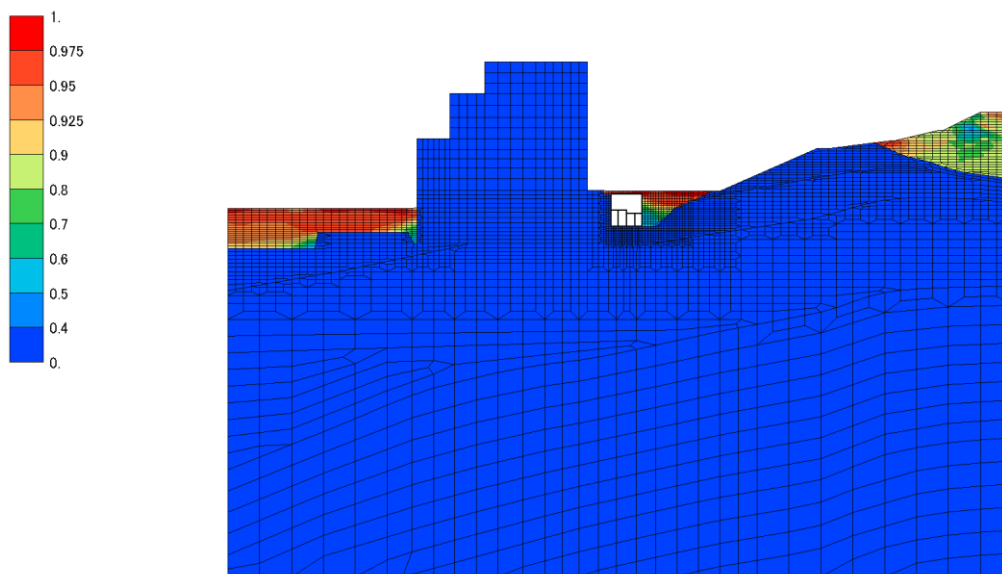
(全体図)



Output Set: Table Output
Contour: P

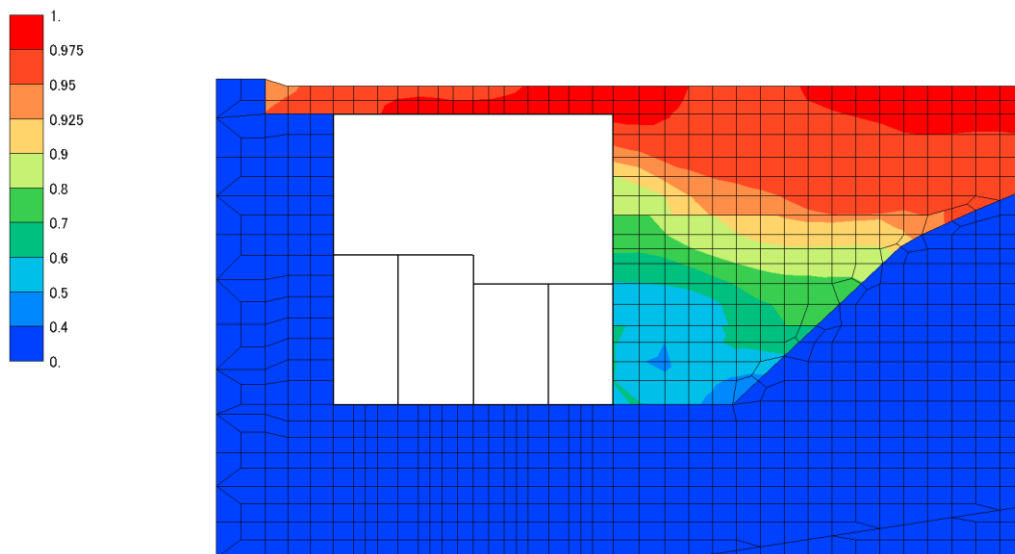
(拡大図)

図 5-5 最大過剰間隙水圧比分布図 (A-A断面)
(解析ケース①, $S_s - D$ (---))



Output Set: Table Output
Contour: P

(全体図)



Output Set: Table Output
Contour: P

(拡大図)

図 5-6 最大過剰間隙水圧比分布図 (B-B 断面)
(ケース①, $S_s - N1 (-+)$)

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

(1) A-A断面

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5-2に示す。また、遮蔽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5-3に示す。照査値は、発生値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。

同表のとおり、コンクリートの発生曲げモーメントが全ケースにおいて、終局曲げモーメントを下回ることを確認した。

表5-2 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：有効応力解析)

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
①	S s - D	++	7.80×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08
		-+	6.96×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07
		+-	9.03×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09
		--	8.43×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08
	S s - F 1	++	3.47×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.03
	S s - F 2	++	4.81×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.05
	S s - N 1	++	1.22×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12
		-+	5.57×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.06
	S s - N 2 (NS)	++	8.04×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08
		-+	4.17×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.04
	S s - N 2 (EW)	++	5.19×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.05
		-+	3.91×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.04

注記*：照査用層間変形角 $R_d = \text{最大層間変形角 } R \times \text{構造解析係数 } \gamma_a (=1.2)$

表 5-3 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(遮蔽機能を有することの確認：有効応力解析)

解析ケース	地震動		発生曲げ モーメント M_d^{*1}	終局曲げ モーメント M_{ud}^{*2}	照査値 M_d/M_{ud}
①	S _s -D	++	2556	3111	0.83
		-+	2510	3111	0.81
		+ -	2659	3111	0.86
		--	2660	3111	0.86
	S _s -F 1	++	2113	3111	0.68
	S _s -F 2	++	2083	3111	0.67
	S _s -N 1	++	2005	3111	0.65
		-+	2441	3111	0.79
	S _s -N 2 (NS)	++	2074	3111	0.67
		-+	2080	3111	0.67
	S _s -N 2 (EW)	++	1939	3111	0.63
		-+	2356	3111	0.76

注記*1：発生曲げモーメント $M_d =$ 発生曲げモーメント $M \times$ 構造解析係数 $\gamma_a (=1.0)$

*2：終局曲げモーメントは簡易的に純曲げモーメント ($N'_d=0$) とする。

(2) B-B断面

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5-4に示す。また、遮蔽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5-5に示す。照査値は、発生値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。

同表のとおり、コンクリートの発生曲げモーメントが全ケースにおいて、終局曲げモーメントを下回ることを確認した。

表5-4 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(構造強度を有することの確認：有効応力解析)

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
①	S _s -D	++	4.78×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.05
		-+	4.57×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.05
		+ -	5.16×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.05
		--	4.32×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.04
	S _s -F 1	++	1.51×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.02
	S _s -F 2	++	2.95×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.03
	S _s -N 1	++	5.83×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.06
		-+	3.80×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.04
	S _s -N 2 (NS)	++	3.62×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.04
		-+	2.41×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.02
	S _s -N 2 (EW)	++	2.58×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.03
		-+	3.10×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.03

注記*：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 (=1.2)

表 5-5 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(遮蔽機能を有することの確認：有効応力解析)

解析ケース	地震動		発生曲げ モーメント M_d^*	終局曲げ モーメント M_{ud}	照査値 M_d/M_{ud}
①	S _s -D	++	-648	1154	0.57
		-+	753	1154	0.66
		+ -	580	1154	0.51
		--	721	1154	0.63
	S _s -F 1	++	479	1154	0.42
	S _s -F 2	++	519	1154	0.45
	S _s -N 1	++	-736	1154	0.64
		-+	795	1154	0.69
	S _s -N 2 (NS)	++	614	1154	0.54
		-+	626	1154	0.55
	S _s -N 2 (EW)	++	454	1154	0.40
		-+	675	1154	0.59

注記*：発生曲げモーメント M_d = 発生曲げモーメント M × 構造解析係数 γ_a (= 1.0)

5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

(1) A-A断面

a. せん断耐力式による評価結果

構造強度を有することの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表5-6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。

同表より、全部材で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5-6(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	照査用 せん断力 V_d *2(kN)		せん断 耐力 V_{yd} (kN)		照査値 V_d/V_{yd}
①	S s - D	++	頂版	3	733	1508	0.49
			側壁	13	1728	1511	1.15
			床版	4	1192	1453	0.82
			隔壁	12	840	1595	0.53
			底版	6	1472	1827	0.81
		-+	頂版	3	666	1528	0.44
			側壁	13	1754	1497	1.18
			床版	4	1181	1445	0.82
			隔壁	12	772	1589	0.49
			底版	6	1468	1819	0.81
		+-	頂版	3	711	1529	0.47
			側壁	13	1812	1501	1.21
			床版	4	1271	1456	0.88
			隔壁	12	902	1576	0.58
			底版	6	1490	1823	0.82
		--	頂版	3	751	1533	0.49
			側壁	13	1863	1522	1.23
			床版	4	1343	1448	0.93
			隔壁	12	853	1588	0.54
			底版	6	1716	1842	0.94

表 5-6(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		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 V_d^{*2} (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - F 1	++	頂版	3	643	1490	0.44
			側壁	13	1451	1488	0.98
			床版	4	767	1446	0.54
			隔壁	12	540	1541	0.36
			底版	6	1175	1788	0.66
	S s - F 2	++	頂版	3	594	1490	0.40
			側壁	13	1457	1502	0.97
			床版	4	965	1446	0.67
			隔壁	12	650	1569	0.42
			底版	6	1249	1792	0.70
	S s - N 1	++	頂版	3	639	1452	0.44
			側壁	13	1380	1491	0.93
			床版	4	1524	1458	1.05
			隔壁	12	1061	1607	0.67
			底版	5	2128	3160	0.68
		-+	頂版	3	752	1523	0.50
			側壁	13	1662	1489	1.12
			床版	4	1034	1446	0.72
			隔壁	12	683	1578	0.44
			底版	6	1590	1807	0.88
S s - N 2 (N S)	++	頂版	3	583	1449	0.41	
		側壁	13	1468	1505	0.98	
		床版	4	1233	1452	0.85	
		隔壁	12	845	1586	0.54	
		底版	6	1293	1796	0.72	
	-+	頂版	3	539	1462	0.37	
		側壁	13	1441	1486	0.97	
		床版	4	852	1445	0.59	
		隔壁	12	573	1538	0.38	
		底版	6	1151	1793	0.65	

表 5-6(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		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$	
				せん断力 V_d *2 (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)		
①	S s - N 2 (E W)	++	頂版	3	548	1450	0.38
			側壁	13	1314	1509	0.88
			床版	4	983	1451	0.68
			隔壁	12	704	1557	0.46
			底版	6	1177	1800	0.66
		-+	頂版	3	652	1512	0.44
			側壁	13	1687	1512	1.12
			床版	4	862	1446	0.60
			隔壁	12	585	1524	0.39
			底版	6	1474	1809	0.82

注記*1：評価位置は図 5-7 に示す。

*2：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a (= 1.05)

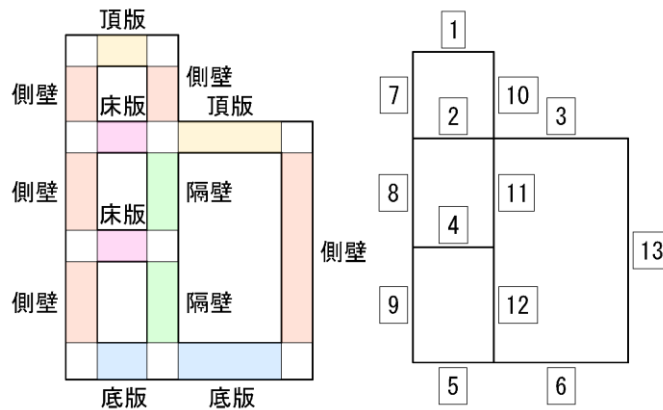


図 5-7 評価位置図 (A-A 断面)

b. 材料非線形解析による評価結果

(a) 概要

前項「(1) せん断耐力式による評価結果」では、床版、側壁において、照査せん断力がせん断耐力式によるせん断耐力を上回る結果となった。せん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、ここでは、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断破壊に対する健全性を確認する。

図5-8に材料非線形解析によりせん断破壊に対する評価を実施する対象部材を示す。また、評価対象部材の要素分割図を図5-9に、要素プロパティ番号図を図5-10、変位抽出位置を図5-11に、要素プロパティ条件を表5-7に示す。

なお、「(a) 評価条件」及び「(b) 評価結果」については、材料非線形解析によりせん断破壊に対する評価を実施する対象部材のうち、せん断耐力式における照査値が最大となった地震動及び解析ケース（解析ケース①、地震動S_s-D（--））を掲載する。その他のケースの照査結果については、「(c) まとめ」に記載する。

■ : 評価対象部材
[] : モデル化範囲

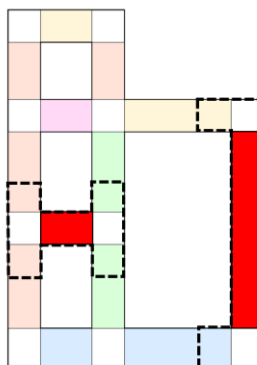
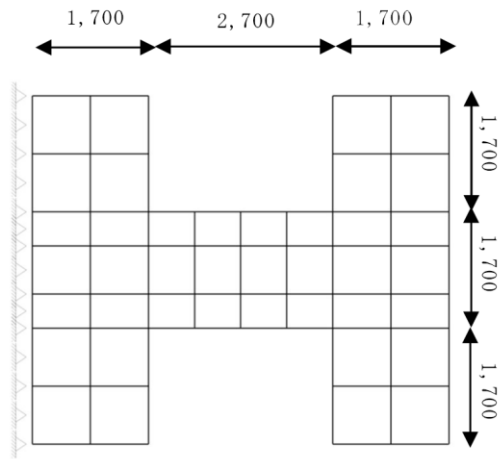
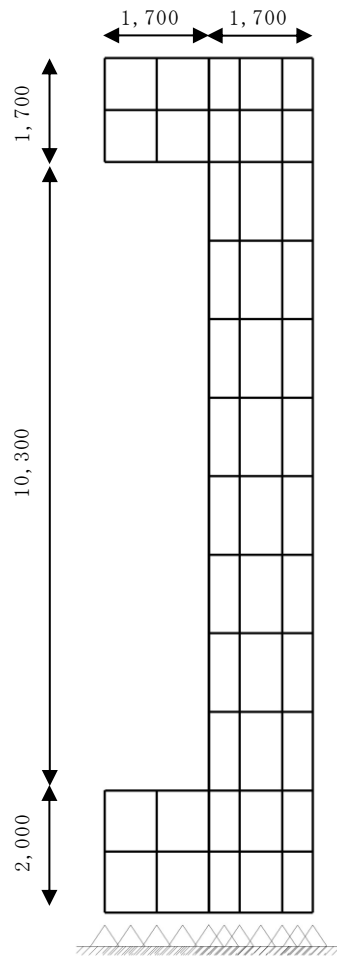


図5-8 材料非線形解析における評価対象部材

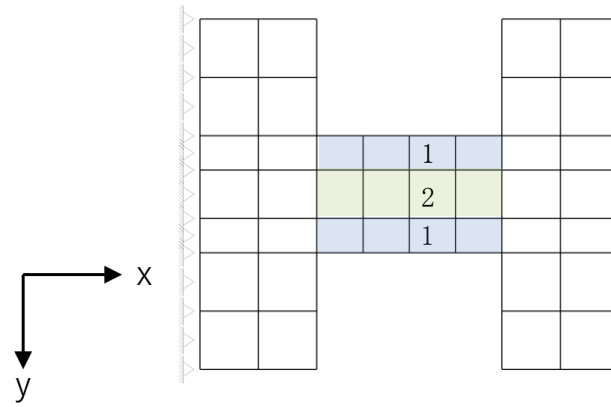


(床版)

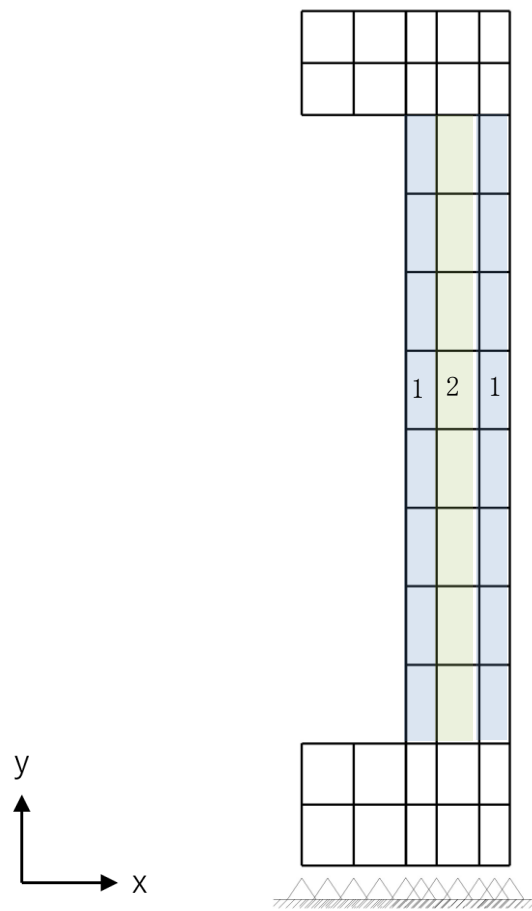


(側壁)

图 5-9 要素分割图

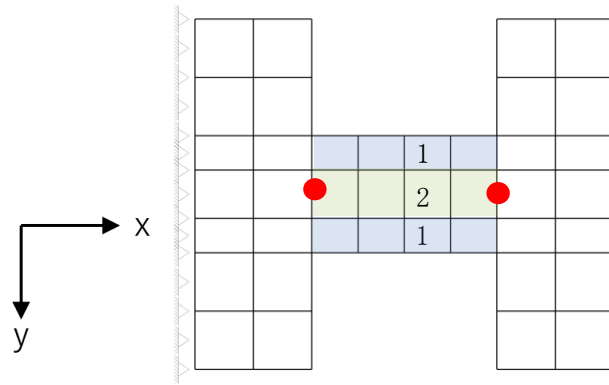


(床版)

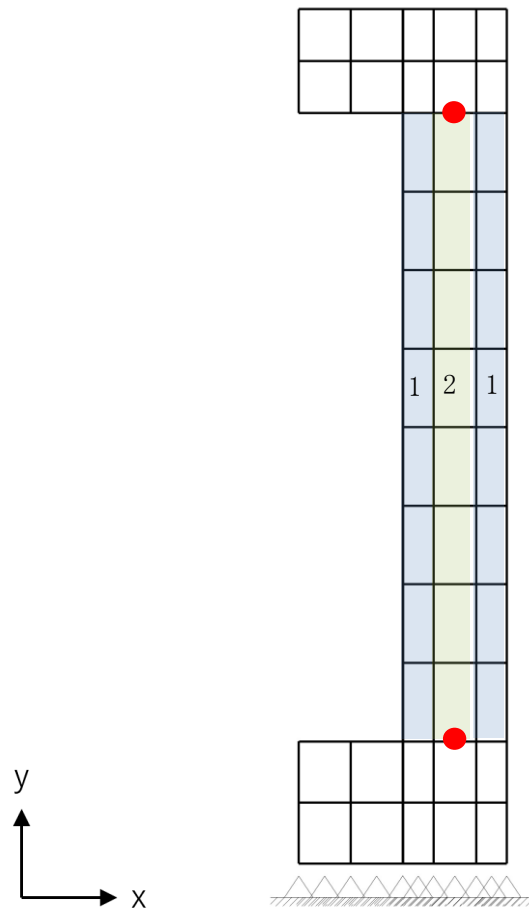


(側壁)

図 5-10 要素プロパティ番号図



(床版)



(側壁)

●: 変位抽出点

图 5-11 変位抽出位置

表 5-7(1) 要素プロパティ条件 (床版)

番号	元要素		
	材料	引張硬化軟化係数	
		Cx	Cy
1	鉄筋コンクリート	0.40	0.40
2	無筋コンクリート	0.40	5.87

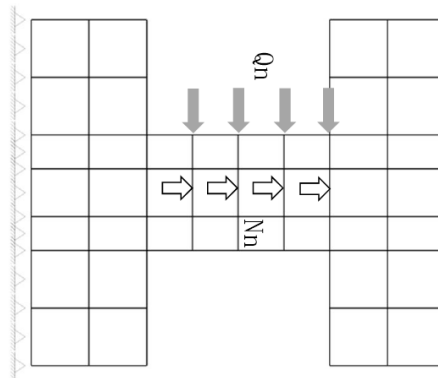
表 5-7(2) 要素プロパティ条件 (側壁)

番号	元要素		
	材料	引張硬化軟化係数	
		Cx	Cy
1	鉄筋コンクリート	0.40	0.40
2	無筋コンクリート	0.40	7.50

材料非線形解析によるせん断耐力の算定において考慮する荷重は、地震応答解析から得られる断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに図 5-12 のように作用させる。

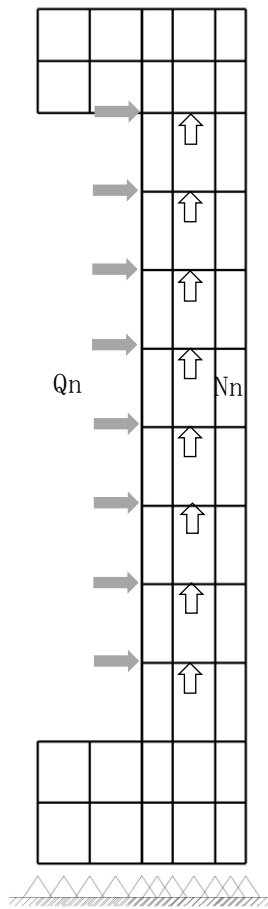
材料非線形解析では、常時応力解析時の断面力分布及び地震応答解析から得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重を 100 分割したものを ΔM 、 ΔQ 、 ΔN とし、これらの比率を維持しながら漸増载荷する。

なお、材料非線形解析における作用荷重は、 ΔM 、 ΔQ 、 ΔN を等価な水平力及び鉛直力として作用させることから、常時荷重 (ΔQ_s 、 ΔN_s) 及び地震時荷重 (ΔQ_d 、 ΔN_d) とし、 ΔM についても上記の作用荷重により表現している。これにより、各部材の固定端側から離れた位置での ΔQ 、 ΔN が大きくなる傾向がある。作用手順を図 5-13 に示す。



Q : 下向きを正
 N : 右向きを正
 n : 左から昇順

(床版)



Q : 右向きを正
 N : 上向きを正
 n : 下から昇順

(側壁)

図 5-12 材料非線形解析における載荷状況

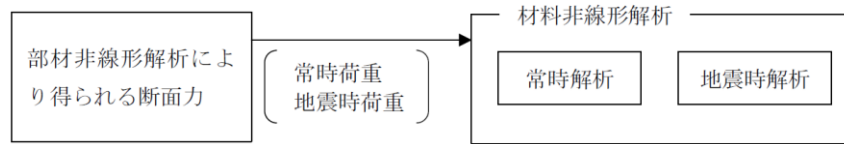


図 5-13 荷重の作用手順

(b) 荷重条件

部材非線形解析における断面力と材料非線形解析における作用荷重の比較を図 5-14 及び図 5-15 に示す。また、材料非線形解析における作用荷重として、 ΔM 、 ΔQ 、 ΔN と等価な水平力及び鉛直力である常時荷重 (ΔQ_s 、 ΔN_s) 及び地震時荷重 (ΔQ_d 、 ΔN_d) を表 5-8 に示す。

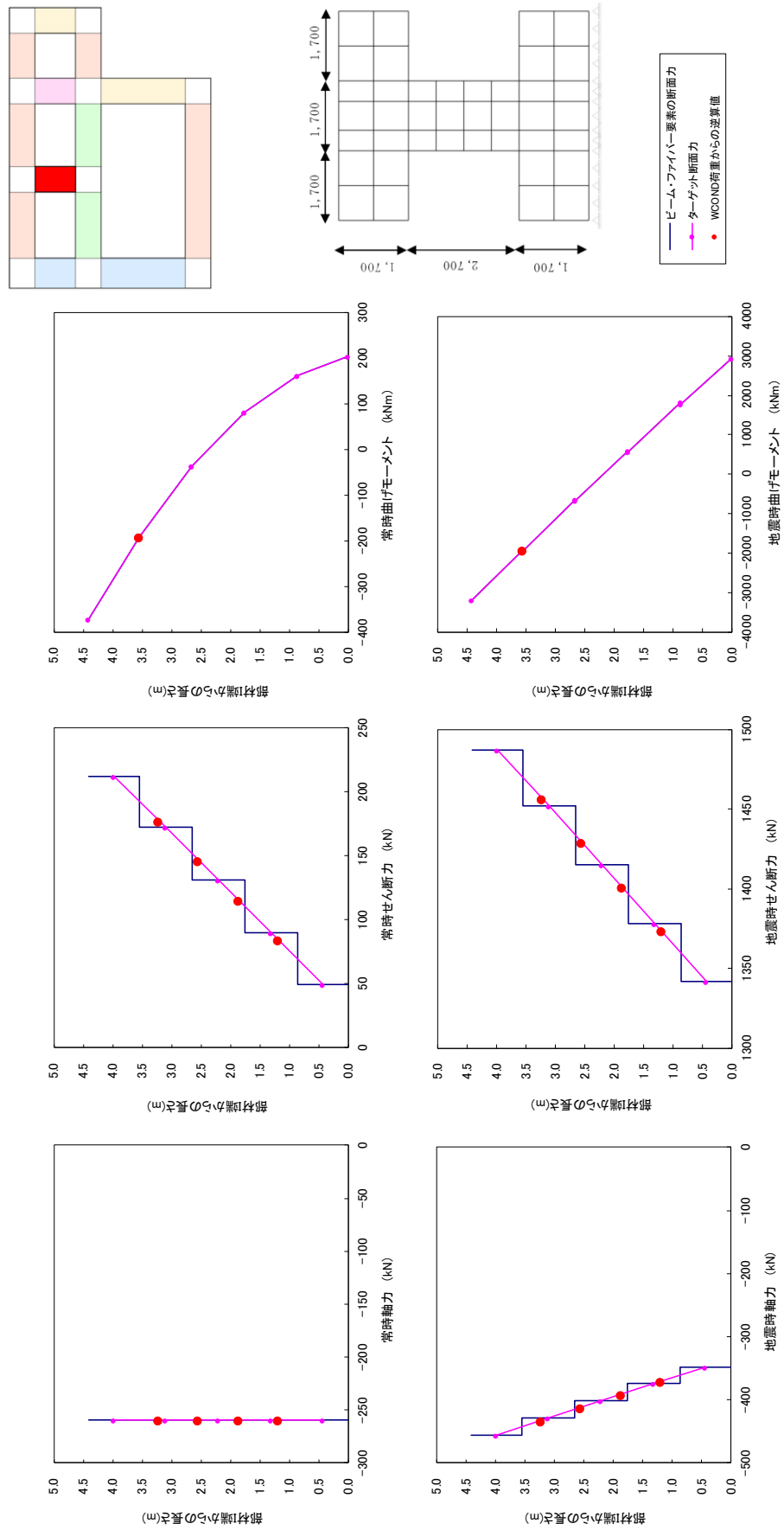


図 5-14 部材非線形解析における断面力と材料非線形解析における作用荷重の比較
(床版)

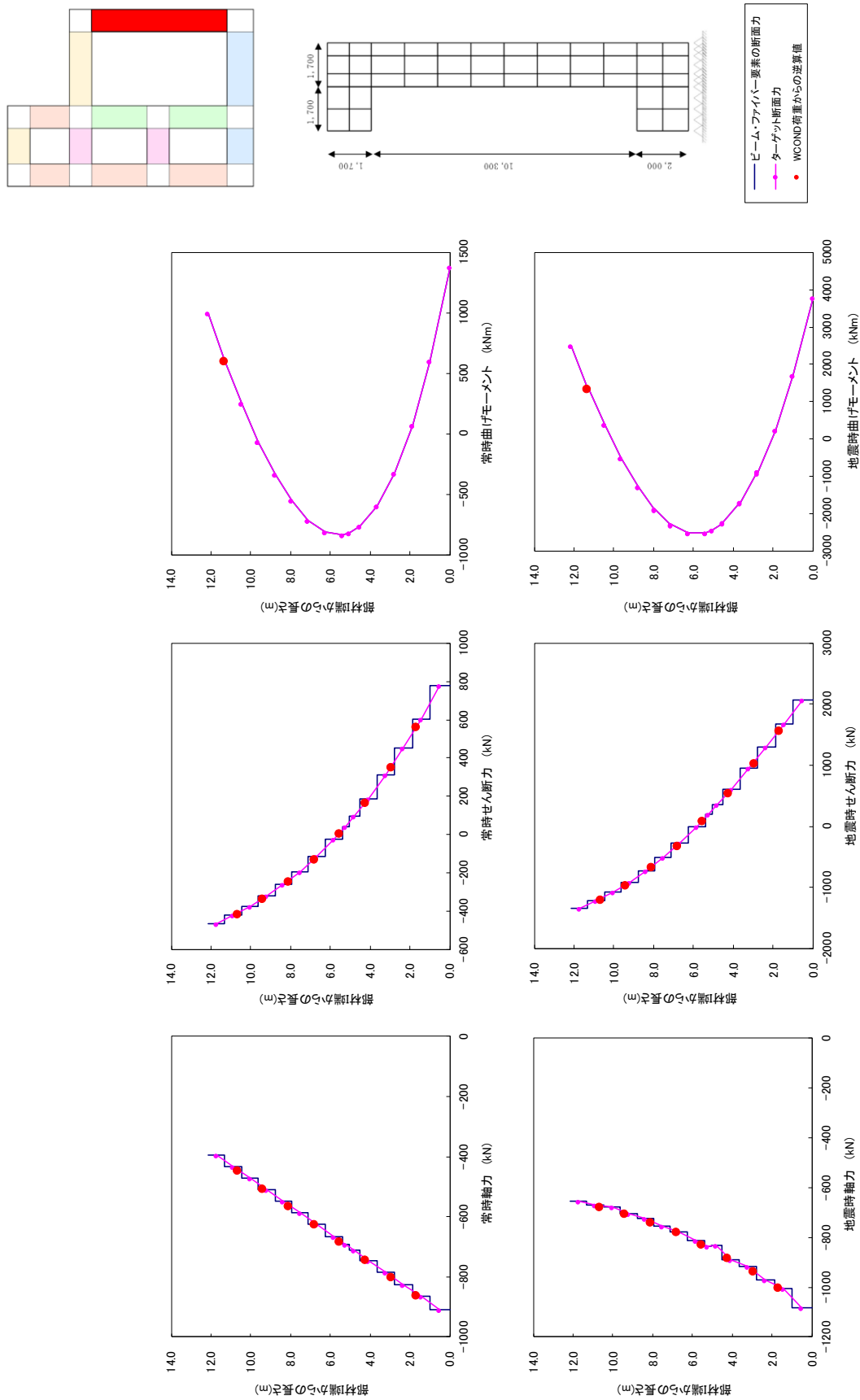


図 5-15 部材非線形解析における断面力と材料非線形解析における作用荷重の比較 (側壁)

表 5-8 材料非線形解析における作用荷重

部材		床版	側壁	
地震動		S _s -N1++	S _s -D-+	
解析ケース		解析ケース①	解析ケース①	
常時荷重	せん断力 (kN)	Δ Q1	30.9	-211.1
		Δ Q2	30.9	-184.6
		Δ Q3	30.9	-159.1
		Δ Q4	0.0	-113.4
		Δ Q5		-113.4
		Δ Q6		-93.8
		Δ Q7		-77.3
		Δ Q8		409.5
	軸力 (kN)	Δ N1	0.0	-59.0
		Δ N2	0.0	-59.0
		Δ N3	0.0	-59.0
		Δ N4	-259.4	-59.0
		Δ N5		-59.0
		Δ N6		-59.0
		Δ N7		-59.0
		Δ N8		-443.2
地震時増分荷重	せん断力 (kN)	Δ Q1	-3.1	-319.0
		Δ Q2	-3.3	-308.2
		Δ Q3	-3.5	-297.7
		Δ Q4	-1278.9	-269.0
		Δ Q5		-237.2
		Δ Q6		-202.0
		Δ Q7		-161.4
		Δ Q8		776.2
	軸力 (kN)	Δ N1	20.5	-5.0
		Δ N2	20.5	2.0
		Δ N3	20.5	6.2
		Δ N4	-173.1	9.9
		Δ N5		18.7
		Δ N6		24.4
		Δ N7		32.0
		Δ N8		-229.3

(c) 評価結果

イ. 床版

評価対象部材（床版）における荷重－変位曲線を図 5-16 に示す。

図中の赤丸で示した 100 ステップは，地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。610 ステップ以降，変位の急増が認められる。なお，194 ステップにおいて，せん断補強筋の降伏が発生している。せん断補強筋の初期降伏箇所を図 5-17 に示す。

図 5-18 に，各ステップにおけるひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると，312 ステップまでは，荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが，312 ステップ以降は，斜めひび割れが進展する様相を示している。したがって，312 ステップ以降の変位の発生は，斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり，評価対象部材（床版）に対する材料非線形解析では，斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し，312 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。

材料非線形解析による設計せん断耐力は，312 ステップにおけるせん断耐力 4021kN を部材係数（ γ_{b1} 及び γ_{b2} ）で除した 3590kN とする。

また，図 5-19 に，各ステップにおける変形図を示す。

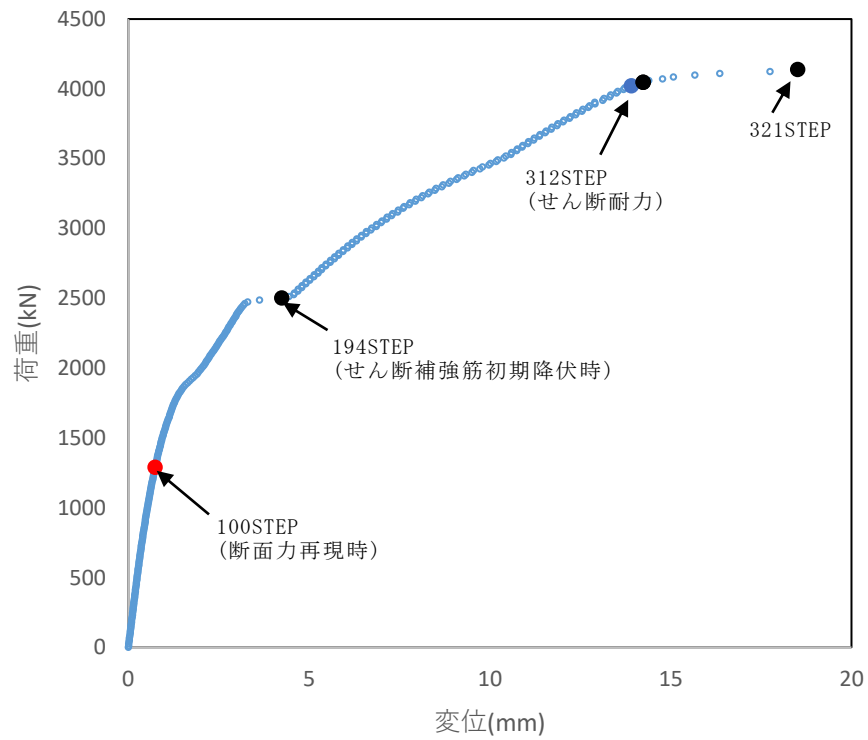


図 5-16 荷重-変位曲線
(床版, 解析ケース①, $S_s - N1 (+ +)$)

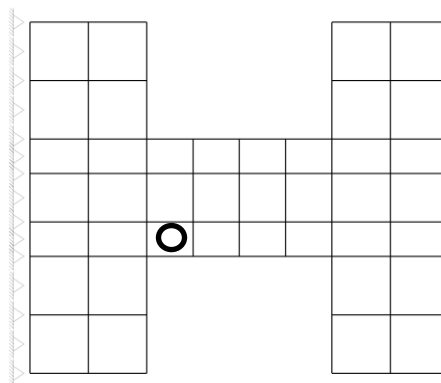
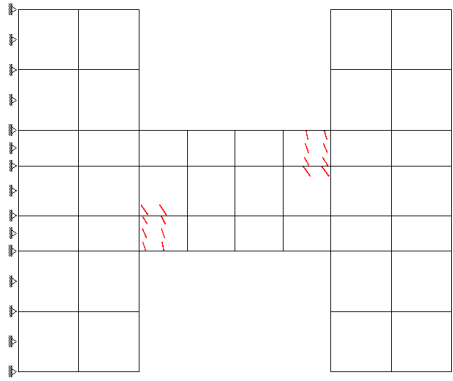
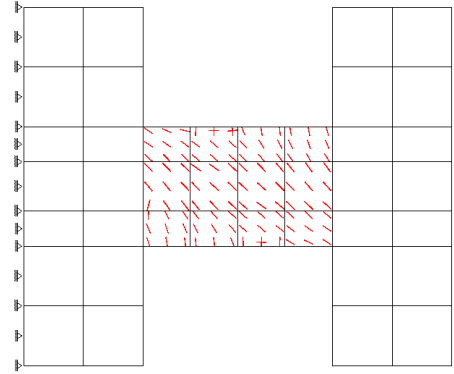


図 5-17 せん断補強筋の初期降伏箇所
(床版, 解析ケース①, $S_s - N1 (+ +)$ 194STEP)



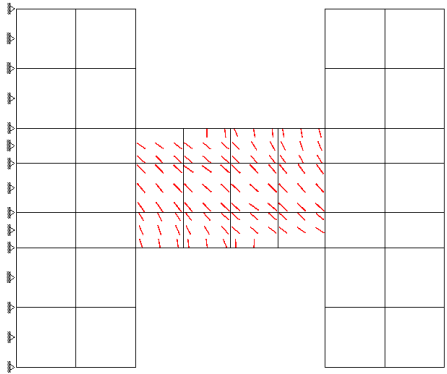
100STEP

断面力再現時



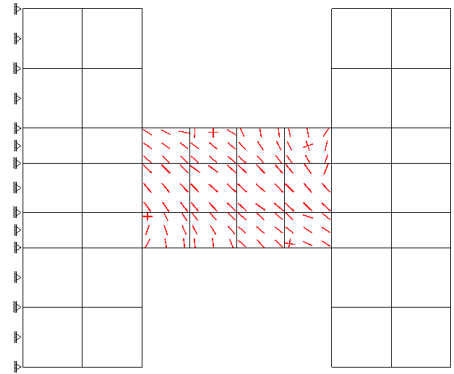
312STEP

せん断耐力



194STEP

せん断補強筋初期降伏時



321STEP

図 5-18 各ステップにおけるひび割れ図
(床版, 解析ケース①, $S_s - N1 (+ +)$)

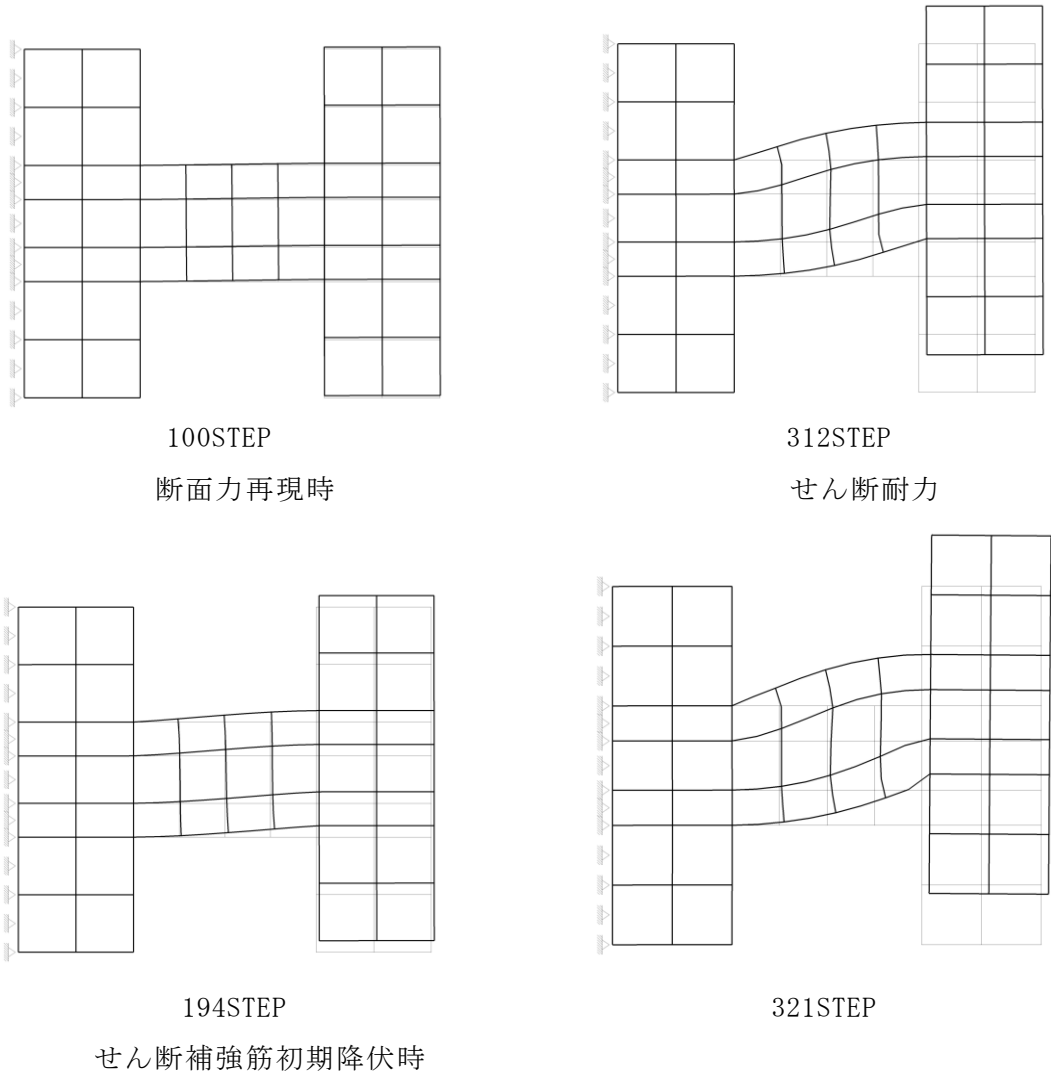


図 5-19 各ステップにおける変形図
(床版, 解析ケース①, $S_s - N1$ (++))

ロ. 側壁

評価対象部材（側壁）における荷重－変位曲線を図 5-20 に示す。

図中の赤丸で示した 100 ステップは、地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。380 ステップ以降、変位の急増が認められる。なお、217 ステップにおいて、せん断補強筋の降伏が発生している。せん断補強筋の初期降伏箇所を図 5-21 に示す。

図 5-22 に、各ステップにおけるひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、380 ステップまでは、荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが、380 ステップ以降は、斜めひび割れが進展する様相を示している。したがって、380 ステップ以降の変位の発生は、斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、評価対象部材（側壁）に対する材料非線形解析では、斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、380 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、380 ステップにおけるせん断耐力 3870kN を部材係数（ γ_{b1} 及び γ_{b2} ）で除した 3455kN とする。

また、図 5-23 に、各ステップにおける変形図を示す。

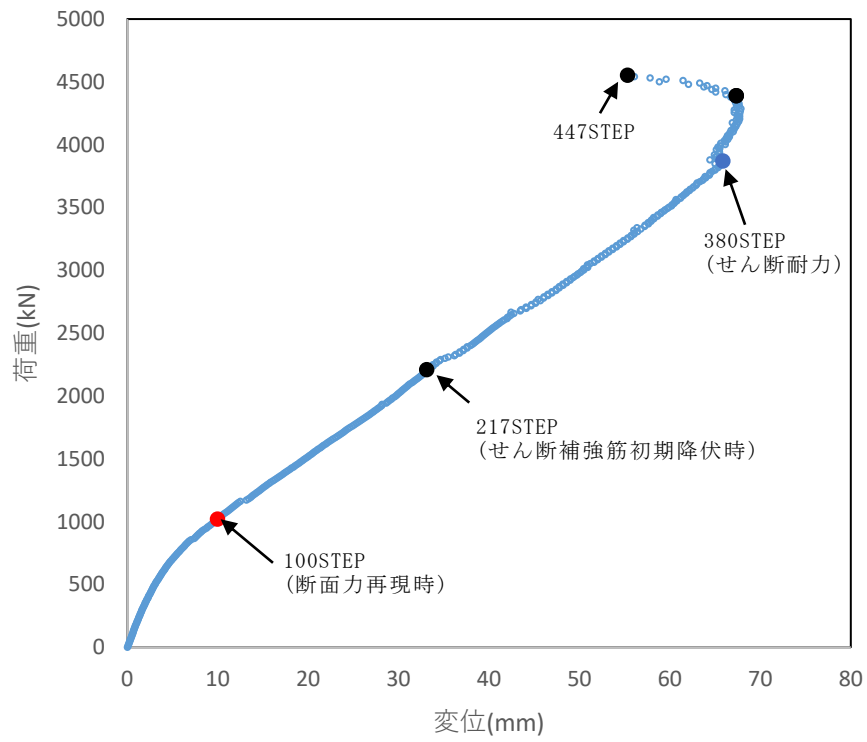


図 5-20 荷重-変位曲線
 (側壁, 解析ケース①, S_s-D (-+))

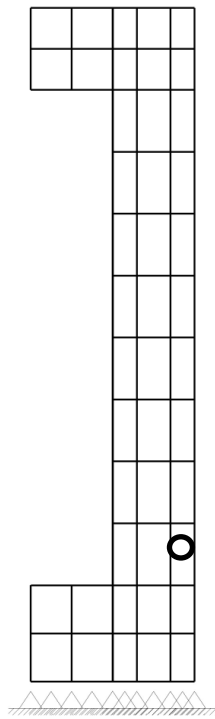
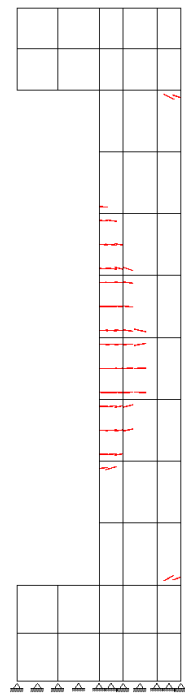
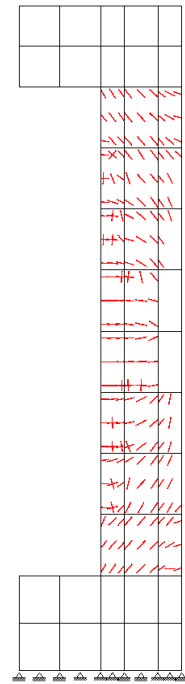


図 5-21 せん断補強筋の初期降伏箇所
 (側壁, 解析ケース①, S_s-D (-+)) 217STEP)



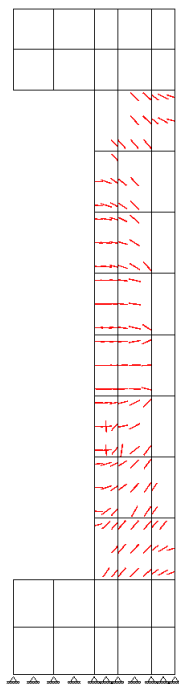
100STEP

断面力再現時



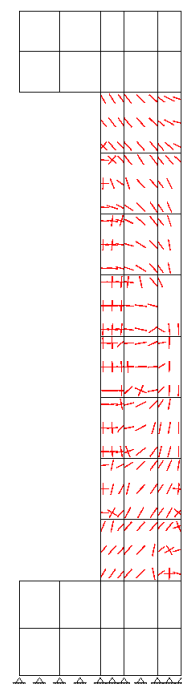
380STEP

せん断耐力



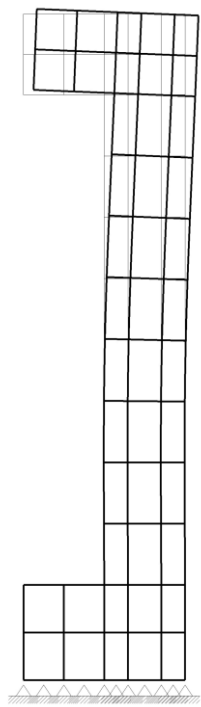
217STEP

せん断補強筋初期降伏時



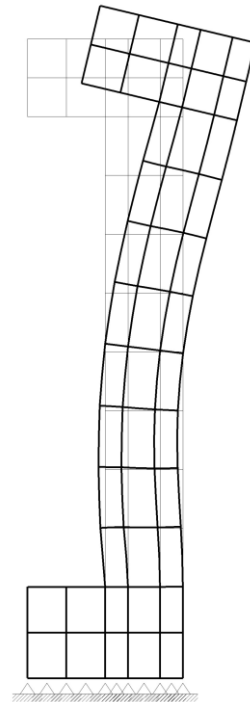
447STEP

図 5-22 各ステップにおけるひび割れ図
(側壁, 解析ケース①, $S_s - D (-+)$)



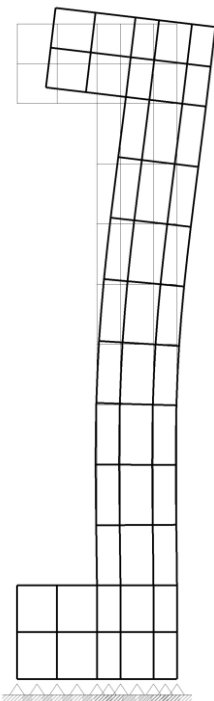
100STEP

断面力再現時



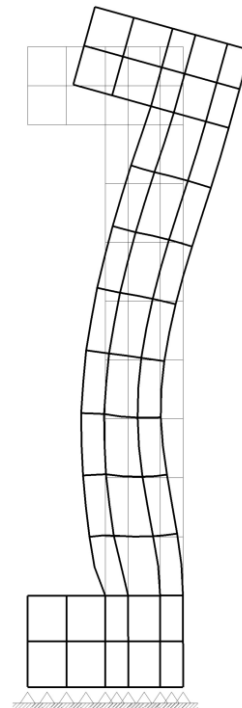
380STEP

せん断耐力



217STEP

せん断補強筋初期降伏時



447STEP

図 5-23 各ステップにおける変形図
(側壁, 解析ケース①, $S_s - D (-+)$)

(d) まとめ

せん断耐力式及び材料非線形解析によるせん断破壊に対する評価結果を、表 5-9 に示す。

同表より、全部材で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 5-9(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		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 V_d * ² (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - D	++	頂版	3	733	1506	0.49
			側壁	13	1728	4054	0.43* ³ (1.15)
			床版	4	1192	1453	0.82
			隔壁	12	840	1595	0.53
			底版	6	1472	1827	0.81
		-+	頂版	3	666	1528	0.44
			側壁	13	1754	3455	0.51* ³ (1.18)
			床版	4	1181	1445	0.82
			隔壁	12	772	1589	0.49
			底版	6	1468	1819	0.81
		+-	頂版	3	711	1529	0.47
			側壁	13	1812	3767	0.49* ³ (1.21)
			床版	4	1271	1456	0.88
			隔壁	12	902	1576	0.58
			底版	6	1490	1823	0.82
		--	頂版	3	751	1533	0.49
			側壁	13	1863	3818	0.49* ³ (1.23)
			床版	4	1343	1448	0.93
			隔壁	12	853	1588	0.54
			底版	6	1716	1842	0.94

表 5-9(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		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 V_d^{*2} (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - F 1	++	頂版	3	643	1490	0.44
			側壁	13	1451	1488	0.98
			床版	4	767	1446	0.54
			隔壁	12	540	1541	0.36
			底版	6	1175	1788	0.66
	S s - F 2	++	頂版	3	594	1490	0.40
			側壁	13	1457	1502	0.97
			床版	4	965	1446	0.67
			隔壁	12	650	1569	0.42
			底版	6	1249	1792	0.70
	S s - N 1	++	頂版	3	639	1452	0.44
			側壁	13	1380	1491	0.93
			床版	4	1524	3590	0.43* ³ (1.05)
			隔壁	12	1061	1607	0.67
			底版	5	2128	3160	0.68
-+		頂版	3	752	1523	0.50	
		側壁	13	1662	3474	0.48* ³ (1.12)	
		床版	4	1034	1446	0.72	
		隔壁	12	683	1578	0.44	
		底版	6	1590	1807	0.88	

表 5-9(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		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 V_d *2 (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - N 2 (N S)	++	頂版	3	583	1449	0.41
			側壁	13	1468	1505	0.98
			床版	4	1233	1452	0.85
			隔壁	12	845	1586	0.54
			底版	6	1293	1796	0.72
		-+	頂版	3	539	1462	0.37
			側壁	13	1441	1486	0.97
			床版	4	852	1445	0.59
			隔壁	12	573	1538	0.38
			底版	6	1151	1793	0.65
	S s - N 2 (E W)	++	頂版	3	548	1450	0.38
			側壁	13	1314	1509	0.88
			床版	4	983	1451	0.68
			隔壁	12	704	1557	0.46
			底版	6	1177	1800	0.66
		-+	頂版	3	652	1512	0.44
			側壁	13	1687	3984	0.43*3 (1.12)
			床版	4	862	1446	0.60
			隔壁	12	585	1524	0.39
			底版	6	1474	1809	0.82

注記*1：評価位置は図 5-7 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 $\gamma_a (=1.05)$

*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、括弧内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

(2) B-B断面

a. せん断耐力式による評価結果

構造強度を有する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。

同表より、全部材で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5-10(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		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$	
				せん断力 V_d^{*2} (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)		
①	S s - D	++	頂版	1	579	1454	0.40
			側壁	11	1149	1619	0.71
			床版	2	1335	1570	0.86
			隔壁	15	1152	3051	0.38
			底版	6	1665	3021	0.56
		-+	頂版	1	572	1471	0.39
			側壁	10	525	614	0.86
			床版	2	1330	1561	0.86
			隔壁	15	1006	3056	0.33
			底版	6	2044	3096	0.67
		+-	頂版	1	582	1454	0.41
			側壁	10	542	780	0.70
			床版	2	1661	1564	1.07
			隔壁	15	1006	3055	0.33
			底版	6	1963	3088	0.64
		--	頂版	1	604	1455	0.42
			側壁	10	581	793	0.74
			床版	2	1377	1524	0.91
			隔壁	15	1177	3094	0.39
			底版	6	1505	3018	0.50

表 5-10(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		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 V_d^{*2} (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - F 1	++	頂版	1	507	1455	0.35
			側壁	10	455	822	0.56
			床版	2	850	1530	0.56
			隔壁	15	606	3090	0.20
			底版	6	966	2886	0.34
	S s - F 2	++	頂版	1	503	1453	0.35
			側壁	10	481	778	0.62
			床版	2	1025	1517	0.68
			隔壁	15	876	3063	0.29
			底版	6	1114	2890	0.39
	S s - N 1	++	頂版	1	564	1452	0.39
			側壁	10	515	760	0.68
			床版	2	1720	1551	1.11
			隔壁	15	1181	3052	0.39
			底版	6	1969	2980	0.67
		-+	頂版	1	628	1504	0.42
			側壁	10	589	646	0.92
			床版	2	1392	1563	0.90
			隔壁	15	1118	3088	0.37
			底版	6	1983	3043	0.66
S s - N 2 (NS)	++	頂版	1	544	1453	0.38	
		側壁	10	479	790	0.61	
		床版	2	1341	1544	0.87	
		隔壁	15	951	3058	0.32	
		底版	6	1485	2933	0.51	
	-+	頂版	1	612	1458	0.42	
		側壁	10	487	784	0.63	
		床版	2	1191	1551	0.77	
		隔壁	15	851	3086	0.28	
		底版	6	1425	3005	0.48	

表 5-10(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	照査用 せん断力 V_d^{*2} (kN)		せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN)		照査値 $V_d/V_{y d}$
①	S s - N 2 (E W)	++	頂版	1	584	1459	0.41
			側壁	10	442	815	0.55
			床版	2	1144	1540	0.75
			隔壁	15	797	3059	0.27
			底版	6	1356	2931	0.47
		-+	頂版	1	509	1462	0.35
			側壁	10	466	699	0.67
			床版	2	1127	1569	0.72
			隔壁	15	836	3057	0.28
			底版	6	1619	3047	0.54

注記*1：評価位置は図 5-24 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 $\gamma_a (=1.05)$

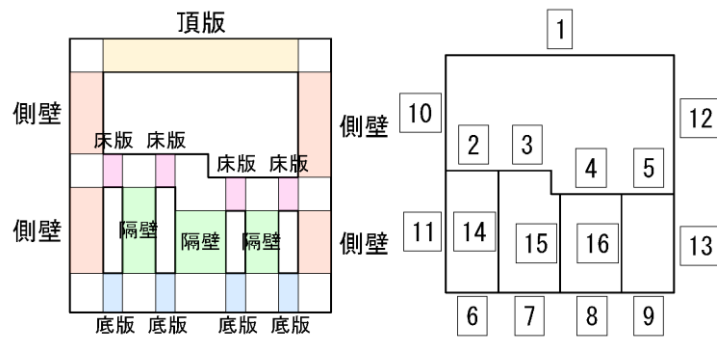


図 5-24 評価位置図 (B-B 断面)

b. 材料非線形解析による評価結果

(a) 概要

前項「(1) せん断耐力式による評価結果」では、床版において、照査用せん断力がせん断耐力式によるせん断耐力を上回る結果となった。せん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、ここでは、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断破壊に対する健全性を確認する。

図 5-25 に材料非線形解析によりせん断破壊に対する評価を実施する対象部材を示す。また、評価対象部材の要素分割図を図 5-26 に、要素プロパティ番号図を図 5-27 に、変位抽出位置を図 5-28 に、要素プロパティ条件を表 5-11 に示す。

なお、「(a) 評価条件」及び「(b) 評価結果」については、材料非線形解析によりせん断破壊に対する評価を実施する対象部材のうち、せん断耐力式における照査値が最大となった地震動及び解析ケース（解析ケース①、地震動 S s - D (- -) ）を掲載する。その他のケースの照査結果については、「(c) まとめ」に記載する。

■ : 評価対象部材
□ : モデル化範囲

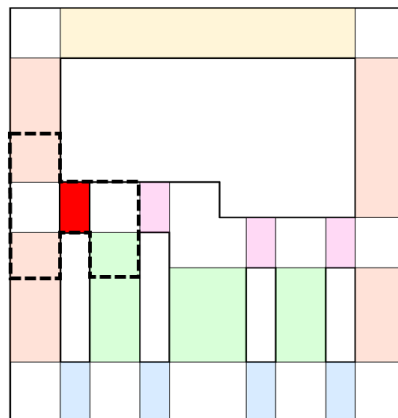


図 5-25 材料非線形解析における評価対象部材

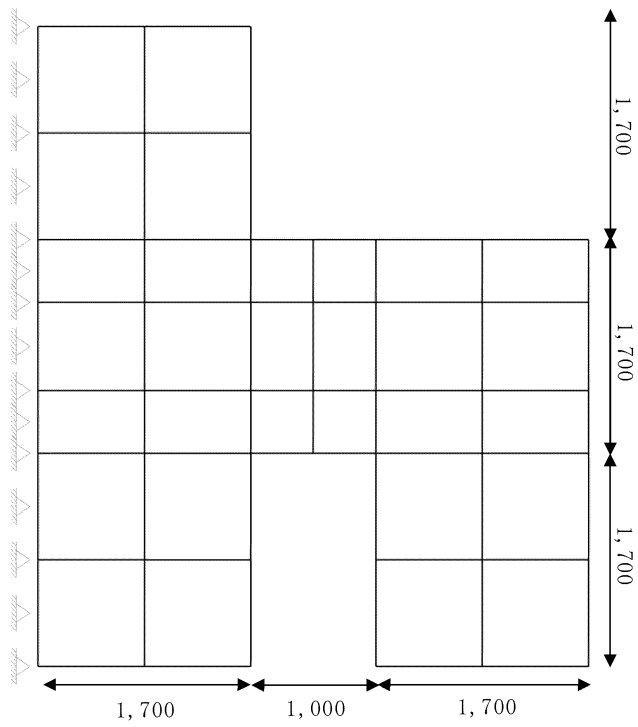


図 5-26 要素分割図 (床版)

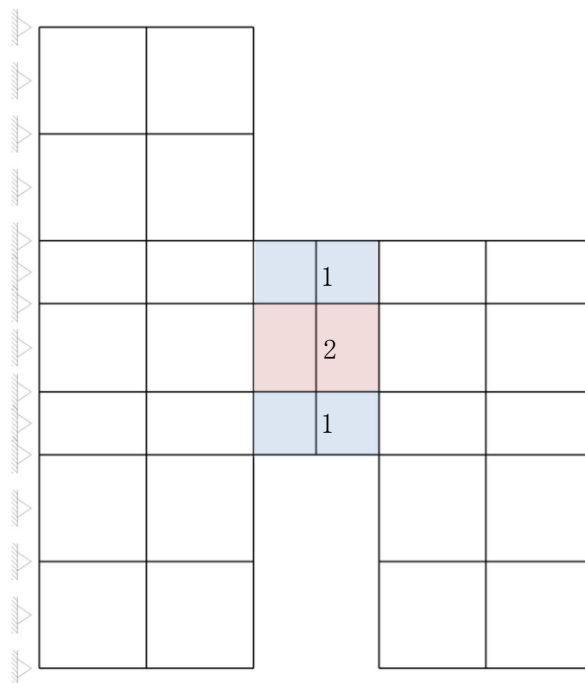


図 5-27 要素プロパティ番号図 (床版)

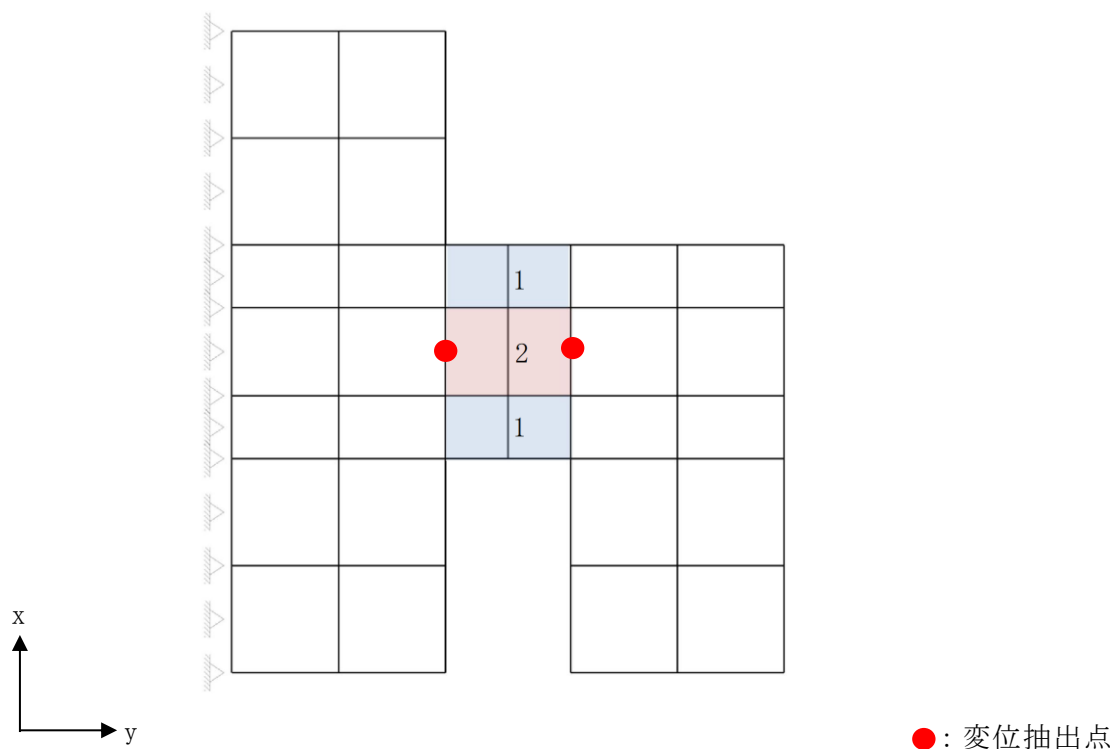


図 5-28 変位抽出位置

表 5-11 要素プロパティ条件 (床版)

番号	元要素		
	材料	引張硬化軟化係数	
		Cx	Cy
1	鉄筋コンクリート	0.40	0.40
2	無筋コンクリート	0.40	3.74

材料非線形解析によるせん断耐力の算定において考慮する荷重は、地震応答解析から得られる断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに図 5-29 のように作用させる。

材料非線形解析では、常時応力解析時の断面力分布及び地震応答解析から得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重を 100 分割したものを ΔM 、 ΔQ 、 ΔN とし、これらの比率を維持しながら漸増载荷する。

なお、材料非線形解析における作用荷重は、 ΔM 、 ΔQ 、 ΔN を等価な水平力及び鉛直力として作用させることから、常時荷重（ ΔQ_s 、 ΔN_s ）及び地震時荷重（ ΔQ_d 、 ΔN_d ）とし、 ΔM についても上記の作用荷重により表現している。これにより、各部材の固定端側から離れた位置での ΔQ 、 ΔN が大きくなる傾向がある。作用手順を図 5-30 に示す。

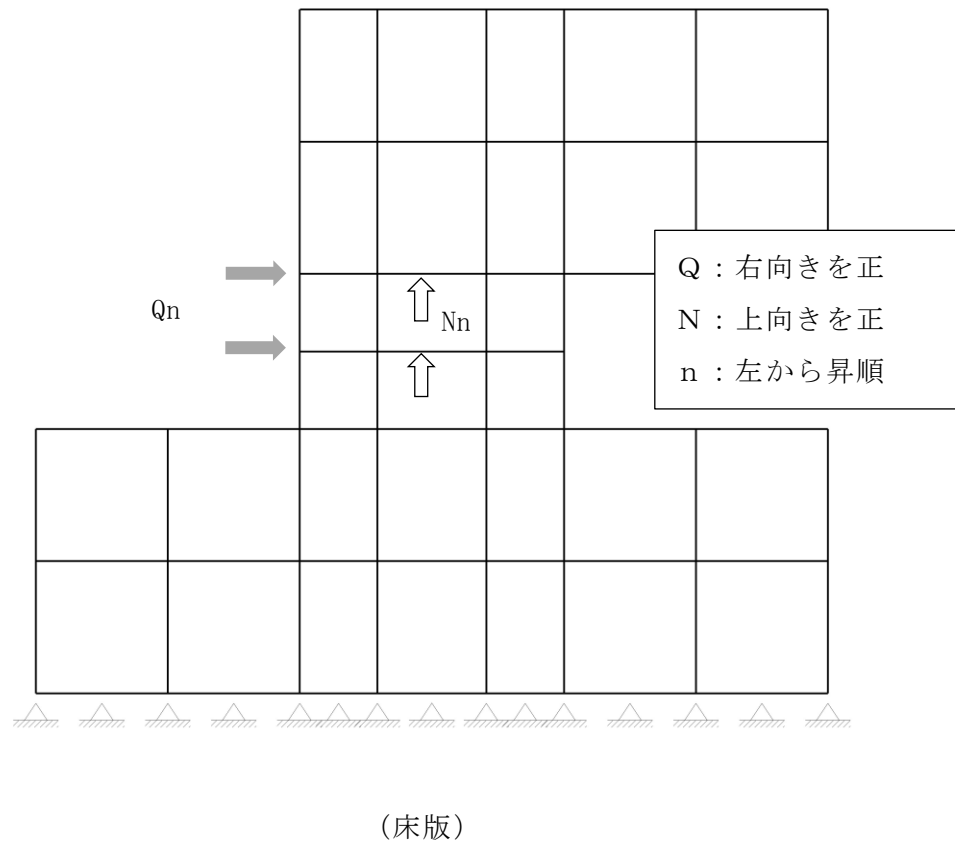


図 5-29 材料非線形解析における载荷状況

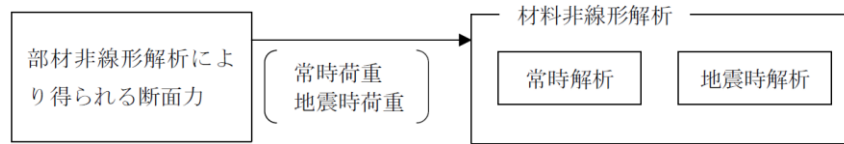


図 5-30 荷重の作用手順

(b) 荷重条件

部材非線形解析における断面力と材料非線形解析における作用荷重の比較を図 5-31 に示す。また、材料非線形解析における作用荷重として、 ΔM 、 ΔQ 、 ΔN と等価な水平力及び鉛直力である常時荷重 (ΔQ_s 、 ΔN_s) 及び地震時荷重 (ΔQ_d 、 ΔN_d) を表 5-12 に示す。

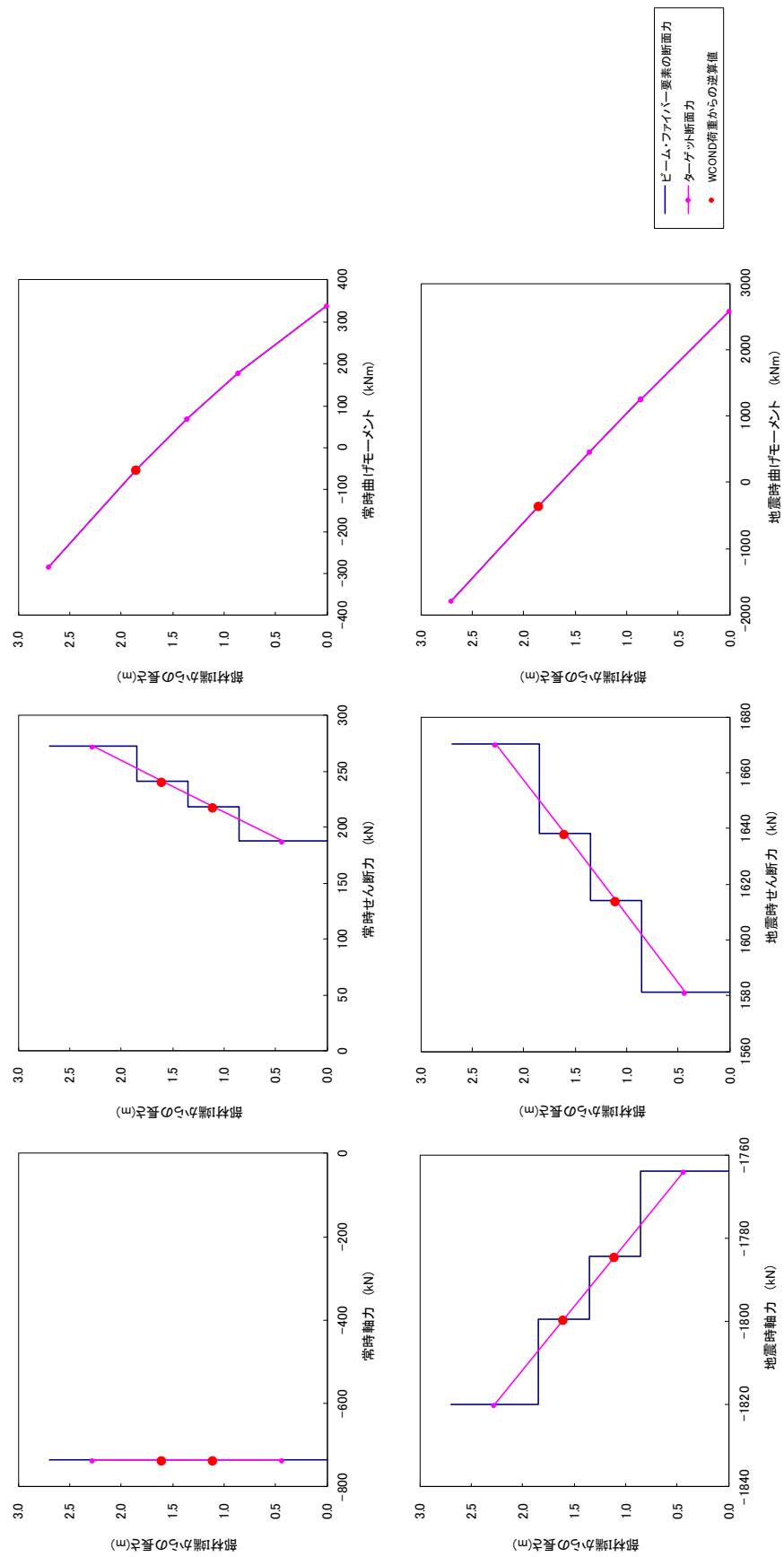


図 5-31 部材非線形解析における断面力と材料非線形解析における作用荷重の比較 (床版)

表 5-12 材料非線形解析における作用荷重

部材		床版	
地震動		S s - N 1 ++	
解析ケース		解析ケース①	
常時荷重	せん断力 (kN)	$\Delta Q1$	22.9
		$\Delta Q2$	-241.6
		$\Delta Q3$	0.0
	軸力 (kN)	$\Delta N1$	0.0
		$\Delta N2$	-735.2
地震時増分荷重	せん断力 (kN)	$\Delta Q1$	1.2
		$\Delta Q2$	-1396.7
	軸力 (kN)	$\Delta N1$	15.2
		$\Delta N2$	-1064.3

(c) 評価結果

評価対象部材（床版）における荷重－変位曲線を図 5-32 に示す。

図中の赤丸で示した 100 ステップは、地震応答解析（部材非線形解析）において得られた断面力図を再現した状態である。610 ステップ以降、変位の急増が認められる。なお、443 ステップにおいて、せん断補強筋の降伏が発生している。せん断補強筋の初期降伏箇所を図 5-33 に示す。

図 5-34 に、各ステップにおけるひび割れ図を示す。

ひび割れ図に着目すると、525 ステップまでは、荷重の増加に伴って徐々にひび割れが進展していくが、525 ステップ以降は、斜めひび割れが進展する様相を示している。したがって、525 ステップ以降の変位の発生は、斜めひび割れの進展に伴うものであると判断される。

以上のとおり、評価対象部材（床版）に対する材料非線形解析では、斜めひび割れの進展によりせん断破壊に至ることを考慮し、525 ステップ（図中の青丸）をせん断耐力発生時の状態として設定する。

材料非線形解析による設計せん断耐力は、525 ステップにおけるせん断耐力 7326kN を部材係数（ γ_{b1} 及び γ_{b2} ）で除した 6541kN とする。

また、図 5-35 に、各ステップにおける変形図を示す。

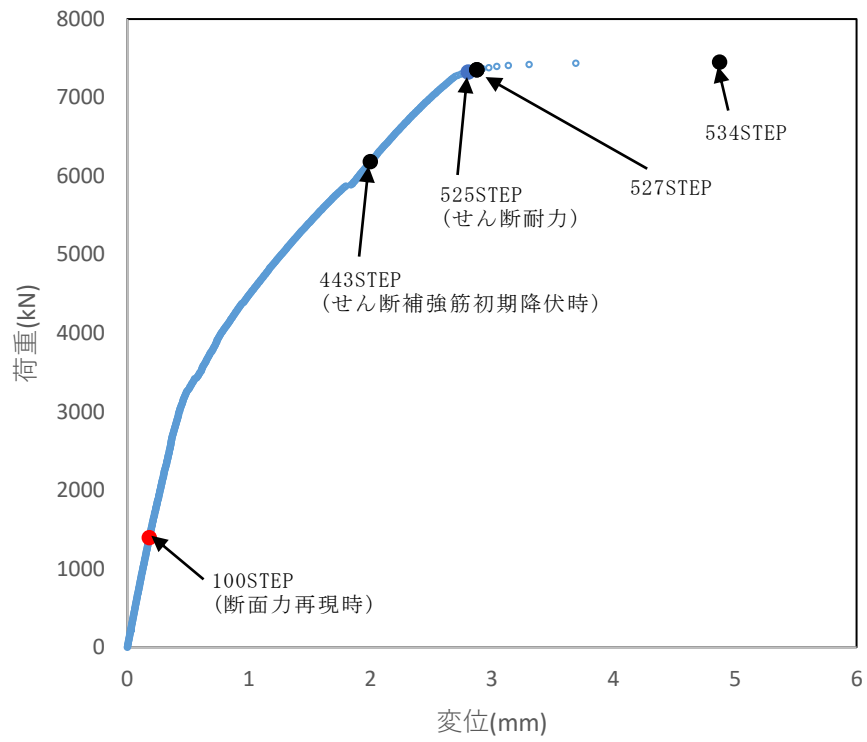


図 5-32 荷重-変位曲線
(床版, 解析ケース①, $S_s - N1 (+ +)$)

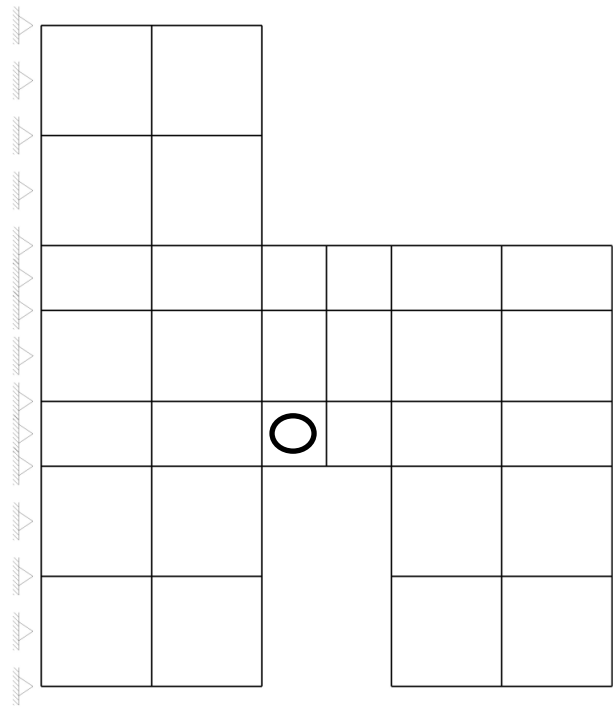
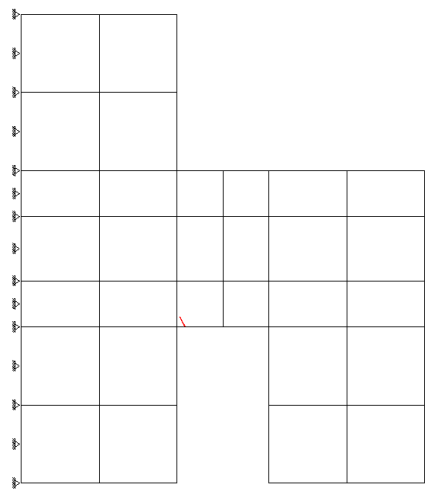
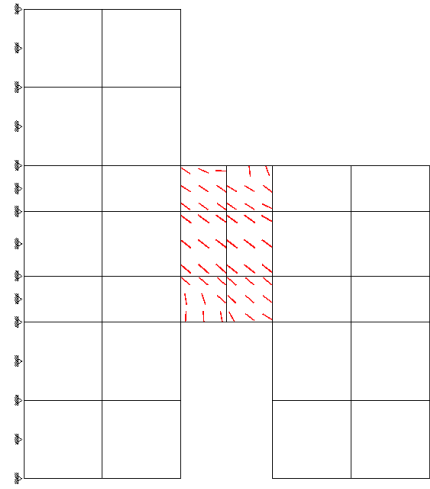


図 5-33 せん断補強筋の初期降伏箇所
(床版, 解析ケース①, $S_s - N1 (+ +)$ 443STEP)



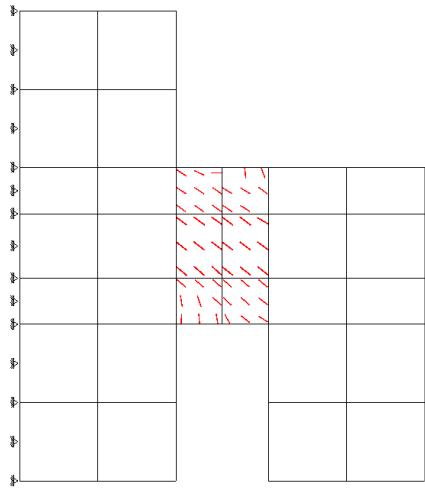
100STEP

断面力再現時



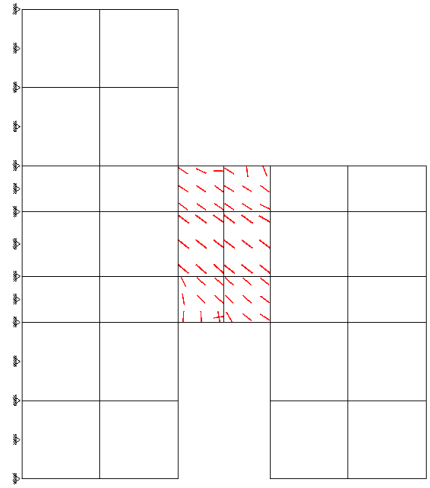
525STEP

せん断耐力



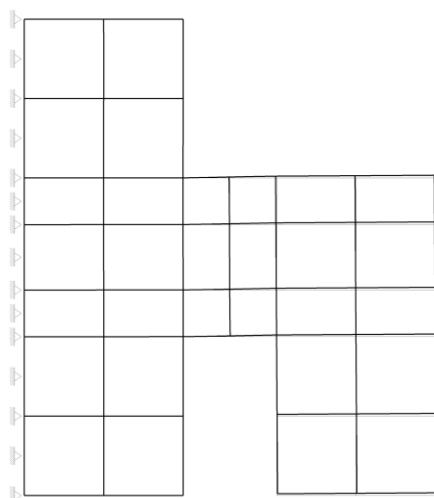
443STEP

せん断補強筋初期降伏時



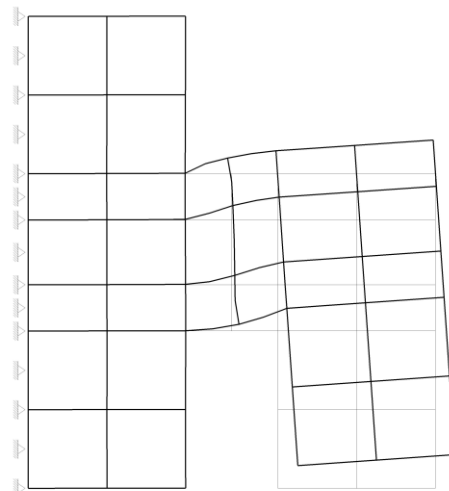
534STEP

図 5-34 各ステップにおけるひび割れ図
(床版, 解析ケース①, $S_s - N1$ (++))



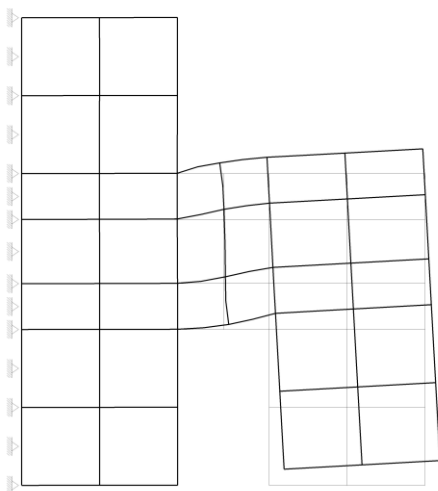
100STEP

断面力再現時



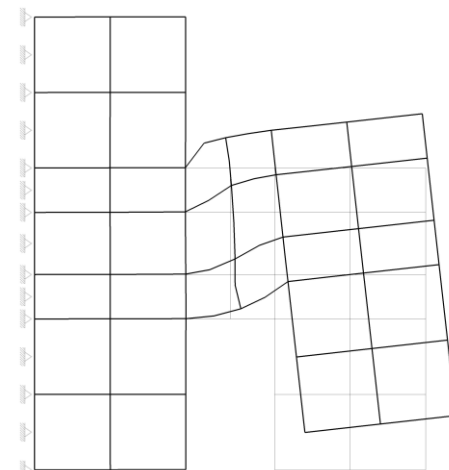
525STEP

せん断耐力



443STEP

せん断補強筋初期降伏時



534STEP

図 5-35 各ステップにおける変形図
(床版, 解析ケース①, $S_s - N1 (+ +)$)

(d) まとめ

せん断耐力式及び材料非線形解析によるせん断破壊に対する評価結果を、表 5-13 に示す。

同表より、全部材で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 5-13(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		照査用 せん断力 V_d^{*2} (kN)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
①	S s - D	++	頂版	1	579	1454	0.40
			側壁	11	1149	1619	0.71
			床版	2	1335	1570	0.86
			隔壁	15	1152	3051	0.38
			底版	6	1665	3021	0.56
		-+	頂版	1	572	1471	0.39
			側壁	10	525	614	0.86
			床版	2	1330	1561	0.86
			隔壁	15	1006	3056	0.33
			底版	6	2044	3096	0.67
		+-	頂版	1	582	1454	0.41
			側壁	10	542	780	0.70
			床版	2	1661	6992	0.24* ³ (1.07)
			隔壁	15	1006	3055	0.33
			底版	6	1963	3088	0.64
		--	頂版	1	604	1455	0.42
			側壁	10	581	793	0.74
			床版	2	1377	1524	0.91
			隔壁	15	1177	3094	0.39
			底版	6	1505	3018	0.50

表 5-13(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		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 V_d *2(kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - F 1	++	頂版	1	507	1455	0.35
			側壁	10	455	822	0.56
			床版	2	850	1530	0.56
			隔壁	15	606	3090	0.20
			底版	6	966	2886	0.34
	S s - F 2	++	頂版	1	503	1453	0.35
			側壁	10	481	778	0.62
			床版	2	1025	1517	0.68
			隔壁	15	876	3063	0.29
			底版	6	1114	2890	0.39
	S s - N 1	++	頂版	1	564	1452	0.39
			側壁	10	515	760	0.68
			床版	2	1720	6541	0.27*3 (1.11)
			隔壁	15	992	2557	0.39
			底版	6	1969	3330	0.60
- +		頂版	1	628	1504	0.42	
		側壁	10	589	646	0.92	
		床版	2	1392	1563	0.90	
		隔壁	15	1118	3088	0.37	
		底版	6	1983	3043	0.66	

表 5-13(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		照査用	せん断	照査値 $V_d/V_{y d}$
					せん断力 V_d *2 (kN)	耐力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - N 2 (N S)	++	頂版	1	544	1453	0.38
			側壁	10	479	790	0.61
			床版	2	1341	1544	0.87
			隔壁	15	951	3058	0.32
			底版	6	1485	2933	0.51
		-+	頂版	1	612	1458	0.42
			側壁	10	487	784	0.63
			床版	2	1191	1551	0.77
			隔壁	15	851	3086	0.28
			底版	6	1425	3005	0.48
	S s - N 2 (E W)	++	頂版	1	584	1459	0.41
			側壁	10	442	815	0.55
			床版	2	1144	1540	0.75
			隔壁	15	797	3059	0.27
			底版	6	1356	2931	0.47
		-+	頂版	1	509	1462	0.35
			側壁	10	466	699	0.67
			床版	2	1127	1569	0.72
			隔壁	15	836	3057	0.28
			底版	6	1619	3047	0.54

注記*1：評価位置は図 5-7 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 $\gamma_a (=1.05)$

*3：材料非線形解析によるせん断耐力を用いた照査値を示す。なお、括弧内に記載の数値は、せん断耐力式による照査値を示す。

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

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 5-14 及び表 5-15 に示す。また、最大接地圧分布図を図 5-36 及び図 5-37 に示す。

同表より、基礎地盤に発生する最大接地圧が、極限支持力を下回ることを確認した。

表 5-14 基礎地盤の支持性能に対する照査結果 (A-A 断面)

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	++	0.74	9.8	0.08
		-+	0.94	9.8	0.10
		+ -	0.92	9.8	0.10
		--	0.80	9.8	0.09
	S _s -F 1	++	0.59	9.8	0.07
	S _s -F 2	++	0.70	9.8	0.08
	S _s -N 1	++	0.74	9.8	0.08
		-+	0.78	9.8	0.08
	S _s -N 2 (NS)	++	0.66	9.8	0.07
		-+	0.84	9.8	0.09
	S _s -N 2 (EW)	++	0.60	9.8	0.07
		-+	0.71	9.8	0.08

表 5-15 基礎地盤の支持性能に対する照査結果 (B-B断面)

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	++	0.66	9.8	0.07
		-+	0.71	9.8	0.08
		+ -	0.76	9.8	0.08
		--	0.81	9.8	0.09
	S _s -F 1	++	0.60	9.8	0.07
	S _s -F 2	++	0.65	9.8	0.07
	S _s -N 1	++	0.78	9.8	0.08
		-+	0.66	9.8	0.07
	S _s -N 2 (NS)	++	0.66	9.8	0.07
		-+	0.72	9.8	0.08
	S _s -N 2 (EW)	++	0.59	9.8	0.07
		-+	0.67	9.8	0.07

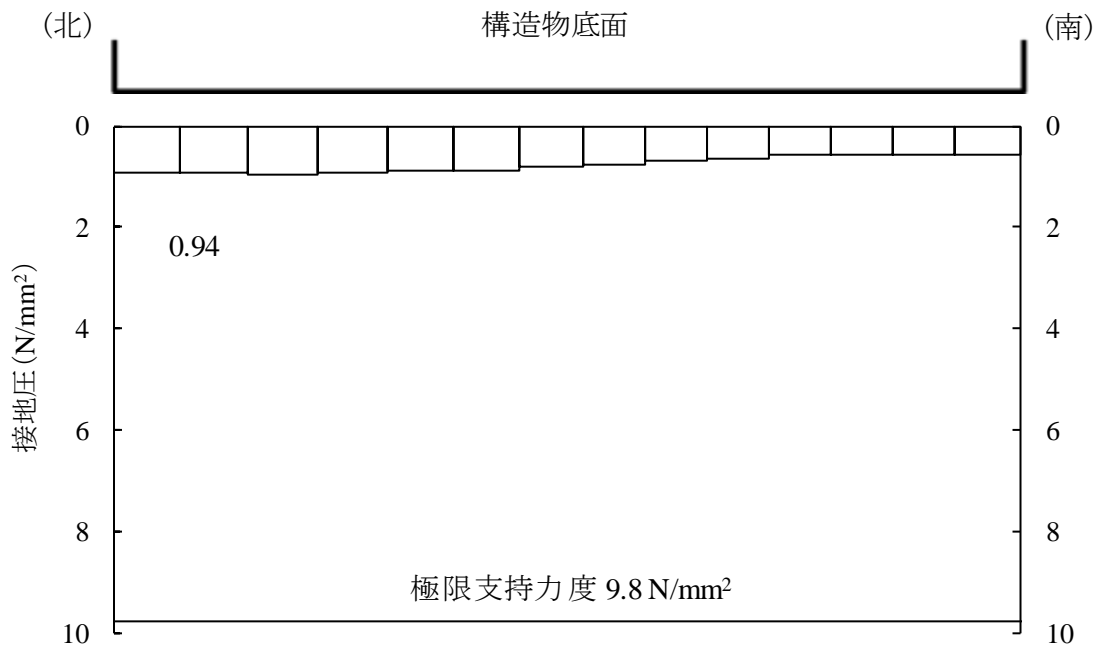


図 5-36 基礎地盤の最大接地圧分布図
(A-A断面, 解析ケース①, S_s-D (-+))

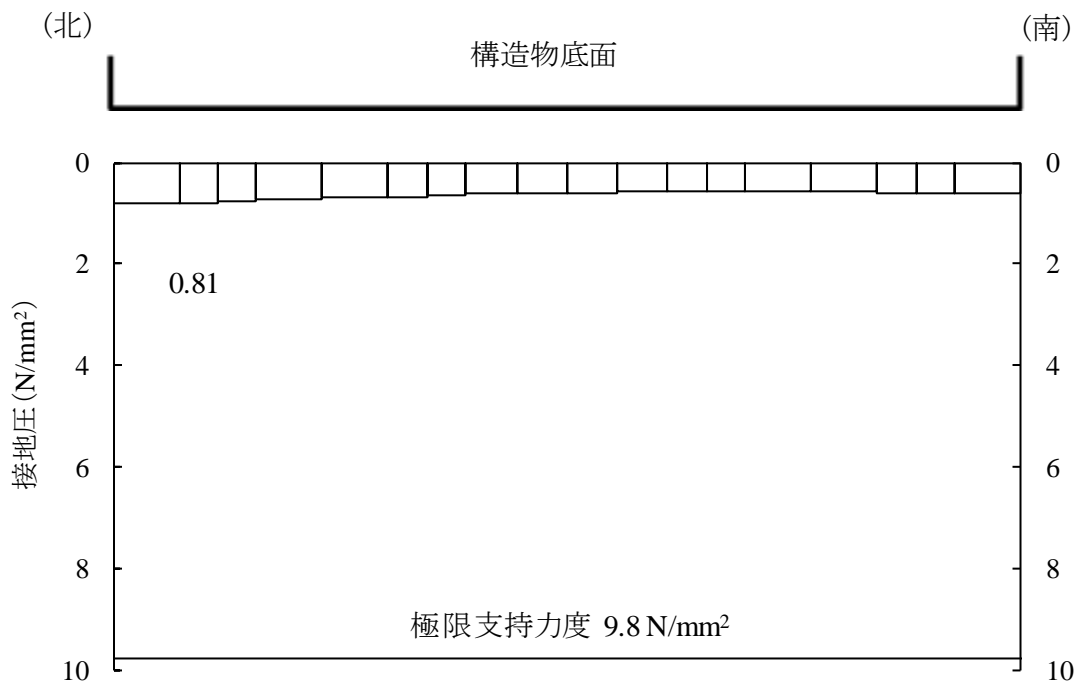


図 5-37 基礎地盤の最大接地圧分布図
(B-B断面, 解析ケース①, S_s-D (--))

5.3.2 MMR

MMRの照査については、安全対策工事着工後の結果に包括されるため、省略する。

6. まとめ

安全対策工事着工前の周辺地盤状況における、第1ベントフィルタ格納槽については、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。

構造部材の健全性評価については、ひずみ、層間変形角及びせん断力が要求性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）が極限支持力度に基づく許容限界を下回ることを確認した。

また、遮蔽機能が要求される第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び配管遮蔽については、部材が終局範囲に留まることを確認した。

以上から、第1ベントフィルタ格納槽は、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、支持機能を有すること及び遮蔽機能を有することを確認した。

参考資料 2 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

目 次

1. 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース	1
1.1 はじめに	1
1.2 解析方針	1
1.3 解析結果	1
2. 地下水位低下の影響を考慮した解析ケース	5
2.1 はじめに	5
2.2 解析方針	5
2.3 解析結果	5
3. 妻壁の剛性を考慮した解析ケース	9
3.1 はじめに	9
3.2 解析方針	9
3.3 解析結果	9
4. 解析結果に対する考察	12
4.1 B-B断面	12
4.1.1 地震応答解析結果	12
4.1.2 解析結果に対する考察	13

1. 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

1.1 はじめに

第1ベントフィルタ格納槽について、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、コンクリートの物性値を実強度に変更した解析を実施した。

コンクリートの実強度の設定方法は「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す。

1.2 解析方針

耐震評価は、本文における評価条件に基づき実施する。変更した材料の物性値を表1-1に示す。影響検討ケースは位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 $S_s - D$ に対して実施することとする。

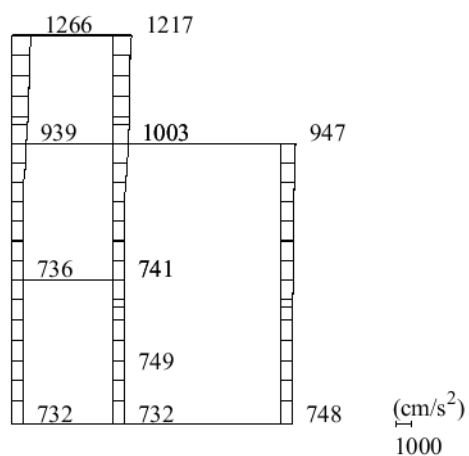
影響検討に用いる地震動は、本文で使用した基準地震動 $S_s - D$ (++) を使用する。

表 1-1 材料の物性値

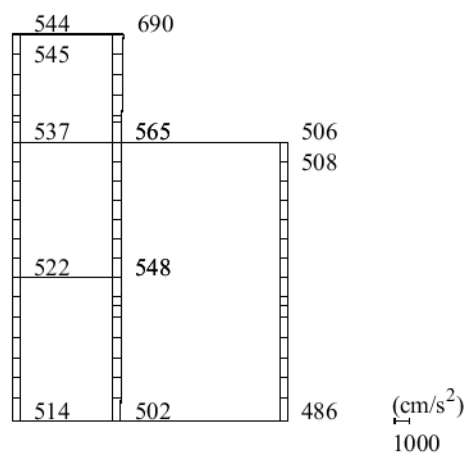
材料		仕様	ヤング係数 (N/mm^2)
構造物	コンクリート	実強度 $36.1N/mm^2$	2.98×10^4

1.3 解析結果

ケース⑨及び⑩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1-3に示す。

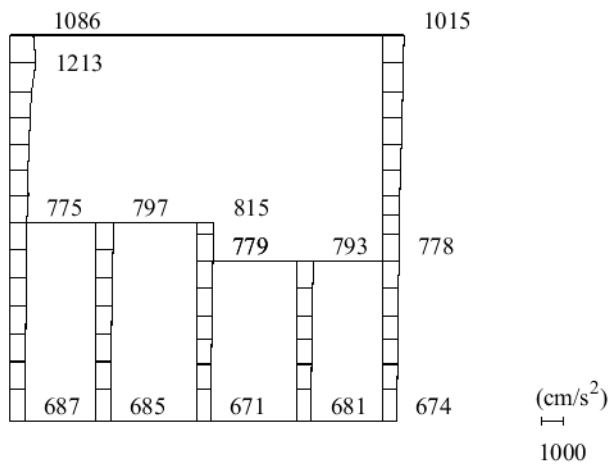


(a) S s - D (++) 水平

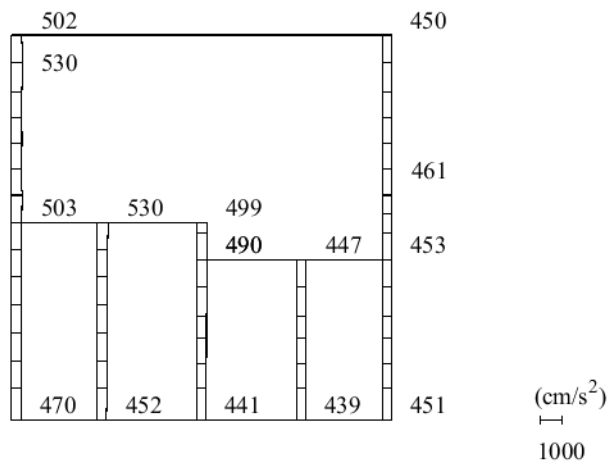


(b) S s - D (++) 鉛直

図 1-1 最大応答加速度分布図 (A-A断面) (解析ケース⑨)



(a) S_s-D (++) 水平



(b) S_s-D (++) 鉛直

図 1-2 最大応答加速度分布図 (B-B断面) (解析ケース⑨)

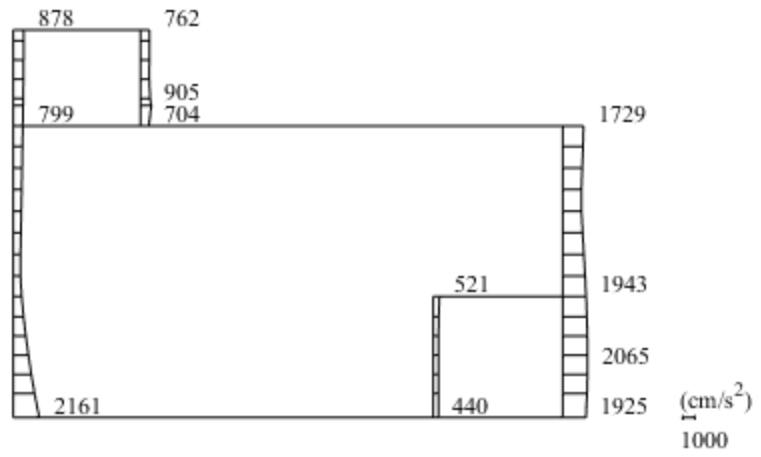
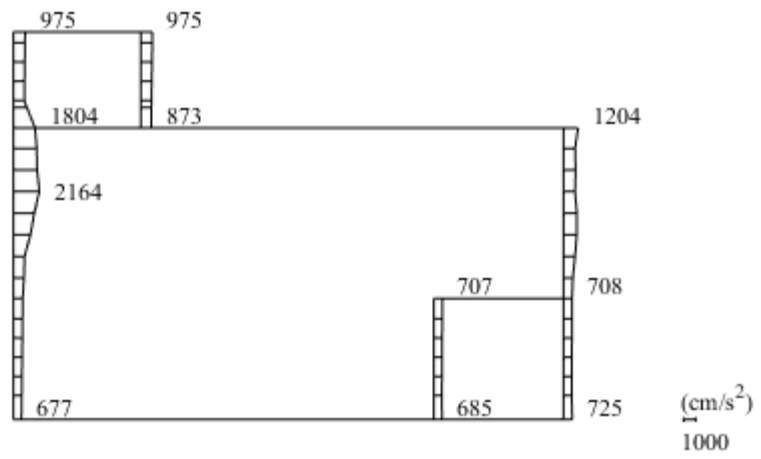


图 1-3 最大応答加速度分布図 (C-C 断面)

2. 地下水位低下の影響を考慮した解析ケース

2.1 はじめに

第1ベントフィルタ格納槽について、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、地下水位が構造物基礎下端より十分低い状態を仮定した、解析を実施した。

2.2 解析方針

耐震評価は本文における評価条件に基づき実施する。変更した地下水位の条件を表2-1に示す。

影響検討ケースは位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 $S_s - D$ に対して実施することとする。

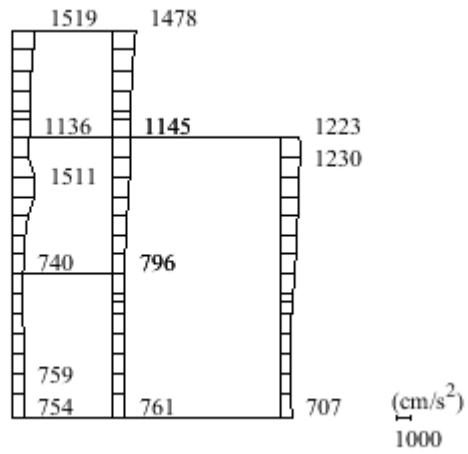
影響検討に用いる地震動は、本文で使用した基準地震動 $S_s - D (+ +)$ を使用する。

表 2-1 材料の物性値

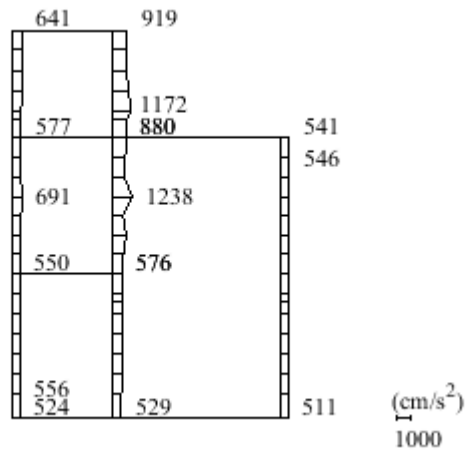
施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)
第1ベントフィルタ 格納槽	A-A断面	解析モデル中に地下水位を 考慮しない
	B-B断面	
	C-C断面	

2.3 解析結果

ケース⑩及び⑫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2-1～図2-3に示す。

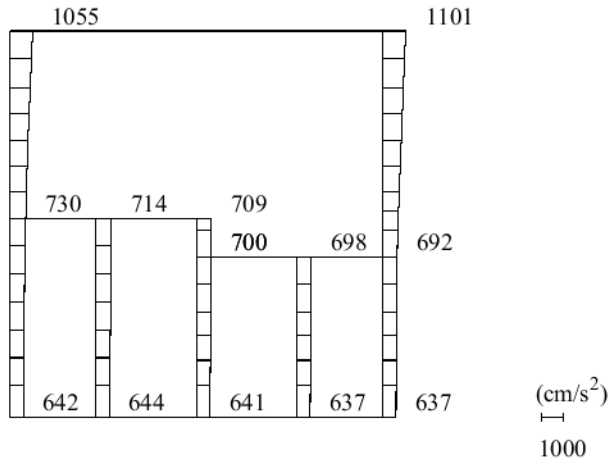


(a) $S_s - D$ (++) 水平

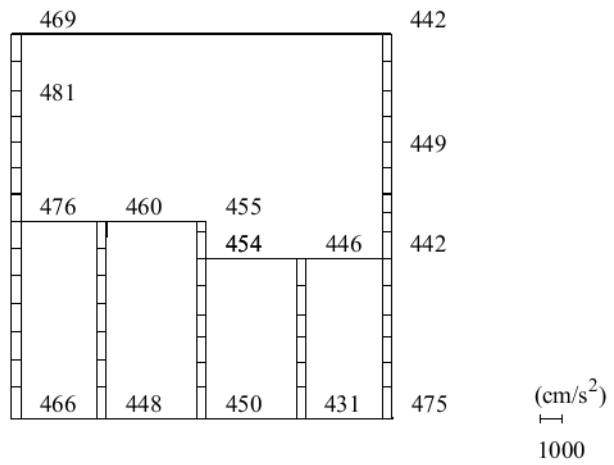


(b) $S_s - D$ (++) 鉛直

図 2-1 最大応答加速度分布図 (A-A 断面) (解析ケース⑩)

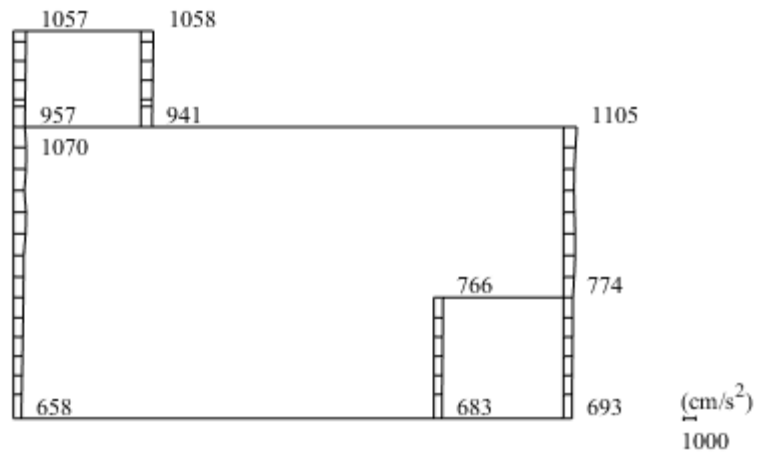


(a) S s - D (++) 水平

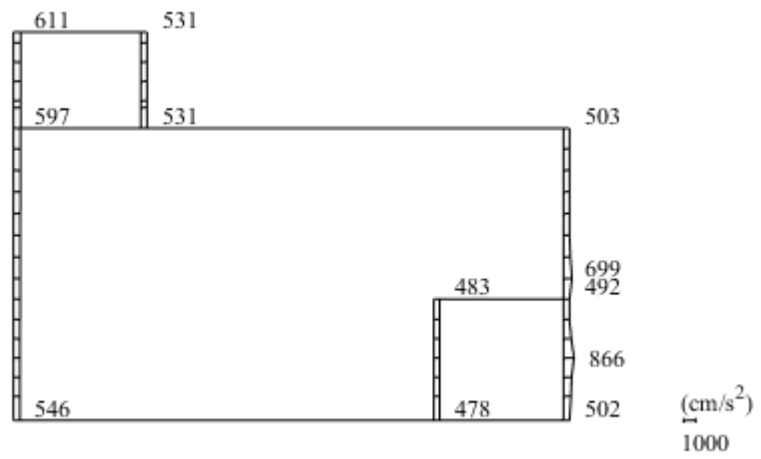


(b) S s - D (++) 鉛直

図 2-2 最大応答加速度分布図 (B-B 断面) (解析ケース⑩)



(a) $S_s - D$ (++) 水平



(b) $S_s - D$ (++) 鉛直

図 2-3 最大応答加速度分布図 (C-C 断面) (解析ケース⑫)

3. 妻壁の剛性を考慮した解析ケース

3.1 はじめに

第1 ベントフィルタ格納槽のA-A断面及びB-B断面では、耐震評価上の保守的な条件として妻壁を考慮しない評価を実施しており、機器・配管系に適用する床応答についても同様の解析モデルを用いて算定している。本章では、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、妻壁を考慮したモデルにおける解析を実施した。

3.2 解析方針

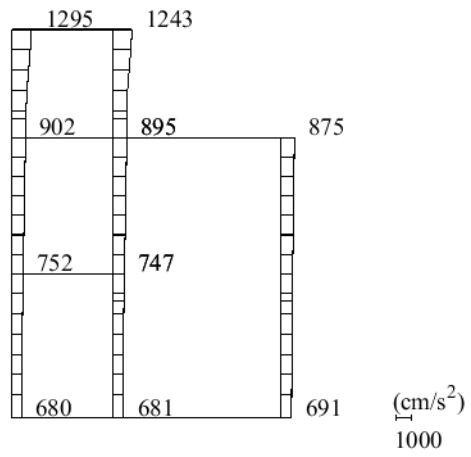
耐震評価は本文における評価条件に基づき実施する。ただし、本検討においては妻壁の剛性及び重量を等価剛性及び等価重量として考慮することとする。

影響検討ケースは位相特性の偏りがなく、全周期帯において安定した応答を生じさせる基準地震動 S_{s-D} に対して実施することとする。

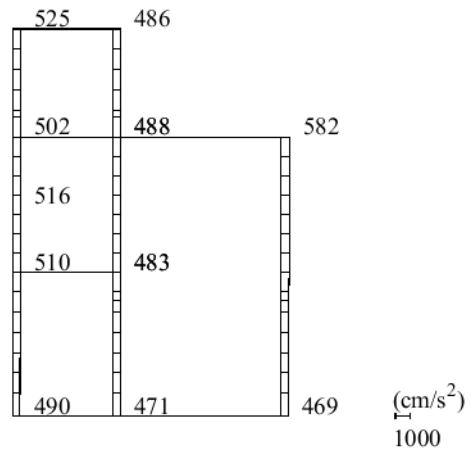
影響検討に用いる地震動は、本文で使用した基準地震動 $S_{s-D} (++)$ を使用する。

3.3 解析結果

基準地震動 $S_{s-D} (++)$ に対する最大応答加速度分布図を図3-1及び図3-2に示す。



(a) S s - D (++) 水平



(b) S s - D (++) 鉛直

图 3-1 最大応答加速度分布図 (A-A断面)

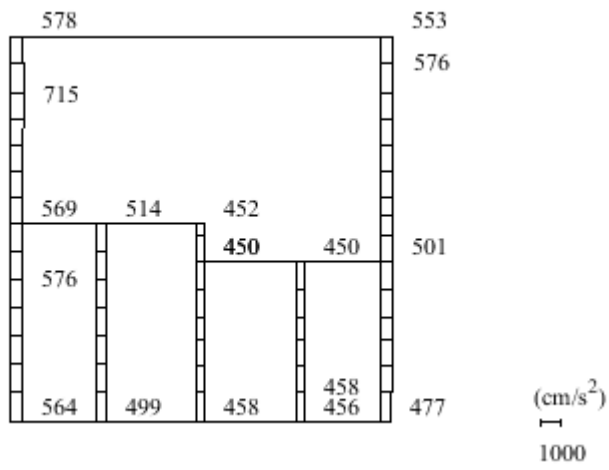
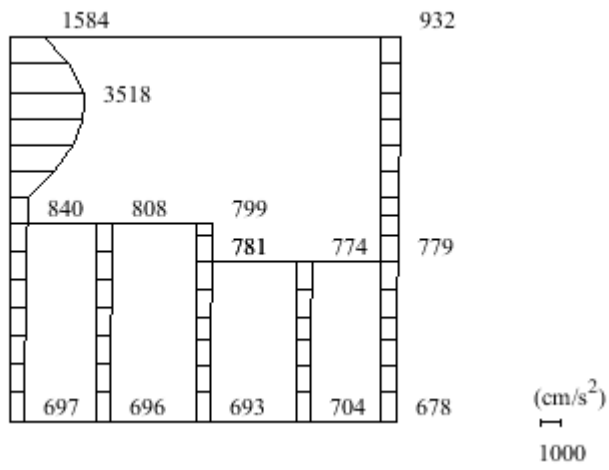


图 3-2 最大応答加速度分布図 (B-B 断面)

4. 解析結果に対する考察

妻壁の剛性を考慮した解析ケースにおいて、一部の地震動において他の地震動と比較して数倍程度大きな応答加速度が算定されているため、その原因について考察する。

4.1 B-B断面

4.1.1 地震応答解析結果

B-B断面では、表2-1に示す地震動において他の地震動と比較して数倍程度大きな応答加速度が算定された。

表2-1 C-C断面において考察する解析ケース

地震動	地震動の方向	参照先
S s - D (++)	水平	図2-1

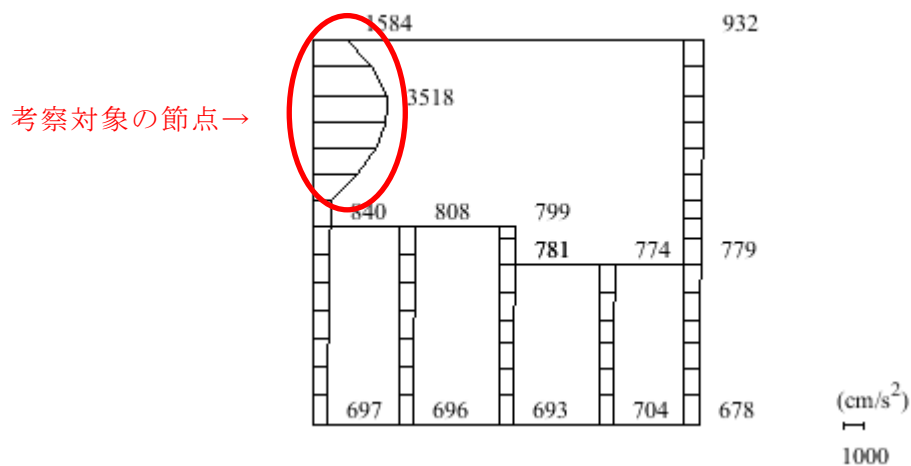


図2-1 最大応答加速度分布図 (B-B断面)

S s - D (++) 水平

4.1.2 解析結果に対する考察

地震応答解析結果より，特定の地震動において数倍程度大きな応答加速度が算定されていることが分かる。ここでは，その原因について考察する。

図 2-2 に示す $S_s - D(++)$ の加速度時刻歴波形より，極めて局所的にパルス的な応答加速度が生じていることが分かる。

地表面付近では構造物-地盤間に配置したジョイント要素に生じる引張応力に起因する剥離・再接触が高頻度で繰り返されることが想定され，再接触時に急激に剛性が復元することによりパルス的な応答加速度を生じたものと考えられる。

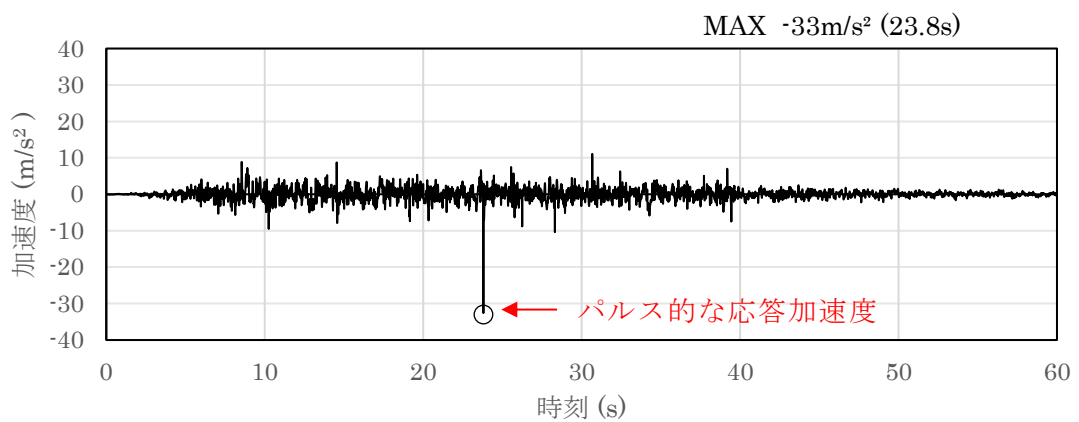


図 2-2 基本ケースにおける加速度時刻歴波形 ($S_s - D(++)$)

参考資料 3 機械式継手を考慮したかぶり厚さの設定について

目 次

1. はじめに 1
2. 決定かぶり厚さの設定方法の一例 5

1. はじめに

第1ベントフィルタ格納槽等の屋外重要土木構造物において、主筋にD51のような太径の鉄筋を使用している箇所がある。例えば、「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5N 原子力発電所における鉄筋コンクリート工事（日本建築学会，2013）（以下「JASS 5N」という。）」では、重ね接手を用いることのできる上限としてD38を規定しており、島根原子力発電所の土木構造物にD51のような太径の鉄筋を用いる場合、機械式継手を使用することを基本としている。機械式継手を使用する場合、鉄筋の径に対して機械式継手を含めた外径が大きくなることから、決定かぶり厚さ*を適切に設定する必要があるため、本資料においては機械式継手を考慮した決定かぶり厚さの設定方法の一例を示す。

第1ベントフィルタ格納槽の平面図を図1-1に、概略配筋図を図1-2～図1-4に示す。

注記*：JASS5Nに記載の「設計かぶり厚さ」との混同を避けるため、設計に用いるかぶり厚さを「決定かぶり厚さ」と表現する。

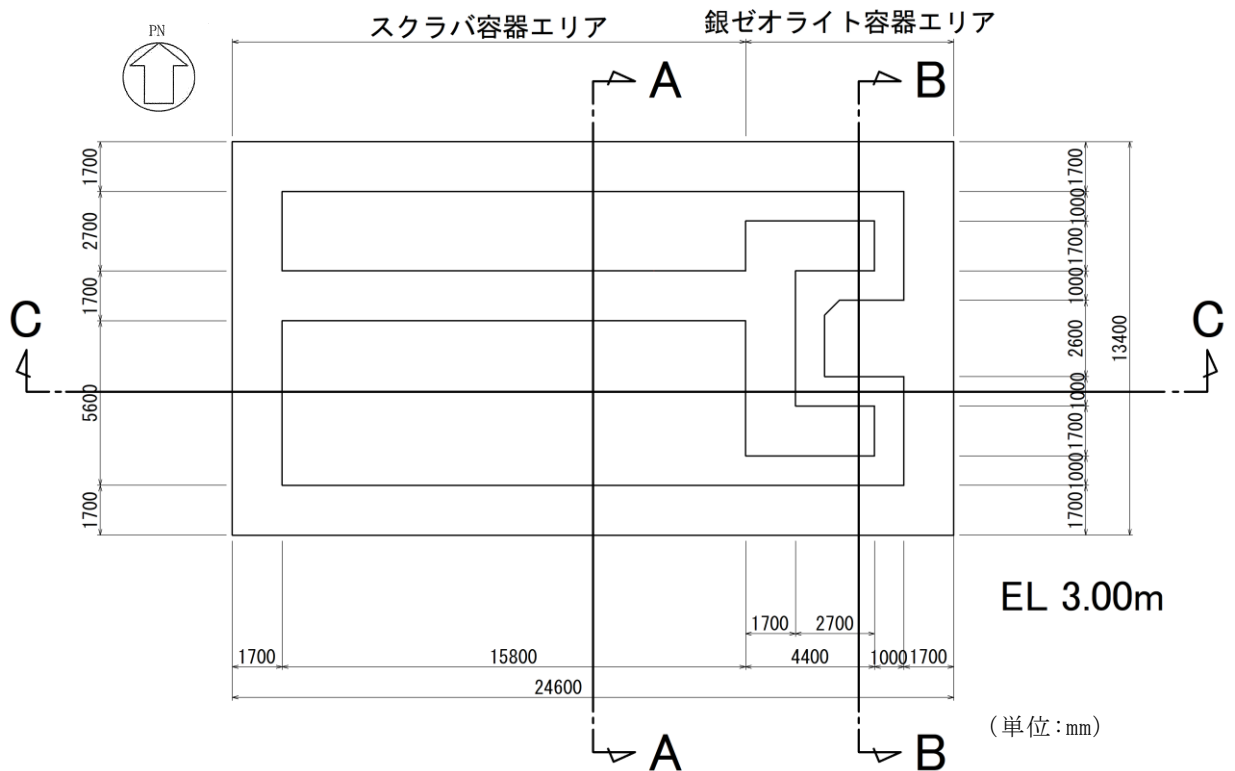


図1-1 第1ベントフィルタ格納槽 平面図 (EL 3.00m)

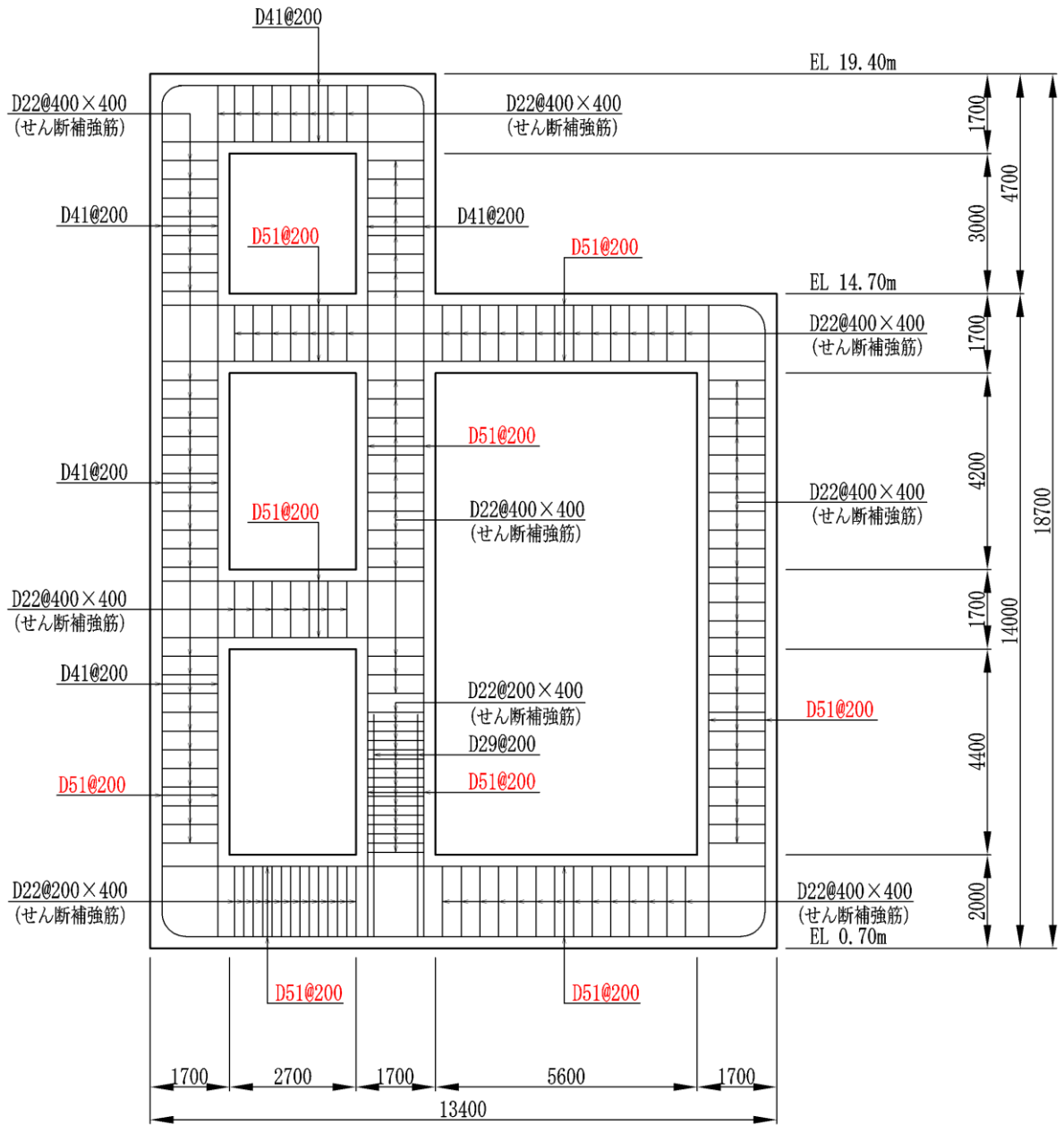


図 1-2 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (A-A 断面)

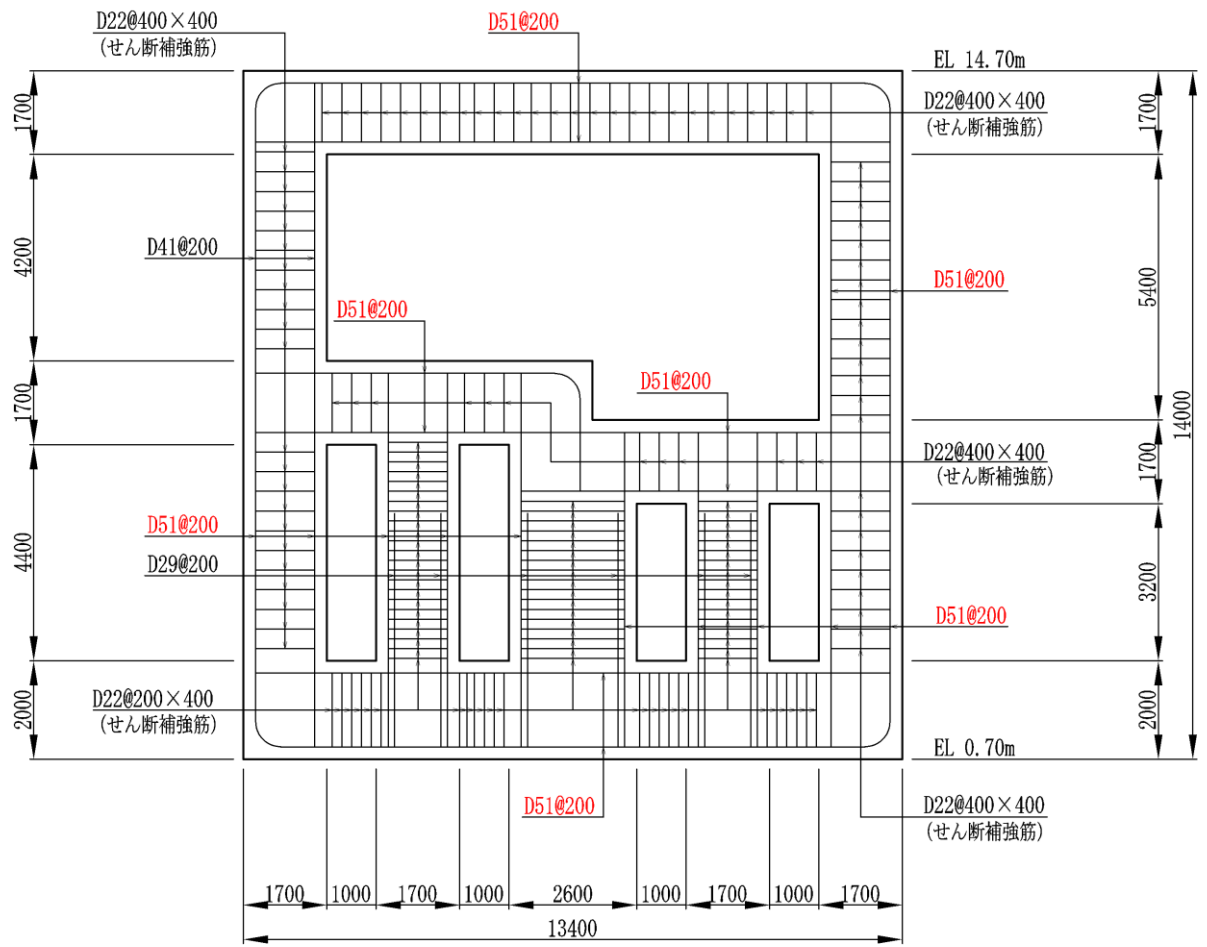


図 1-3 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (B-B 断面)

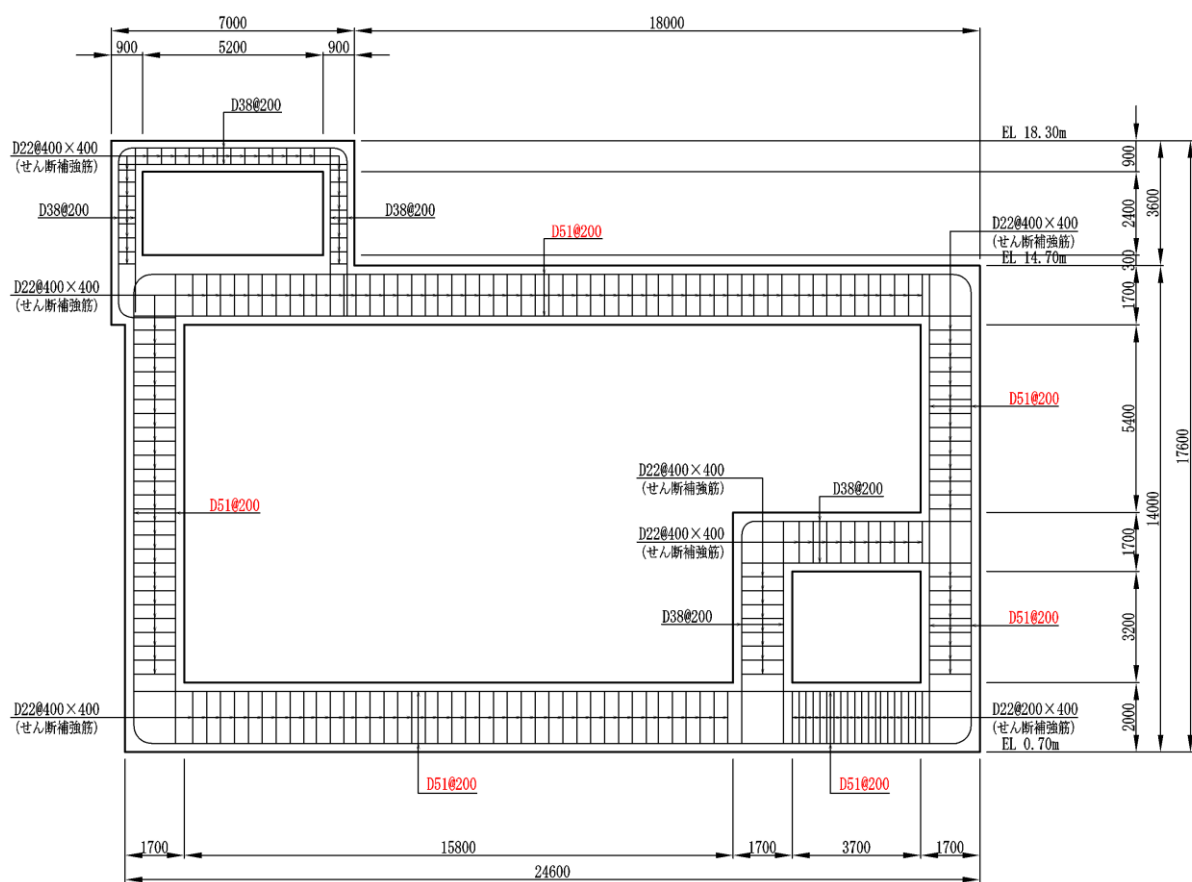


図 1-4 第 1 ベントフィルタ格納槽概略配筋図 (C-C 断面)

2. 決定かぶり厚さの設定方法の一例

第1ベントフィルタ格納槽において、D51のような太径の鉄筋に機械式継手を用いた際の決定かぶり厚さを表2-1に、図2-1に必要鉄筋かぶりの概念図を示す。同表に示すとおり、機械式継手の使用箇所には機械式継手を考慮した決定かぶり厚さを設定し、施工においてもこれを遵守する。

表2-1 機械式継手を用いた際の決定かぶり厚さ

部位		設計かぶり厚さ* JASS 5N	必要鉄筋かぶり
			主要部材 (部材厚 1.4m 以上) 主筋・配力筋 : D51 せん断補強筋 : D25
土に接しない	中床版	50mm	$51 \times 1.5 + 25 + 50 = 151.5\text{mm}$
	隔壁	60mm	$51 \times 1.5 + 25 + 60 = 161.5\text{mm}$
土に接する	頂版	60mm	$51 \times 1.5 + 25 + 60 = 161.5\text{mm}$
	側壁	60mm	$51 \times 1.5 + 25 + 60 = 161.5\text{mm}$
	底版	80mm	$51 \times 1.5 + 25 + 80 = 181.5\text{mm}$
① 最大値			181.5mm
② 機械継手の必要かぶり			61.5mm
採用値 (①+②) = 決定かぶり厚さ			250mm (≒243.0mm)

注記* : 設計かぶり厚さは、最小かぶり厚さに施工誤差 10mm を考慮

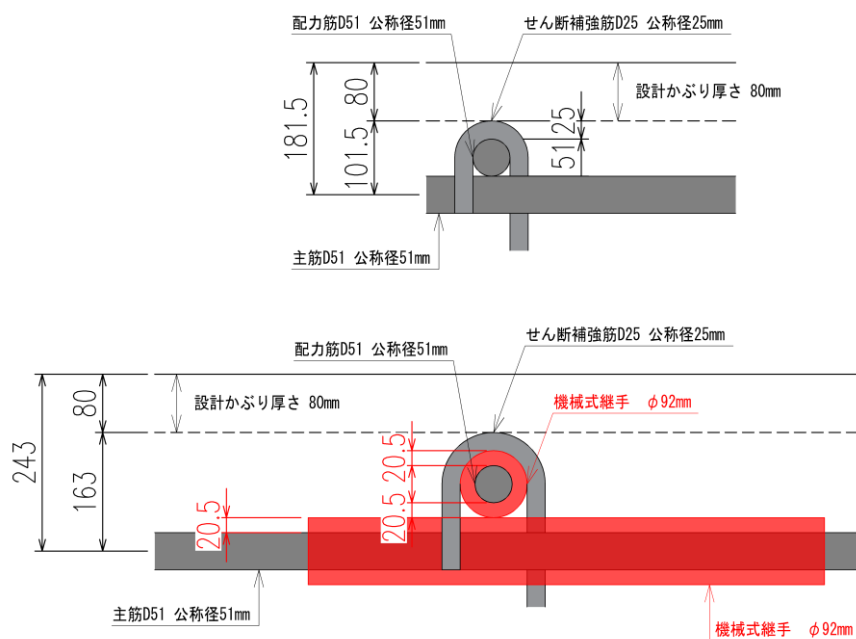


図2-1 必要鉄筋かぶりの概念図