

(3) 断面⑥

せん断破壊に対する評価結果を表 6-60 に示す。

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

表 6-60 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*		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ_d / τ_{a1}
					τ_d (N/mm ²)	τ_{a1} (N/mm ²)	
①	S _s -D1	++	底版	601	0.41	0.63	0.66
		--+			0.40		0.64
	S _s -D2	++	底版	601	0.44	0.63	0.70
		--+			0.43		0.69
	S _s -D3	++	底版	601	0.40	0.63	0.64
		--+			0.42		0.67
	S _s -F1	++	底版	601	0.38	0.63	0.61
		--+			0.34		0.54
	S _s -F2	++	底版	601	0.36	0.63	0.58
		--+			0.37		0.59
	S _s -F3	++	底版	601	0.41	0.63	0.66
		--+			0.43		0.69
	S _s -N1	++	底版	601	0.49	0.63	0.78
		--+			0.36		0.58
②	S _s -F2	++	底版	601	0.36	0.63	0.58
③	S _s -F2	++	底版	601	0.36	0.63	0.58
④	S _s -F2	++	底版	601	0.36	0.63	0.58
②	S _s -N1	++	底版	601	0.48	0.63	0.77
③	S _s -N1	++	底版	601	0.44	0.63	0.70
④	S _s -N1	++	底版	601	0.49	0.63	0.78

注記*：評価位置は図 6-39 に示す。

6.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室に懸架され一体構造になっていることから、添付資料「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書」により、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ること、MMR に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ること、及びMMR の健全性を確認した。

7. まとめ

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）については、基準地震動 S_s による耐震評価として、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施した。

構造部材の健全性評価について、断面①においては鉄筋コンクリート部材の応力度が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認した。断面②～⑤においては、鉄筋コンクリート部材のひずみ、せん断力が要求機能に応じた許容限界を下回る事、鋼材の応力度が許容限界を下回る事、及び鋼材の座屈に対する安定性を確認した。

基礎地盤の支持性能評価については、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室に懸架され一体構造になっていることから、添付資料「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震性についての計算書」により、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回る事、MMR に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回る事、及びMMR の健全性を確認した。

以上から、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を有すること、Sクラスの施設を支持する機能及び止水機能を損なわないことを確認した。

参考資料 1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について

1. 概要

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室と懸架され一体構造となっており、防潮壁（第2号機海水ポンプ室）内側の津波の浸水が想定される範囲に位置する。当該位置に設置される津波防護に関する施設として、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）頂版に設置される浸水防止蓋は、地震時・津波時においても止水機能が要求される設備であり、頂版についても浸水防止蓋と同様に止水機能を維持する必要があることから、津波時の強度評価を行う。

2. 配置概要及び評価方針

2.1 配置概要

海水ポンプ室スクリーンエリア周囲の津波の浸水想定範囲を図2-1及び図2-2に示す。

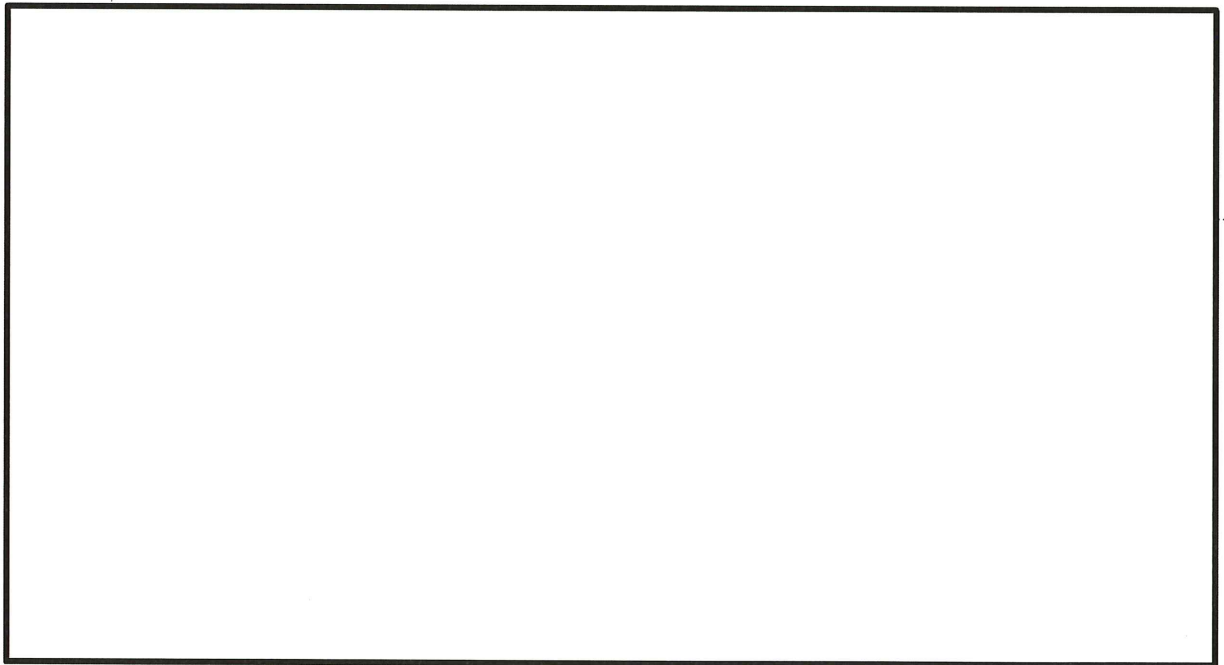
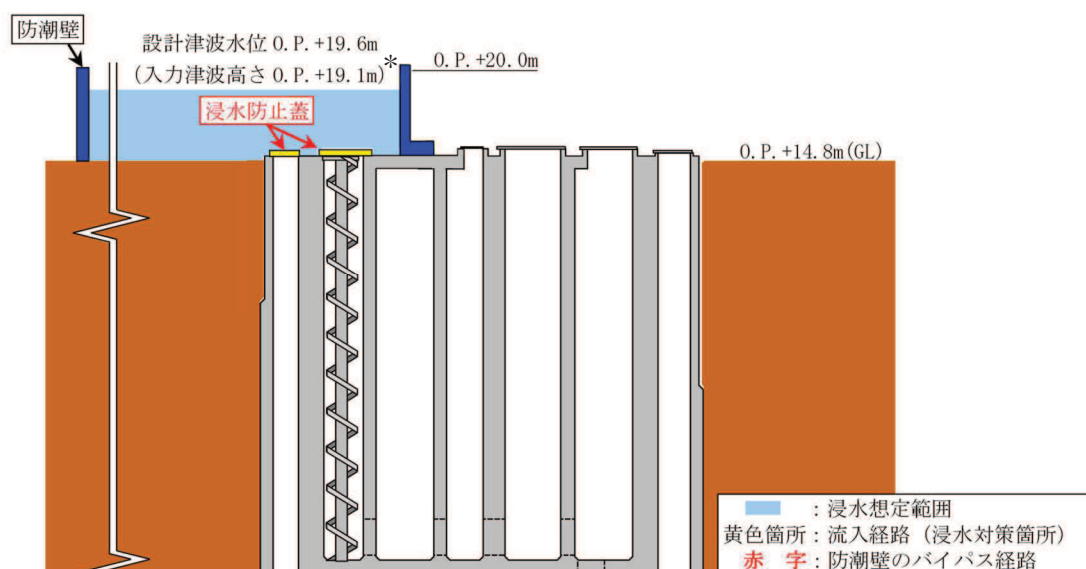


図 2-1 海水ポンプ室スクリーンエリア周囲の津波の浸水想定範囲（平面図）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



*注記：平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことにより、入力津波高さは O.P. +18.1m であるが、本評価においては沈下を考慮せずに、O.P. +19.1m と表記

図 2-2 海水ポンプ室スクリーンエリア周囲の津波の浸水想定範囲 (A-A 断面)

2.2 評価方針

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の強度評価は、添付資料「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）位置における設計津波水位に基づき、「3. 評価対象部材」にて設定する部材において、「6. 評価方法」で算出した応力が許容限界内に収まることを、「7. 強度評価」にて確認する。強度評価フローを図 2-3 に示す。

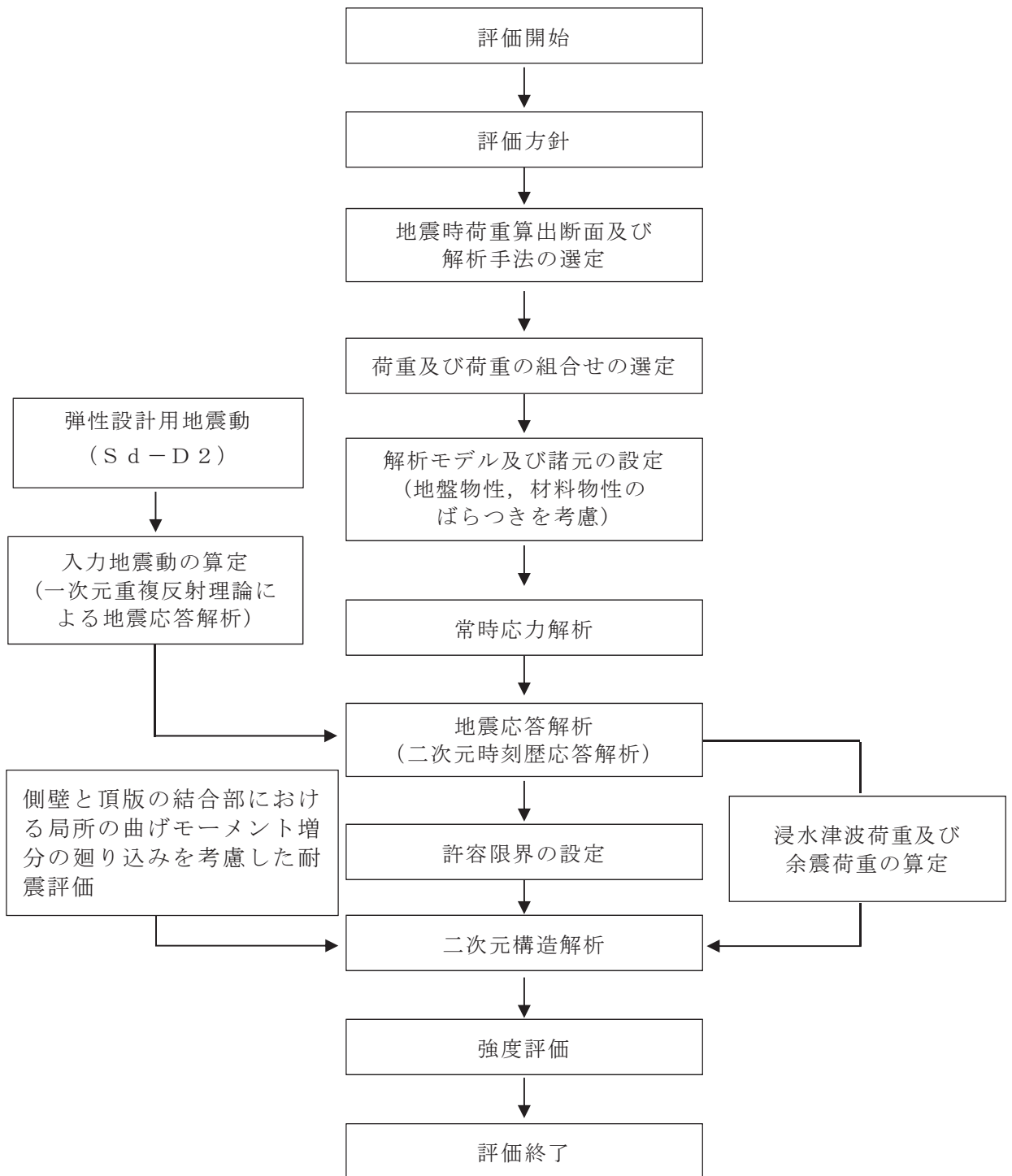
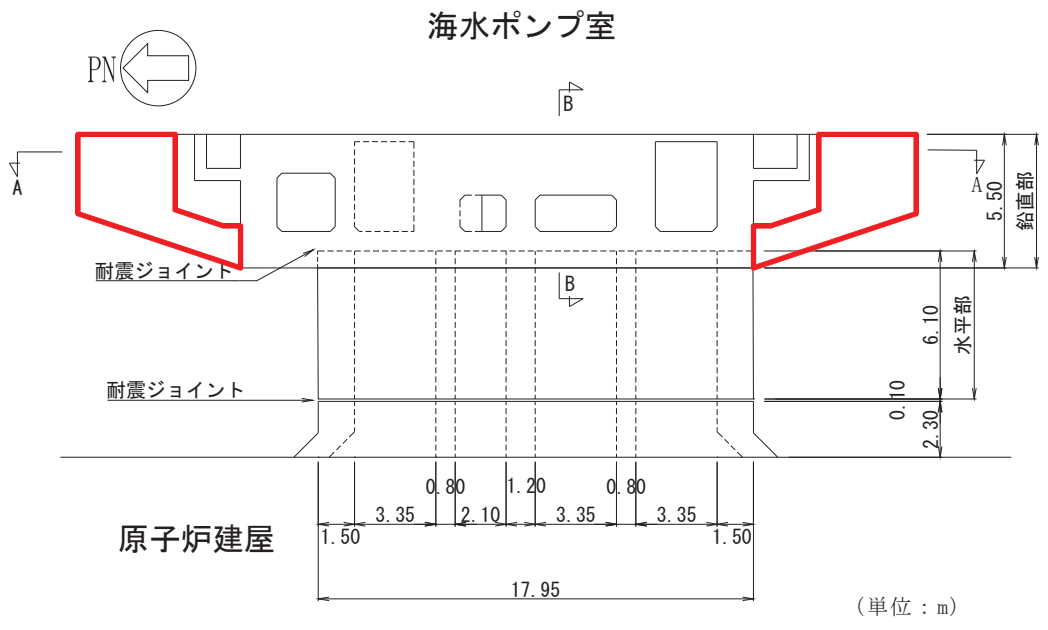


図 2-3 強度評価フロー

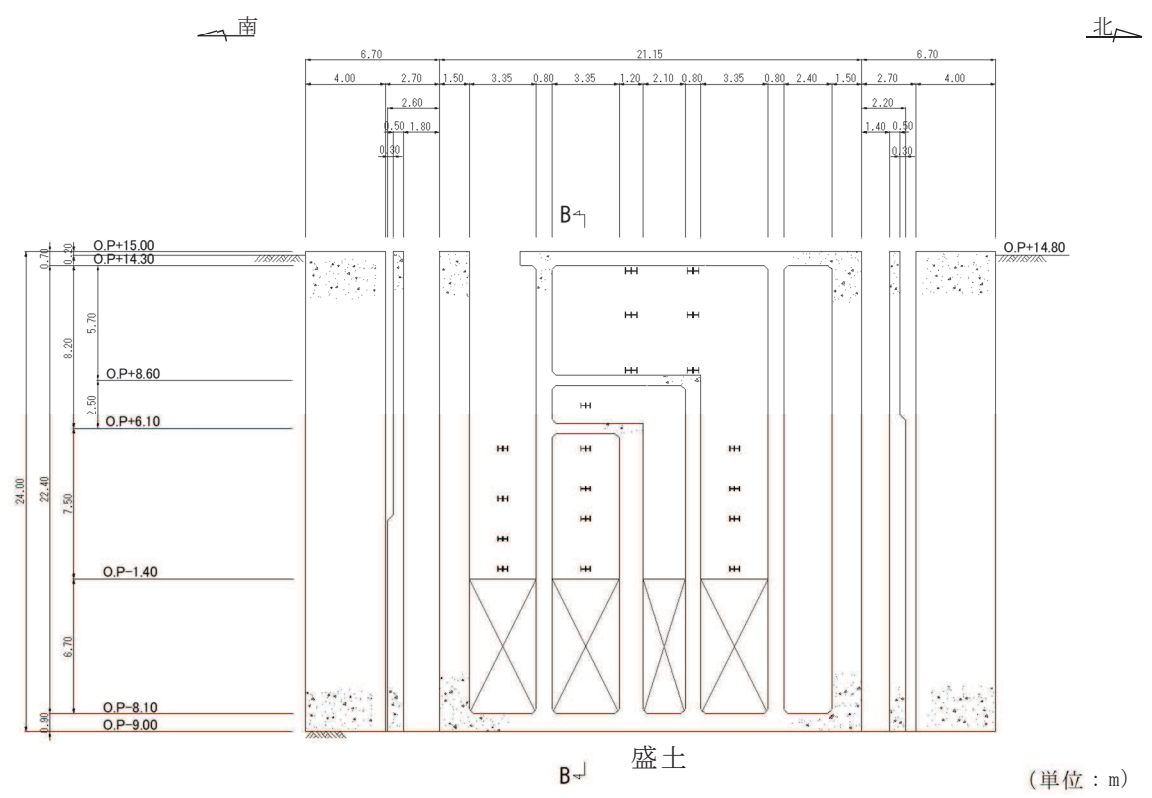
3. 評価対象部材

評価対象部材は、止水機能を要する原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の頂版とする。原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の平面図、正面図及び縦断図を図 3-1～図 3-3 に、評価対象部材（頂版）を図 3-4 に示す。



: 側壁 (新設部, $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)

図 3-1 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 平面図



* 注記 : 図中の H-H は鋼材を示し, X は海水配管ダクト (水平部) との接続部を示す。

図 3-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 正面図 (A-A 断面)

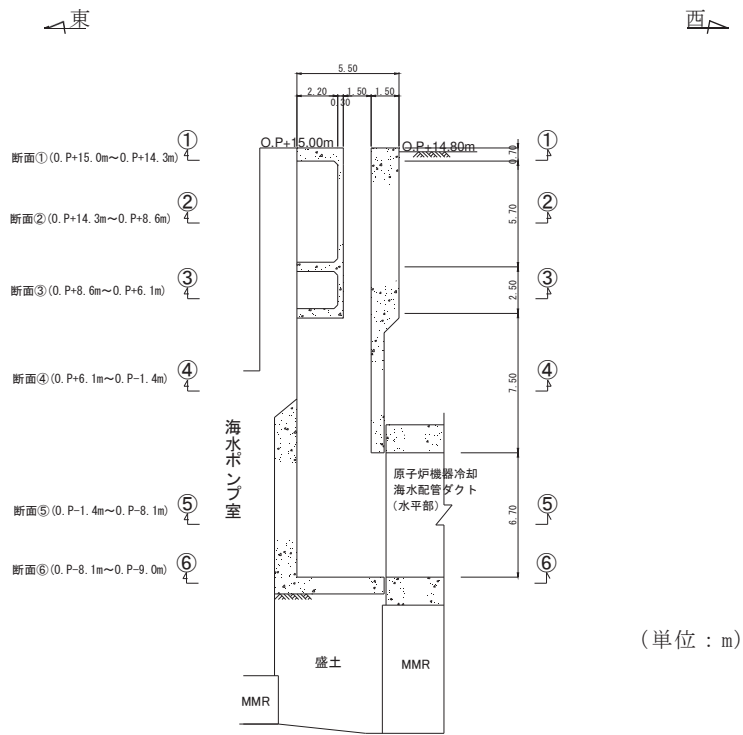
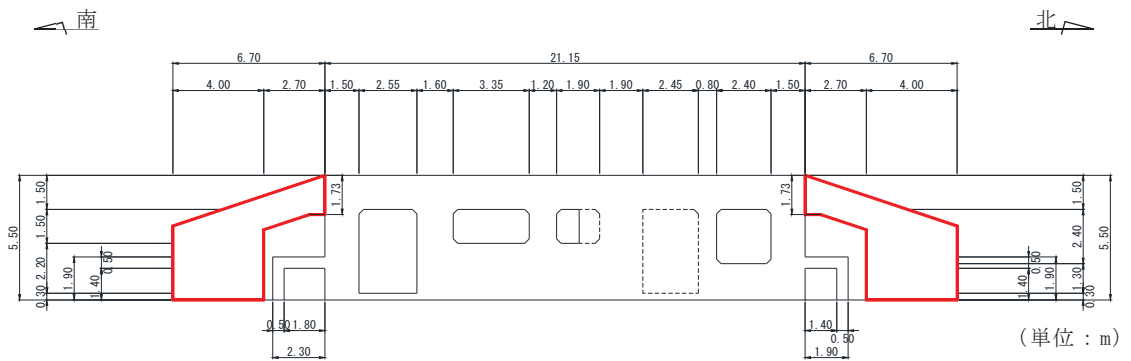


図 3-3 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 縦断図 (B-B 断面)



□ : 側壁 (新設部, $f'_{ck} = 50\text{N/mm}^2$)

図 3-4 評価対象部材 (頂版：断面①)

4. 荷重及び荷重の組合せ

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）頂版の強度評価に用いる荷重を以下に示す。また、荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

評価対象部材	荷重の組合せ*
頂版	G + P + P h + S d

注記* : G : 固定荷重
P : 積載荷重
(積雪荷重 P s を含めて 4.9 kN/m² を地表面に考慮)
P h : 浸水津波荷重
S d : 余震荷重 (弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う地震力及び動水圧を考慮する。)

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）頂版の自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、積雪荷重 P s を含めて地表面に 4.9 kN/m² を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P s)

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m² の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 浸水津波荷重 (P h)

浸水津波荷重は、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の頂版のうち、津波の浸水が想定される範囲に作用するものとする。浸水津波荷重は、添付資料「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）位置における設計津波水位に基づき、地表面から浸水深さ 4.8m の静水圧を考慮する。静水圧は以下の式により算出する。また荷重設定の概略図を図 4-1 に示す。

$$P_h = \rho_w \times g \times h$$

ここで、 P_h : 浸水津波荷重 (kN/m²)

ρ_w : 海水の単位体積重量 (10.10kN/m³)

g : 重力加速度 (m/s²)

h : 水頭 (m)

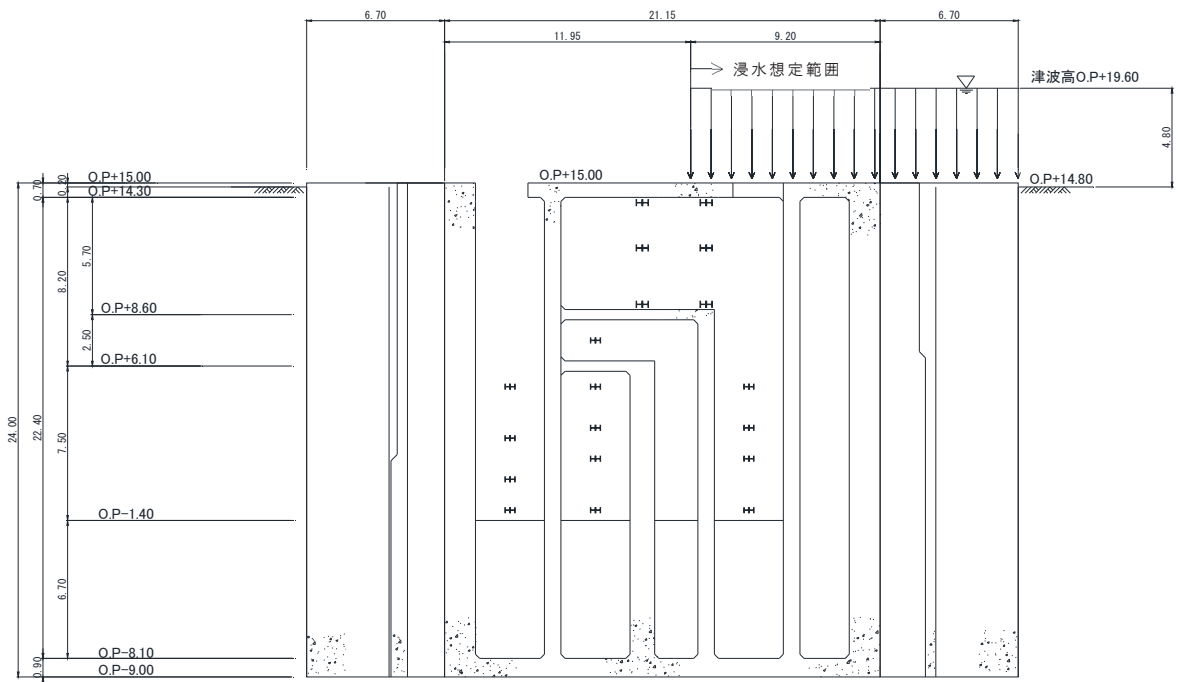


図 4-1 荷重設定の概略図 (浸水津波荷重)

(5) 余震荷重 (S d)

余震荷重は、弾性設計用地震動 S d - D 2 に伴う地震力及び動水圧を考慮する。

地震力は、「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) の耐震安全性評価」の「3. 地震応答解析」に示す方法とし、地震応答解析により頂版での地震時荷重を算出する。なお、地震時荷重の算定にあたっては、地盤物性及び材料物性のばらつきを考慮する。ばらつきを考慮した解析ケースを表 4-1 に示す。

また、動水圧は、地震応答解析による頂版における鉛直方向の最大応答加速度から設定する震度を用いて評価するものとし、以下の式により算出する。

$$P_v = \rho_w \times \alpha_v \times g \times h \times 10^{-3}$$

ここで、 P_v : 弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ に伴う鉛直方向の動水圧荷重
(kN/m^2)

ρ_w : 海水の単位体積重量 ($10.10kN/m^3$)

α_v : 鉛直方向の余震震度

g : 重力加速度 (m/s^2)

h : 水頭 (m)

表 4-1 余震荷重を算定するための解析ケース

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

注記* : 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

5. 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

止水機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 5-1 及び表 5-2 に示す。

表 5-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度（頂版）

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

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

表 5-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度（頂版）

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

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

(2) せん断破壊に対する許容限界

止水機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 5-1 に示す短期許容応力度とする。

6. 評価方法

二次元構造解析は、「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震安全性評価」の「3. 地震応答解析」に示す方法にて頂版における余震荷重（地震力）を算出した上で、頂版に対する浸水深さを考慮した静水圧及び余震時の動水圧を同時に作用させ、頂版について、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査を行う。頂板の照査にあたっては、「参考資料 5 頂版及び底版における側壁の端部モーメントの影響について」の検討を踏まえ、側壁との結合部における局所の曲げモーメント増分の廻り込みを考慮する。

なお、地震時は許容応力度法により設計を行うことから、本検討の初期状態においては地震後の残留応力の影響は考慮しない。

6.1 解析モデル

面部材と壁部材から構成される頂版は、面部材を線形シェル要素、壁部材を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（図 6-1 参照）。シェル要素における各要素の断面力の方向を図 6-2 に示す。

なお、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性を考慮する材料非線形モデルであり（図 6-3 参照）、図 6-4 に示すコンクリートの応力-ひずみ関係、及び図 6-5 に示す鉄筋の応力-ひずみ関係を考慮する。

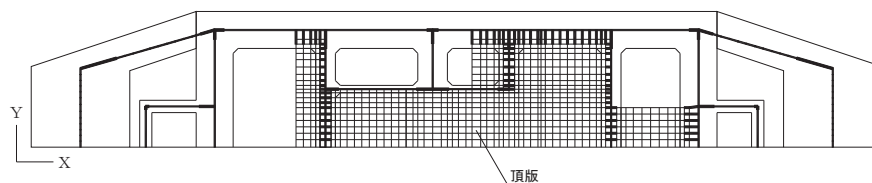


図 6-1 構造解析モデル図（頂版）

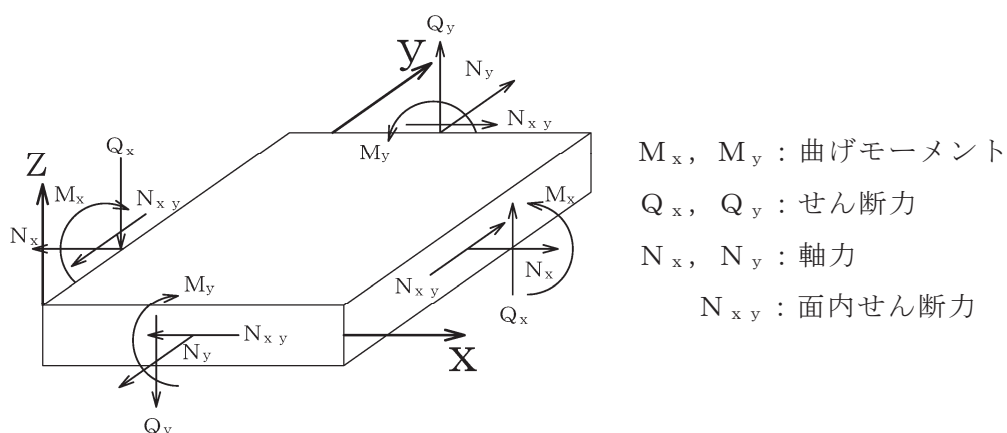


図 6-2 シェル要素の各要素における断面力の方向

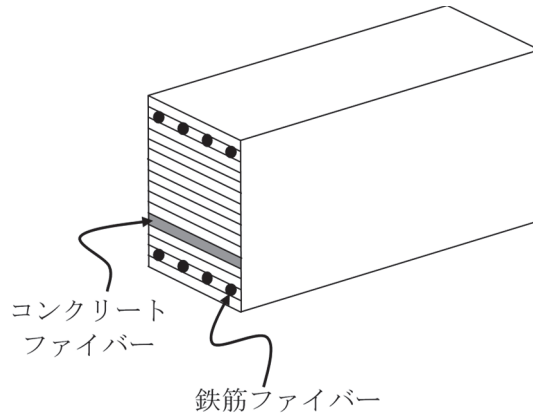


図 6-3 ファイバーモデルの概念図

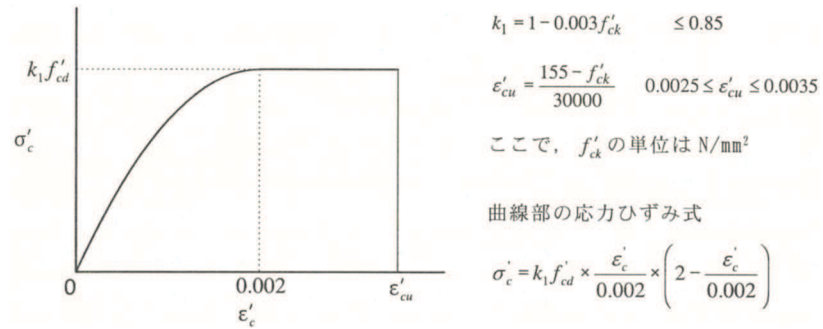


図 6-4 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）
（コンクリート標準示方書より引用）

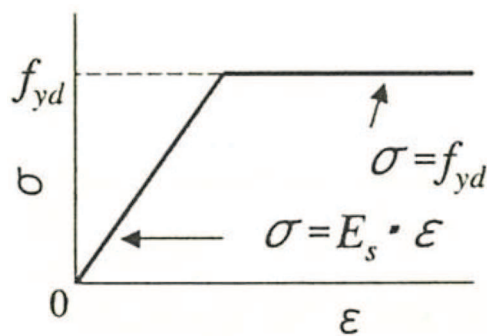


図 6-5 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）
（コンクリート標準示方書より引用）

6.2 使用材料及び材料の物性値

構造物（頂版）の使用材料を表 6-1 に、材料の物性値を表 6-2 に示す。

表 6-1 使用材料

材料		仕様
コンクリート	側壁，隔壁，頂版	設計基準強度 20.5N/mm ²
	側壁（新設部）	設計基準強度 50.0N/mm ²
鉄筋		SD345

表 6-2 材料の物性値

材料	項目		材料諸元	備考	
鉄筋コンクリート	単位体積重量(kN/m ³)		24.0		
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	設計 基準 強度	20.5N/mm ²	2.33×10 ⁴ 解析ケース ①，②，③	
			50.0N/mm ²		3.30×10 ⁴
	実強 度		37.2N/mm ² *1	3.02×10 ⁴	解析ケース④
			70.0N/mm ² *2	3.70×10 ⁴	
ポアソン比			0.2		

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*2：「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料 5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定」に基づき設定した圧縮強度とする。

7. 強度評価

津波と余震の重畳時において、曲げ・軸力系の破壊に対して最大照査値となる解析ケースの断面力分布図を図 7-1～図 7-5 に、せん断破壊に対して最大照査値となる解析ケースの断面力分布図を図 7-6 及び図 7-7 に示す。

また、曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 7-1 及び表 7-2 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 7-3 に示す。

すべての構造部材の発生応力度が許容限界を下回ることから、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の頂版は、津波と余震との重畳に対して、止水機能を損なわないことを確認した。

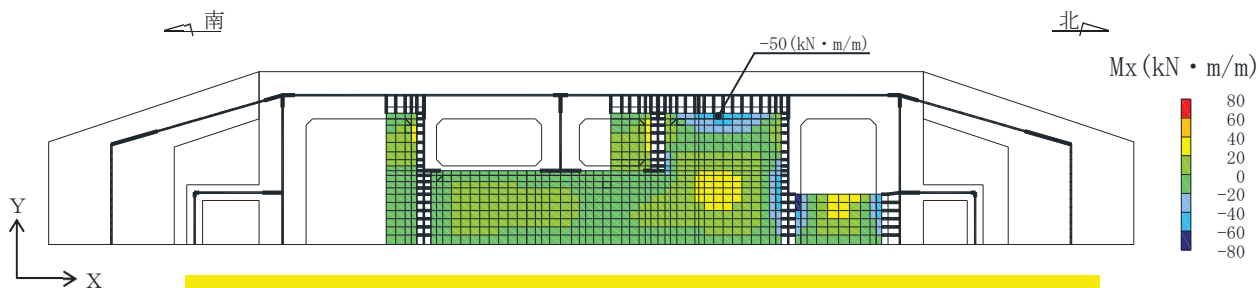


図 7-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント (kN・m/m) : M_x)

(頂版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

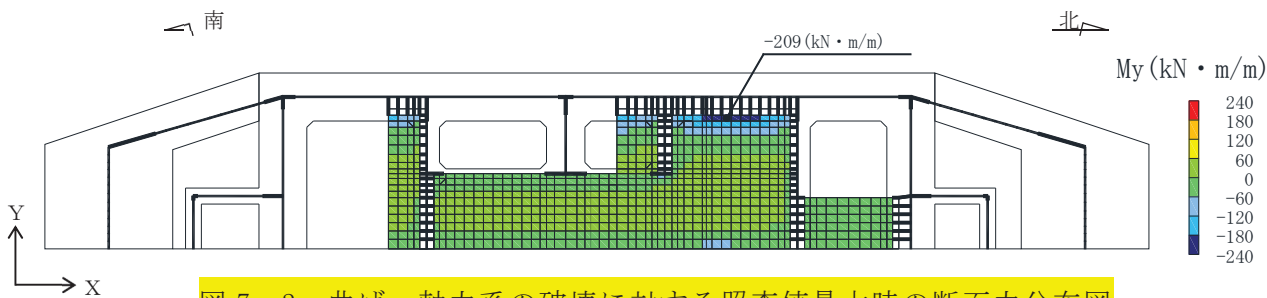


図 7-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)

(頂版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

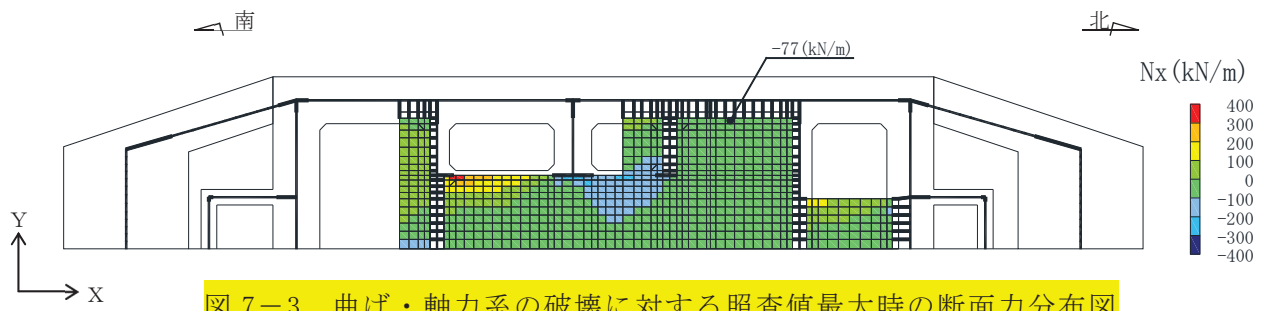


図 7-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_x)

(頂版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

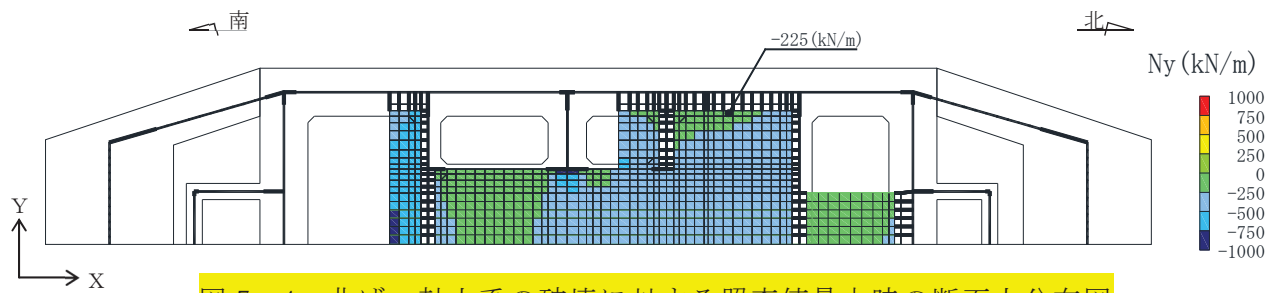


図 7-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(軸力 (kN/m) : N_y)

(頂版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

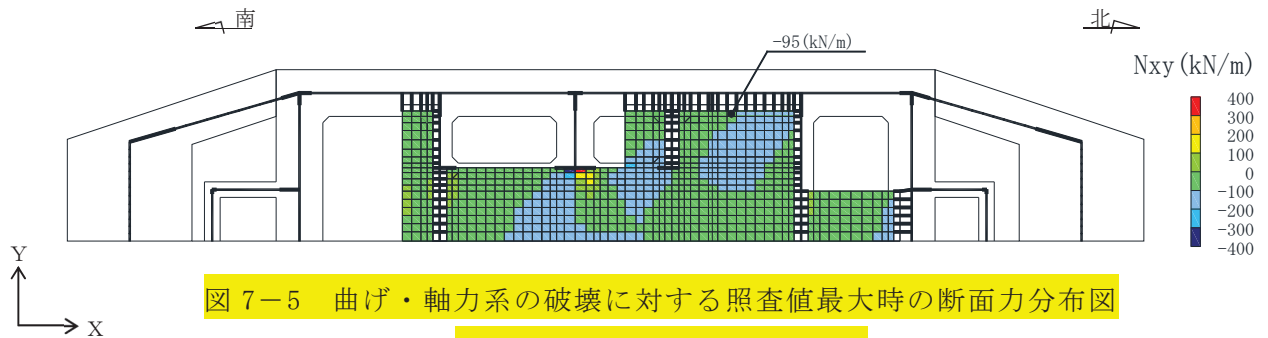


図 7-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力分布図

(面内せん断力 (kN/m) : N_{xy})

(頂版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

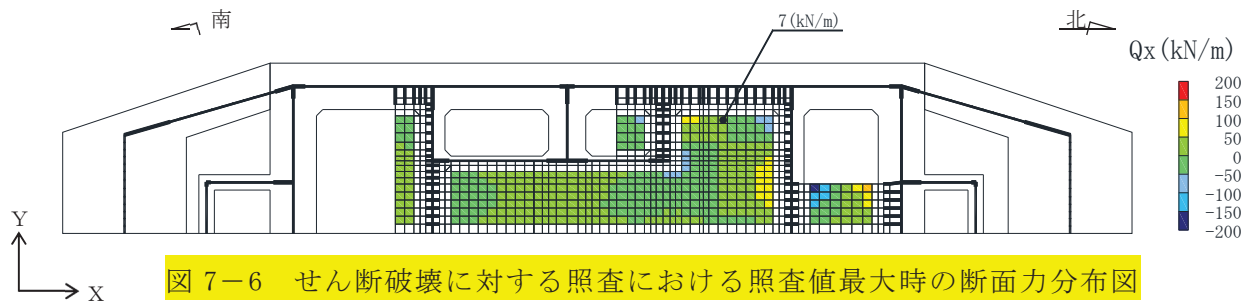


図 7-6 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_x)

(頂版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

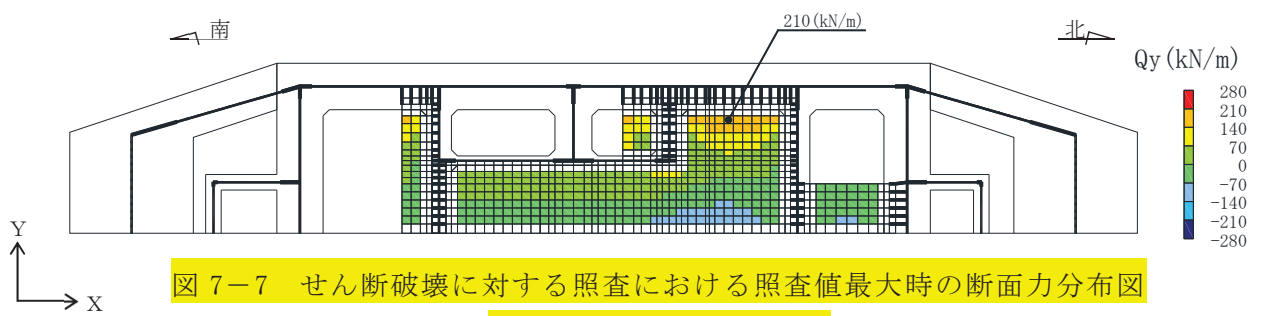


図 7-7 せん断破壊に対する照査における照査値最大時の断面力分布図

(せん断力 (kN/m) : Q_y)

(頂版, 解析ケース①, S d - D 2 (-+))

表 7-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置	解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 σ'_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
頂版	①	S d - D 2 (- +)	-209	-321	3.5	11.7	0.30

表 7-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置	解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
頂版	①	S d - D 2 (- +)	-209	-130	82	294	0.28

表 7-3 せん断破壊に対する照査

評価位置	解析 ケース	地震動	発生 せん断力 (kN/m)	発生 応力度 τ_d (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_d / τ_{a1}
頂版	①	S d - D 2 (- +)	210	0.42	0.63	0.67

参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価

1. 評価方針

Cクラス施設に求められる静的地震力に対して，原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）が耐震性を有することの確認を行う。

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の静的地震力に対する耐震評価は，構造部材の曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については，構造部材の発生応力度が短期許容応力度を下回ることを確認する。

支持性能評価については，海水ポンプ室の側壁に支持される構造物であるため省略する。耐震評価フローを図 1-1 に示す。

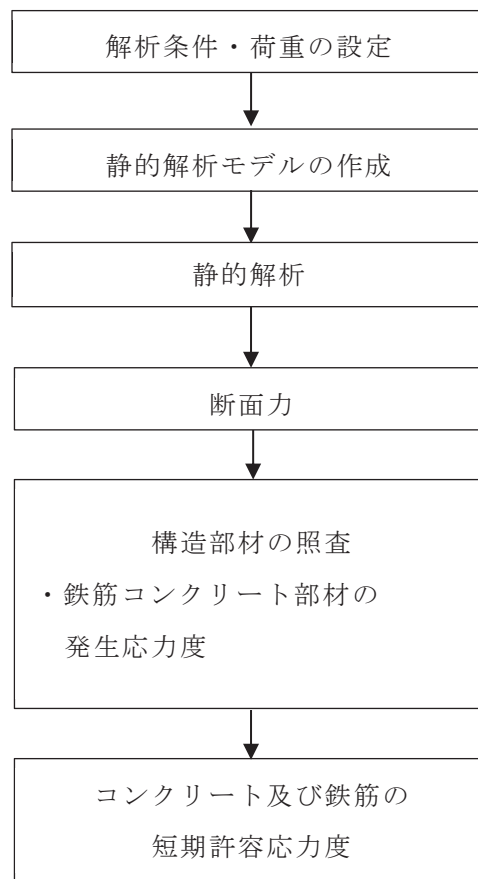


図 1-1 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の静的地震力に対する耐震評価フロー

2. 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（一般社団法人）日本電気協会 電気技術基準調査委員会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -2015 （（一般社団法人）日本電気協会 原子力規格委員会）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）

3. 評価対象断面

「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震安全性評価」のうち「2. 評価条件」と同様とする。

4. 荷重及び荷重の組合せ

4.1 荷重

静的地震力に対する耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として，躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重（P）

積載荷重として，積雪荷重P Sを含めて地表面に4.9kN/m²を考慮する。

(3) 積雪荷重（P S）

積雪荷重として，発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また，建築基準法施行令第86条第2項により，積雪量1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮する。

(4) 地震荷重（S c）

①地震力

地震荷重は静的地震力（kh=0.16）を考慮する。

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

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

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

ここで、

Q_i : 第 i 層に生じる水平地震力

n : 施設の重要度分類に応じた係数

Z : 地震地域係数 (1.0)

C_i : 第 i 層の地震層せん断力係数

W_i : 第 i 層が支える重量

R_t : 振動特性係数 (0.8)

A_i : 第 i 層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数 (0.2)

②土圧

構造物の側方に作用する土圧は、静的震度を考慮した以下の式により求める。

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos\theta_0 \cos^2\theta \cos^2(\theta + \theta_0 + \delta_E) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

ここに、

K_{EA} : 地震時主働土圧係数

ϕ : 土の内部摩擦角 ($\phi = 33.9^\circ$)

δ_E : 壁背面と土の間の壁面摩擦角 ($\delta_E = 0^\circ$)

α : 地表面と水平面のなす角度 ($\alpha = 0^\circ$)

θ : 壁背面と鉛直面のなす角度 ($\theta = 0^\circ$)

θ_0 : 地震合成角で次式による ($\theta = 0^\circ$)

地下水位以上

$$\theta_0 = \tan^{-1} \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

k_h : 設計水平震度 ($k_h = 0.16$)

k_v : 設計鉛直震度 ($k_h = 0.00$)

ただし、 $\phi - \alpha - \theta_0 < 0$ のよりは $\sin(\phi - \alpha - \theta_0) = 0$ とする。

4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _c)	G + P + S _c

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_Sを含めて 4.9kN/m²を地表面に考慮)

S_c : 耐震 Cクラスの施設に適用される静的地震力 (kh=0.16)

5. 使用材料及び材料の物性値

「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) の耐震安全性評価」のうち「2.5 使用材料及び材料の物性値」と同様とする。

6. 静的解析

静的解析は、「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) の耐震安全性評価」のうち「3. 地震応答解析」の解析モデルを用い、原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) を線形はり要素でモデル化した静的非線形解析により応答値を算定する。

7. 構造解析

7.1 構造解析および断面照査

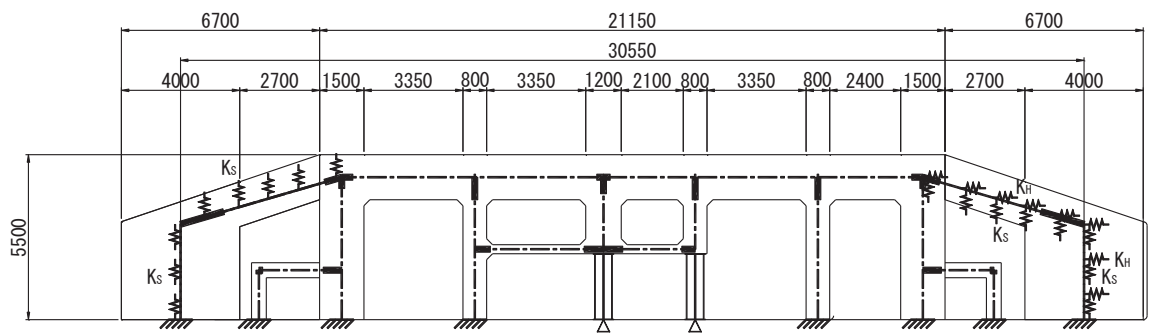
構造解析は、地震時荷重を作用させ 2 次元静的骨組み計算により設計用断面力を求める。

上記にて求まる設計用断面力について断面照査を実施し、コンクリートおよび鉄筋の発生応力度を求める。

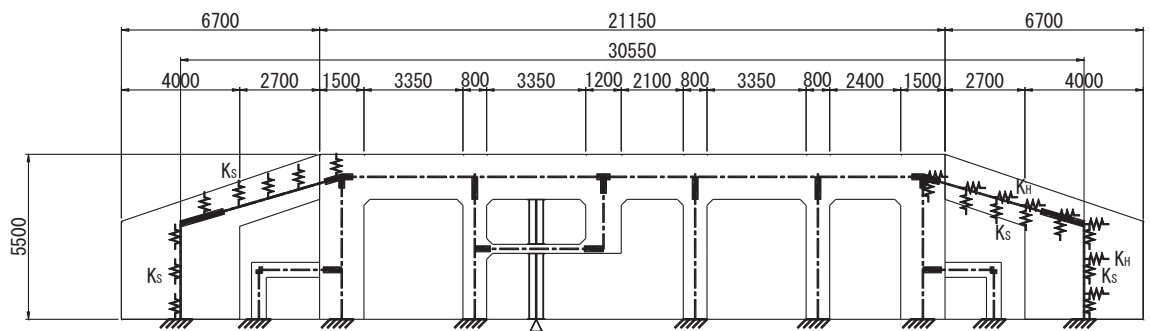
7.2 解析モデル

図 7-1 に、構造解析モデルを示す。

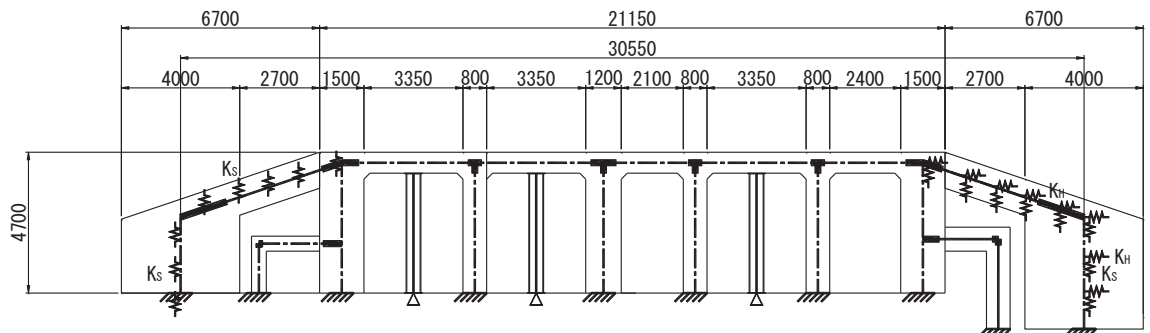
地震時解析では、NS 方向荷重に対して受働側には水平ばねを設ける。また、側方の両側には変形に伴う作用力が生じるため、せん断ばねを設ける。



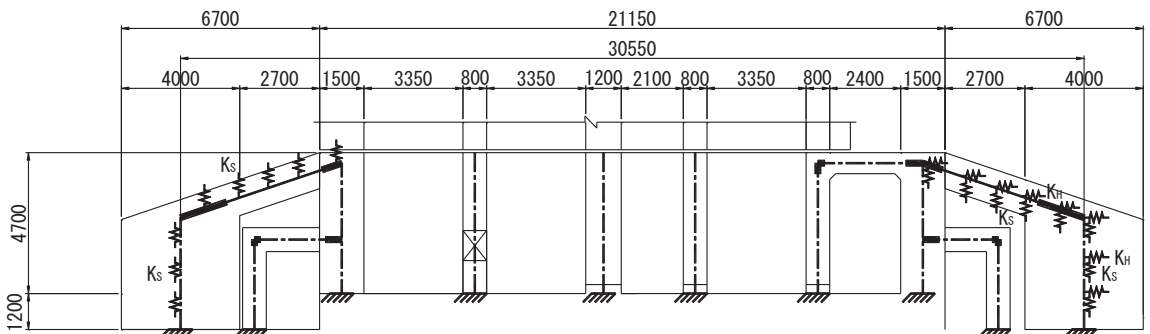
断面②



断面③



断面④



断面⑤

図 7-1 構造解析モデル

7.3 地盤ばね定数

地盤ばね定数は、道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき設定する。設定した地盤ばね定数を表 7-1 に示す。

地震時解析では、NS 方向荷重に対して受働側には水平ばねを設ける。また、短辺には変形に伴う作用力が生じるため、せん断ばねを設ける。

7.3.1 水平ばね

側方の水平地盤ばね定数 k_H は、次式により算出する。

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

$$k_{H0} = (1/0.3) \times \alpha \times E_0$$

ここに、

k_H :側方の水平地盤ばね定数 (kN/m³)

k_{H0} :直径 0.3m の剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H :荷重作用方向に直行する基礎の換算載荷幅 (m)

α :地盤反力係数の推定に用いる補正係数

7.3.2 せん断ばね

側方のせん断ばね定数 k_s は、次式により算出する。

$$k_s = \lambda \times k_H$$

ここに、

k_s :側壁のせん断ばね定数 (kN/m³)

λ :水平ばね定数に対するせん断ばね定数の比 (= 1/3)

k_H :側壁の水平地盤ばね定数 (kN/m³)

表 7-1 ばね定数 (地震時)

評価項目	水平ばね (kN/m ²)	せん断ばね (kN/m ²)
断面②	131,100	43,700
断面③	159,500	53,200
断面④	258,400	86,100
断面⑤	317,200	105,700

8. 許容限界

構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊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 8-1 及び表 8-2 に示す。

表 8-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	許容せん断応力度 τ_{a1}	
$f'_{ck} = 20.5$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	7.8	11.7
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.42	0.63
$f'_{ck} = 50$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	14.0	21.0
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.55	0.82

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

表 8-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

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

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

9. 評価結果

9.1 断面①の評価結果

断面①については、静的地震力 (kh=0.16) を上回る、基準地震動 S_s による地震力に対して、許容応力度法による耐震評価を実施していることから、静的地震力による評価は省略する。

9.2 断面②の評価結果

静的地震力に対する断面②の評価結果を表 9-1～表 9-5 に示す。また、断面②の最も厳しい照査値の地震時断面力を図 9-1 に示す。

表 9-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (コンクリート)

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
			モーメント (kN・m)		応力度 σ'_c (N/mm ²)	応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	213	-120	166	0.5	11.7	0.05
	側壁(東西)	221	-1656	198	0.7	21.0	0.04
	隔壁(南北)	242	-7	29	1.1	11.7	0.10
	隔壁(東西)	233	65	260	1.0	11.7	0.09

注記* : 評価位置は図 9-2 に示す。

表 9-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
			モーメント		応力度	応力度	
			(kN・m)	(kN)	σ_s	σ_{sa}	σ_s / σ_{sa}
					(N/mm ²)	(N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	216	-116	-92	31.7	294	0.11
	側壁(東西)	221	-1656	198	18.8	294	0.07
	隔壁(南北)	244	-12	-8	39.6	294	0.14
	隔壁(東西)	239	12	-8	39.0	294	0.14

注記*：評価位置は図 9-2 に示す。

表 9-3 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（断面②，鋼材：応力の照査）

地震動	評価位置*	発生 応力度 σ_c	短期許容 応力度	照査値
		(N/mm ²)	σ_{ca1}	(σ_c / σ_{ca1})
			(N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	251	21	277	0.08

注記*：評価位置は図 9-2 に示す。

表 9-4 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）
（断面②，鋼材：座屈に対する安定の照査）

地震動	評価位置*	応力度 区分	発生	短期	個別照査値	照査値
			応力度	許容応力度		
			σ_c, σ_{bc}	σ_{ca}, σ_{ba}	($\sigma_c / \sigma_{ca},$ $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	
			(N/mm ²)	(N/mm ²)		
静的地震力 (kh=0.16)	251	軸力	17	252	0.07	0.09
		強軸曲げ	1	256	0.01	
		弱軸曲げ	2	273	0.01	

注記*：評価位置は図 9-2 に示す。

表 9-5 せん断破壊に対する評価結果

地震荷重	評価位置*		発生	短期許容	照査値 V/V_a
			せん断力 V (kN)	せん断力 V_a (kN)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	212	68	756	0.09
	側壁(東西)	221	499	3432	0.15
	隔壁(南北)	244	15	104	0.15
	隔壁(東西)	239	15	104	0.15

注記*：評価位置は図 9-2 に示す。

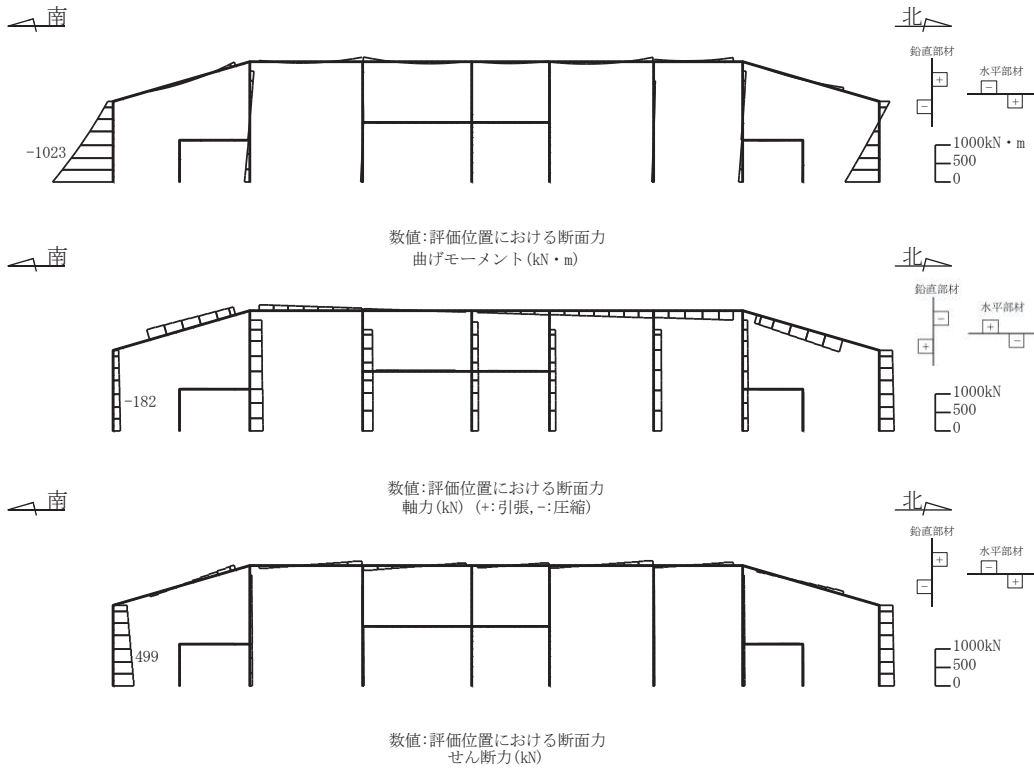


図 9-1 最も厳しい照査値の地震時断面力

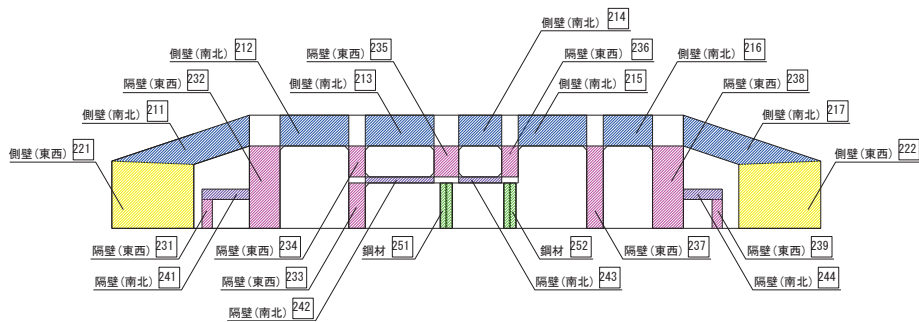


図 9-2 評価位置図

9.3 断面③の評価結果

静的地震力に対する断面③の評価結果を表9-6～表9-10に示す。また、断面③の最も厳しい照査値の地震時断面力を図9-3に示す。

表9-6 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
			モーメント (kN・m)		応力度 σ'_c (N/mm ²)	応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	314	-208	95	1.0	11.7	0.09
	側壁(東西)	322	1280	341	0.6	21.0	0.03
	隔壁(南北)	342	6	2	1.1	11.7	0.10
	隔壁(東西)	333	41	351	0.8	11.7	0.07

注記*：評価位置は図9-4に示す。

表9-7 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
			モーメント (kN・m)		応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	314	-198	56	38.1	294	0.13
	側壁(東西)	322	1280	341	11.1	294	0.04
	隔壁(南北)	342	-5	-24	43.6	294	0.15
	隔壁(東西)	339	9	-3	25.9	294	0.09

注記*：評価位置は図9-4に示す。

表 9-8 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）
（断面③，鋼材：応力の照査）

地震動	評価位置*	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{ca1})
静的地震力 (kh=0.16)	351	20	277	0.08

注記*：評価位置は図 9-4 に示す。

表 9-9 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（断面③，鋼材：座屈に対する安定の照査）

地震動	評価位置*	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	短期 許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)	個別照査値 ($\sigma_c / \sigma_{ca},$ $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
静的地震力 (kh=0.16)	351	軸力	16	242	0.07	0.09
		強軸曲げ	1	248	0.01	
		弱軸曲げ	2	272	0.01	

注記*：評価位置は図 9-4 に示す。

表 9-10 せん断破壊に対する評価結果

地震荷重	評価位置*		発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	314	163	756	0.22
	側壁(東西)	322	354	4361	0.09
	隔壁(南北)	342	9	115	0.08
	隔壁(東西)	333	29	372	0.08

注記*：評価位置は図 9-4 に示す。

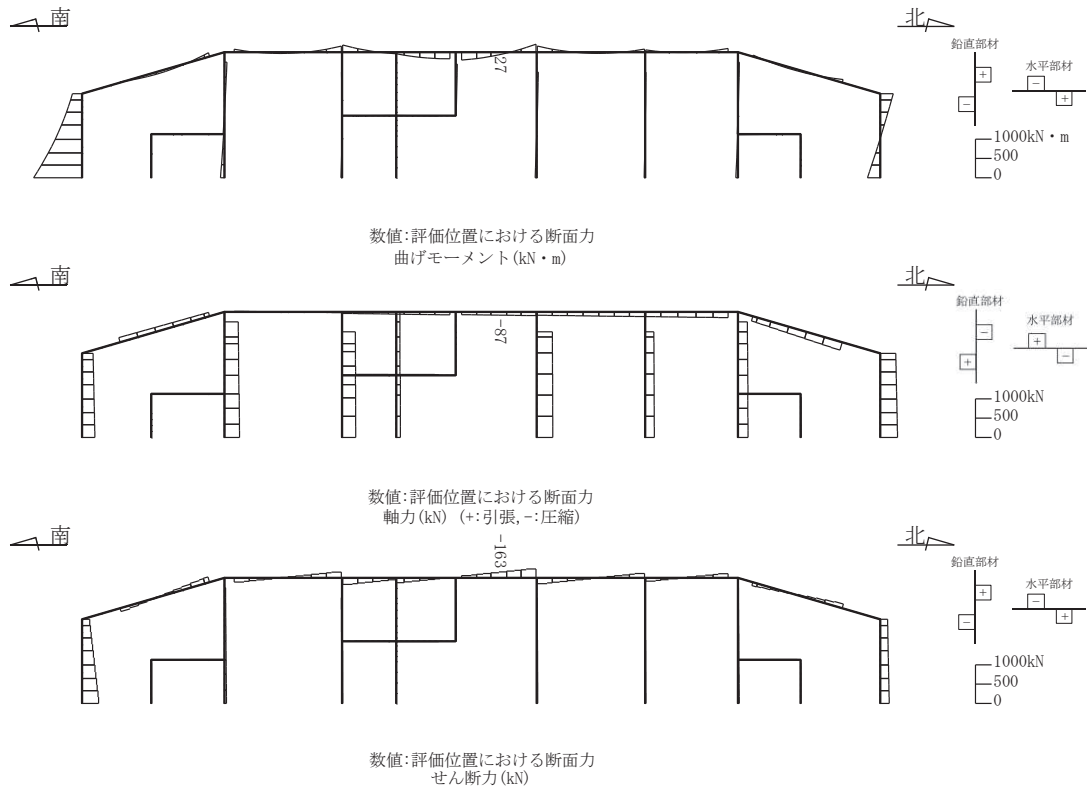


図 9-3 最も厳しい照査値の地震時断面力

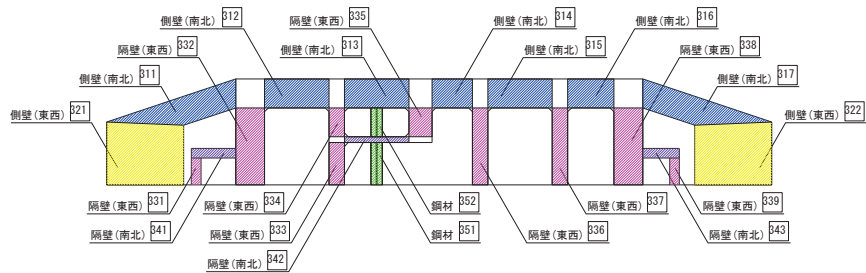


図 9-4 評価位置図

9.4 断面④の評価結果

静的地震力に対する断面④の評価結果を表9-11～表9-15に示す。また、断面④の最も厳しい照査値の地震時断面力を図9-5に示す。

表9-11 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
			モーメント (kN・m)		応力度 σ'_c (N/mm ²)	応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	412	-98	133	1.7	11.7	0.15
	側壁(東西)	422	2147	605	0.9	21.0	0.05
	隔壁(南北)	442	-30	-2	0.6	11.7	0.06
	隔壁(東西)	437	196	608	0.9	11.7	0.08

注記*：評価位置は図9-6に示す。

表9-12 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
			モーメント (kN・m)		応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	413	-95	54	37.5	294	0.13
	側壁(東西)	422	2147	605	14.9	294	0.06
	隔壁(南北)	442	-30	-2	28.4	294	0.10
	隔壁(東西)	431	-10	-1	29.7	294	0.11

注記*：評価位置は図9-6に示す。

表 9-13 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面④，鋼材：応力の照査）

地震動	評価位置*	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{ca1})
静的地震力 (kh=0.16)	453	22	277	0.08

注記*：評価位置は図 9-6 に示す。

表 9-14 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面④，鋼材：座屈に対する安定の照査）

地震動	評価位置*	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	短期 許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)	個別照査値 ($\sigma_c / \sigma_{ca},$ $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
静的地震力 (kh=0.16)	453	軸力	15	190	0.08	0.11
		強軸曲げ	1	204	0.01	
		弱軸曲げ	5	262	0.02	

注記*：評価位置は図 9-6 に示す。

表 9-15 せん断破壊に対する評価結果

地震荷重	評価位置*		発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	416	106	486	0.22
	側壁(東西)	421	540	4273	0.13
	隔壁(南北)	442	23	569	0.05
	隔壁(東西)	437	92	756	0.13

注記*：評価位置は図 9-6 に示す。

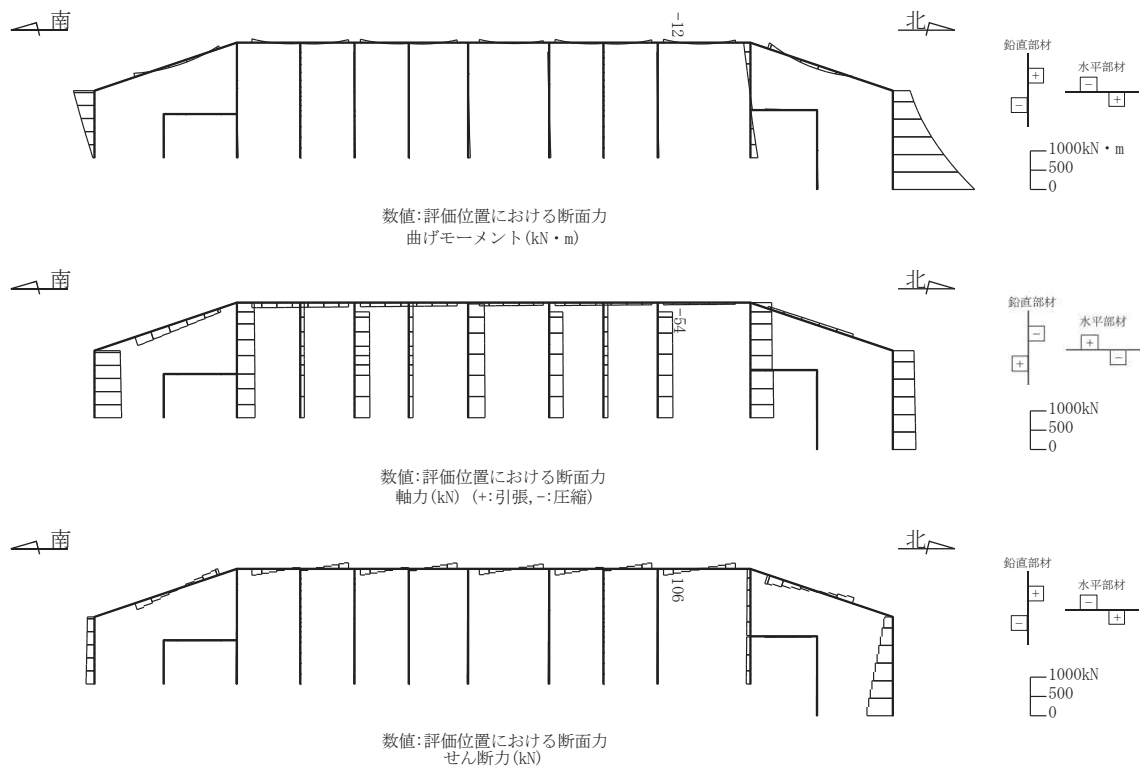


図 9-5 最も厳しい照査値の地震時断面力

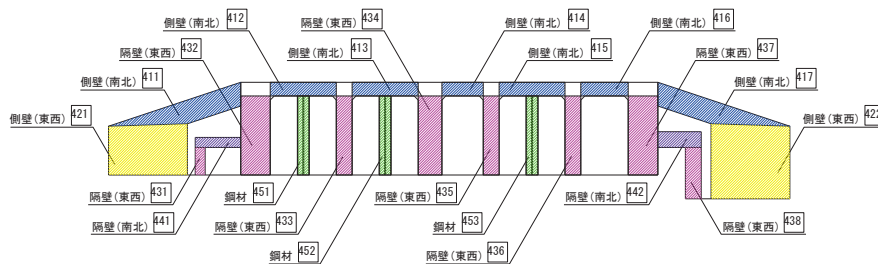


図 9-6 評価位置図

9.5 断面⑤の評価結果

静的地震力に対する断面⑤の評価結果を表9-16～表9-18に示す。また、断面⑤の最も厳しい照査値の地震時断面力を図9-7に示す。

表9-16 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
			モーメント (kN・m)		応力度 σ'_c (N/mm ²)	応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	512	-125	53	2.4	11.7	0.21
	側壁(東西)	522	3002	808	1.2	21.0	0.06
	隔壁(南北)	541	-51	-12	1.0	11.7	0.09
	隔壁(東西)	536	84	268	1.8	11.7	0.16

注記*：評価位置は図9-8に示す。

表9-17 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

地震荷重	評価位置*		曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値
			モーメント (kN・m)		応力度 σ_s (N/mm ²)	応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	512	75	28	67.5	294	0.23
	側壁(東西)	522	3002	808	17.1	294	0.06
	隔壁(南北)	541	-51	-12	51.4	294	0.18
	隔壁(東西)	531	-39	-22	43.0	294	0.15

注記*：評価位置は図9-8に示す。

表 9-18 せん断破壊に対する評価結果

地震荷重	評価位置*		発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
静的地震力 (kh=0.16)	側壁(南北)	512	168	760	0.23
	側壁(東西)	522	664	3225	0.21
	隔壁(南北)	541	36	569	0.07
	隔壁(東西)	537	128	756	0.17

注記*：評価位置は図 9-8 に示す。

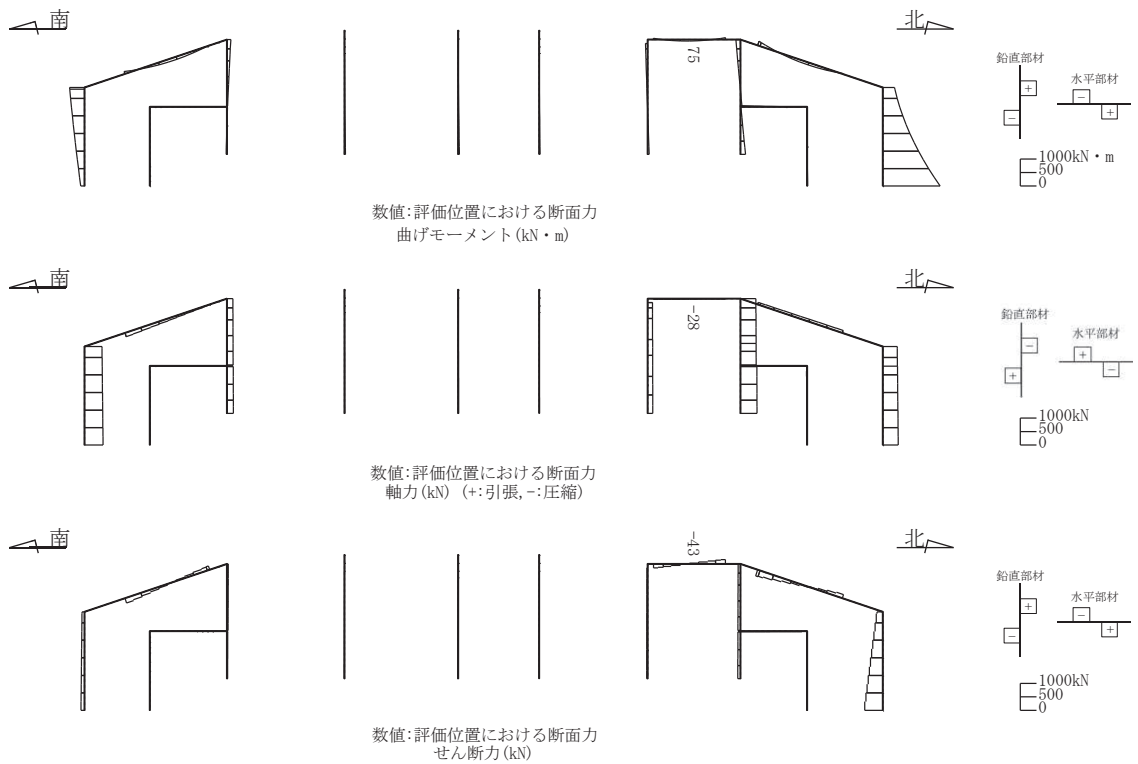


図 9-7 最も厳しい照査値の地震時断面力

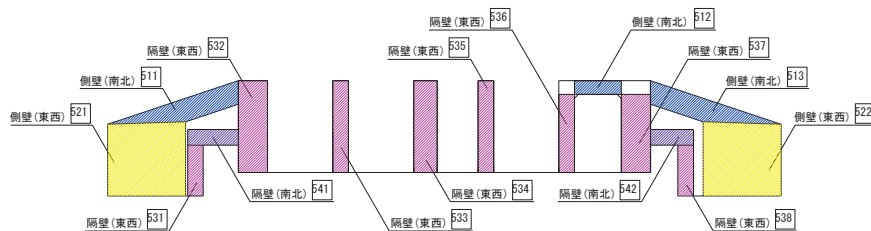


図 9-8 評価位置図

9.6 断面⑥の評価結果

断面⑥については、静的地震力 ($kh=0.16$) を上回る、基準地震動 S_s による地震力に対して、許容応力度法による耐震評価を実施していることから、静的地震力による評価は省略する。

10. 基礎地盤の支持性能

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室に懸架され一体構造になっていることから、「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」のうち「参考資料 4 静的地震力に対する耐震評価」により、基礎地盤に作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及び MMR（既設）に発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

11. まとめ

原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）について、Cクラス施設に求められる静的地震力 ($kh=0.16$) に対して耐震性を有することの確認を行った。

その結果、構造部材（コンクリート及び鉄筋）の発生応力度が短期許容応力度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、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室に懸架され一体構造になっていることから、「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」のうち「参考資料 4 静的地震力に対する耐震評価」により、基礎地盤に作用する接地圧が短期許容支持力度を下回ること及び MMR に作用する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

以上のことから、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）は設計上求められる静的地震力に対して十分な耐震性を有することを確認した。

参考資料 3 側壁新設部と既設部の接合方法について

1. はじめに

海水配管ダクト（鉛直部）は、新規制基準への適合を目的とした耐震補強として北端及び南端の側壁の追加（以下「新設部」という。）を実施する。新設部は既設部が南北方向にせん断変形するのを抑えるために新たに設置した鉄筋コンクリート壁（設計基準強度 50.0N/mm^2 ）であり、既設部である海水配管ダクト（鉛直部）及び海水ポンプ室側壁に鉄筋の定着をとり一体化として耐震評価を行っている。

本資料では、新設部と既設部を一体化とするための接合方法について記載する。

2. 新設部の構造概要

海水配管ダクト（鉛直部）の平面図を図 2-1 に、縦断図を図 2-2 に、断面①～断面⑥の標準配筋図を図 2-3～図 2-7 に示す。新設部は図 2-1 に示す赤枠箇所であり、既設の海水配管ダクト（鉛直部）の側壁に対して接続される斜梁部と海水ポンプ室の側壁に接続される縦梁部で構成される鉄筋コンクリート壁である。

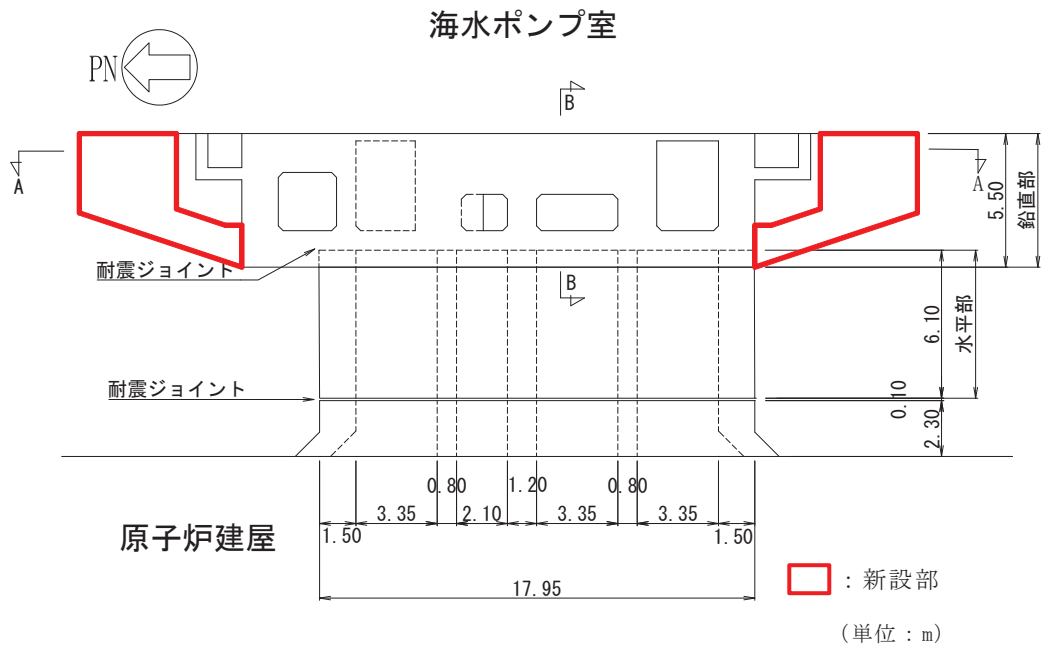


図 2-1 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）平面図

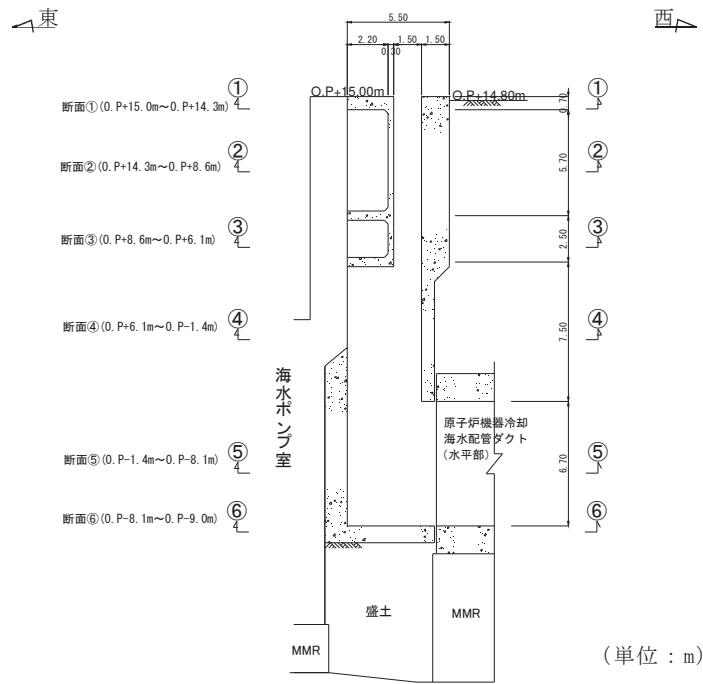


図 2-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 東西縦断図 (A-A 断面)

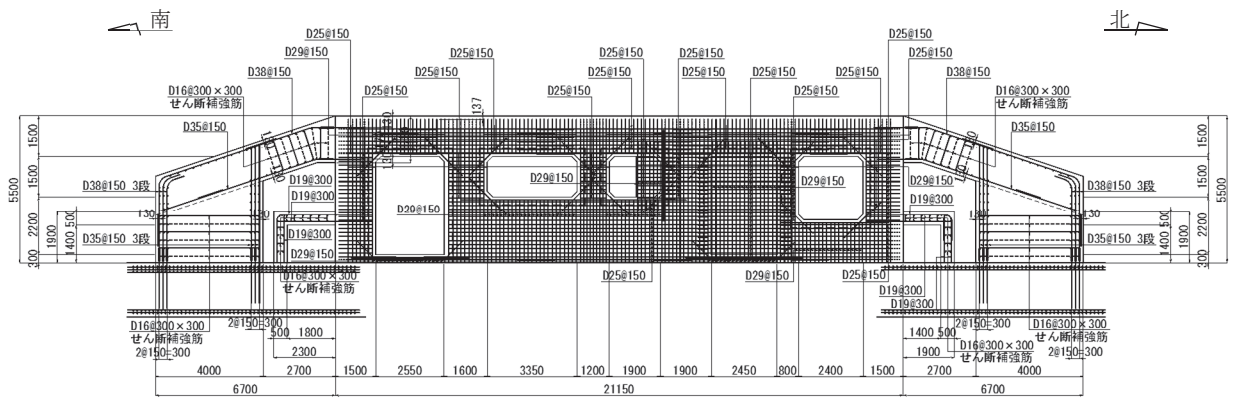
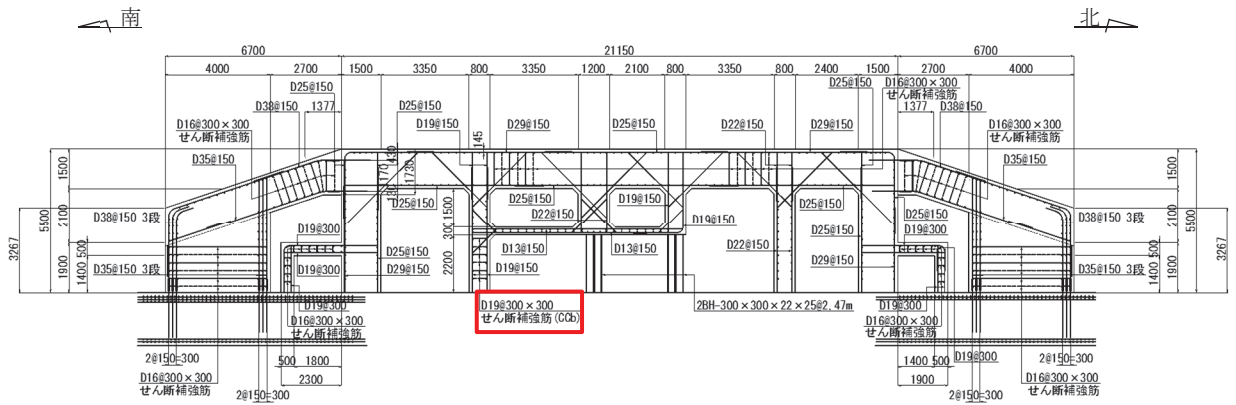


図 2-3 原子炉機器冷却海水配管ダクト (鉛直部) 概略配筋図 (断面①)



□ : CCb 工法適用箇所

図 2-4 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面②）

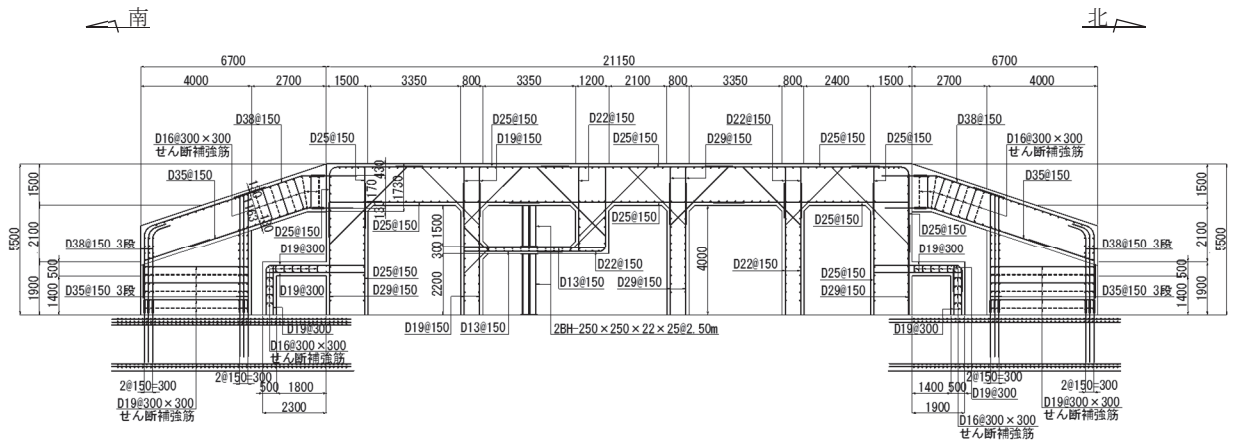


図 2-4 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面③）

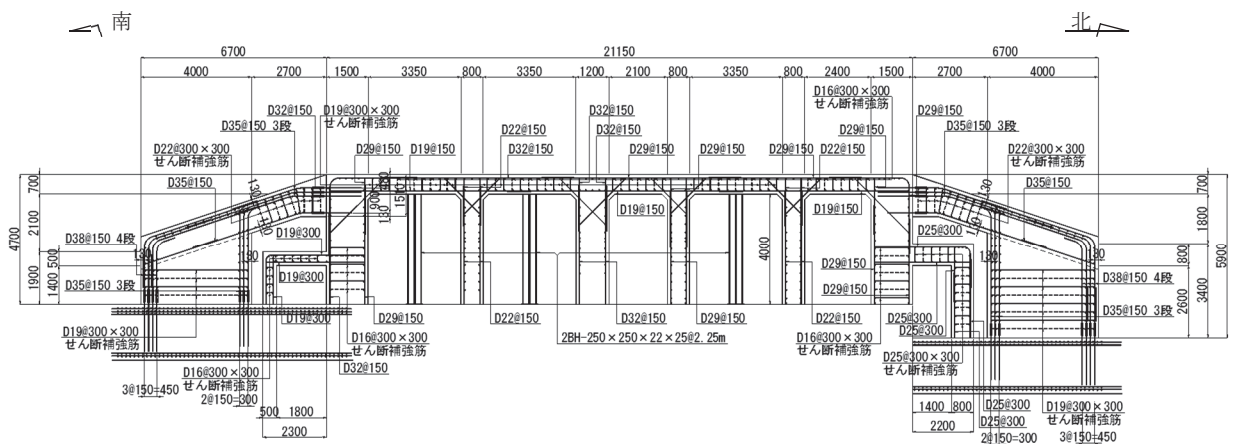
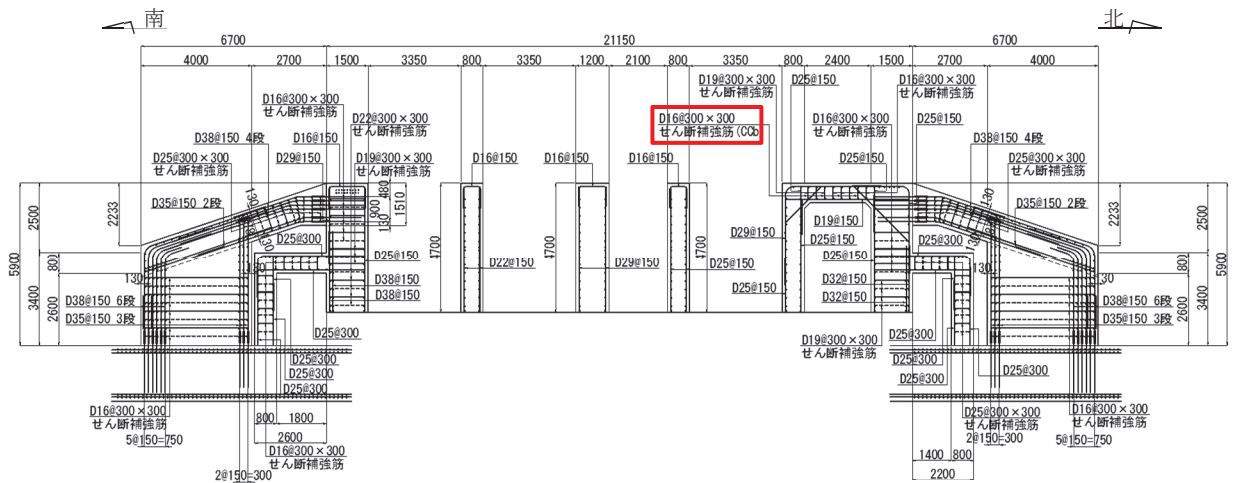


図 2-5 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面④）



□ : CCb 工法適用箇所

図 2-6 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面⑤）

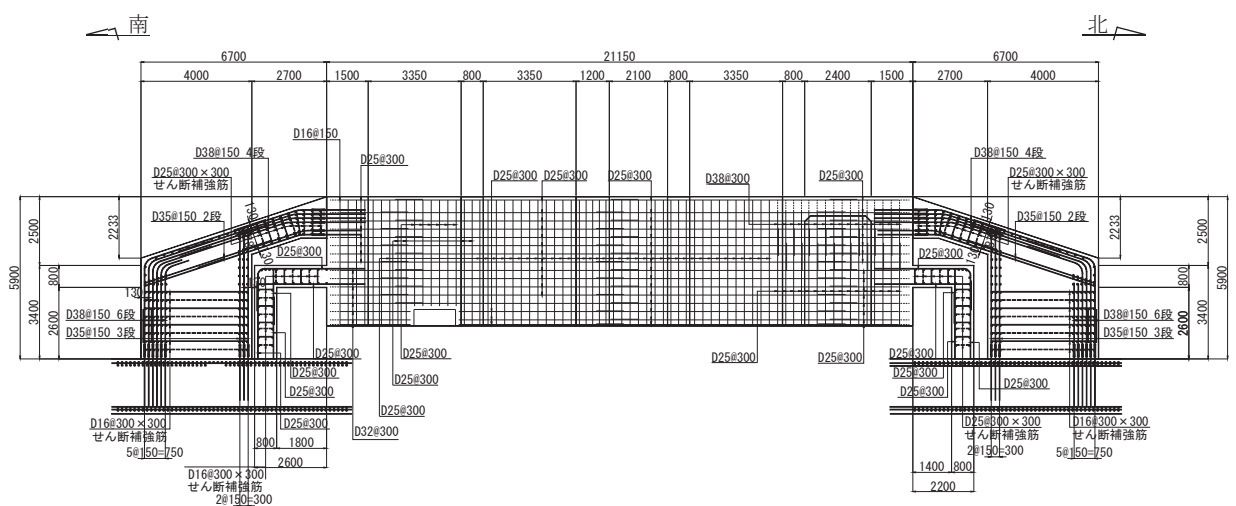


図 2-7 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）概略配筋図（断面⑥）

3. 新設部と既設部の接合方法

新設部と既設部の接合方法は、新設部の主筋と同じ仕様の鉄筋を既設部に適切に定着（以下「定着筋」という。）させたのち、機械式継手により新設部の主筋と一体化させる。新設部と既設部の接合方法の概念図を図 3-1 に示す。

定着筋位置の選定、定着長の算定及び新設部の主筋と定着筋の継手について以下に示す。

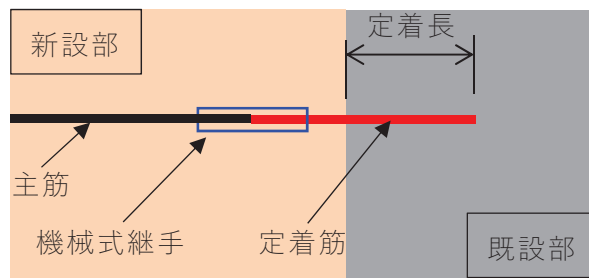


図 3-1 既設部と新設部の接合方法の概念図

3.1 定着筋位置の選定

定着筋は、既設部の配筋図をもとに既設の配筋との干渉を避けて配置している。

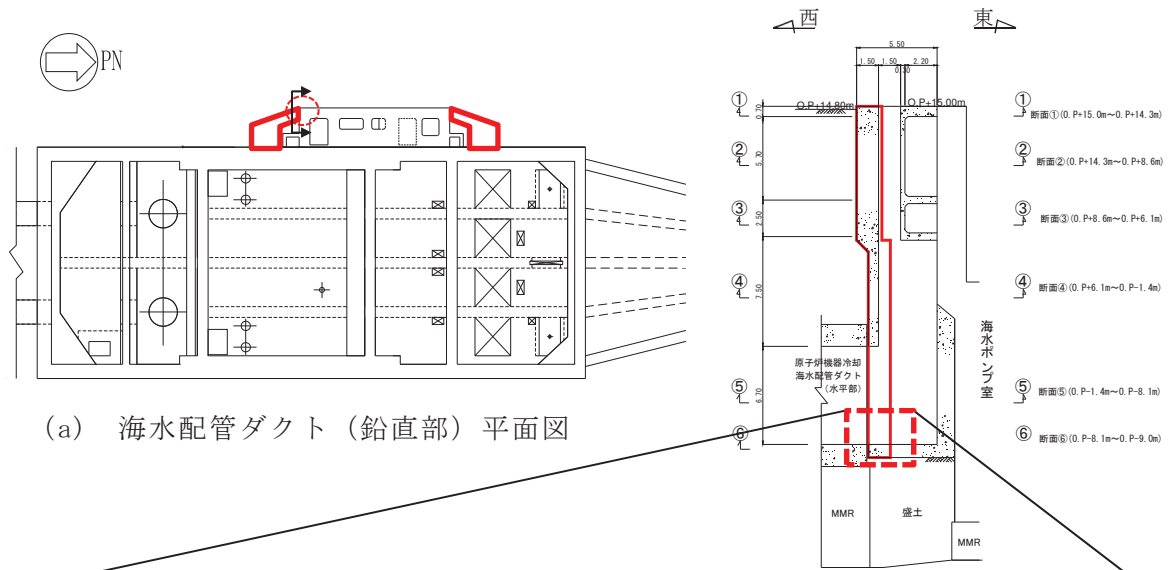
既設部の主筋の配筋概要を表 3-1 に示す。既設部の鉄筋径は最大 D38 であり、間隔は最小 150mm である。一方、新設部の主筋及び定着筋は、図 2-3～図 2-7 に示すように、各断面で水平方向及び鉛直方向に 150mm 間隔としており、既設部と配筋の間隔は共通であるが、主筋径は D35 及び D38 を使用しており、主筋の本数は深さ方向に増加している。

そのため、新設部と既設部の接合部においては、過密配筋となる可能性があることから、各既設部へ施工する定着筋の位置の確認を、新設部において主筋の本数が多く、鉄筋径が大きい底版付近で行う。

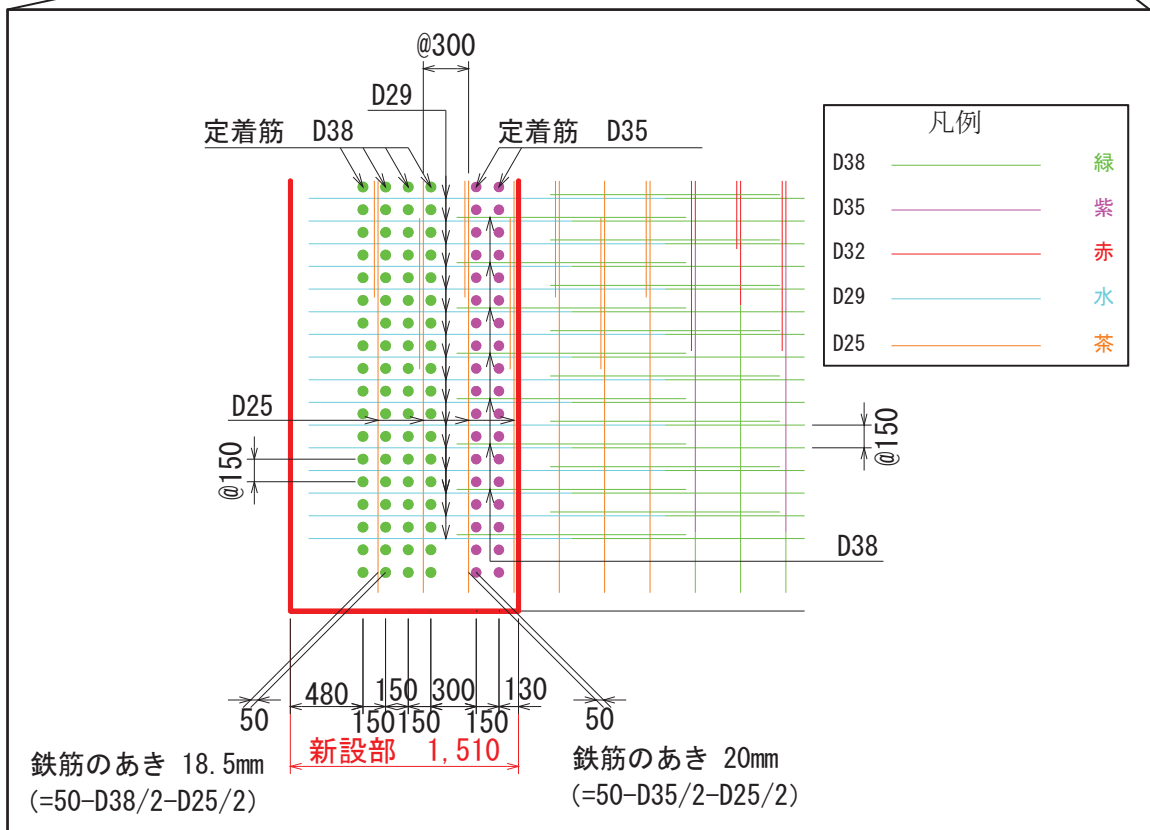
海水配管ダクト（鉛直部）側壁への定着筋の設置位置図を図 3-2 に、海水ポンプ室側壁への定着筋の設置位置図を図 3-3 に示す。図 3-3 に示すとおり、鉄筋のあきは最小で 18mm となることから、既設部の鉄筋探査を丹念に行い、既設鉄筋との干渉を避けた慎重な施工により対応を行う。

表 3-1 各部材の主筋の概要

既設部	鉄筋径		間隔(mm)	
	水平鉄筋	鉛直鉄筋	水平方向	鉛直方向
海水配管ダクト	D38, D32, D29, D25	D25, D22, D19, D16	150	300
海水ポンプ室	D38, D35, D32, D29, D25	D38, D32, D29, D25, D22, D19, D16	300	150

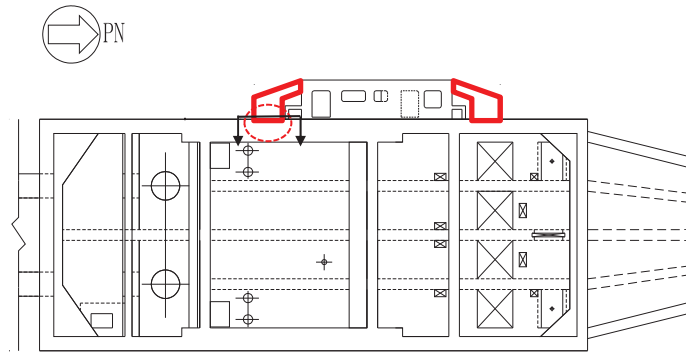


(a) 海水配管ダクト（鉛直部）平面図

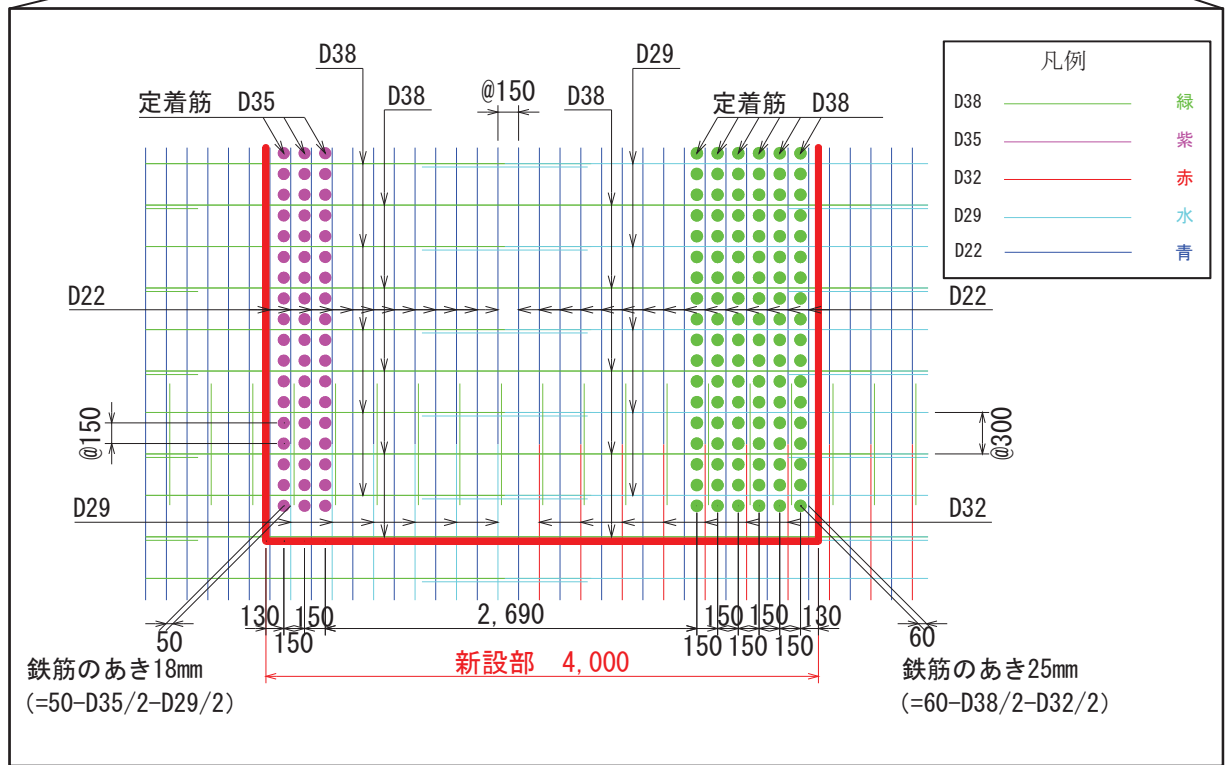
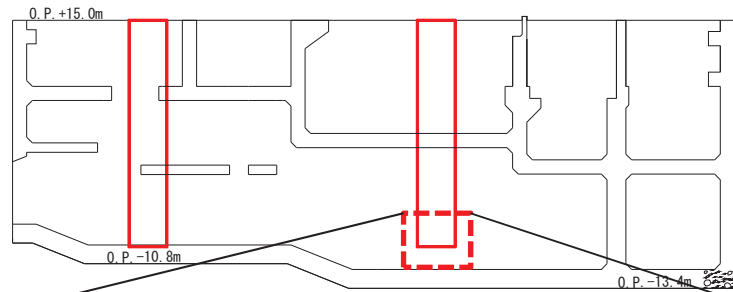


(b) 海水配管ダクト（鉛直部）側壁 断面図

図 3-2 定着筋の設置位置（海水配管ダクト（鉛直部）側壁）



(a) 海水配管ダクト（鉛直部）平面図



(b) 海水ポンプ室側壁 断面図

図 3-3 定着筋の設置位置（海水ポンプ室側壁）

3.2 定着長の算定

主筋の定着長は、「資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」の「参考 3 増厚補強部における既設部材と補強部材の一体化設計」を参照し、「あと施工アンカーの設計・施工の手引き（鉄道総合技術研究所）」に基づき算定する。

3.3 新設部の主筋と定着筋の継手

新設部の主筋と定着筋の継手は、図 3-4 のとおり土留等の仮設備との干渉や新設部側壁の斜梁部の形状を考慮し機械式継手を採用する。

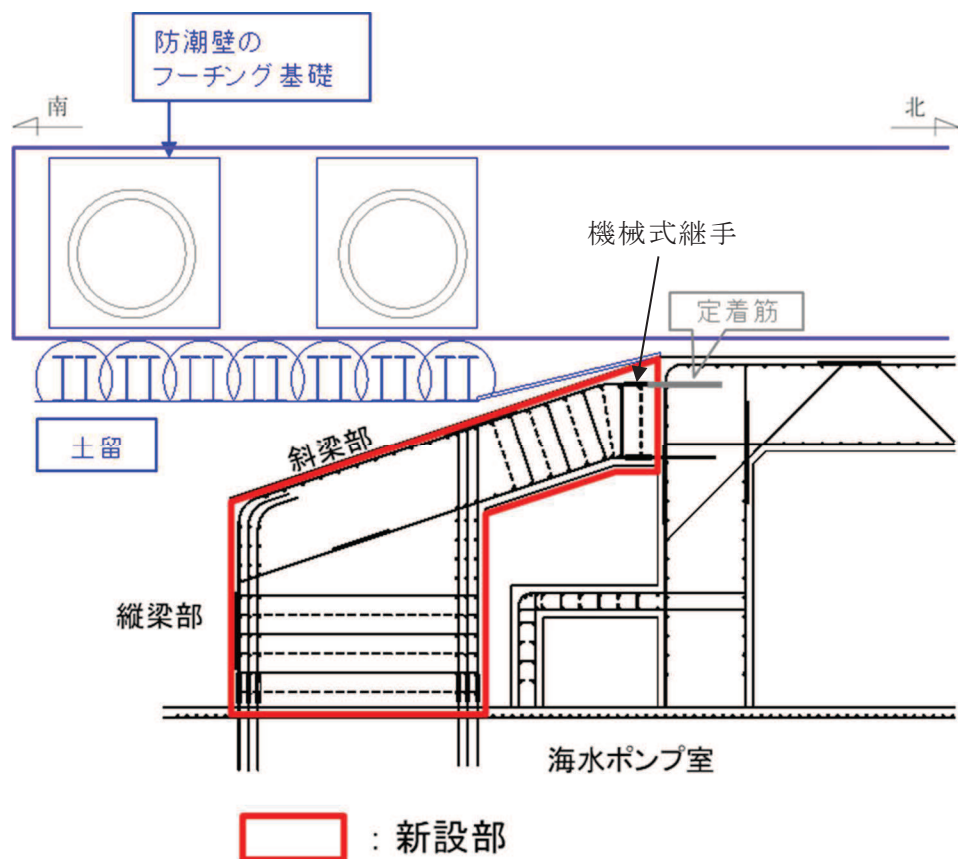


図 3-4 海水配管ダクト（鉛直部）断面③の例

参考資料 4 地震応答解析モデルの検証について

1. はじめに

海水配管ダクト（鉛直部）の地震時荷重算定用の二次元地震応答解析モデルを図 1-1（南北断面）及び図 1-2（東西断面）に示す。南北断面においては、海水ポンプ室との一体的な挙動を考慮したうえで海水配管ダクト（鉛直部）の側壁に作用する土圧等の地震時荷重の評価を目的にしていること、東西断面においては、海水ポンプ室の解析モデルを用いており海水配管ダクト（水平部）を改良地盤としてモデル化していることから、各断面について、解析モデルの妥当性について確認する。具体的な確認項目を以下に示す。

- ・ 南北断面（A-A 断面）において、海水ポンプ室の質量や剛性を考慮した等価剛性モデルとしてモデル化しているが、海水ポンプ室（縦断方向）と一体となった挙動が再現され、かつ保守的に地震時土圧が算定されていること
- ・ 東西断面（B-B 断面）において、実際には海水配管ダクト（水平部）部には改良地盤は無く、門型の形状の改良地盤に対して、一律改良地盤があるものとしてモデル化しているが、海水配管ダクト（鉛直部）に作用する地震時土圧が保守的に算定されていること

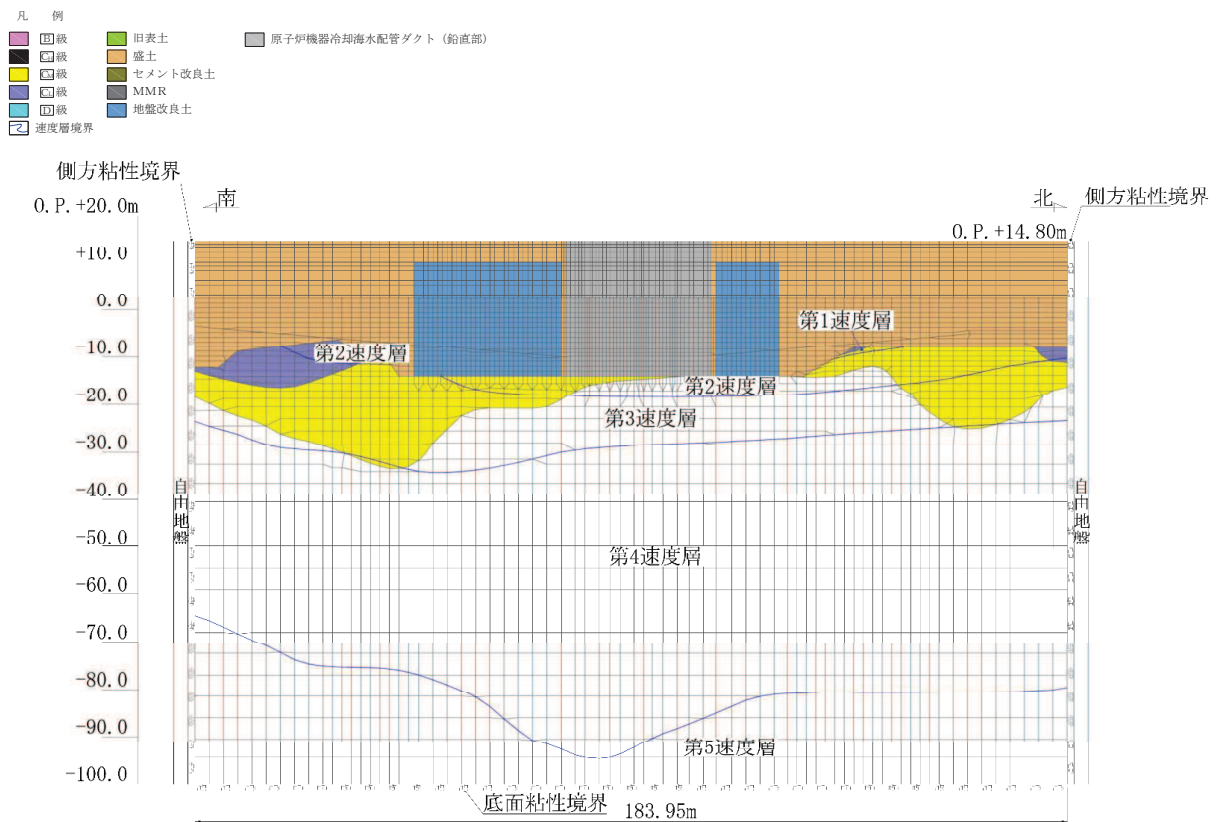


図 1-1 海水配管ダクト（鉛直部）南北断面（A-A 断面）

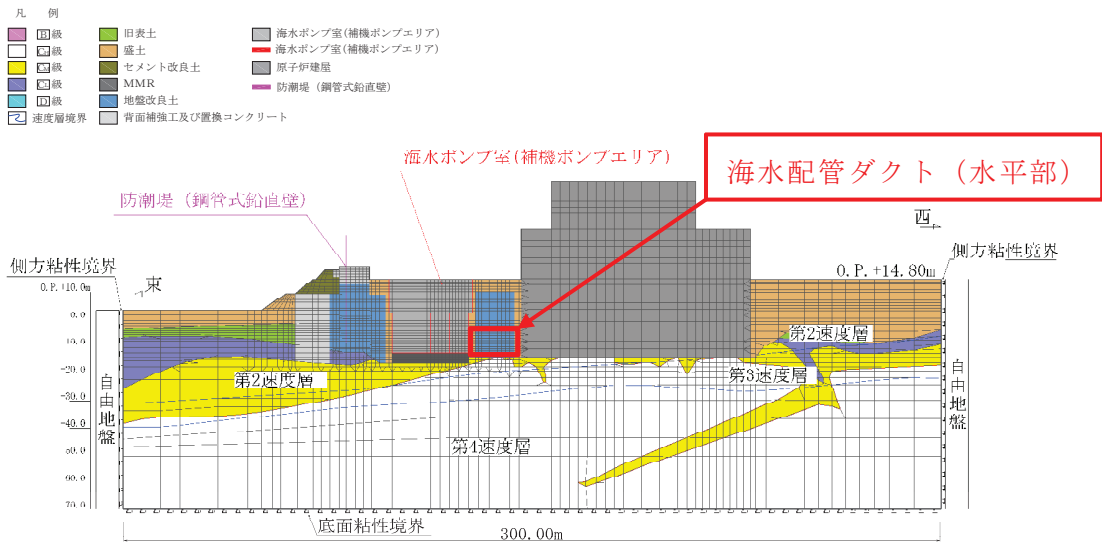


図 1-2 海水配管ダクト(鉛直部)東西断面(B-B断面)

2. 南北断面(A-A断面)における確認

2.1 南北断面(A-A断面)における確認方針

南北加震時に海水配管ダクト(鉛直部)の南北の側面に作用する地震時土圧を適切に評価するため、海水配管ダクト(鉛直部)が海水ポンプ室(縦断面)と同一の挙動となるようにモデル化している。

モデル化方法は、図 2.1-1 に示す海水ポンプ室(縦断面)の二次元地震応答解析モデルに単位荷重を作用させた時の、海水配管ダクト(鉛直部)が設置される部位の変位と、図 2.1-2 に示す海水配管ダクト(鉛直部)のモデルに単位荷重を作用させた時の変位が等しくなるよう剛性を設定している。また、質量についても、海水配管ダクト(鉛直部)の幅に該当する海水ポンプ室の質量を見込んでいる。

図 2.1-2 に MPC と示している節点は、海水ポンプ室(縦断面)は延長 77m の横長の構造であり、回転変形しないことを考慮するため、両節点の X 方向変位と Y 方向変位が同一としている。

当モデル化の妥当性の確認は、以下の 2 点に着目して実施する。

- ・ 海水ポンプ室(縦断面)と海水配管ダクト(鉛直部)の地震時挙動が同等となっていること
- ・ 海水配管ダクト(鉛直部)の地震時土圧が保守的となっていること

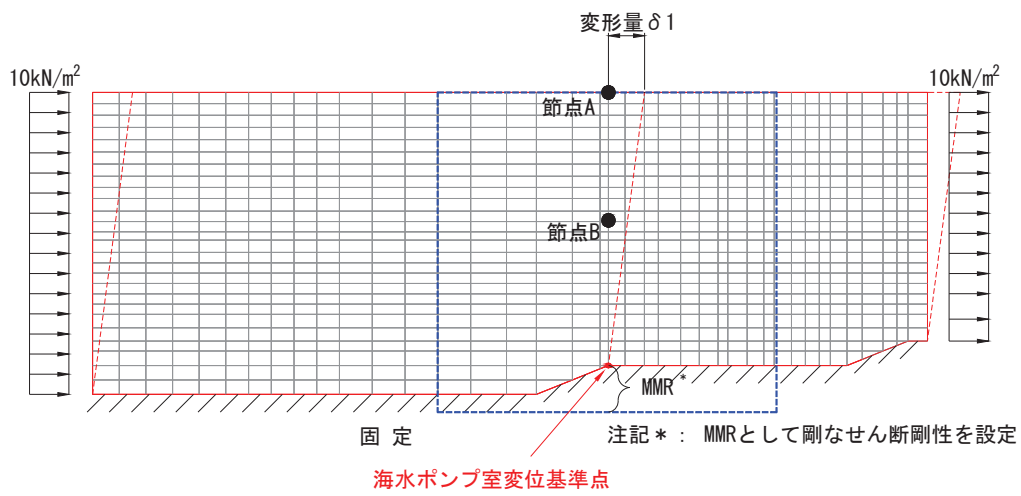


図 2.1-1 海水ポンプ室（縦断面）への単位荷重載荷イメージ

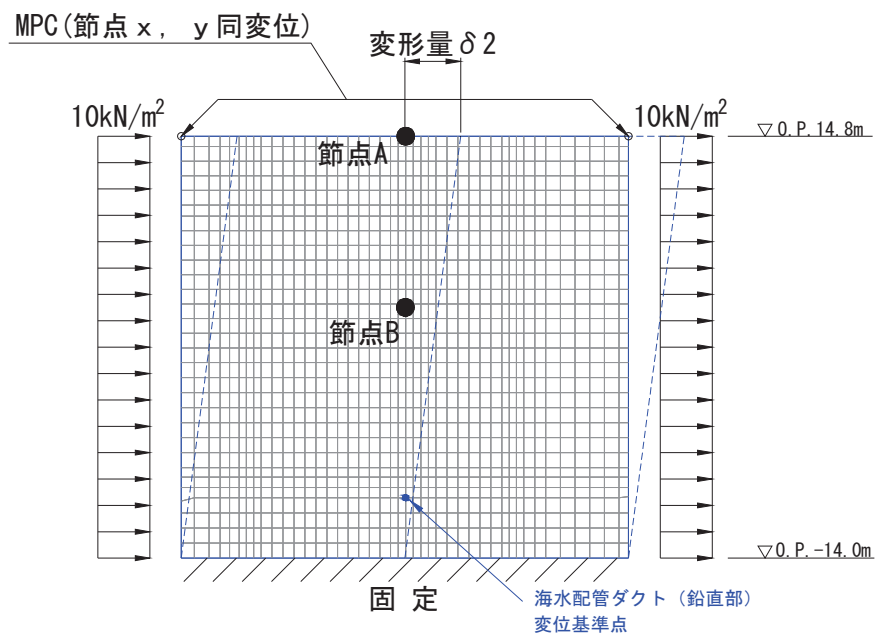


図 2.1-2 海水配管ダクトの剛性設定イメージ

2.2 南北断面（A-A断面）における確認条件

海水ポンプ室（縦断面）と海水配管ダクト（鉛直部）で地震時の挙動が同等となっていることの検証は、位相の反転を考慮した基準地震動 14 波の地震応答解析において、水平変位が最大となる $S_s - F_2 (-+)$ を代表波として、時刻歴の節点変位を比較することで、確認を行う。

海水配管ダクト（鉛直部）の地震時土圧が保守的となっていることの検証は、海水ポンプ室を考慮しない海水配管ダクト（鉛直部）が独立した比較検証モデル（以下「独立モデル」と言う。）を作成し、両者の最大土圧を比較する。用いる地震動は、位相の反転を考慮した基準地震動 14 波の地震応答解析において、地震時土圧が最大となる $S_s - D_1 (++)$ を代表波とする。地震時土圧検証用の独立モデルを図 2.2-1 に示す。

図 2.2-1 に示すように独立モデルにおいては、海水配管ダクト（鉛直部）の下部に盛土があるが、海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室と一体構造であるため、海水配管ダクト（鉛直部）の底面は海水ポンプ室の支持岩盤と同一の挙動を示すと考えられる。そのため、海水配管ダクト（鉛直部）底面の両端の節点と岩盤上面の節点の水平変位が同一となるような拘束条件を考慮して検証を行う。

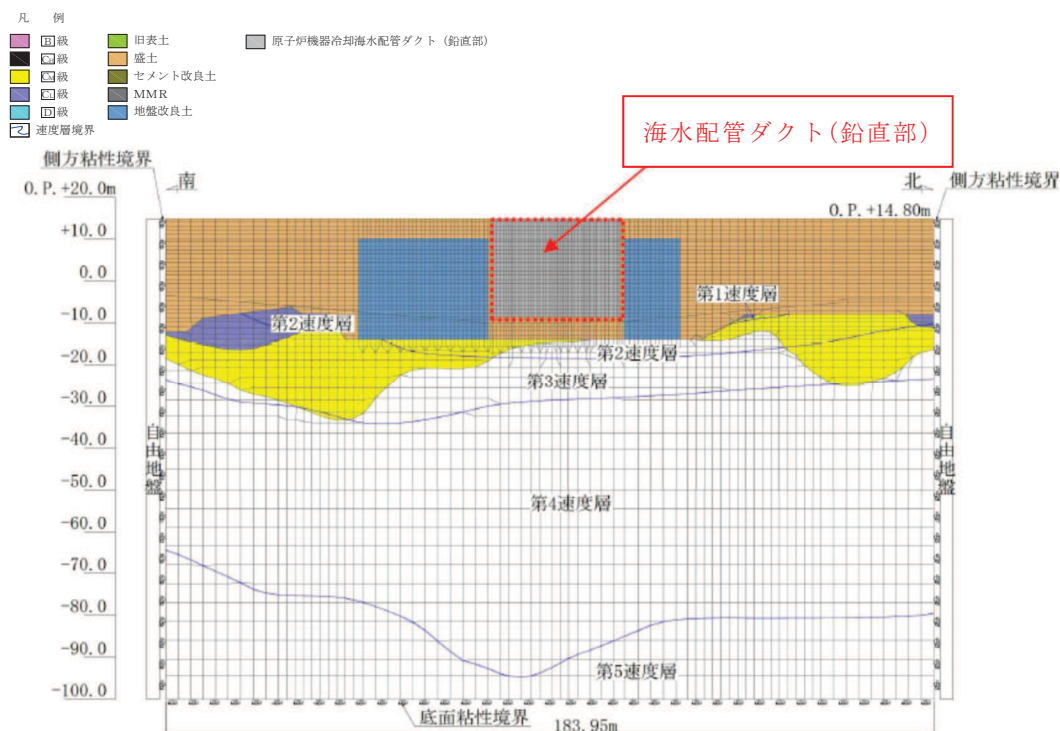


図 2.2-1 地震時土圧検証用の海水配管ダクト（鉛直部）独立モデル

2.3 南北断面（A-A断面）における確認結果

海水ポンプ室（縦断面）と海水配管ダクト（鉛直部）の地震時挙動の比較結果について、図 2.1-1 及び図 2.1-2 に示した節点 A 及び節点 B の時刻歴の水平変位波形を図 2.3-1 と図 2.3-2 にそれぞれ示す。両者の挙動は良く整合しており、海水配管ダクト

(鉛直部)が海水ポンプ室に懸架されている挙動を再現できている。なお、最大変位が、海水配管ダクト(鉛直部)の方が10%弱小さい理由としては、躯体に対する改良地盤の幅の割合が海水配管ダクト(鉛直部)の方が大きく、改良地盤の拘束効果を比較的受けるためと考えられる。

次に、海水配管ダクト(鉛直部)の地震時土圧の検証について、設計用モデルと独立モデルの比較結果を図2.3-3に示す。独立モデルより得られた土圧と比較して、設計用土圧が大きくなっており、保守的に評価されていることが確認された。

以上より、設計用土圧は海水配管ダクト(鉛直部)の剛性を海水ポンプ室と等価としており、かつ海水ポンプ室に変形を拘束される効果を見込んでいるため、土圧が保守的に評価できている。

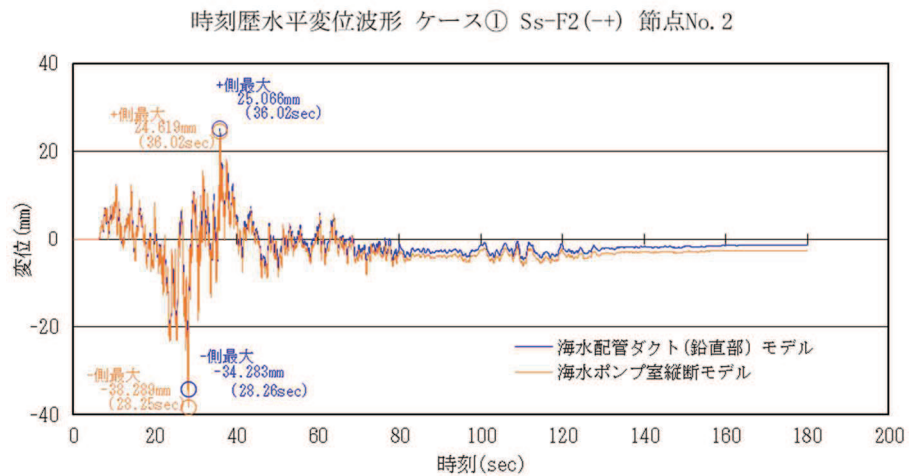


図 2.3-1 節点 A の時刻歴水平変位波形の比較 (S s - F 2 (-+))

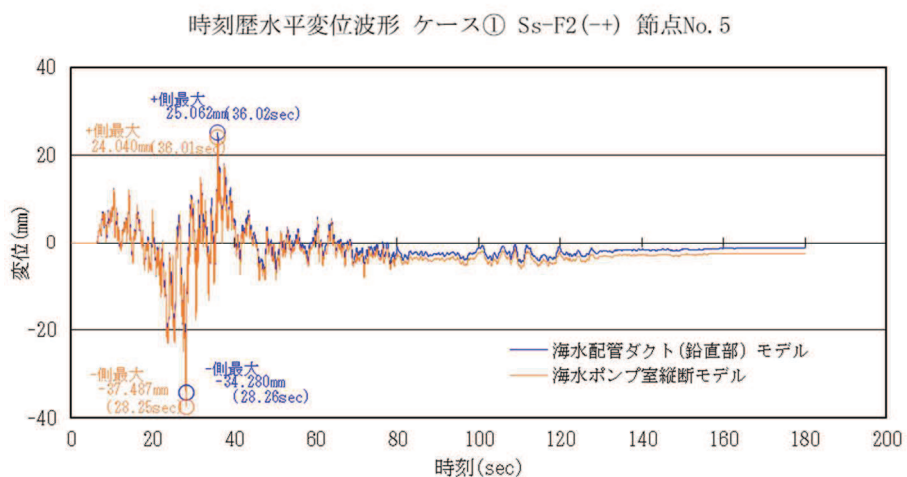


図 2.3-2 節点 B の時刻歴水平変位波形の比較 (S s - F 2 (-+))

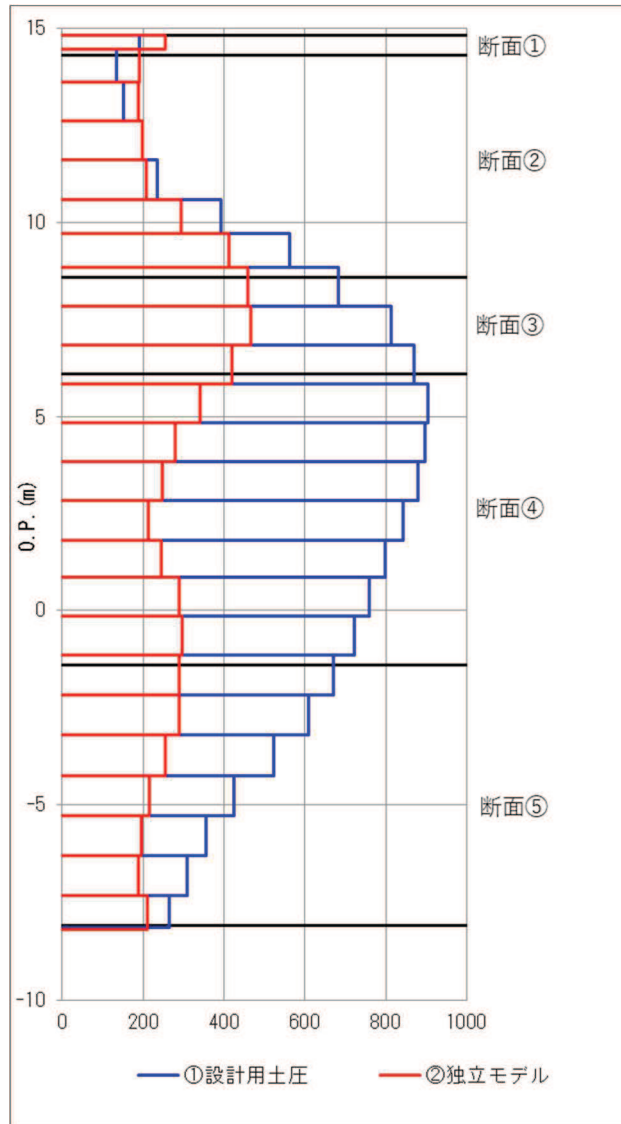


図 2.3-3 設計用モデルと独立モデルの地震時土圧の比較 (S_s-D1(++))

3. 東西断面（B-B断面）における確認

3.1 東西断面（B-B断面）における確認方針

海水ポンプ室と原子炉建屋の間の地盤は、図 3.1-1(平面図)に示す通り地盤改良されており、直交する断面図である図 3.1-2（①-①断面）及び図 3.1-3（②-②断面）に示す通り、改良地盤の一部には、海水配管ダクト（水平部）が存在する。地震応答解析モデル（B-B断面）において、海水配管ダクト（水平部）が重複する部分は全て改良地盤としてモデル化している。海水配管ダクト（水平部）はMMRを介して岩着しており、海水配管ダクト（鉛直部）との接続部は耐震ジョイントで縁切りされていることから、海水配管ダクト（鉛直部）へ荷重は作用しない構造となっている。従って、実現象としては、海水配管ダクト（鉛直部）へ作用する改良地盤の土圧は、海水配管ダクト（水平部）を除いた門型の改良地盤からの土圧となる。

海水配管ダクト（鉛直部）への土圧の保守性の確認を目的に、B-B断面において海水配管ダクト（水平部）が重なる改良地盤の剛性を、海水配管ダクト（水平部）分を空洞と仮定し、剛性を低下させたモデル（以下、「剛性低下モデル」という。）を用いて土圧を算定し、設計用土圧と比較する。

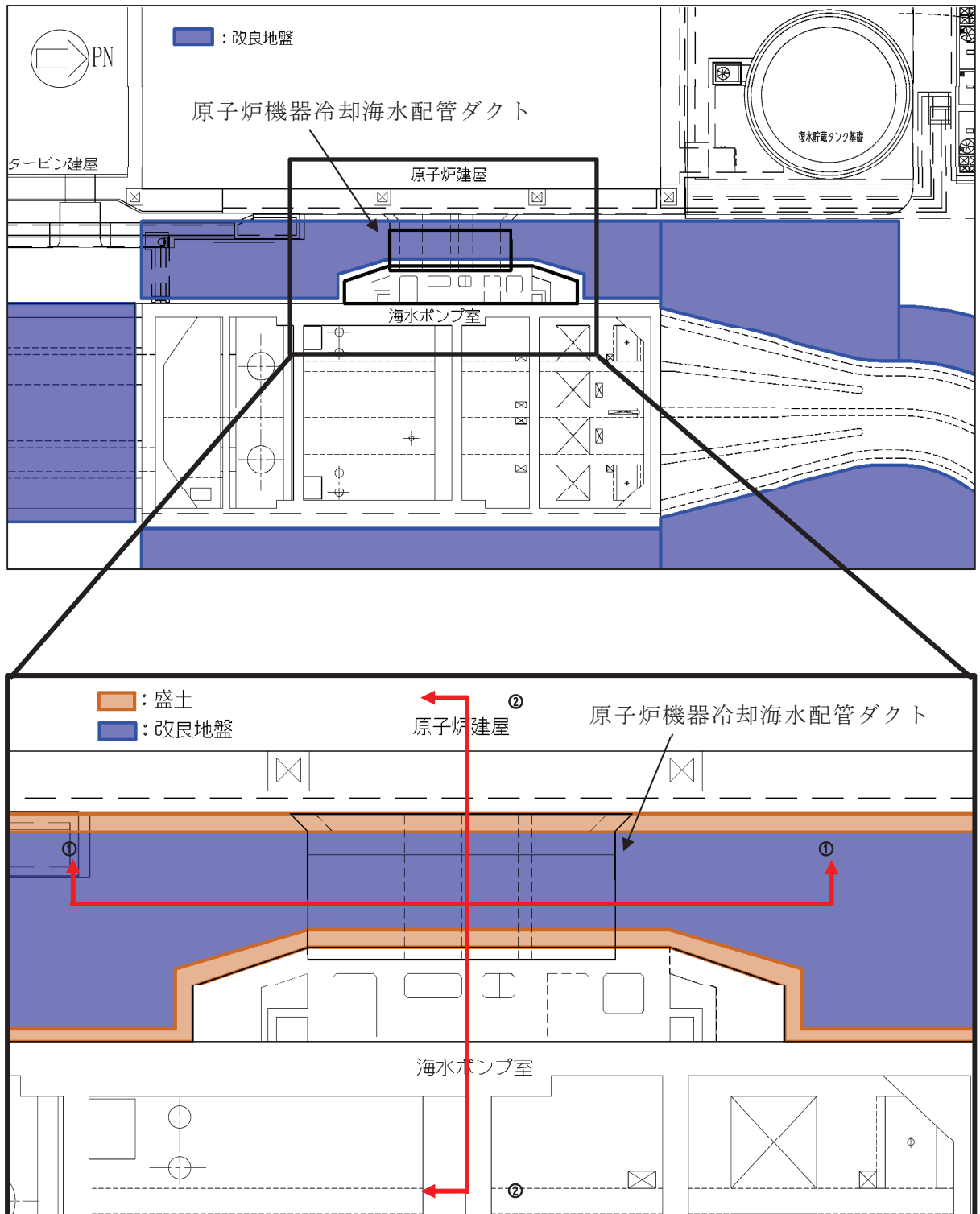


図 3.1-1 地盤改良範囲(平面図)

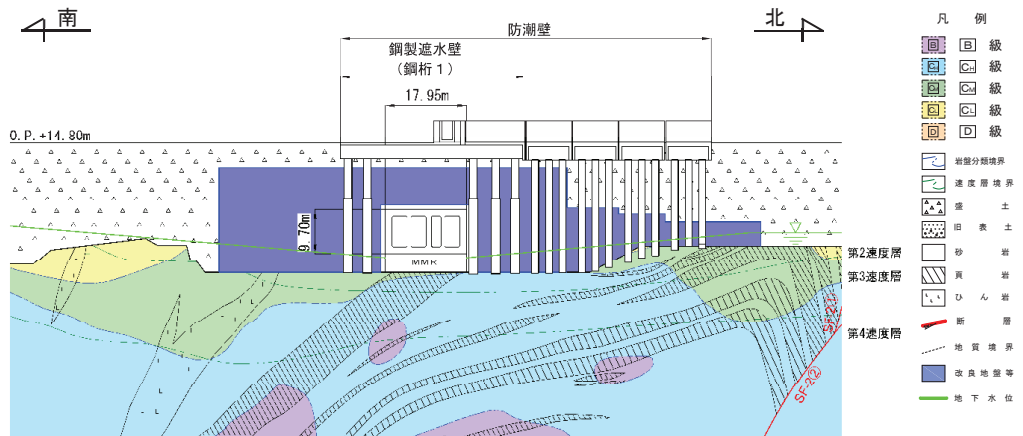


図 3.1-2 地盤改良範囲(横断図, ①-①断面)

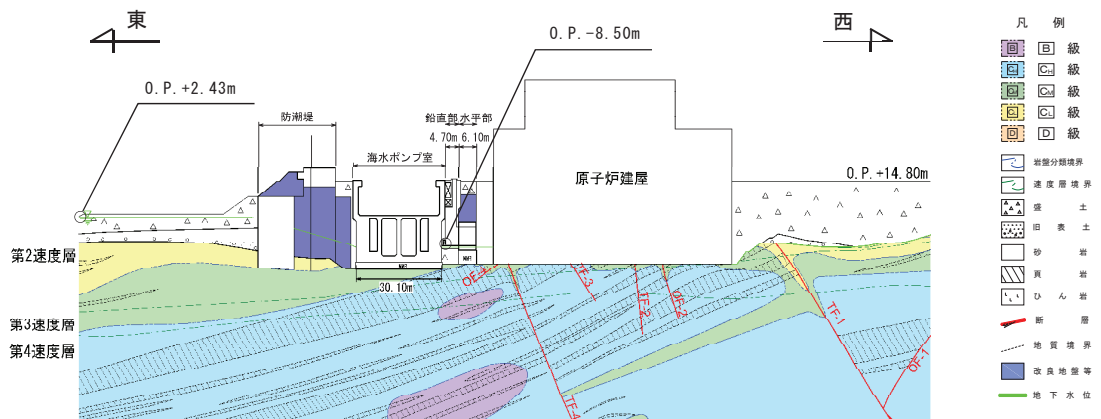


図 3.1-3 地盤改良範囲(縦断図, ②-②断面)

3.2 東西断面（B-B断面）における確認条件

南北方向の地盤改良幅 77m に対し，空洞として扱う範囲を図 3.2-1 に示す。また，空洞化を考慮した改良地盤のせん断弾性係数及び単位体積重量を表 3.2-1 に，設計用物性値と合わせて示す。

地震応答解析に用いる地震動は，海水配管ダクト（鉛直部）の設計断面毎の設計用土圧の総和が最大となる $S_s - D2 (-+)$ とする。

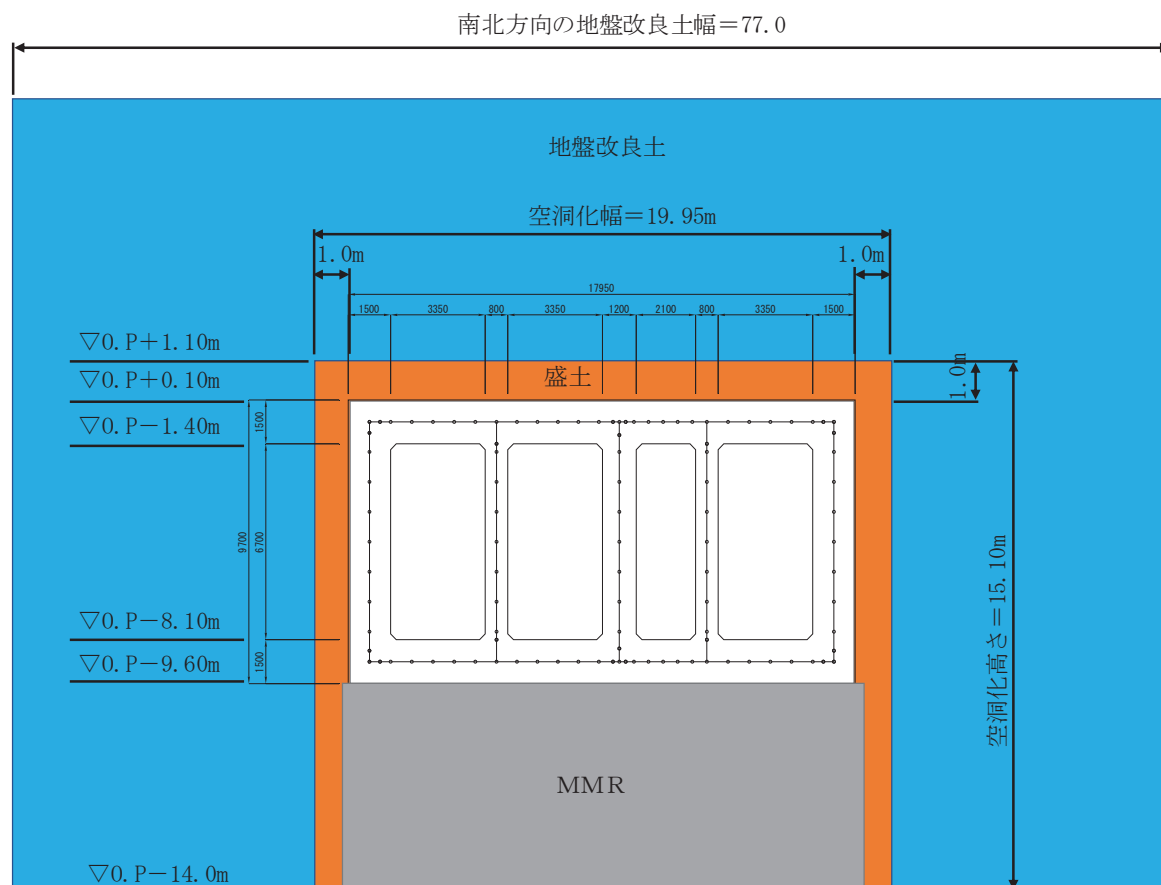


図 3.2-1 改良地盤のうち空洞として考慮する範囲

表 3.2-1 空洞を考慮した改良地盤のモデル化諸元

物性値	改良地盤	設計用モデル G, γ	剛性低下モデル G', γ'
せん断弾性係数 G (N/mm^2)	不飽和	1840	1363
	飽和	1940	1437
単位体積重量 γ (kN/m^3)	不飽和	19.600	14.522
	飽和	20.600	15.263

3.3 東西断面 (B-B 断面) における確認結果

改良地盤の諸元について、剛性低下モデルのせん断弾性係数 G' は、地盤物性のばらつきとして、平均値 $-\sigma$ で考慮している初期せん断弾性係数 (不飽和: $1150N/mm^2$, 飽和: $1210N/mm^2$) を上回っており、モデル化の影響はばらつきの範囲内と言える。

単位体積重量も設計用モデルより小さくなるため、設計用モデルの慣性力も保守的に評価できていると言える。

設計用モデル (基本ケース) の土圧分布と剛性低下モデルの土圧分布を比較して、表 3.3-1 及び図 3.3-1 に示す。

海水配管ダクト (鉛直部) に作用する地震時土圧の合計は、設計用モデルと剛性低下モデルでほぼ同じであった。また、各断面の設計用土圧は、断面④において、剛性低下モデルの方が 5.6%大きくなっているものの、地盤剛性のばらつきの範囲内である。

以上の確認により、海水配管ダクト (水平部) を改良地盤としてモデル化した地震時土圧の評価方法に問題はないことを確認した。

表 3.3-1 設計用モデルの土圧と剛性低下モデルの土圧の比較

断面 番号	O. P. (m)	分担高さ (m)	設計用モデルの 土圧 (A)	剛性低下モデルの 土圧 (B)	比率 (B/A)
①	14.328 ~ 14.800	0.4720	427.426	433.352	1.014
①	13.384 ~ 14.328	0.9440	369.180	356.721	0.966
②	13.384 ~ 14.328	0.9440	369.180	356.721	0.966
②	12.440 ~ 13.384	0.9440	325.686	337.770	1.037
②	11.497 ~ 12.440	0.9435	360.533	351.446	0.975
②	10.554 ~ 11.497	0.9430	251.477	275.269	1.095
②	9.610 ~ 10.554	0.9435	298.527	318.942	1.068
②	8.666 ~ 9.610	0.9440	455.448	484.887	1.065
②	7.722 ~ 8.666	0.9440	475.120	498.872	1.050
③	7.722 ~ 8.666	0.9440	475.120	498.872	1.050
③	6.750 ~ 7.722	0.9720	376.659	373.275	0.991
③	5.750 ~ 6.750	1.0000	334.439	315.081	0.942
④	5.750 ~ 6.750	1.0000	334.439	315.081	0.942
④	4.750 ~ 5.750	1.0000	388.237	404.399	1.042
④	3.750 ~ 4.750	1.0000	465.180	474.438	1.020
④	2.750 ~ 3.750	1.0000	557.898	589.411	1.056
④	2.250 ~ 2.750	0.5000	557.682	531.891	0.954
④	1.800 ~ 2.250	0.4500	557.682	531.891	0.954
④	0.900 ~ 1.800	0.9000	557.682	531.891	0.954
④	-0.050 ~ 0.900	0.9500	516.525	494.653	0.958
④	-1.025 ~ -0.050	0.9750	475.314	455.645	0.959
④	-1.950 ~ -1.025	0.9250	456.322	440.798	0.966
⑤	-1.950 ~ -1.025	0.9250	456.322	440.798	0.966
⑤	-2.863 ~ -1.950	0.9125	414.740	406.373	0.980
⑤	-3.788 ~ -2.863	0.9250	390.169	389.431	0.998
⑤	-4.713 ~ -3.788	0.9250	352.921	365.603	1.036
⑤	-5.638 ~ -4.713	0.9250	339.613	350.394	1.032
⑤	-6.563 ~ -5.638	0.9250	325.919	337.303	1.035
⑤	-7.438 ~ -6.563	0.8750	310.482	324.139	1.044
⑤	-8.175 ~ -7.438	0.7375	301.616	305.776	1.014
合計(断面①~断面④) (kN) 地震時土圧×分担高さ×単位奥行			7114.928	7132.963	1.003

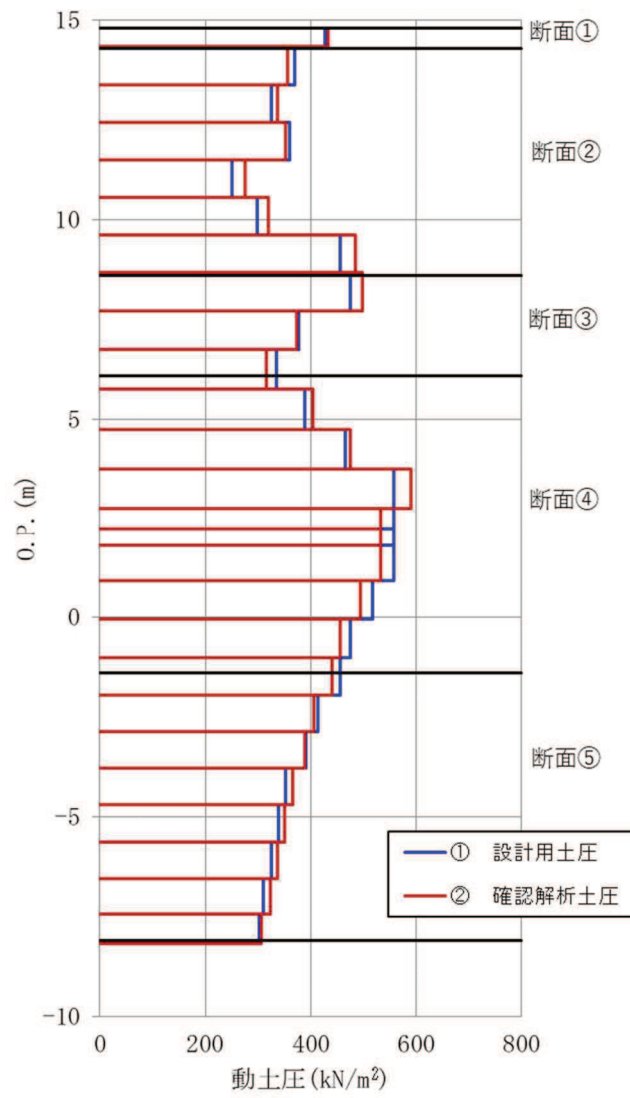


図 3.3-1 設計用モデルの土圧と剛性低下モデルの土圧の比較

4. まとめ

海水配管ダクト（鉛直部）の地震応答解析モデルについて、南北断面、東西断面それぞれについて、以下のとおり検証を行い、問題ないことを確認した。

南北断面（A-A 断面）

- ・ 地震時の挙動が海水ポンプ室（縦断）と同様の挙動となっており、海水ポンプ室と一体的に震動していることを確認した。
- ・ 海水ポンプ室との一体化を考慮しない独立モデルを作成し、設計用モデルとの土圧を比較し、設計用モデルの方が、土圧を保守的に評価できていることを確認した。

東西断面（B-B 断面）

- ・ 改良地盤中の海水配管ダクト（水平部）部分を空洞として改良地盤をモデル化した場合と設計用の物性値を比較した結果、海水配管ダクト（水平部）を空洞とした改良地盤のせん断弾性係数は、地盤物性のばらつきの範囲内におさまることを確認した。
- ・ 設計用のモデル（基本ケース）と空洞として考慮し剛性を低下させたモデルで、海水配管ダクト（鉛直部）に作用する地震時土圧を比較した結果、地震時土圧は同等であることを確認した。

以上により、海水配管ダクト（鉛直部）の地震時荷重は適切に評価されていることを確認した。

参考資料 5 頂版及び底版における側壁の端部モーメントの影響について

1. はじめに

海水配管ダクト（鉛直部）の頂版及び底版の構造解析は、水平輪切り断面を模擬した二次元のシェル要素及び梁要素によりモデル化し、海水ポンプ室との接続部を固定端として地震時荷重を作用させて照査を行っている。従って側壁に作用する荷重により側壁と頂版及び底版との境界に発生する曲げモーメントのモーメント分配が考慮されていない。

側壁と接合部を有する頂版及び底版の部位を図 1-1 及び図 1-2 に示す。なお、底版は海水配管ダクト（水平部）と接続するため、側壁と接合部を有する部位は、アクセス用のカルバート部のみである。

頂版及び底版の評価で考慮している端部モーメントより大きなモーメントが側壁に生じると、モーメント分配の影響により、より大きな端部モーメントが頂版及び底版に作用することから、別途、側壁に生じる端部モーメントを評価し、影響について確認する。

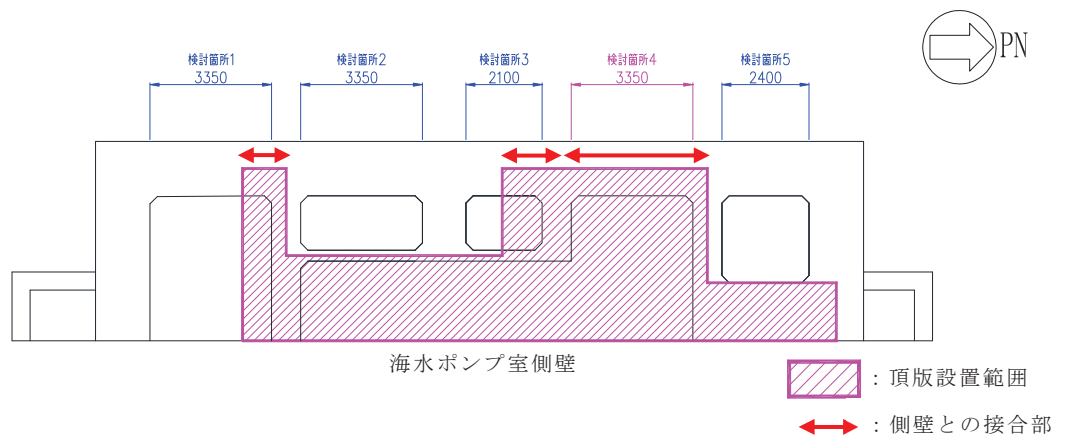


図 1-1 頂版（断面①）の側壁と接合部を有する部分

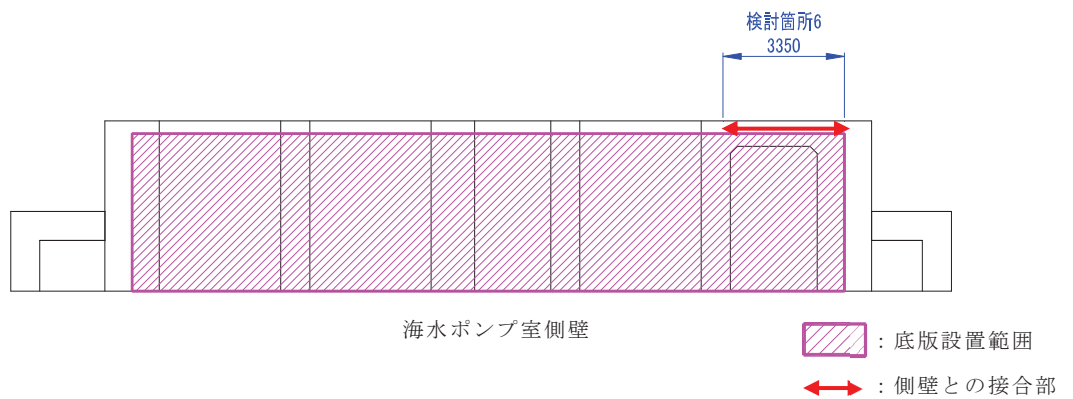


図 1-2 底版（断面⑥）の側壁と接合部を有する部分

2. 側壁に生じる端部モーメントの評価方法

頂版及び底版と境界を有する区間から代表断面を選定して、側壁を模擬したシェルモデルに土圧及び慣性力を作用させて頂版及び底版との境界に発生する曲げモーメントを評価する。代表断面は、側壁の受圧面積が大きく、頂版との接合長さの長い、図 1-1 及び図 2-1 の検討箇所 4 とする。

図 2-1 に示す、検討箇所 4 をシェル要素でモデル化する。境界条件は、海水配管ダクトの隔壁及び頂版との接続部を固定境界とする、3 辺固定 1 辺自由とする。頂版との接合部から自由境界までの延長は、作用荷重が大きく見込め、かつ 2 方向スラブと見なせる最大面積とすることとし、具体的には、短辺/長辺=0.4 とする。検討箇所 4 のシェルモデルを図 2-2 に示す。

検討に用いる地震動は、海水配管ダクト（鉛直部）の東西加震動解モデルを用いて基準地震動の水平位相反転を考慮した全 14 波のうち、躯体に作用する土圧と慣性力の総和が最大となる $S_s - D2(++)$ とする。作用させる土圧及び加速度の深度分布を図 2-3 と図 2-4 にそれぞれ示す。

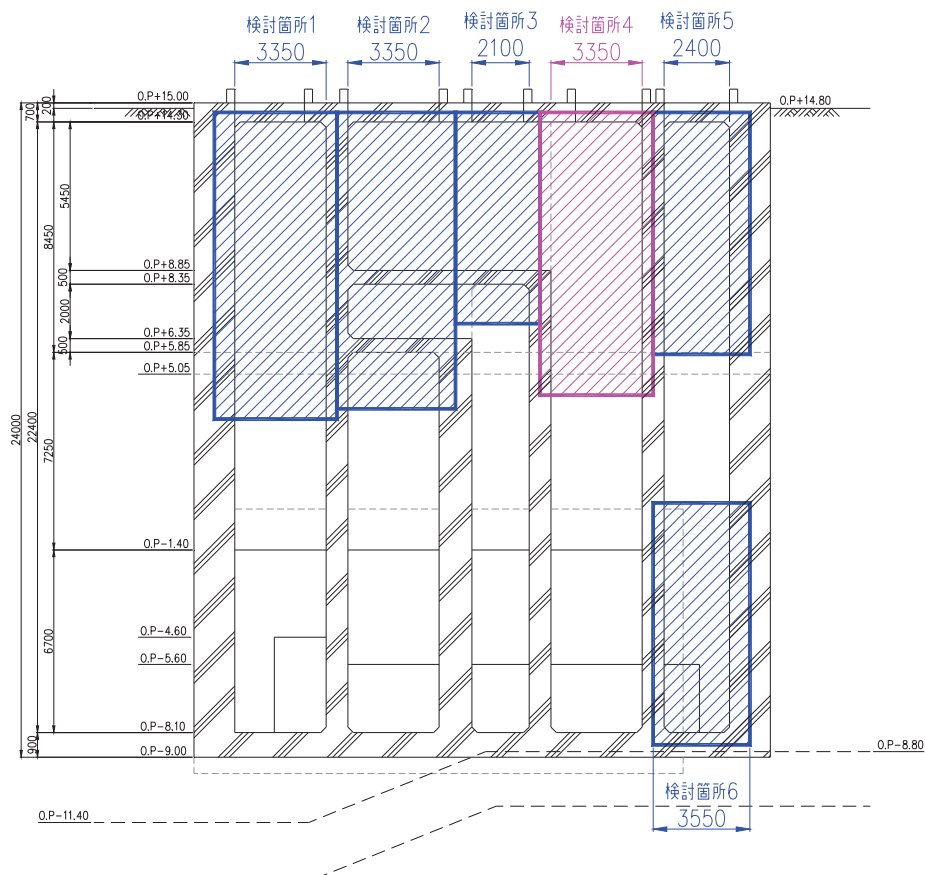


図 2-1 側壁（正面図）のモーメント算定区間の候補箇所

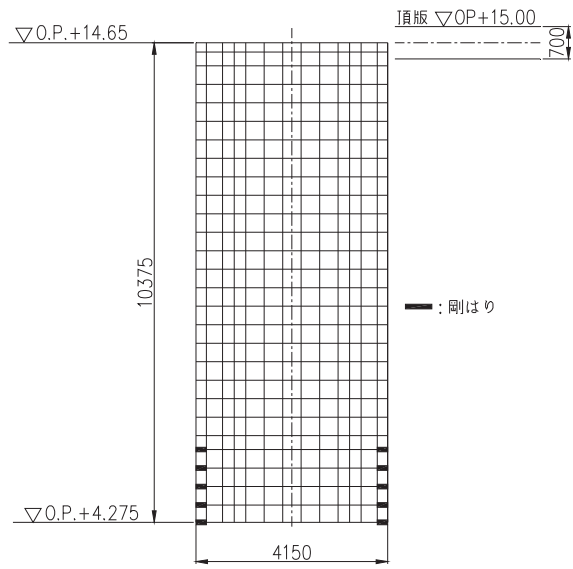


図 2-2 検討箇所 4 のシェルモデル図

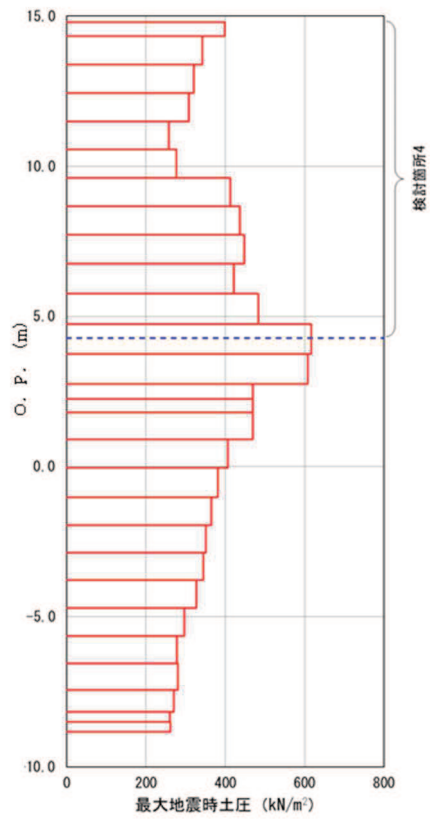


図 2-3 シェルモデルに作用させる土圧の深度分布 (S s-D 2 (++))

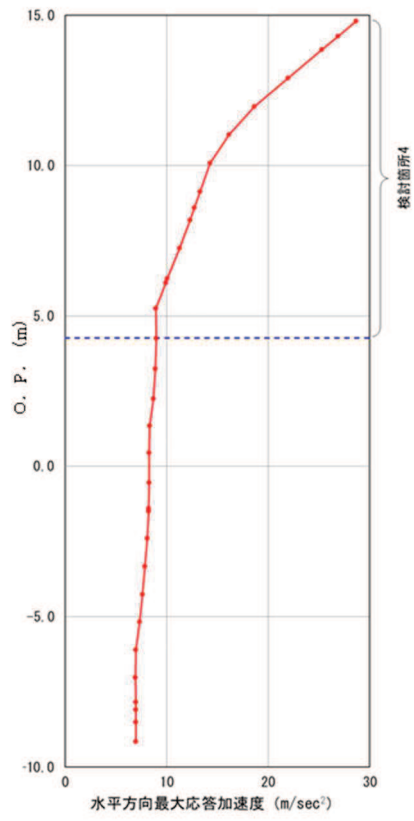


図 2-4 シェルモデルに作用させる加速度の深度分布 (S s -D 2 (++))

3. 側壁端部に生じるモーメントの評価結果

検討箇所4のシェルモデルに土圧及び慣性力を作用させた結果として発生する曲げモーメント分布図を図3-1に示す。また、頂版の面外荷重による曲げモーメント分布図を図3-2に示す。結果として、曲げモーメントが最大となる検討箇所4のスパン中央部において、頂版 My1 より側壁 My2 の曲げモーメントが大きな値を示すことから、次項において側壁から頂版への廻り込みモーメントの影響を検討する。

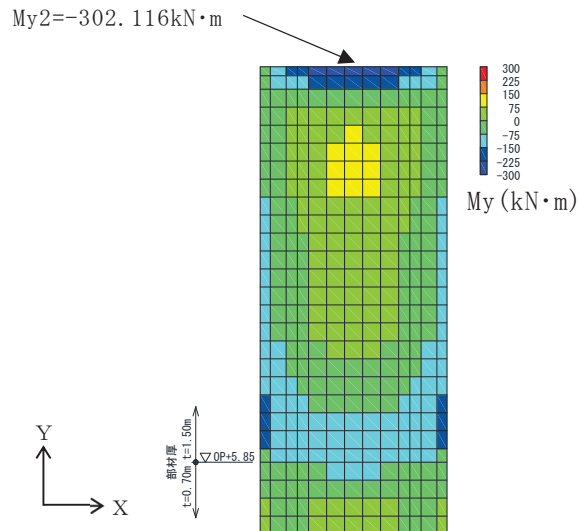


図 3-1 側壁の曲げモーメント分布図：My2

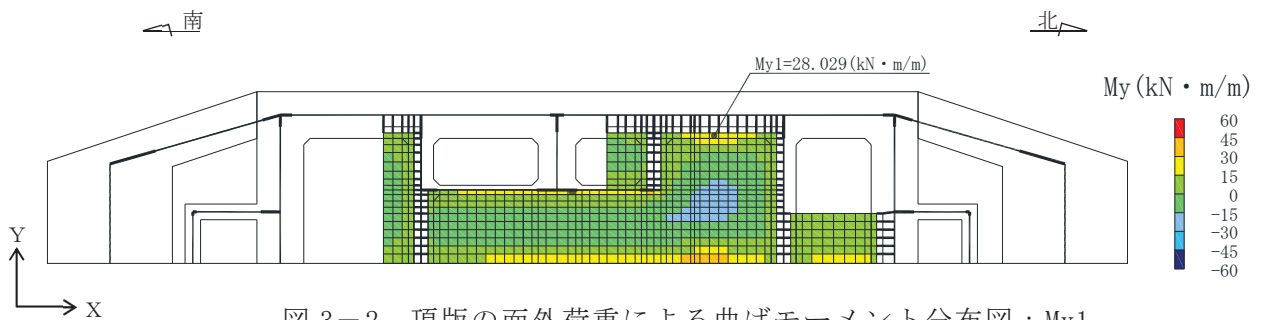


図 3-2 頂版の面外荷重による曲げモーメント分布図：My1
(解析ケース①, S s - D 2 (++))

4. 廻り込みモーメントに対する影響検討

4.1 側壁から頂版への廻り込みモーメントの評価方法

隅角部の曲げモーメントは、頂版の面外荷重による曲げモーメント (M_{y1}) 及び側壁の曲げモーメント (M_{y2}) を超えることはない。側壁の曲げモーメント (M_{y2}) が頂版で発生した曲げモーメント (M_{y1}) より小さい場合は、 M_{y2} の廻り込み曲げモーメントを M_{y1} に加算する必要がなく M_{y1} が設計曲げモーメントとなる。一方で、側壁の曲げモーメント (M_{y2}) が頂版で発生した曲げモーメント (M_{y1}) より大きい場合は、保守的に M_{y2} を設計曲げモーメントとする。端部における廻り込み曲げモーメントの概念図を図 4-1 に示す。

側壁端部に生じるモーメントの評価結果のとおり、側壁の曲げモーメント (M_{y2}) は、頂版の曲げモーメント (M_{y1}) より大きいことから、保守的に M_{y2} を設計曲げモーメントとし、側壁から頂版への曲げモーメントの廻り込みを考慮する。

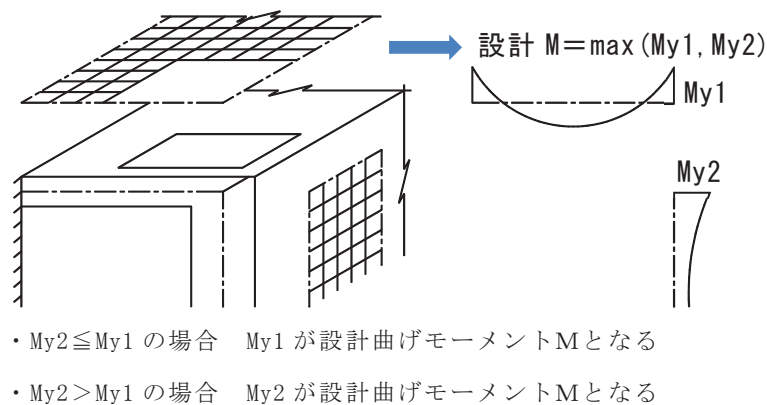


図 4-1 端部における廻り込み曲げモーメント概念図

4.2 廻り込みモーメントの評価方法

曲げモーメントの廻り込みによる影響を単純に評価するため、東西方向に着目した廻り込みモーメント M_y について、加算の有無による頂版端部における東西方向の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値の比較を行う。ここで、照査において廻り込みモーメントを加算する範囲は、図 4-2 に示すとおり、側壁と頂版がつながっている範囲のうち最も廻り込みモーメントの影響を受けると考えられる側壁との接合部とし、検討箇所 4 で得られた曲げモーメント M_{y2} を全ての接合部に作用させることとし、照査を実施する。

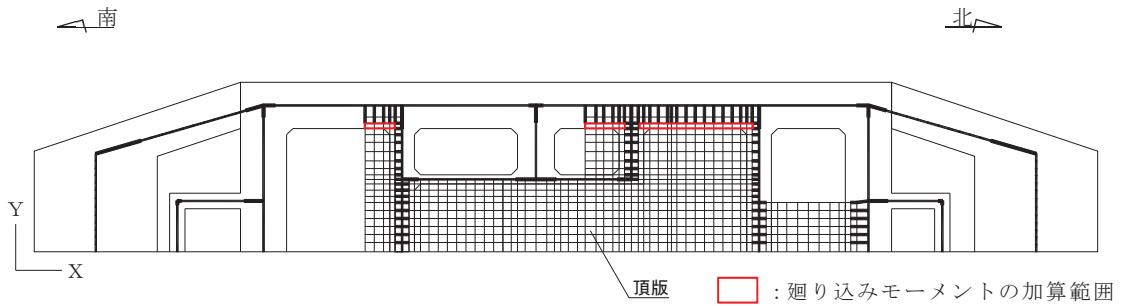


図 4-2 廻り込みモーメントを加算する範囲

5. 廻り込みモーメントに対する影響評価結果

廻り込みモーメントに対する影響評価結果として、表 5-1 及び表 5-2 に東西方向の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を、図 5-1 に評価位置図を示す。廻り込みモーメントを考慮した場合でも、照査値には十分裕度があることを確認した。

表 5-1 東西方向の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

廻り込み考慮	評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 σ'_c (kN/mm ²)	短期許容応力度 σ'_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ'_c / σ'_{ca}
無	頂版 101	①	Ss-D2 (++)	20	-1816	2.4	11.7	0.21
有	頂版 101	①	Ss-D2 (++)	302	-456	5.1	11.7	0.44

表 5-2 東西方向の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

廻り込み考慮	評価位置	解析ケース	地震動	曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生応力度 σ'_s (kN/mm ²)	短期許容応力度 σ'_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ'_s / σ'_{sa}
無	頂版 101	①	Ss-D2 (++)	20	70	18	294	0.07
有	頂版 101	①	Ss-D2 (++)	302	-199	118	294	0.41

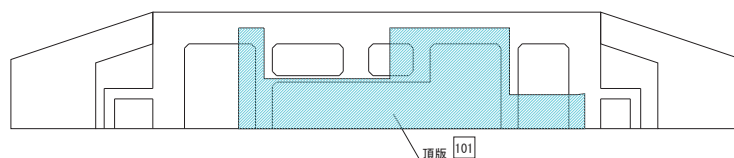


図 5-1 評価位置図（断面①）

6. まとめ

海水配管ダクト（鉛直部）について、側壁に作用する荷重により側壁と頂版及び底版の境界に発生する曲げモーメントの影響を以下のとおり確認した。

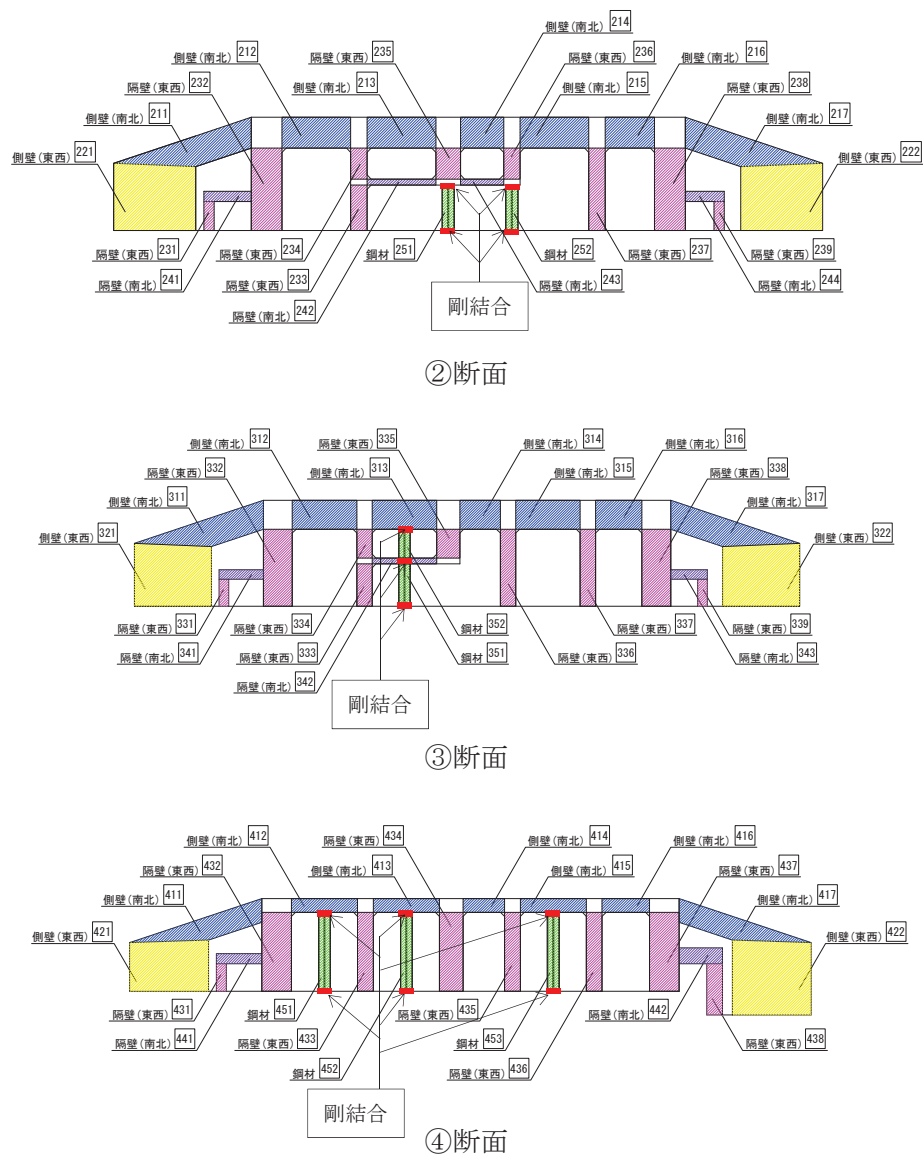
- ・ 側壁に生じる端部曲げモーメントについて、側壁を模擬したモデルに土圧及び慣性力を作用させて、曲げモーメントを評価した。評価の結果、側壁端部に発生する曲げモーメントが頂版端部に発生する曲げモーメントよりも大きいことから、廻り込みモーメントによる影響検討を実施した。
- ・ 曲げモーメントの廻り込みによる影響検討として、東西方向に着目した廻り込みモーメント M_y について、加算の有無による東西方向の曲げ・軸力系の破壊に対する照査を実施した。照査の結果、廻り込みモーメントを考慮した場合でも、照査値には十分裕度があることを確認した。

参考資料6 鋼材端部を固定境界とした場合の照査結果

1. 概要

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震安全性評価においては、鉄筋コンクリート躯体のせん断変形に対し保守的に評価するため、鋼材をピン結合でモデル化している。一方、鋼材にとっては固定境界として曲げモーメントを考慮した方が保守的な評価となるため、本資料では剛結合とした場合の照査結果を以下に示す。

2. 解析モデル



※ ①断面、⑤断面は、鋼材なし

図2-1 解析モデル図

3. 解析ケース

解析ケースは、ピン結合と同じケースの基準地震動S s 7波2位相(++, -+)及びばらつきケースを実施した。

4. 評価結果

4.1 地震応答解析

地震応答解析結果として、剛結合した鋼材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査のうち最大照査値となる地震動・解析ケースの「応力の照査と座屈に対する安定の照査」のうち厳しい方を記載する。

4.1.1 解析ケースと照査値

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

(1) 断面②～④

a. 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鋼材）

表4-1に曲げ・軸力系の破壊に対する照査（鋼材）の実施ケースと照査値を示す。

表4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（鋼材）（断面②～④）*1

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*2 (鋼材)			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.69			
	-+	0.79			
S _s -D2	++	0.76	0.75	0.78	0.68
	-+	0.76			
S _s -D3	++	0.71			
	-+	0.76			
S _s -F1	++	0.66			
	-+	0.57			
S _s -F2	++	0.69			
	-+	0.63			
S _s -F3	++	0.75			
	-+	0.77			
S _s -N1	++	0.76			
	-+	0.60	0.56	0.58	0.46

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表6-4に対応する。

*2：照査値は、応力の照査と座屈に対する安定の照査のうち厳しい方を記載。

4.2 二次元構造解析結果

4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

(1) 断面②～④

剛結合した鋼材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表4-2～表4-7に示す。また、各断面で最大照査値となる解析ケースの断面力分布図を図6-1、図6-3及び図6-5に示す。

表4-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面②，鋼材：応力の照査）*1

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca1}
鋼材	251	①	S s - D 1 (-+)	197	277	0.72

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表6-12に対応する。

*2：評価位置は図4-2に示す。

表4-3 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面②，鋼材：座屈に対する安定性の照査）*1

評価位置*2		解析 ケース	地震動	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_b c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca}, σ_{ba} ba (N/mm ²)	個別照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca},$ σ_b / σ_{ba}	照査値
鋼材	251	①	S s - D 1 (-+)	軸力	147	252	0.59	0.79
				強軸 曲げ	45	247	0.19	
				弱軸 曲げ	2	247	0.01	

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表6-13に対応する。

*2：評価位置は図4-2に示す。

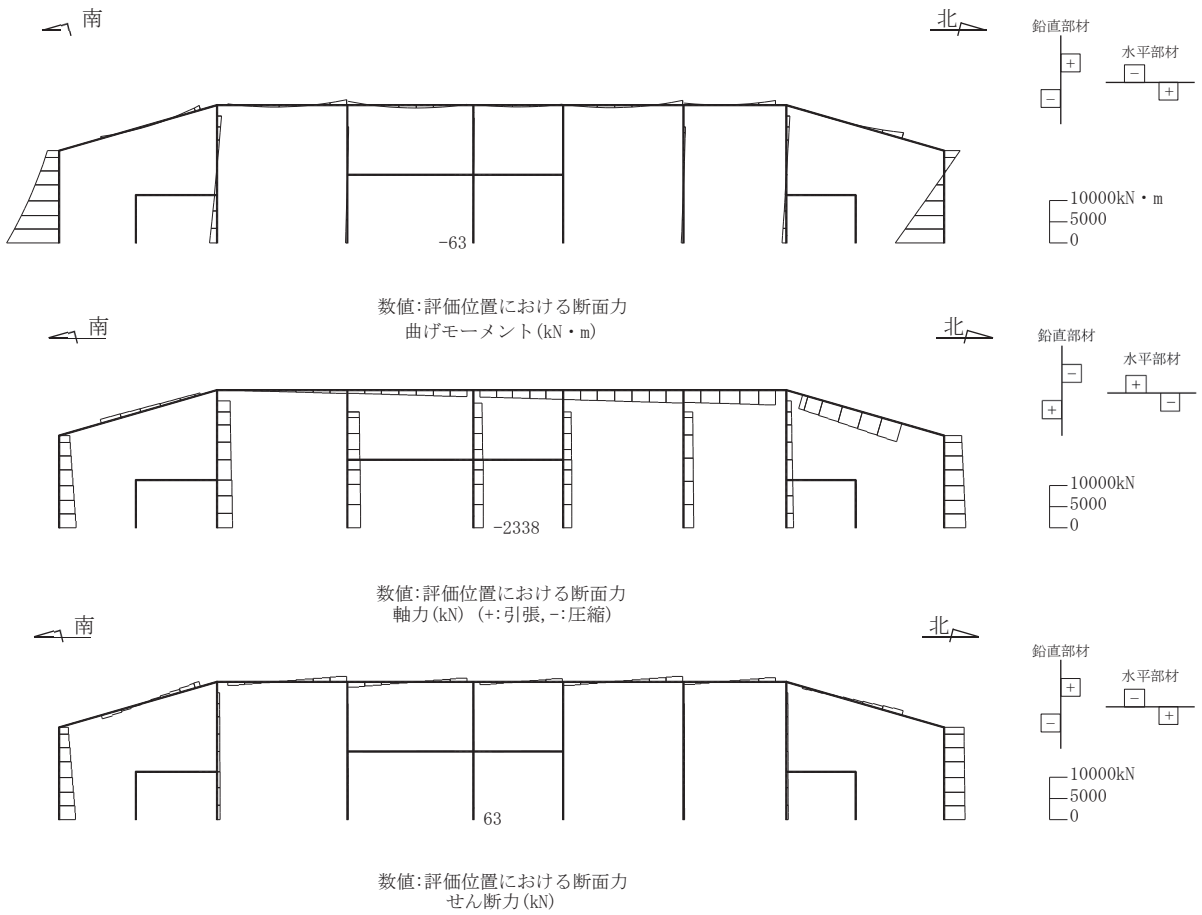


図 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(断面②, 解析ケース①, S s-D 1 (++))

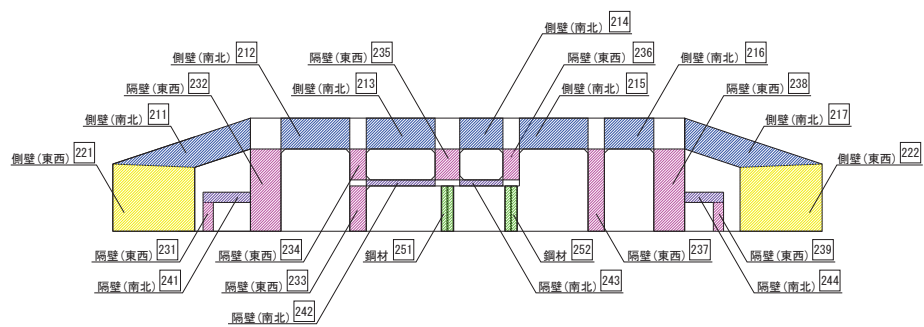


図 4-2 評価位置図 (断面②)

表 4-4 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面③，鋼材：応力の照査）*1

評価位置*2			解析 ケース	地震動	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca} 1
断面③	鋼材	351	②	S s - D 2 (++)	135	277	0.49

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-17 に対応する。

*2：評価位置は図 4-4 に示す。

表 4-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面③，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

評価位置*2		解析 ケース	地震動	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_b c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)	個別照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca},$ σ_b / σ_{ba}	照査値
鋼材	351	②	S s - D 2 (++)	軸力	91	242	0.38	0.52
				強軸 曲げ	28	241	0.12	
				弱軸 曲げ	3	250	0.02	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-18 に対応する。

*2：評価位置は図 4-4 に示す。

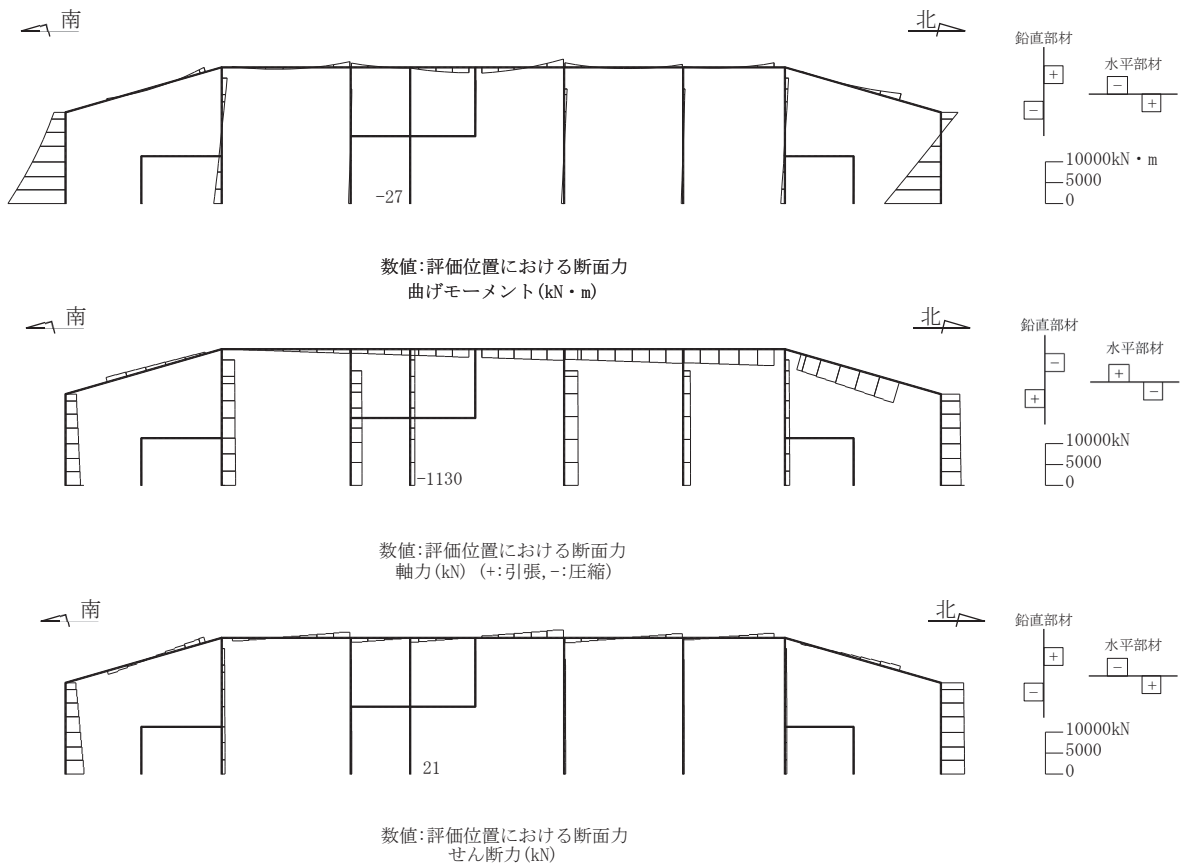


図 4-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(断面③, 解析ケース②, S_s-D 2 (++))

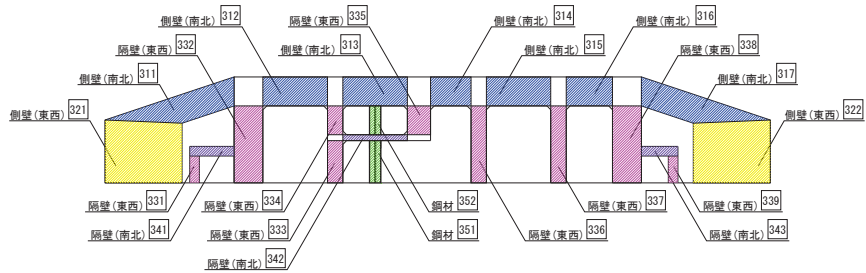


図 4-4 評価位置図 (断面③)

表 4-6 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面④，鋼材：応力の照査）*1

評価位置*2		解析 ケース	地震動	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca} 1
鋼材	451	②	S s - D 2 (++)	114	277	0.42

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-22 に対応する。

*2：評価位置は図 4-6 に示す。

表 4-7 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（断面④，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

評価位置*2		解析 ケース	地震動	応力度 区分	発生 応力度 σ_c, σ_b c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)	個別照査値 $\sigma_c / \sigma_{ca},$ σ_b / σ_{ba}	照査値
鋼材	451	②	S s - D 2 (++)	軸力	69	190	0.37	0.58
				強軸 曲げ	30	190	0.16	
				弱軸 曲げ	9	210	0.05	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-23 に対応する。

*2：評価位置は図 4-6 に示す。

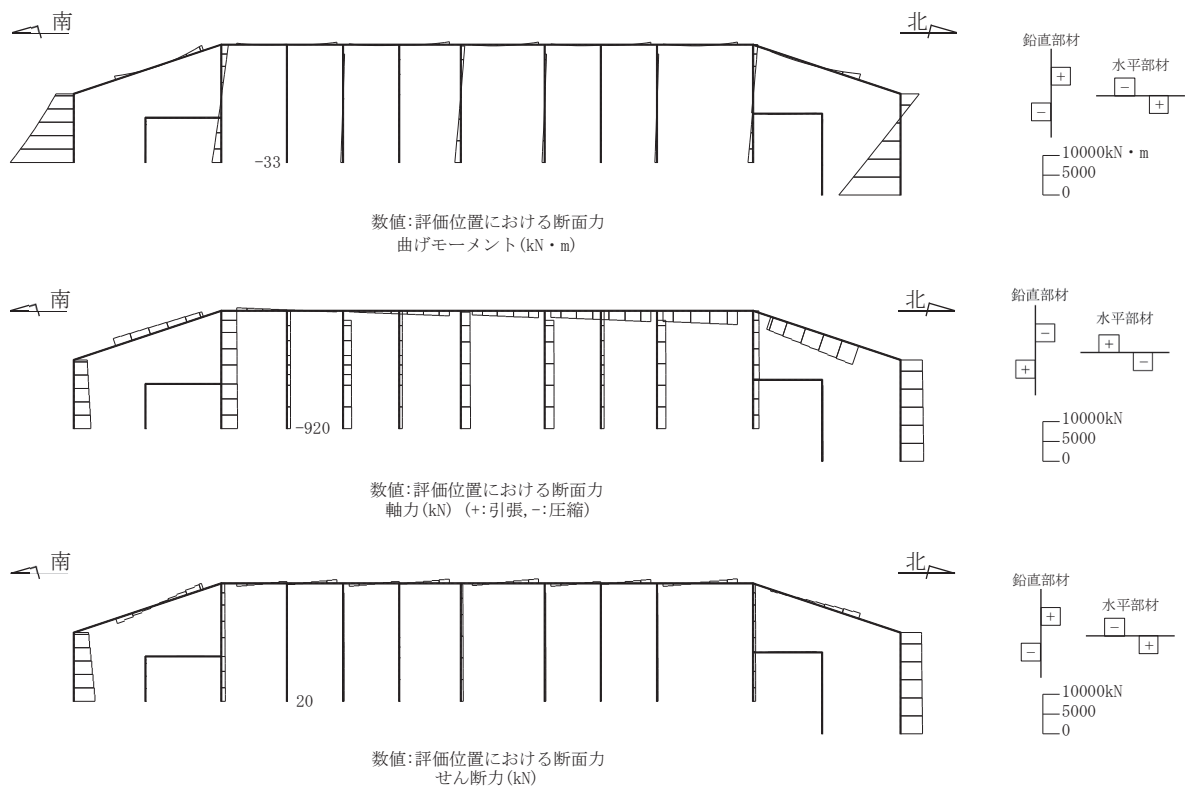


図 4-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時の断面力図
(断面④, 解析ケース②, S_s-D 2 (++))

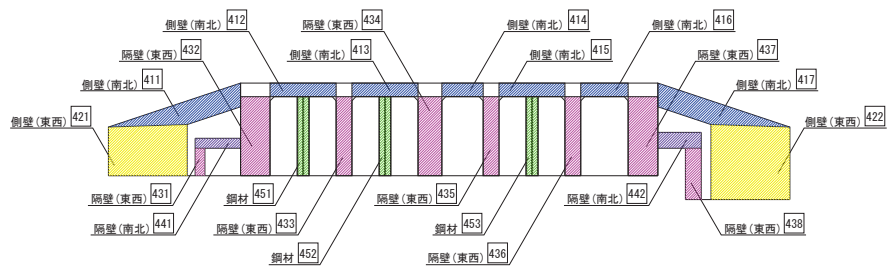


図 4-6 評価位置図 (断面④)

4.3 鋼材の健全性に対する評価結果

4.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(1) 断面②～④

構造強度を有することの確認，止水機能を損なわないこと及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における剛結合した鋼材の曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表4-8及び表4-10に示す。

同表のとおり，全ケースにおいて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4-8(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
（断面②，鋼材：応力の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cal} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{cal})	
①	S _s -D1	++	251	172	277	0.63	
		-+	251	197	277	0.72	
	S _s -D2	++	251	188	277	0.68	
		-+	251	190	277	0.69	
	S _s -D3	++	251	177	277	0.64	
		-+	251	189	277	0.69	
	S _s -F1	++	251	166	277	0.60	
		-+	251	142	277	0.52	
	S _s -F2	++	251	173	277	0.63	
		-+	251	157	277	0.57	
	S _s -F3	++	251	187	277	0.68	
		-+	251	192	277	0.70	
	S _s -N1	++	251	190	277	0.69	
		-+	251	148	277	0.54	
	②	S _s -D2	++	251	187	277	0.68
	③	S _s -D2	++	251	194	277	0.71
④	S _s -D2	++	251	169	277	0.62	
②	S _s -N1	-+	251	141	277	0.51	
③	S _s -N1	-+	251	145	277	0.53	
④	S _s -N1	-+	251	114	277	0.42	

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表6-34(5)に対応する。

*2：評価位置は図4-7に示す。

表 4-8(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）
 （断面②，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - D 1	++	251	軸力	124	252	0.50	0.69
				強軸曲げ	44	249	0.18	
				弱軸曲げ	2	251	0.01	
		-+	251	軸力	147	252	0.59	0.79
				強軸曲げ	45	247	0.19	
				弱軸曲げ	2	247	0.01	
	S s - D 2	++	251	軸力	137	252	0.55	0.76
				強軸曲げ	45	248	0.19	
				弱軸曲げ	3	249	0.02	
		-+	251	軸力	142	252	0.57	0.76
				強軸曲げ	44	248	0.18	
				弱軸曲げ	2	248	0.01	
	S s - D 3	++	251	軸力	135	252	0.54	0.71
				強軸曲げ	38	248	0.16	
				弱軸曲げ	2	249	0.01	
		-+	251	軸力	144	252	0.58	0.76
				強軸曲げ	41	248	0.17	
				弱軸曲げ	2	247	0.01	
S s - F 1	++	251	軸力	123	252	0.49	0.66	
			強軸曲げ	39	249	0.16		
			弱軸曲げ	2	252	0.01		
	-+	251	軸力	99	252	0.40	0.57	
			強軸曲げ	39	251	0.16		
			弱軸曲げ	2	256	0.01		
S s - F 2	++	251	軸力	127	252	0.51	0.69	
			強軸曲げ	42	249	0.17		
			弱軸曲げ	2	251	0.01		
	-+	251	軸力	111	252	0.45	0.63	
			強軸曲げ	42	250	0.17		
			弱軸曲げ	2	254	0.01		

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-34(6)に対応する。

*2：評価位置は図 4-7 に示す。

表 4-8(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面②，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S _s -F3	++	251	軸力	143	252	0.57	0.75
				強軸曲げ	40	248	0.17	
				弱軸曲げ	2	247	0.01	
		-+	251	軸力	148	252	0.59	0.77
				強軸曲げ	40	247	0.17	
				弱軸曲げ	2	246	0.01	
	S _s -N1	++	251	軸力	142	252	0.57	0.76
				強軸曲げ	44	248	0.18	
				弱軸曲げ	2	248	0.01	
		-+	251	軸力	101	252	0.41	0.60
				強軸曲げ	43	251	0.18	
				弱軸曲げ	2	256	0.01	
②	S _s -D2	++	251	軸力	136	252	0.54	0.75
				強軸曲げ	45	248	0.19	
				弱軸曲げ	3	249	0.02	
③	S _s -D2	++	251	軸力	144	252	0.58	0.78
				強軸曲げ	44	248	0.18	
				弱軸曲げ	3	247	0.02	
④	S _s -D2	++	251	軸力	130	252	0.52	0.68
				強軸曲げ	35	249	0.15	
				弱軸曲げ	2	250	0.01	
②	S _s -N1	-+	251	軸力	95	252	0.38	0.56
				強軸曲げ	42	251	0.17	
				弱軸曲げ	2	257	0.01	
③	S _s -N1	-+	251	軸力	98	252	0.39	0.58
				強軸曲げ	43	251	0.18	
				弱軸曲げ	2	257	0.01	
④	S _s -N1	-+	251	軸力	75	252	0.30	0.46
				強軸曲げ	36	252	0.15	
				弱軸曲げ	2	261	0.01	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-34(7)に対応する。

*2：評価位置は図 4-7 に示す。

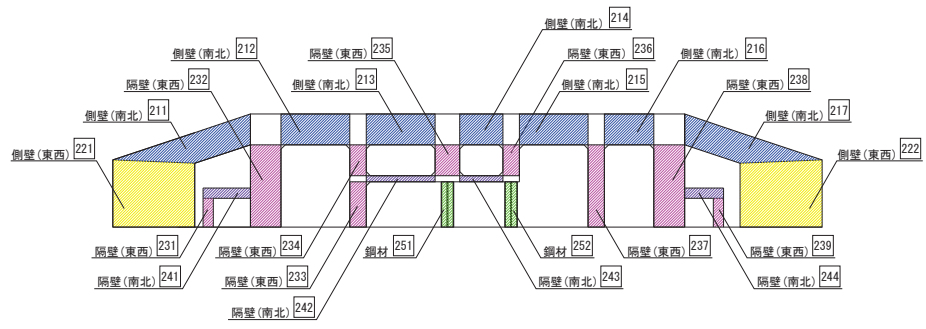


図 4-7 評価位置図 (断面②)

表 4-9(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面③，鋼材：応力の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca1} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{ca1})	
①	S s - D 1	++	351	116	277	0.42	
		-+	351	129	277	0.47	
	S s - D 2	++	351	126	277	0.46	
		-+	351	127	277	0.46	
	S s - D 3	++	351	115	277	0.42	
		-+	351	121	277	0.44	
	S s - F 1	++	351	110	277	0.40	
		-+	351	96	277	0.35	
	S s - F 2	++	351	113	277	0.41	
		-+	351	108	277	0.39	
	S s - F 3	++	351	106	277	0.39	
		-+	351	120	277	0.44	
	S s - N 1	++	351	129	277	0.47	
		-+	351	108	277	0.39	
	②	S s - D 2	++	351	135	277	0.49
	③	S s - D 2	++	351	125	277	0.46
④	S s - D 2	++	351	96	277	0.35	
②	S s - N 1	-+	351	114	277	0.42	
③	S s - N 1	-+	351	123	277	0.45	
④	S s - N 1	-+	351	93	277	0.34	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-35(5)に対応する。

*2：評価位置は図 4-8 に示す。

表 4-9(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）
 （断面③，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - D 1	++	351	軸力	73	242	0.31	0.45
				強軸曲げ	29	242	0.12	
				弱軸曲げ	3	255	0.02	
		-+	351	軸力	87	242	0.36	0.51
				強軸曲げ	29	241	0.13	
				弱軸曲げ	3	251	0.02	
	S s - D 2	++	351	軸力	82	242	0.34	0.49
				強軸曲げ	29	241	0.13	
				弱軸曲げ	3	253	0.02	
		-+	351	軸力	85	242	0.36	0.51
				強軸曲げ	29	241	0.13	
				弱軸曲げ	3	252	0.02	
	S s - D 3	++	351	軸力	78	242	0.33	0.46
				強軸曲げ	25	242	0.11	
				弱軸曲げ	3	254	0.02	
		-+	351	軸力	83	242	0.35	0.48
				強軸曲げ	26	241	0.11	
				弱軸曲げ	3	252	0.02	
	S s - F 1	++	351	軸力	74	242	0.31	0.42
				強軸曲げ	24	242	0.10	
				弱軸曲げ	2	255	0.01	
		-+	351	軸力	60	242	0.25	0.40
				強軸曲げ	33	244	0.14	
				弱軸曲げ	2	259	0.01	
S s - F 2	++	351	軸力	75	242	0.31	0.44	
			強軸曲げ	28	242	0.12		
			弱軸曲げ	2	255	0.01		
	-+	351	軸力	68	242	0.29	0.43	
			強軸曲げ	28	243	0.12		
			弱軸曲げ	3	257	0.02		

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-35(6)に対応する。

*2：評価位置は図 4-8 に示す。

表 4-9(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面③，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - F 3	++	351	軸力	67	242	0.28	0.42
				強軸曲げ	28	243	0.12	
				弱軸曲げ	3	257	0.02	
		-+	351	軸力	82	242	0.34	0.47
				強軸曲げ	25	241	0.11	
				弱軸曲げ	3	253	0.02	
	S s - N 1	++	351	軸力	90	242	0.38	0.52
				強軸曲げ	27	241	0.12	
				弱軸曲げ	3	250	0.02	
		-+	351	軸力	66	242	0.28	0.41
				強軸曲げ	29	243	0.12	
				弱軸曲げ	2	257	0.01	
②	S s - D 2	++	351	軸力	91	242	0.38	0.52
				強軸曲げ	28	241	0.12	
				弱軸曲げ	3	250	0.02	
③	S s - D 2	++	351	軸力	83	242	0.35	0.50
				強軸曲げ	29	241	0.13	
				弱軸曲げ	3	252	0.02	
④	S s - D 2	++	351	軸力	61	242	0.26	0.38
				強軸曲げ	23	244	0.10	
				弱軸曲げ	3	259	0.02	
②	S s - N 1	-+	351	軸力	72	242	0.30	0.43
				強軸曲げ	27	242	0.12	
				弱軸曲げ	2	256	0.01	
③	S s - N 1	-+	351	軸力	81	242	0.34	0.47
				強軸曲げ	27	242	0.12	
				弱軸曲げ	2	253	0.01	
④	S s - N 1	-+	351	軸力	61	242	0.26	0.36
				強軸曲げ	20	244	0.09	
				弱軸曲げ	2	259	0.01	

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-35(7)に対応する。

*2：評価位置は図 4-8 に示す。

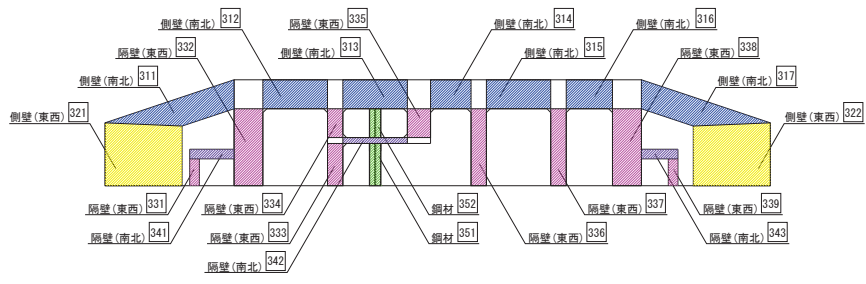


図 4-8 評価位置図 (断面③)

表 4-10(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面④，鋼材：応力の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cal} (N/mm ²)	照査値 (σ_c / σ_{cal})
①	S s - D 1	++	451	98	277	0.36
		-+	451	93	277	0.34
	S s - D 2	++	451	105	277	0.38
		-+	451	101	277	0.37
	S s - D 3	++	451	86	277	0.32
		-+	451	91	277	0.33
	S s - F 1	++	451	82	277	0.30
		-+	451	92	277	0.34
	S s - F 2	++	451	88	277	0.32
		-+	451	87	277	0.32
	S s - F 3	++	451	89	277	0.33
		-+	451	89	277	0.33
S s - N 1	++	451	87	277	0.32	
	-+	451	103	277	0.38	
②	S s - D 2	++	451	114	277	0.42
③	S s - D 2	++	451	95	277	0.35
④	S s - D 2	++	451	89	277	0.33
②	S s - N 1	-+	451	103	277	0.38
③	S s - N 1	-+	451	110	277	0.40
④	S s - N 1	-+	451	82	277	0.30

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-36(5)に対応する。

*2：評価位置は図 4-9 に示す。

表 4-10(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）
 （断面④，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S s - D 1	++	451	軸力	55	190	0.29	0.49
				強軸曲げ	31	194	0.16	
				弱軸曲げ	7	224	0.04	
		-+	451	軸力	49	190	0.26	0.47
				強軸曲げ	33	195	0.17	
				弱軸曲げ	7	230	0.04	
	S s - D 2	++	451	軸力	61	190	0.33	0.54
				強軸曲げ	31	192	0.17	
				弱軸曲げ	8	218	0.04	
		-+	451	軸力	57	190	0.30	0.51
				強軸曲げ	31	193	0.17	
				弱軸曲げ	8	222	0.04	
	S s - D 3	++	451	軸力	47	190	0.25	0.44
				強軸曲げ	28	196	0.15	
				弱軸曲げ	7	231	0.04	
		-+	451	軸力	49	190	0.26	0.46
				強軸曲げ	30	195	0.16	
				弱軸曲げ	8	230	0.04	
	S s - F 1	++	451	軸力	46	190	0.25	0.42
				強軸曲げ	27	196	0.14	
				弱軸曲げ	6	232	0.03	
		-+	451	軸力	56	190	0.30	0.47
				強軸曲げ	26	193	0.14	
				弱軸曲げ	6	223	0.03	
S s - F 2	++	451	軸力	46	190	0.25	0.45	
			強軸曲げ	32	196	0.17		
			弱軸曲げ	6	232	0.03		
	-+	451	軸力	46	190	0.25	0.45	
			強軸曲げ	30	196	0.16		
			弱軸曲げ	7	232	0.04		

注記*1：「資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表 6-36(6)に対応する。

*2：評価位置は図 4-9 に示す。

表 4-10(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）
 （断面④，鋼材：座屈に対する安定の照査）*1

解析 ケース	地震動		評価位置*2	応力度 区分	発生	短期	個別照査値 (σ_c / σ_{ca} , $\sigma_{bc} / \sigma_{ba}$)	照査値
					応力度 σ_c, σ_{bc} (N/mm ²)	許容応力度 σ_{ca}, σ_{ba} (N/mm ²)		
①	S _s -F3	++	451	軸力	50	190	0.27	0.45
				強軸曲げ	27	195	0.14	
				弱軸曲げ	8	229	0.04	
		-+	451	軸力	49	190	0.26	0.45
				強軸曲げ	29	195	0.15	
				弱軸曲げ	7	230	0.04	
	S _s -N1	++	451	軸力	42	190	0.23	0.44
				強軸曲げ	33	197	0.17	
				弱軸曲げ	8	236	0.04	
		-+	451	軸力	63	190	0.34	0.53
				強軸曲げ	29	191	0.16	
				弱軸曲げ	6	216	0.03	
②	S _s -D2	++	451	軸力	69	190	0.37	0.58
				強軸曲げ	30	190	0.16	
				弱軸曲げ	9	210	0.05	
③	S _s -D2	++	451	軸力	51	190	0.27	0.48
				強軸曲げ	32	195	0.17	
				弱軸曲げ	8	228	0.04	
④	S _s -D2	++	451	軸力	52	190	0.28	0.45
				強軸曲げ	25	194	0.13	
				弱軸曲げ	8	227	0.04	
②	S _s -N1	-+	451	軸力	65	190	0.35	0.53
				強軸曲げ	28	191	0.15	
				弱軸曲げ	5	214	0.03	
③	S _s -N1	-+	451	軸力	68	190	0.36	0.56
				強軸曲げ	31	190	0.17	
				弱軸曲げ	6	211	0.03	
④	S _s -N1	-+	451	軸力	49	190	0.26	0.42
				強軸曲げ	24	195	0.13	
				弱軸曲げ	6	230	0.03	

注記*1：「資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震安全性評価」の表6-36(7)に対応する。

*2：評価位置は図4-9に示す。

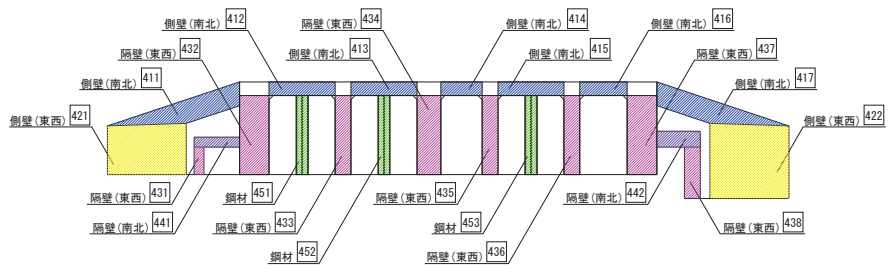


図 4-9 評価位置図 (断面④)

5. ピン結合と剛結合の照査値比較

表 5-1 に鋼材をピン結合した場合と剛結合した場合の照査値の比較表を以下に示す。

表 5-1(1) 鋼材をピン結合で結合した場合と剛結合した場合の照査値比較表
(鋼材：応力の照査)

解 析 ケース	地震動		断面②			断面③			断面④		
			最大照査値		比率 ②/①	最大照査値		比率 ②/①	最大照査値		比率 ②/①
			ピン接合 (①)	剛接合 (②)		ピン接合 (①)	剛接合 (②)		ピン接合 (①)	剛接合 (②)	
①	Ss-D1	++	0.47	0.63	1.35	0.29	0.42	1.45	0.26	0.36	1.39
		-+	0.56	0.72	1.29	0.34	0.47	1.39	0.24	0.34	1.42
	Ss-D2	++	0.53	0.68	1.29	0.32	0.46	1.44	0.29	0.38	1.32
		-+	0.54	0.69	1.28	0.33	0.46	1.40	0.26	0.37	1.43
	Ss-D3	++	0.51	0.64	1.26	0.31	0.42	1.36	0.23	0.32	1.40
		-+	0.55	0.69	1.26	0.33	0.44	1.34	0.24	0.33	1.38
	Ss-F1	++	0.47	0.60	1.28	0.29	0.40	1.38	0.22	0.30	1.37
		-+	0.38	0.52	1.37	0.24	0.35	1.46	0.26	0.34	1.31
	Ss-F2	++	0.49	0.63	1.29	0.30	0.41	1.37	0.22	0.32	1.46
		-+	0.43	0.57	1.33	0.28	0.39	1.40	0.23	0.32	1.40
	Ss-F3	++	0.55	0.68	1.24	0.27	0.39	1.45	0.25	0.33	1.32
		-+	0.56	0.70	1.25	0.32	0.44	1.38	0.24	0.33	1.38
Ss-N1	++	0.54	0.69	1.28	0.36	0.47	1.31	0.22	0.32	1.46	
	-+	0.52	0.54	1.04	0.26	0.39	1.50	0.28	0.38	1.36	
②	Ss-D2	++	0.52	0.68	1.31	0.36	0.49	1.37	0.32	0.42	1.32
	Ss-N1	-+	0.37	0.51	1.38	0.28	0.42	1.50	0.29	0.38	1.32
③	Ss-D2	++	0.55	0.71	1.30	0.33	0.46	1.40	0.25	0.35	1.40
	Ss-N1	-+	0.38	0.53	1.40	0.32	0.45	1.41	0.30	0.40	1.34
④	Ss-D2	++	0.50	0.62	1.24	0.25	0.35	1.40	0.25	0.33	1.32
	Ss-N1	-+	0.30	0.42	1.40	0.24	0.34	1.42	0.23	0.30	1.31

表 5-1(2) 鋼材をピン結合で結合した場合と剛結合した場合の照査値比較表
(鋼材：座屈に対する安定の照査)*

解析 ケース	地震動		断面②			断面③			断面④		
			最大照査値		比率 ②/①	最大照査値		比率 ②/①	最大照査値		比率 ②/①
			ピン結合 (①)	剛結合 (②)		ピン結合 (①)	剛結合 (②)		ピン結合 (①)	剛結合 (②)	
①	Ss-D1	++	0.53	0.69	1.31	0.34	0.45	1.33	0.35	0.49	1.40
		-+	0.63	0.79	1.26	0.39	0.51	1.31	0.32	0.47	1.47
	Ss-D2	++	0.59	0.76	1.29	0.37	0.49	1.33	0.40	0.54	1.35
		-+	0.61	0.76	1.25	0.39	0.51	1.31	0.36	0.51	1.42
	Ss-D3	++	0.57	0.71	1.25	0.36	0.46	1.28	0.31	0.44	1.42
		-+	0.61	0.76	1.25	0.38	0.48	1.27	0.32	0.46	1.44
	Ss-F1	++	0.53	0.66	1.25	0.34	0.42	1.24	0.30	0.42	1.40
		-+	0.43	0.57	1.33	0.29	0.40	1.38	0.36	0.47	1.31
	Ss-F2	++	0.55	0.69	1.26	0.35	0.44	1.26	0.30	0.45	1.50
		-+	0.48	0.63	1.32	0.32	0.43	1.35	0.31	0.45	1.46
	Ss-F3	++	0.61	0.75	1.23	0.31	0.42	1.36	0.34	0.45	1.33
		-+	0.63	0.77	1.23	0.37	0.47	1.28	0.32	0.45	1.41
Ss-N1	++	0.61	0.76	1.25	0.41	0.52	1.27	0.30	0.44	1.47	
	-+	0.59	0.60	1.02	0.31	0.41	1.33	0.39	0.53	1.36	
②	Ss-D2	++	0.58	0.75	1.30	0.41	0.52	1.27	0.45	0.58	1.29
	Ss-N1	-+	0.41	0.56	1.37	0.33	0.43	1.31	0.40	0.53	1.33
③	Ss-D2	++	0.61	0.78	1.28	0.38	0.50	1.32	0.34	0.48	1.42
	Ss-N1	-+	0.43	0.58	1.35	0.37	0.47	1.28	0.42	0.56	1.34
④	Ss-D2	++	0.55	0.68	1.24	0.29	0.38	1.32	0.34	0.45	1.33
	Ss-N1	-+	0.33	0.48	1.46	0.29	0.36	1.25	0.31	0.42	1.36

注記*：赤枠は剛結合した場合の最大照査値を，青枠はピン結合した場合の最大照査値を示す。

参考資料 7 防潮壁と海水配管ダクト（鉛直部）の相互影響

1. はじめに

海水配管ダクト（鉛直部）の及び海水ポンプ室の周辺には防潮壁が近接して設置されており、一部止水機能を目的とする M 型ジョイントで連結されている。

本資料では、海水配管ダクト（鉛直部）と防潮壁との位置関係を示し、海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価において、防潮壁との相互影響がないことを説明する。

2. 海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価における防潮壁の考慮

2.1 海水配管ダクト（鉛直部）の頂版との相互影響の確認

海水配管ダクト（鉛直部）周辺を示した平面図を図 2-1 に、断面図を図 2-2 に示す。図 2-3 のとおり、海水配管ダクト（鉛直部）と鋼桁の鉛直方向の離隔は 169mm となっており、境界には止水性能がある M 型ジョイントが設置されていること、鋼桁は杭基礎で支えられていることから相互の荷重の伝達は発生しない構造としている。なお、図 2-4 のとおり、海水ポンプ室の隔壁と防潮壁も近接しているが、同様に相互の荷重の伝達は発生しない構造としている。

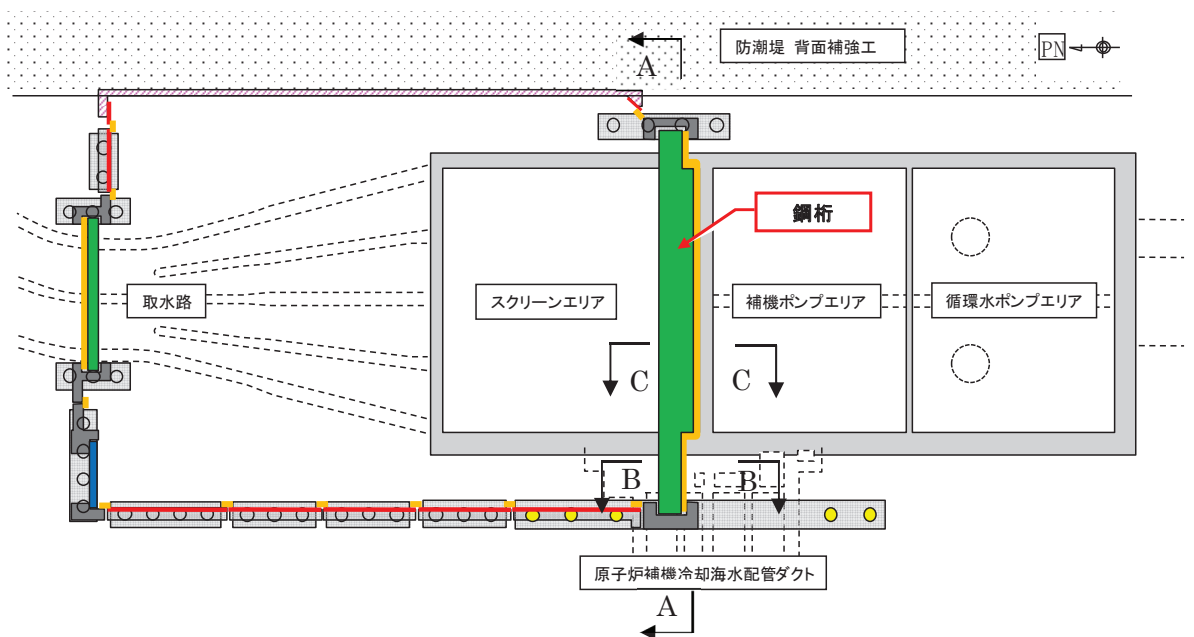
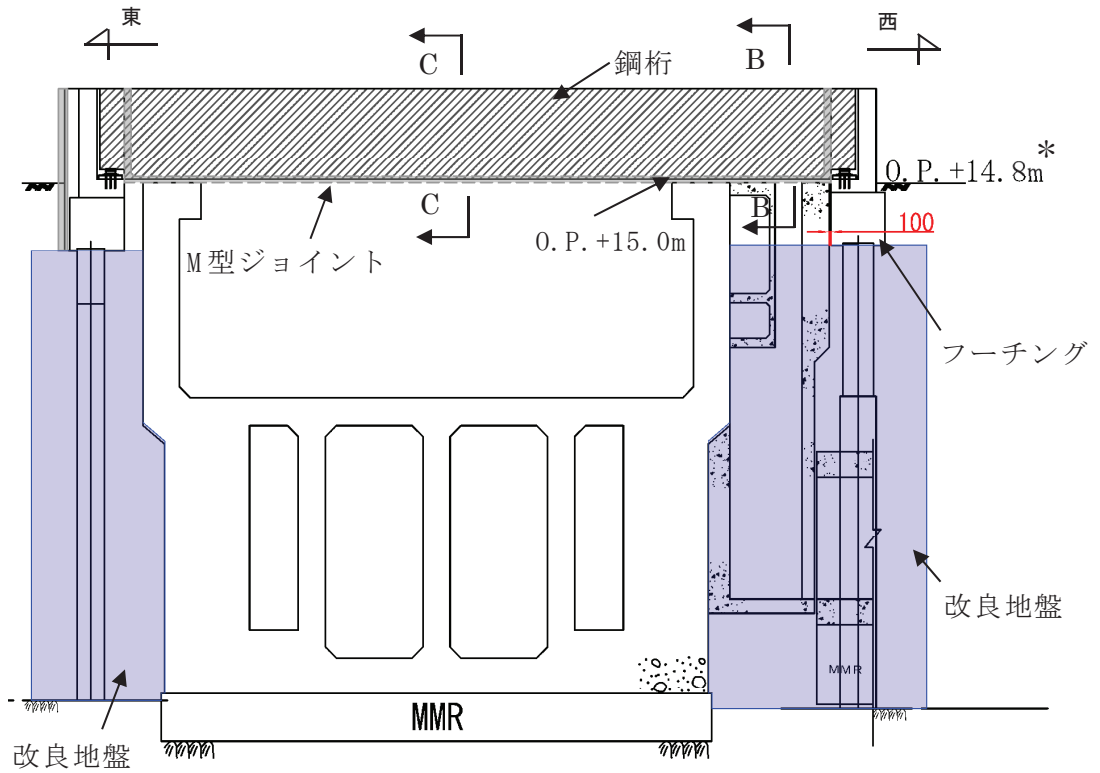


図 2-1 海水配管ダクト（鉛直部） 平面図



注記*：海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価は、敷地高さを 0. P. +14.8m として実施しているのに対し、防潮壁の耐震評価では、敷地高さを 0. P. +13.8m で考慮している。これは、東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈下の考慮方法による違いであり、前者は敷地高さ 0. P. +14.8m を固定し、朔望平均満潮位を 0. P. +1.43m から 0. P. +2.43m とすることで考慮しており、後者は敷地高さを 1.0m 下げた敷地高さを 0. P. +13.8m とすることで考慮している。

図 2-2 東西断面 (A-A 断面)

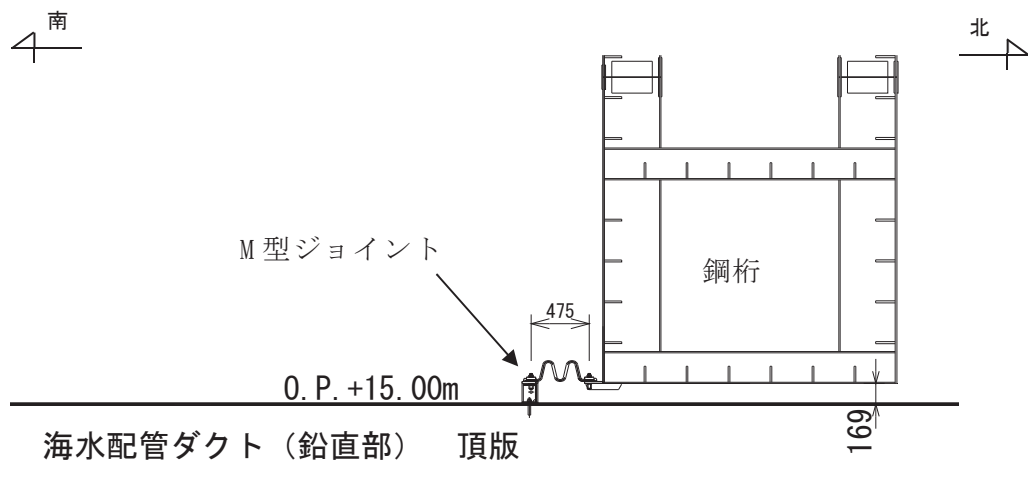


図 2-3 海水配管ダクト（鉛直部）の頂版と防潮壁の設置状況（B-B 断面）

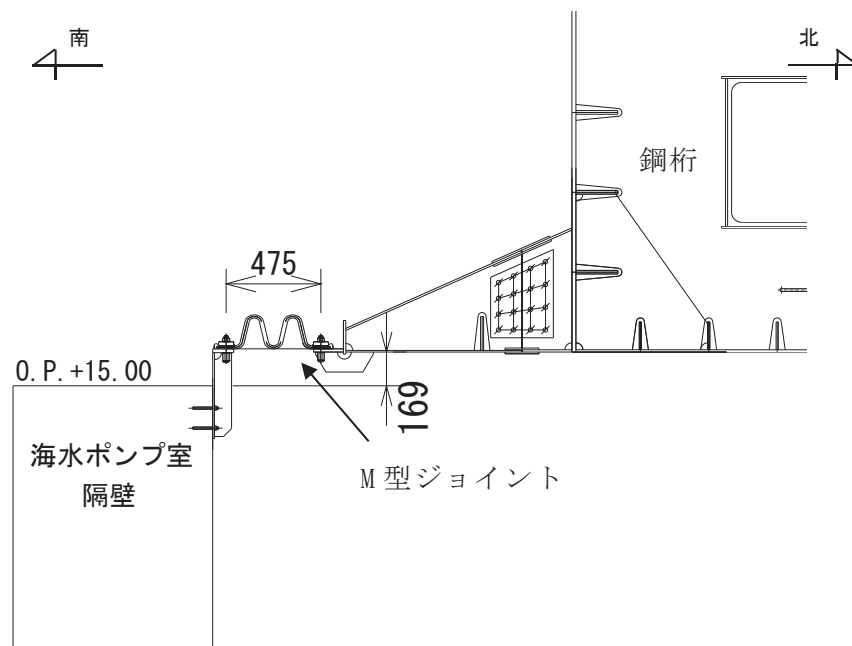


図 2-4 海水ポンプ室の隔壁と防潮壁の設置状況（C-C 断面）

2.2 海水配管ダクト（鉛直部）の側壁に防潮壁が与える影響

海水配管ダクト（鉛直部）と防潮壁との位置関係は、図 2-5 に示すとおり、海水配管ダクト（鉛直部）の外側に、100mm の砂質土を介し、防潮壁基礎のフーチングが存在することから、海水配管ダクト（鉛直部）に作用する土圧は防潮壁基礎のフーチングが受け持つが、海水配管ダクト（鉛直部）の地震応答解析では防潮壁基礎のフーチングを盛土としてモデル化している。

図 2-6 に示すとおり、防潮壁におけるフーチング下端の鋼管杭は改良地盤に囲まれていることから、地震時に防潮壁と改良地盤は一体の挙動を示すと考えられることから、防潮壁の鋼管杭を改良地盤としてモデル化している。

なお、海水配管ダクト（鉛直部）と防潮壁が逆位相で挙動したとしても、基準地震動 S_s に対する防潮壁の最大変位量と海水配管ダクト（鉛直部）の最大変位量の総和が 42.7mm であることを確認した。

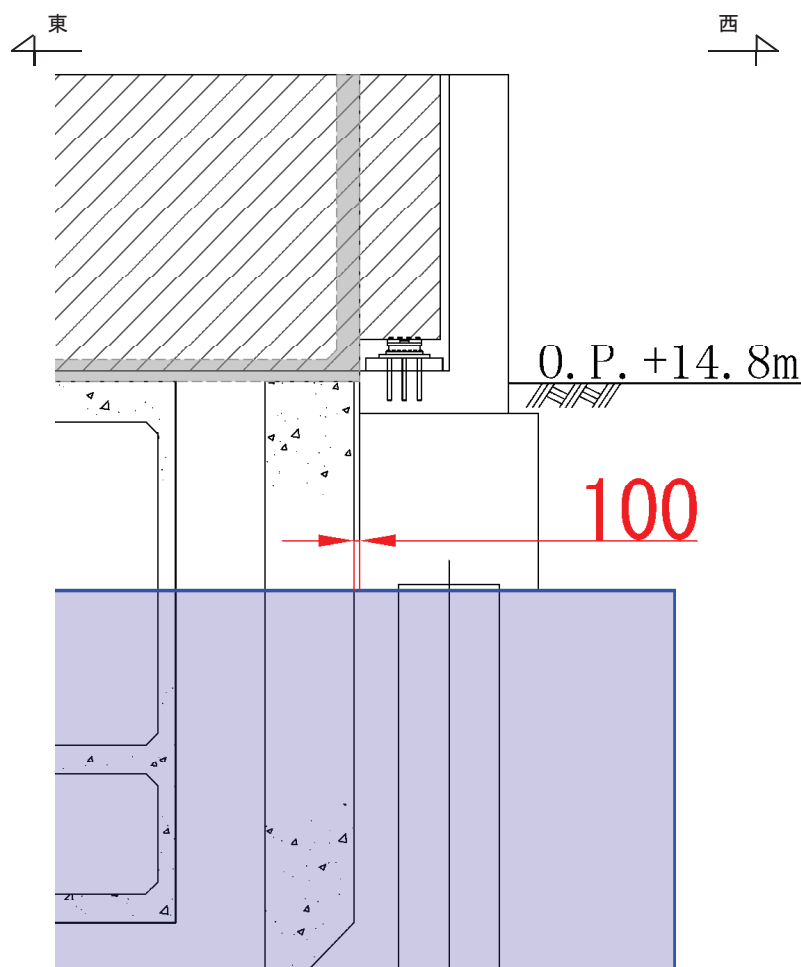
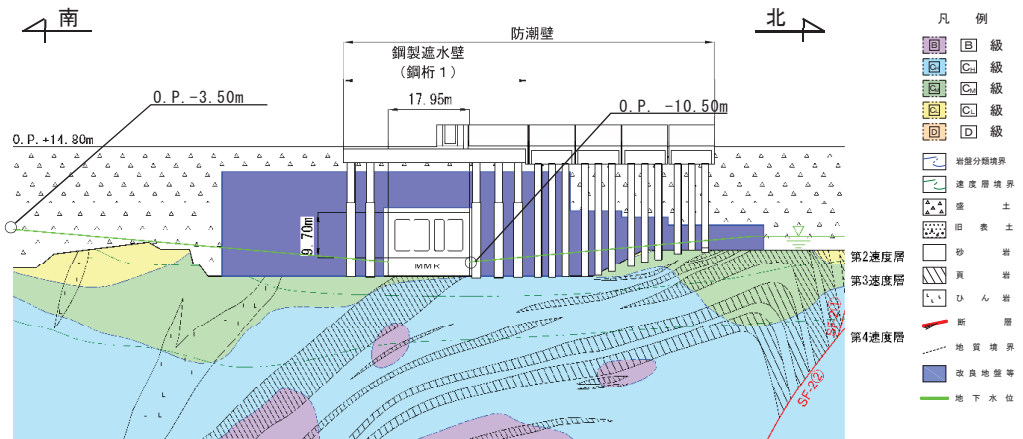


図 2-5 海水配管ダクト（鉛直部）と防潮壁の離隔（図 2-2 の拡大図）



注記*：防潮壁を投影して表示

図2-6 防潮壁基礎（西側）の地質構成図

3. まとめ

海水配管ダクト（鉛直部）周辺に設置されている防潮壁との位置関係を詳細に示し，海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価において，相互影響が無いことを確認した。

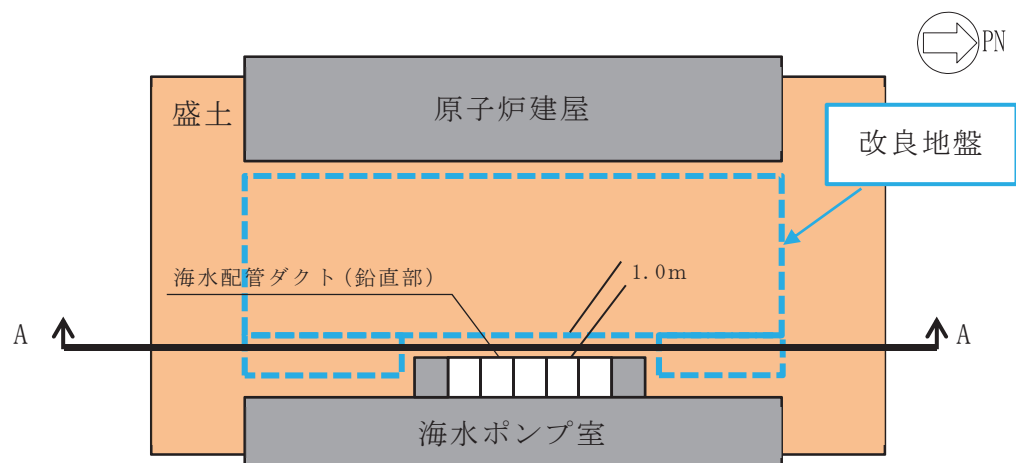
参考資料 8 耐震評価における地震時荷重の設定の考え方

1. はじめに

海水配管ダクト（鉛直部）は、深度方向に断面構造が異なる 6 断面（断面①～断面⑥）において、水平輪切り断面とした二次元構造解析モデルにより耐震評価を行っている。耐震評価における作用荷重は、地震応答解析から得られる土圧、慣性力及び周面摩擦力を地震時荷重とし、それぞれの荷重に対して各断面区間の最大値を採用した保守的な荷重設定となっている。

地震時荷重のうち周面摩擦力について、図 1-1 に示すように、海水配管ダクト（鉛直部）西側の幅 1.0m の盛土は、周辺の改良地盤と海水ポンプ室に変形を拘束されるため、周辺地盤等と同様に挙動すると考えられる。一方、設計においては、その拘束効果が作用しないこととした最大水平変位から算出しているため、大きな変位を考慮した保守的な荷重設定となっている。

本資料では、耐震評価に支配的となる地震時荷重の整理を行い、保守的な荷重設定としている周面摩擦力に着目して、周面摩擦力が与える耐震評価への影響を確認する。次に、周辺地盤状況等を考慮した場合に想定される周面摩擦力を算定し、工認設計で考慮している周面摩擦力の保守性の確認及び海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価に与える影響について整理する。



注記*：A-A 断面から周面摩擦力を算定

図 1-1 周面摩擦力算定位置

2. 地震時荷重の整理

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価は、各基準地震動に対して全時刻で最大となる土圧、慣性力及び周面摩擦力をそれぞれ作用させる保守的な評価（以下「設計荷重」という。）を行っている。しかし、実現象としては、それぞれの地震時荷重が最大となって同時に構造物に作用することは考えにくい。そのため、各地震時荷重が最大となる時刻と荷重をそれぞれ抽出し、海水配管ダクト（鉛直部）の設計に支配的となる地震時荷重を整理する。地震時荷重は、構造物の変形に大きく影響を与える南北方向の水平荷重に着目し、断面①～断面⑥のうち水平荷重の総和が最大となる断面④のS s - D 2（++）を代表に整理を行う。

表 2-1 に示すように、海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価への影響に対して支配的となる時刻の荷重は、「土圧」、「慣性力」、「周面摩擦力」の順である。周面摩擦力最大時刻の荷重は土圧最大時刻の約半分であり、設計荷重における周面摩擦力の寄与度が最も小さく、土圧が主体で支配的な荷重となっていることを確認した。

表 2-1 地震時荷重の整理結果

断面④	設計荷重 (A)	土圧 最大時刻 (B)	慣性力 最大時刻 (C)	周面摩擦力 最大時刻 (D)	比率 (B/A)	比率 (C/A)	比率 (D/A)
選定時刻	—	29.97 秒	6.81 秒	25.34 秒	—	—	—
荷重合計 (kN)	16966	11201	6150	5848	0.660	0.362	0.345

注記＊：表中の項目は以下のとおりとなる。

- ・設計荷重 (A)：全時刻で最大となる各地震時荷重の総和
(土圧、慣性力、周面摩擦力のそれぞれの抽出時刻は異なる)
- ・土圧最大時刻 (B)：土圧が最大となる時刻での地震時荷重の総和
- ・慣性力最大時刻 (C)：慣性力が最大となる時刻での地震時荷重の総和
- ・周面摩擦力最大時刻 (D)：周面摩擦力が最大となる時刻での地震時荷重の総和

3. 周面摩擦力の保守性

周辺地盤状況等を考慮した場合に、現実的に想定される周面摩擦力を算定し、工認設計で考慮している周面摩擦力の保守性の確認及び海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価に与える影響について確認する。

3.1 海水配管ダクト（鉛直部）の周辺地盤状況

海水配管ダクト（鉛直部）周辺の平面図を図 3-1 に示す。また、図 3-1 に示す平面図中の各断面図を図 3-2～図 3-5 に示す。図 3-1 のとおり、海水配管ダクト（鉛直部）周辺には、海水ポンプ室への土圧低減を主目的に広範囲に改良地盤が分布しており、躯体近傍の地盤改良にあたっては、高圧攪拌噴射に伴う躯体の損傷防止のため、躯体近傍 1m の範囲については原地盤である盛土を残す計画としている。また、図 3-5 のとおり海水配管ダクト（鉛直部）の西側には、防潮壁のフーチング基礎を近接して設置する計画としている。

海水配管ダクト（鉛直部）西側の側壁に生じる南北方向の周面摩擦力は、図 3-1 に示す②-②断面位置において、南北方向加振時に海水配管ダクト（鉛直部）とそれに接する盛土の位相差により生じる摩擦力である。周辺の地盤状況を踏まえると、南北方向加振時における当該位置の盛土は、改良地盤及び海水ポンプ室に変形を拘束されるため盛土のみが大きな変形をする挙動は示さず、周辺の改良地盤と同等の変形量となると考えられる。一方、工認設計においては、十分に厚さをもった盛土が南北方向に最大水平変位を示した場合の摩擦力として保守的に評価している。

また、地盤の浅部においては、図 3-3（図 3-1 の②-②断面位置）のとおり、防潮壁のフーチング基礎が設置されるため、当該範囲において生じる周面摩擦力は、フーチング基礎の杭が設置されている改良地盤と同等の変形量に応じた周面摩擦力が作用すると考えられる。一方、工認設計においては、防潮壁のフーチング基礎を盛土としてモデル化した際の盛土に生じる最大水平変位からの摩擦力として保守的に評価している。

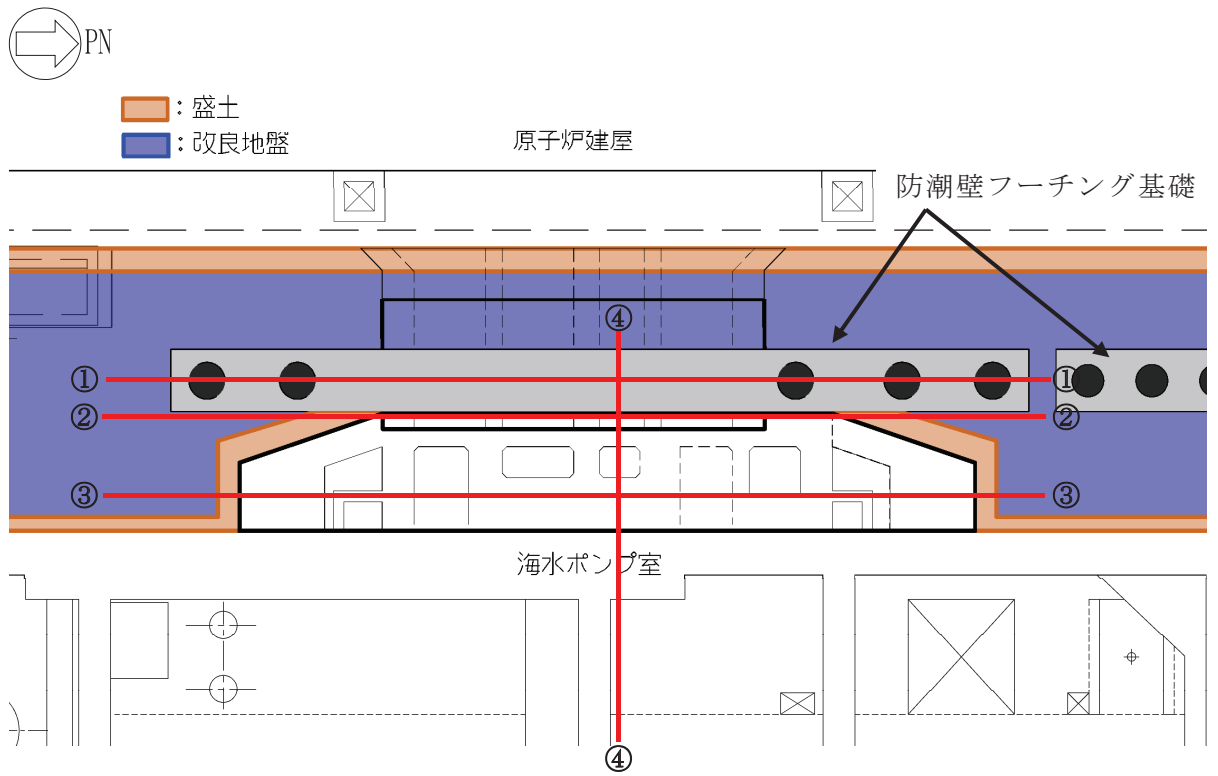
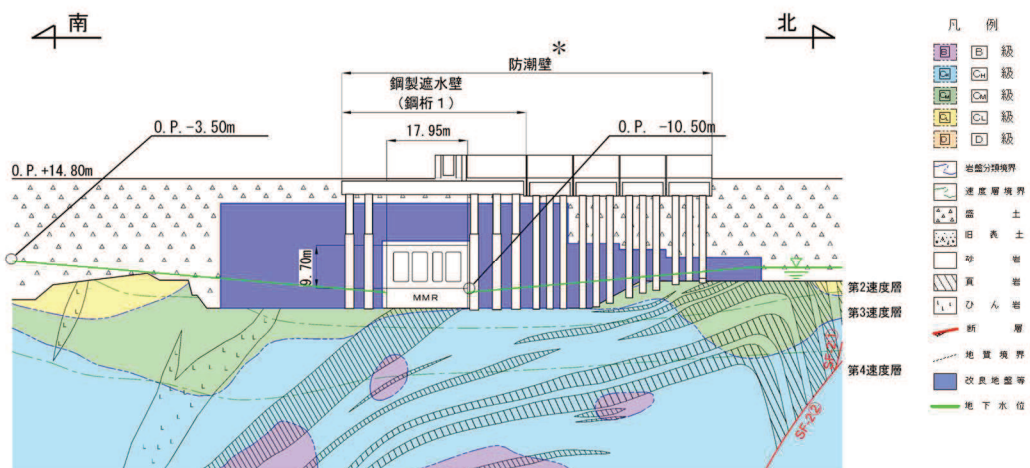
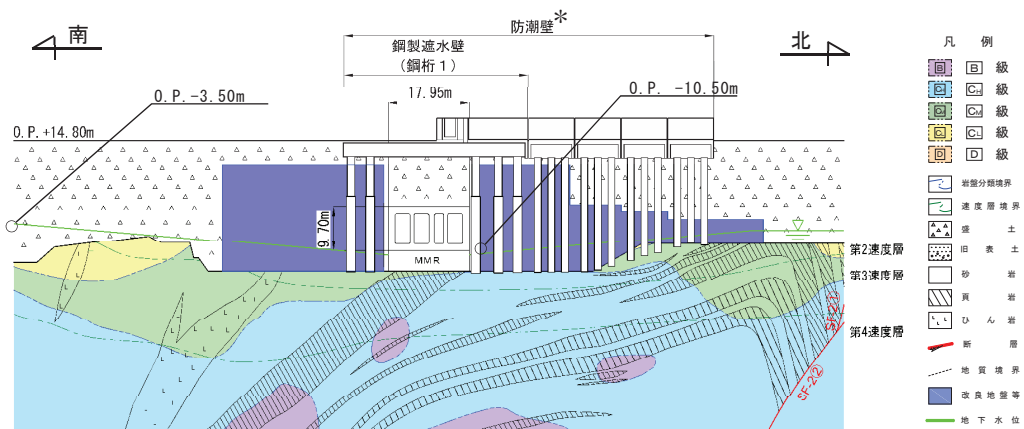


図 3-1 海水配管ダクト（鉛直部）周辺 平面図



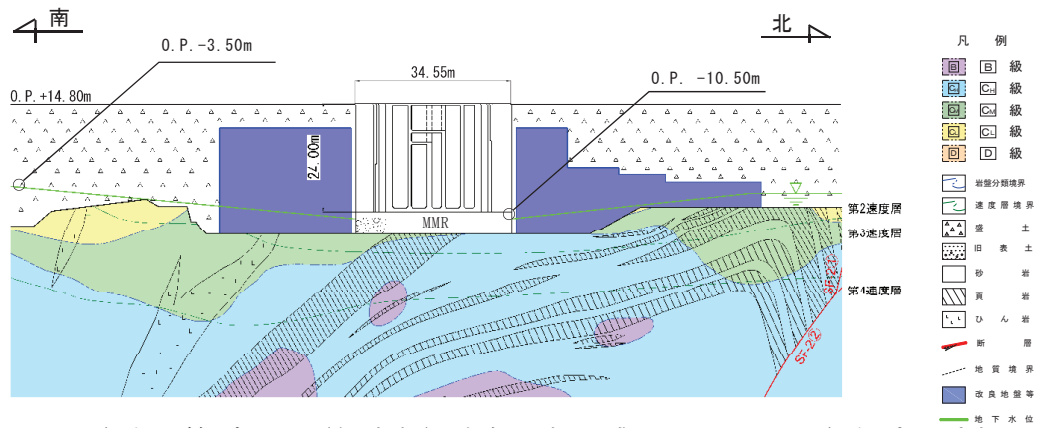
注記*：防潮壁を投影して表示

図 3-2 地質断面図 (①-①断面)



注記*：防潮壁を投影して表示

図 3-3 地質断面図 (②-②断面)



注記*：海水配管ダクト（鉛直部）底版下部は盛土であるが、海水ポンプ室と一体構造であることを考慮し MMR と標記している

図 3-4 地質断面図 (③-③断面)

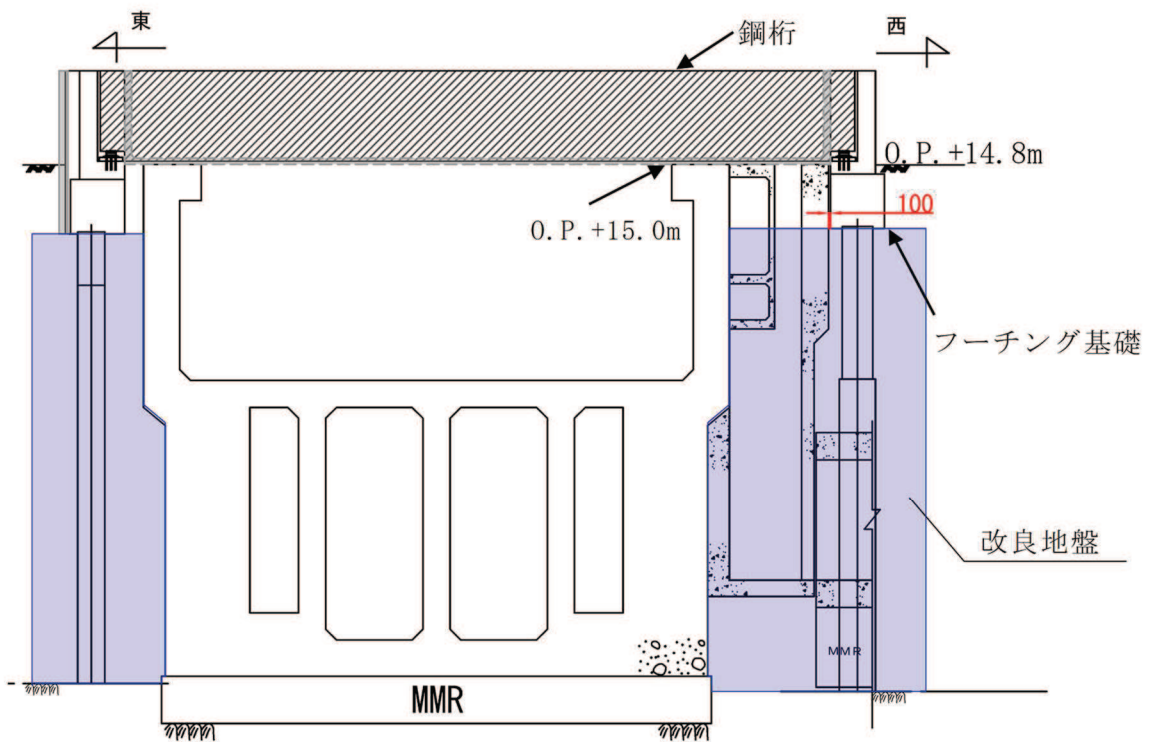


図 3-5 防潮壁の設置計画図 (④-④断面)

3.2 周面摩擦力の保守性

周辺地盤状況を踏まえると、盛土の変形量は改良地盤の変形量と同等となると考えられることから、盛土と改良地盤の最大変位を抽出し、盛土の変形が改良地盤と同等だと仮定した場合の周面摩擦力を評価する。以上の検証により、周面摩擦力の保守性について確認を行う。

なお、東西方向の北端及び南端の側壁にも周面摩擦力が作用するが、図 3-1 に示すとおり改良地盤と海水ポンプ室に囲まれた狭い範囲であり、構造物と周辺地盤の相対変位はほとんど生じないため周面摩擦力は小さいと考えられることから、南北方向を代表に検証を行う。

3.2.1 検証方法

検証は、構造物の変形に大きく影響を与える南北方向の水平荷重に着目し、断面①～断面⑥のうち水平荷重の総和が最大となる断面④の $S_s - D_2$ (++) を代表に整理を行う。検証に用いる各断面の地震応答解析モデル図と検証に用いる節点位置を図 3-6～図 3-8 に示す。検証に用いる節点は、対象とした断面④の中央付近の節点とし、断面④の範囲において平均的な位置としている。

図 3-6 (改良地盤着目：①-①断面) 及び図 3-7 (盛土着目：②-②断面) に示す各節点位置から、変位をそれぞれ抽出する。工認設計で用いている②-②断面では最大変位を抽出し、①-①断面では、②-②断面が最大変位となる時刻と同一時刻の変位を抽出し比較を行う。

なお、抽出する変位は岩盤上面を基準とした相対変位とする。

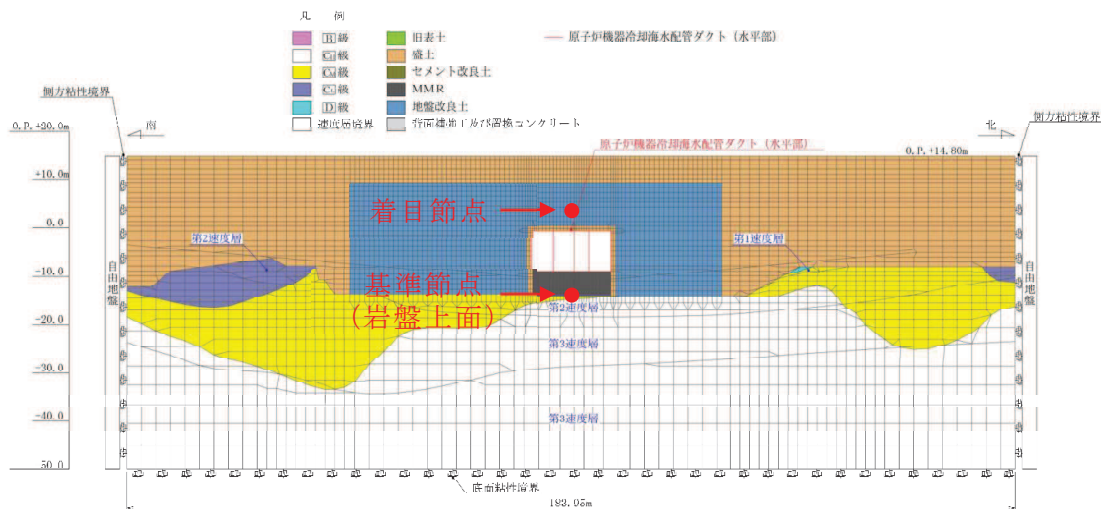


図 3-6 改良地盤の変位算出用の地震応答解析モデル図及び節点位置 (①-①断面)

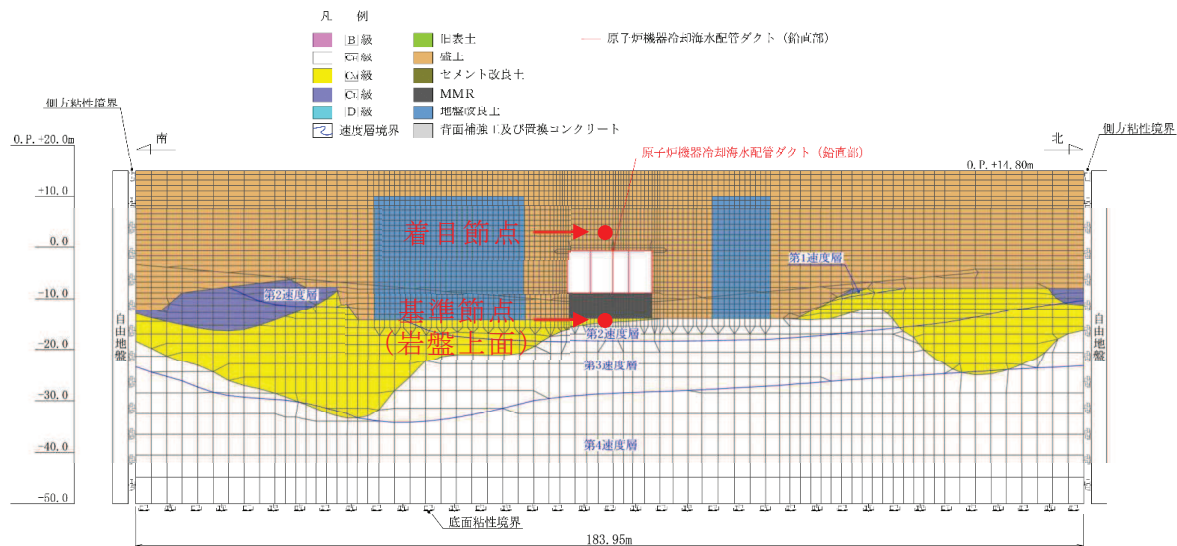


図 3-7 盛土の変位算出用の地震応答解析モデル図及び節点位置 (②-②断面)

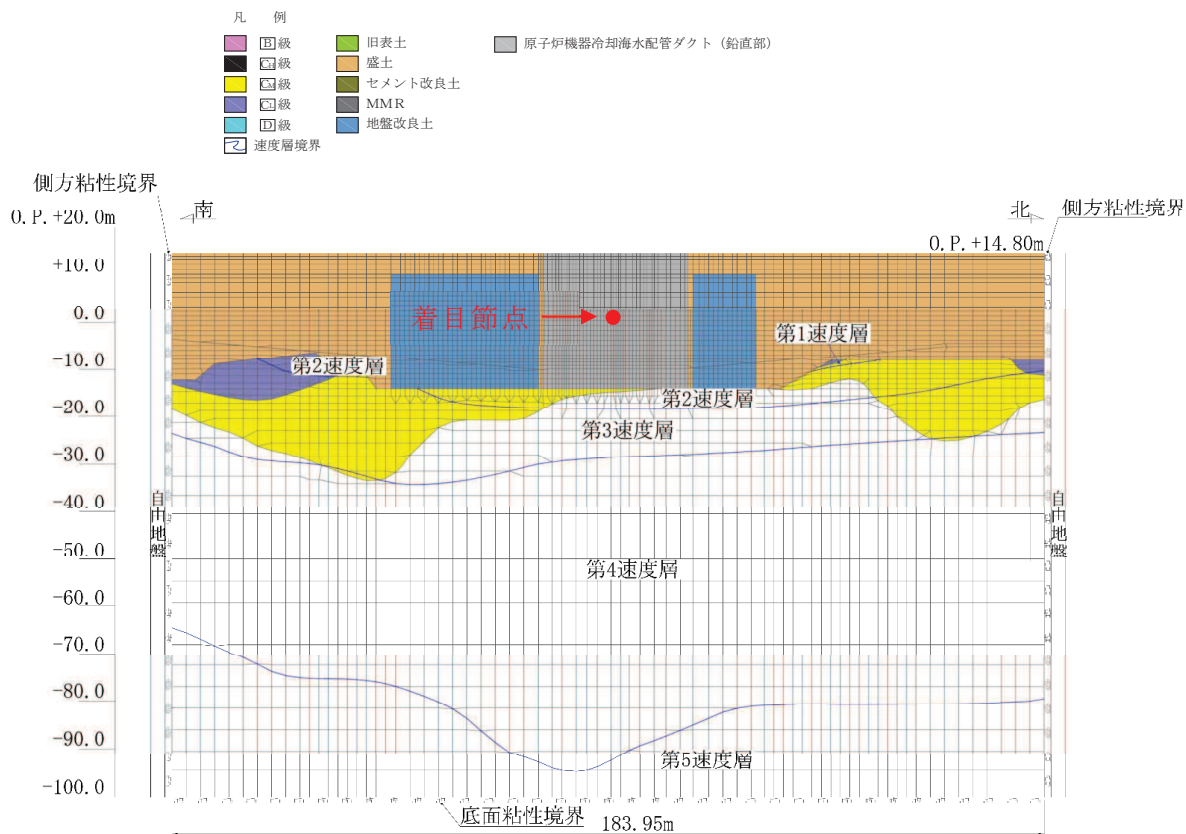


図 3-8 海水配管ダクト (鉛直部) の変位算出用の地震応答解析モデル図及び節点位置 (③-③断面)

3.2.2 検証結果

①-①断面及び②-②断面より抽出した変位の比較結果を表3-1に、それぞれの変位より算定した周面せん断応力 τ_{xy} の比較結果を表3-2に示す。

②-②断面の最大変位は26.6mm(25.34秒)、同位置節点及び同時刻における①-①断面の変位は1.5mm(25.34秒)となり、工認設計で用いている②-②断面の1/18程度である。同様に、25.34秒の変位から算出している周面せん断応力を比較すると、工認設計で用いている②-②断面の周面せん断応力 τ_{xy} は223.10(kN/m²)であるが、①-①断面の周面せん断応力 τ_{xy} は63.12(kN/m²)となり、工認設計で用いている②-②断面の1/3.5程度である。

改良地盤の拘束を考慮し盛土は改良地盤と同等の変位しか生じないと仮定した周面摩擦力と十分な厚さをもった盛土の変位量から算定した周面摩擦力を比較した。比較の結果、前者は設計で用いている後者の1/3.5程度であり、保守的に設計荷重を評価していることが確認された。

表3-1 変位の比較結果

断面④	改良地盤の変位 (①-①断面) (A)	盛土の変位 (②-②断面) 【工認設計】 (B)	比率 (A/B)
選定時刻	25.34 秒	25.34 秒	—
変位 (mm)	1.5	26.6	0.06 (1/18)

表3-2 せん断応力の比較結果

断面④	改良地盤の変位量を基に 算定したせん断応力 ①-①断面 (A)	盛土の変位量を基に 算定したせん断応力 ②-②断面 【工認設計】 (B)	比率 (A/B)
選定時刻	25.34 秒	25.34 秒	—
せん断応力 (kN/m ²)	63.12	223.10	0.283 (1/3.5)

4. まとめ

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価において考慮している地震時荷重のうち周面摩擦力に着目し、周面摩擦力が与える耐震評価への影響について検証を行った。検証は、「①耐震評価に支配的となる地震時荷重」及び「②周面摩擦力の保守性」の2つの観点に着目した。

観点①：耐震評価に支配的となる地震時荷重

- ・ 耐震評価に影響を与える土圧、慣性力及び周面摩擦力について、各地震時荷重が最大となる時刻における地震時荷重の総和を整理し検証を行った。
- ・ その結果、海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価への影響に対して支配的となる荷重は、「土圧」、「慣性力」、「周面摩擦力」の順であり、設計荷重における周面摩擦力の寄与度が最も小さく、土圧が主体で支配的な荷重となっていることを確認した。

観点②：周面摩擦力の保守性

- ・ 工認設計において考慮している周面摩擦力は、改良地盤及び海水ポンプ室からの拘束を考慮しないモデルから得られる地盤の変位により算定した保守的な荷重設定となっている。
- ・ 周辺地盤状況を考慮すると、地盤変位は約 1/18、周面せん断応力は約 1/3.5 となり、工認設計で考慮している周面摩擦力が大きく、保守的な荷重設定となっていることを確認した。

以上より、海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価において、周面摩擦力は支配的な荷重とはならないこと、周辺地盤状況を考慮した周面摩擦力は小さいため、実現象としてほとんど周面摩擦力は生じておらず、耐震評価に影響を与える荷重ではないことを確認した。

なお、本設計においては、設計上の配慮として保守的に算定した周面摩擦力を考慮した耐震評価を行うこととしている。

資料6 取水路（漸拡部）の耐震安全性評価

目 次

1. 評価方法	資料 6-1
2. 評価条件	資料 6-1
2.1 構造及び補強の概要	資料 6-1
2.3 評価対象断面の選定	資料 6-7
2.4 使用材料及び材料の物性値	資料 6-8
2.5 地盤物性値	資料 6-8
2.6 評価構造物諸元	資料 6-13
2.7 地下水位	資料 6-14
2.8 耐震評価フロー	資料 6-15
2.9 適用規格	資料 6-16
3. 地震応答解析	資料 6-18
3.1 地震応答解析手法	資料 6-18
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 6-21
3.2.1 解析モデル領域	資料 6-21
3.2.2 境界条件	資料 6-23
3.2.3 構造物のモデル化	資料 6-26
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 6-26
3.2.5 地盤及び MMR のモデル化	資料 6-26
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 6-27
3.2.7 材料特性の設定	資料 6-30
3.3 減衰定数	資料 6-32
3.4 荷重の組合せ	資料 6-38
3.4.1 外水圧	資料 6-39
3.4.2 内水圧	資料 6-39
3.4.3 積載荷重	資料 6-40
3.5 耐震評価における解析ケース	資料 6-41
4. 評価内容	資料 6-48
4.1 入力地震動の設定	資料 6-48
4.2 許容限界の設定	資料 6-63
4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 6-63
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）	資料 6-66
4.2.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 6-74
5. 評価結果	資料 6-75
5.1 地震応答解析結果	資料 6-75
5.1.1 解析ケースと照査値	資料 6-75
5.1.2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 6-82
5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査）	資料 6-83

5.1.4	最大せん断ひずみ分布.....	資料 6-85
5.2	構造部材の健全性に対する評価結果.....	資料 6-87
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果.....	資料 6-87
5.2.2	せん断破壊に対する評価結果.....	資料 6-94
5.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	資料 6-103
5.3.1	基礎地盤（狐崎部層）.....	資料 6-103
5.3.2	MMR（既設）.....	資料 6-105
6.	まとめ.....	資料 6-110

参考資料

参考資料 1 静的地震力に対する耐震評価・・・・・・・・・・・・・・・・ 資料 6- (参考) 1-1

1. 評価方法

取水路（漸拡部）は、非常用取水設備であり、非常時における海水の通水機能及び貯水機能が要求される。

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

構造部材の健全性評価については、鉄筋コンクリート部材の層間変形角、曲げモーメント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する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを、マンメイドロック（以下「MMR」という。）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを及び MMR の健全性を確認する。

2. 評価条件

2.1 構造及び補強の概要

取水路（漸拡部）の位置図を図 2-1 に示す。

取水路（漸拡部）は、鉄筋コンクリート造の地中構造物である。

取水路（漸拡部）の平面図を図 2-2 に、断面図を図 2-3 に、概略配筋図を図 2-4 に示す。

取水路（漸拡部）は、非常時における海水の通水機能及び貯水機能が要求される。

取水路（漸拡部）は、取水路（標準部）との接続部である内空幅 、内空高さ の二連ボックスカルバート構造から、海水ポンプ室との接続部である内空幅 、内空高さ の四連ボックスカルバート構造に変化し、縦断方向（延長方向）に断面が拡幅する地中構造物であり、直接又は MMR を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

取水路（漸拡部）は、取水路（標準部）及び海水ポンプ室との接合部に構造目地が設置されており、断面が延長方向に異なる線状構造物である。

新規制基準への適合を踏まえ、基準地震動 S_s が大加速化したことに伴い、せん断破壊に対する耐震補強として、後施工せん断補強工法（CCb 工法）による補強を図 2-5 に示す箇所に行っている。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

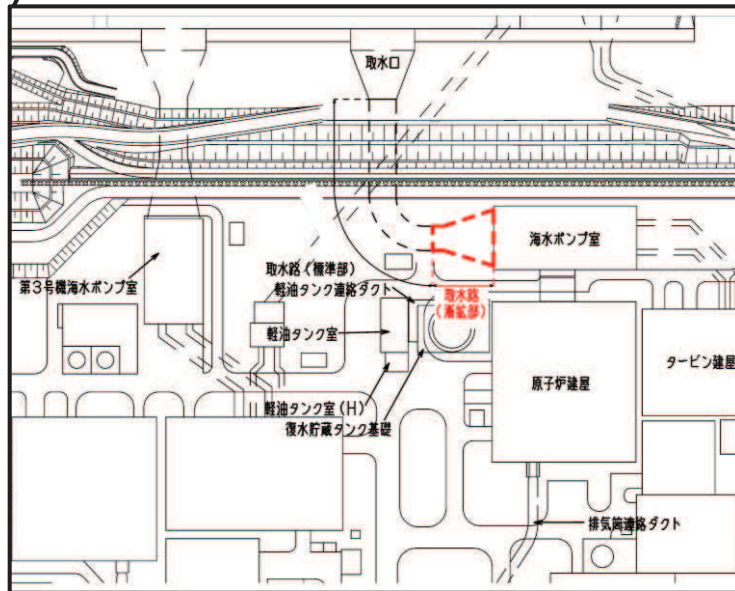
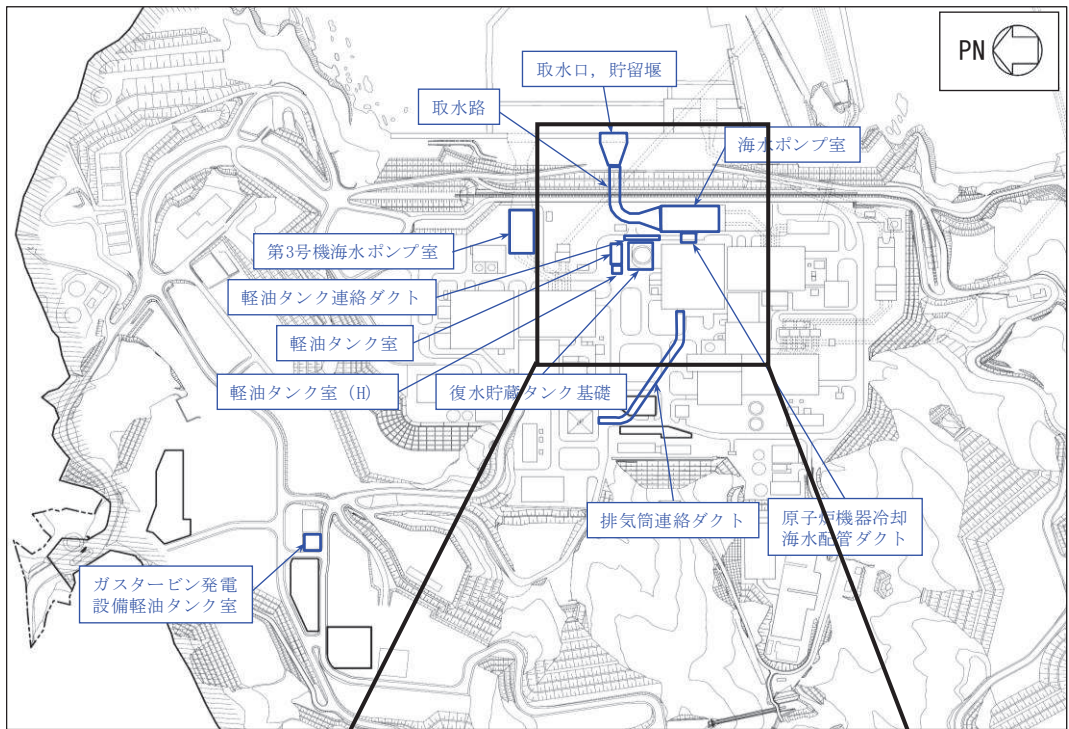
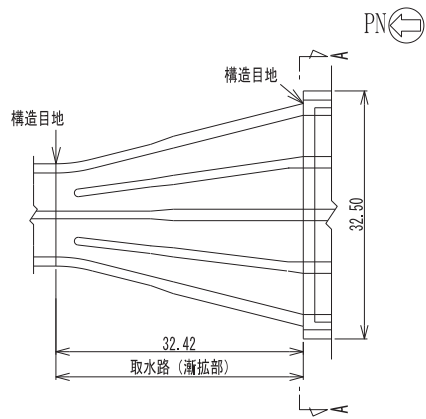
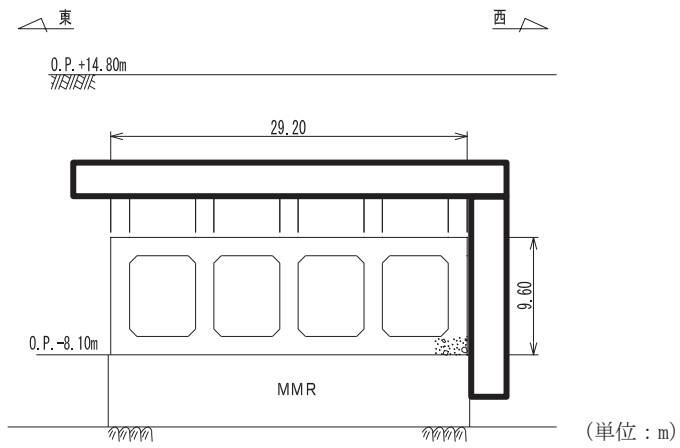


図 2-1 取水路 (漸拡部) の位置図



(単位：m)

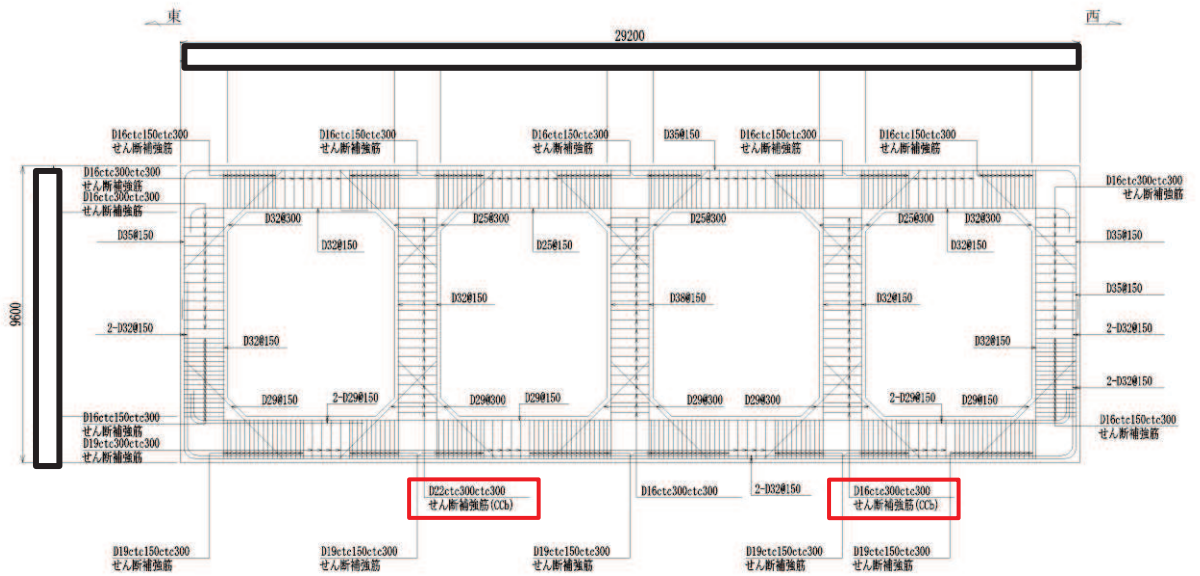
図 2-2 取水路（漸拡部）平面図



(単位：m)

図 2-3 取水路（漸拡部）断面図（A-A 断面）

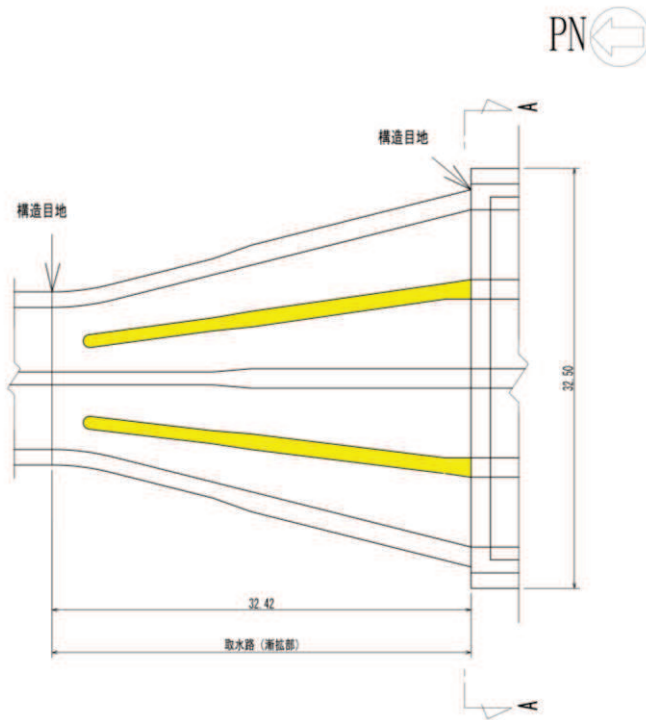
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



□ : CCb 工法適用箇所

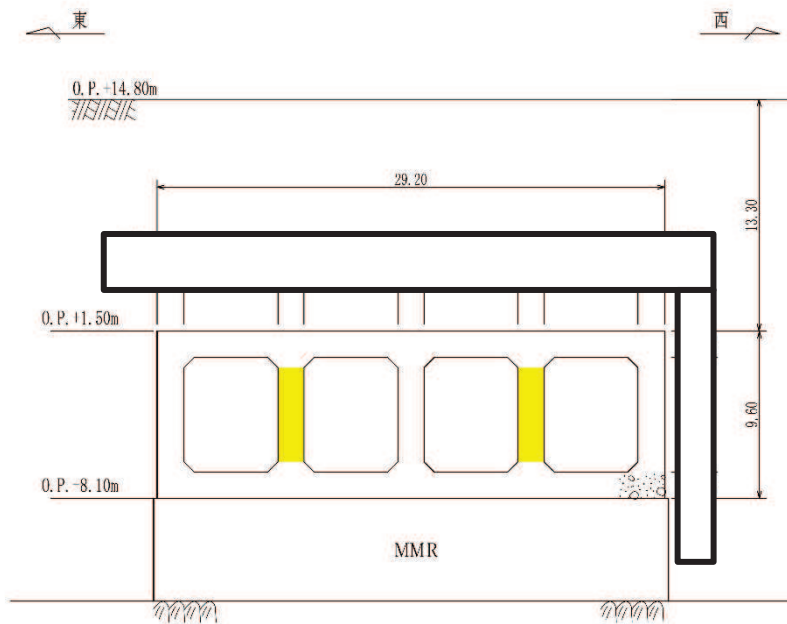
図 2-4 取水路（漸拡部）概略配筋図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 2-5 (1) Ccbによる耐震補強箇所 (平面図)



■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 2-5 (2) Ccbによる耐震補強箇所 (A-A 断面)

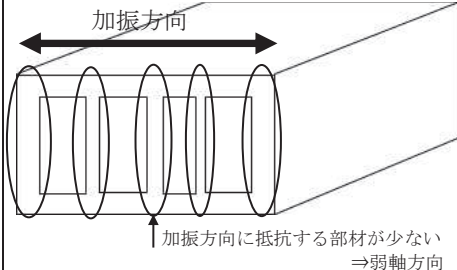
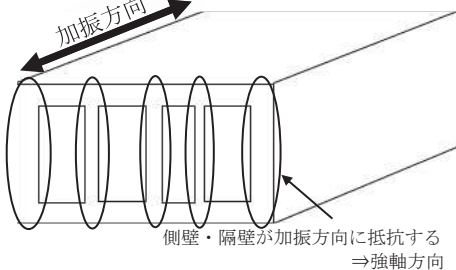
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2 評価対象断面の方向

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 2-1 に示す。取水路（漸拡部）の南北方向は加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震上見込むことができることから、強軸方向となる。一方、東西方向は、加振方向と平行に配置される構造部材がないことから、弱軸方向となる。

以上のことから取水路（漸拡部）の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸方向である東西方向を評価対象断面とする。

表 2-1 取水路（漸拡部）の評価対象断面の方向の選定

	東西方向の加振	南北方向の加振
取水路 (漸拡部)	 <p>↑加振方向に抵抗する部材が少ない ⇒弱軸方向</p>	 <p>側壁・隔壁が加振方向に抵抗する ⇒強軸方向</p>
	<ul style="list-style-type: none"> ・東西方向は、加振方向に平行な壁部材がなく、弱軸方向にあたる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・南北方向は、加振方向に平行な側壁及び隔壁を耐震設計上見込むことができ、強軸方向にあたる。
弱軸方向を評価対象断面とする。		

2.3 評価対象断面の選定

評価対象断面は、構造的特徴や周辺状況等を踏まえ、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.7 取水路（漸拡部）」にて選定した、構造物の内空断面が幅及び高さともに最大であり、弱軸方向となる東西方向（A-A 断面）を代表として、耐震評価を実施する。

取水路（漸拡部）の評価対象地質断面図を図 2-6 に示す。

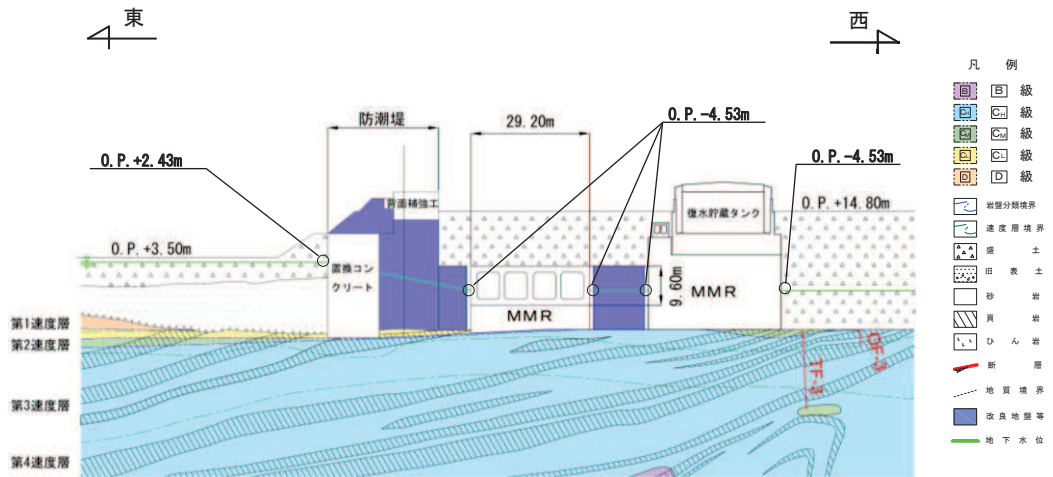


図 2-6 取水路（漸拡部）評価対象地質断面図（A-A 断面）

2.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 20.5N/mm ²
鉄筋	SD345

表 2-3 材料の物性値

材料	項目	材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)	24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	設計基準強度	2.33×10 ⁴
		実強度* ¹	3.18×10 ⁴
	ポアソン比	0.2	

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*2：解析ケースについては、「3.5 耐震評価における解析ケース」に示す。

2.5 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 2-4～表 2-7 に示す。

表 2-4 地盤の解析用物性値(狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 h	
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	せん断弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d		
B級	26.4	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 2-5 参照	0.03		
C _H 級	26.2	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03		
C _M 級	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03		
C _L 級	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03		
D級	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38		$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1+119\gamma^{0.63})$ h = $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ + 0.028		

表 2-5 地盤の解析用物性値(狐崎部層)

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

表 2-6 地盤の解析用物性値(盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性					強度特性					変形特性				
	静的・動的特性					静的特性					動的特性				
	せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	せん断強度 E_s (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h					
盛土	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00036) * 1$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$						
旧表土	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$						
断層 及びシーム*2	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.0012) * 1$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089(\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$						
セメント改良土	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$						
改良地盤	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$						

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

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

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

表2-7 地盤の解析用物性値 (MMR)

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

*：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

2.6 評価構造物諸元

取水路（漸拡部）の諸元を表 2-8 に、評価部位を図 2-7 に示す。

表 2-8 評価部位とその仕様

部位		仕様		材料		要求機能
		部材幅 (mm)	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
頂版	1	1,000	1,500	20.5	SD345	通水機能
	2					
側壁	3	1,000	1,500	20.5	SD345	通水機能, 貯水機能*
	4					
隔壁	5	1,000	1,500	20.5	SD345	通水機能
	9					
隔壁	7	1,000	1,200	20.5	SD345	通水機能
	8					
底版	10	1,000	1,500	20.5	SD345	通水機能, 貯水機能*
	11					
底版	12	1,000	1,500	20.5	SD345	通水機能, 貯水機能*
	13					

注記*：貯水機能が要求される部材の範囲は、貯留堰天端標高 (O.P. -5.3m) 以下とする。

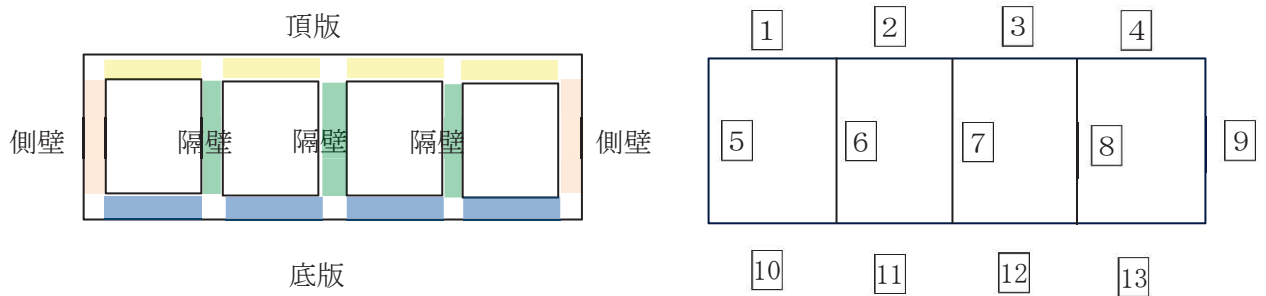


図 2-7 評価部位

2.7 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。
設計用地下水位の一覧を表 2-9 に、設計用地下水位を図 2-8 に示す。

表 2-9 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
取水路（漸拡部）	O. P. -4.53m～O. P. +2.43m* ^{1, 2}

注記*1：朔望平均満潮位

*2：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を、敷地高さ（O. P. +14.8m）を固定とし朔望平均満潮位を O. P. +1.43m から O. P. +2.43m とすることにより考慮する。

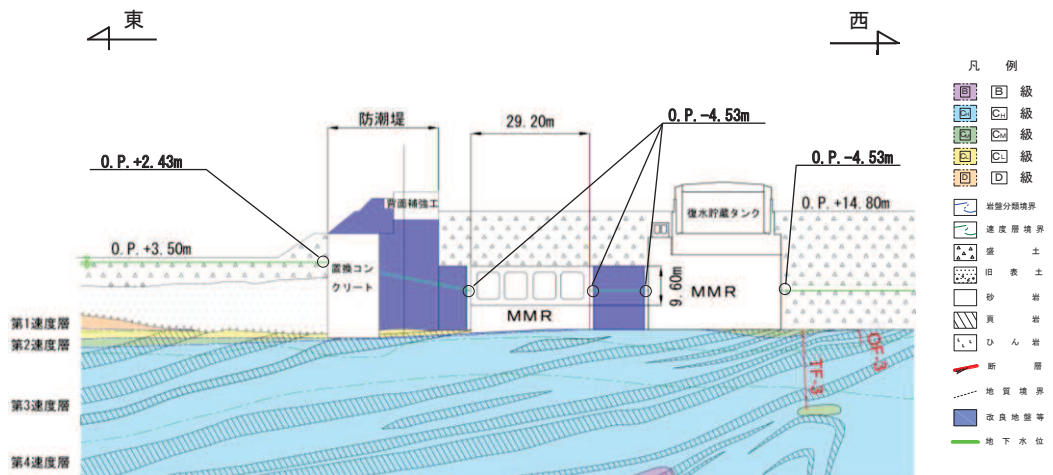


図 2-8 取水路（漸拡部）の設計用地下水位

2.8 耐震評価フロー

取水路（漸拡部）の耐震評価フローを図 2-9 に示す。

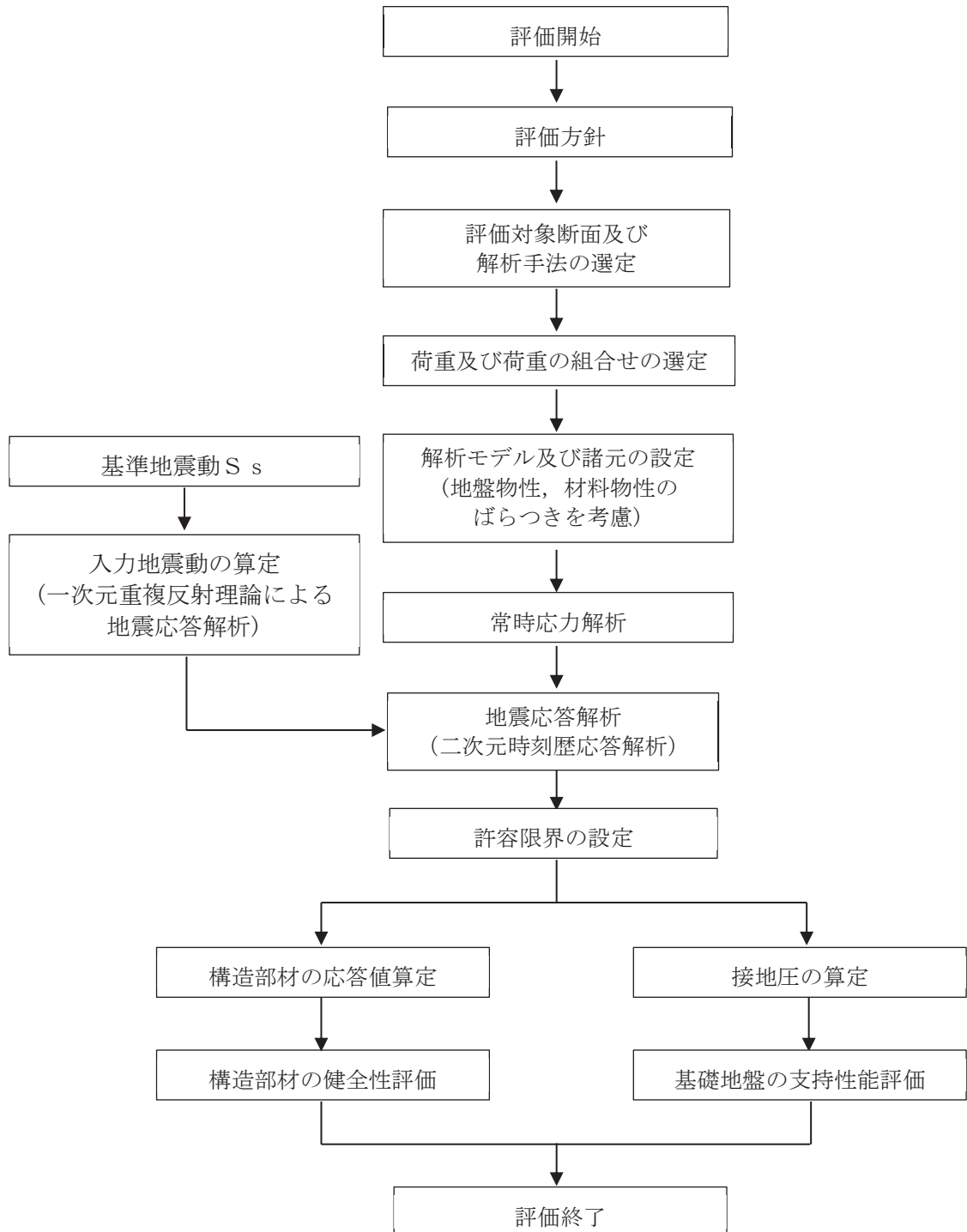


図 2-9 取水路（漸拡部）の耐震評価フロー

2.9 適用規格

取水路（漸拡部）の耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系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」という。）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、道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）（社団法人 日本道路協会、平成14年3月）を適用する。

表 2-10 に適用する規格，基準類を示す。

表 2-10 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会 2002年制定) 	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋コンクリートの材料諸元(γ, E, ν) 	—
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会 2002年制定) 	<ul style="list-style-type: none"> ・永久荷重，偶発荷重等の適切な組合せを検討 	—
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・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) 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ・軸力系の破壊に対する照査は，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* 	<ul style="list-style-type: none"> ・構造強度を有すること ・通水機能を有すること
		<ul style="list-style-type: none"> ・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* 	<ul style="list-style-type: none"> ・構造強度を有すること ・通水機能を有すること ・貯水機能を損なわないこと
	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編) (日本道路協会 平成 14 年 3 月) 	<ul style="list-style-type: none"> ・基礎地盤の支持性能に対する照査は，基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認 	—
	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会 2002年制定) 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ・軸力系の破壊に対する照査においておおむね弾性範囲として，発生曲げモーメントが降伏曲げモーメントを下回ることを確認* 	<ul style="list-style-type: none"> ・貯水機能を損なわないこと
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1 9 8 7 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) 	<ul style="list-style-type: none"> ・有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析 	—

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

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設定する。解析手法は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.7 取水路（漸拡部）」に示すとおり、全応力解析とする。

構造部材については、非線形はり要素を用いることとし、構造部材の非線形特性については、鉄筋コンクリートの $M-\phi$ 関係を適切にモデル化する。

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

地震応答解析については、解析コード「Soil Plus Ver. 2015 Build3」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。

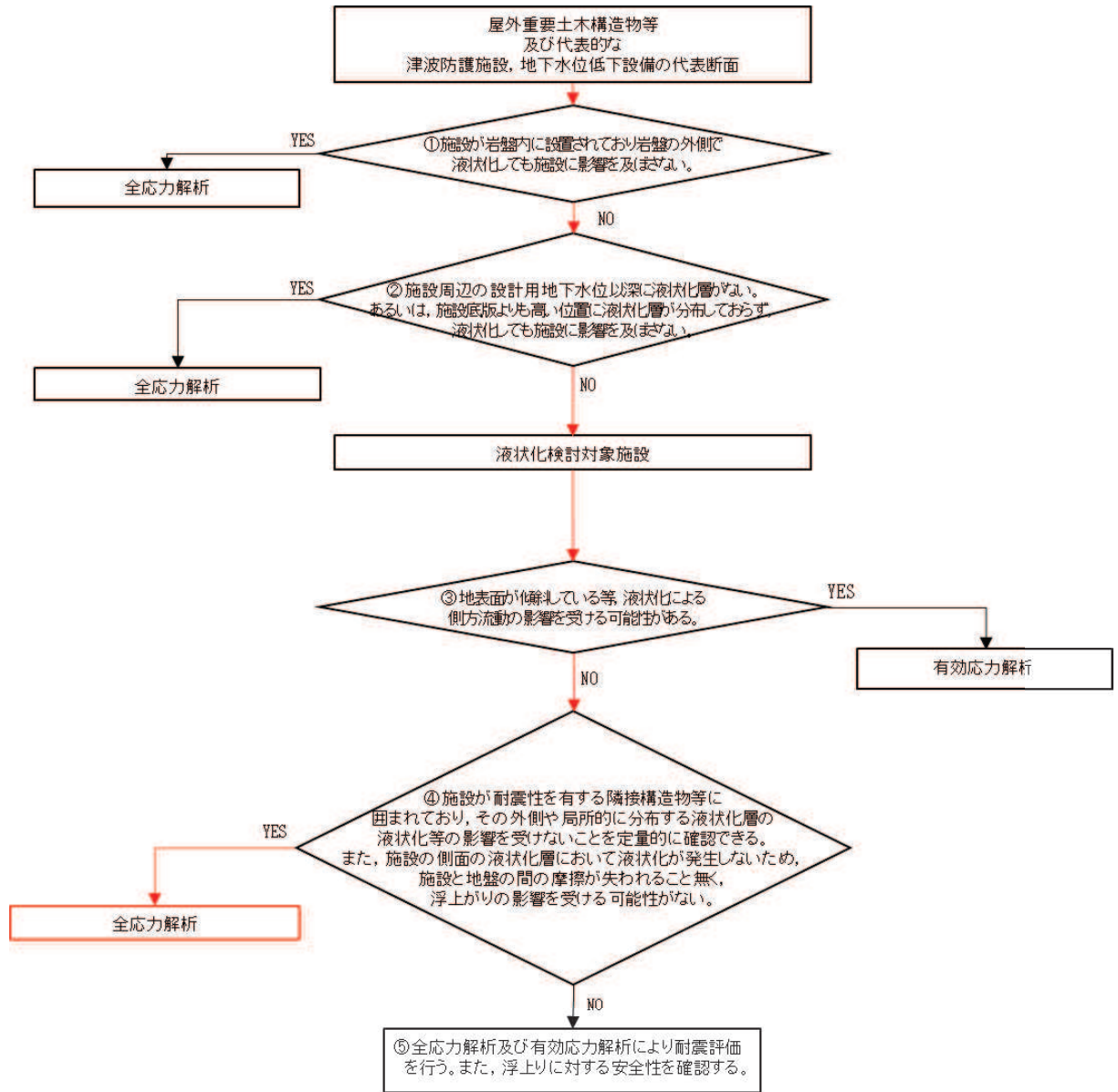


図 3-1 解析手法の選定フロー

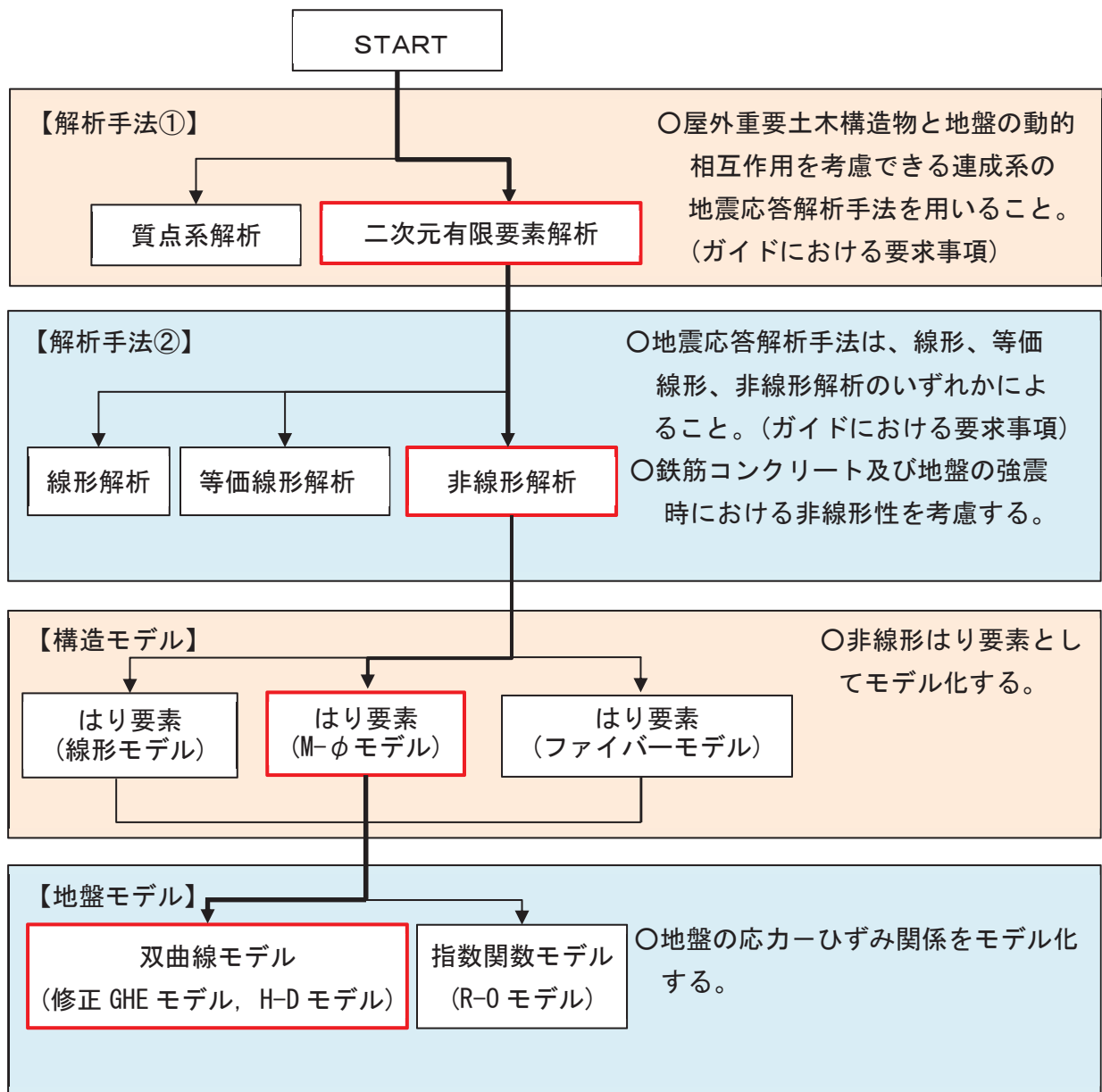


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

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

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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

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

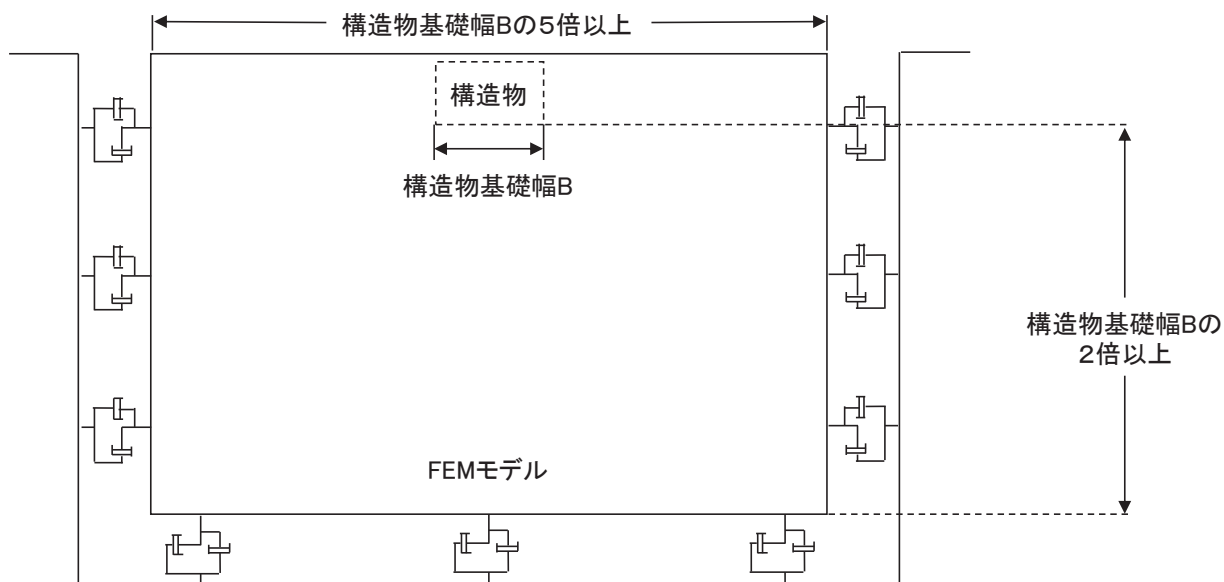


図 3-3 モデル化範囲の考え方

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

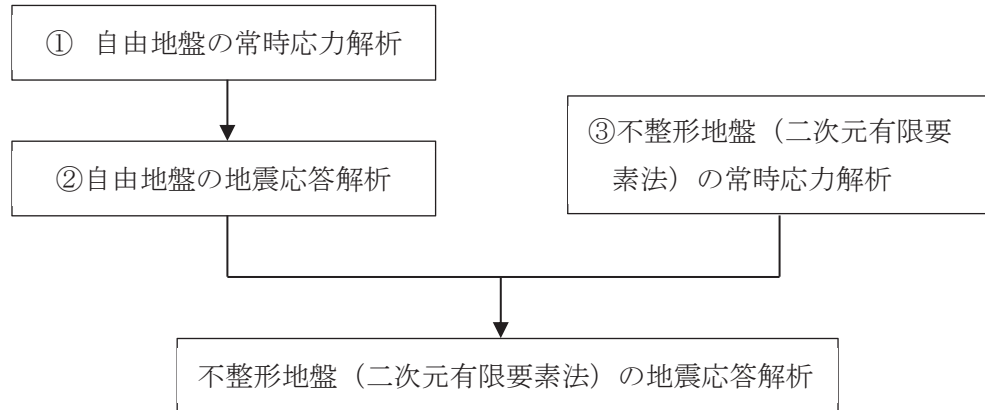


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤 (二次元有限要素法) の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

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

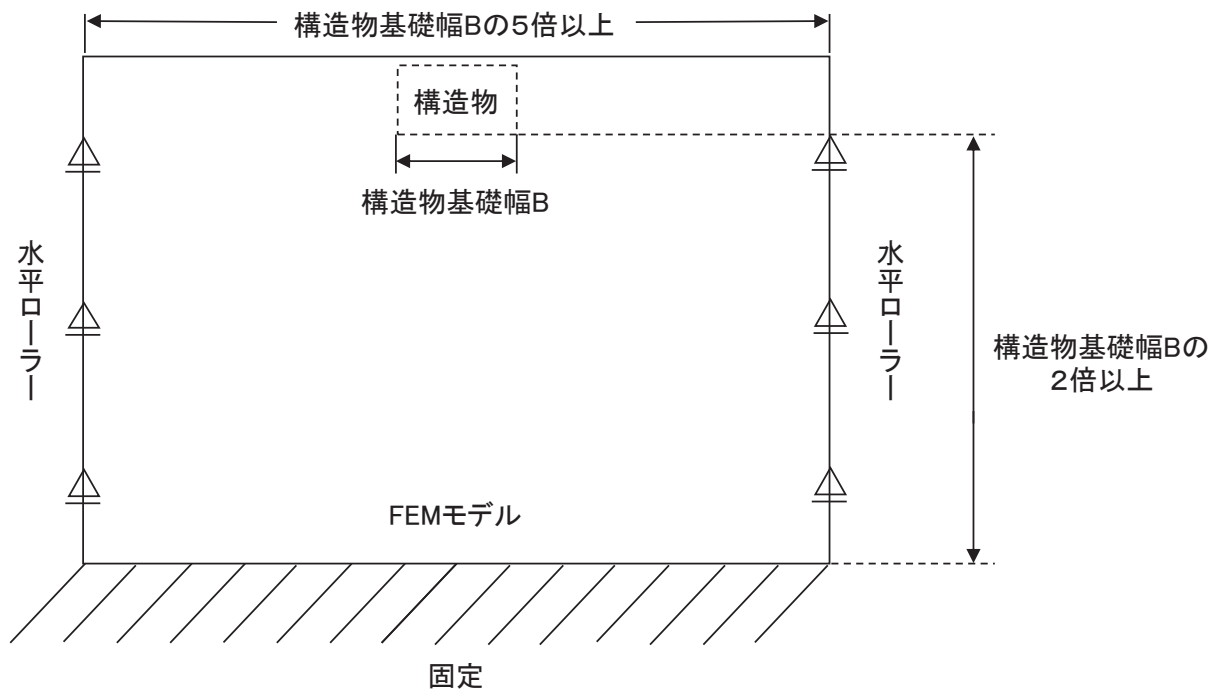


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

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

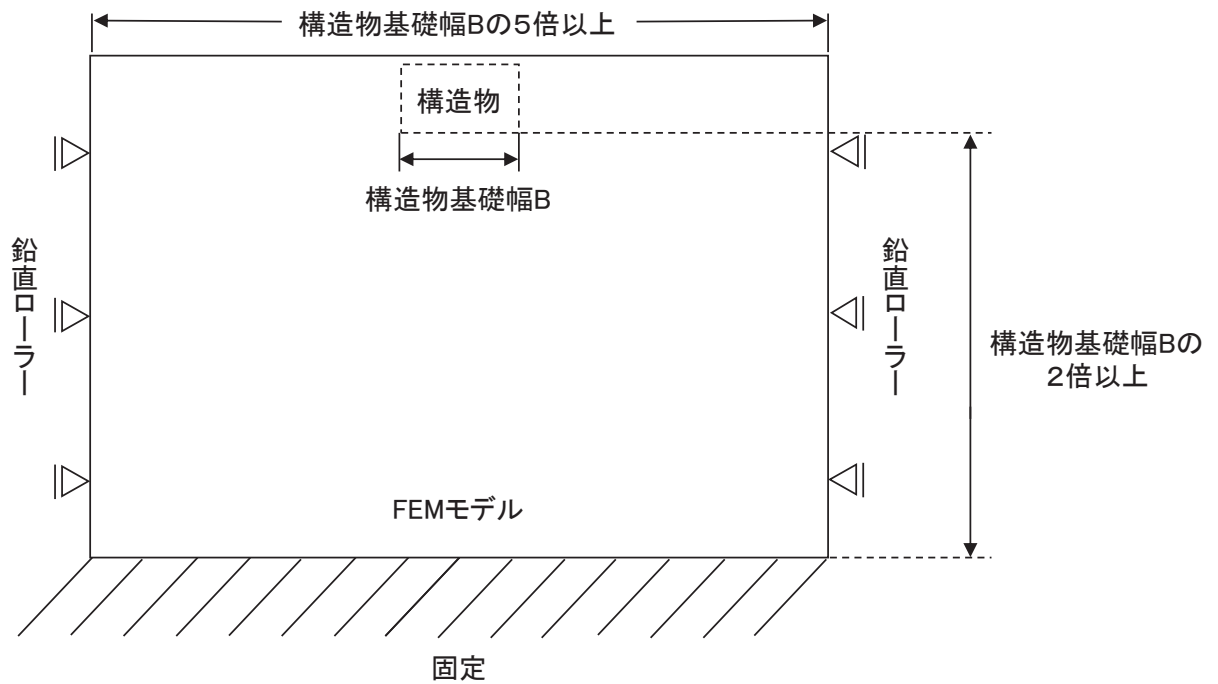
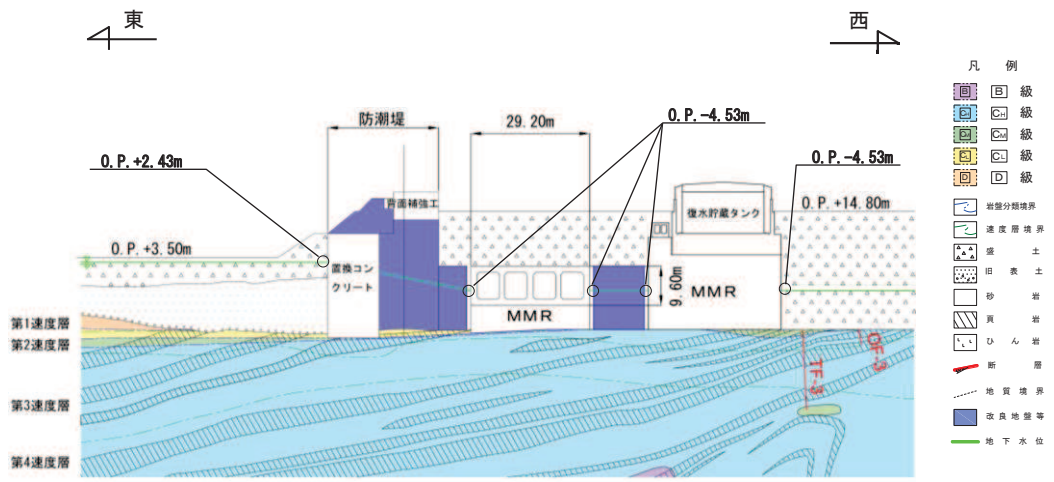


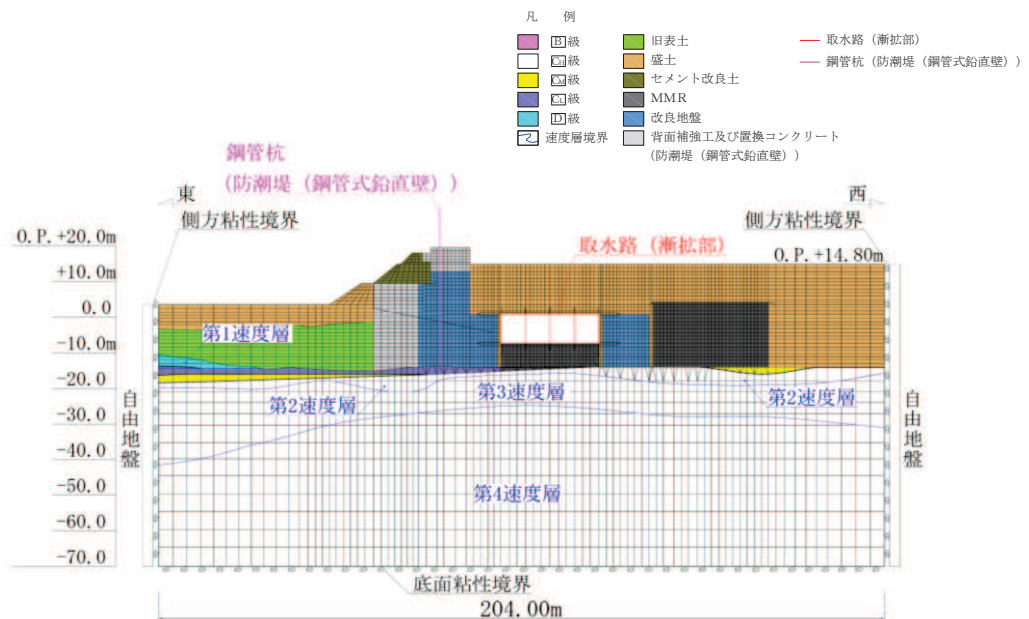
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

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



(a) 評価対象地質断面図 (A-A 断面)



(b) 地震応答解析モデル図 (A-A 断面)

図3-7 取水路 (漸拡部) の評価対象地質断面図及び地震応答解析モデル図 (A-A 断面)

3.2.3 構造物のモデル化

取水路（漸拡部）では，構造部材を非線形はり要素でモデル化する。鉄筋コンクリート部材のはり要素の交点には，コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。

取水路（漸拡部）の解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図3-8に示す。

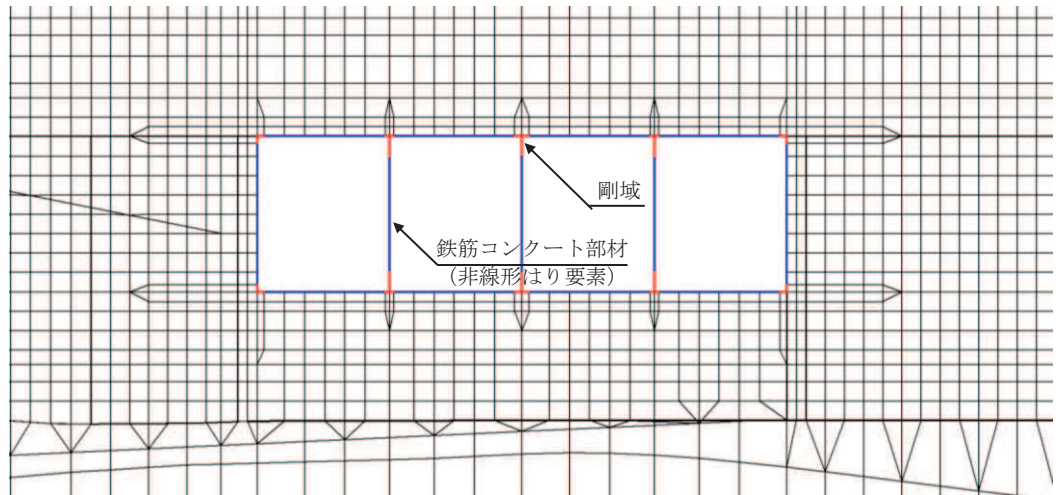


図3-8 取水路（漸拡部）の地震応答解析モデル（構造物部分拡大）

3.2.4 隣接構造物のモデル化

西側の隣接構造物となる復水貯蔵タンク基礎及び軽油タンク連絡ダクトのMMRは，改良地盤を介して接しており，お互いの振動の影響を受けることから，復水貯蔵タンク基礎及び軽油タンク連絡ダクトのMMRをモデル化する。また，東側の隣接構造物となる防潮堤（鋼管式鉛直壁）も改良地盤を介して接しており，お互いの振動の影響を受けることから，添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性について」に基づき，鋼管杭は，線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

3.2.5 地盤及びMMRのモデル化

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

3.2.6 ジョイント要素の設定

「地盤と構造物（MMR 含む）」、「地盤と改良地盤」及び「構造物と MMR」（以下「地盤と構造物等」という。）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、「地盤と構造物等」の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造物の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

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

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

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

表 3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土* ¹	0.10	33.9
盛土* ²	0.06	30.0
旧表土	0.08	26.2
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
C _M 級	0.49	47.0
C _H 級	1.72	43.0
MMR	3.10	40.0

注記*1：地下水位以浅

*2：地下水位以深

表 3-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土-改良地盤	盛土の c	盛土の ϕ
盛土-MMR	盛土の c	盛土の ϕ
盛土-構造物	盛土 c	盛土の ϕ
改良地盤-岩盤 (C _L 級)	岩盤の c	岩盤の ϕ
改良地盤-岩盤 (C _H 級)	改良地盤の c	改良地盤の ϕ
改良地盤-セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
岩盤-MMR	岩盤の c	岩盤の ϕ
構造物-MMR	MMR の c	MMR の ϕ
背面補強工-盛土	盛土 c	盛土 ϕ
背面補強工-セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
置換コンクリート-盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
置換コンクリート-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-改良地盤	改良地盤の c	改良地盤の ϕ

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

ジョイント要素の力学特性を図 3-9 に、ジョイント要素の配置を図 3-10 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

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

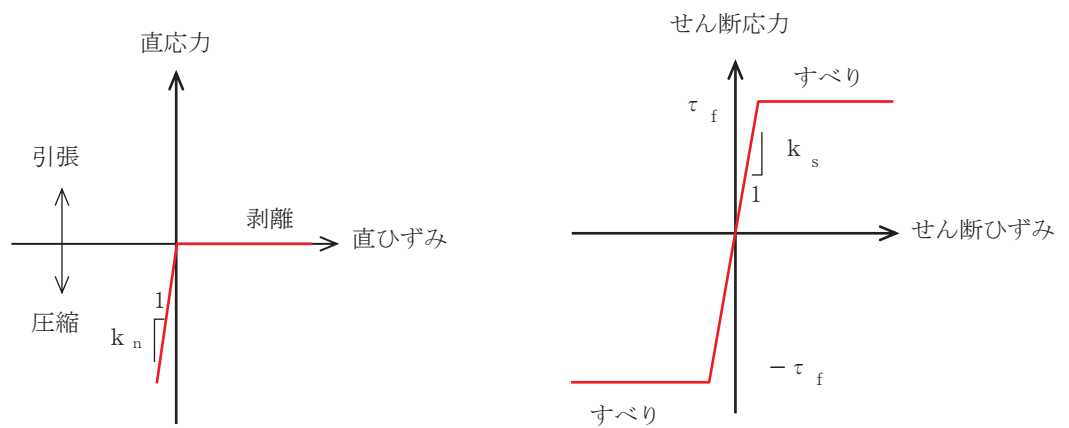


図 3-9 ジョイント要素の力学特性

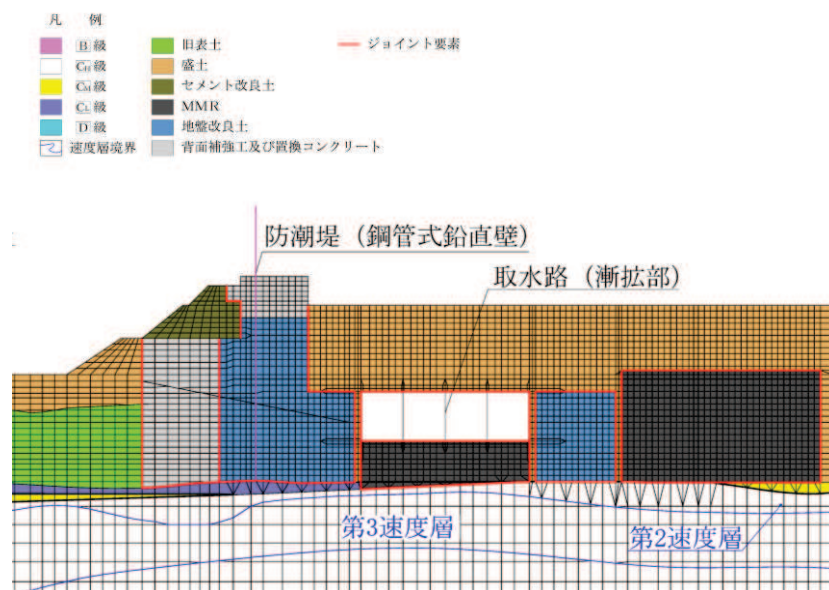


図 3-10 ジョイント要素の配置

3.2.7 材料特性の設定

鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素であるM- ϕ モデルを用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋の非線形性を考慮する。材料の非線形性はコンクリート標準示方書に基づき設定する。

図3-11に鉄筋コンクリート部材におけるM- ϕ 関係のトリリニアモデルを示す。履歴特性は、図3-12に示すとおり修正武田モデルを適用する。M- ϕ モデルに用いるコンクリートの応力-ひずみ関係を図3-13に、鉄筋の応力-ひずみ関係を図3-14に示す。

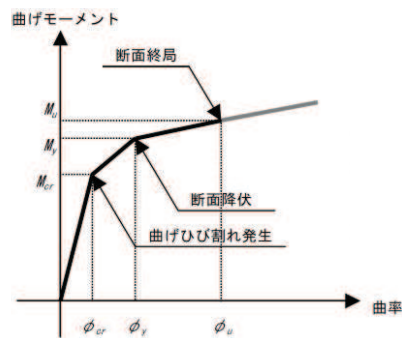


図3-11 鉄筋コンクリート部材のM- ϕ 関係
(土木学会マニュアルより引用)

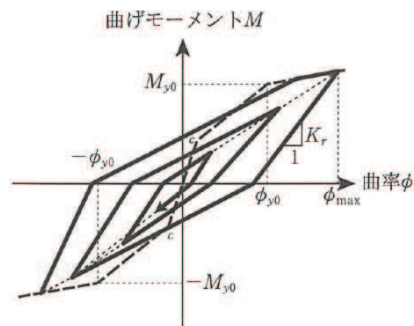


図3-12 鉄筋コンクリート部材の履歴特性（修正武田モデル）
(道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（平成14年3月）より引用)

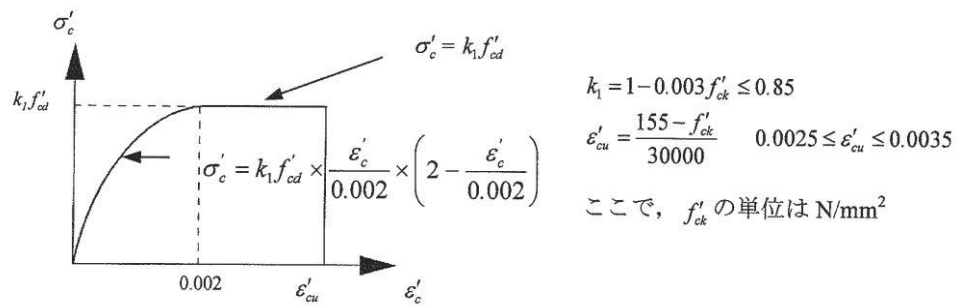


図 3-13 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）
（コンクリート標準示方書より引用）

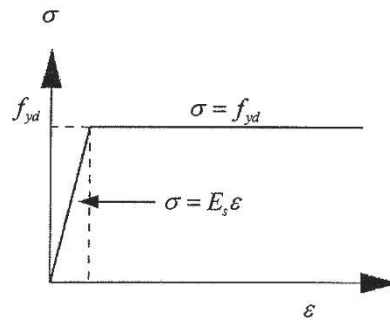


図 3-14 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）
（コンクリート標準示方書より引用）

3.3 減衰定数

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

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰を解析モデル全体に与える。Rayleigh減衰の設定フローを図3-15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

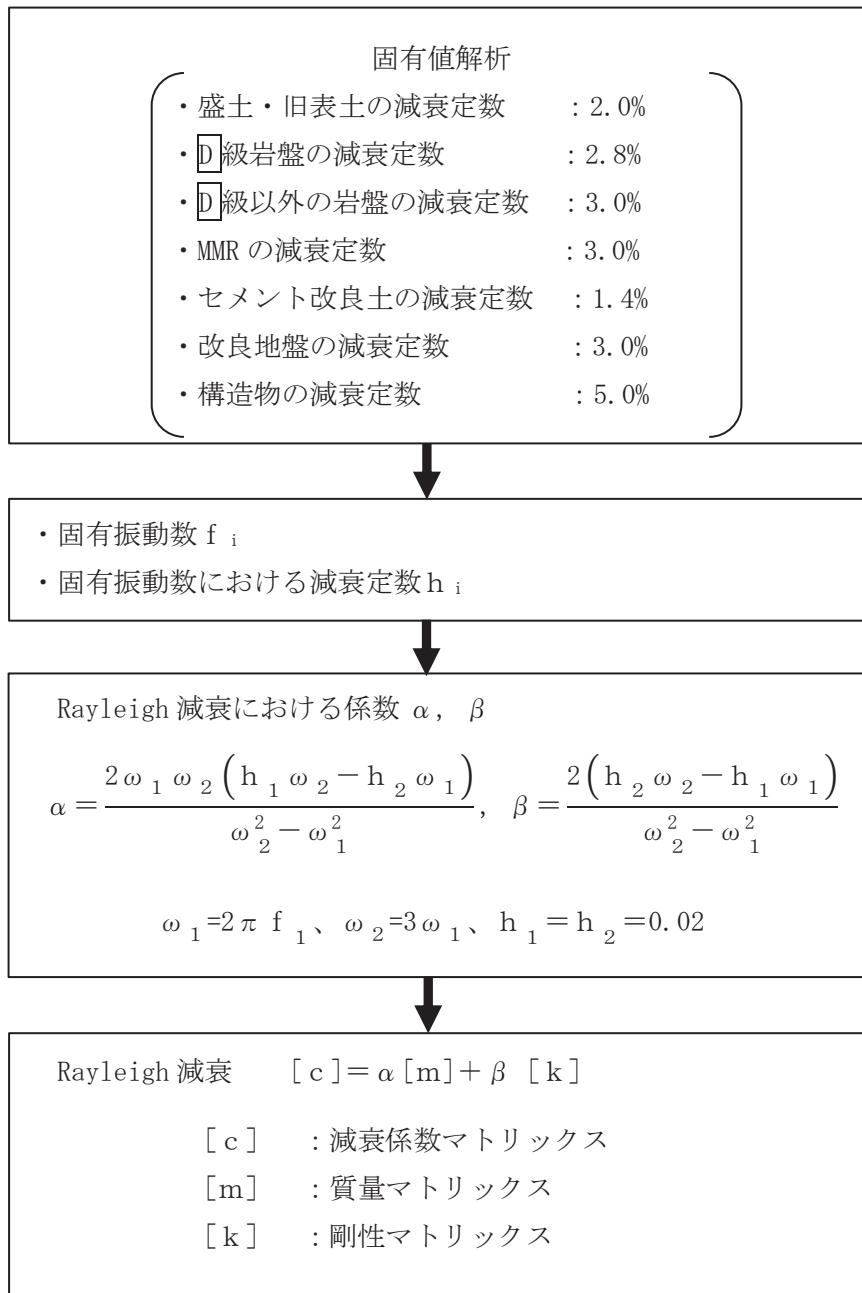


図 3-15 Rayleigh 減衰の設定フロー

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

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

固有値解析結果の一覧を表 3-4 に、固有値解析におけるモード図を図 3-16 に、係数 α , β を表 3-5 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-17 に示す。

表 3-4 固有値解析結果

	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	3.007	9	0	60.94	4.02	1 次として採用
2	3.095	5	0	45.78	-11.23	—
3	3.877	8	0	-54.66	-3.58	—
4	4.644	2	0	24.73	-6.17	—
5	4.889	0	0	0.18	-8.82	—
6	5.276	0	1	-11.85	-19.20	—
7	5.541	6	0	-48.57	4.63	—
8	5.967	0	0	10.70	-7.99	—
9	6.204	1	0	-18.98	-0.65	—
10	6.399	2	0	-29.14	-1.84	—

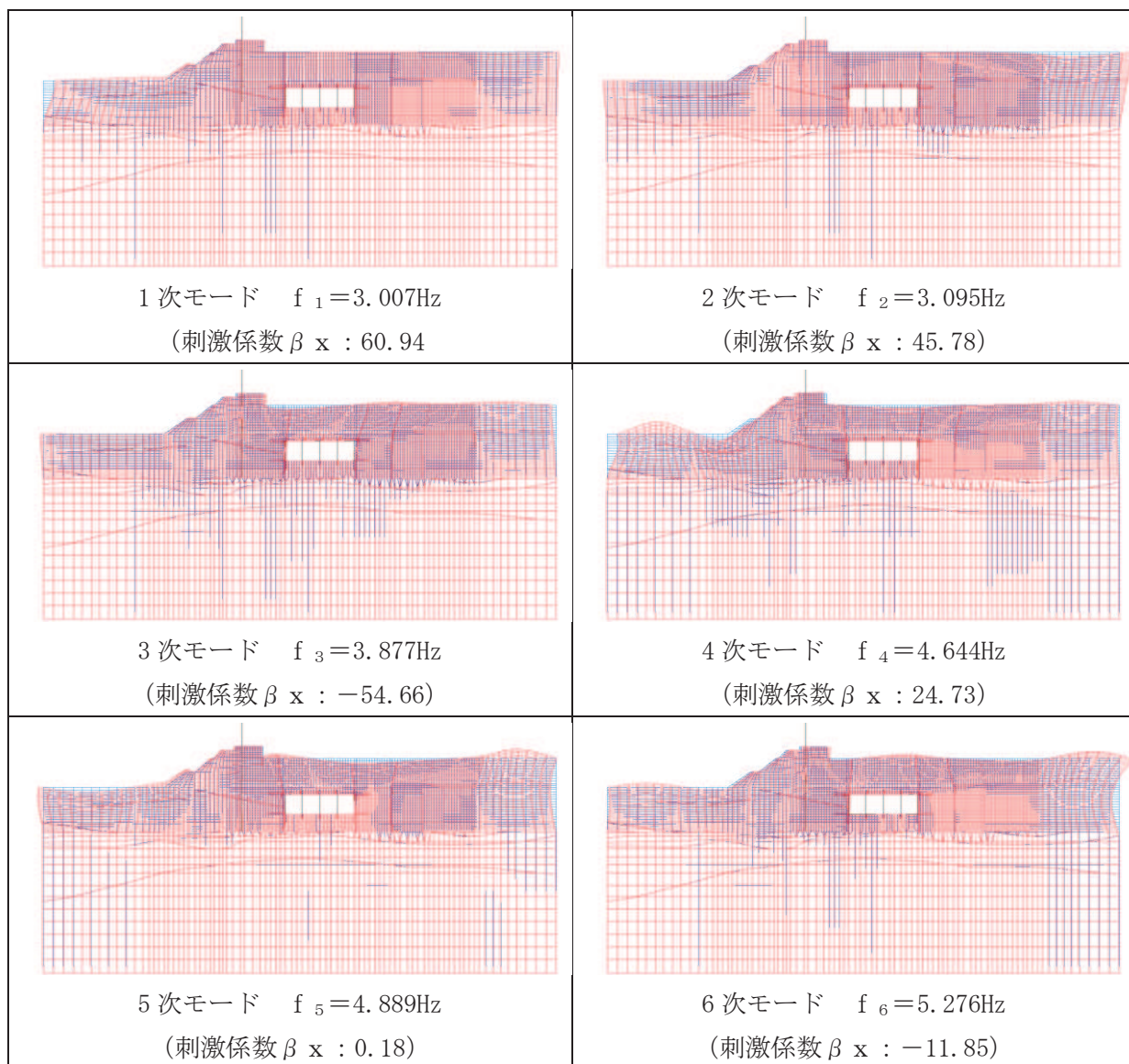


図 3-16(1) 固有値解析結果 (モード図)

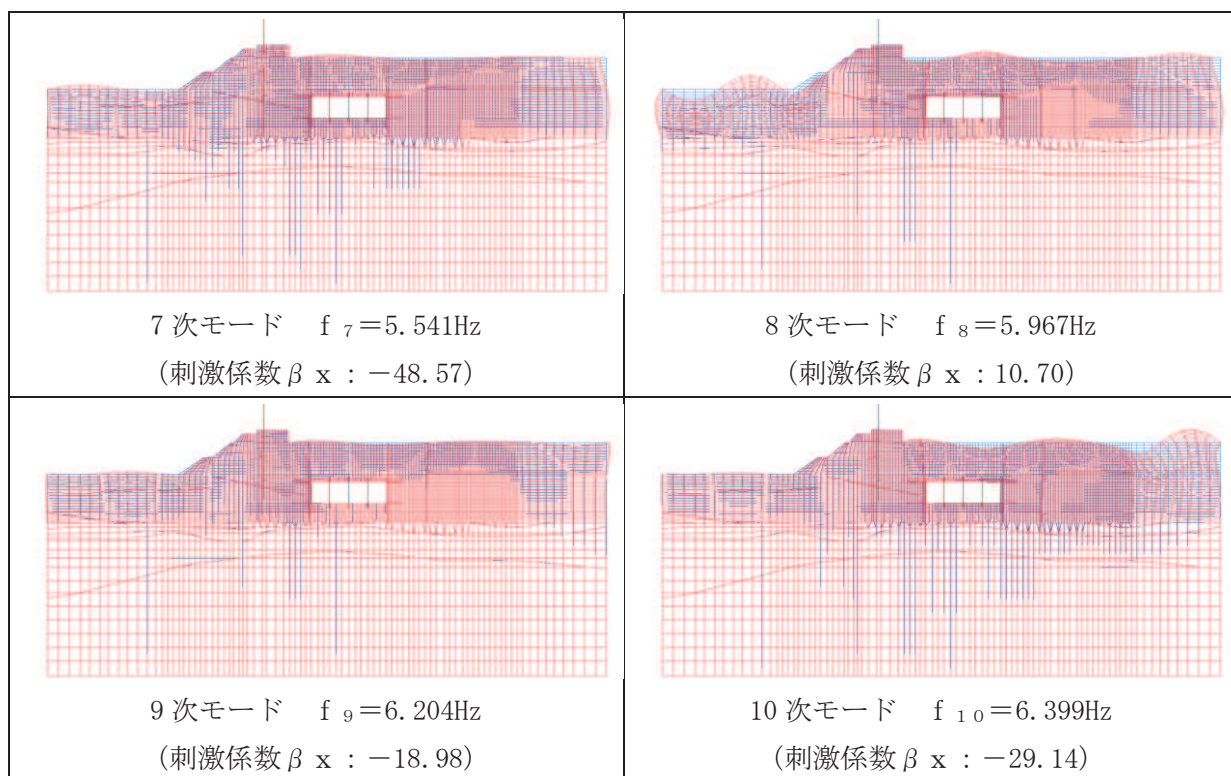


図 3-16(2) 固有値解析結果 (モード図)

表 3-5 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

α	β
5.667×10^{-1}	5.290×10^{-4}

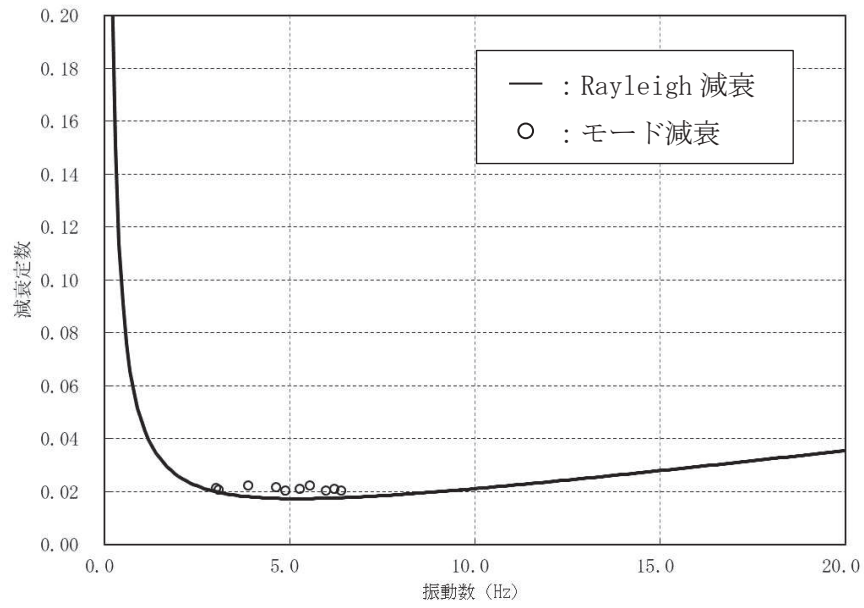


図 3-17 設定した Rayleigh 減衰

3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧及び動水圧による荷重が含まれるものとする。なお、取水路（漸拡部）には荷重として考慮すべき機器・配管は存在しない。

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

荷重の組合せを表 3-6 に示す。

表 3-6 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・配管は存在しないことから考慮しない。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○ ・朔望平均満潮位 (O. P. +2.43m*) に応じた静水圧を設定する。
偶発荷重 (地震荷重)	積載荷重		○ ・地表面に考慮する。
	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	○	
動水圧		○ ・水位条件及び密度は、永久荷重のうち内水圧と同様とする。 ・地震時動水圧を付加質量により考慮する。	

注記*：東北地方太平洋沖地震による約 1m の沈降を、敷地高さ (O. P. +14.8m) を固定とし朔望平均満潮位を O. P. +1.43m から O. P. +2.43m とすることにより考慮する。

3.4.1 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、「2.6 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。

なお、海側に設定している地下水の密度について、海水の密度は $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ であるが、地表面には余裕を見込んだ積載荷重 ($4.9\text{kN}/\text{m}^2$) を考慮していることから、敷地全体で $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ として設定する。

外水圧図を図3-18に示す。

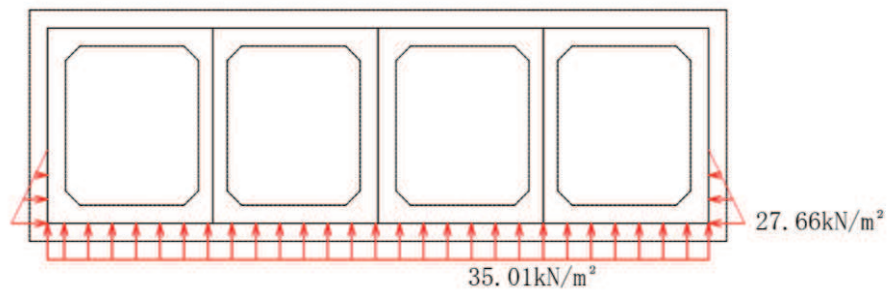


図3-18 外水圧図

3.4.2 内水圧

取水路（漸拡部）の内部には、朔望平均満潮位 O.P. +2.43m* を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。

設定の際は、海水の密度として、 $1.03\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

内水圧図を図3-19に示す。

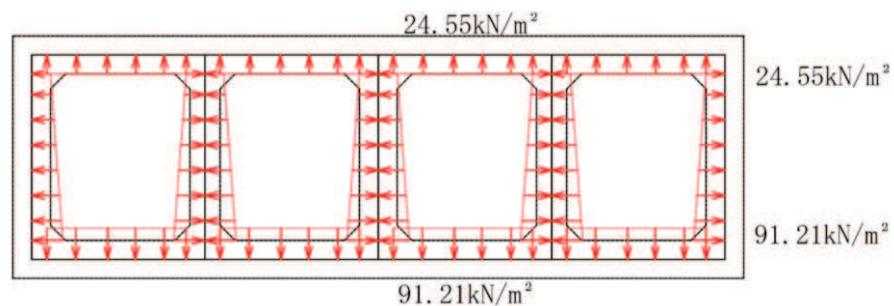


図3-19 内水圧図

注記*：東北地方太平洋沖地震による約1mの沈降を、敷地高さ (O.P. +14.8m) を固定とし朔望平均満潮位を O.P. +1.43m から O.P. +2.43m とすることにより考慮する。

3.4.3 積載荷重

地震時に取水路（漸拡部）に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として、地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

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

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

3.5 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

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

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表 3-9 に示すケース①）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 3-9 に示すケース②及び③）について確認を行う。

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

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表 3-9 に示すケース④）。

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

取水路（漸拡部）における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 f'_{ck} の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。取水路（漸拡部）の実強度及びヤング係数を表 3-7 及び表 3-8 に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表 3-9 に示す。

表 3-7 取水路（漸拡部）の実強度及びヤング係数

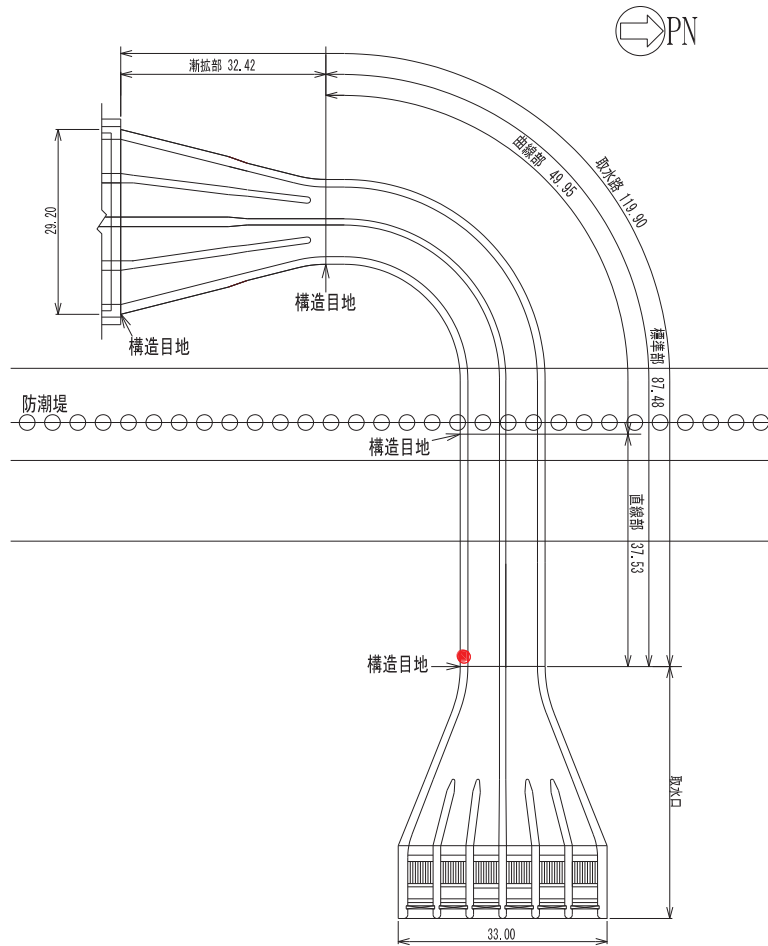
実強度*	ヤング係数
49.1N/mm ²	32.8kN/mm ²

注記*：取水路のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-8 に示す。

表 3-8 取水路のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
側壁	2012	3	54.4	45.4	33.9	32.1

注記*：コア採取位置は図 3-20 に示す。



●：コア採取位置（側壁，2012年）

図 3-20 コア採取位置図

表 3-9 耐震評価における解析ケース

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

注記*: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-7 に示すとおりとする。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

取水路（漸拡部）の耐震安全性評価においては、基準地震動 S_s （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波を用いてケース①（基本ケース）を実施する。

上記のケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、図3-21に示すケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-10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3-22に示す。

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

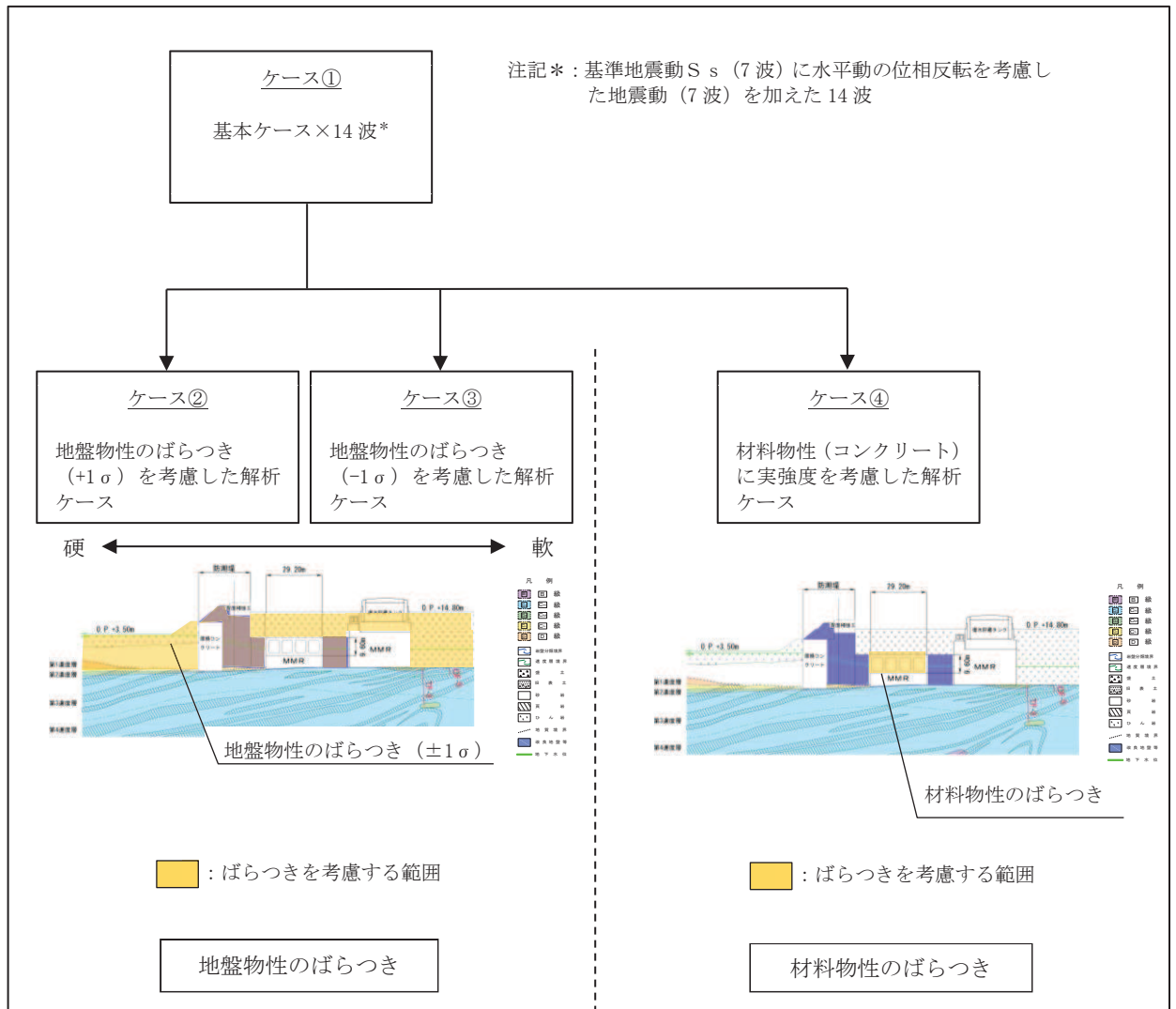


図 3-21 耐震評価における解析ケース

表 3-10 取水路（漸拡部）の耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地震動（位相）	S _s -D1	++*1	○	【追加解析ケースについて】 基準地震動 S _s （7波）に水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全 14 波に対し、全応力解析による基本ケース①を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊、基礎地盤の支持力照査の各照査項目に照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いてケース②～④を実施する。すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。	
		-+*1	○		
	S _s -D2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -D3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F1	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F2	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -F3	++*1	○		
		-+*1	○		
	S _s -N1	++*1	○		
		-+*1	○		

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

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

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

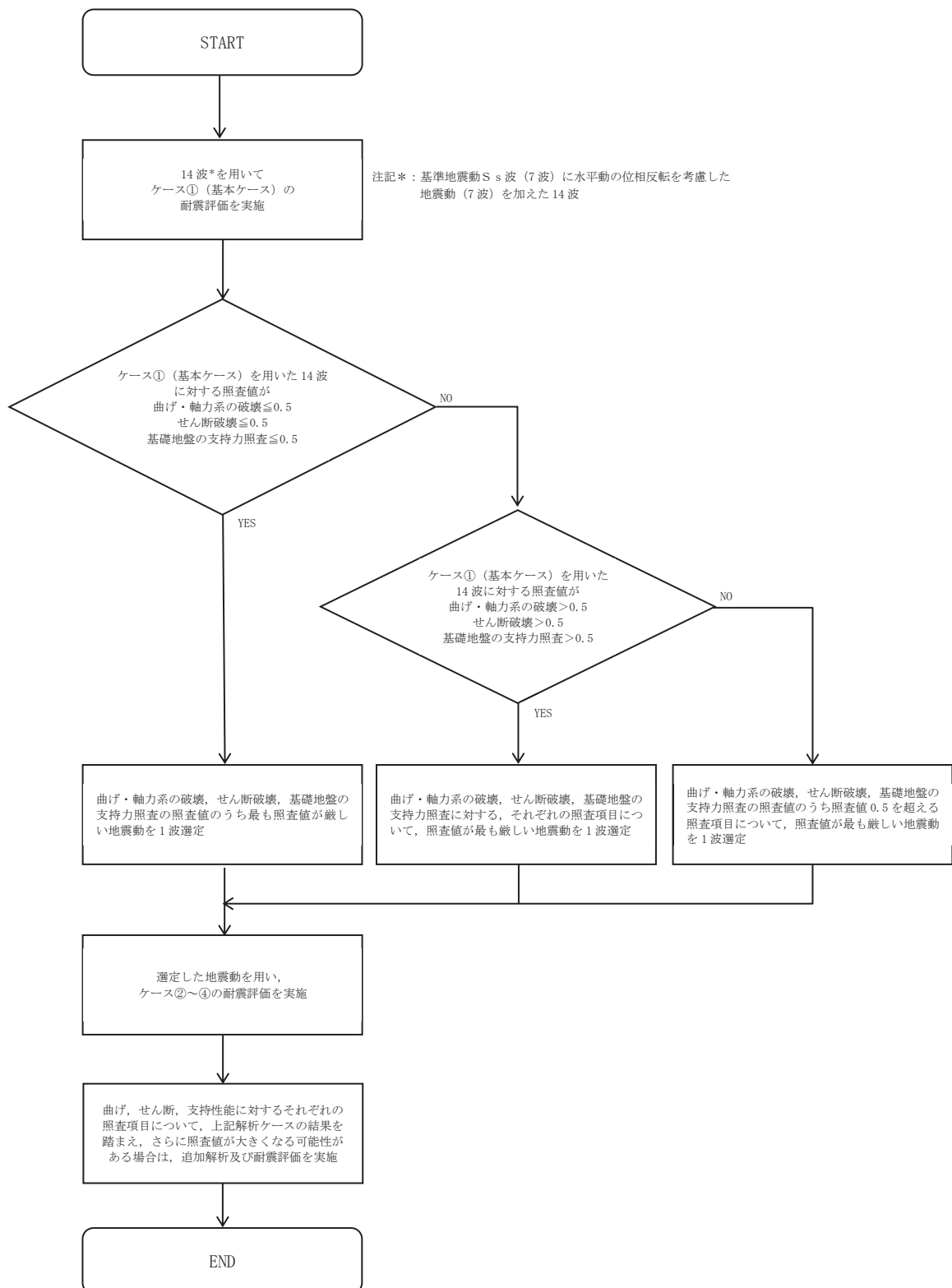


図 3-22 追加解析を実施する地震動の選定フロー

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

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

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

図4-1に入力地震動算定の概念図を、図4-2～図4-15に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「Ark Quake Ver. 3.10」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

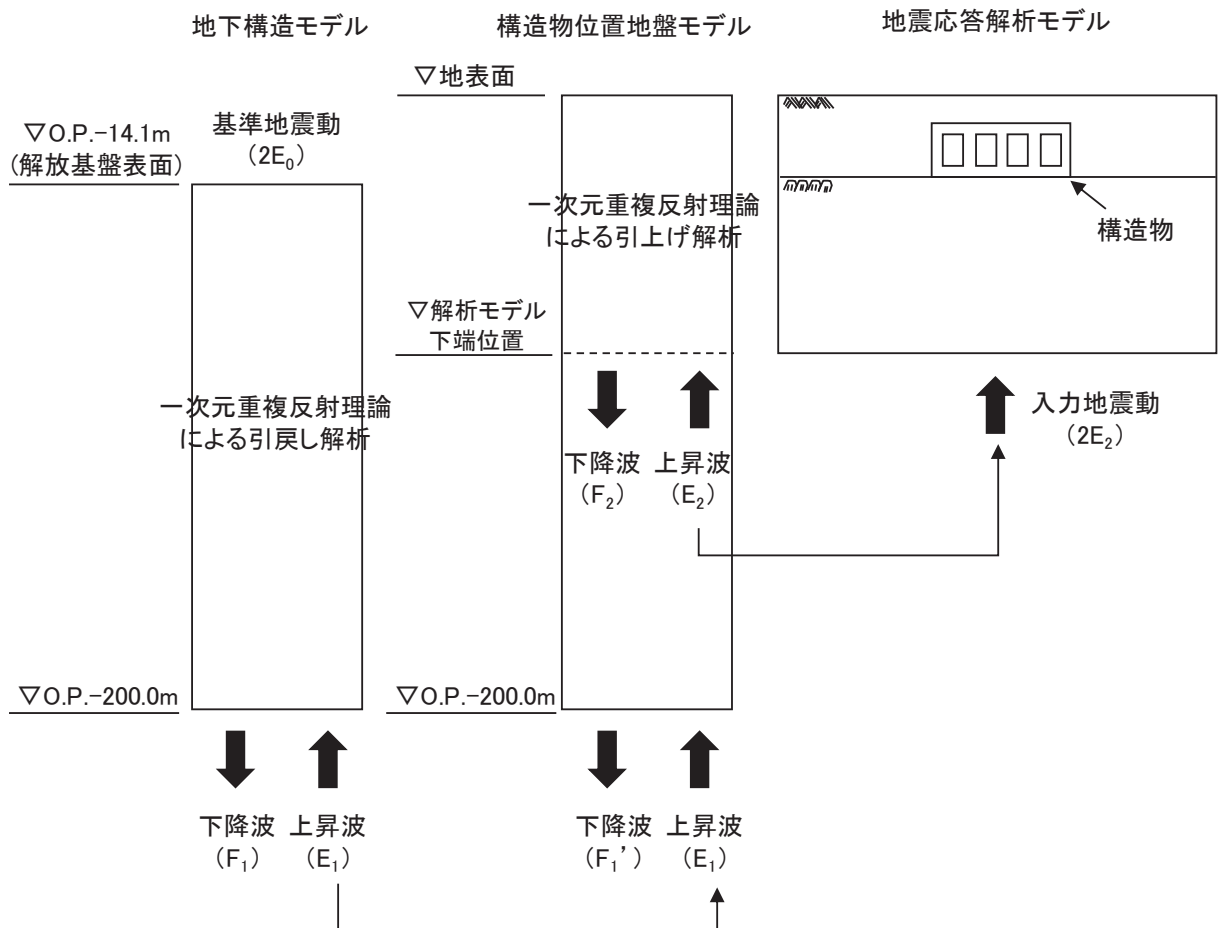
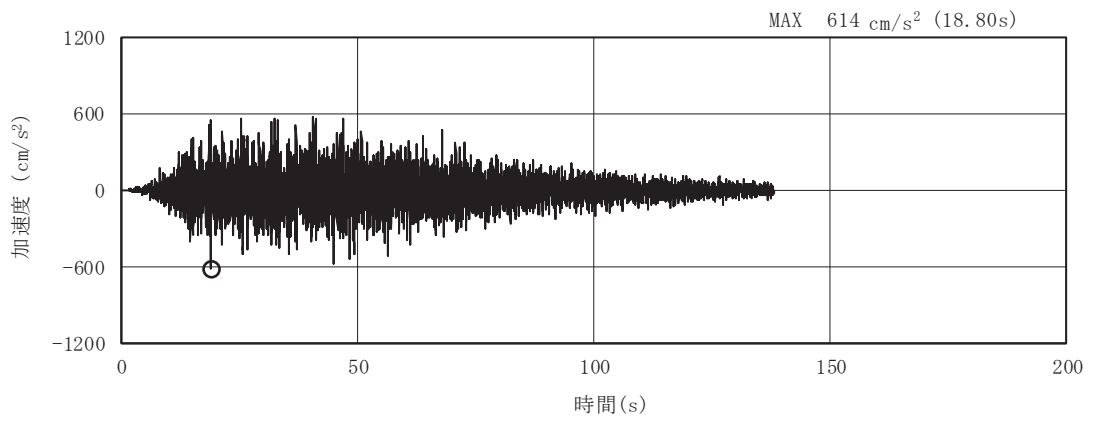
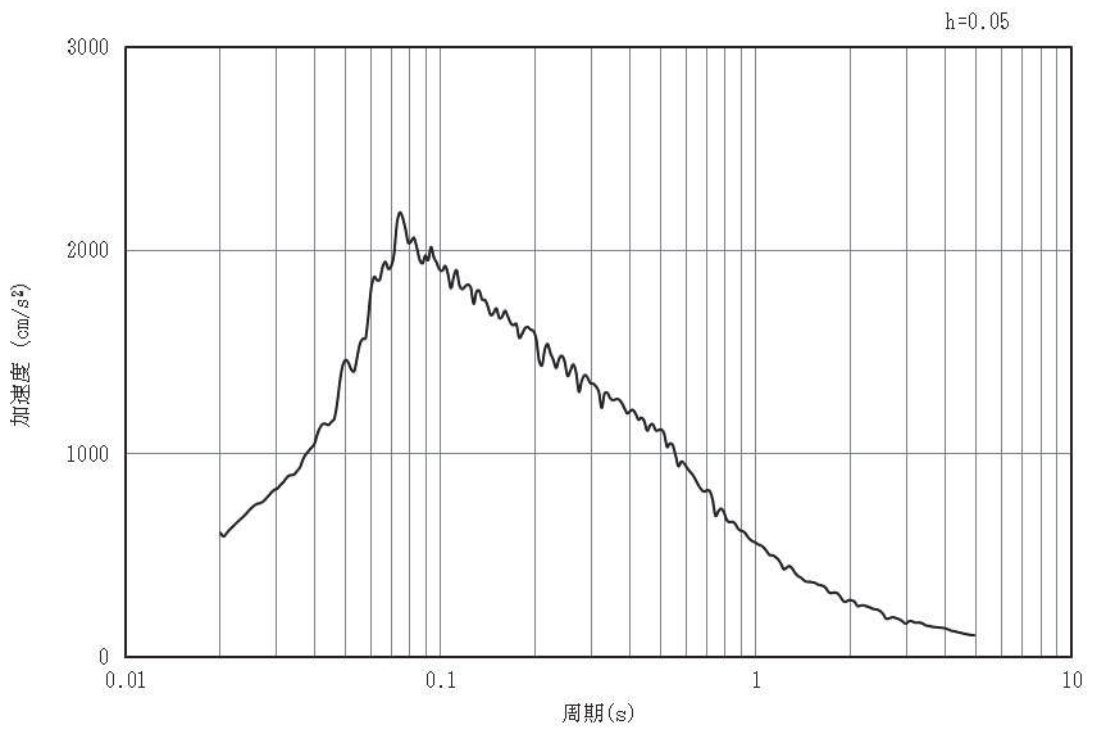


図 4-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動 S_s ）

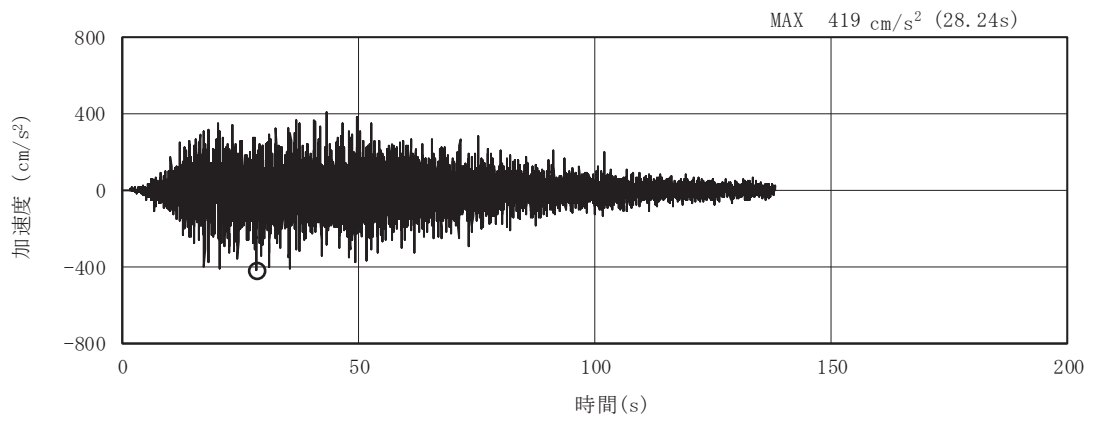


(a) 加速度時刻歴波形

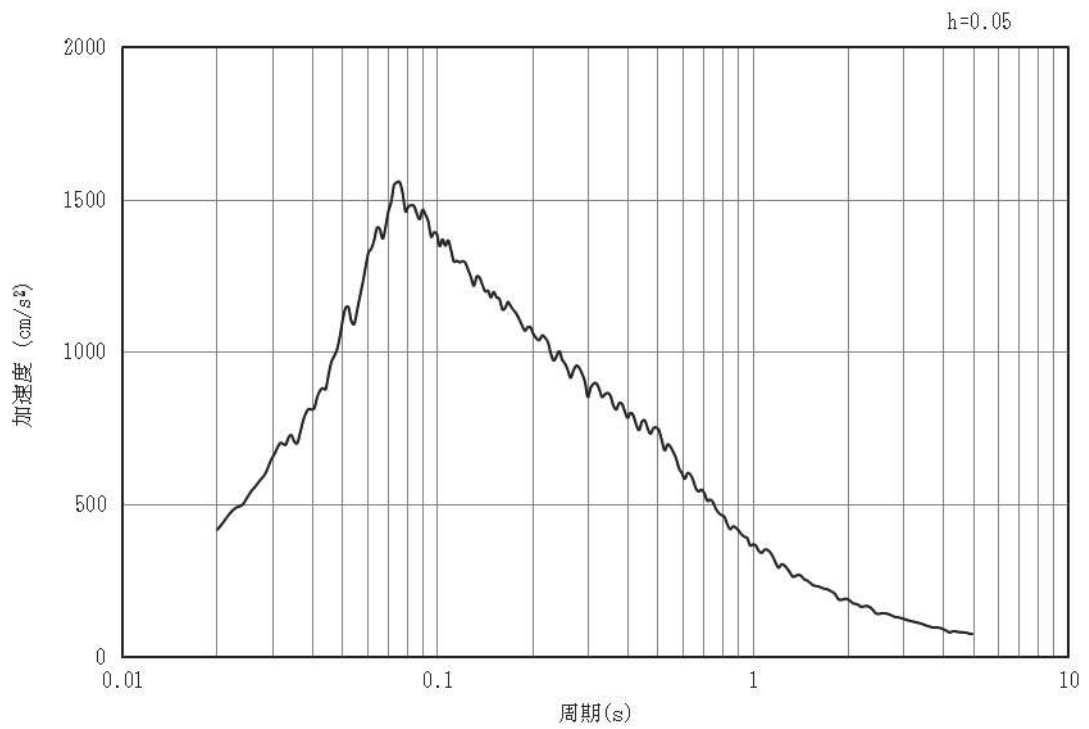


(b) 加速度応答スペクトル

図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 1)

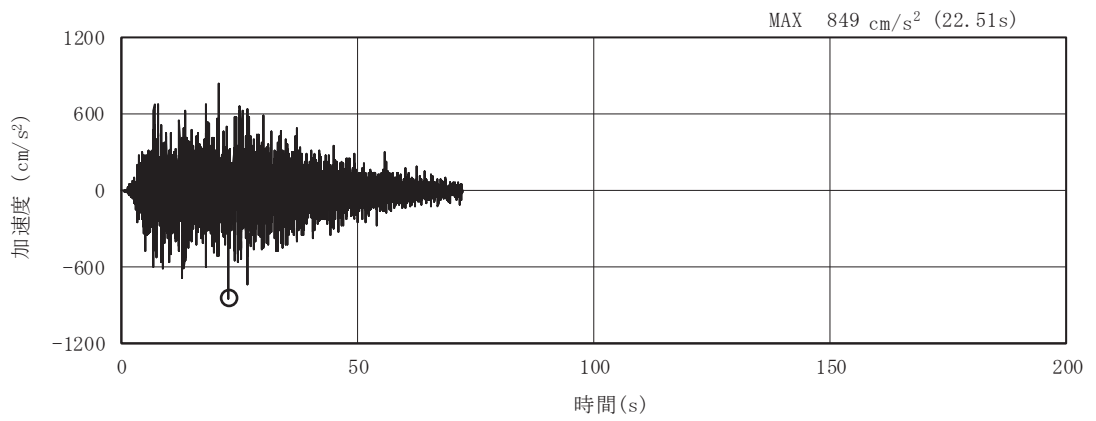


(a) 加速度時刻歴波形

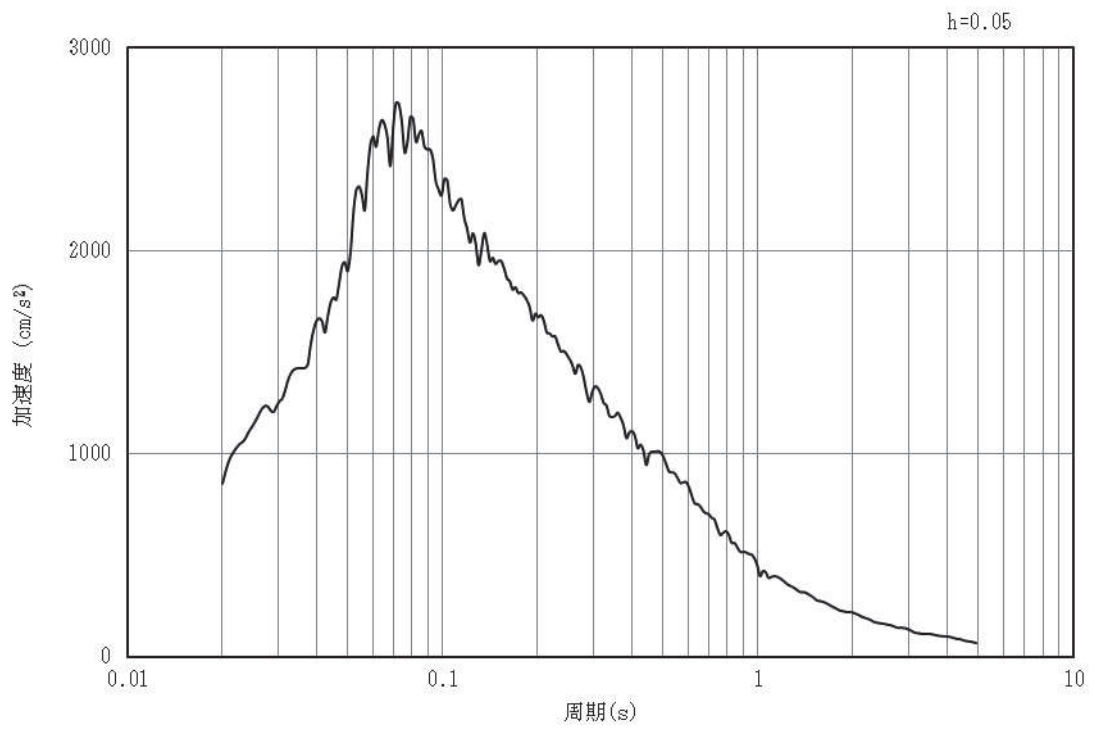


(b) 加速度応答スペクトル

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 1)

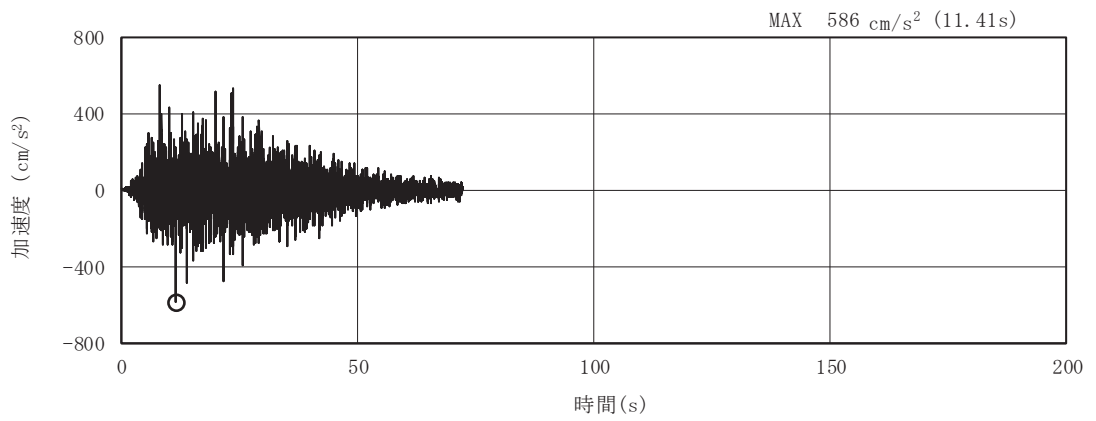


(a) 加速度時刻歴波形

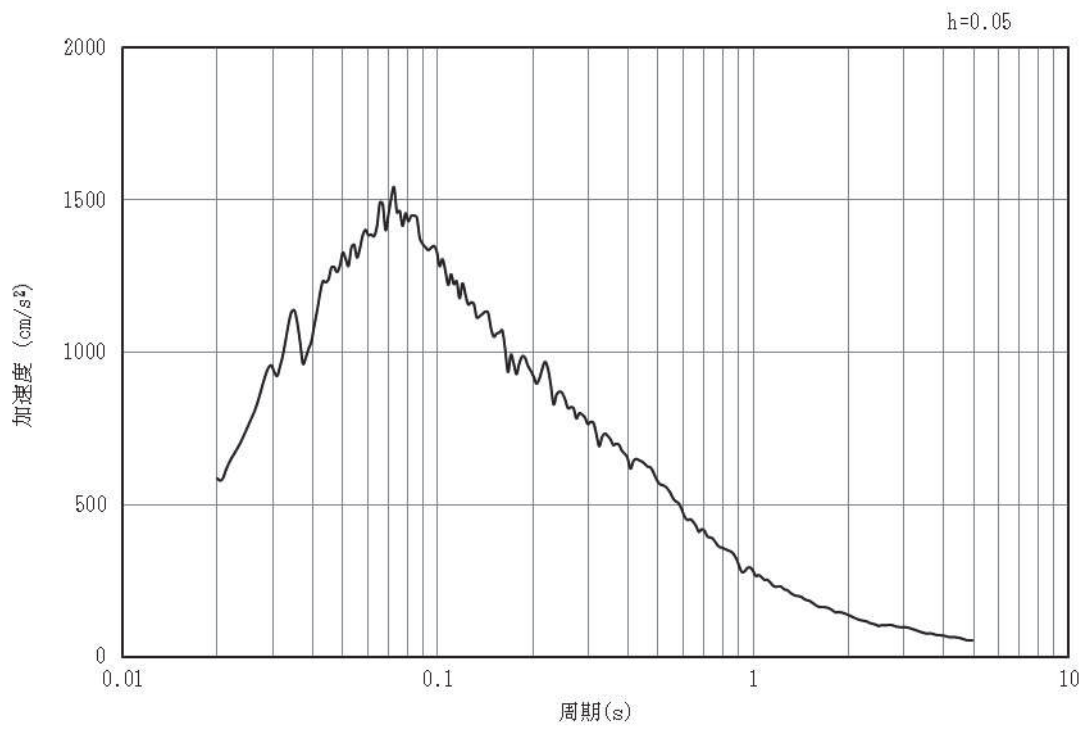


(b) 加速度応答スペクトル

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 - D 2)

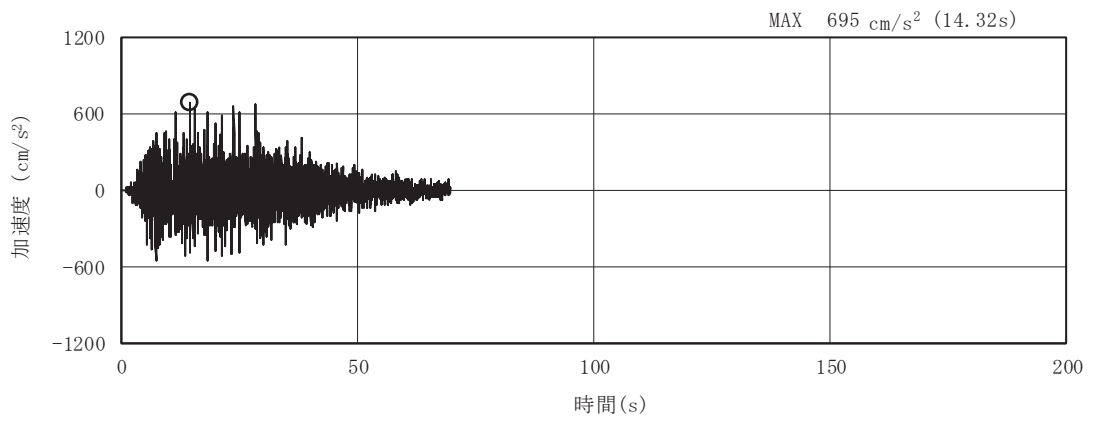


(a) 加速度時刻歴波形

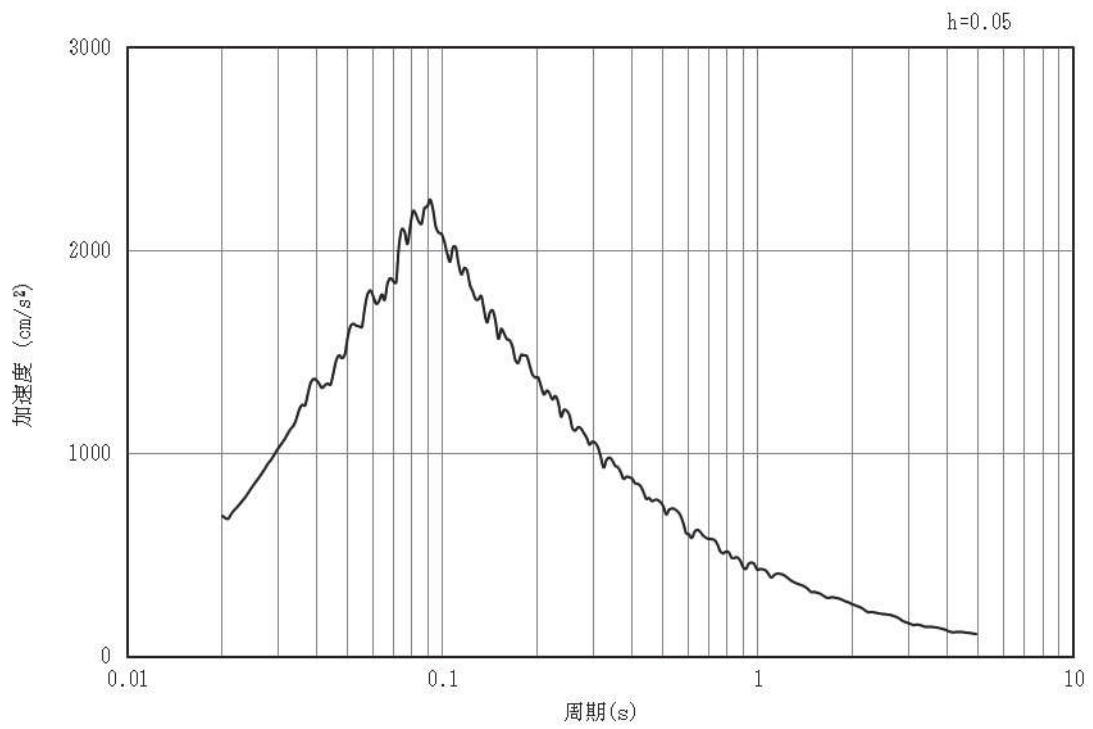


(b) 加速度応答スペクトル

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 - D 2)

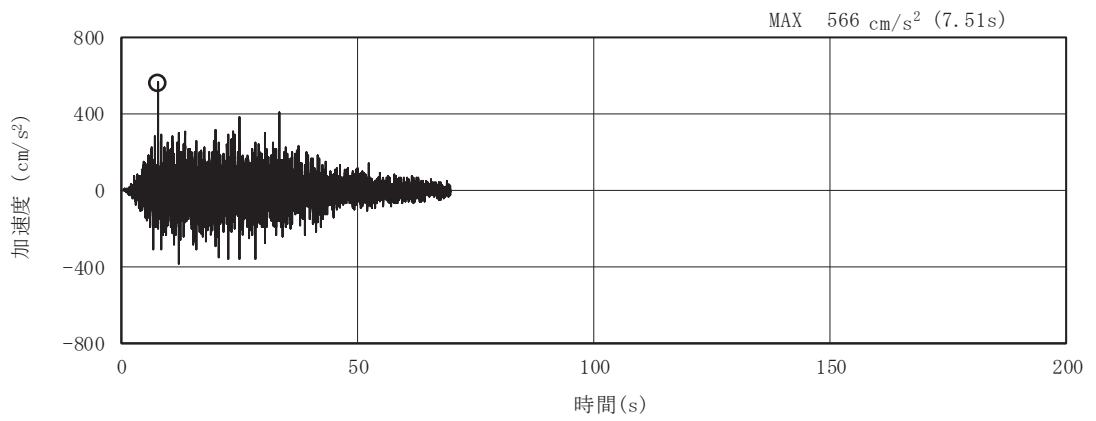


(a) 加速度時刻歴波形

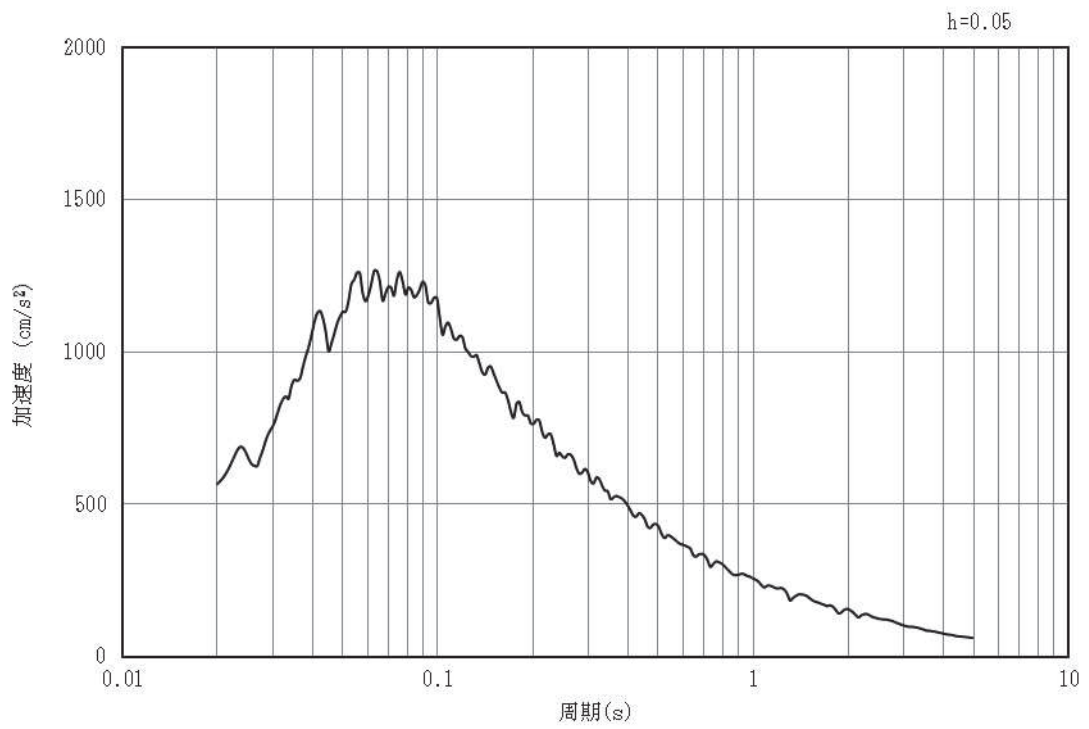


(b) 加速度応答スペクトル

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 - D 3)

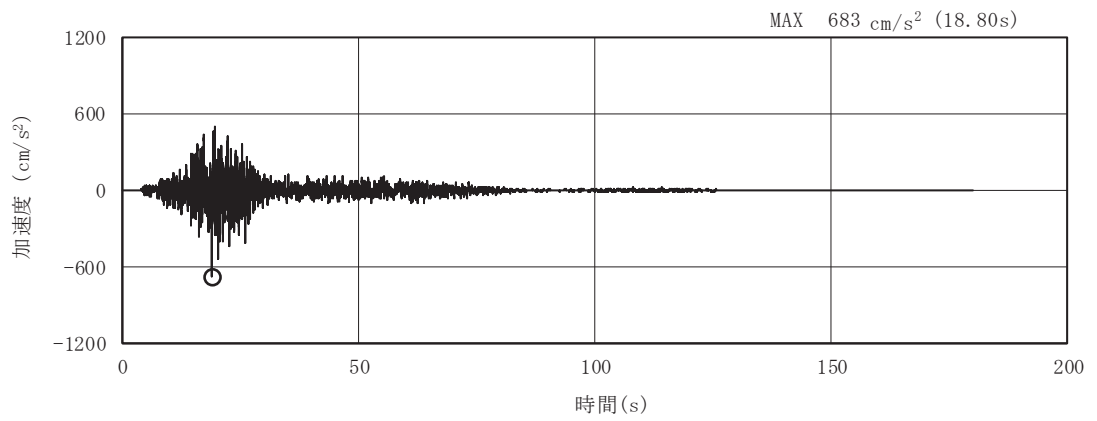


(a) 加速度時刻歴波形

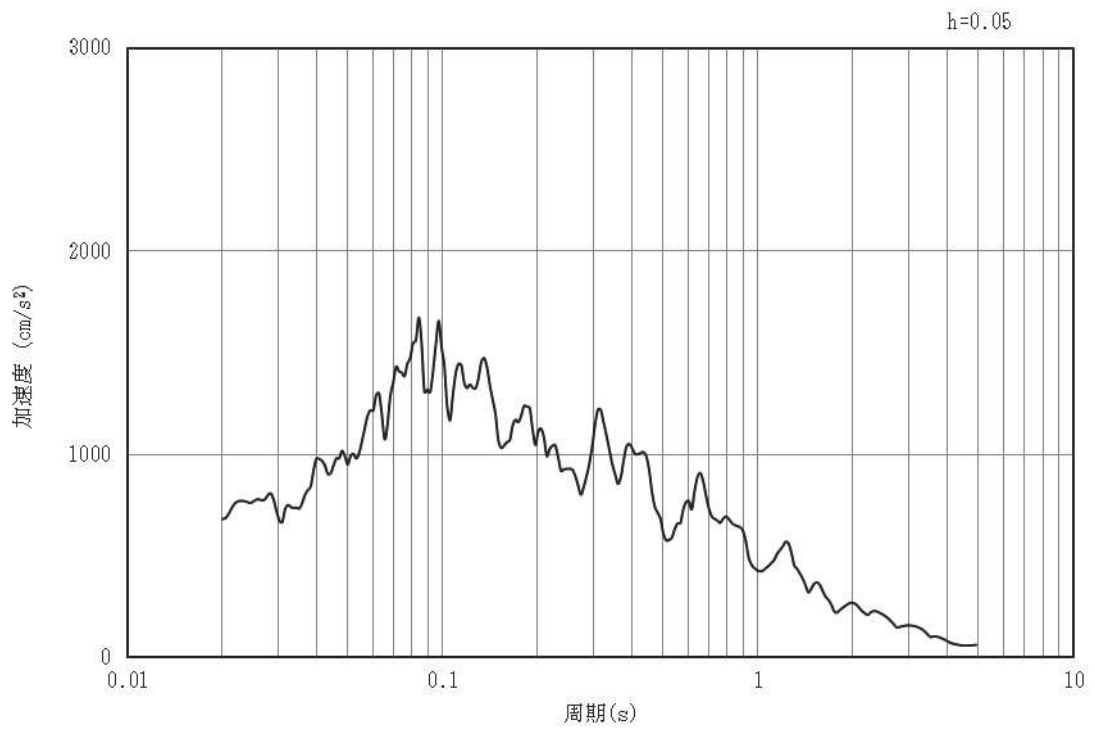


(b) 加速度応答スペクトル

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 - D 3)

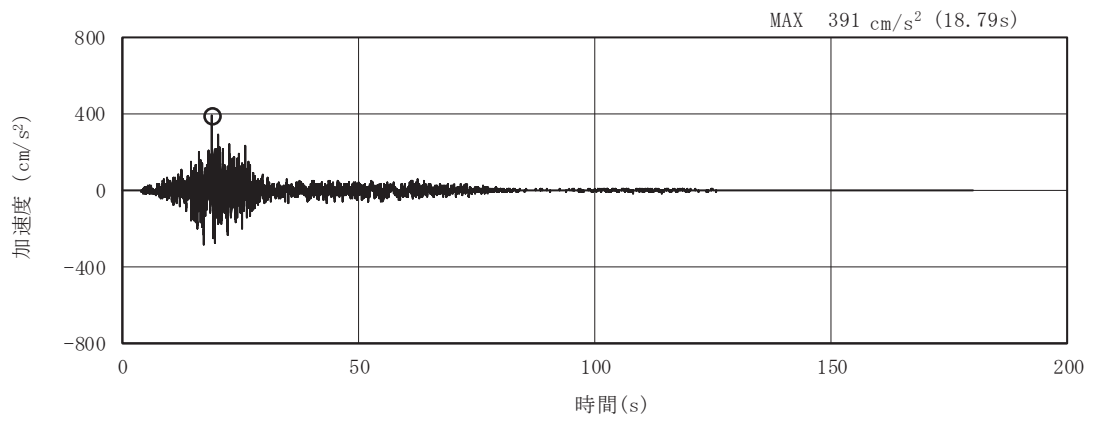


(a) 加速度時刻歴波形

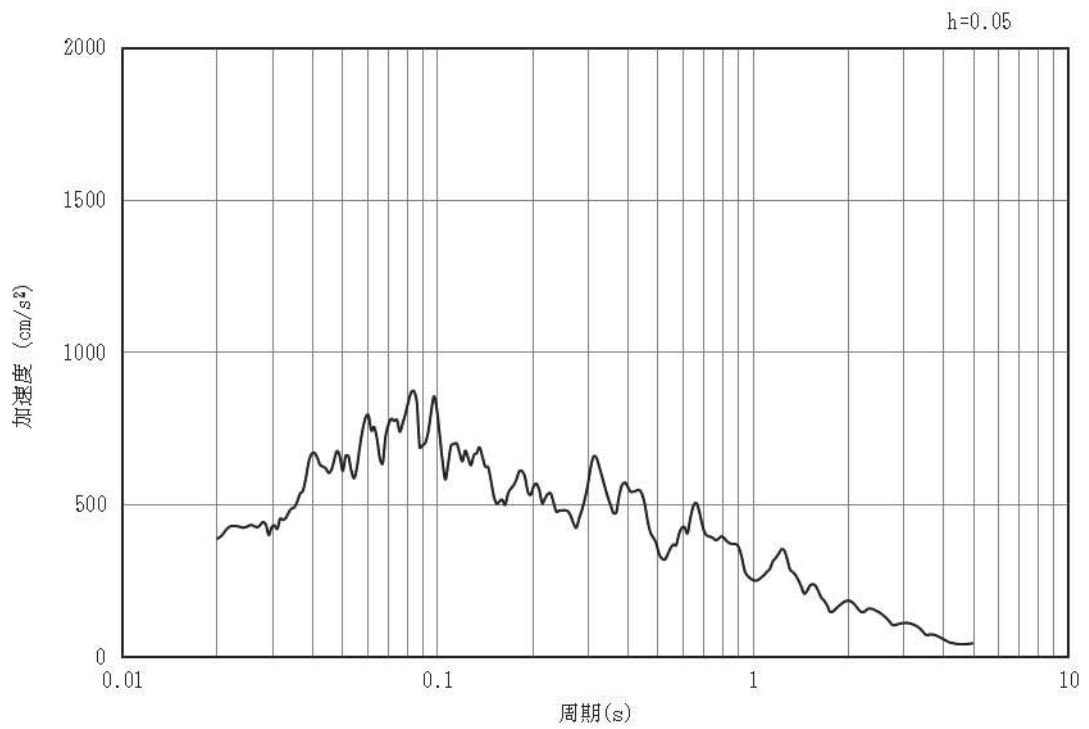


(b) 加速度応答スペクトル

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 - F 1)

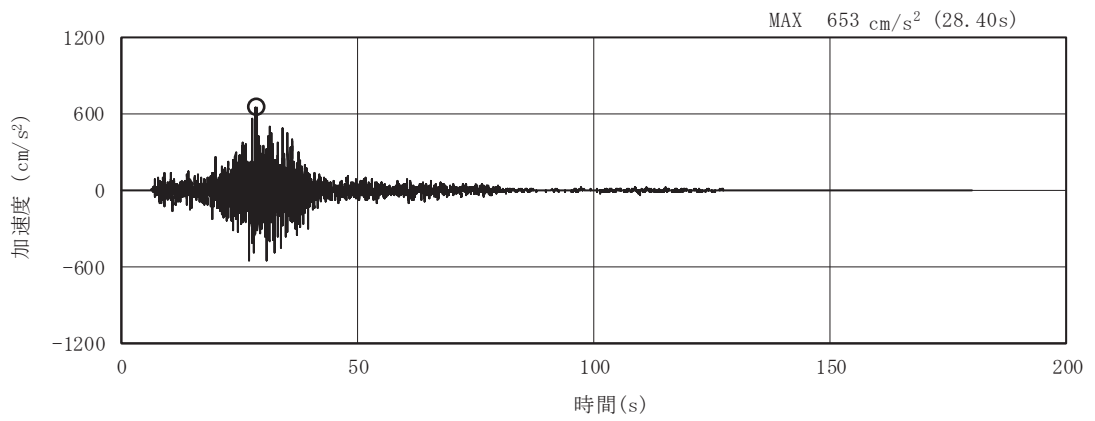


(a) 加速度時刻歴波形

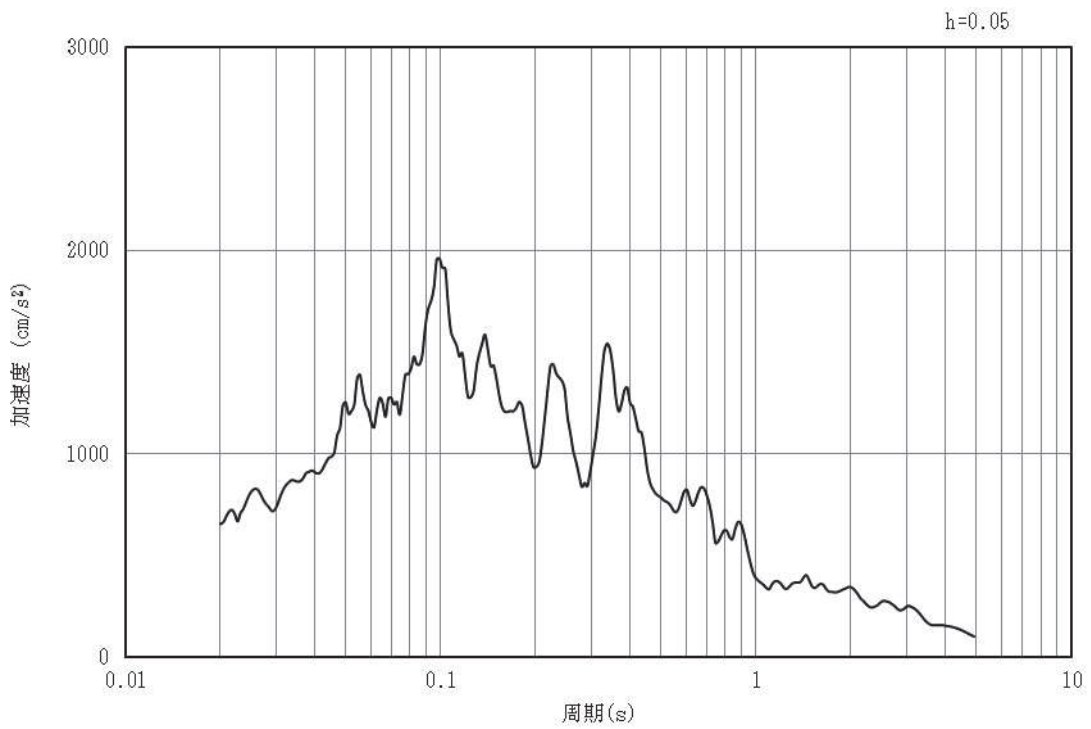


(b) 加速度応答スペクトル

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 - F 1)

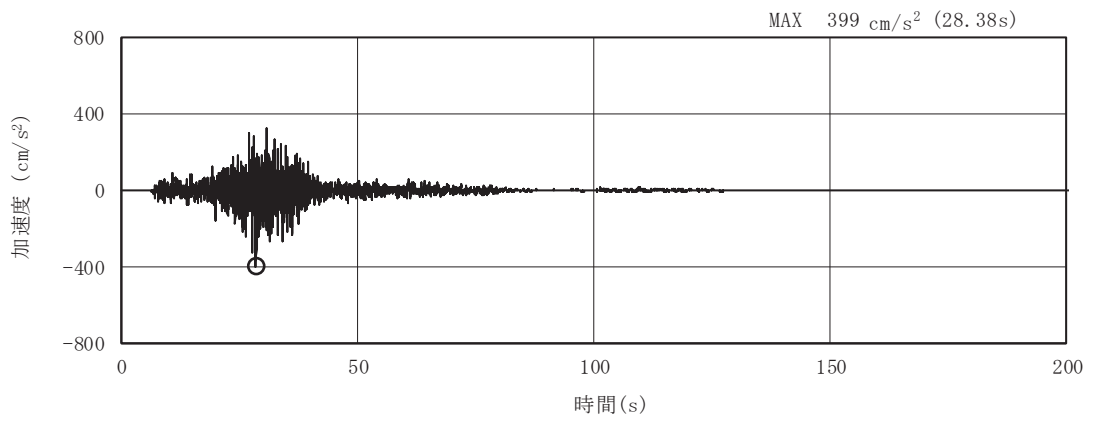


(a) 加速度時刻歴波形

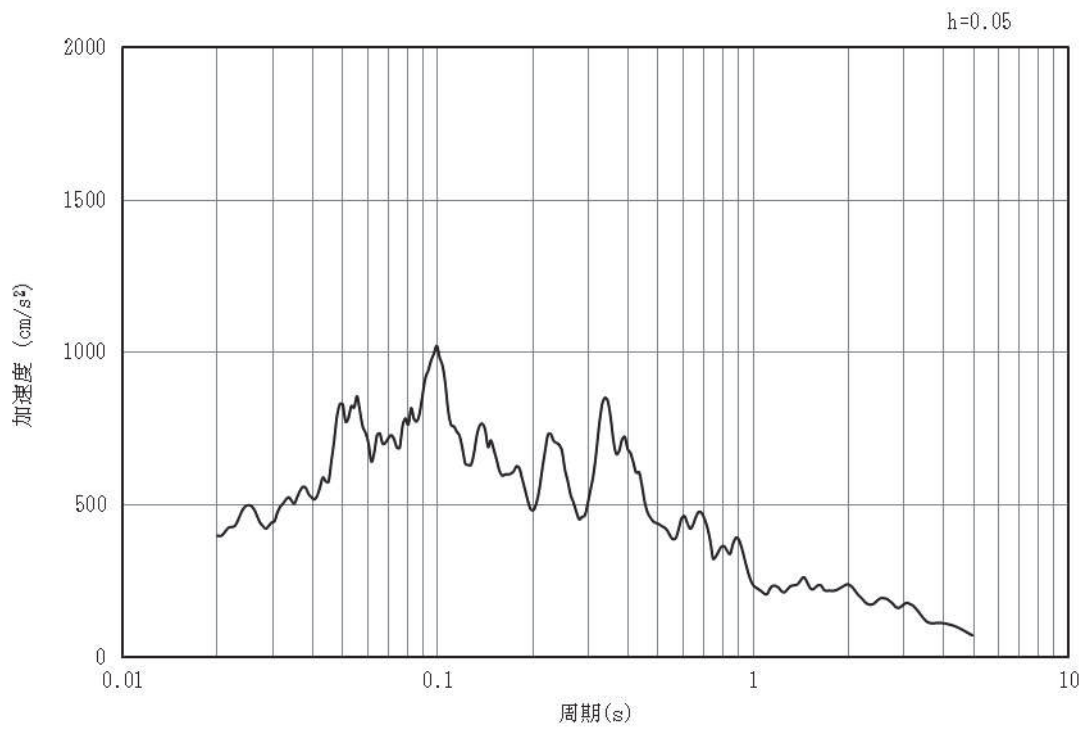


(b) 加速度応答スペクトル

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 - F 2)

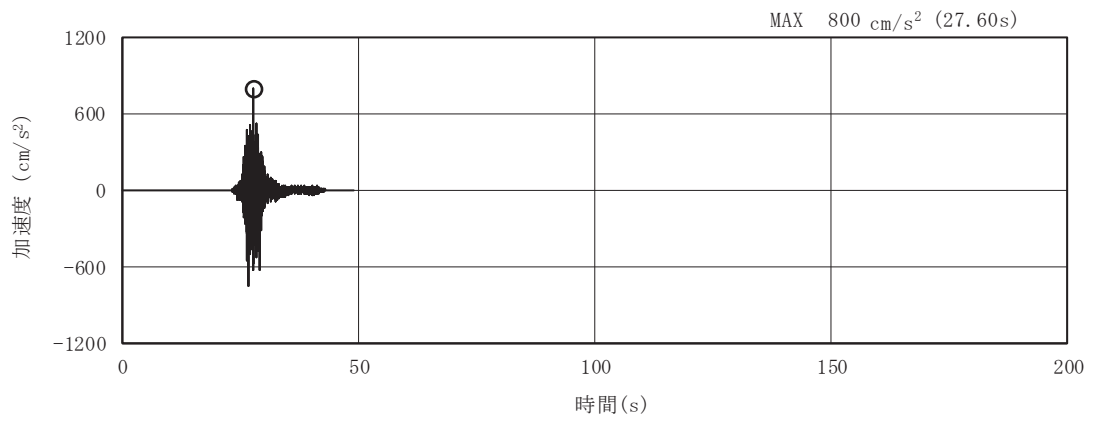


(a) 加速度時刻歴波形

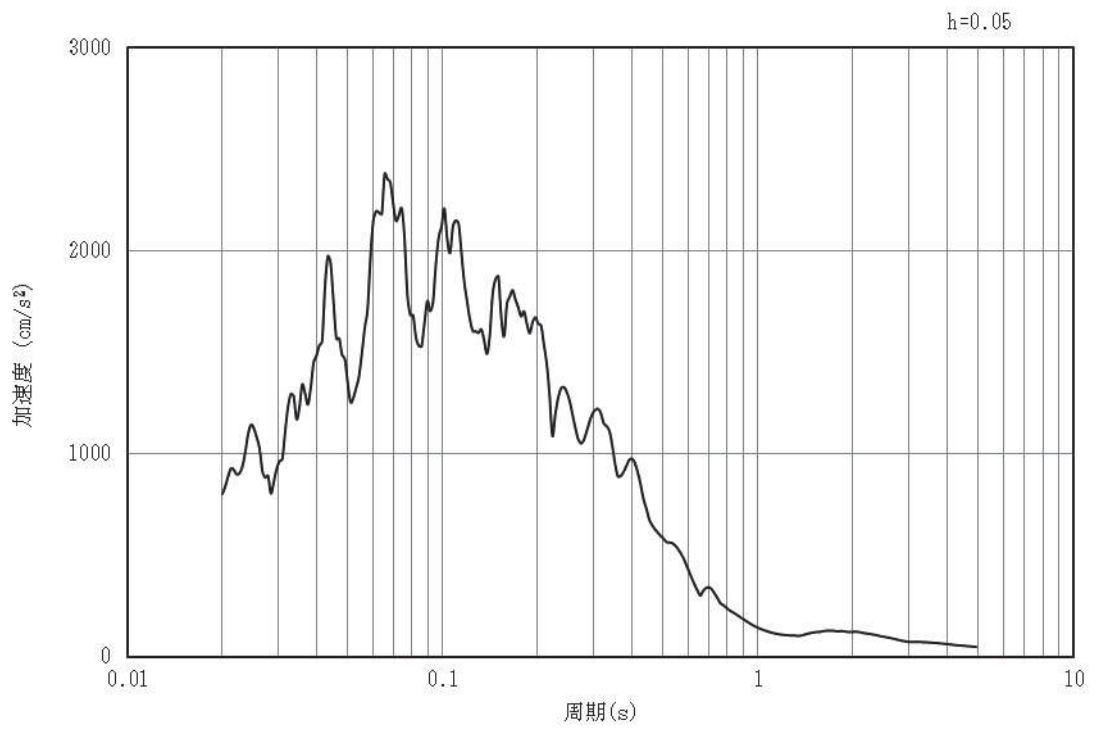


(b) 加速度応答スペクトル

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 - F 2)

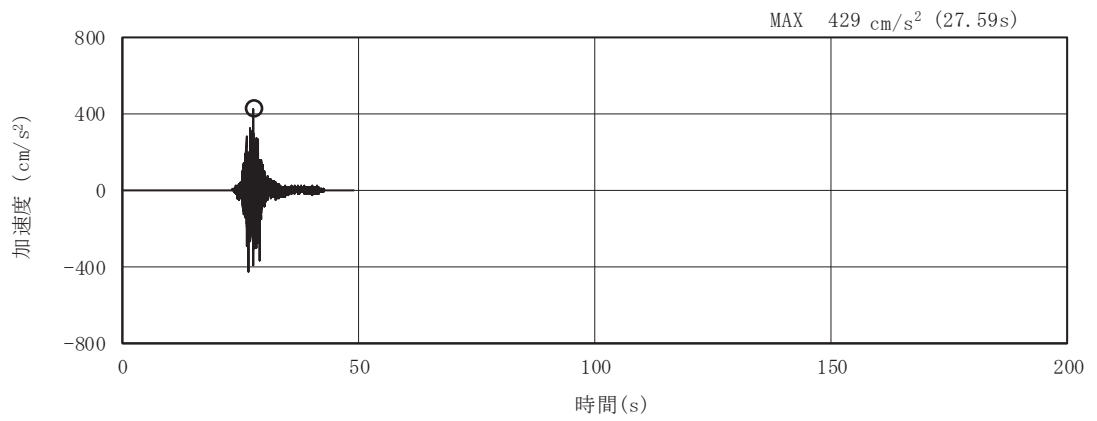


(a) 加速度時刻歴波形

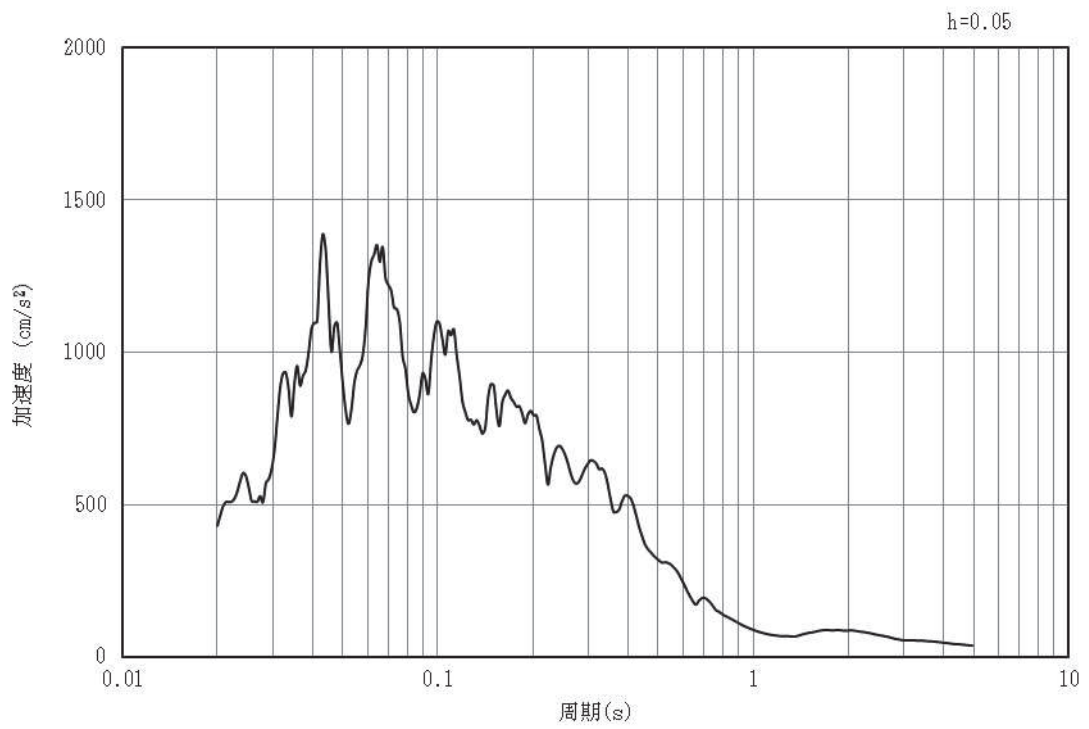


(b) 加速度応答スペクトル

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 - F 3)

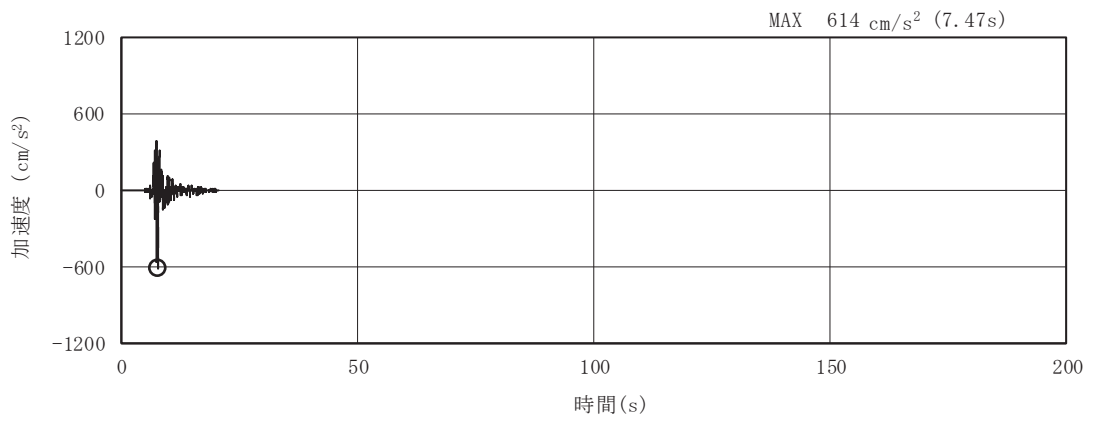


(a) 加速度時刻歴波形

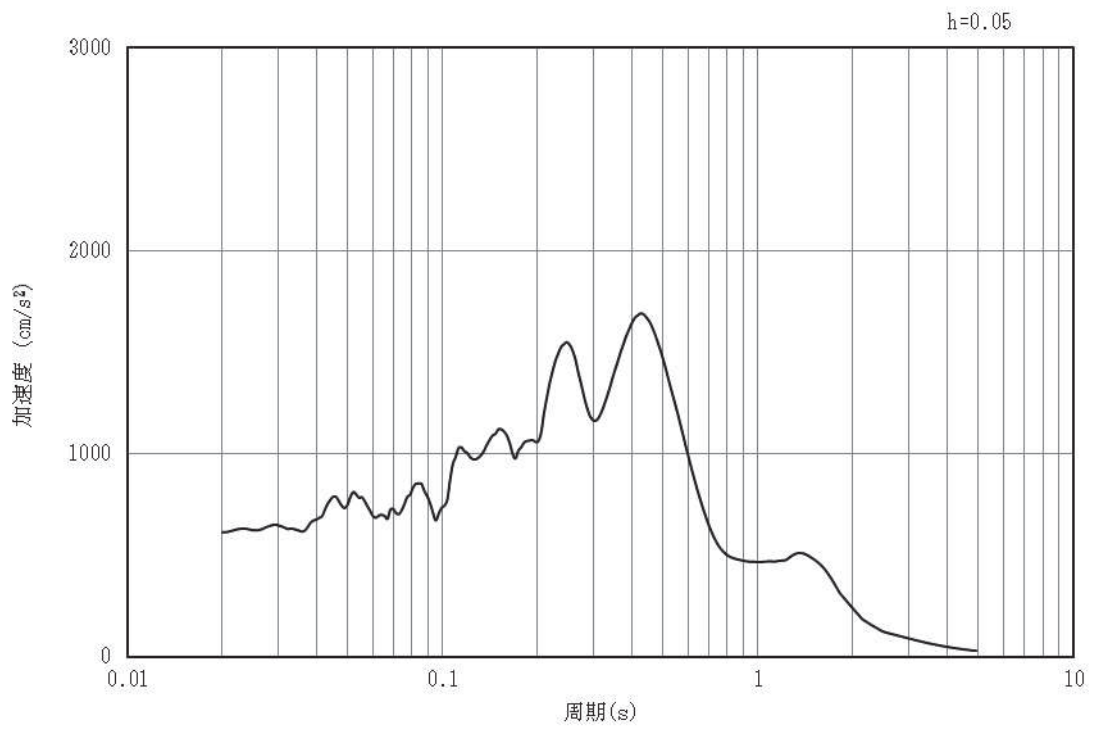


(b) 加速度応答スペクトル

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 - F 3)

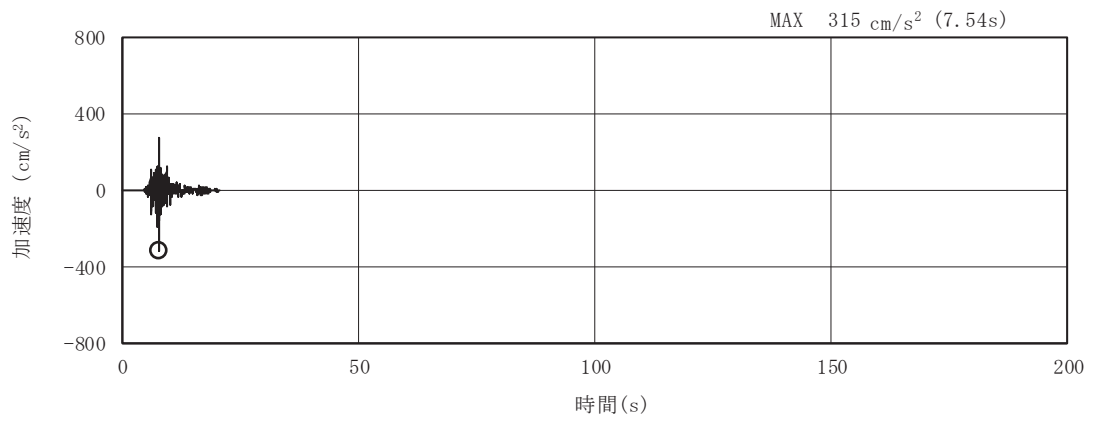


(a) 加速度時刻歴波形

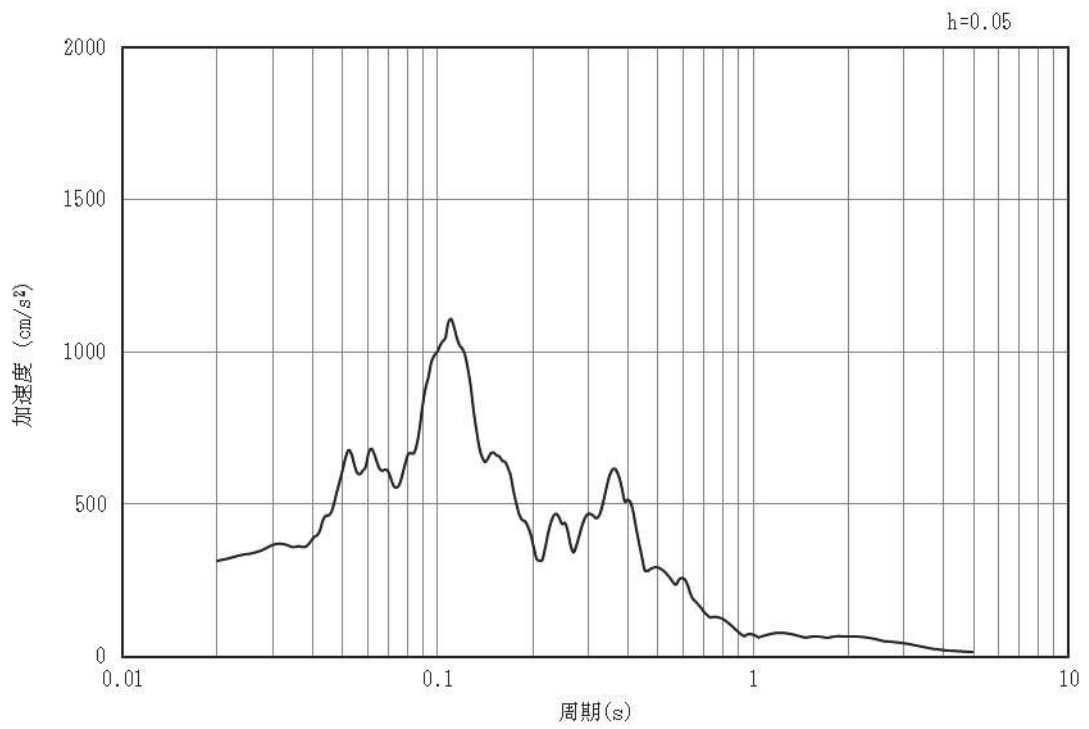


(b) 加速度応答スペクトル

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 - N 1)



(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 - N 1)

4.2 許容限界の設定

4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有すること及び通水機能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許容限界は、土木学会マニュアルに基づき、限界層間変形角（1/100）とする。

曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルではコンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており、層間変形角 1/100 の状態は、かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが、屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性等が確保できるとして設定されたものである。

また、貯水機能を損なわないことの確認においては、鉄筋の降伏を許容限界として図 4-16 に示す降伏曲げモーメントとする。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる照査用層間変形角は、地震応答解析により得られた層間変形角に安全係数（構造解析係数）1.2 を、照査用曲げモーメントは、地震応答解析により得られた曲げモーメントに安全係数（構造解析係数）1.0 を乗じることにより、曲げ・軸力系の破壊に対して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。

また、後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下「CCb 工法」という。）を適用する部材について、CCb 工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、構造部材に発生する曲げモーメントが鉄筋降伏に相当する降伏曲げモーメントを下回ることを併せて確認する。取水路（漸拡部）において CCb 工法を適用する部材を図 4-17 に示す。

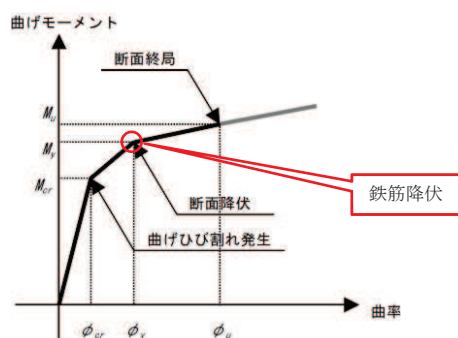


図 4-16 貯水機能を要求する鉄筋コンクリート部材の許容限界

表 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

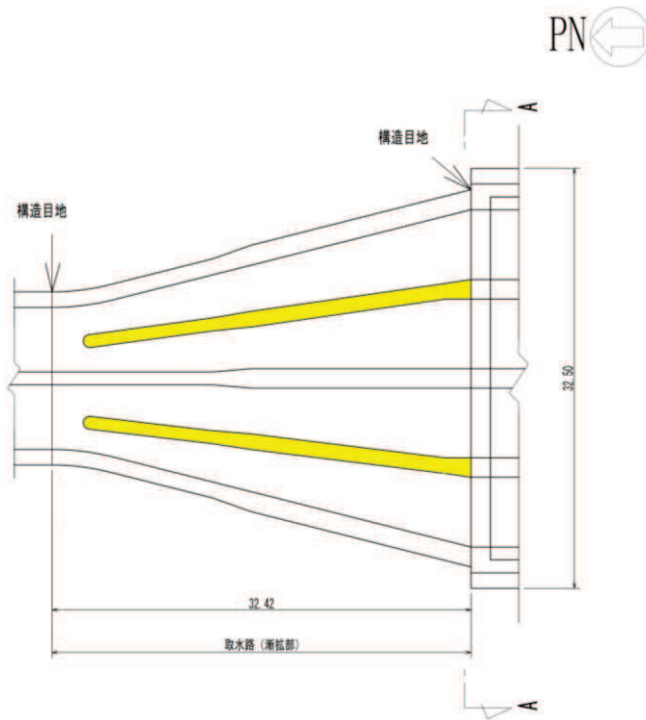
確認項目	許容限界	
構造強度を有すること 通水機能を有すること	限界層間変形角	1/100*1
貯水機能を損なわないこと	曲げモーメント	降伏曲げモーメント*2

注記*1: $\gamma_i \cdot \frac{R_d}{R_L} < 1.0$

ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)
 R_L : 限界層間変形角 (=1/100)
 R_d : 照査用層間変形角 $R_d = \gamma_a \cdot R$
 γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)
 R : 発生層間変形角

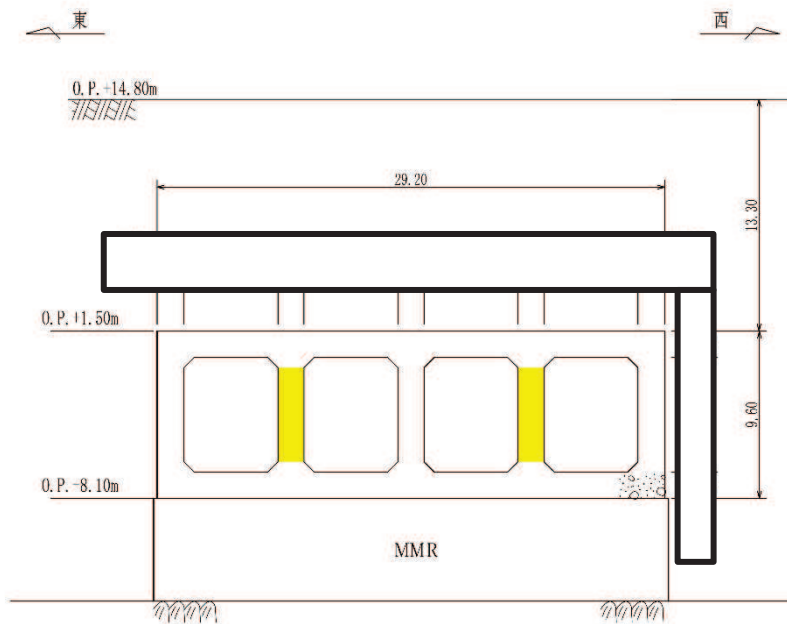
*2: $\gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_y} < 1.0$

ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)
 M_y : 鉄筋降伏に相当する曲げモーメント
 M_d : 照査用曲げモーメント $M_d = \gamma_a \cdot M$
 γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.0$)
 M : 発生曲げモーメント



■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 4-17(1) Ccbによる耐震補強箇所 (平面図) (再掲)



■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 4-17(2) Ccbによる耐震補強箇所 (A-A 断面) (再掲)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

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）

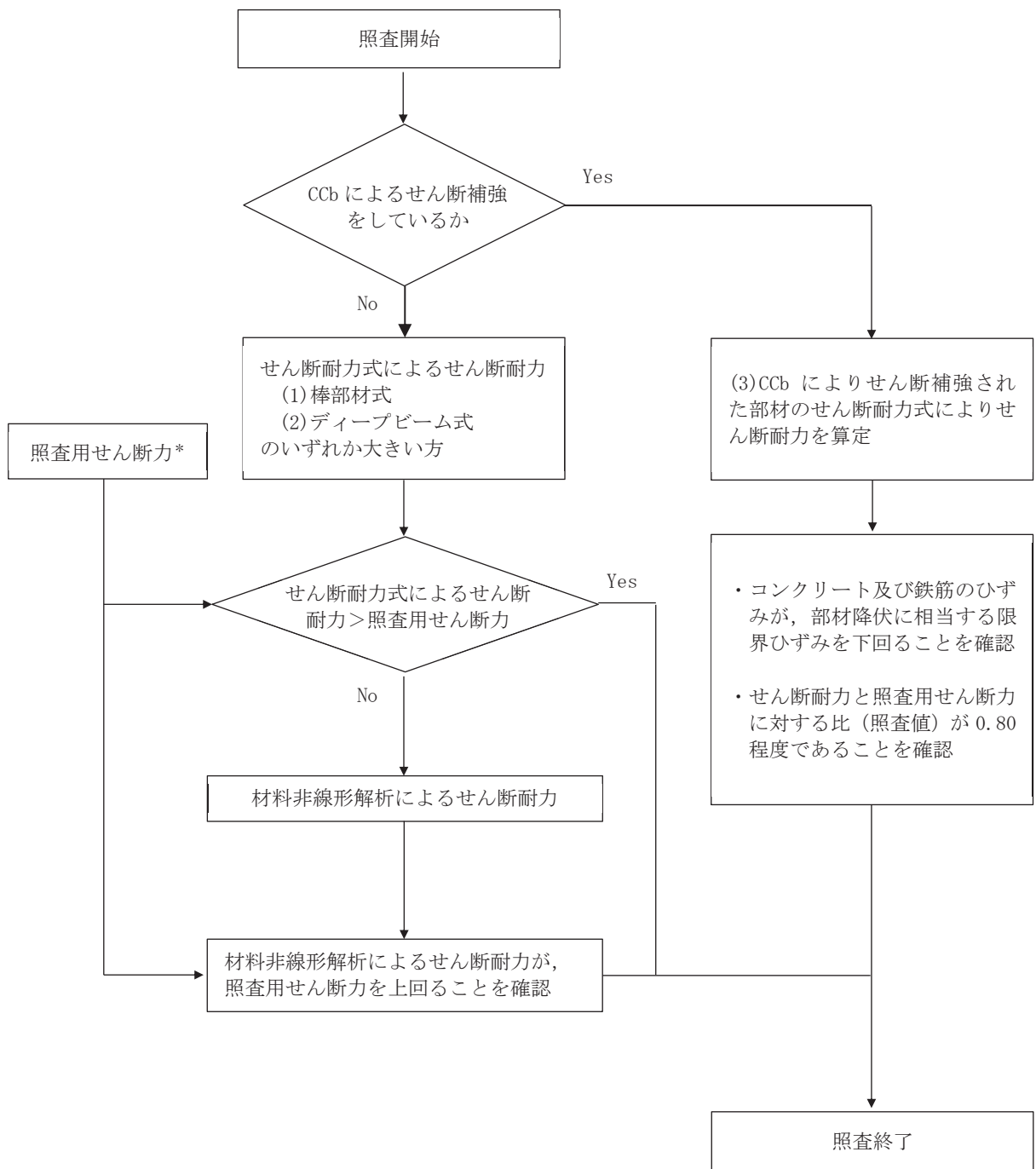
構造強度を有することの確認及び通水機能を有することの確認及び貯水機能を損なわないことの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。せん断耐力の評価式は部材の種類に応じて3種類を用いる。

せん断耐力は、土木学会マニュアルに基づき「(1) 棒部材式」, 「(2) ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とする。

せん断破壊に対する照査のフローを図4-18に示す。

また、CCb工法を用いる構造部材については「(3) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式」によることとする。

各せん断耐力の評価式は、後述する。せん断破壊に対する照査のフローを図4-18に示す。



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

図 4-18 せん断破壊に対する検査フロー

(1) 棒部材式

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

ここに、 $V_{y d}$: せん断耐力

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

$$f_{v c d} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{c d}}$$

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

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

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

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

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

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

$f'_{c d}$: コンクリートの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 $\gamma_{m c}$ で除したもの

$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$: 引張鉄筋比

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

$M_0 = N'_d \cdot D/6$: M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント(デコンプレッションモーメント)

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数

γ_{mc} : 材料係数

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

A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} : 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 $d/105$ とする。

γ_{bs} : 部材係数

γ_{ms} : 材料係数

(2) ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$$

ここに、 V_{ydd} : せん断耐力

V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

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

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

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

γ_{bc} : 部材係数

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし } 0 \leq \phi \leq 1$$

p_{wb} : せん断補強鉄筋比(%)

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち棒部材式において等価せん断スパンにより設定可能な係数 β_a を考慮している。これは、地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に曲げモーメントの反曲点が存在する等の载荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化したものである。

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表4-2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 4-2 セン断耐力式による評価において考慮している安全係数

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

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

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

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

ここで、R：応答層間変形角

とされている。

取水路（漸拡部）は、層間変形角 1/100 を鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査の許容限界としていることから、 $\gamma_{b2} = 1.0$ とする。

(3) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

α_{aw} : セラミックキャップバー（CCb）が部材軸となす角度

S_{aw} : セラミックキャップバー（CCb）の配置間隔

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

γ_b : 部材係数（一般に 1.10としてよい）

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

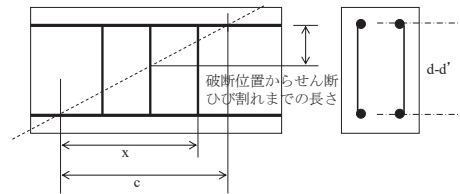
D : CCbの鉄筋径

S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

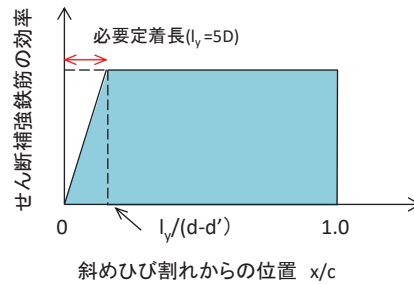
d : 補強対象部材の有効高さ

d' : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が $5D$ であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下することから、セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主鉄筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じることにより考慮されている。図 4-19 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 4-19 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

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

4.2.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

(1) 基礎地盤（狐崎部層）

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

基礎地盤（狐崎部層）の接地圧に対する許容限界を表 4-3 に示す。

表 4-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

(2) MMR（既設）

a. 接地圧に対する許容限界

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

MMR（既設）の許容限界を表 4-4 に示す。

表 4-4 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

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

b. 健全性に対する許容限界

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

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

MMR（既設）のせん断強度及び引張強度を表 4-5 に示す。

表 4-5 MMR（既設）のせん断強度及び引張強度

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

注記*1：せん断強度 τ_f は、粘着力 $\tau_0 = f'_{ck} / 5$ のみ見込むこととし、 $\sigma \tan \phi$ は考慮しないことで安全側に配慮する

*2：コンクリート標準示方書 2017 に基づき設定

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「最大せん断ひずみ分布」を記載する。なお、断面力分布図は単位奥行あたりの断面力を図示する。

5.1.1 解析ケースと照査値

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

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

以下に、取水路（漸拡部）の曲げ・軸力系に対する照査及びせん断破壊に対する照査結果を示す。なお、評価位置を図5-1に示す。

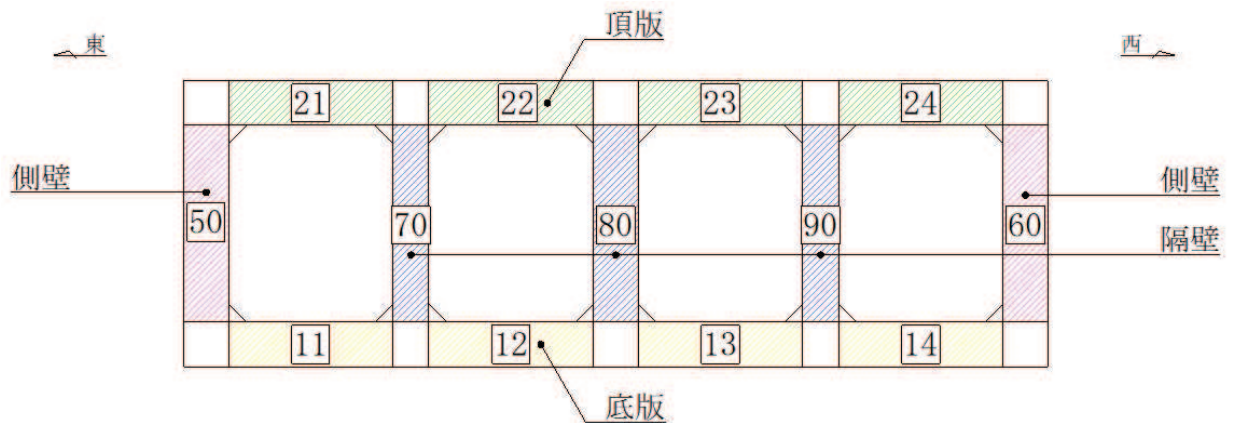


図5-1 評価位置図

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 5-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、限界層間変形角又は降伏曲げモーメントを許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.61 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査 ^{*1, 2}			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.50			
	-+	0.49			
S s - D 2	++	0.51			0.54
	-+	0.47			
S s - D 3	++	0.42			
	-+	0.44			
S s - F 1	++	0.39			
	-+	0.37			
S s - F 2	++	0.39	0.41	0.42	0.51
	-+	0.52	0.48	0.54	0.61
S s - F 3	++	0.38			
	-+	0.39			
S s - N 1	++	0.48			
	-+	0.39			

注記*1：照査値は、構造強度を有すること及び通水機能を有することに対する評価結果（層間変形角）、貯水機能に対する評価結果（曲げモーメント）の厳しい方を記載

*2：赤枠は、前述図 3-22 のフローに基づき、解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

(2) せん断破壊に対する照査

表 5-2 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、せん断耐力を許容限界とする。

なお、詳細については、「5.2.2 せん断破壊に対する評価結果」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.82 であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-2(1) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (頂版*)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.69			
	-+	0.65			
S s - D 2	++	0.66			
	-+	0.70			0.73
S s - D 3	++	0.61			
	-+	0.67			
S s - F 1	++	0.57			
	-+	0.54			
S s - F 2	++	0.55	0.55	0.58	0.59
	-+	0.63	0.64	0.63	0.68
S s - F 3	++	0.57			
	-+	0.59			
S s - N 1	++	0.62			
	-+	0.55			

注記* : 頂版は、CCb 工法を適用していない。

表 5-2(2) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（側壁*1）

地震動		解析ケース		せん断破壊に対する照査*2			
				①	②	③	④
S s - D 1	++			0.58			
	-+			0.47			
S s - D 2	++			0.55			
	-+			0.51			
S s - D 3	++			0.54			
	-+			0.48			
S s - F 1	++			0.55			
	-+			0.50			
S s - F 2	++			0.71	0.71	0.74	0.57
	-+			0.51	0.49	0.56	0.48
S s - F 3	++			0.57			
	-+			0.51			
S s - N 1	++			0.49			
	-+			0.60			

注記*1：側壁は，CCb 工法を適用していない。

注記*2：赤枠は，前述図 3-22 のフローに基づき，解析ケース②～④を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

表 5-2(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (隔壁*1)

地震動		解析ケース		せん断破壊に対する照査*2			
		①	②	③	④		
S s - D 1	++	0.56					
	-+	0.65					
S s - D 2	++	0.61					
	-+	0.64					
S s - D 3	++	0.50					
	-+	0.56					
S s - F 1	++	0.52					
	-+	0.47					
S s - F 2	++	0.58	0.60	0.63	0.74		
	-+	0.69	0.77	0.72	0.82 【0.82*3】		
S s - F 3	++	0.54					
	-+	0.59					
S s - N 1	++	0.68					
	-+	0.59					

注記*1：図 5-2 に示す隔壁 70, 90 に Ccb 工法を適用する。

*2：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値を【】内に示す。

*3：図 5-2 に示す隔壁 90 における照査値を示す。

凡例

【】：Ccb 工法を適用する
部材における最大照査値

表 5-2(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（底版*）

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

注記*：底版は、CCb 工法を適用していない。

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 5-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

基礎地盤の支持機能に対する照査は、極限支持力と支圧強度を許容限界とする。なお、詳細については、「5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」に示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、ばらつきを考慮しても極限支持力に基づく許容限界に対して 0.5 未満であり、要求機能を満足していると評価できる。

表 5-3 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.21			
	-+	0.25			
S s - D 2	++	0.24			
	-+	0.22			
S s - D 3	++	0.19			
	-+	0.22			
S s - F 1	++	0.20			
	-+	0.19			
S s - F 2	++	0.19	0.19	0.22	0.18
	-+	0.29	0.27	0.30	0.26
S s - F 3	++	0.20			
	-+	0.21			
S s - N 1	++	0.25			
	-+	0.18			

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

5.1.2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

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

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

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

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

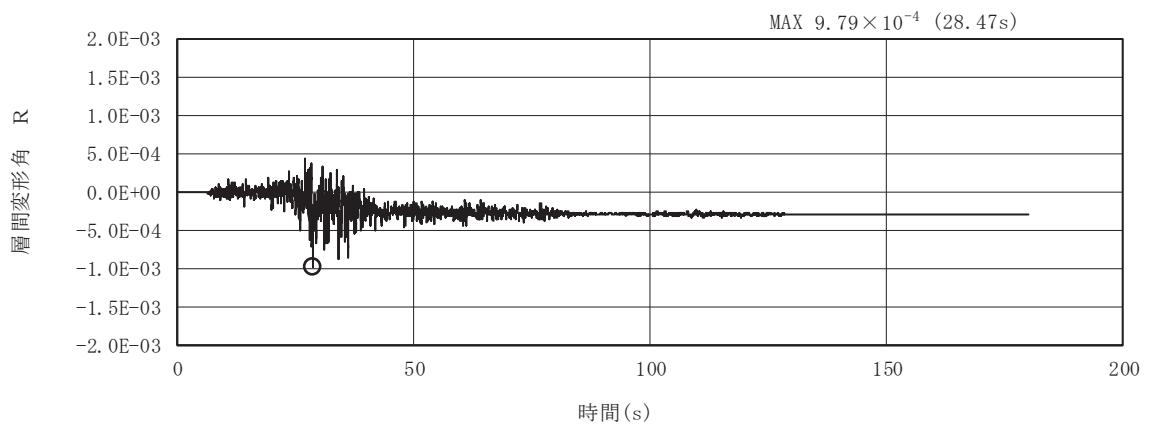


図5-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの層間変形角時刻歴波形（解析ケース③，地震動S s - F 2 (-+)）

5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

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

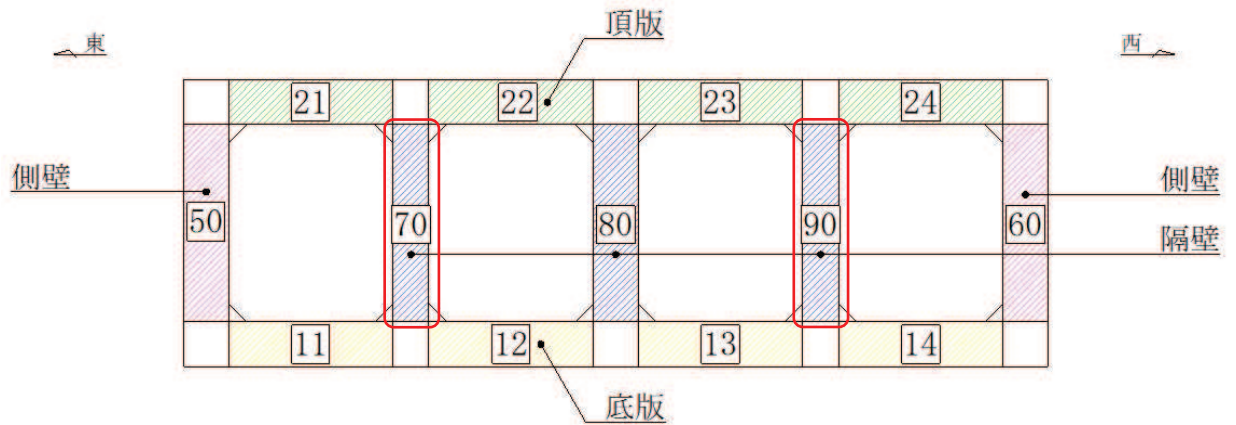
表5-5 せん断破壊に対する照査結果
(各部材において最も厳しい照査値とその地震動)

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

注記*1：評価位置は図5-3に示す。

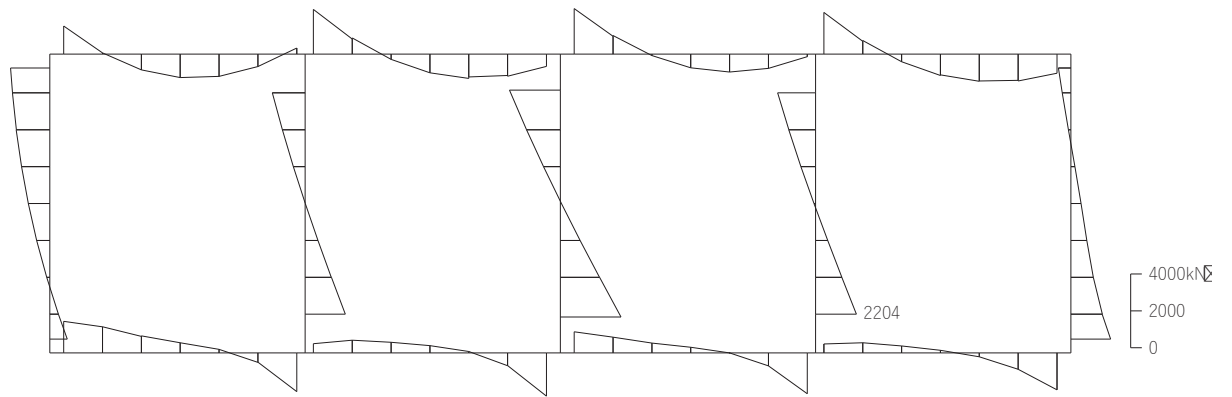
*2：照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

*3：せん断耐力式によるせん断耐力



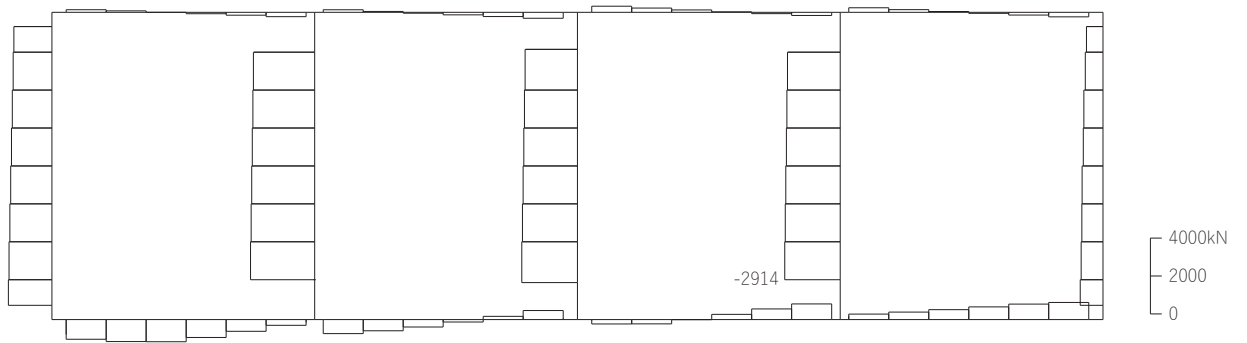
注：赤枠はCCb工法を適用している部材を示す。

図5-3 評価位置図



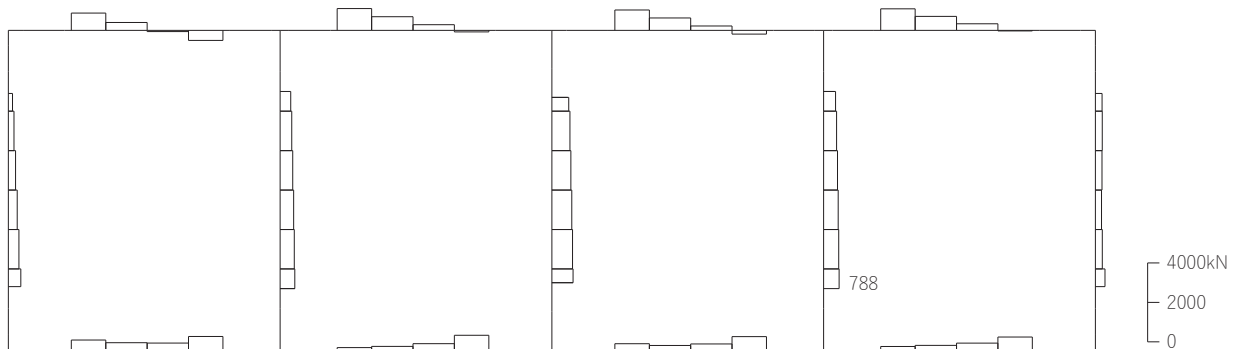
数値：各部材の最大断面力

(a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：各部材の最大断面力

(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)



数値：各部材の最大断面力

(c) せん断力 (kN)

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

5.1.4 最大せん断ひずみ分布

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

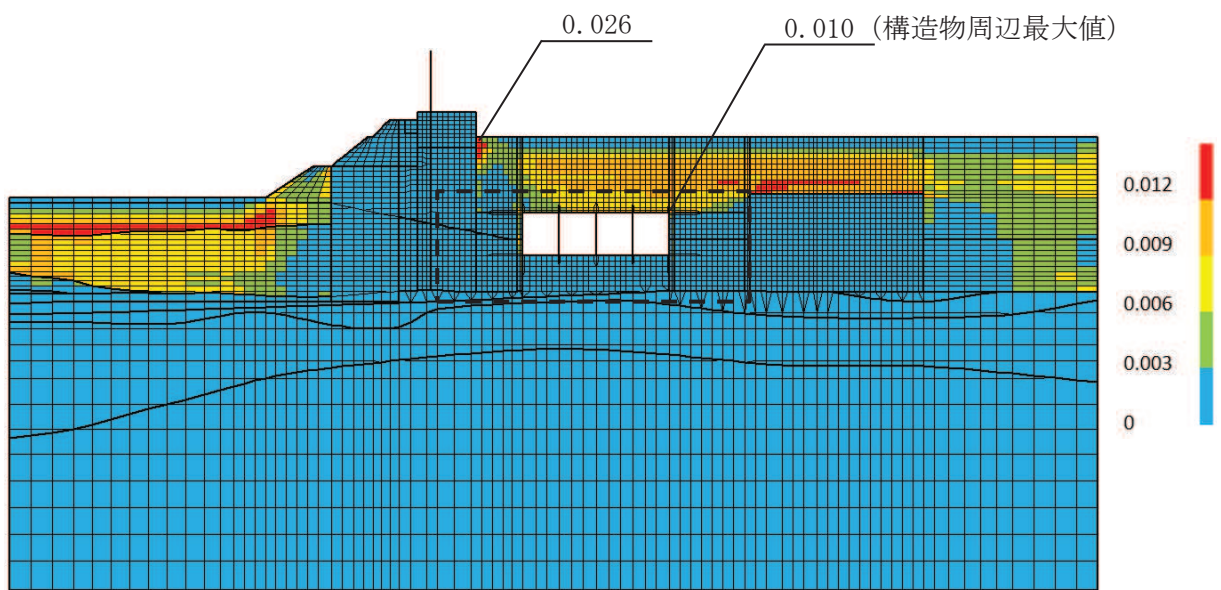
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-6 に、最大せん断ひずみ分布図を図 5-5 に示す。

表 5-6 最大照査値を示す解析ケースの一覧

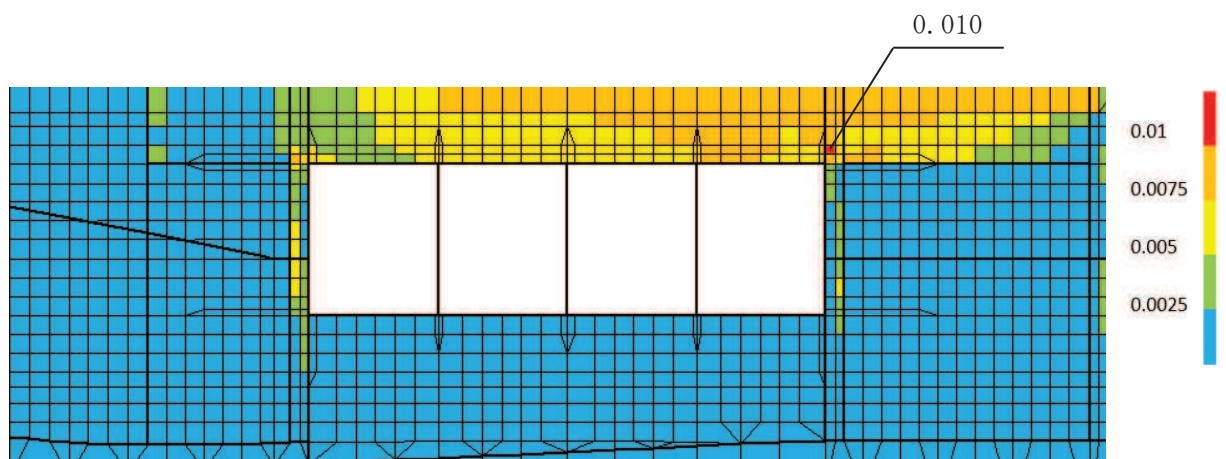
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース④ S s - F 2 (-+)	ケース④ S s - F 2 (-+)

注：耐震評価における解析ケース一覧

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



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

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

5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

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

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

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

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

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

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

注記*1：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

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

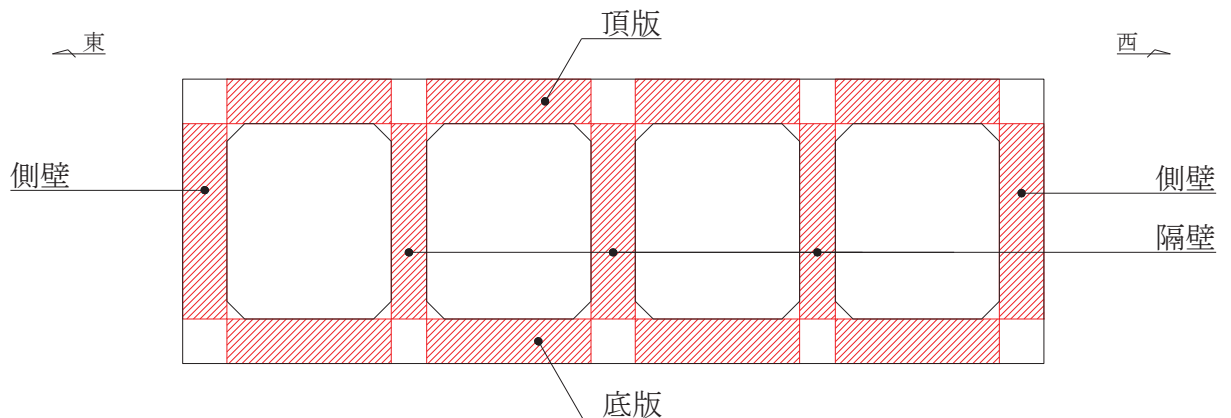


図 5-6 通水機能が要求される部材の範囲

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

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

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

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

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

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

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

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 曲げモーメント*2 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My
①	S _s -N1	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	842	2831	0.30
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1333	2819	0.48
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1569	5541	0.29
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1117	2901	0.39
②	S _s -F2	++	頂版	—	—	—	—
			側壁	50	1494	5389	0.28
			隔壁	—	—	—	—
			底版	12	688	1707	0.41
		-+	頂版	—	—	—	—
			側壁	60	1664	5367	0.31
			隔壁	—	—	—	—
			底版	11	1325	2795	0.48

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

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

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 曲げモーメント*2 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My
③	S _s -F2	++	頂版	-	-	-	-
			側壁	50	1586	5333	0.30
			隔壁	-	-	-	-
			底版	12	726	1747	0.42
		-+	頂版	-	-	-	-
			側壁	50	1059	2900	0.37
			隔壁	-	-	-	-
			底版	11	1492	2786	0.54
④	S _s -D2	++	頂版	-	-	-	-
			側壁	50	971	3004	0.33
			隔壁	-	-	-	-
			底版	13	912	1701	0.54
	S _s -F2	++	頂版	-	-	-	-
			側壁	50	1778	5289	0.34
			隔壁	-	-	-	-
			底版	12	843	1678	0.51
		-+	頂版	-	-	-	-
			側壁	50	1088	2972	0.37
			隔壁	-	-	-	-
			底版	13	1026	1702	0.61

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

*3：照査用曲げモーメント=発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

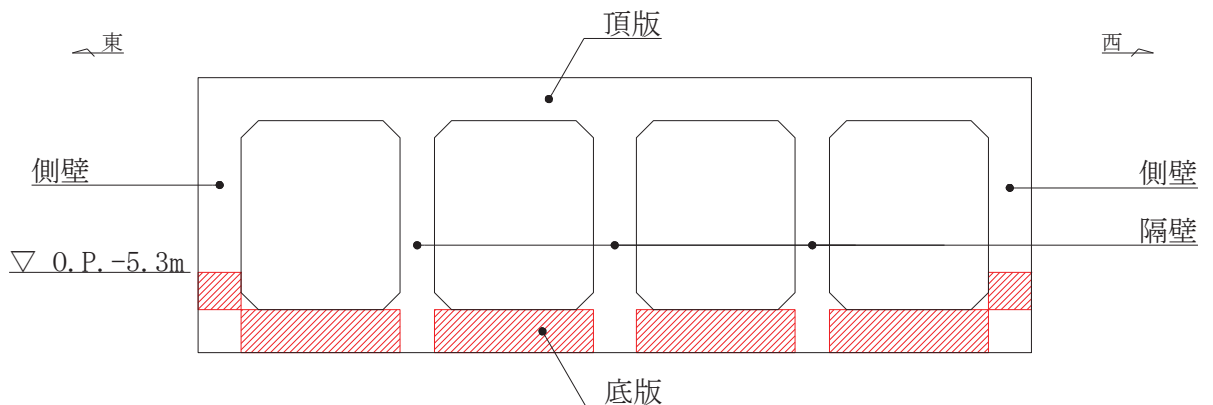


図 5-7 貯水機能が要求される部材の範囲

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

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

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：CCb 工法を適用した部位は図 4-17 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

*4：照査値は側壁のうち最も照査値が厳しい部材を記載

5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

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

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

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

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

表 5-10(1) せん断破壊に対する評価結果

(構造強度を有することの確認及び通水機能*1を有することの確認)

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

注記*1：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*2：評価位置は図 5-3 に示す。

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

表 5-10(2) せん断破壊に対する評価結果

(構造強度を有することの確認及び通水機能*1を有することの確認)

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

注記*1：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*2：評価位置は図 5-3 に示す。

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

表 5-10(3) せん断破壊に対する評価結果

(構造強度を有することの確認及び通水機能*1を有することの確認)

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

注記*1：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*2：評価位置は図 5-3 に示す。

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

表 5-10(4) せん断破壊に対する評価結果

(構造強度を有することの確認及び通水機能*1を有することの確認)

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

注記*1：通水機能が要求される部材の範囲は図 5-6 に示す。

*2：評価位置は図 5-3 に示す。

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

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

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

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

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

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

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

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

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

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

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

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

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

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

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

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：貯水機能が要求される部材の範囲は図 5-7 に示す。

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

5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

5.3.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果を表5-12に示す。また、最大接地圧分布図を図5-8に示す。照査値は、接地圧を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を求める。

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

表5-12 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果

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

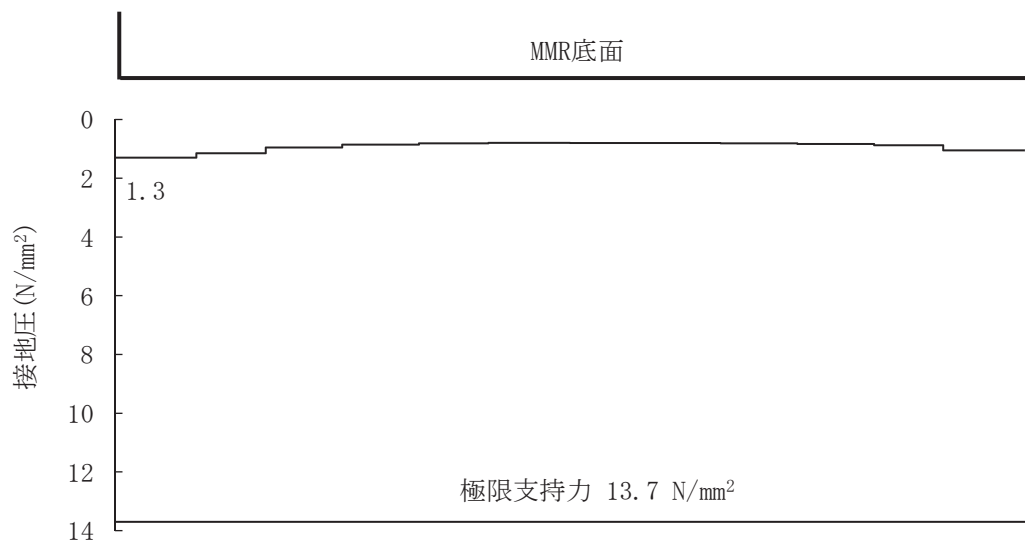


図 5-8 基礎地盤の最大接地圧分布図

(解析ケース④, S_s-F₂ (-+))

5.3.2 MMR（既設）

(1) 接地圧に対する評価

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

同表より、MMR（既設）に発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 5-13 MMR（既設）の接地圧に対する支持性能に対する評価結果

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

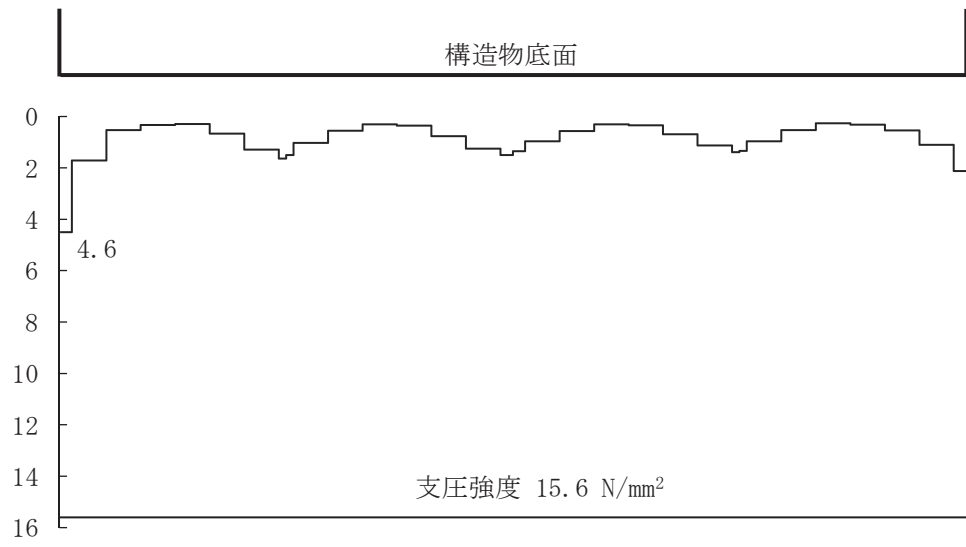


図 5-9 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S_s-F 2 (-+))

(2) 健全性評価

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

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s ：局所安全係数

R：せん断強度または引張強度

S：発生せん断応力または発生引張応力

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

以上から、MMR（既設）の健全性を確認した。

表 5-14 MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S
①	S _s -D 1	++	1.63	3.12	1.91
		-+	2.08	3.12	1.50
	S _s -D 2	++	1.90	3.12	1.64
		-+	1.74	3.12	1.79
	S _s -D 3	++	1.47	3.12	2.12
		-+	1.65	3.12	1.89
	S _s -F 1	++	1.50	3.12	2.08
		-+	1.48	3.12	2.10
	S _s -F 2	++	1.49	3.12	2.09
		-+	2.47	3.12	1.26
	S _s -F 3	++	1.63	3.12	1.91
		-+	1.62	3.12	1.92
	S _s -N 1	++	2.07	3.12	1.50
		-+	1.42	3.12	2.19
②	S _s -F 2	++	1.38	3.12	2.26
		-+	2.24	3.12	1.39
③	S _s -F 2	++	1.82	3.12	1.71
		-+	2.51	3.12	1.24
④	S _s -F 2	++	1.26	3.12	2.47
		-+	2.09	3.12	1.49

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

表 5-15 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数

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

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

6. まとめ

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

構造部材の健全性については、構造部材の層間変形角、曲げモーメント及びせん断力が要求機能に応じた許容限界を下回ることを確認した。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力を下回ること、MMR（既設）に発生する最大接地圧が支圧強度を下回ること及び MMR（既設）の健全性を確認した。

以上から、取水路（漸拡部）は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を有すること、通水機能を有すること及び貯水機能を損なわないことを確認した。

参考資料 1 静的地震力に対する耐震評価

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

資料7 軽油タンク室の耐震安全性評価

目 次

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

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

参考資料

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

1. 評価方法

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

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

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

2. 評価条件

2.1 適用規格

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

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

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

表 2-1 に適用する規格、基準類を示す。

表 2-1(1) 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)	・鉄筋コンクリートの材料諸元(γ , E, ν)	—
	・コンクリート標準示方書[設計編] (土木学会, 2017年制定)	・コンクリートの材料定数 (三次元構造解析に用いる材料定数)	—
荷重及び荷重の組合せ	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討	—
許容限界	・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会, 2005年6月)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 圧縮縁コンクリートひずみが1.0%を下回ることを確認*	・構造強度を有すること
		・せん断破壊に対する照査において, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査において, 発生ひずみが部材降伏に相当する限界ひずみ (コンクリート圧縮ひずみ: 2000μ , 主筋ひずみ: 1725μ) を下回ることを確認*	・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	・せん断破壊に対する照査において, 面内せん断ひずみが $2/1000$ (2000μ) を下回ることを確認*	・構造強度を有すること ・Sクラスの施設を支持する機能を損なわないこと
	・道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編) (日本道路協会 平成14年3月)	・基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認	—
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	・有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析	—

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

表 2-1(2) 適用する規格, 基準類

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

2.2 構造及び補強の概要

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

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

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

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

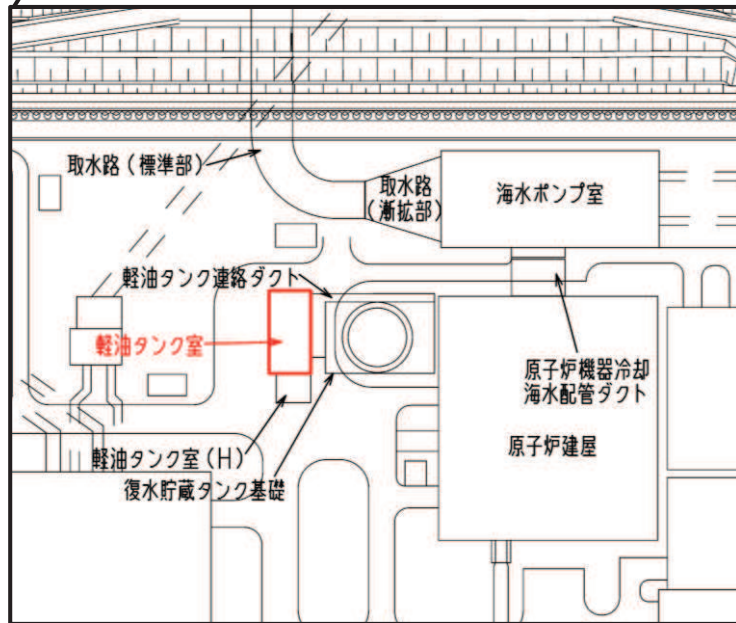
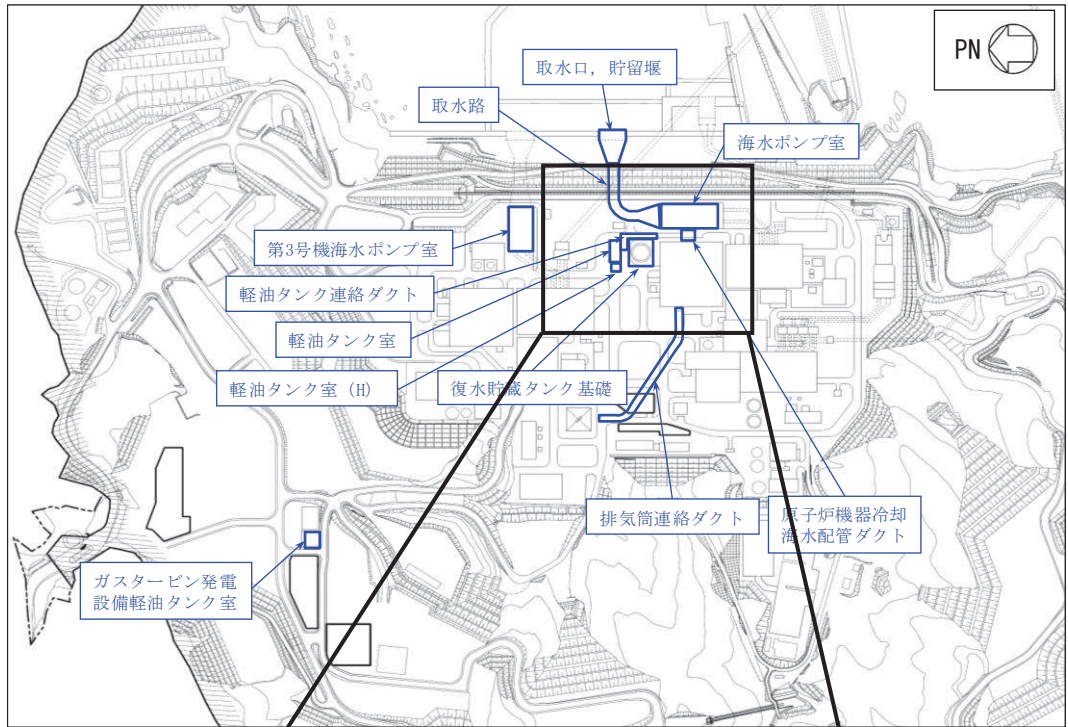
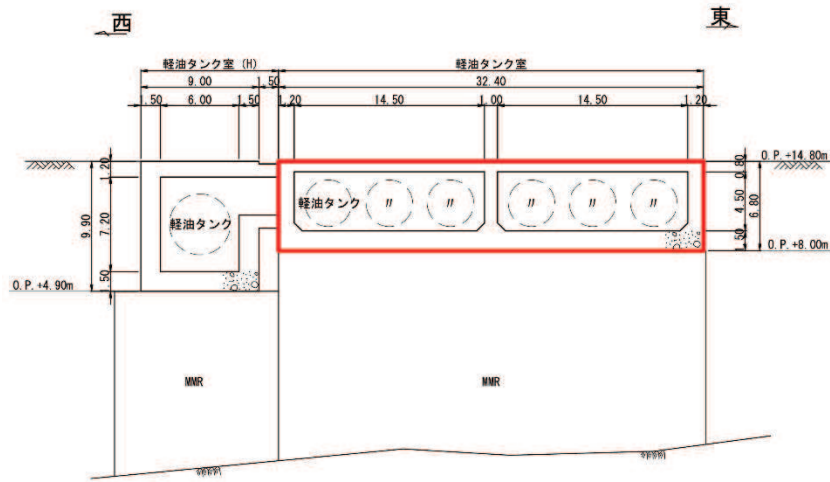
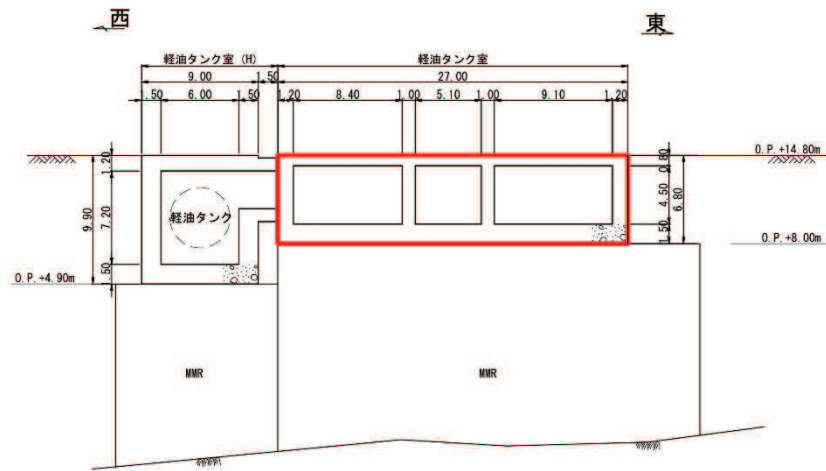


図 2-1 軽油タンク室の位置図



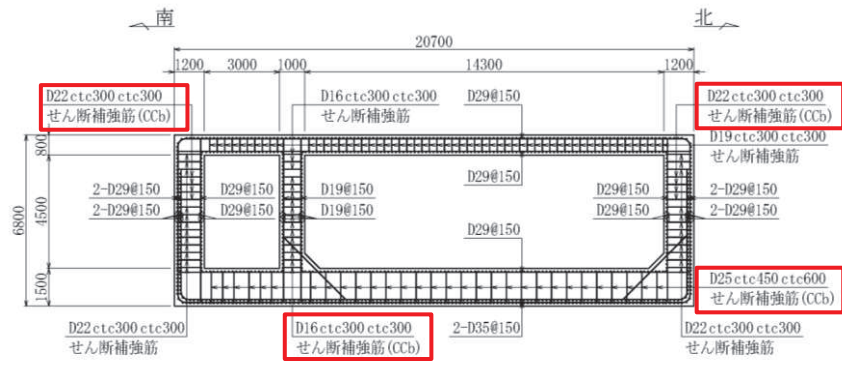
(単位：m)

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



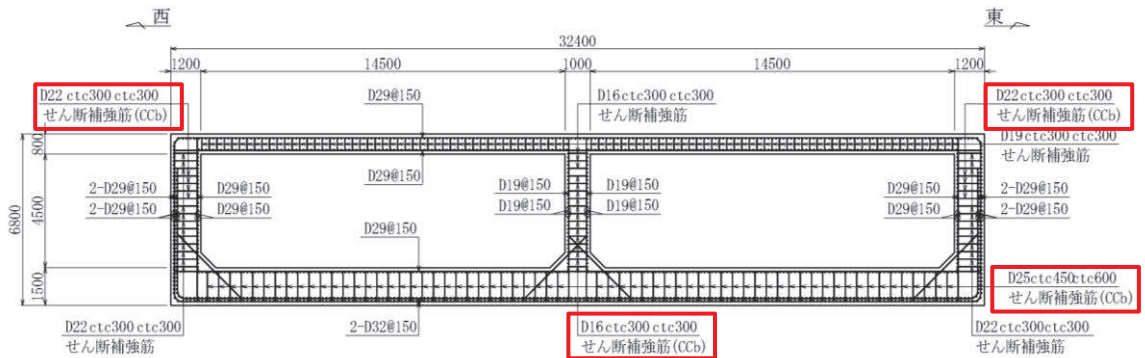
(単位：m)

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



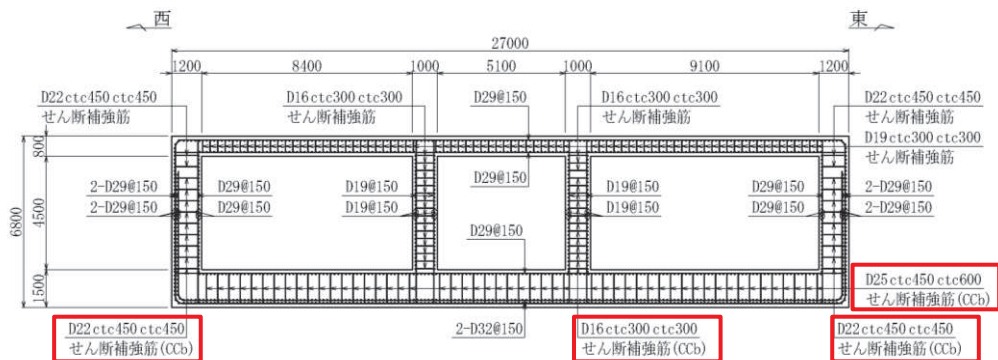
□ : Ccb 工法適用箇所

図 2-4(1) 軽油タンク室概略配筋図 (A-A 断面, 南北)



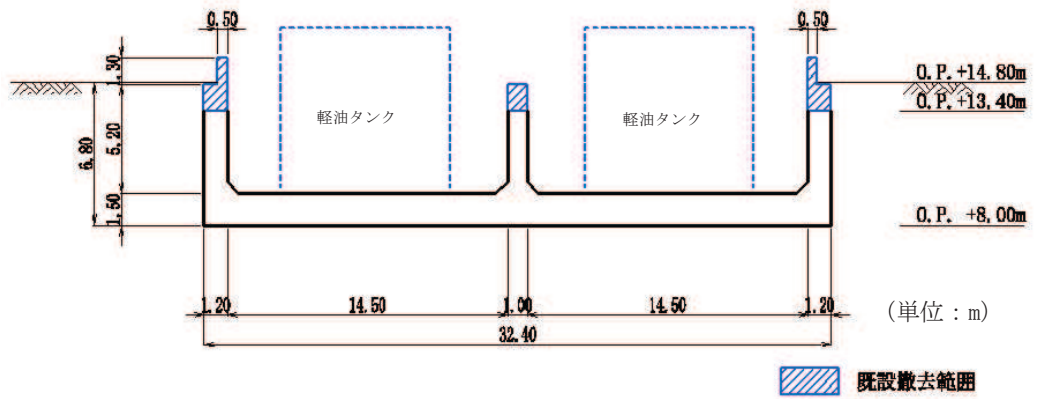
□ : Ccb 工法適用箇所

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

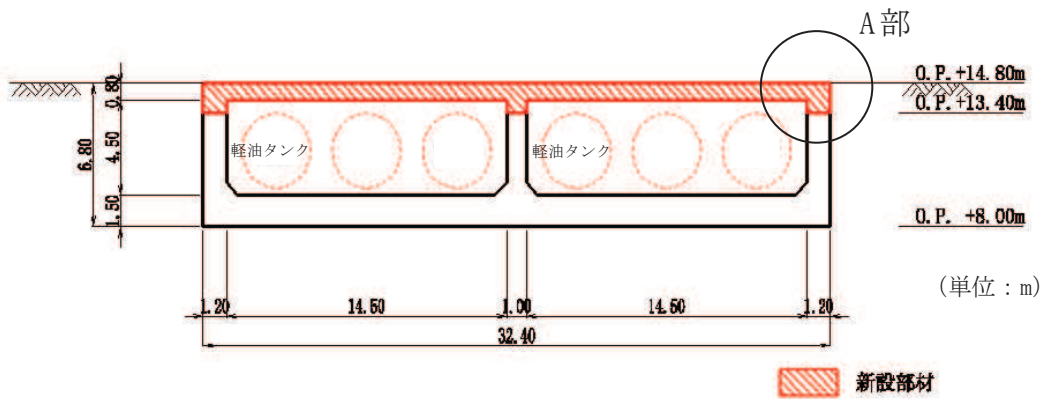


□ : Ccb 工法適用箇所

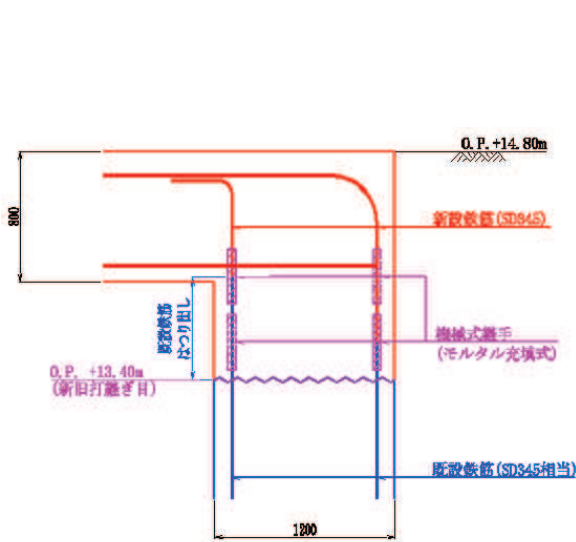
図 2-4(3) 軽油タンク室概略配筋図 (C-C 断面, 東西 (ポンプ室))



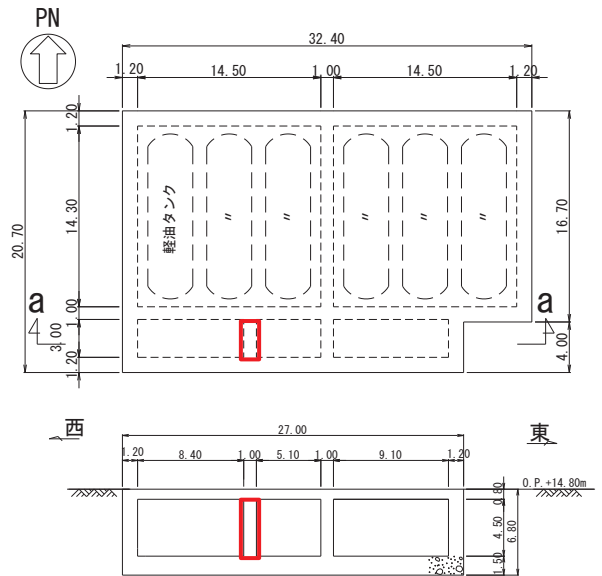
(a) 耐震補強前（建設時）(B-B 断面)



(b) 耐震補強後 (B-B 断面)

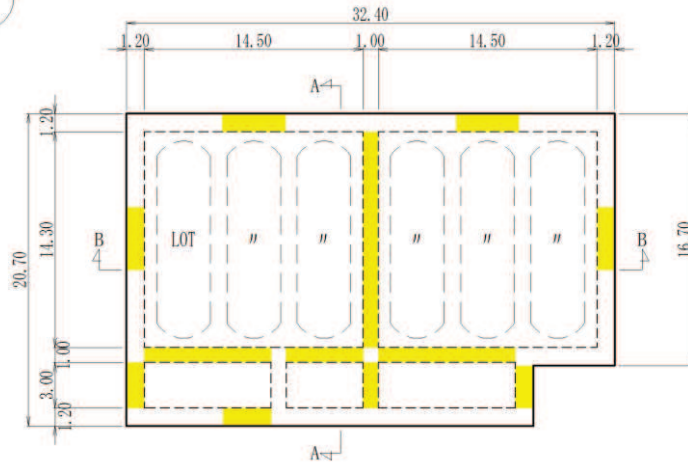


(c) 既設部と新設部の接続 (A 部拡大)



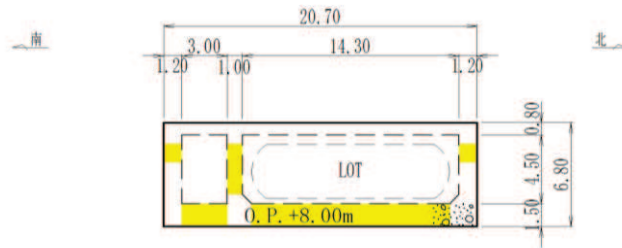
(d) 隔壁設置箇所 (a-a 断面)

図 2-5 地下化による耐震補強概要



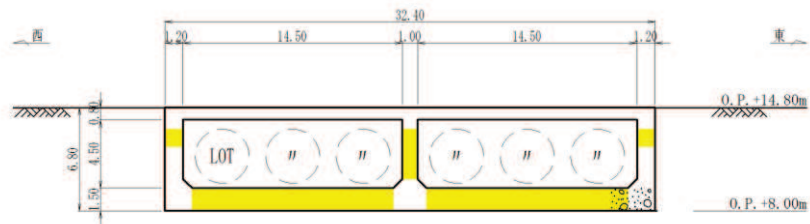
■ : CCb による耐震補強箇所

(a) 平面図



■ : CCb による耐震補強箇所

(b) A-A 断面図 (南北)



■ : CCb による耐震補強箇所

(c) B-B 断面図 (東西)

図 2-6 CCb による耐震補強箇所

2.3 耐震評価フロー

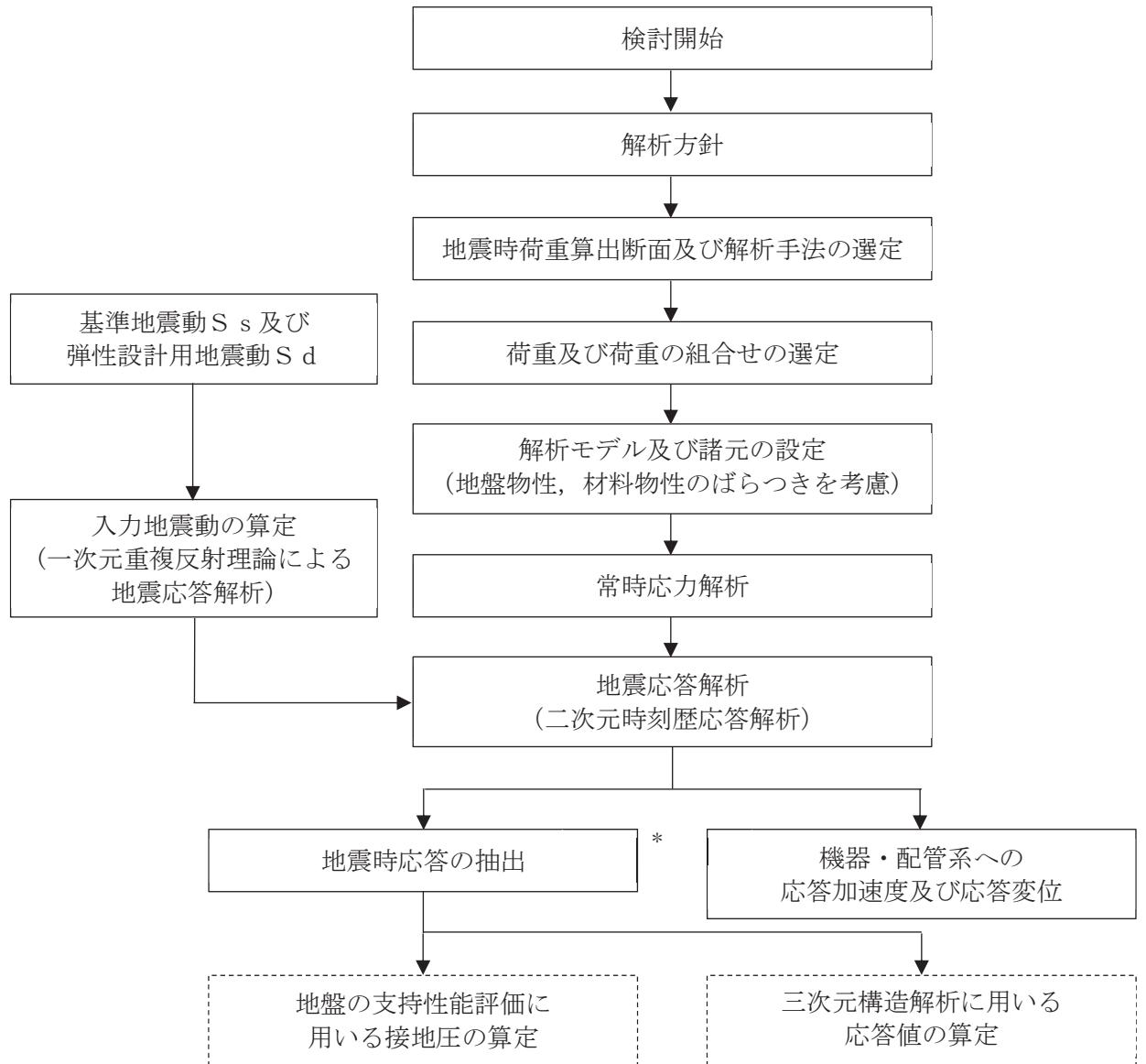
軽油タンク室の地震応答解析フロー及び耐震評価フローを図 2-7 及び図 2-8 に示す。

軽油タンク室は、加振方向に平行に配置される側壁や隔壁を有する箱形構造物であることから、非線形シェル要素を用いた三次元構造解析による耐震評価を実施する。図 2-8 の赤破線内に示す範囲について、地震動 1 波に対する評価内容を具体化したフローを図 2-9 に示す。さらに、三次元構造解析における基本ケースから水平 2 方向載荷に至る一連の評価プロセスを図 2-10 に示す。

三次元構造解析に当たっては、地震時荷重算出断面において二次元有限要素法を用いた地震応答解析により地震時荷重を算定し、算出された荷重を三次元構造解析モデルに作用させて耐震評価を実施する。よって、地震応答解析により抽出する応答値は、三次元構造解析モデルに作用させる地震時土圧、慣性力及び基礎地盤に発生する接地圧である。

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

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



注記* : 耐震評価に用いる応答値を算定する。

図 2-7 軽油タンク室の地震応答解析フロー

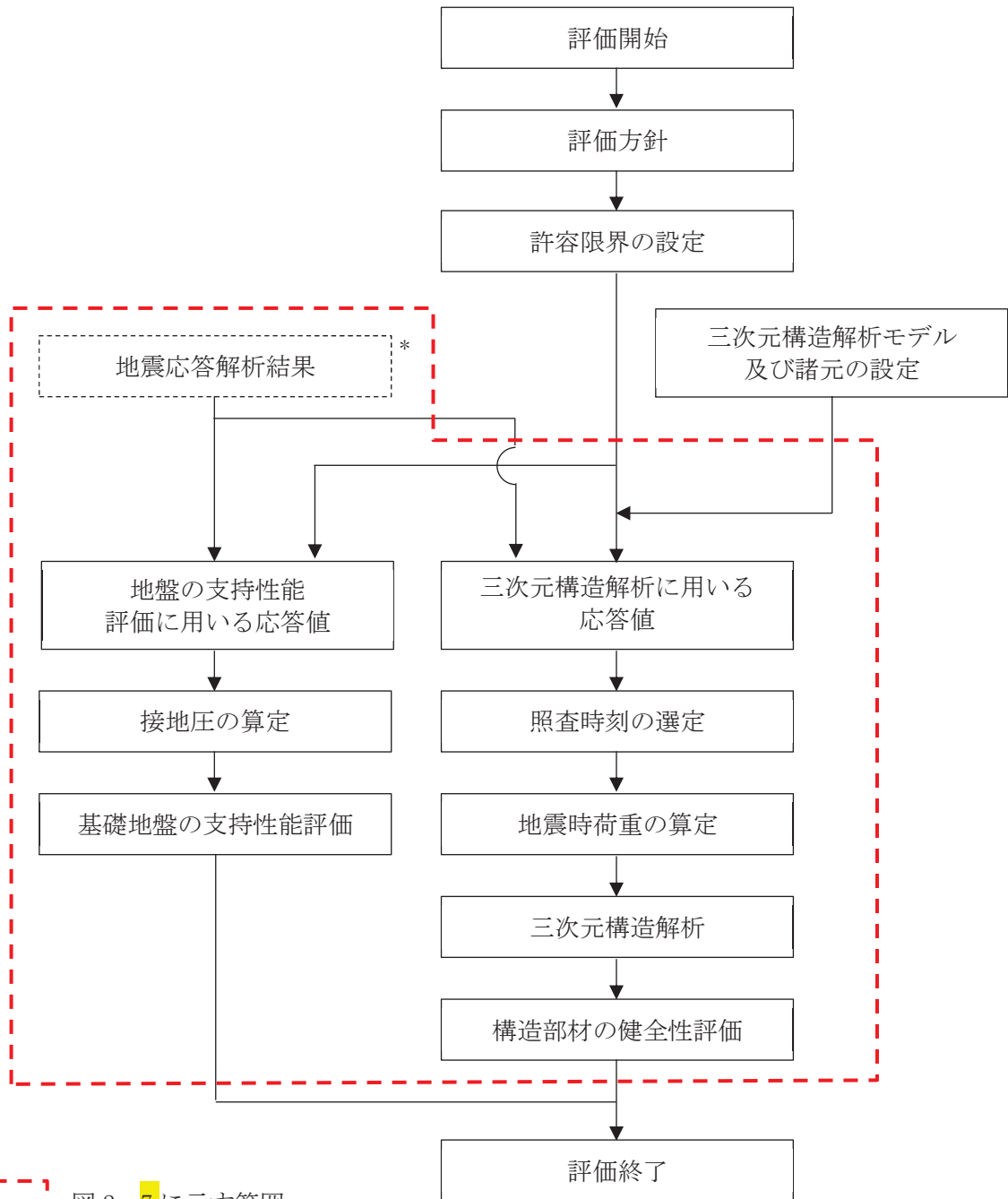


図 2-7 に示す範囲

注記*：地震応答解析より算定した値を用いる。

図 2-8 軽油タンク室の耐震評価フロー

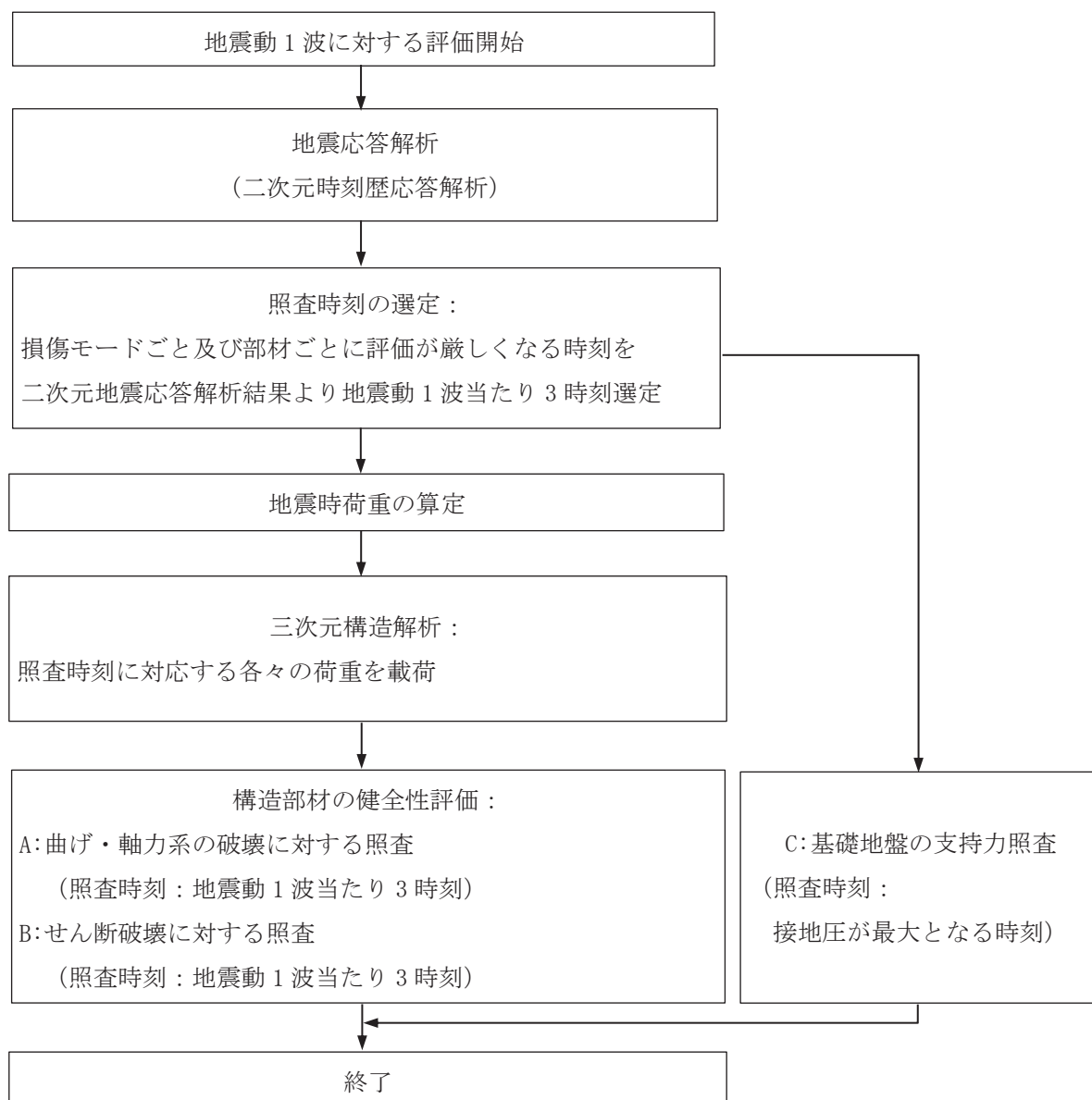


図 2-9 基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー）

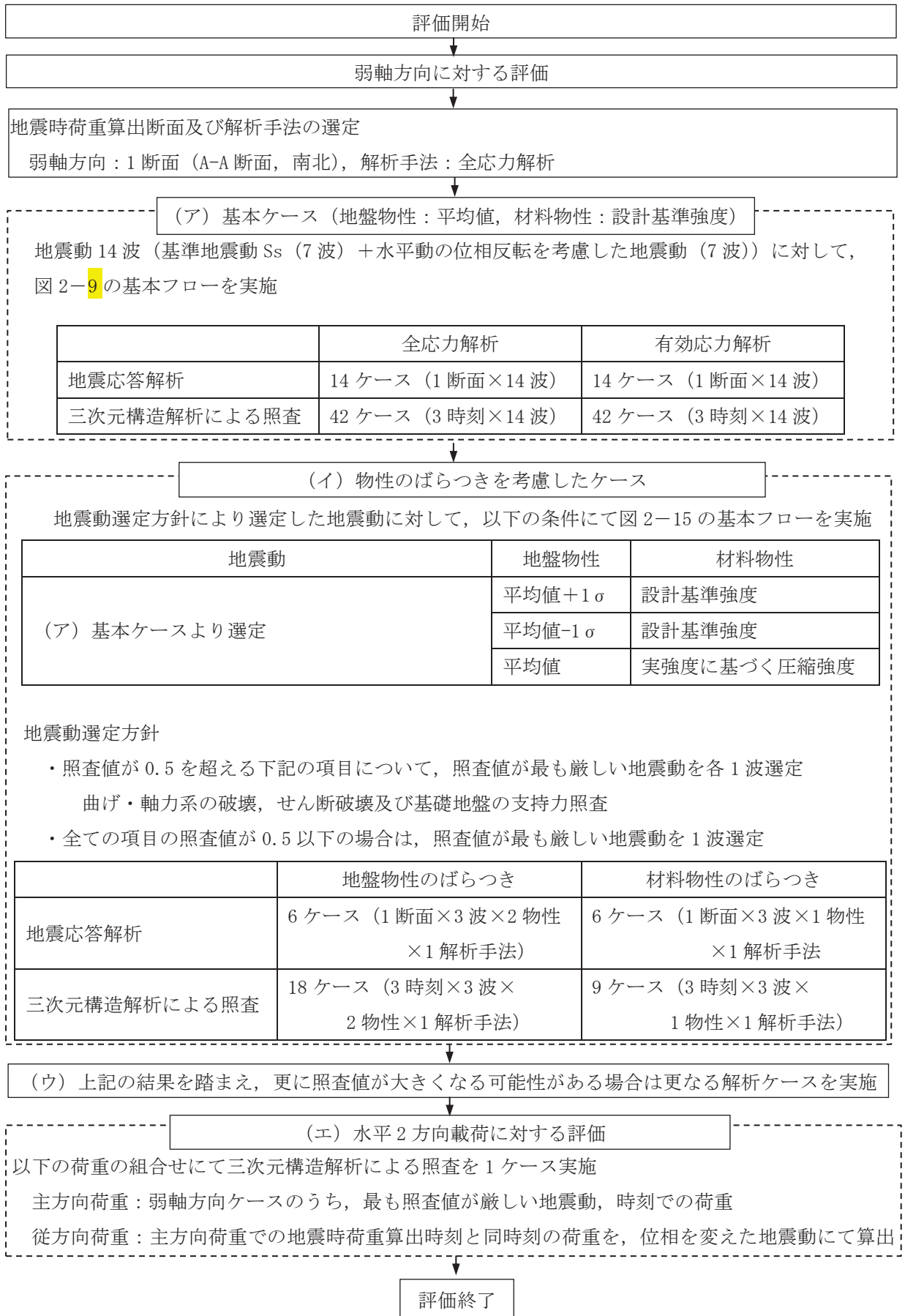


図 2-10 軽油タンク室の三次元構造解析フロー

2.4 地震時荷重算出断面の選定

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

軽油タンク室の地震時荷重算出用地質断面図を図 2-11 に示す。

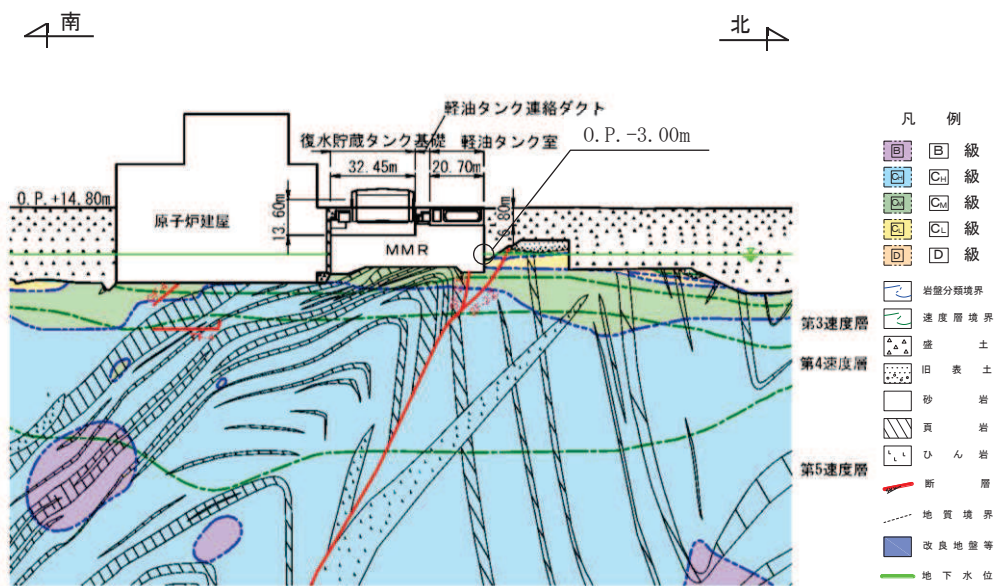


図 2-11(1) 軽油タンク室 地震時荷重算出用地質断面図
(A-A 断面, 南北)

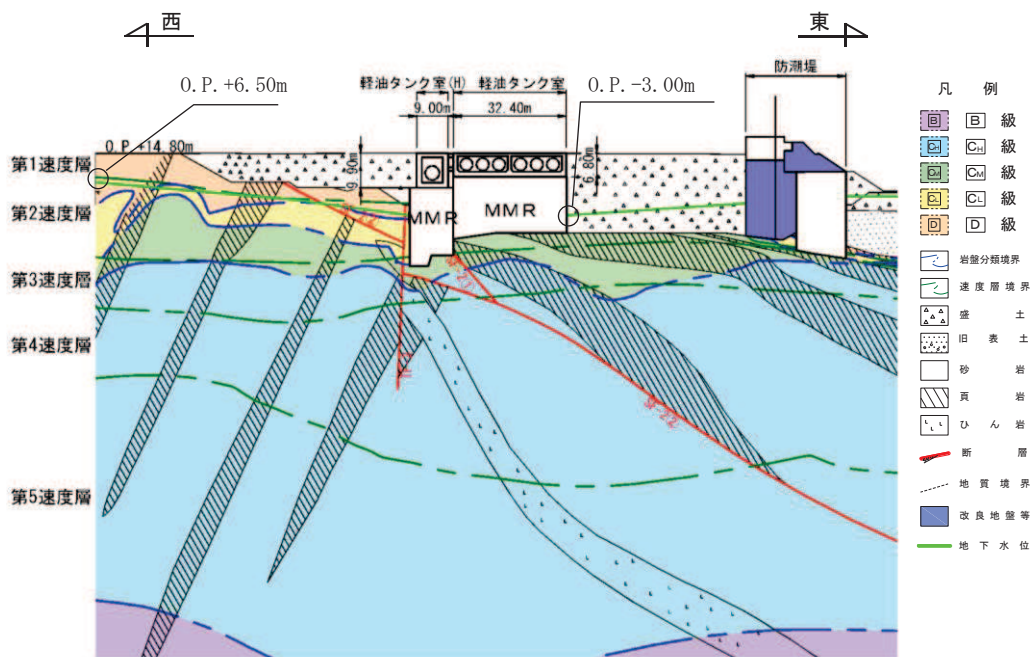


図 2-11(2) 軽油タンク室 地震時荷重算出用地質断面図
(B-B 断面, 東西 (タンク室))

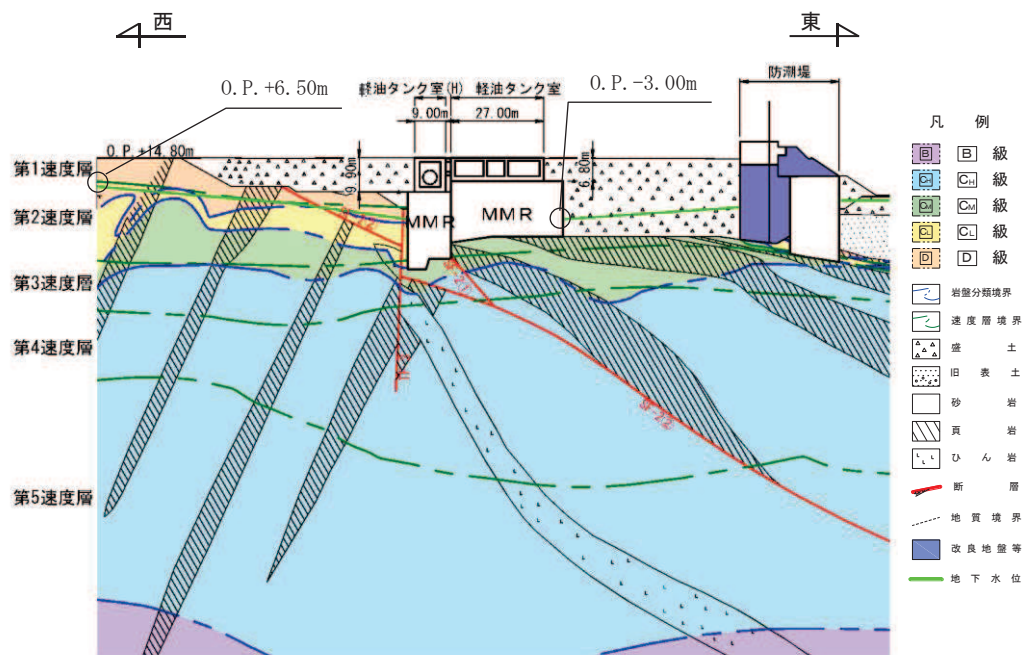


図 2-12(3) 軽油タンク室 地震時荷重算出用地質断面図
(C-C 断面, 東西 (ポンプ室))

2.5 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料の物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料		仕様
コンクリート	既設部材	底版, 側壁, 隔壁 設計基準強度 20.5N/mm ²
	新設部材*	頂版, 隔壁 設計基準強度 24.0N/mm ²
鉄筋		SD345

注記* : 新設部材は, 図 2-5 参照。

表 2-3 材料の物性値

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

注記*1 : 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

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

2.6 地盤物性値

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

表 2-4(1) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

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

表 2-4(2) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

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

表 2-5 地盤の解析用物性値 (盛土他)

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

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

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

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

表 2-6 地盤の解析用物性値 (MMR)

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

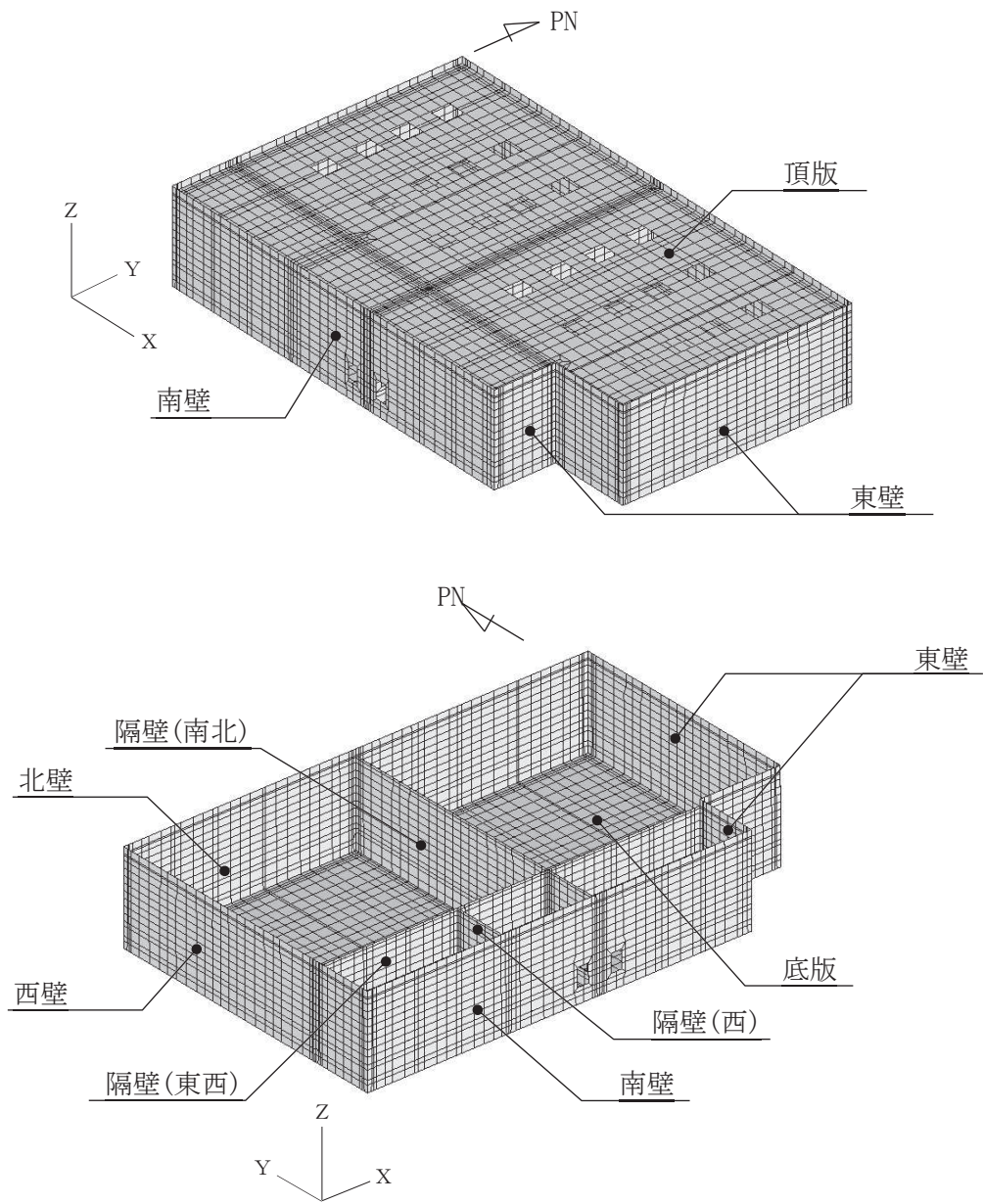
*：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

2.7 評価構造物諸元

軽油タンク室の諸元を表 2-7 に、評価部位を図 2-12 に示す。

表 2-7 評価部位とその仕様

部位	仕様	材料		要求機能
	部材厚 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋	
底版	1500	20.5	SD345	支持機能
頂版	800	24.0	SD345	支持機能
側壁	1200 (南壁) 1200 (北壁) 1200 (東壁) 1200 (西壁)	20.5	SD345	支持機能
隔壁	1000~1200 (隔壁(東西)) 1000 (隔壁(南北))	20.5	SD345	支持機能
	1000 (隔壁(西))	24.0	SD345	



注：頂版は非表示

図 2-12 評価部位の位置

2.8 地下水位

設計用地下水位は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。
設計用地下水位の一覧を表 2-8 に、設計用地下水位を図 2-13 に示す。

表 2-8 設計用地下水位の一覧

施設名称	地震時荷重算出断面	設計用地下水位
軽油タンク室	A-A 断面, 南北	O. P. -3.00m
	B-B 断面, 東西(タンク室)	O. P. -3.00m ~ O. P. +6.50m
	C-C 断面, 東西(ポンプ室)	

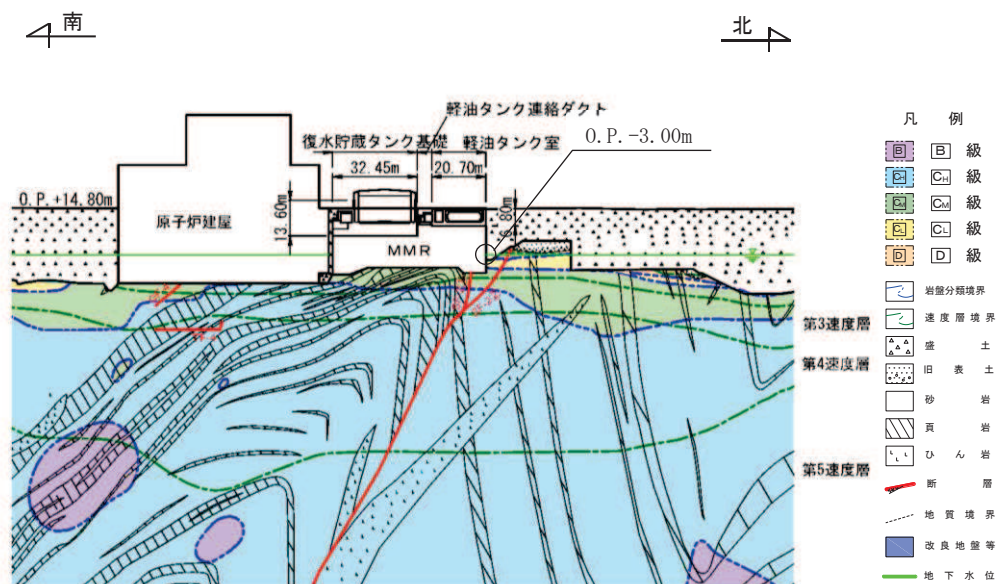


図 2-13(1) 設計用地下水位 (A-A 断面, 南北)

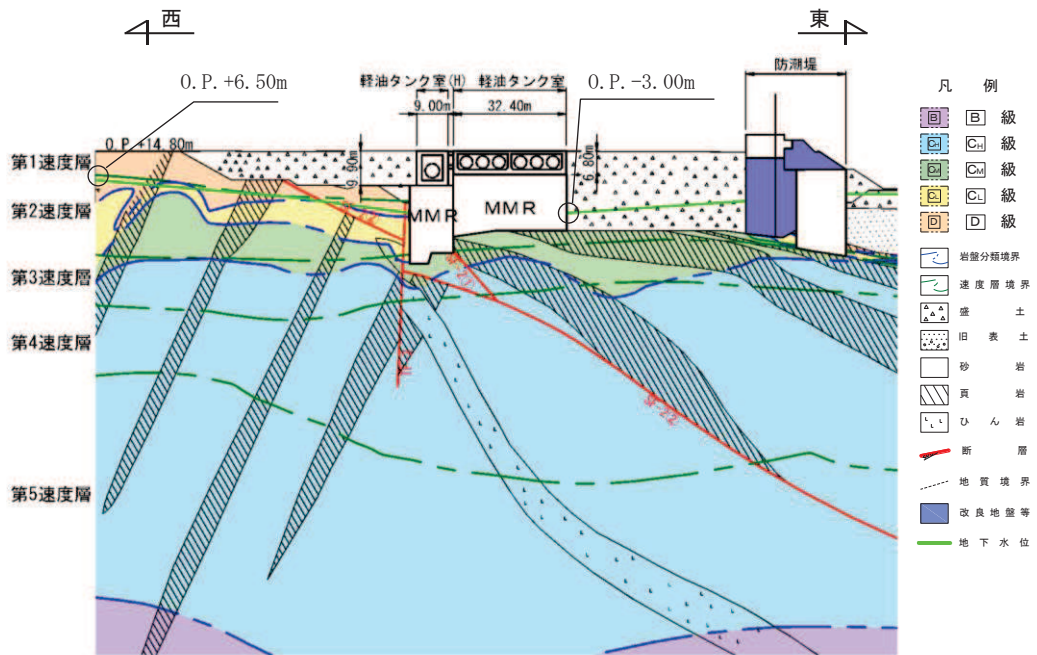


図2-13(2) 設計用地下水位 (B-B断面, 東西 (タンク室))

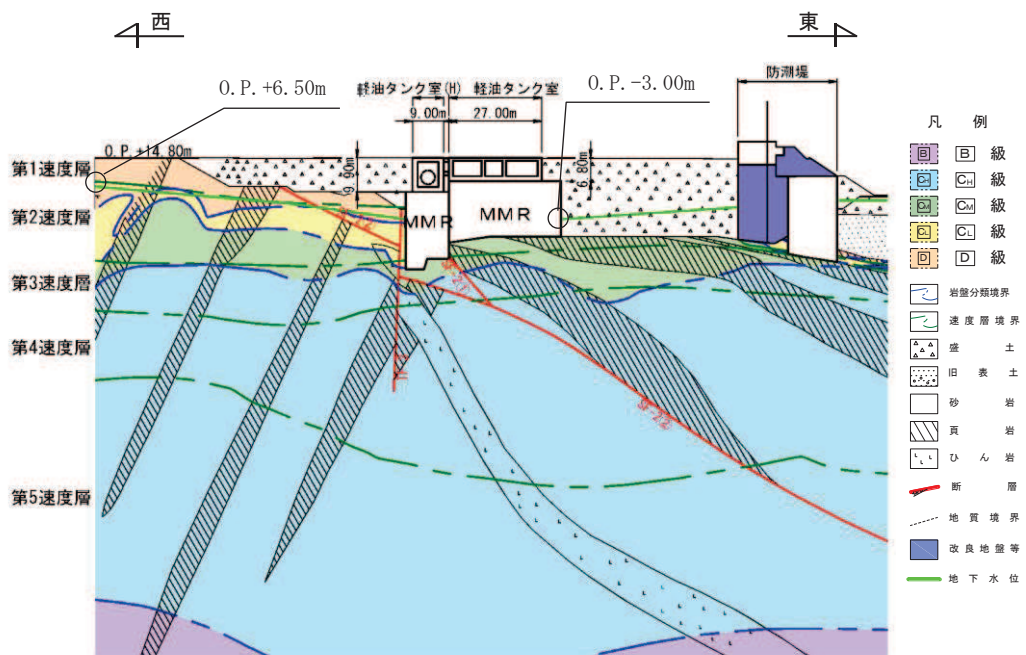


図2-13(3) 設計用地下水位 (C-C断面, 東西 (ポンプ室))

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図 3-1 に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。解析手法は、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「4.8 軽油タンク室」に示すとおり、全応力解析とする。

構造部材については、頂版、底版及び地震時荷重算出断面に垂直な壁部材を線形はり要素、断面に平行な壁部材は平面応力要素とし、構造物の奥行方向の長さ各部材の奥行方向の長さの比率や三次元構造解析モデルとの変位を整合させるためのヤング係数の調整を行い、三次元構造解析モデルと等価な剛性となるようモデル化する。なお、新設部材である頂版及び隔壁は既設部材と一体化を図った施工を行っていることから、既設部材と一体としたモデル化とする。

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

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

地震応答解析手法の選定フローを図 3-2 に示す。

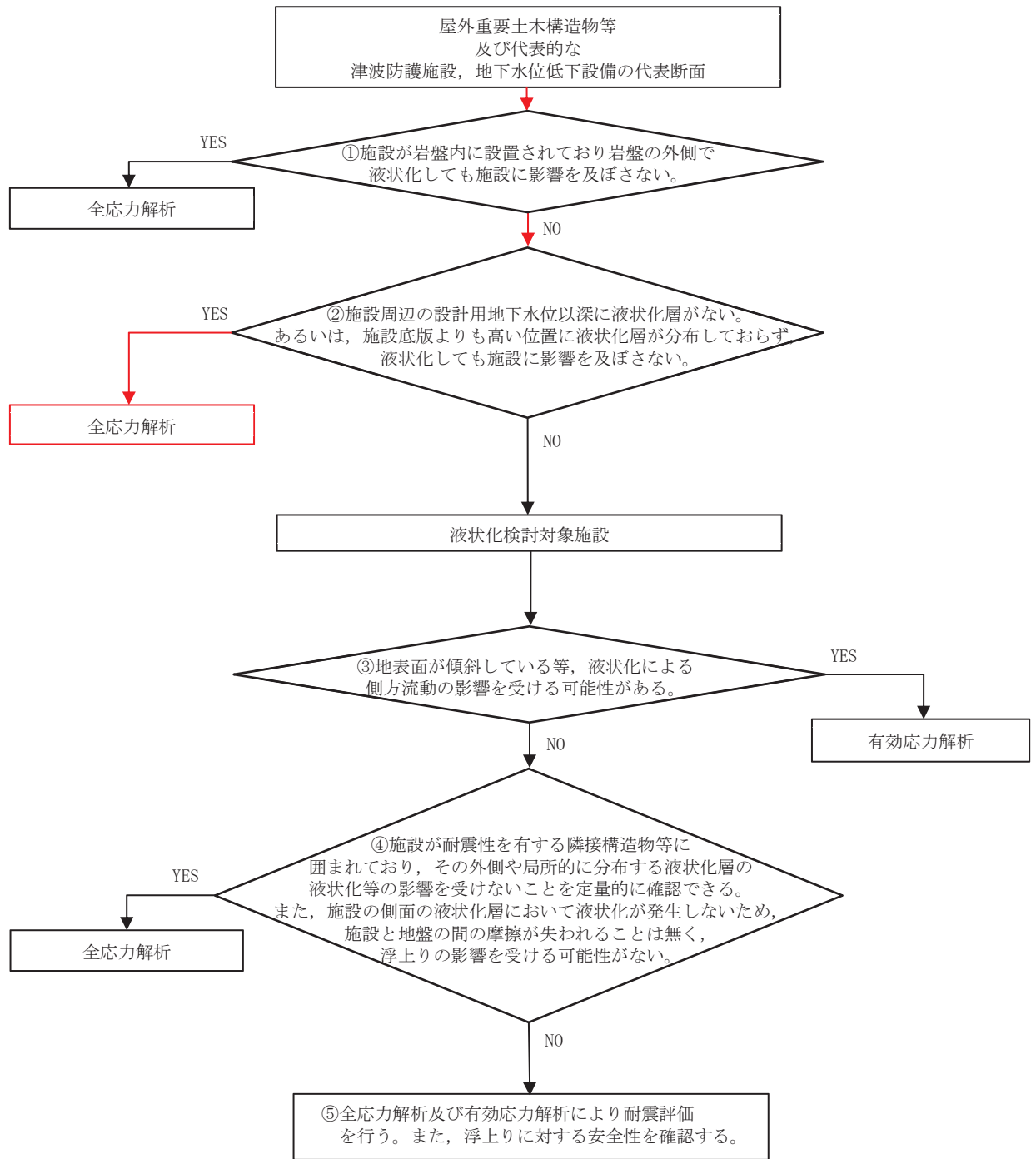


図 3-1 解析手法の選定フロー

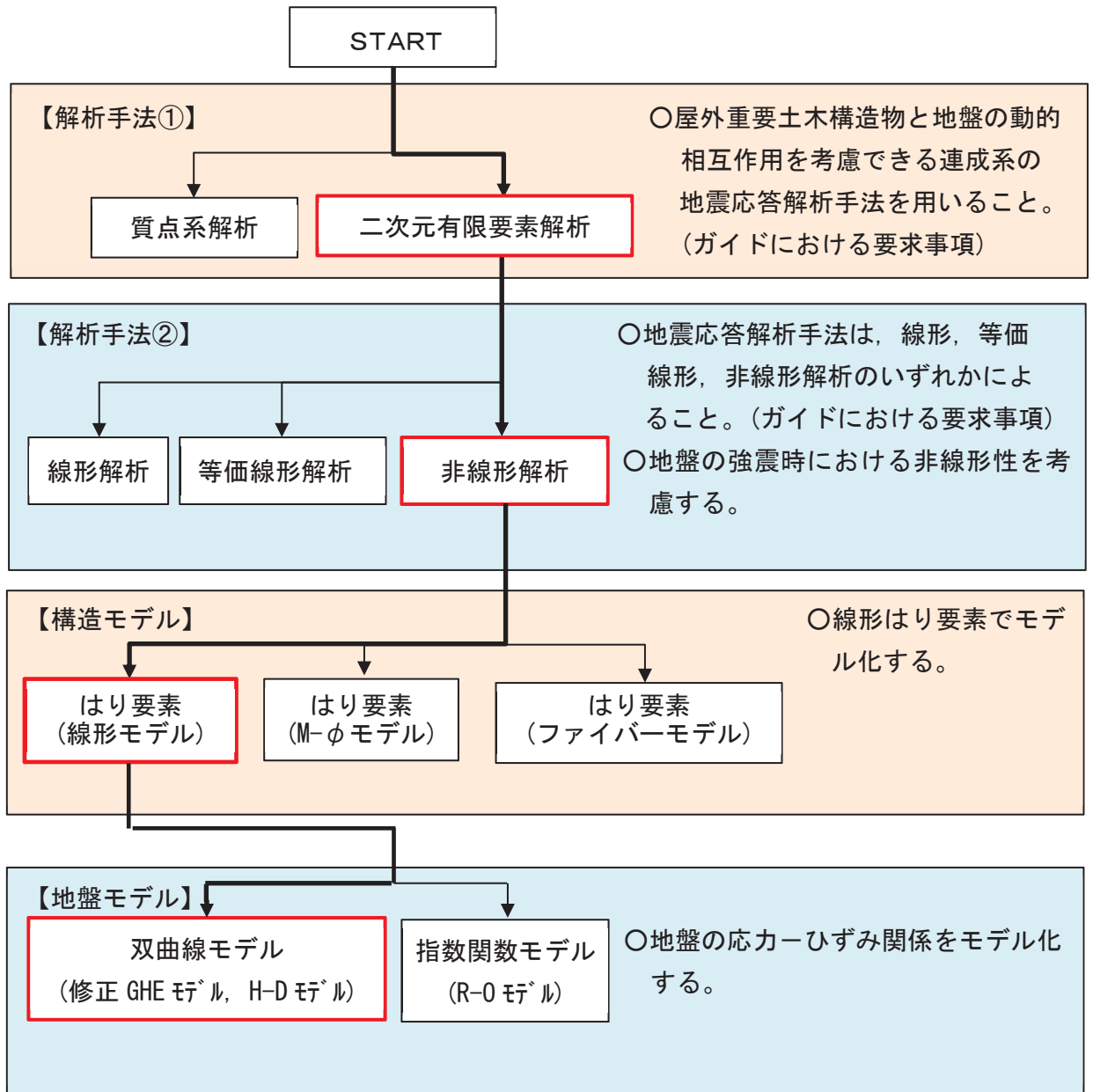


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

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

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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

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

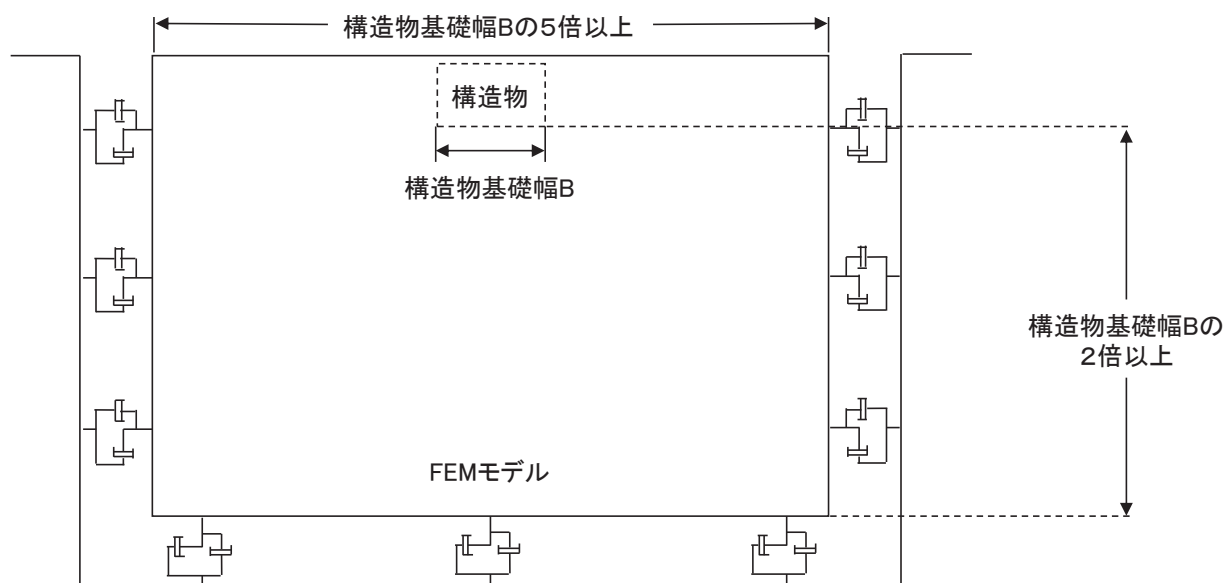


図 3-3 モデル化範囲の考え方

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

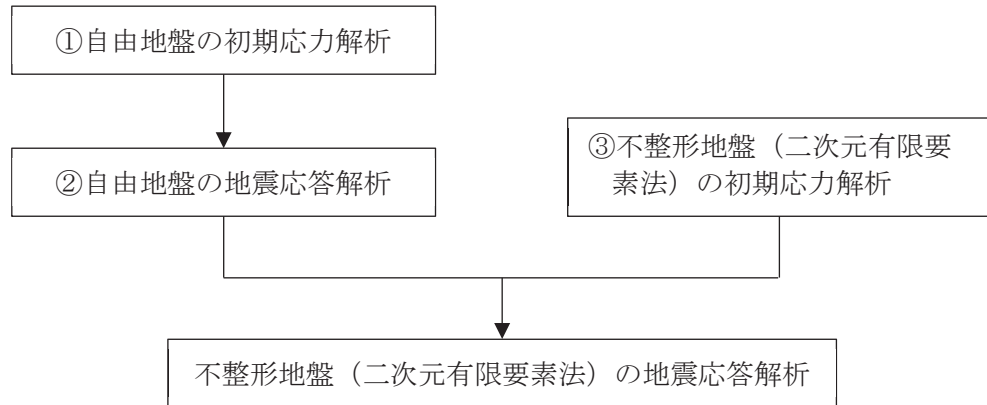


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

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

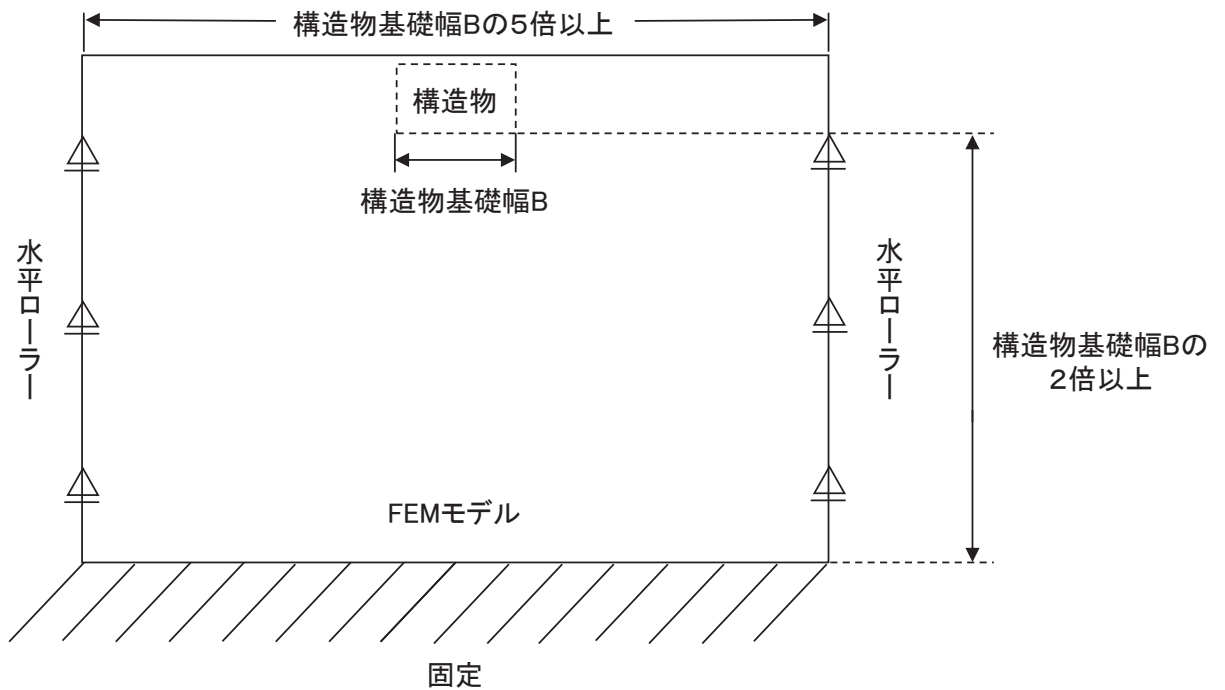


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

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

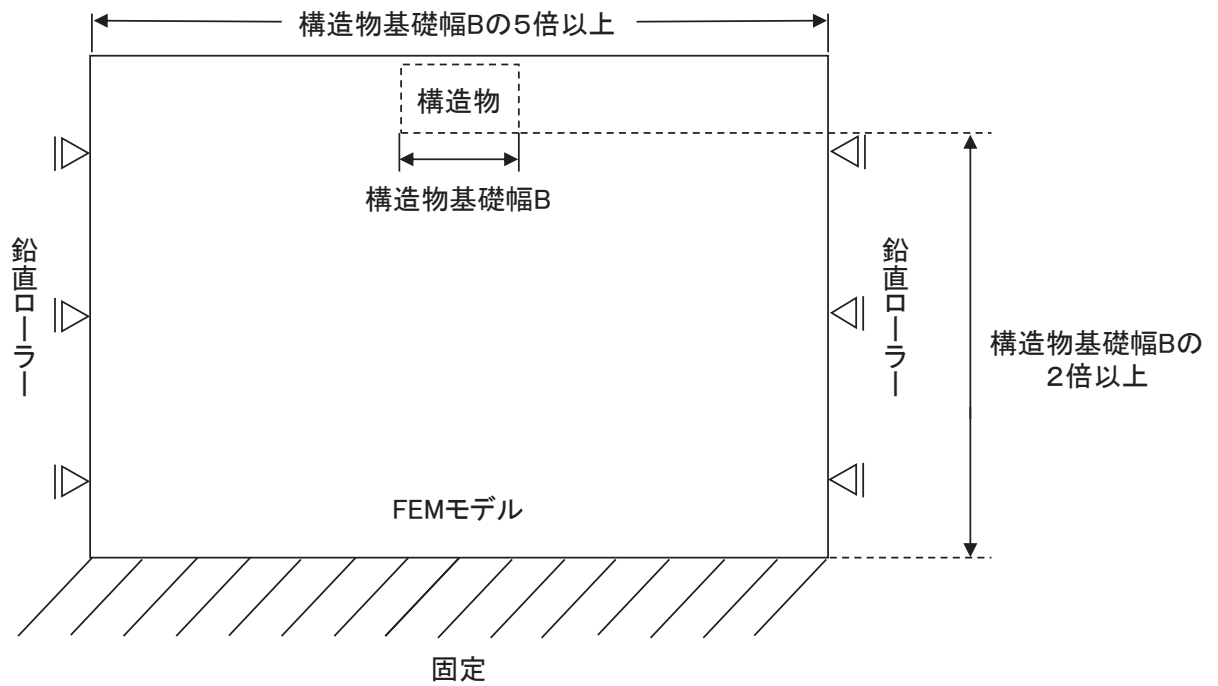
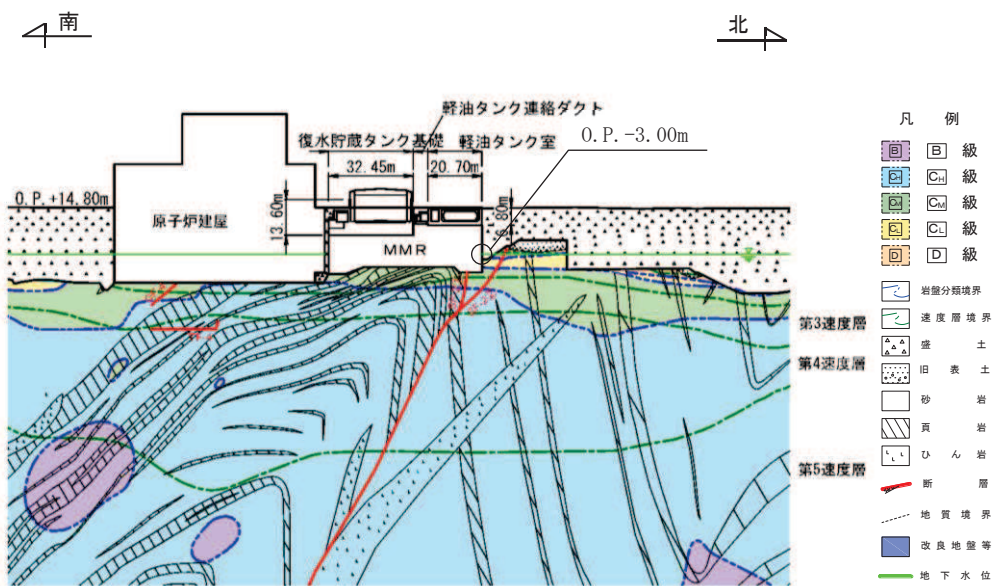


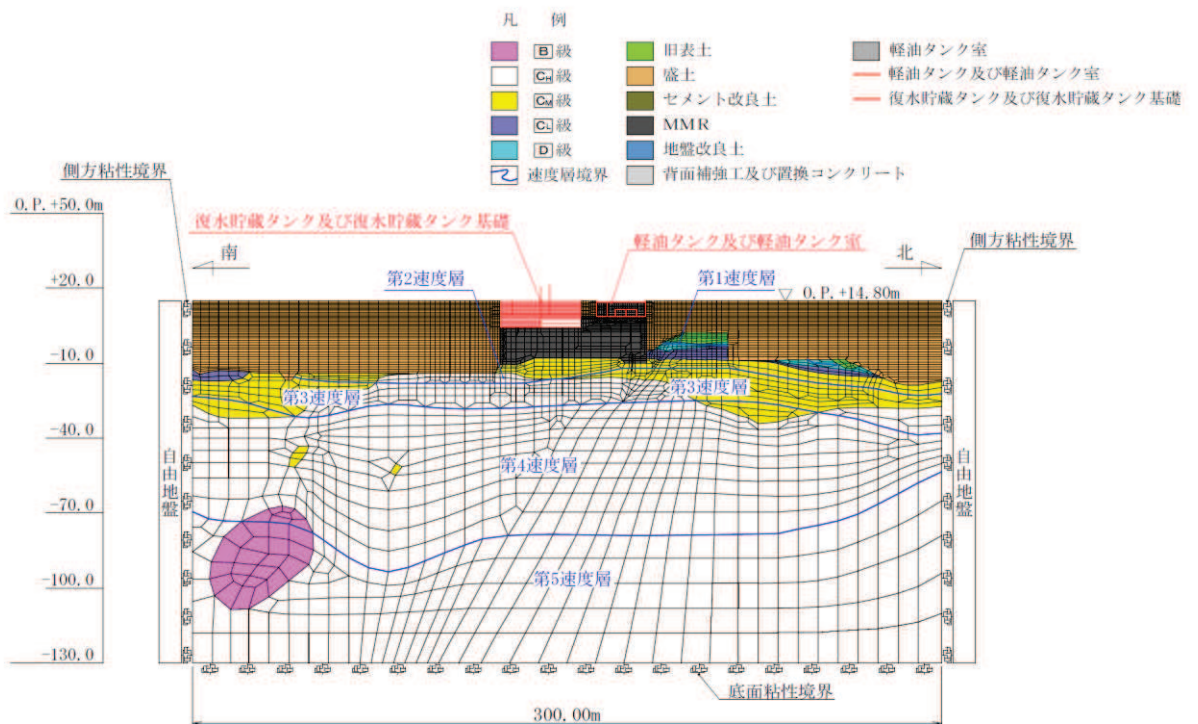
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

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

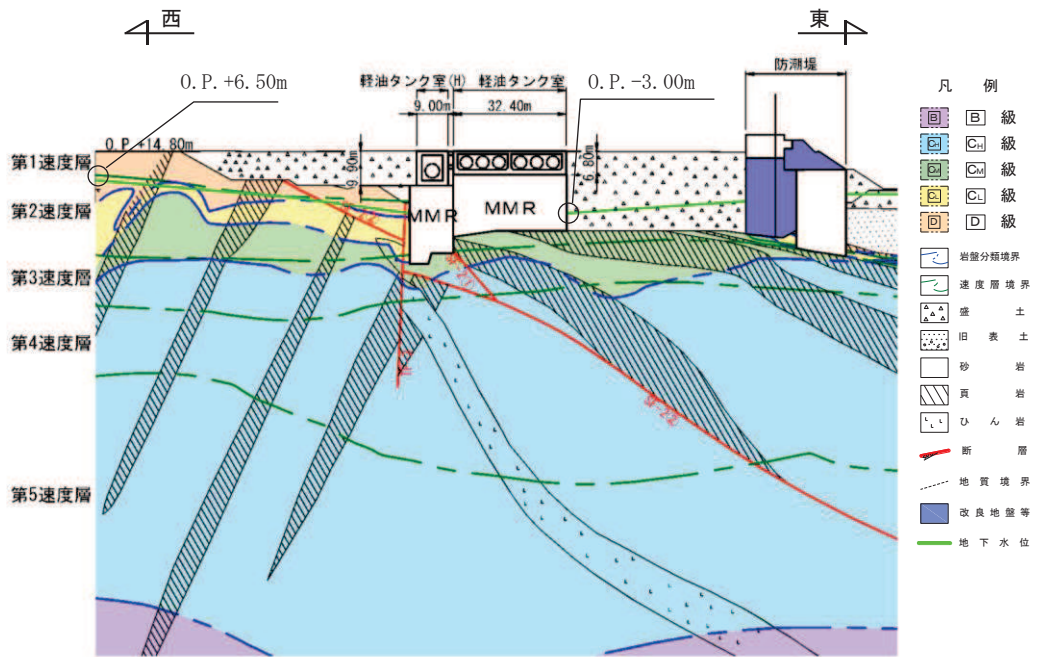


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

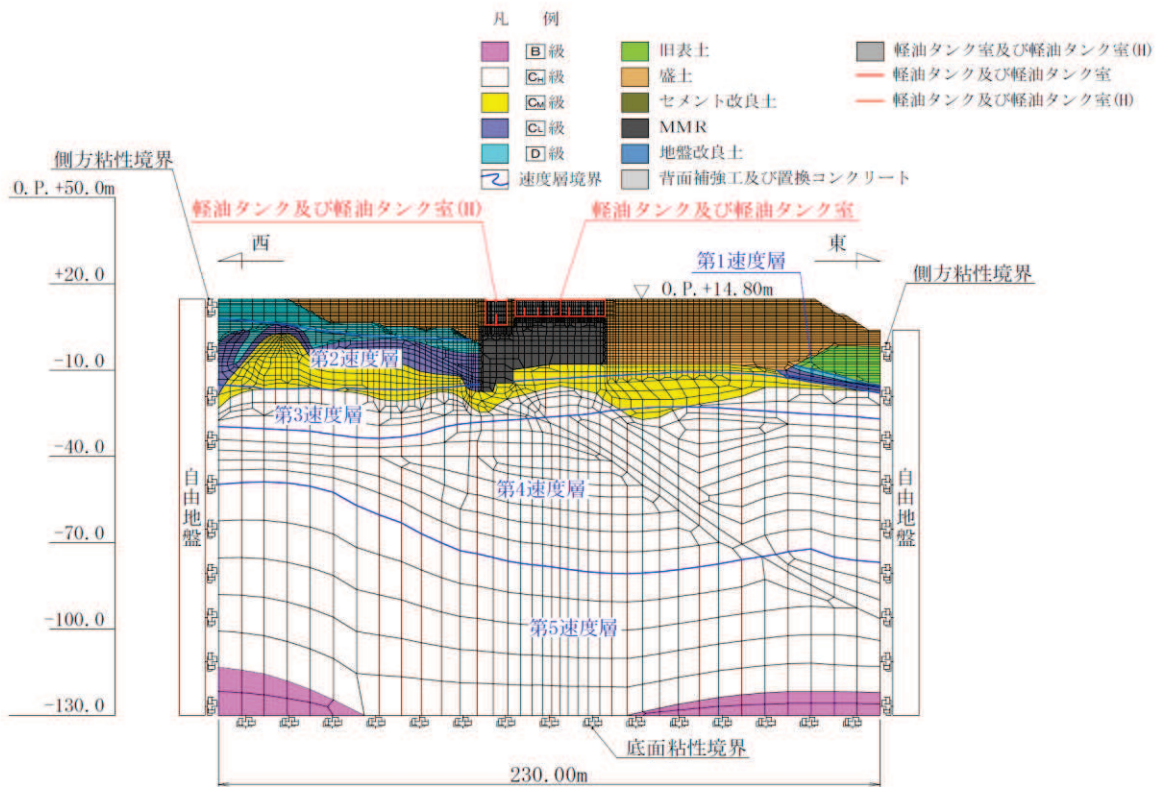


(b) 地震応答解析モデル図

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

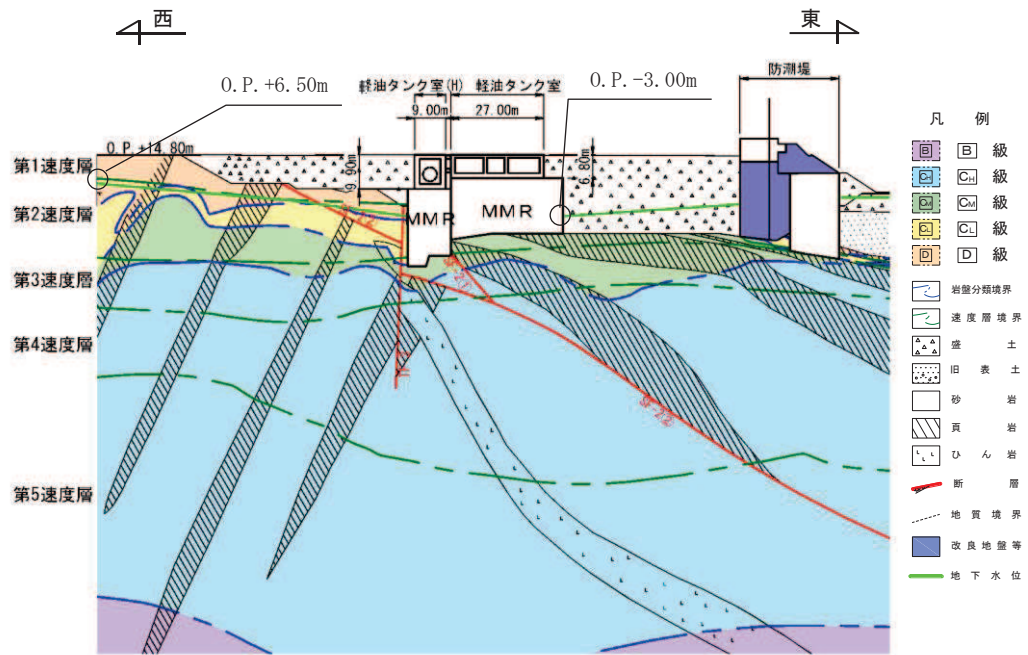


(a) 地震時荷重算出用地質断面図

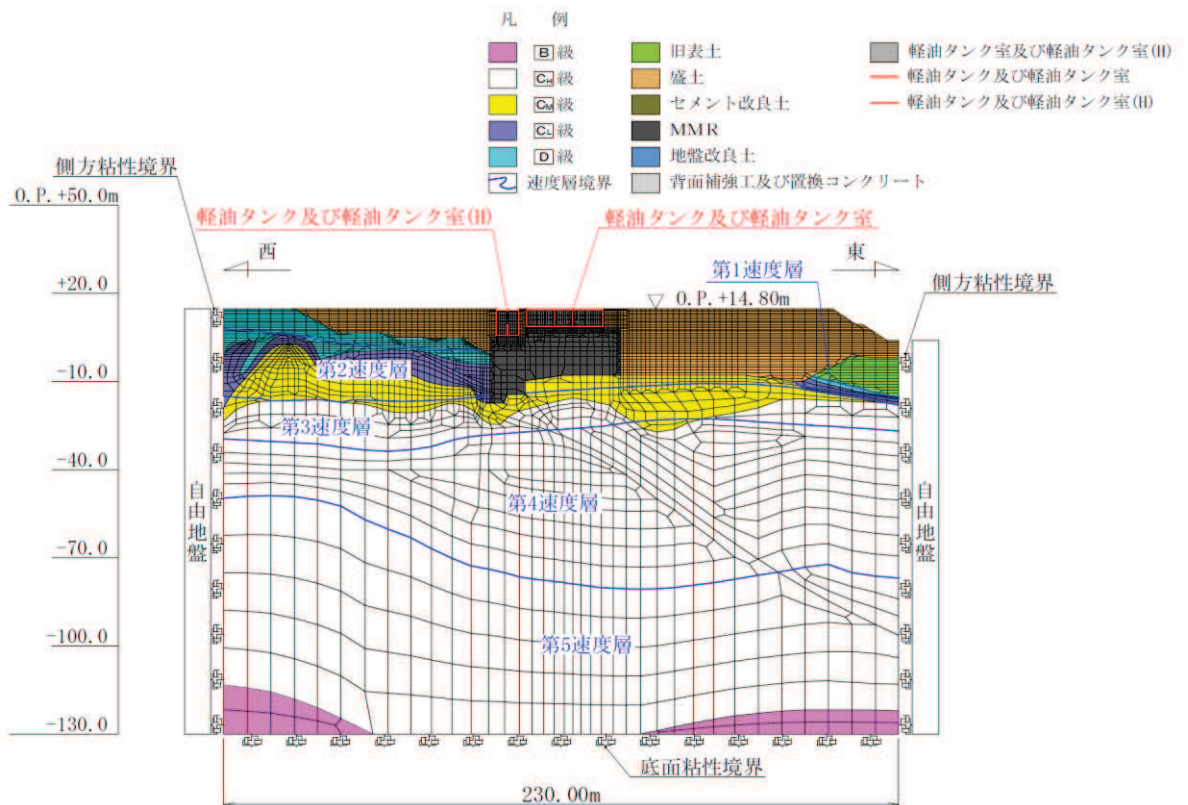


(b) 地震応答解析モデル図

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



(a) 地震時荷重算出用地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

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

3.2.3 構造物のモデル化

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

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

等価剛性の設定は以下の2つの手順に基づき行う。

手順1として、エリア奥行長さに対する、部材の奥行長さの比率から補正係数 α を平面応力要素に設定する。なお、軽油タンク室では、線形はり要素の断面定数を、開口部の影響を考慮した値とすることから補正係数 α は設定しない。

手順2として、線形の三次元構造解析モデルに水平荷重として単位荷重(100kN/m²)を作用させ、頂版位置での奥行方向の平均的な水平変位を算定する。一方、補正係数 α を設定した二次元モデルに同じ単位荷重を作用させ、両側壁の頂版位置での平均変位が、三次元構造解析モデルの頂版位置での平均変位と等しくなるように補正係数 β を算定する。地震応答解析では、コンクリートの弾性係数 E_c に補正係数 α 、 β を乗じ、等価剛性モデルの弾性係数(剛性)を設定する。

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

等価剛性モデルは、地震時荷重を保守的に評価するよう線形モデルとする。

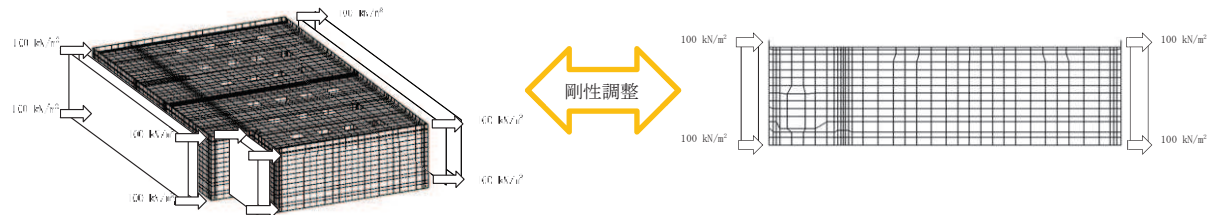


図 三次元モデルと等価剛性モデルの変位比較

剛性の調整方法

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

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

E : 等価剛性モデルの弾性係数

E_c : コンクリートの弾性係数

α : 奥行き長さに対する各部材の奥行き長さの比率 (L_e / L)

L_e : 部材の奥行き長さ

L : 奥行き長さ

β : 変位を合わせるための弾性係数の補正係数

図 3-9 剛性の調整方法

(1) 南北方向

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

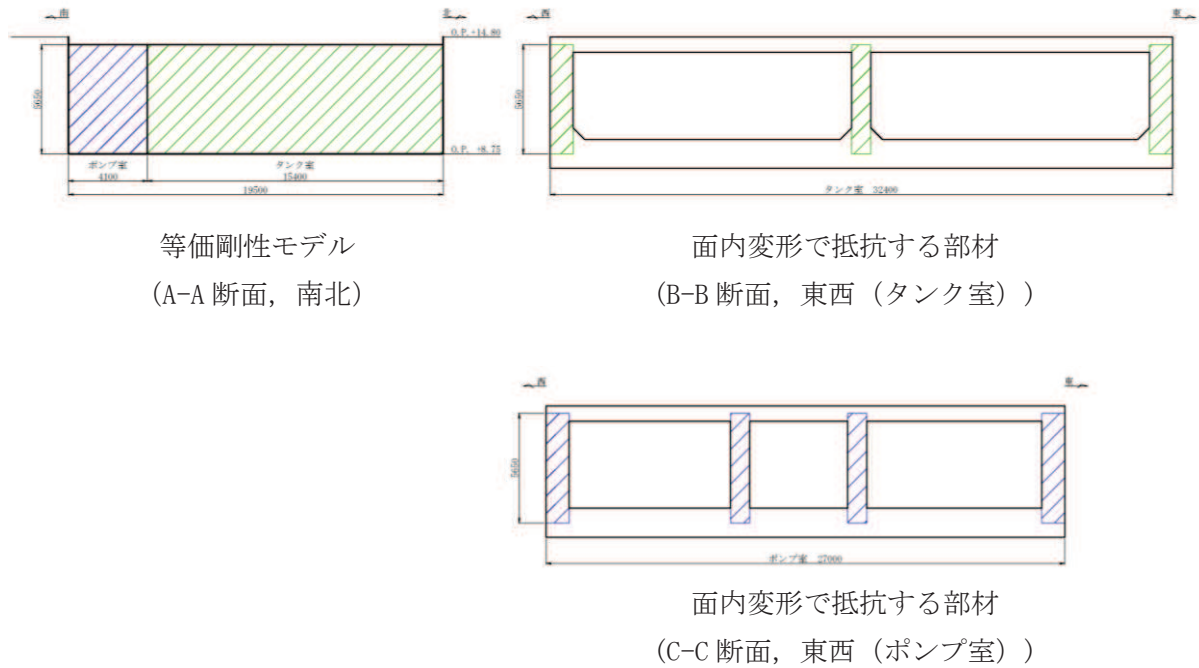


図 3-10 等価剛性モデル (A-A 断面, 南北)

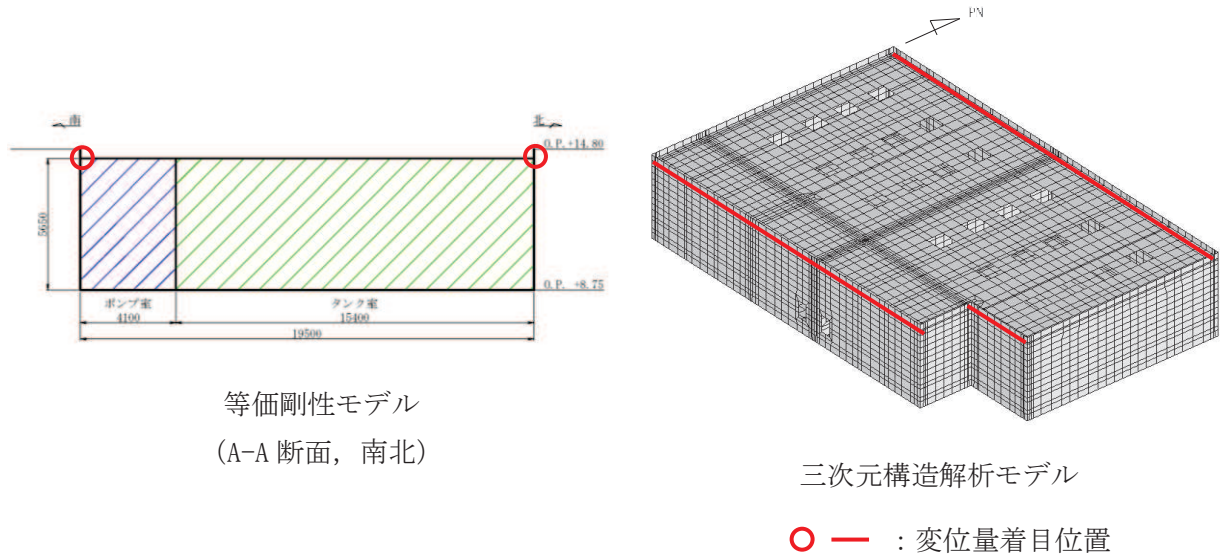


図 3-11 等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図 (A-A 断面, 南北)

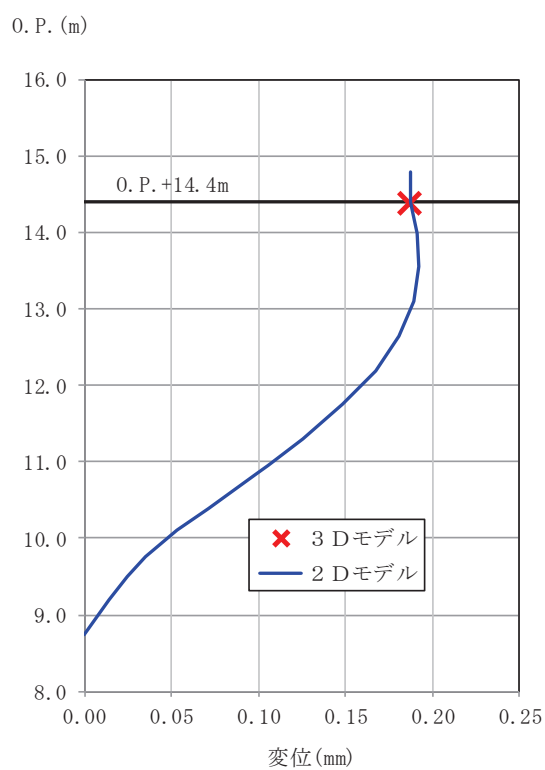


図 3-12 剛性調整結果 (A-A 断面, 南北)

表 3-1 補正係数の計算結果 (平面応力要素) (A-A 断面, 南北)

部位	α	β^*
タンク室	0.10	0.82
ポンプ室	0.14	

注記* : 層毎の設定とするため β 値は共通とする。

(2) 東西方向

図 2-2 及び図 2-3 に示す B-B 断面（東西，タンク室）及び C-C 断面（東西，ポンプ室）の等価剛性モデル概念図を図 3-13 に，等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図を図 3-14 に，剛性調整結果を図 3-15 に，補正係数の計算結果を表 3-2 に示す。

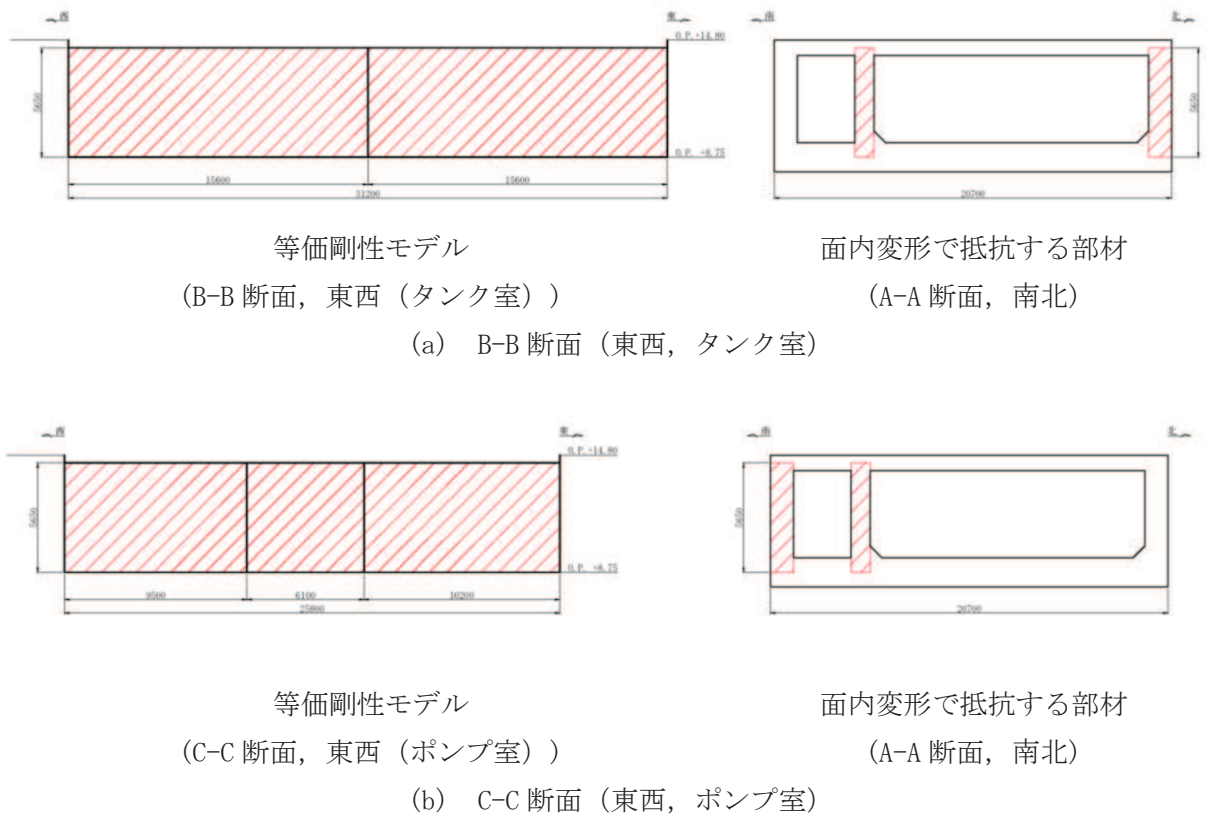
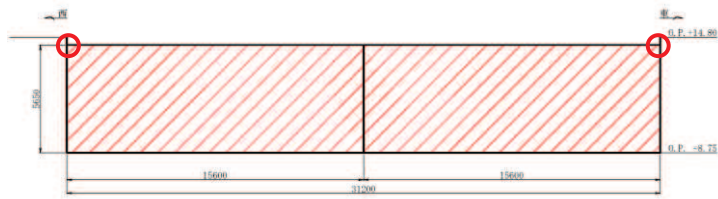
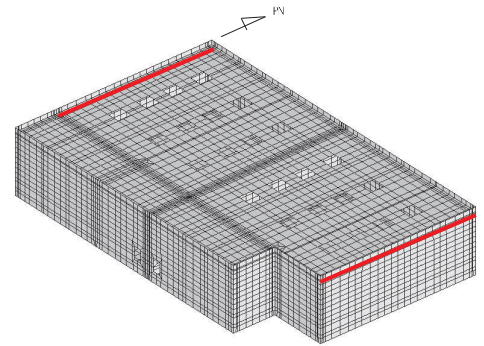


図 3-13 等価剛性モデル (東西)



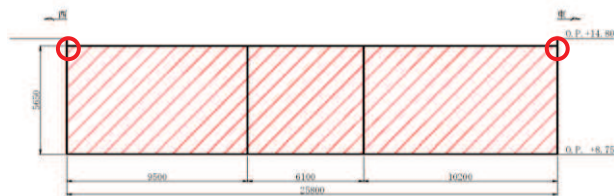
等価剛性モデル
(B-B 断面, 東西 (タンク室))



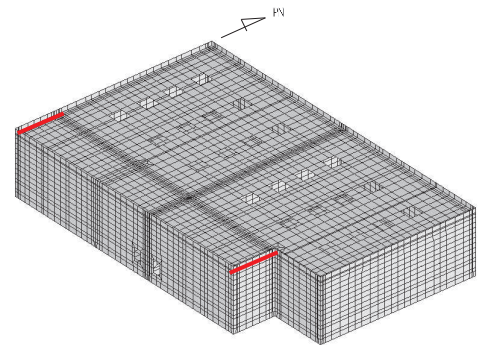
三次元構造解析モデル

○ — : 変位量着目位置

(a) B-B 断面 (東西, タンク室)



等価剛性モデル
(C-C 断面, 東西 (ポンプ室))

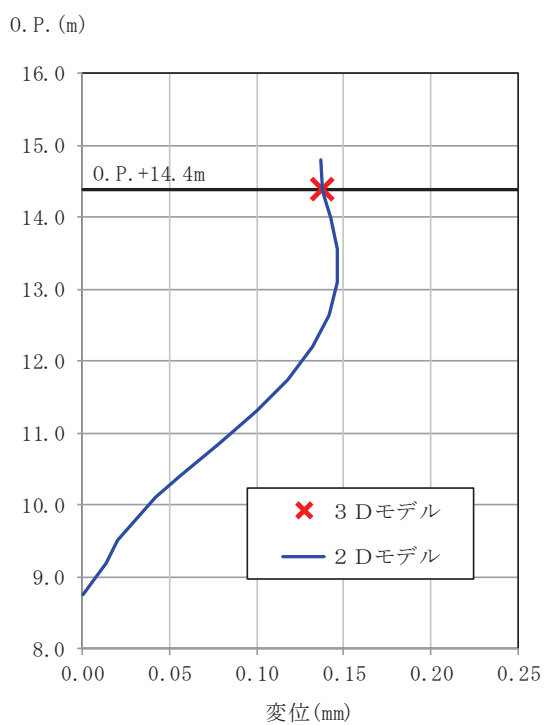


三次元構造解析モデル

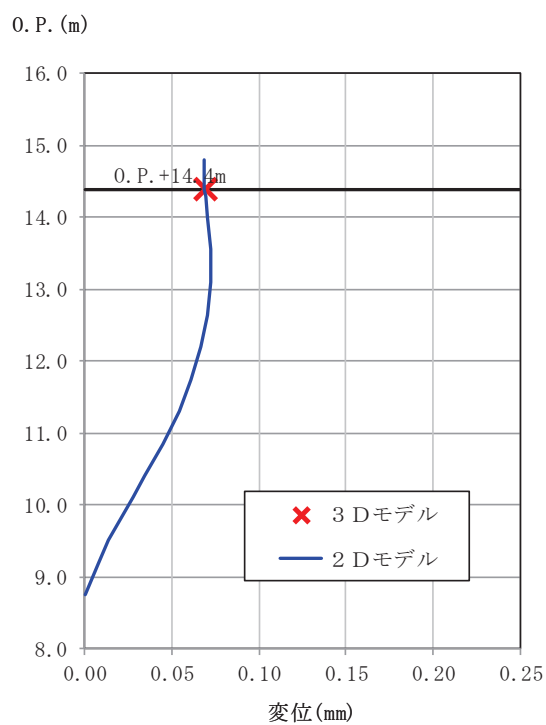
○ — : 変位量着目位置

(b) C-C 断面 (東西, ポンプ室)

図 3-14 等価剛性モデルと三次元構造解析モデルの変位比較概念図 (東西)



(a) B-B 断面 (東西, タンク室)



(b) C-C 断面 (東西, ポンプ室)

図 3-15 剛性調整結果 (東西)

表 3-2 補正係数の計算結果 (平面応力要素) (東西)

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

3.2.4 隣接構造物のモデル化

隣接構造物のモデル化は「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「8. 隣接構造物のモデル化方針」に従い、地中構造物の耐震評価においては、盛土よりも剛性の大きい隣接構造物をモデル化することにより、周辺地盤の変形が抑制されると考えられることから、南北方向において隣接構造物となる原子炉建屋及び東西方向において隣接構造物となる防潮堤は、軽油タンク室の耐震評価において保守的な評価になるよう盛土としてモデル化する。一方、軽油タンク室と MMR を共有する復水貯蔵タンク基礎は、お互いの振動の影響を考慮するためモデル化する。また、軽油タンク室 (H) の MMR と接しており、お互いの振動の影響を受けることから、軽油タンク室 (H) とその MMR 及び軽油タンクをモデル化する。南北方向において、軽油タンク室と復水貯蔵タンク基礎間は、軽油タンク室の構造幅の範囲に軽油タンク連絡ダクトと盛土の双方が位置することから、軽油タンク室の耐震評価において保守的な評価になるよう盛土としてモデル化する。

3.2.5 地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化

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

3.2.6 ジョイント要素の設定

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

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

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-3 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は強度の小さい側の要素の物性値とし、表 3-4 のとおり設定する。

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

ここで、 σ' : 面直圧

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3-3 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土* ¹	0.10	33.9
盛土* ²	0.06	30.0
D級	0.10	24.0
C _L 級	0.46	44.0
C _M 級	0.49	47.0
MMR（既設）	3.10	40.0
MMR（新設）	4.18	40.0

注記*1：地下水位以浅

*2：地下水位以深

表 3-4 要素間の粘着力と内部摩擦角

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

また、ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol. 12 pp1061-1070, 2009）に従い、表 3-5 のとおり設定する。ジョイント要素の力学特性を図 3-16 に、ジョイント要素の配置を図 3-17 に示す。

表 3-5 ジョイント要素のばね定数

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

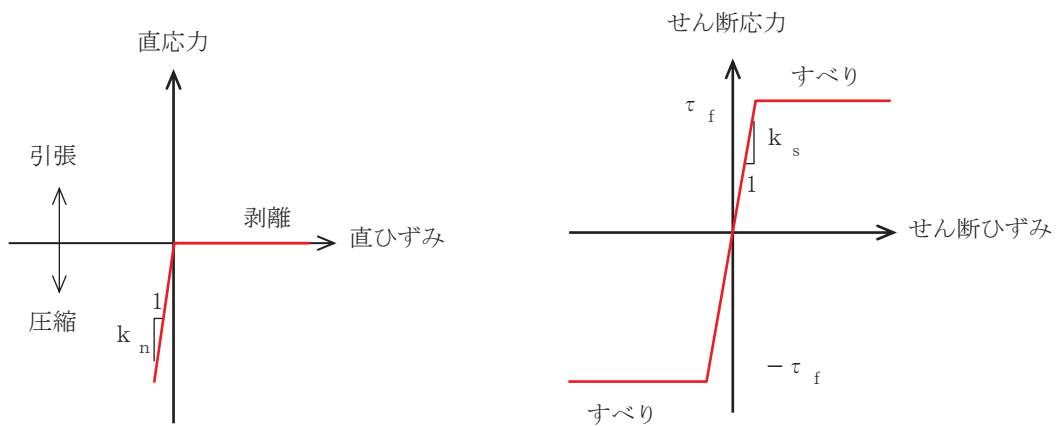
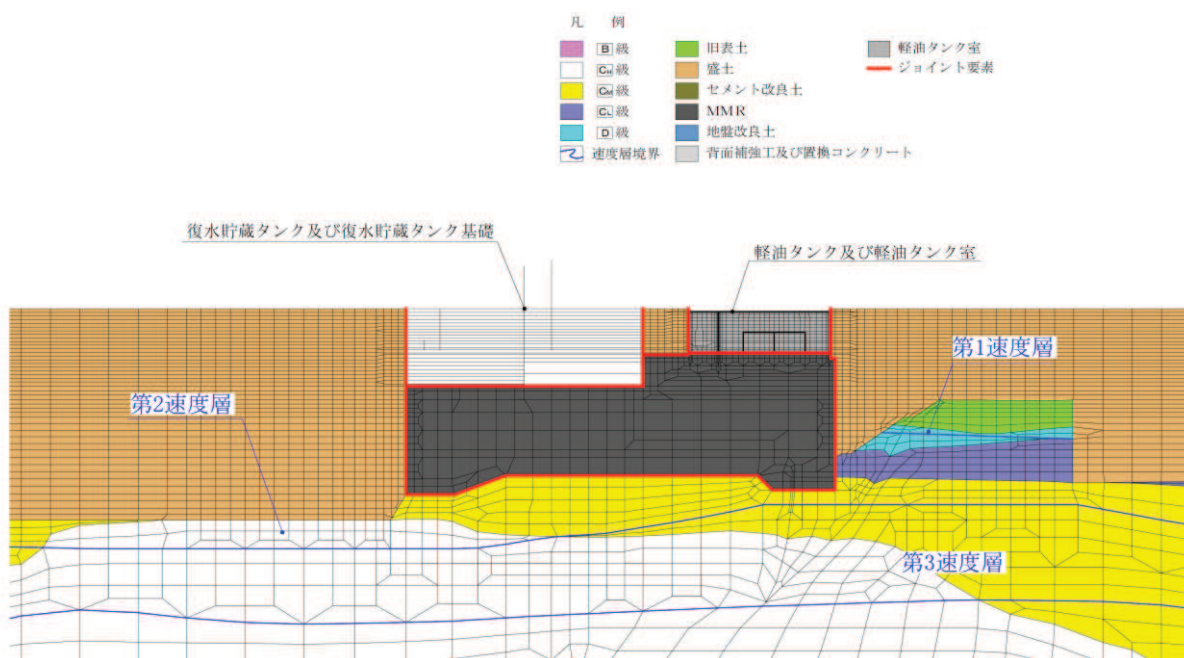
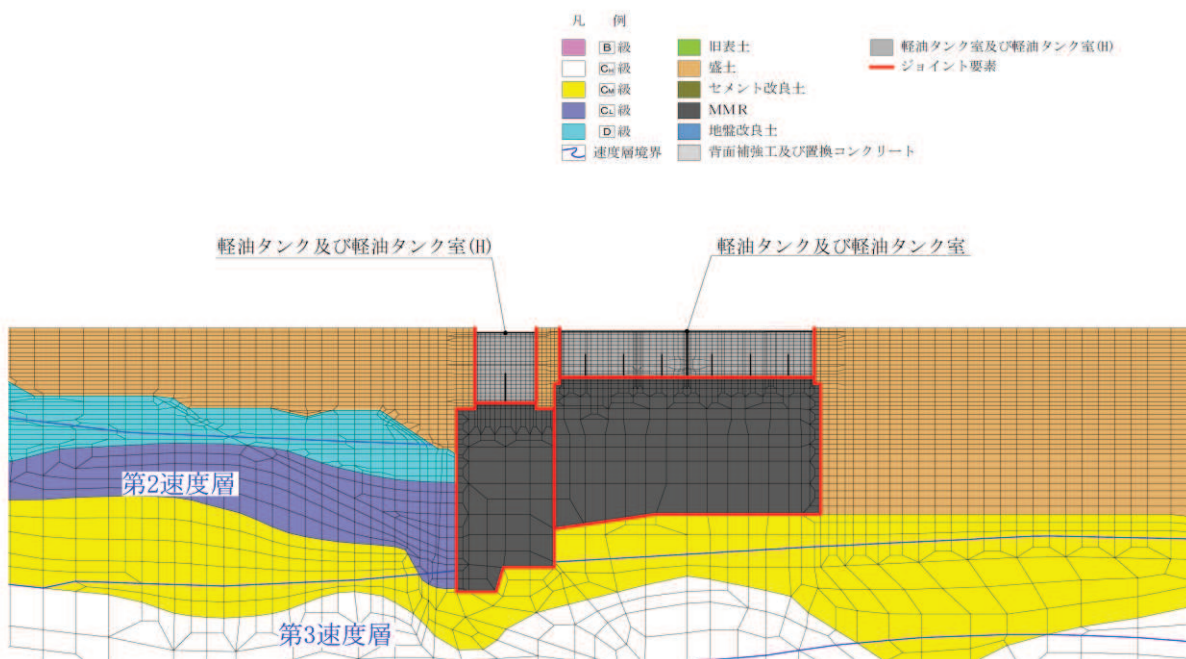


図 3-16 ジョイント要素の力学特性



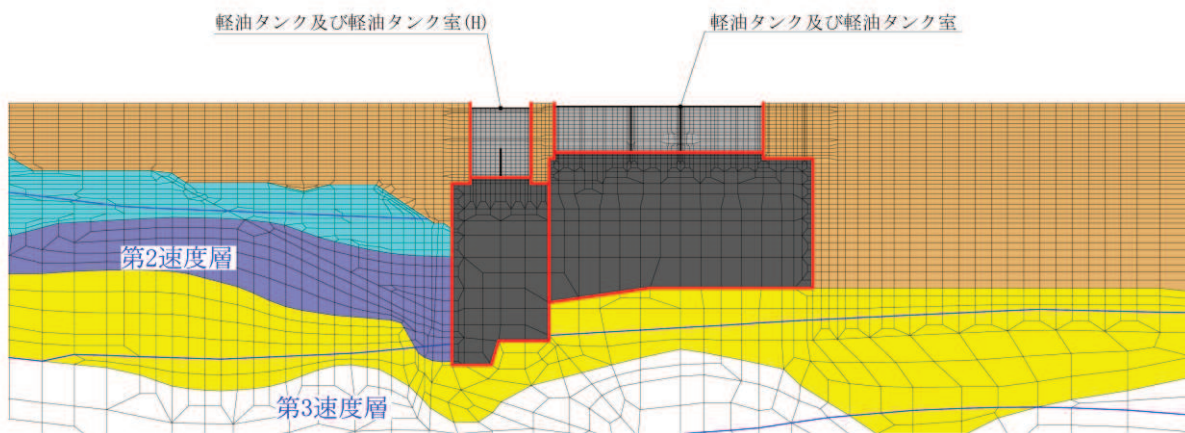
(a) A-A 断面, 南北



(b) B-B 断面, 東西 (タンク室)

図 3-17(1) ジョイント要素の配置

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



(c) C-C 断面, 東西 (ポンプ室)

図 3-17(2) ジョイント要素の配置

3.3 減衰定数

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

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-18 に示す。

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

[c] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

[k] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

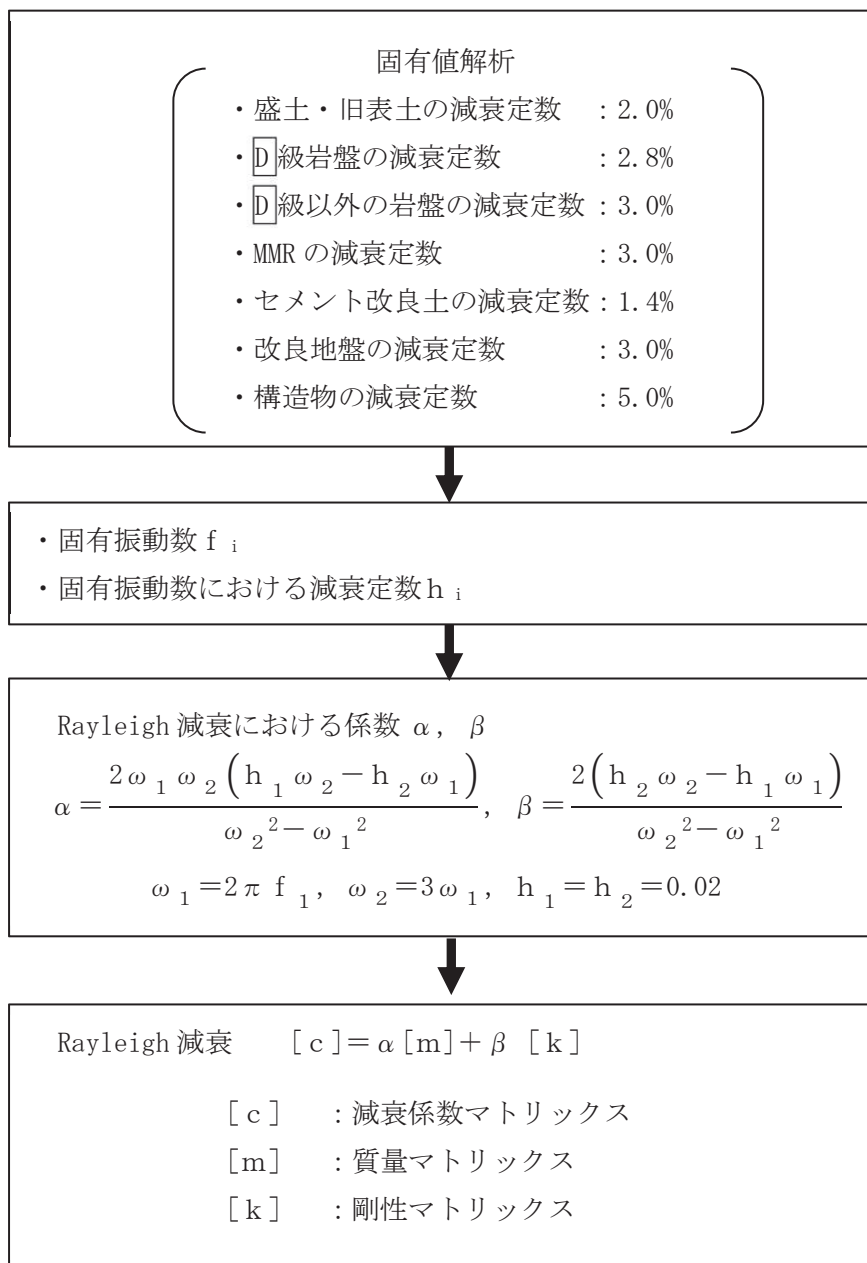


図 3-18 Rayleigh 減衰の設定フロー

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

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

固有値解析結果の一覧を表 3-6 に、固有値解析におけるモード図を図 3-19~図 3-21 に、係数 α , β を表 3-7 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-22 に示す。

表 3-6(1) 固有値解析結果 (A-A 断面, 南北)

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

表 3-6(2) 固有値解析結果 (B-B 断面, 東西 (タンク室))

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β x	β y	
1	1.228	3	0	52.95	-11.64	1次として採用
2	1.673	4	0	-21.77	-8.75	—
3	2.028	4	0	-15.57	3.18	—
4	2.366	4	0	14.93	1.33	—
5	2.669	9	0	-63.41	0.83	—
6	2.748	9	0	2.07	-1.22	—
7	2.805	10	0	19.02	-6.11	—
8	3.120	10	0	5.93	1.71	—
9	3.140	10	0	-1.97	-6.81	—
10	3.317	11	0	32.84	-7.35	—

表 3-6(3) 固有値解析結果 (C-C 断面, 東西 (ポンプ室))

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β x	β y	
1	1.226	3	0	53.58	-11.57	1次として採用
2	1.660	4	0	-22.81	-8.71	—
3	2.000	4	0	-15.91	3.50	—
4	2.335	4	0	14.16	1.34	—
5	2.669	9	0	-63.51	0.96	—
6	2.709	9	0	3.40	1.36	—
7	2.805	10	0	-18.63	5.97	—
8	3.089	10	0	3.27	5.47	—
9	3.120	10	0	-6.21	-2.33	—
10	3.294	10	0	-25.37	8.68	—

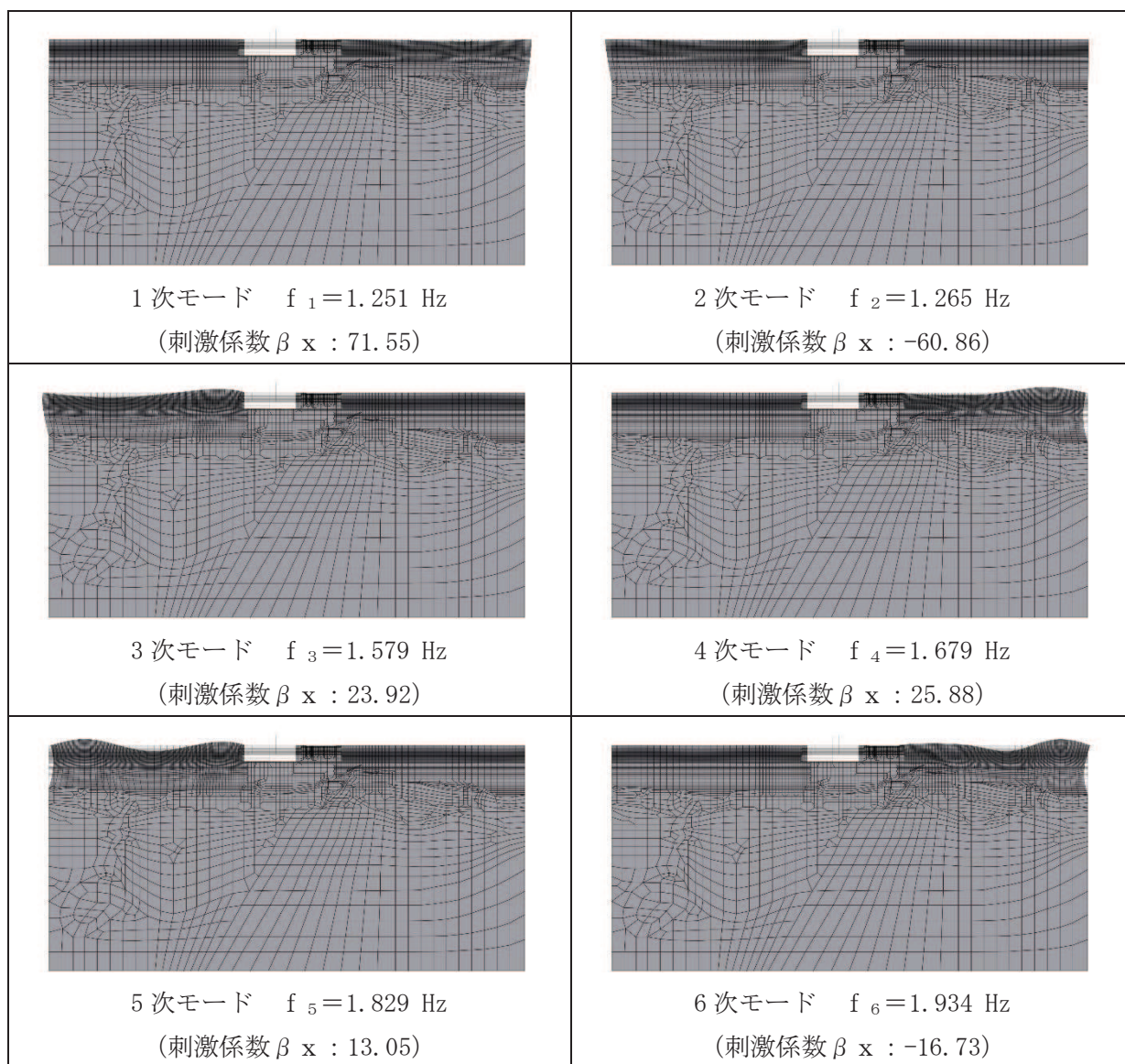


図 3-19(1) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北)

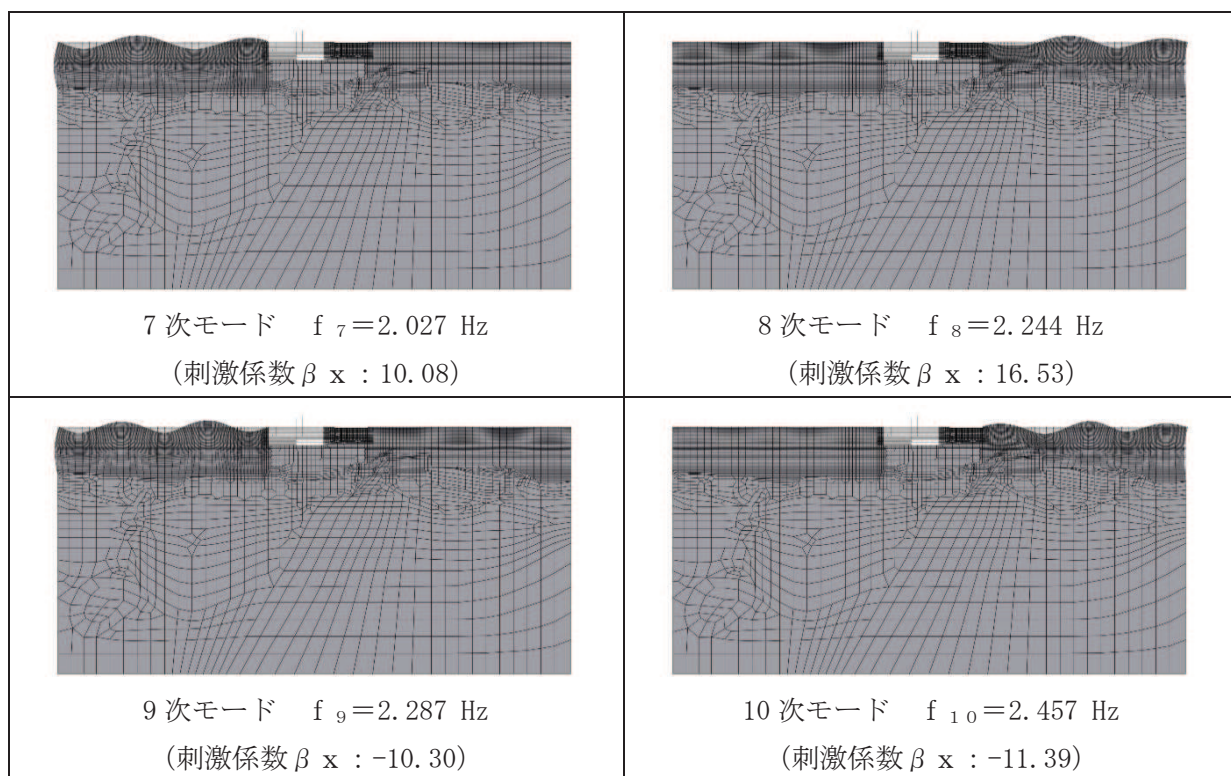


図 3-19(2) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面, 南北)

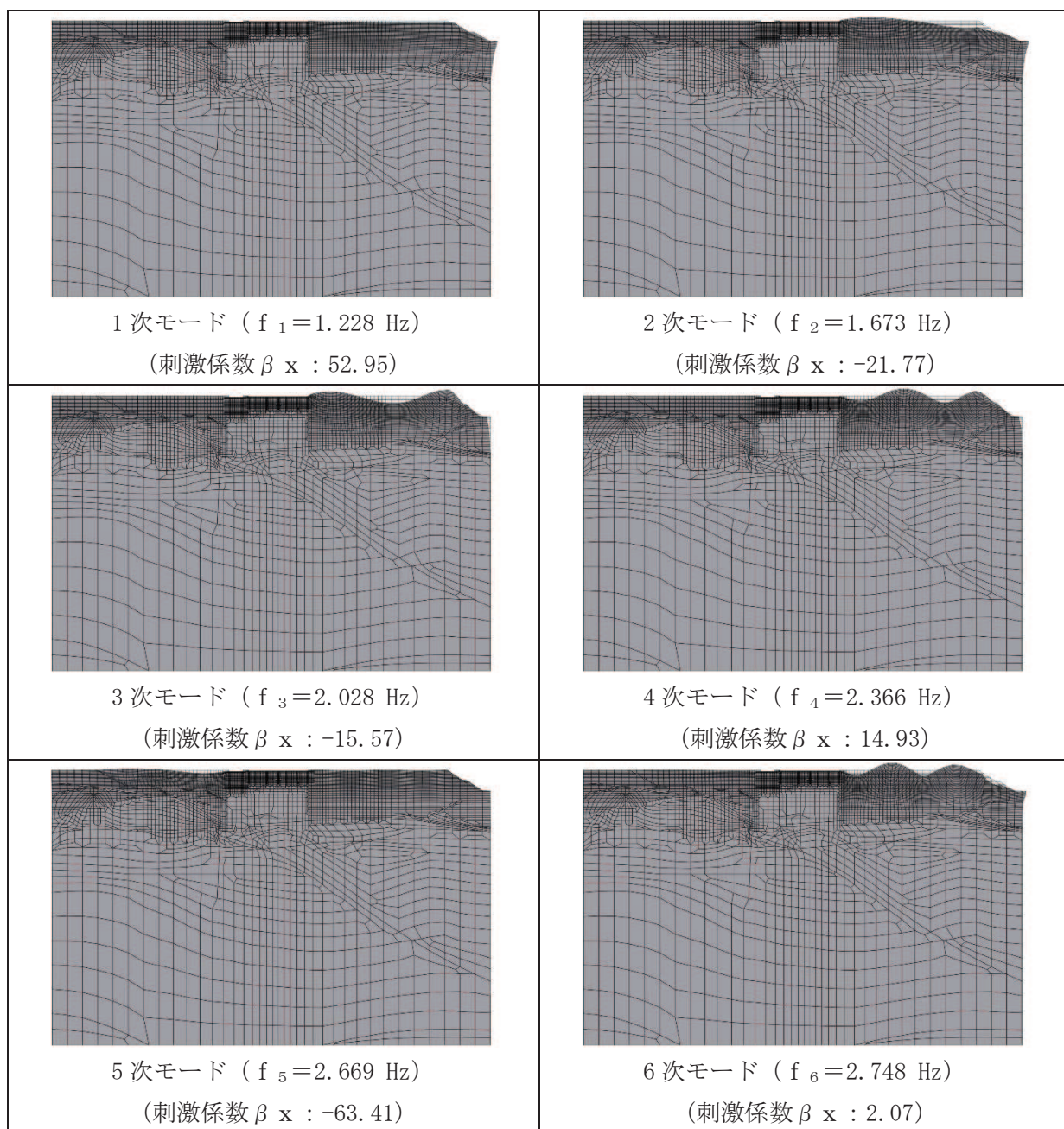


図 3-20(1) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西(タンク室))

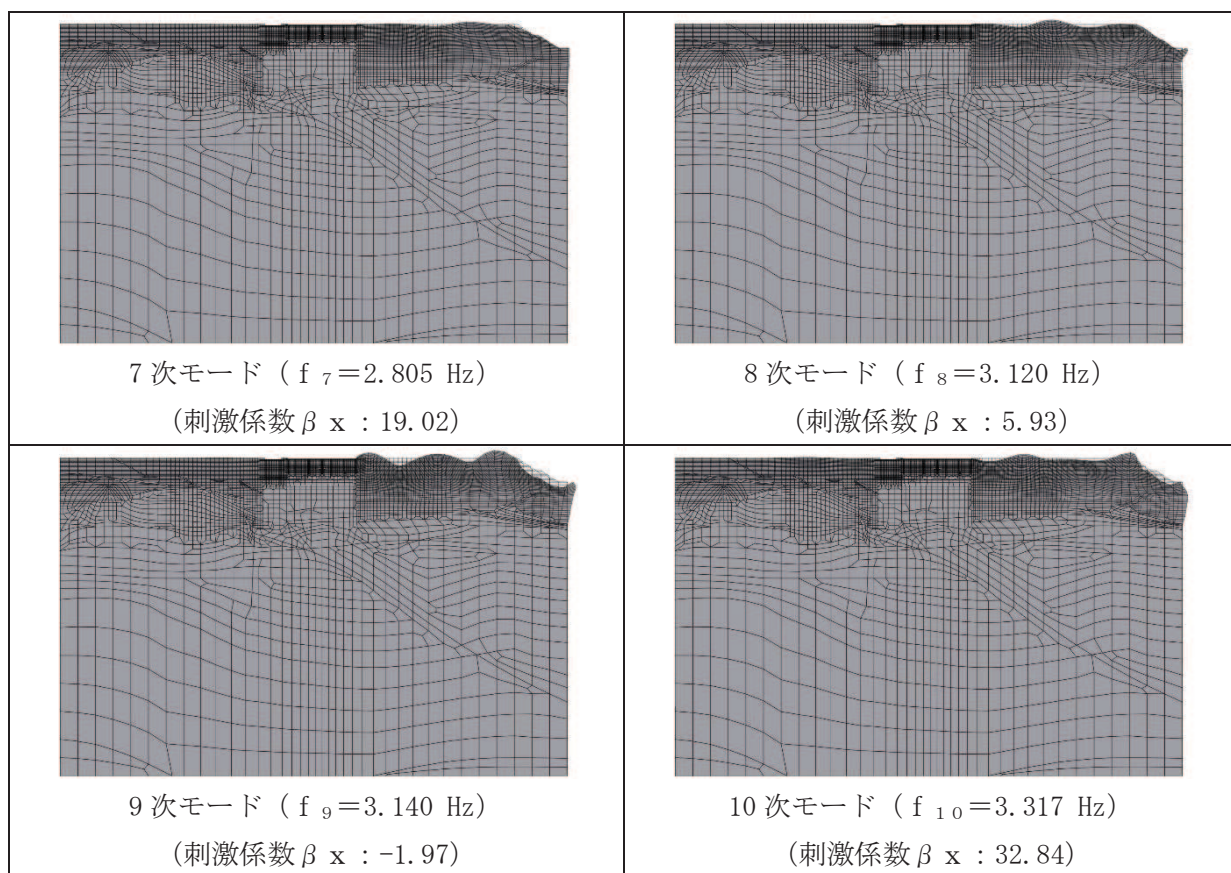


図 3-20(2) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面, 東西(タンク室))

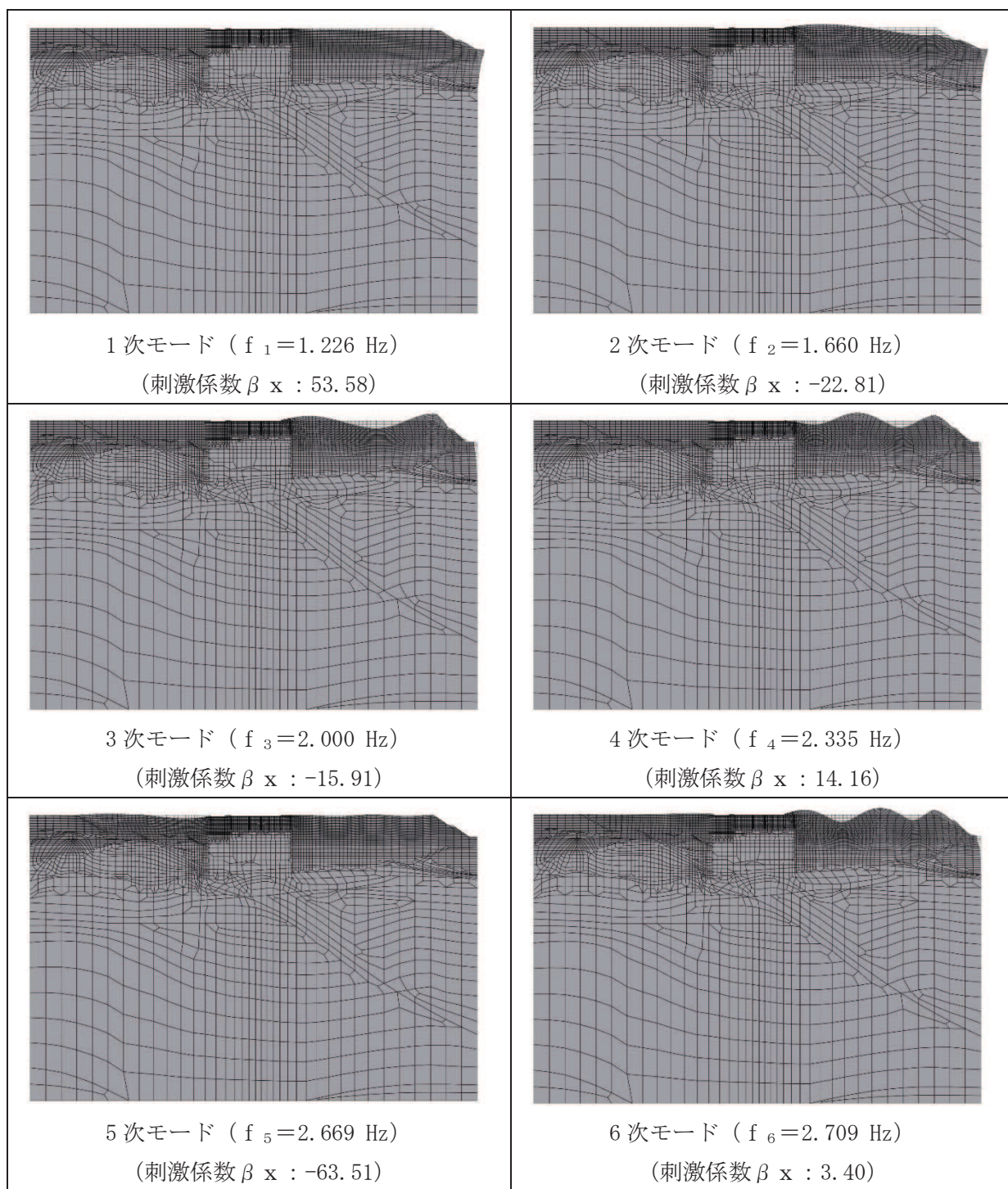


図 3-21(1) 固有値解析結果 (モード図) (C-C 断面, 東西(ポンプ室))

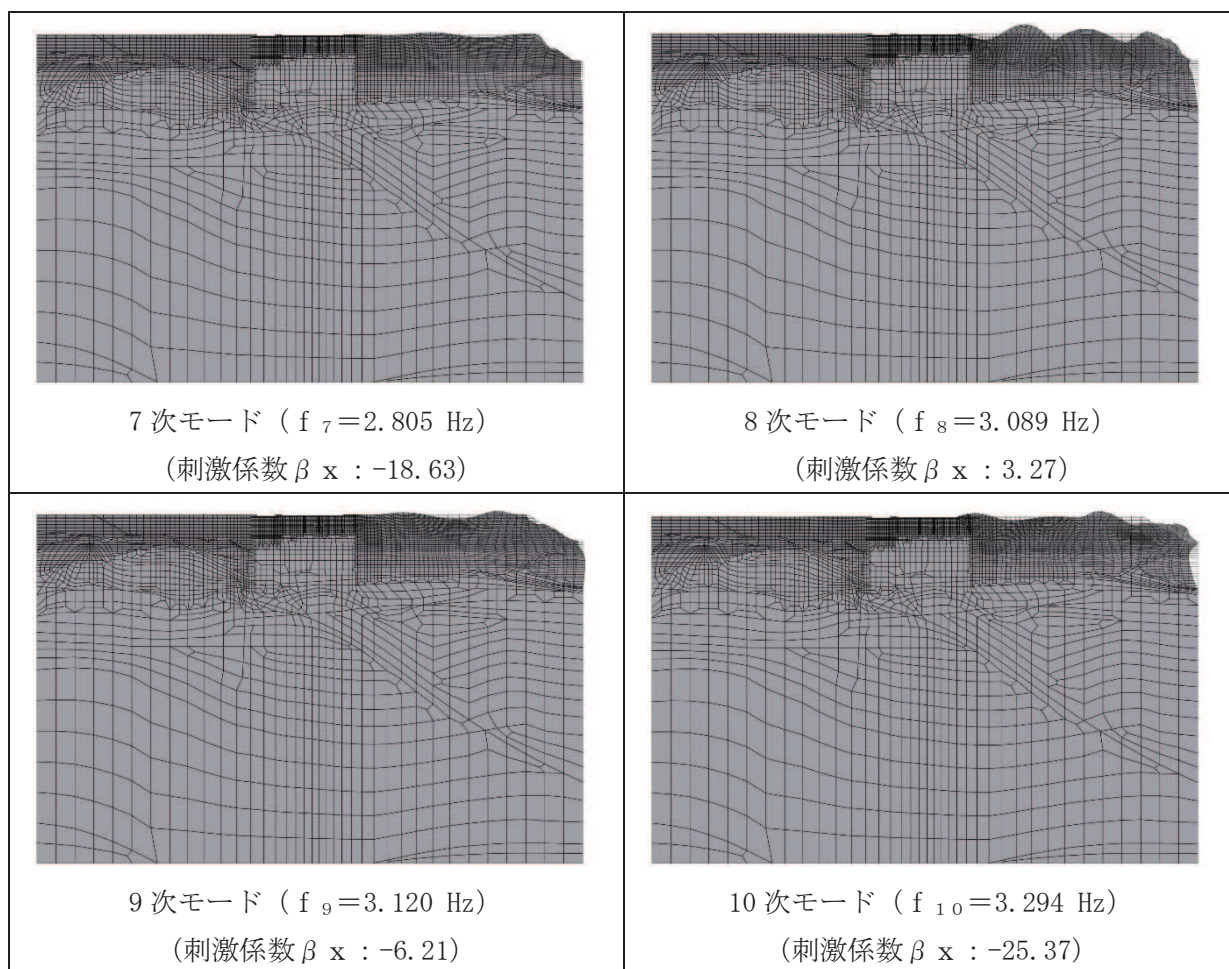


図 3-21(2) 固有値解析結果 (モード図) (C-C 断面, 東西(ポンプ室))

表 3-7 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

地震時荷重算出断面	α	β
南北方向	2.357×10^{-1}	1.273×10^{-3}
東西方向 (タンク室)	2.315×10^{-1}	1.296×10^{-3}
東西方向 (ポンプ室)	2.311×10^{-1}	1.298×10^{-3}

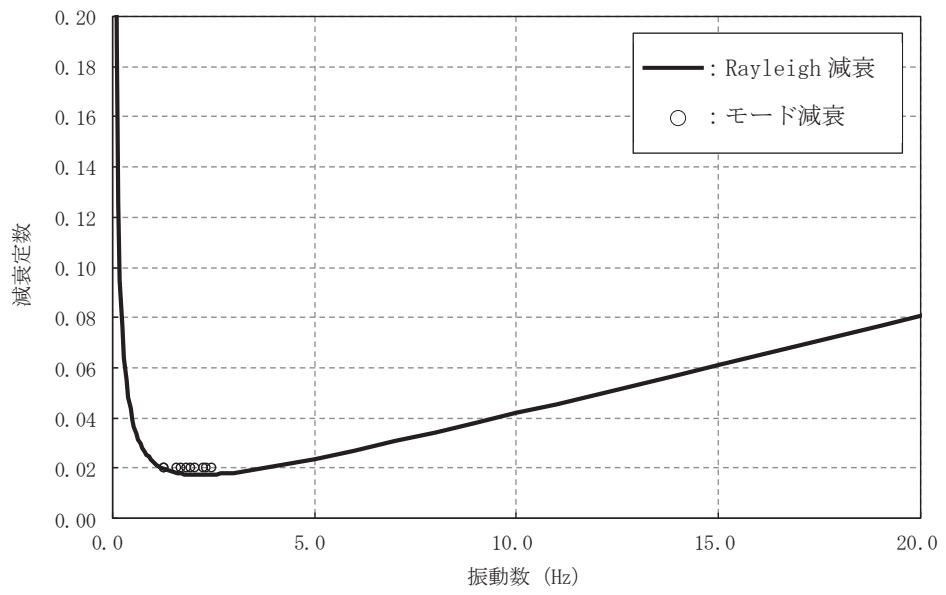


図 3-22(1) 設定した Rayleigh 減衰 (A-A 断面, 南北)

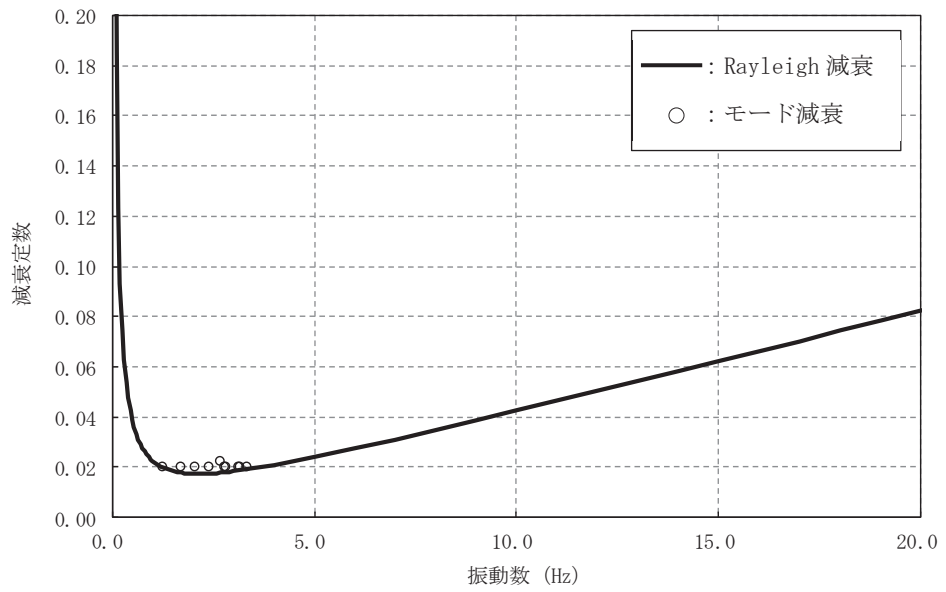


図 3-22(2) 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面, 東西 (タンク室))

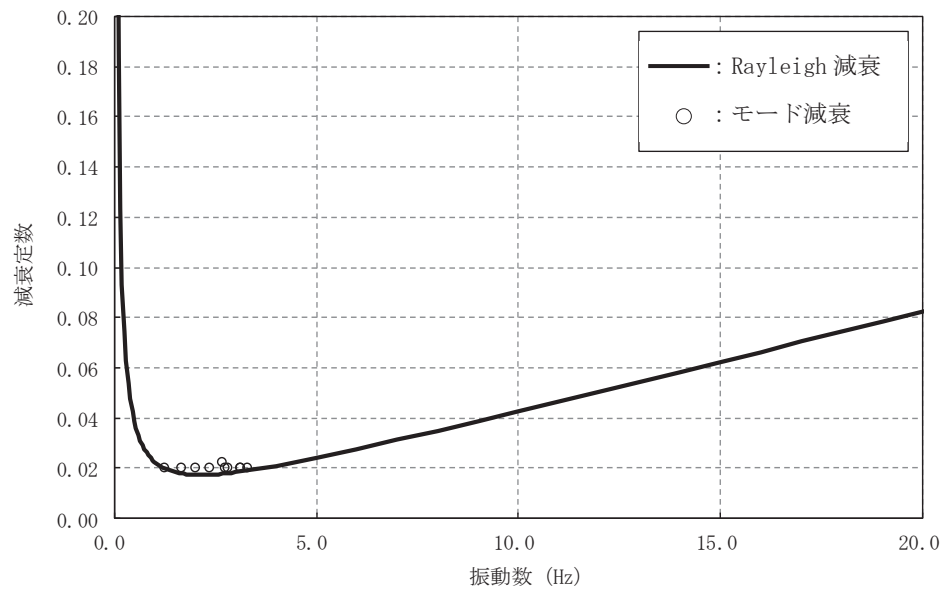


図 3-22(3) 設定した Rayleigh 減衰 (C-C 断面, 東西 (ポンプ室))

3.4 荷重の組合せ

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

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

荷重の組合せを表 3-8 に示す。

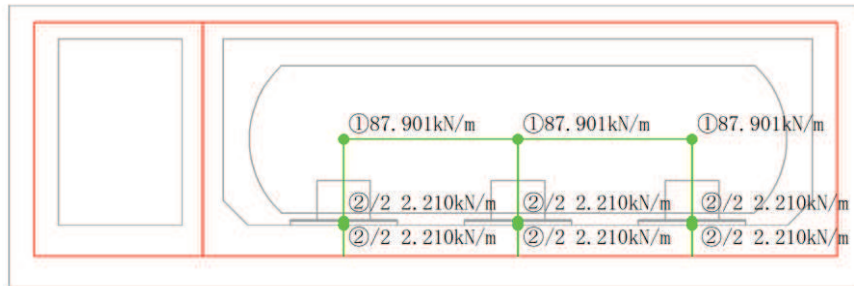
表 3-8 荷重の組合せ

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

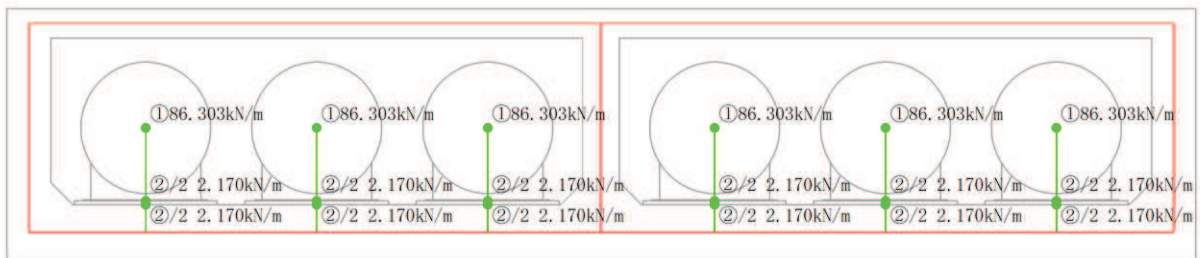
3.4.1 機器・配管荷重

(1) 軽油タンク及びタンク基礎

地震時に軽油タンク室に作用する機器・配管荷重のうち、軽油タンク及びタンク基礎の荷重図を図 3-23 に、荷重値の一覧を表 3-9 に示す。軽油タンク及びタンク基礎の荷重は、剛体でモデル化したはり要素の各節点に重量を与えることで考慮する。



(a) A-A 断面，南北



(b) B-B 断面，東西（タンク室）

図 3-23 軽油タンク及びタンク基礎の荷重図

表 3-9 軽油タンク及びタンク基礎の荷重値の一覧

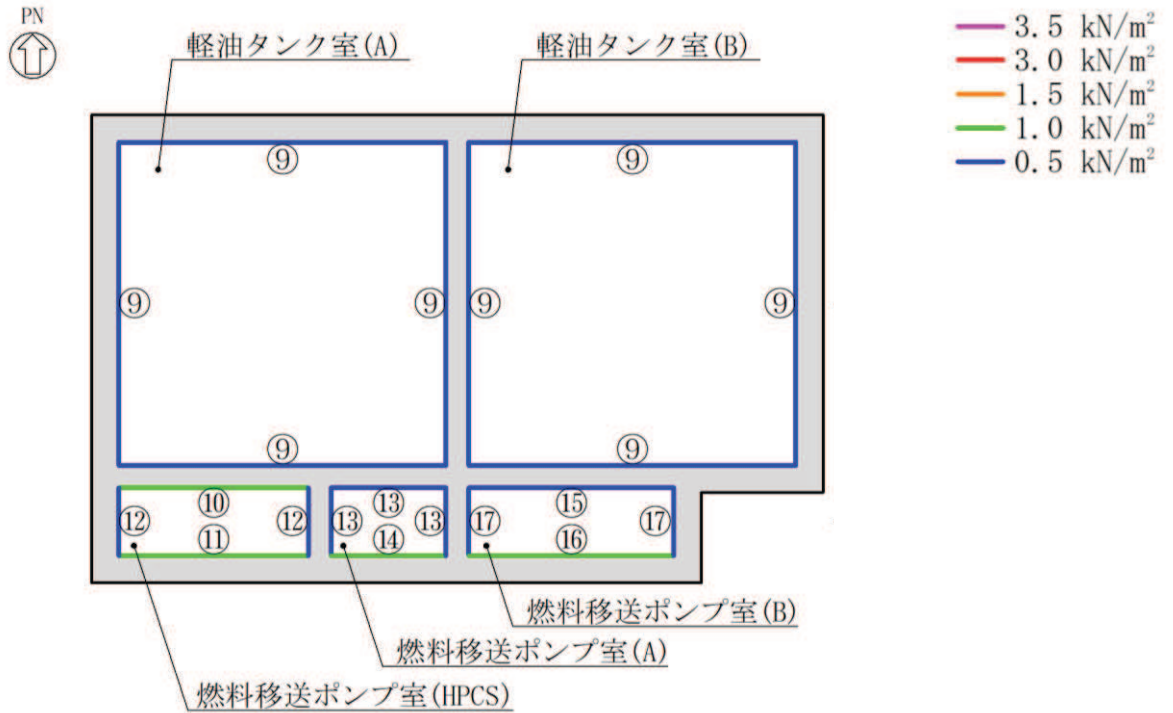
考慮する荷重	重量*1 (kN/m)	
	①軽油タンク (1 基あたり，運転重量，タンク廻りの架台重量を含む)	南北
	東西（タンク室）	86.303
②タンク基礎 (タンク 1 基あたり，基礎ボルト据付材の重量を含む) *2	南北	4.420
	東西（タンク室）	4.339

注記*1：東西と南北で構造物の奥行き長さが異なるため重量が異なる。

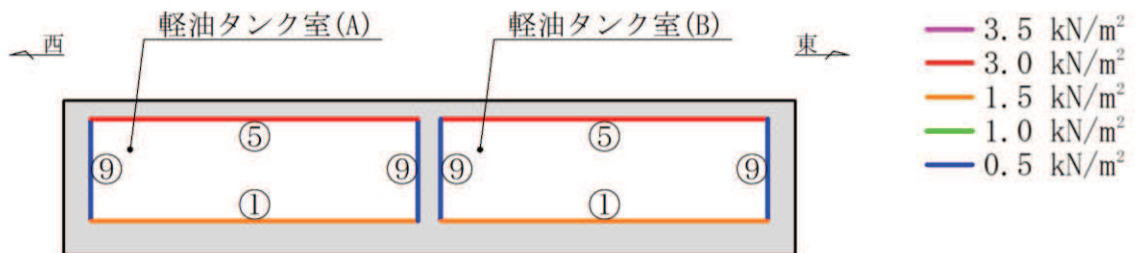
*2：基礎荷重を 2 質点に分割してモデル化しているため，荷重図に記載されている重量の数値は半分の値となっている。

(2) 機器・配管系

地震時に軽油タンク室に作用する機器・配管荷重のうち、「(1) 軽油タンク及びタンク基礎」以外の荷重図を図3-24に、荷重を考慮する主な機器の一覧を表3-10に示す。機器・配管系の荷重は、解析モデルの各質点に与えることで考慮する。



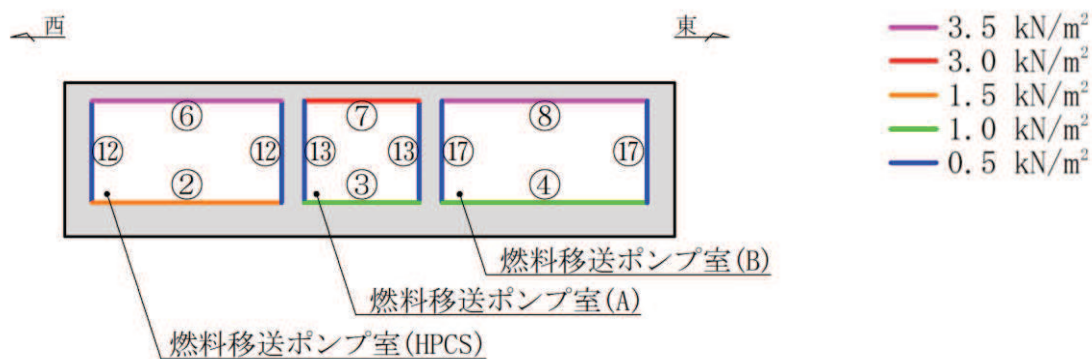
(a) 平面図*



(b) B-B断面，東西（タンク室）*

注記*：図中の①～⑰は表3-10に対応する。

図3-24(1) 機器・配管系の荷重図 (1/2)



(c) C-C 断面，東西方向（ポンプ室）*

注記*：図中の①～⑱は表 3-10 に対応する。

図 3-24(2) 機器・配管系の荷重図 (2/2)

表 3-10(1) 荷重を考慮する主な機器の一覧 (1/2)

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

注記*：①から⑱は図 3-24 に対応する。

表 3-10(2) 荷重を考慮する主な機器の一覧 (2/2)

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

注記* : ①から⑰は図 3-24 に対応する。

3.4.2 外水圧

外水圧は, 地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については, 「2.7 地下水位」のとおりとし, 地下水の密度として 1.00g/cm³を考慮する。

3.4.3 積載荷重

地震時に軽油タンク室に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として頂版及び地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。なお、積雪荷重は、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し、 0.301kN/m^2 とする。

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

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

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

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表 3-13 に示すケース①）とした場合に加えて、平均値±1.0×標準偏差(σ)のケース（表 3-13 に示すケース②及び③）について確認を行う。

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

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

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

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

軽油タンク室における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 f'_{ck} の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。軽油タンク室の実強度およびヤング係数を表 3-11 及び表 3-12 に示す。なお、既設部のコンクリートにおける実強度が、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価」の「参考資料 5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定」に基づき設定した圧縮強度より大きいため、新設部材である頂版及び隔壁（西）に対しても既設部のコア採取による圧縮強度試験結果で得られた実強度を用いる。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表 3-13 に示す。

表 3-11 軽油タンク室の実強度およびヤング係数

実強度*	ヤング係数
50.9 N/mm ²	33.2 kN/mm ²

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

表 3-12 軽油タンク室のコア採取による圧縮強度試験結果

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

注記*：採取位置を図 3-25 に示す。

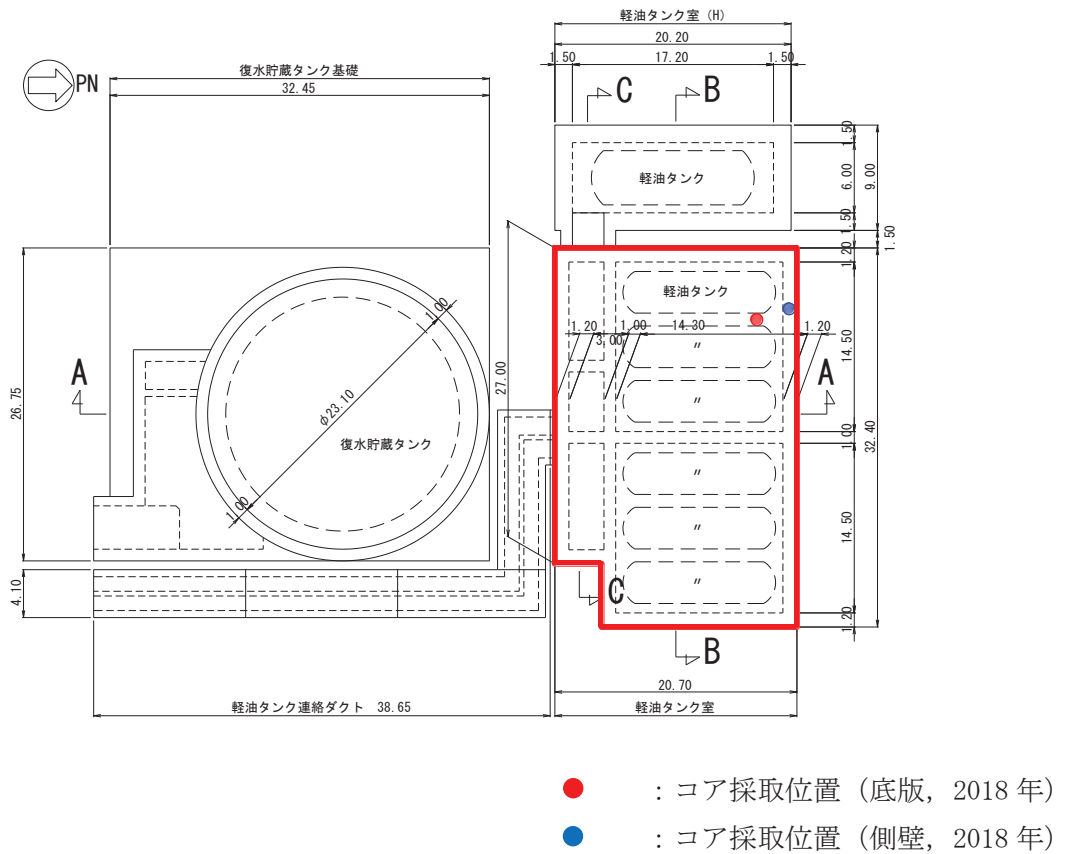


図 3-25 コア採取位置図

表 3-13 軽油タンク室の耐震評価における解析ケースの一覧

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

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

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

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

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

「3.1 地震応答解析手法」に示すとおり、弱軸方向（南北）に対する地震応答解析は地震応答解析は全応力解析にて行うことから、基準地震動 S_s （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波を用いてケース①（基本ケース）を実施する。

上記のケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、図3-26に示すケース②～④を実施する。また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-14に示す。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-27に示す。

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

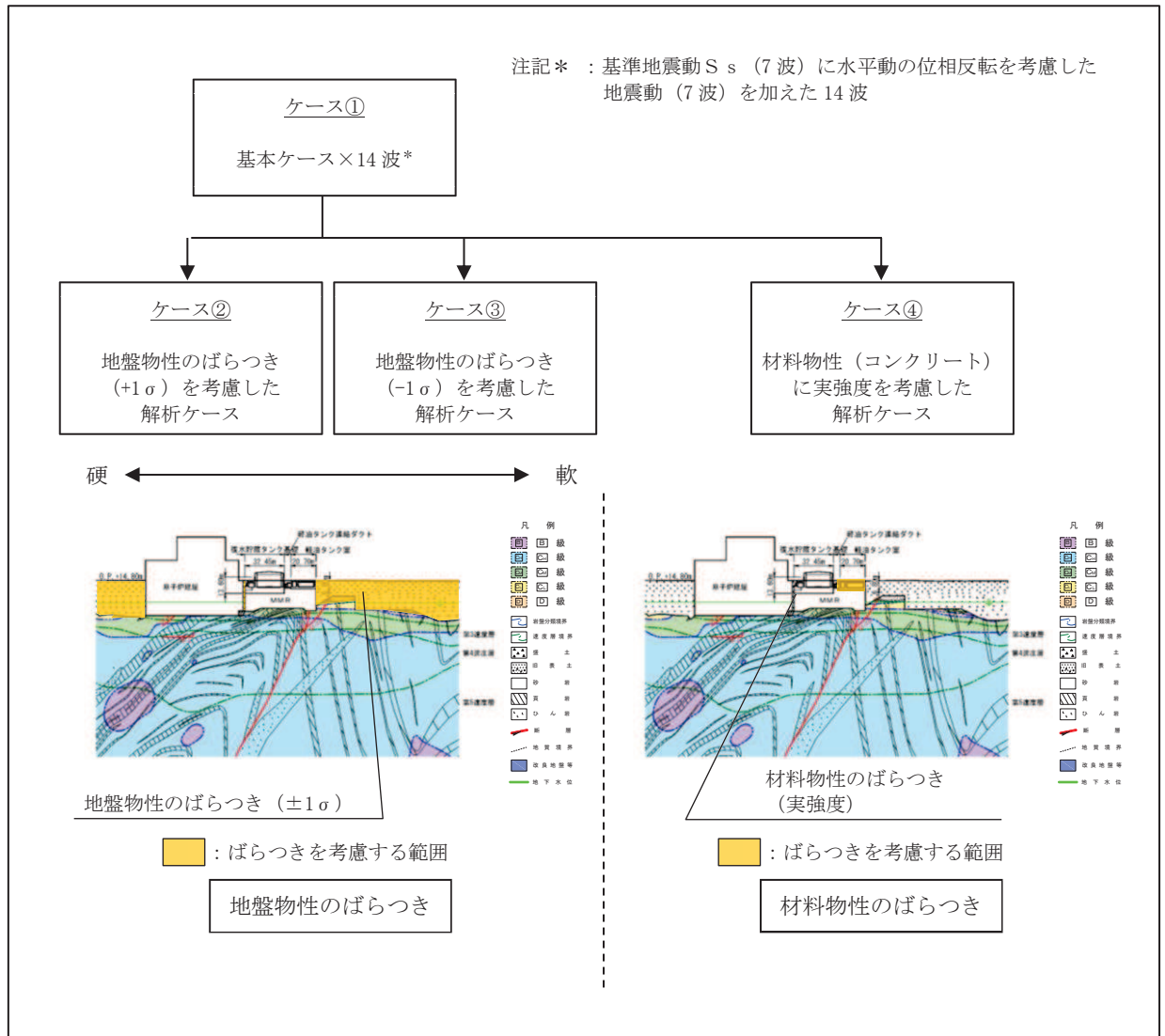


図 3-26 耐震評価における解析ケース

表 3-14 軽油タンク室の耐震評価における解析ケース

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

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

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

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

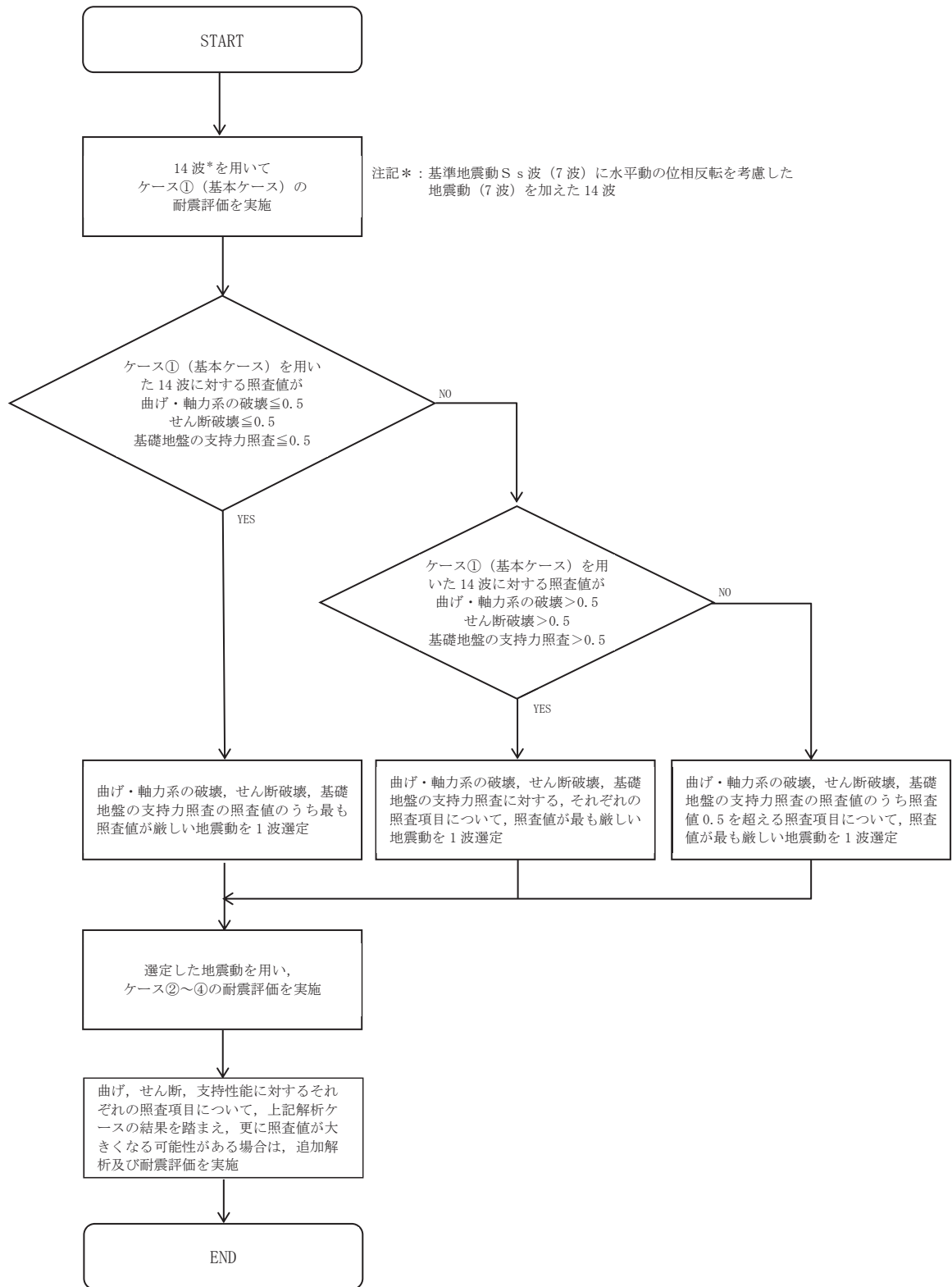


図 3-27 追加解析を実施する地震動の選定フロー

(4) 従方向荷重の選定

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

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

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

3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

軽油タンク室に支持される機器・配管系の耐震評価に適用する床応答への保守的な配慮として、基準地震動 S_s (7波)、弾性設計用地震動 S_d 及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動 (28波)、ケース①に加え、図 3-28 に示すケース②～④の解析を実施する。

また、基準地震動 S_s (7波) については、建物・構築物で考慮しているコンクリートの初期剛性低下を考慮したケース⑤について影響を確認する。

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

機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケースを表 3-15 に示す。

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

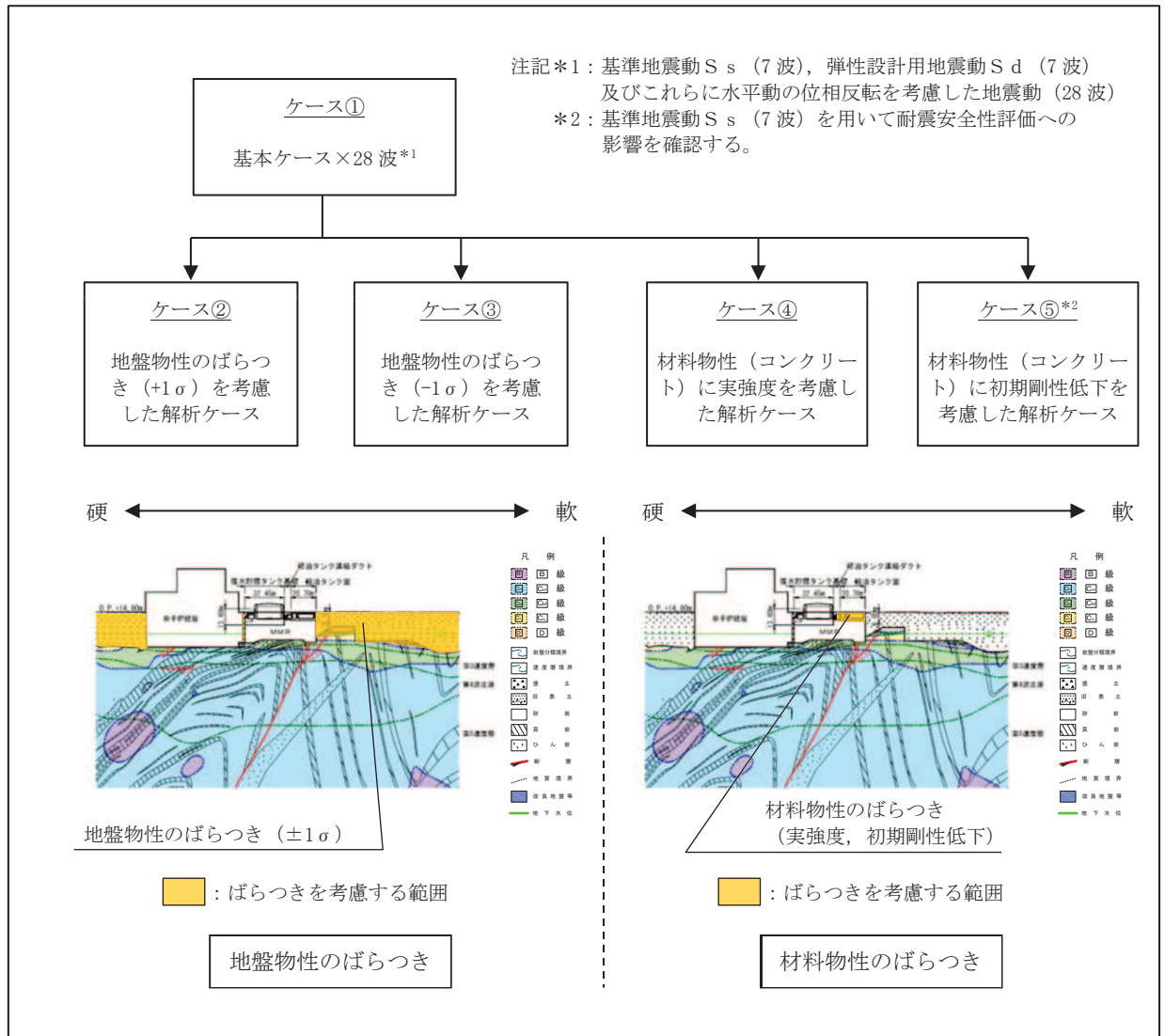


図 3-28 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース

表 3-15(1) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース（基準地震動 S_s ）

解析ケース*3		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤	
		基本 ケース	地盤物性のば らつき (+1 σ)を 考慮した 解析ケース	地盤物性のば らつき(- 1 σ)を 考慮した 解析ケース	材料物性(コ ンクリート) に実強度を考 慮した 解析ケース	材料物性(コ ンクリート) に初期剛性低 下を考慮した 解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値	平均値	
材料物性		設計基準 強度	設計基準 強度	設計基準 強度	実強度に基づ く圧縮強度*2	初期剛性低 下考慮*4	
地震動 (位相)	$S_s - S_1$	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	-
	$S_s - S_2$	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	-
	$S_s - S_3$	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	-
	$S_s - F_1$	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	-
	$S_s - F_2$	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	-
	$S_s - F_3$	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	-
	$S_s - N_1$	++*1	○	○	○	○	△
		-+*1	○	○	○	○	-

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

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*3：○は設計に用いる解析ケースを示し，△は影響検討ケースを示す。

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

表 3-15(2) 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース（弾性設計用地震動 S d）

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	
		基本 ケース	地盤物性のばら つき (+1 σ) を 考慮した 解析ケース	地盤物性のばら つき (-1 σ) を 考慮した 解析ケース	材料物性（コン クリート）に実 強度を考慮した 解析ケース	
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値	
材料物性		設計基準 強度	設計基準 強度	設計基準 強度	実強度に基づく 圧縮強度*2	
地震動 (位相)	S d - D 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - D 2	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - D 3	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - F 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - F 2	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - F 3	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○
	S d - N 1	++*1	○	○	○	○
		-+*1	○	○	○	○

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

*2：既設建造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

4. 三次元構造解析

4.1 解析手法

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

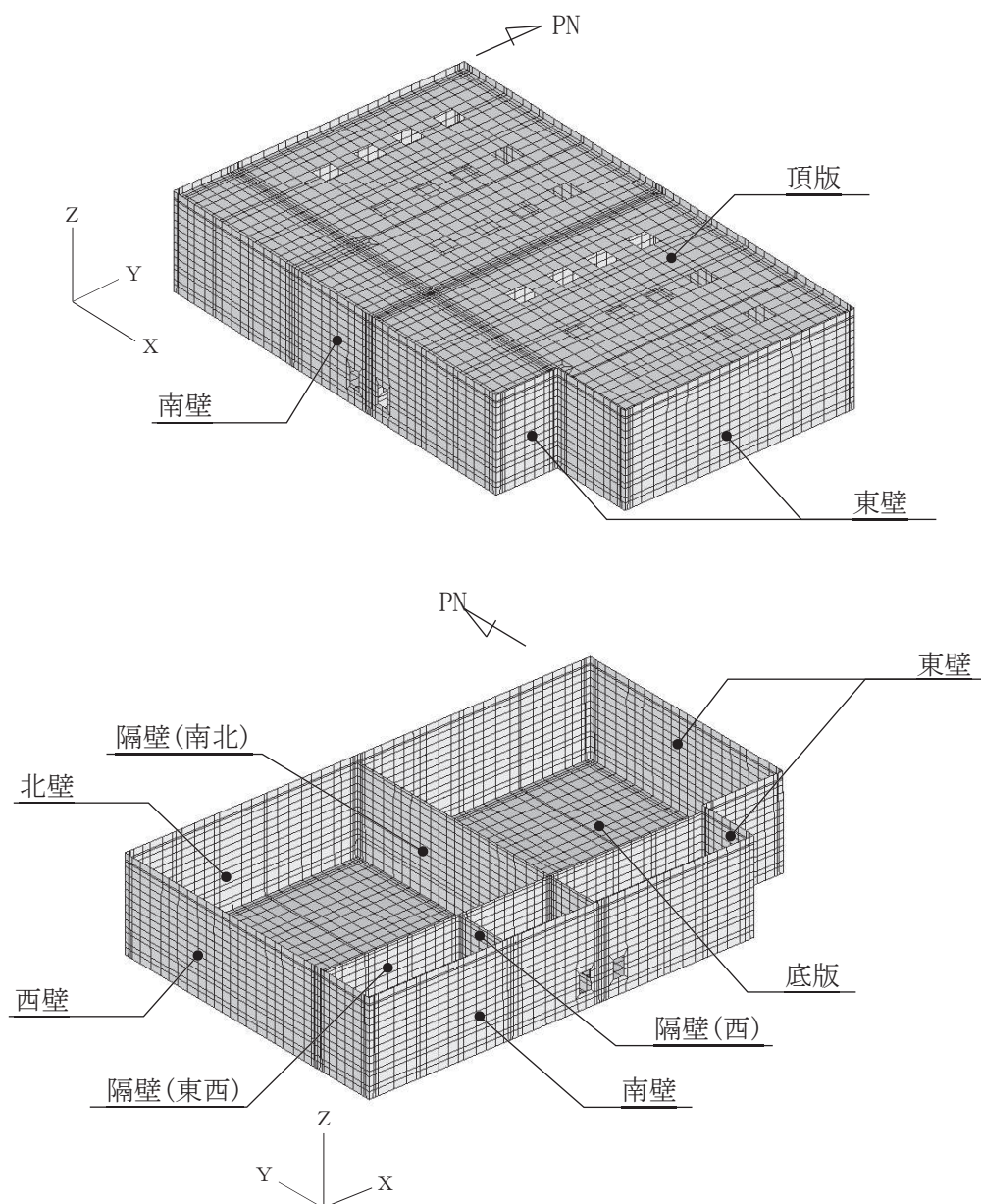
軽油タンク室は、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である軽油タンクや燃料移送ポンプ等を間接支持しており、支持機能が要求される。

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

4.2 解析モデルの設定

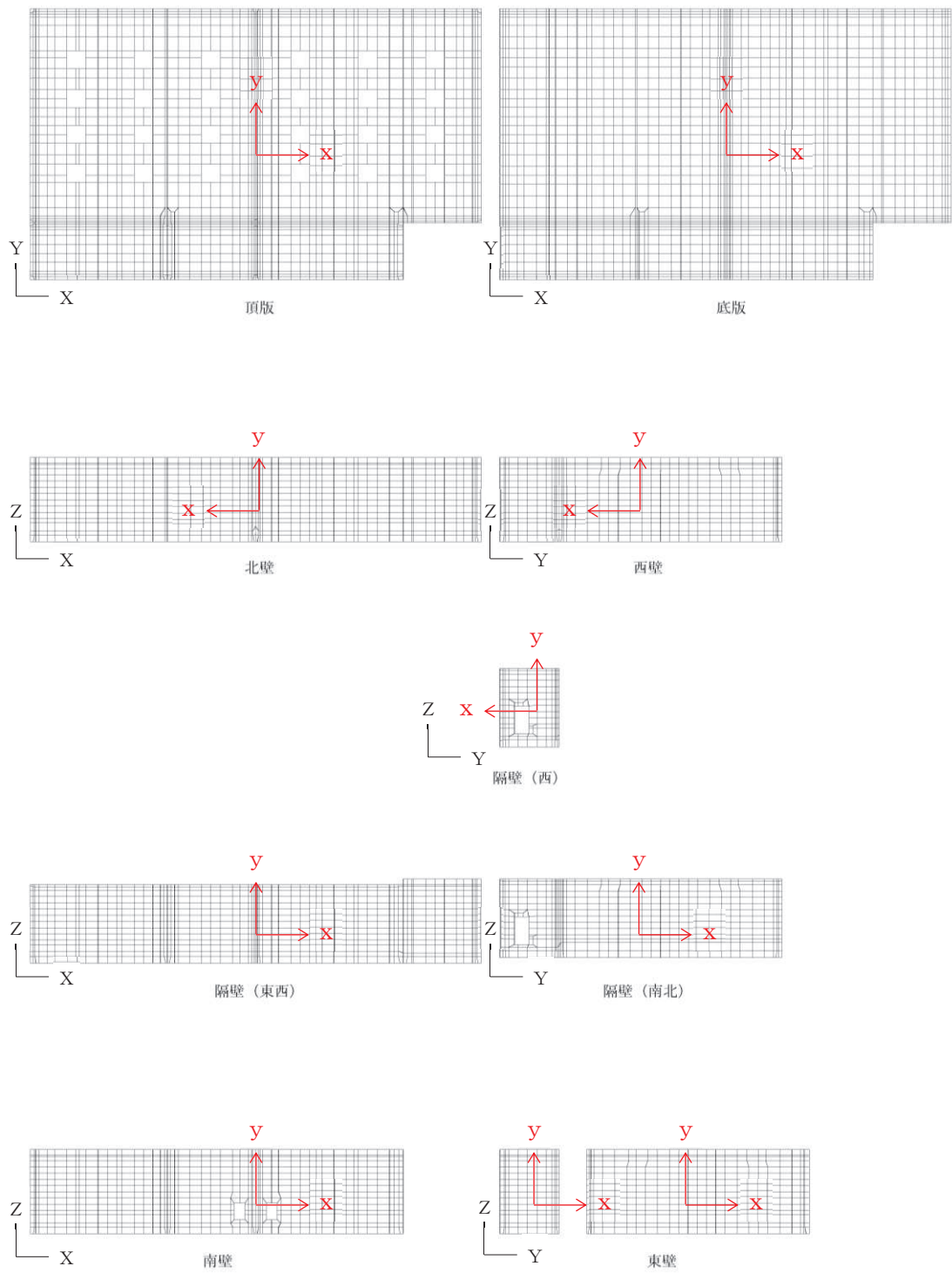
4.2.1 構造物のモデル化

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



注：頂版は非表示

図4-1 三次元構造解析モデルの概念図

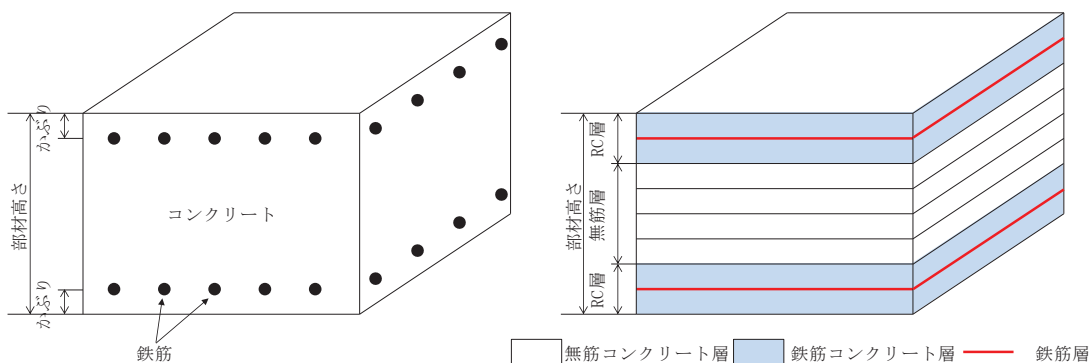


黒：全体座標系を示す
 赤：要素座標系を示す

図 4-2 各部材の要素座標系

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

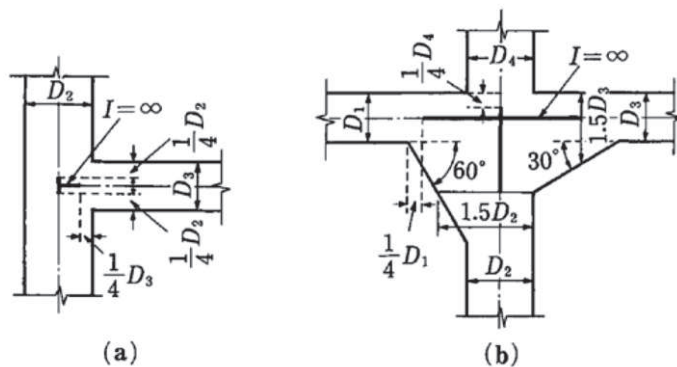
また、部材接合部の隅角部には剛域を設ける。剛域は、コンクリート標準示方書2017に基づき、図4-4に示す範囲とする。



鉄筋コンクリート断面

非線形シェル要素

図4-3 非線形シェル要素の概念図



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

図4-4 剛域の設定 (コンクリート標準示方書2017より引用)

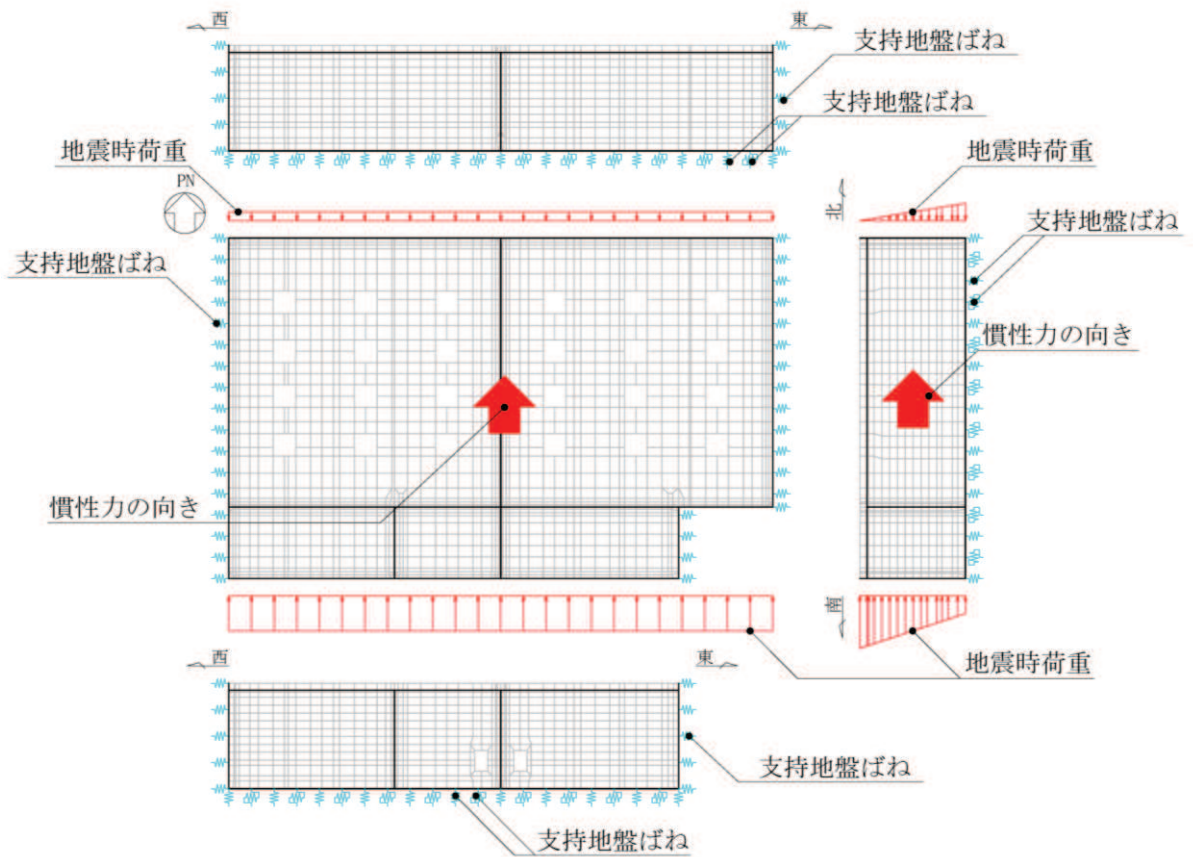
4.2.2 地盤ばね要素

地盤ばねは、常時解析においては道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）に基づき設定する。

地震時解析においては，支持地盤は，地盤と構造物底面の剥離を考慮できる非線形ばねでモデル化し，「田治見の振動アドミタンス理論」に基づき設定する。

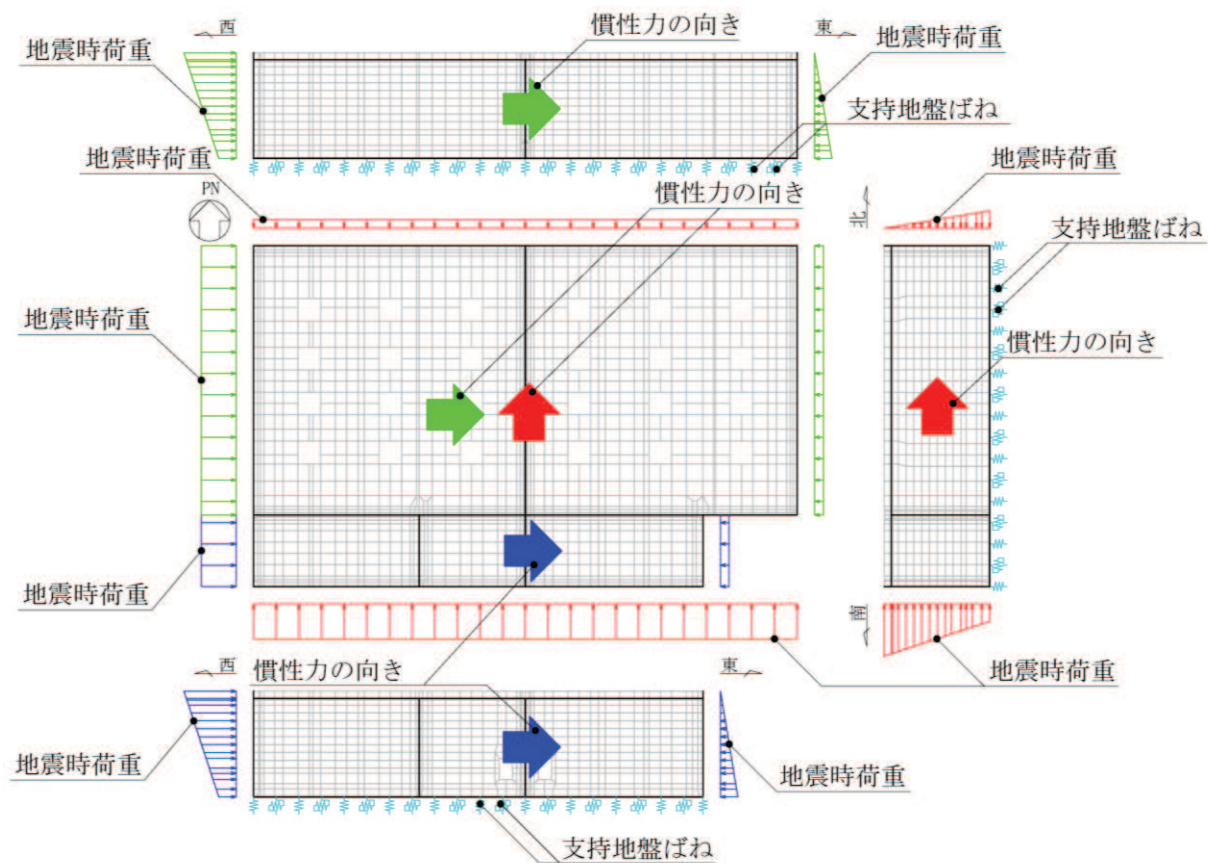
側方地盤は，非線形ばねでモデル化し，妻壁の法線方向に取り付け，道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）に基づき設定する。地盤ばねの設定イメージ図を図4-5に示す。

1方向載荷時には，構造物下面及び載荷方向と直交する壁に地盤ばねを設定する。2方向載荷時には，構造物下面のみに地盤ばねを設定する。



(a) 1方向載荷

図4-5(1) 地盤ばねの設定イメージ (1/2)



(b) 2方向載荷

図4-5(2) 地盤ばねの設定イメージ (2/2)

4.2.3 材料の非線形特性

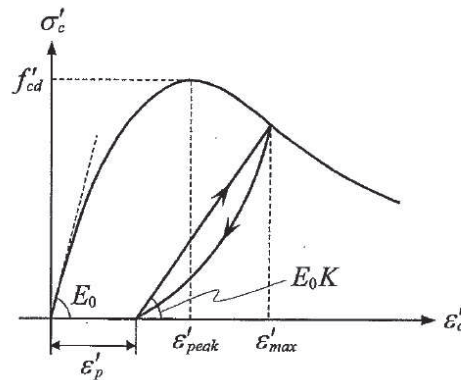
(1) コンクリート

a. 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図4-6に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

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

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



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

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

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

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

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

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

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図4-6 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

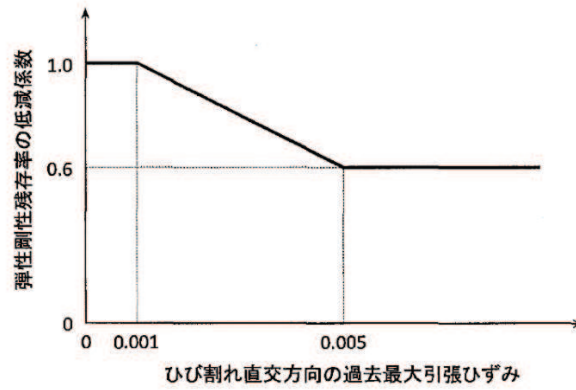
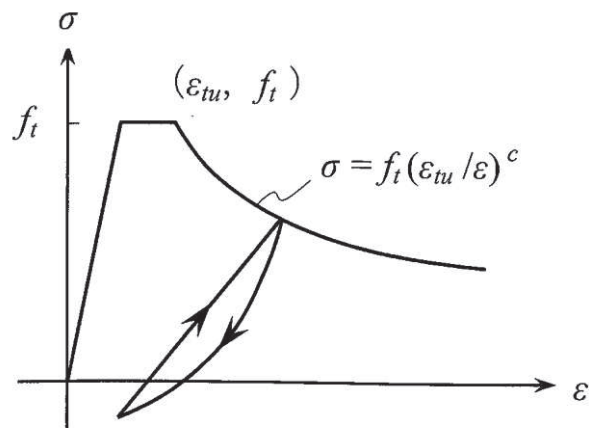


図 4-7 弾性剛性残存率の低減係数
(コンクリート標準示方書 2017 より引用)

b. 引張応力下における応力-ひずみ関係

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

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



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

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

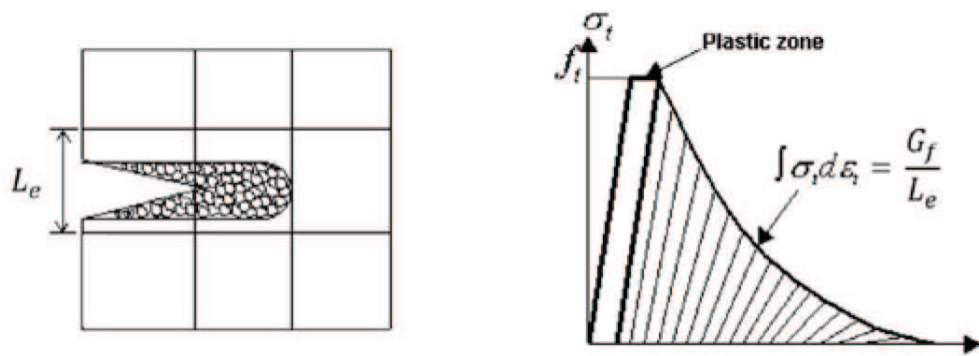
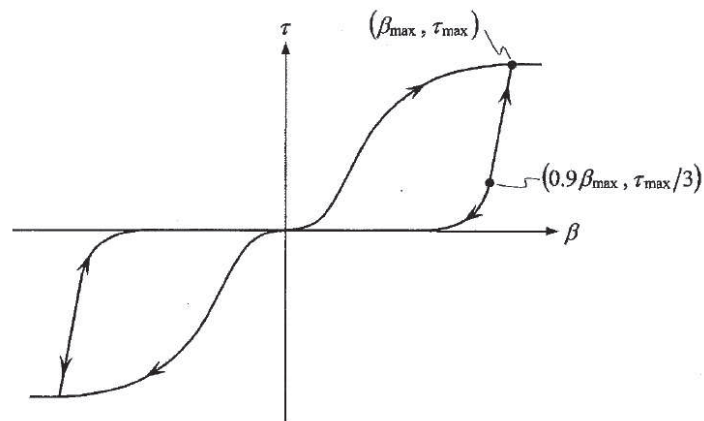


図 4-9 応力-ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

c. ひび割れ面でのせん断伝達関係

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

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

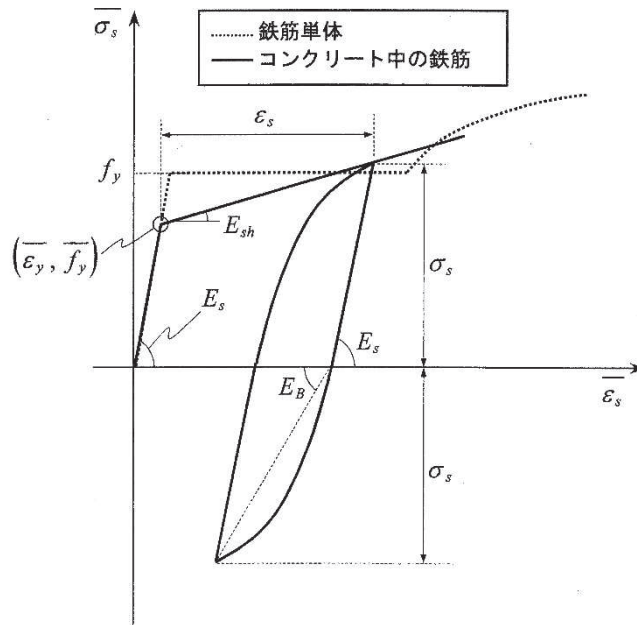


- ここに、 β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)
 τ : ひび割れ面でのせん断応力
 τ_{max} : 除荷開始時せん断応力
 β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

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

(2) 鉄筋

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



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

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

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

(3) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

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

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は，以下の式で表される。

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


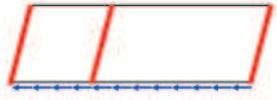
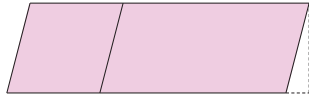
ここに， $\bar{\sigma}_S$ ， $\bar{\sigma}_C$ ：それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

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

4.3 照査時刻の選定

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

表 4-1 照査時刻の考え方

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

4.4 入力荷重

三次元構造解析の入力荷重は「4.3 照査時刻の選定」にて選定した照査時刻に対し，地震応答解析から同時刻における水平荷重及び鉛直荷重の応答値を抽出し，算定する。入力荷重の一覧を表 4-2 に，各入力荷重の算定フローを図 4-12 に示す。常時荷重は，表 3-8 に示す荷重を考慮する。

表 4-2 入力荷重一覧

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

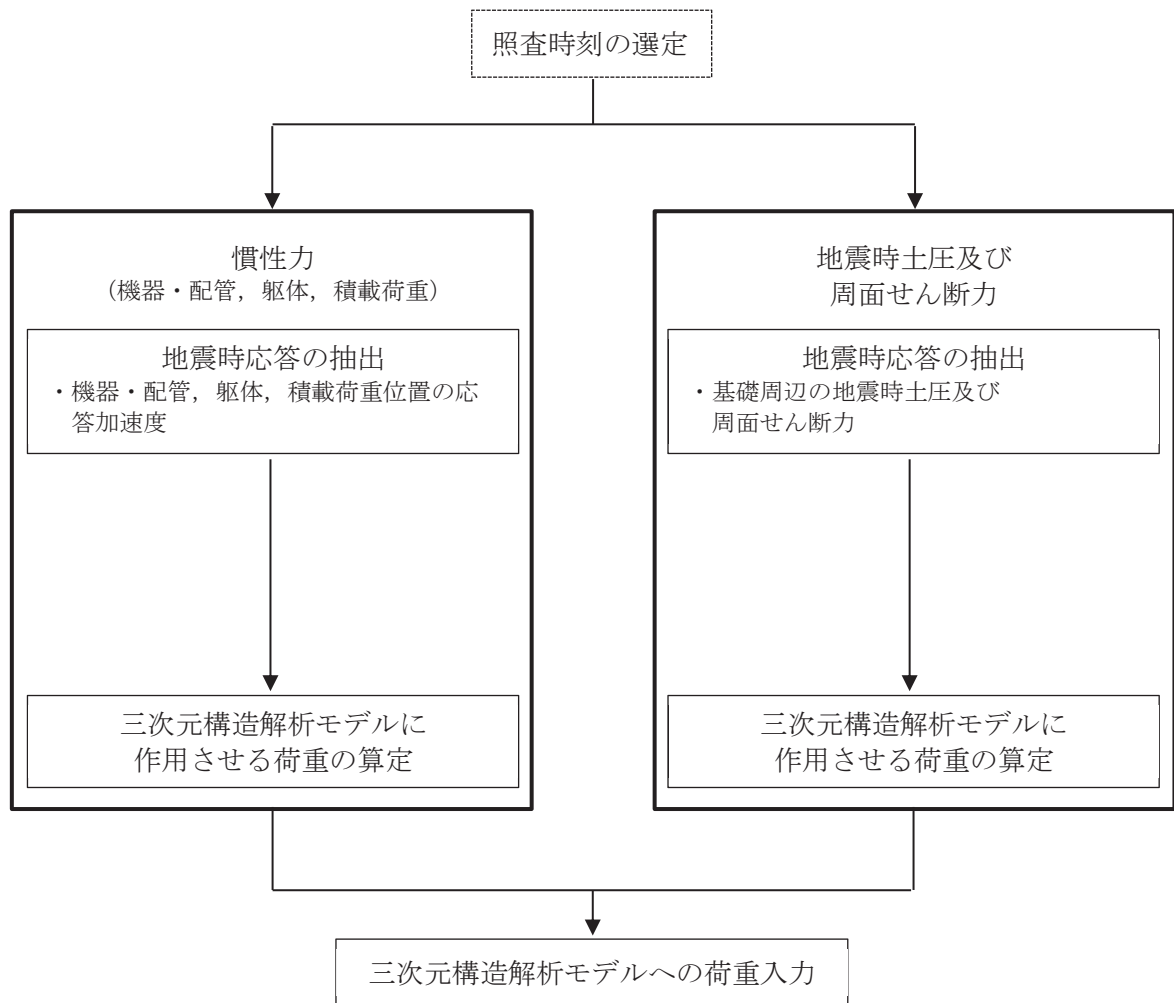


図 4-12 各入力荷重の算定フロー

4.4.1 常時荷重

(1) 躯体自重

躯体の体積に鉄筋コンクリートの密度を乗じて設定する。

(2) 静止土圧及び外水圧

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

静止土圧の载荷概念図を図4-13に示す。なお、静止土圧は、奥行方向に一様に载荷する。

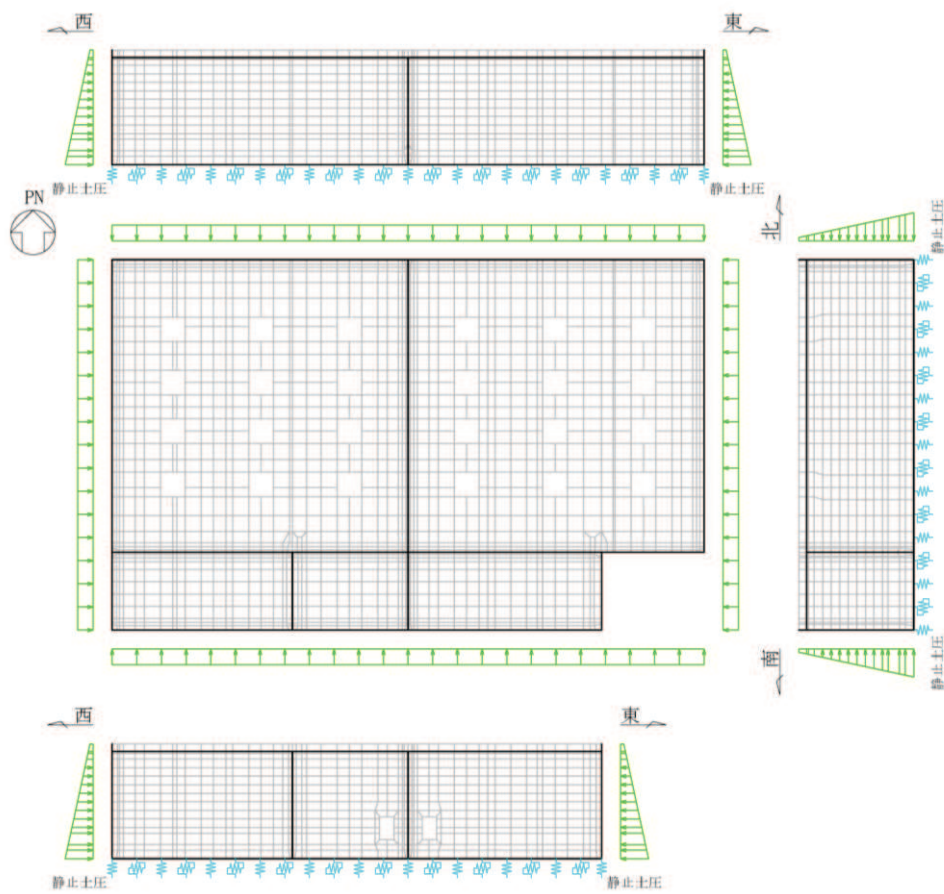
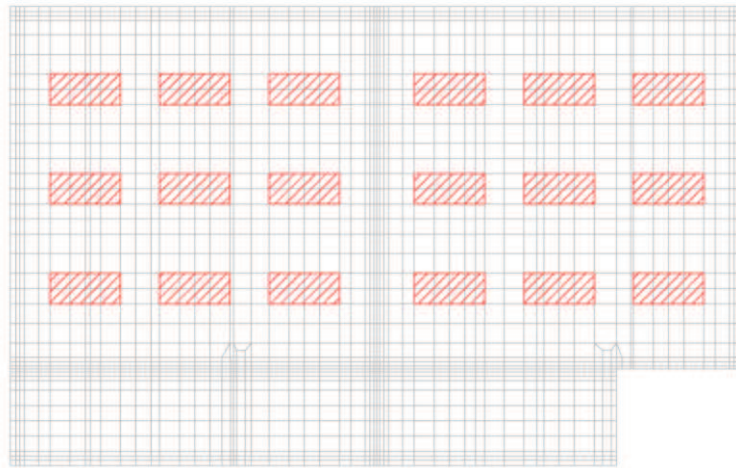


図4-13 静止土圧の载荷概念図

(3) 機器・配管荷重

機器・配管系の重量に基づいて設定する。機器・配管荷重図を図4-14に示す。



軽油タンク及びびタンク基礎荷重

図4-14 機器・配管荷重図（底版上）

(4) 積載荷重

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

4.4.2 慣性力

機器・配管，躯体，積載荷重の慣性力は，地震応答解析により算定される躯体及び機器・配管の位置の応答加速度分布から算定する。応答加速度の抽出位置を図4-15に示す。
算定した慣性力は，図4-16に示すとおり，三次元構造解析モデルに入力する。

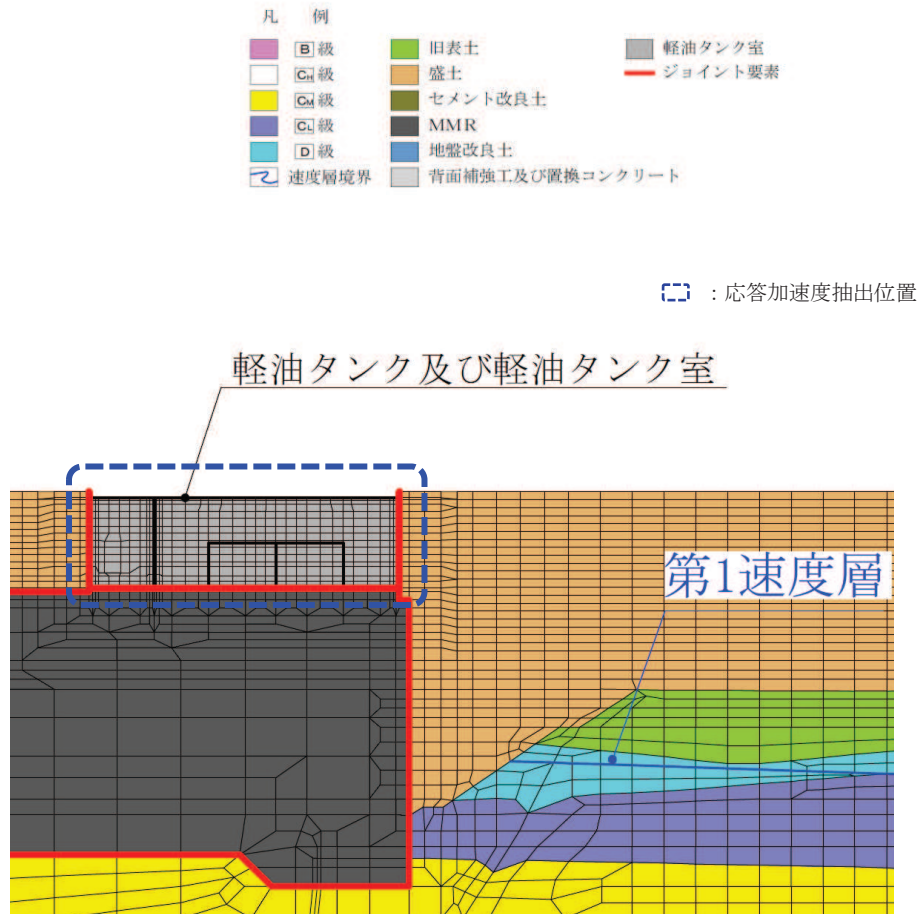


図4-15 応答加速度の抽出位置

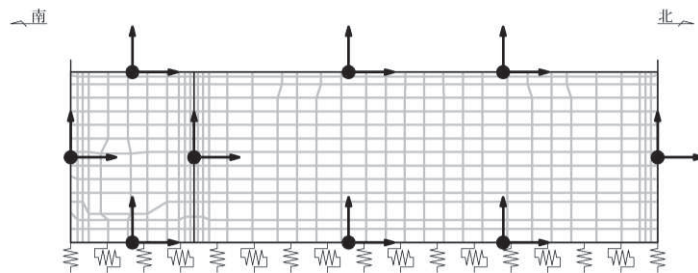


図4-16 三次元構造解析モデルに入力する慣性力の概念図

4.4.3 地震時土圧及び周面せん断力

躯体側面に作用する地震時土圧及び周面せん断力は、地震応答解析モデルにおいて各部位に接するジョイント要素の、照査時刻における要素応力から算定する。地震時土圧及び周面せん断力の抽出位置を図4-17に示す。また、算定した地震時土圧及び周面せん断力は、図4-18に示すとおり、軽油タンク室の三次元構造解析モデルに入力する。

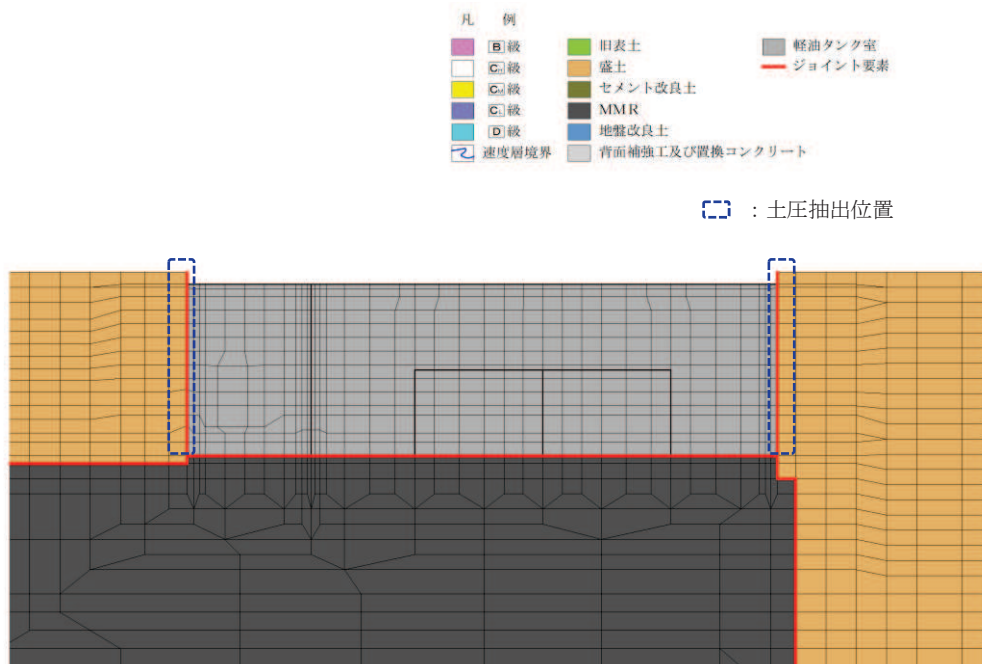


図4-17 地震時土圧及び周面せん断力抽出位置

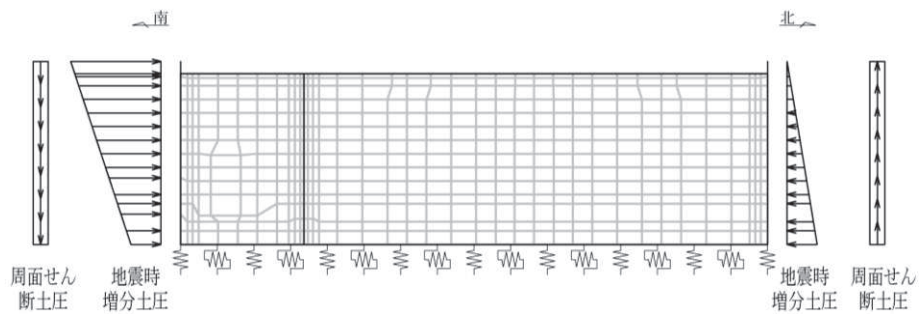


図4-18 地震時土圧及び周面せん断力の概念図

5. 評価内容

5.1 入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 5-1 に入力地震動算定の概念図を、図 5-2～図 5-29 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver. 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

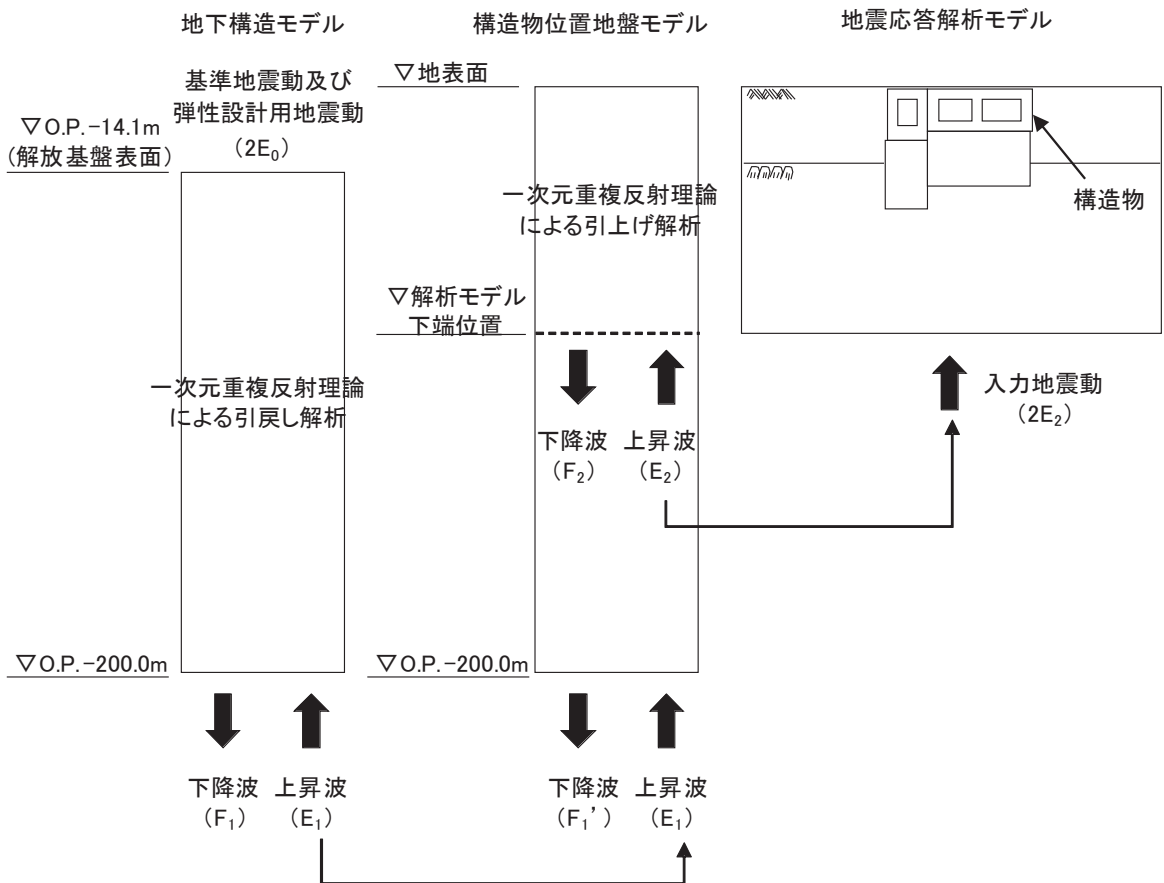
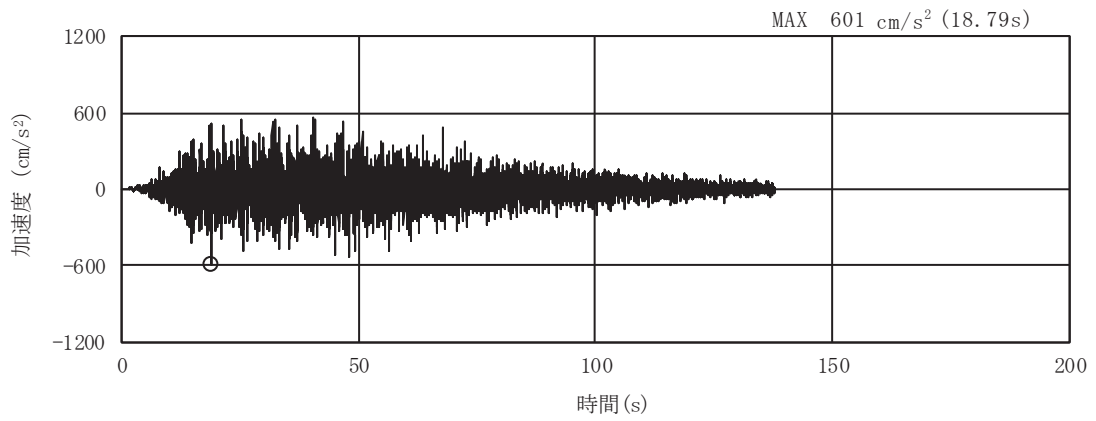
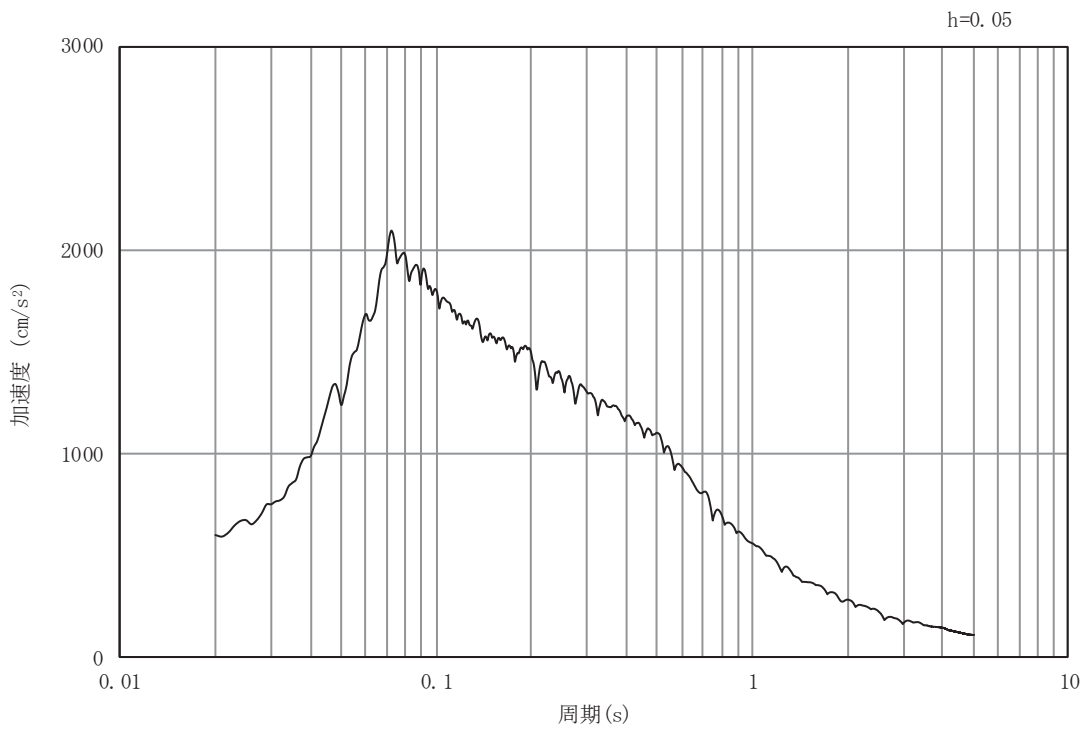


図 5-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d ）

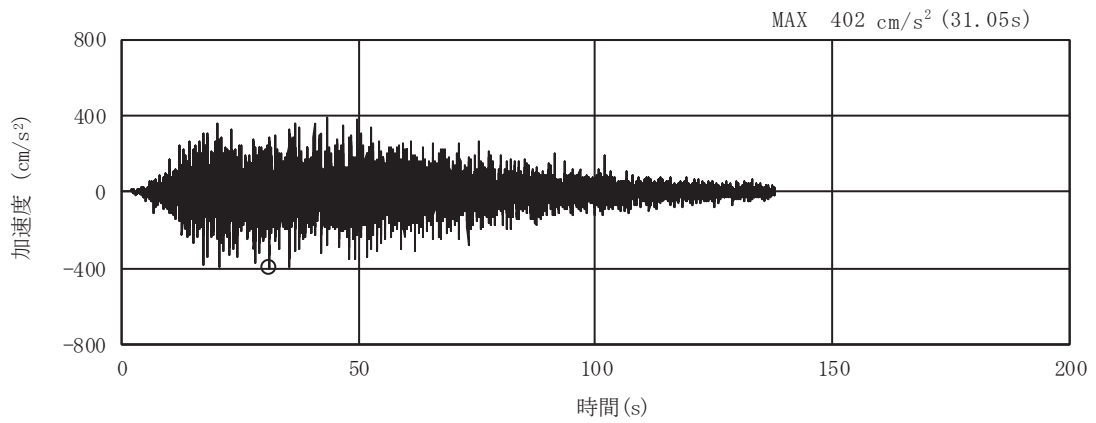


(a) 加速度時刻歴波形

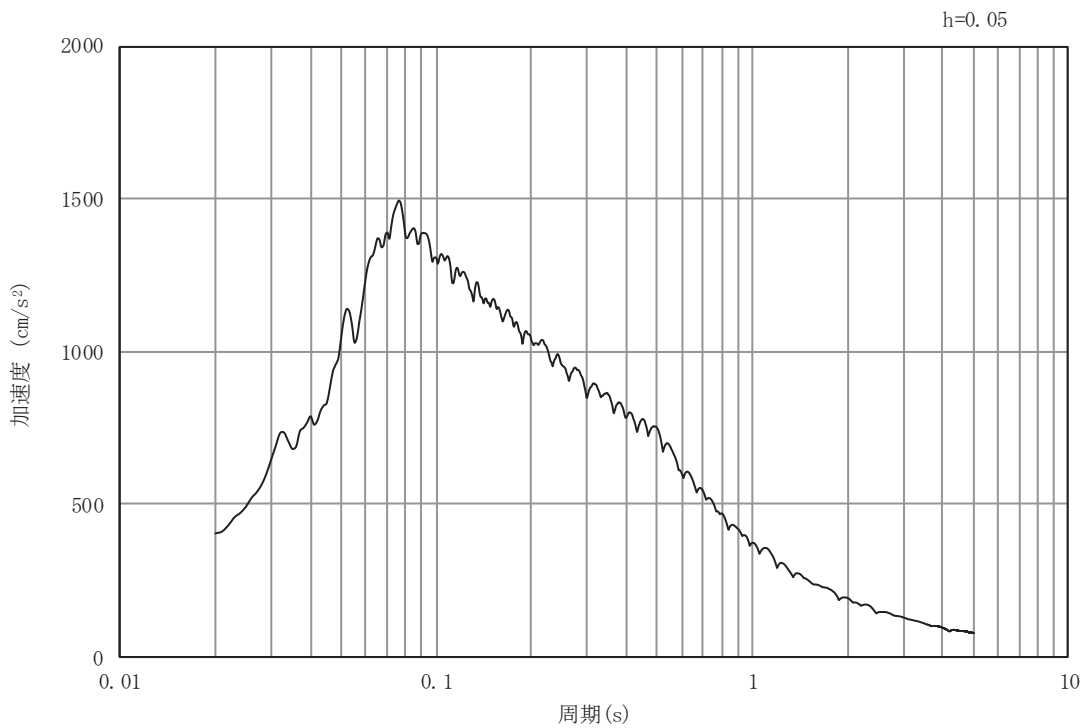


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 1)

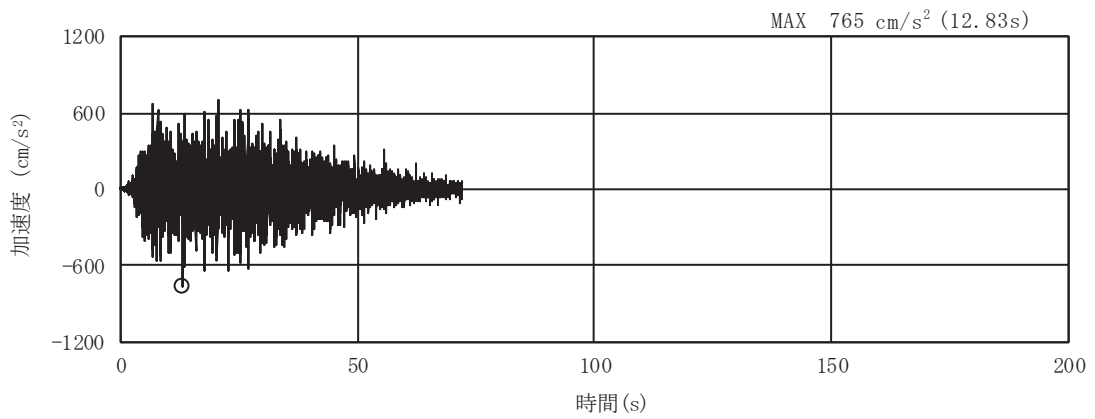


(a) 加速度時刻歴波形

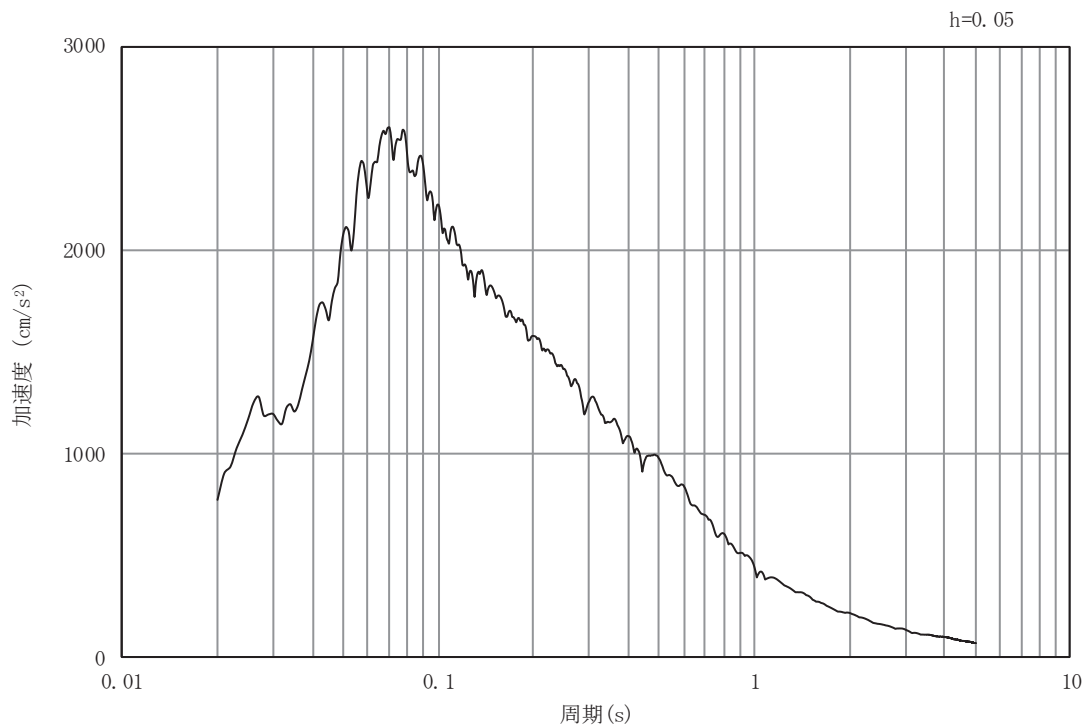


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 1)

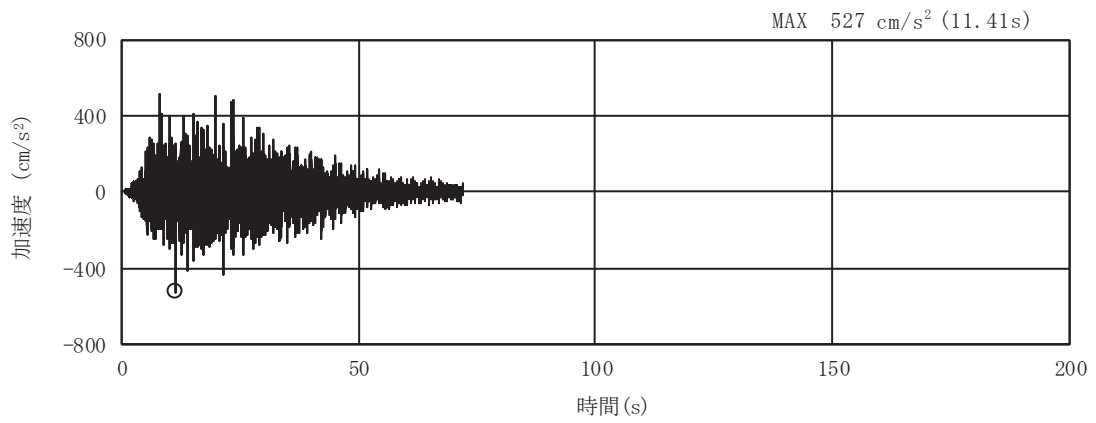


(a) 加速度時刻歴波形

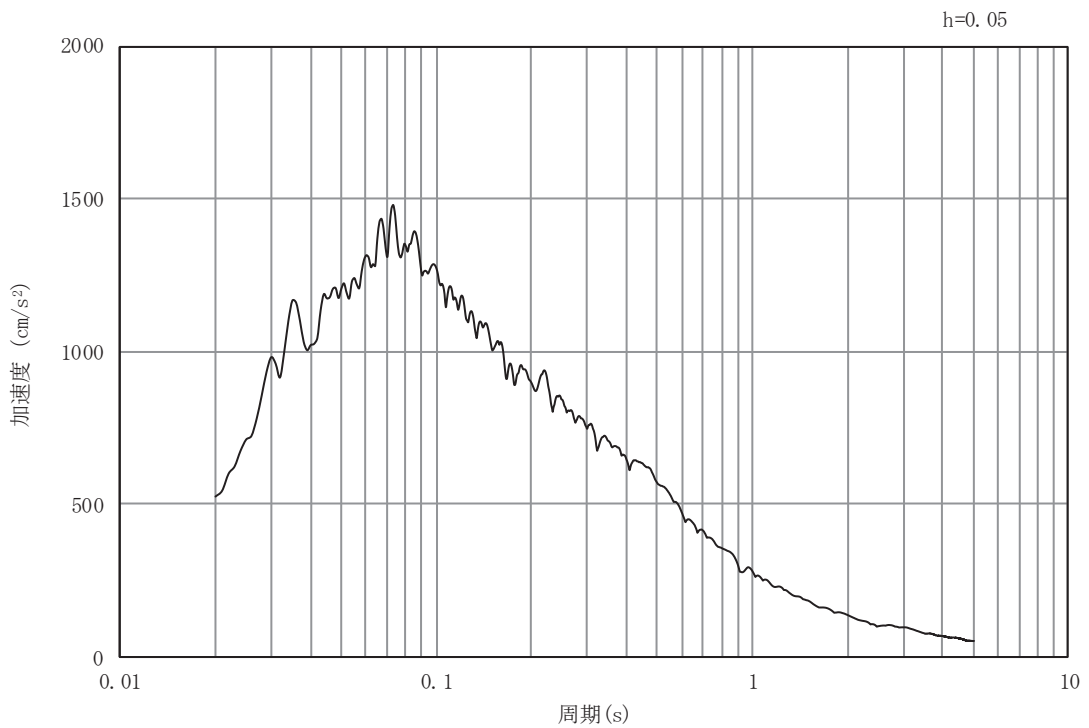


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 2)

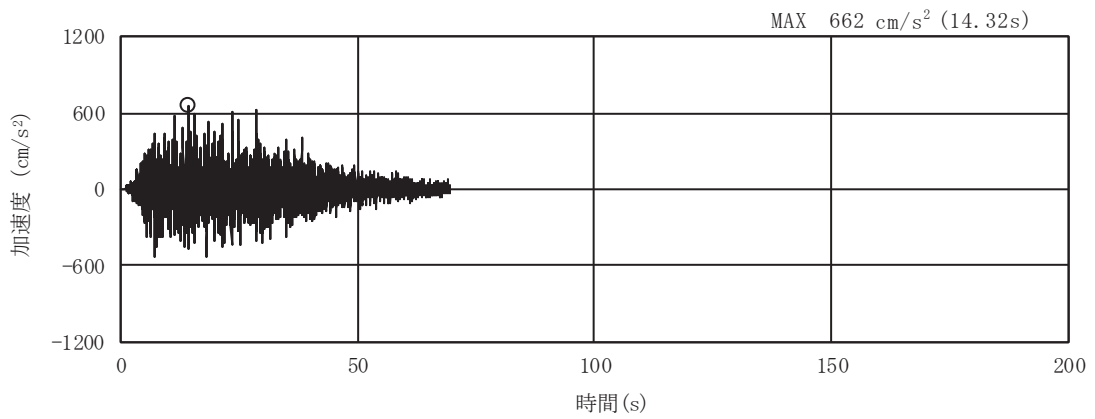


(a) 加速度時刻歴波形

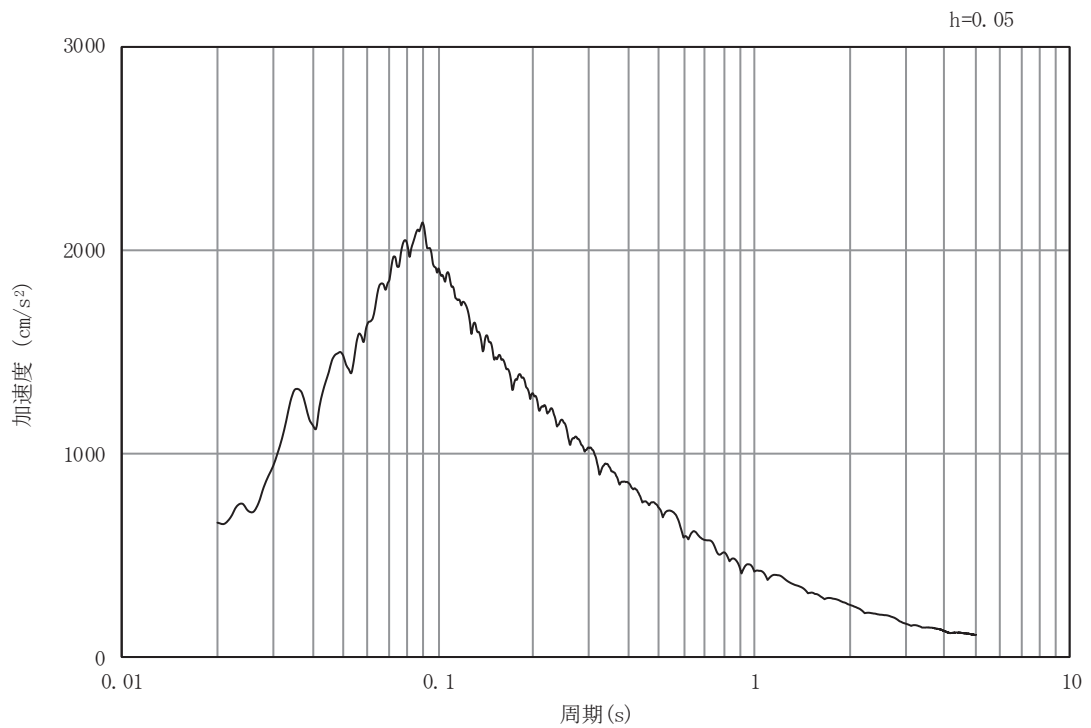


(b) 加速度応答スペクトル

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

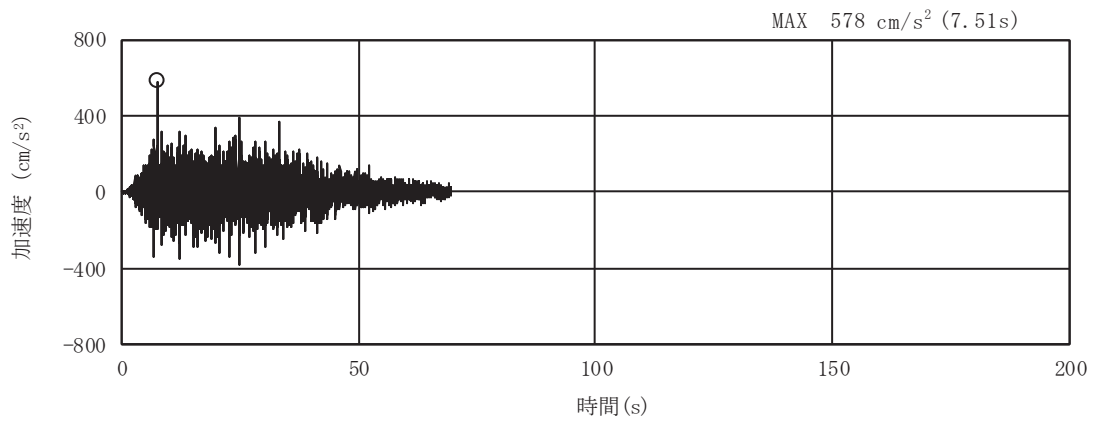


(a) 加速度時刻歴波形

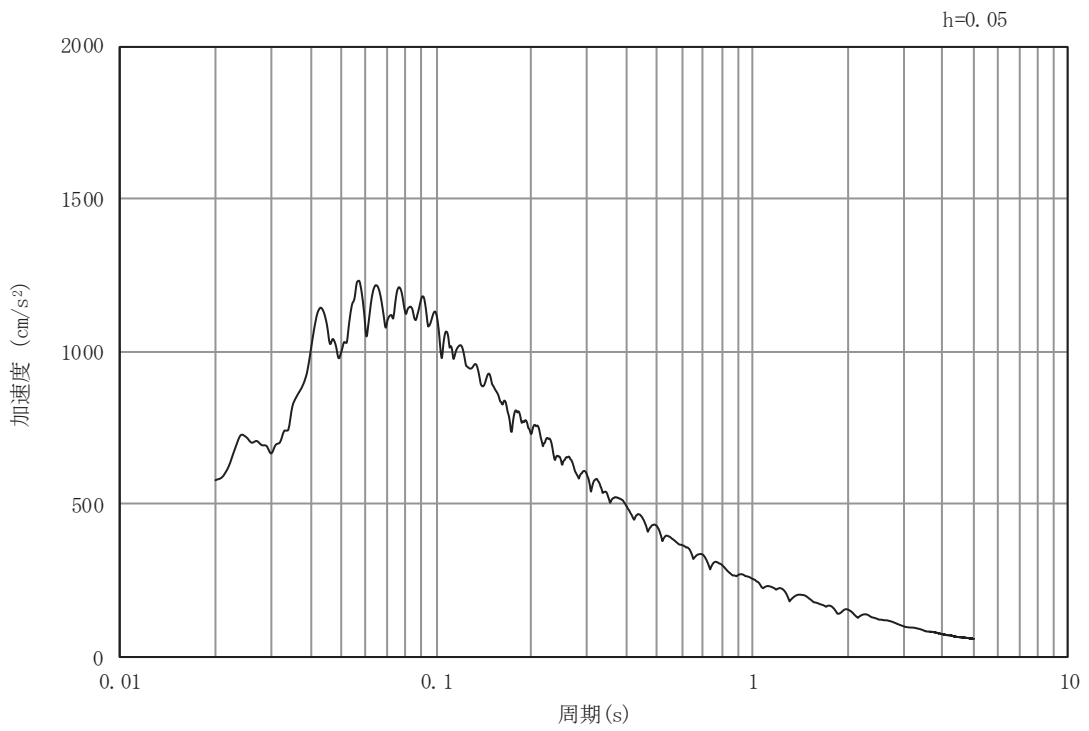


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 3)

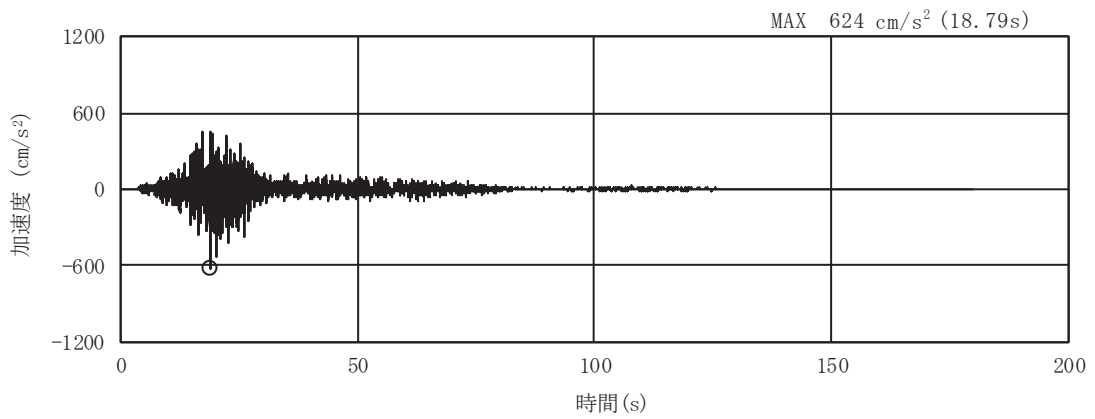


(a) 加速度時刻歴波形

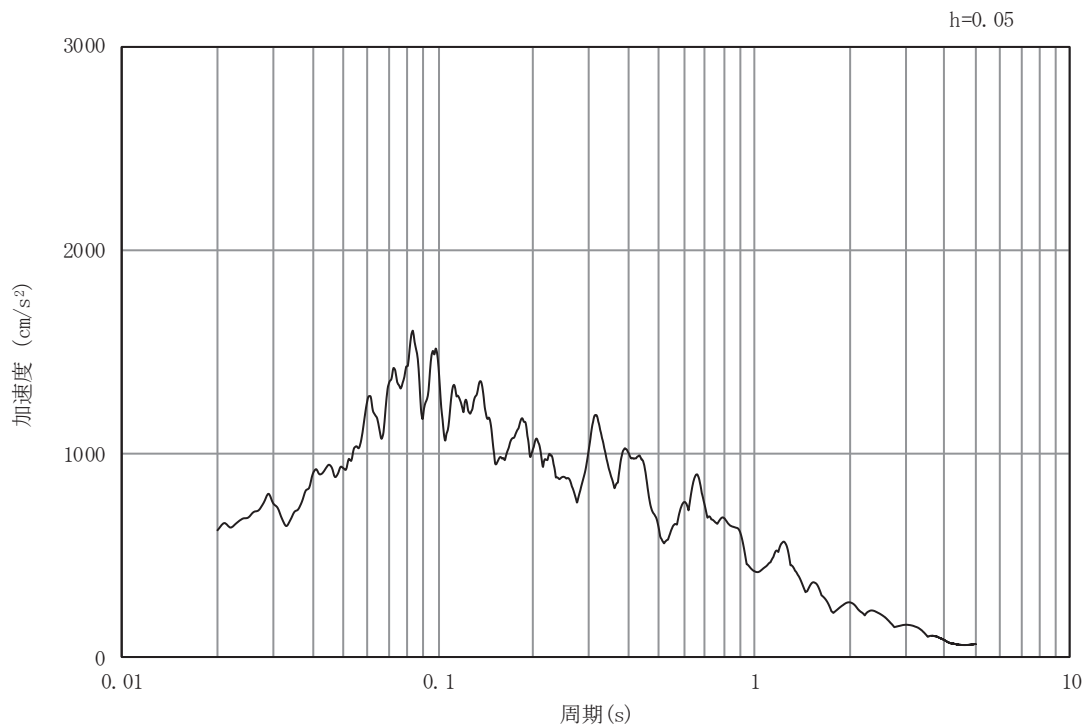


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 3)

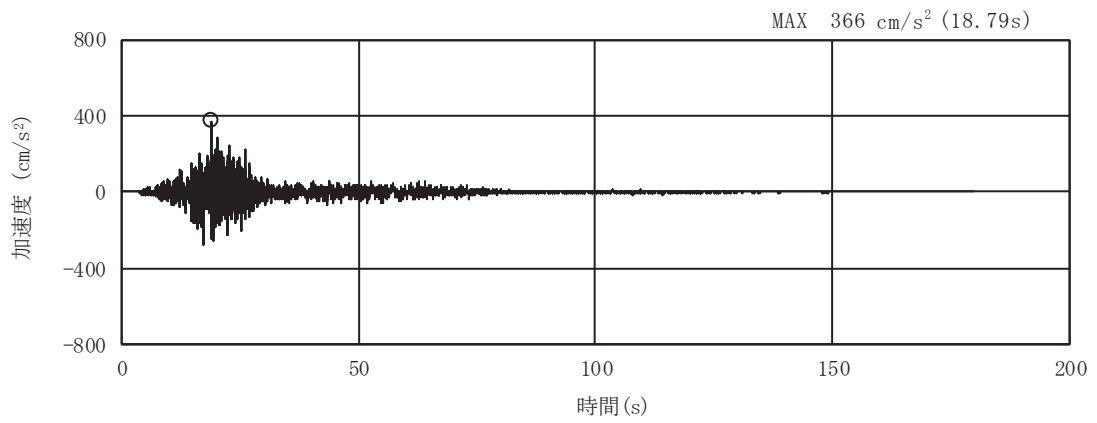


(a) 加速度時刻歴波形

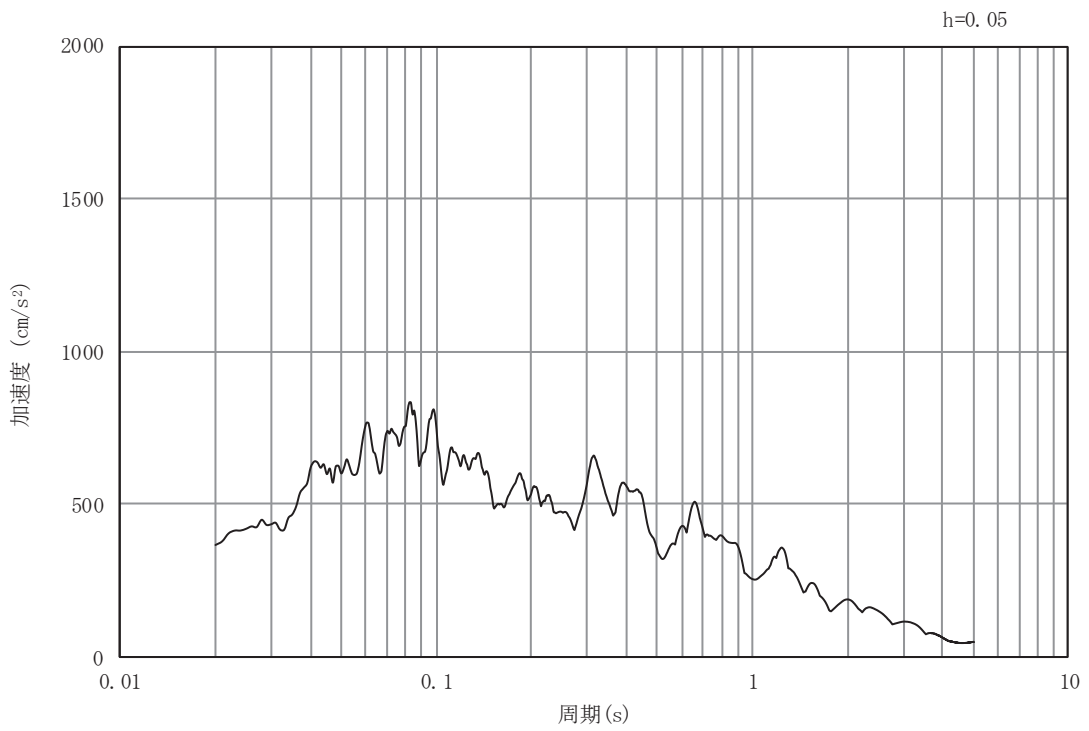


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

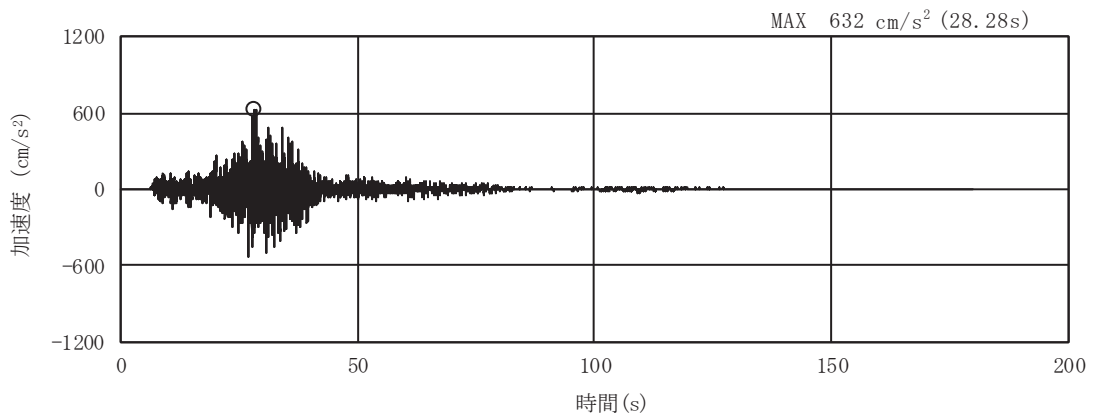


(a) 加速度時刻歴波形

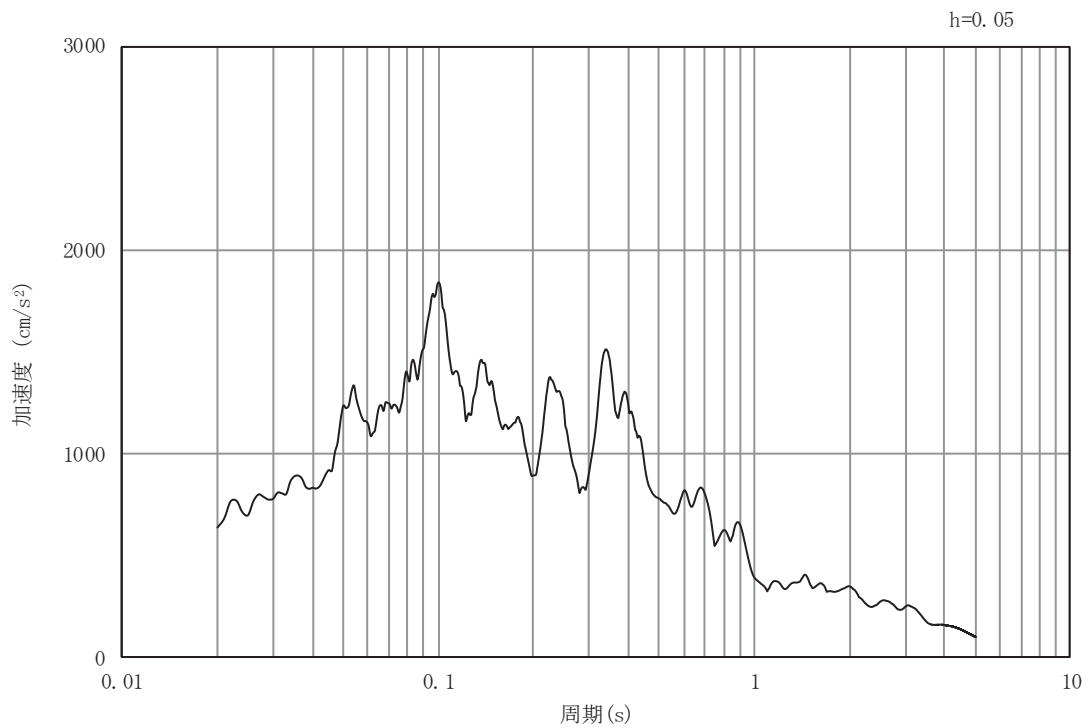


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

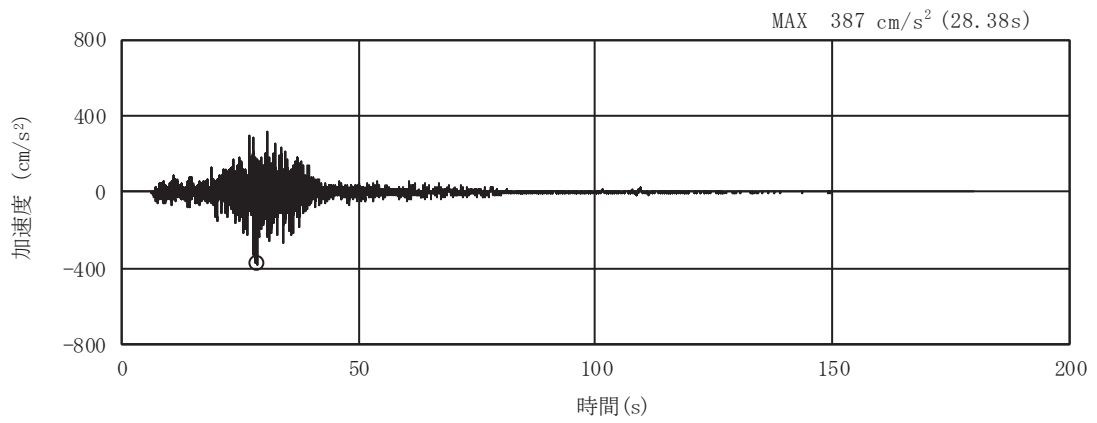


(a) 加速度時刻歴波形

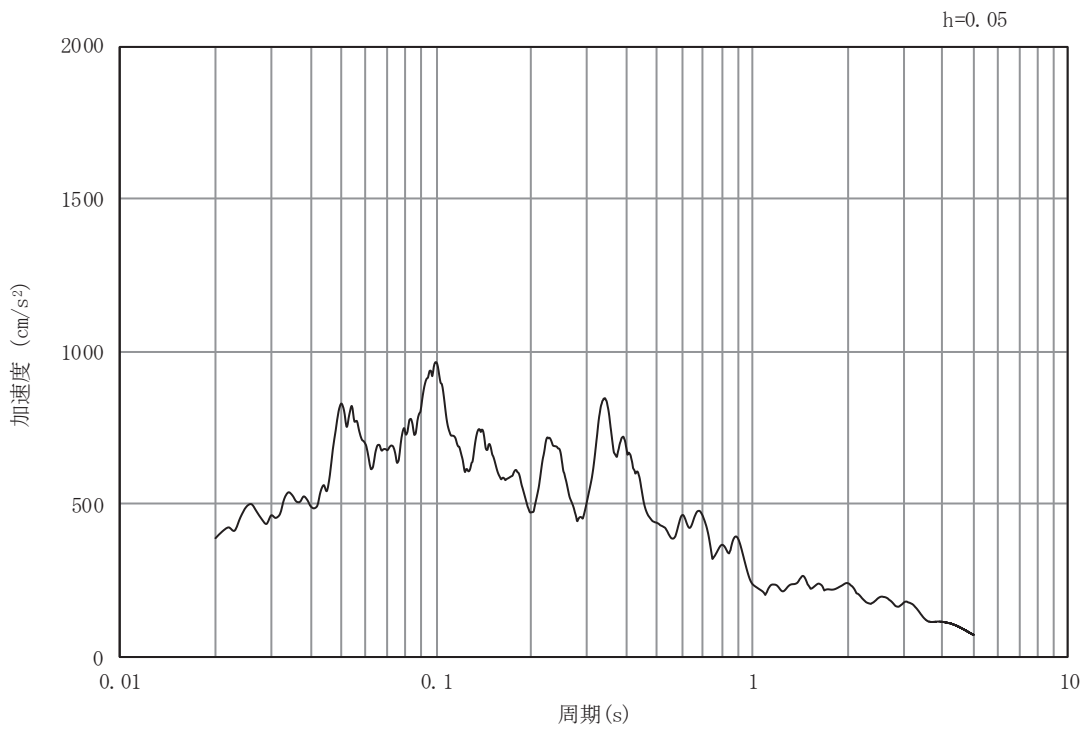


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2)

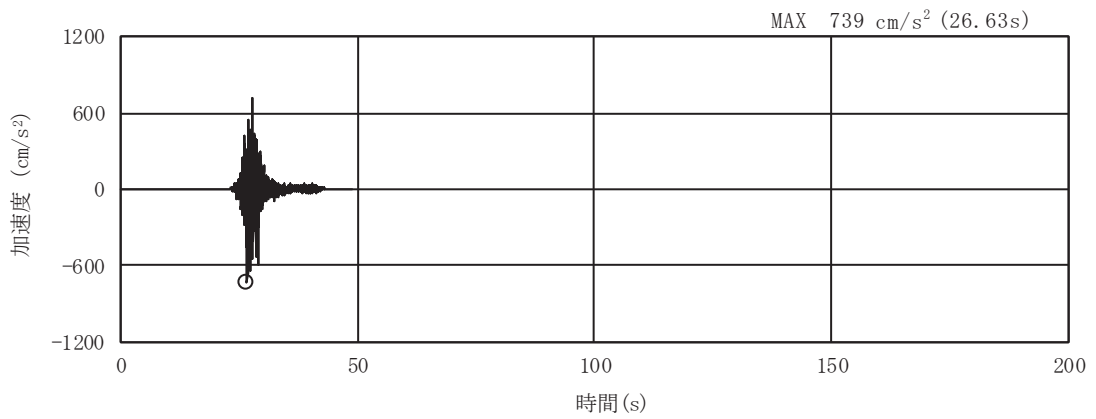


(a) 加速度時刻歴波形

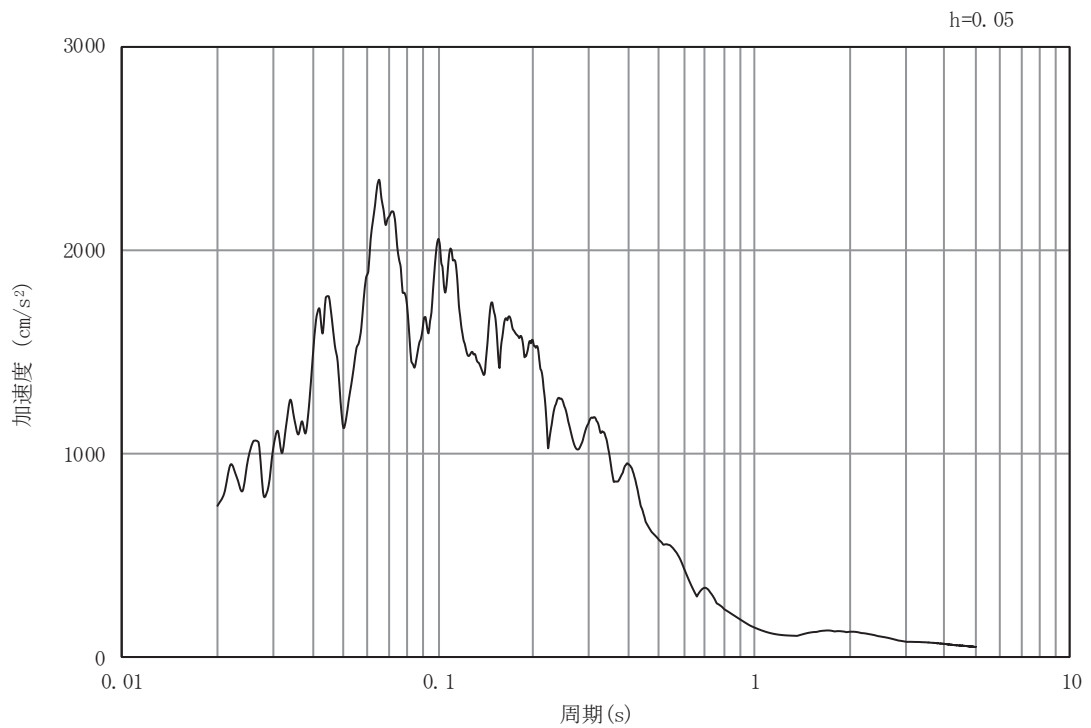


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

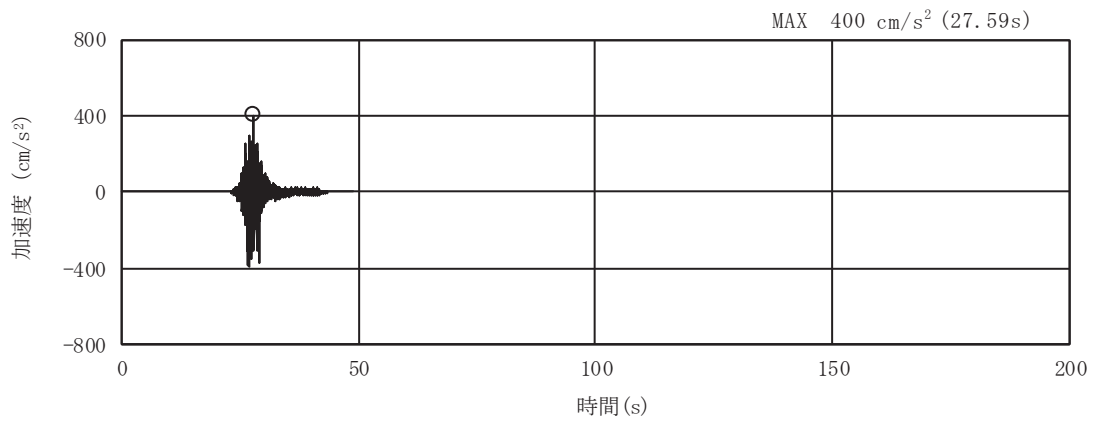


(a) 加速度時刻歴波形

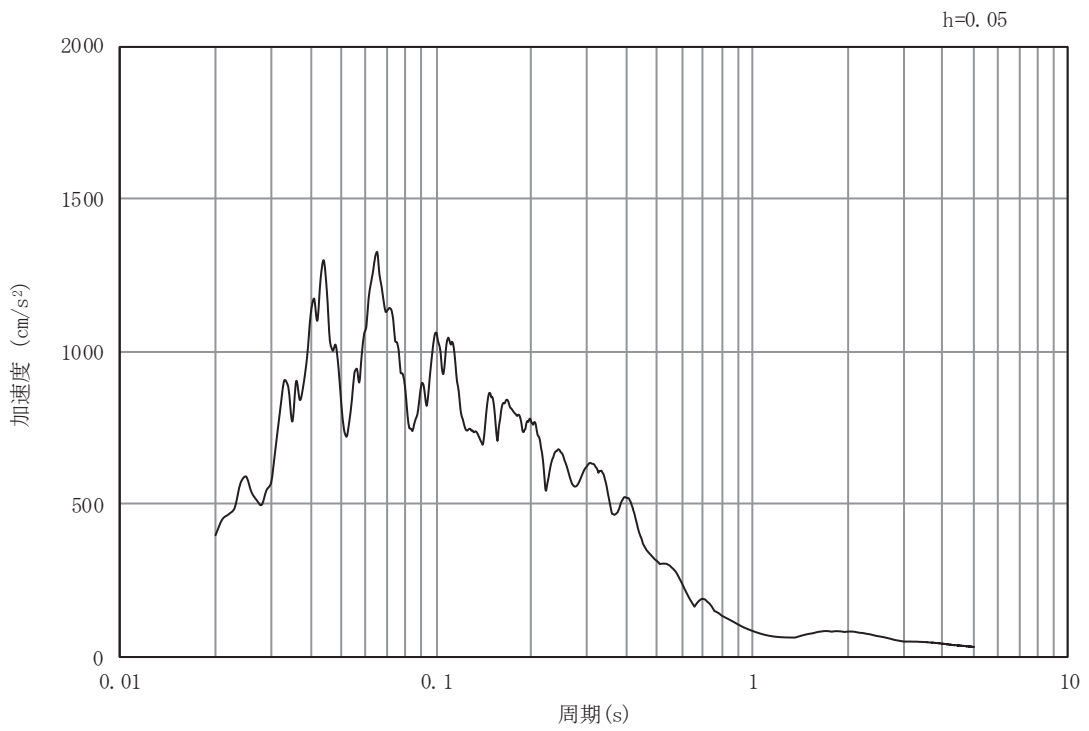


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 3)

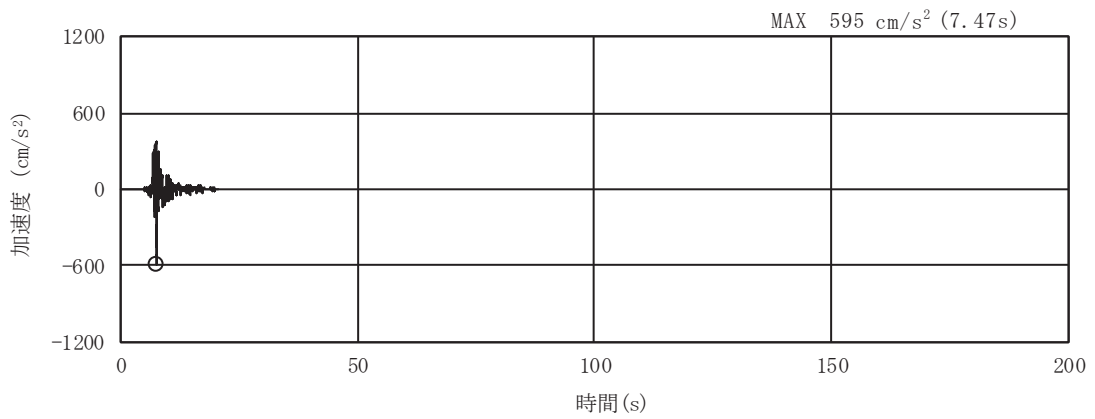


(a) 加速度時刻歴波形

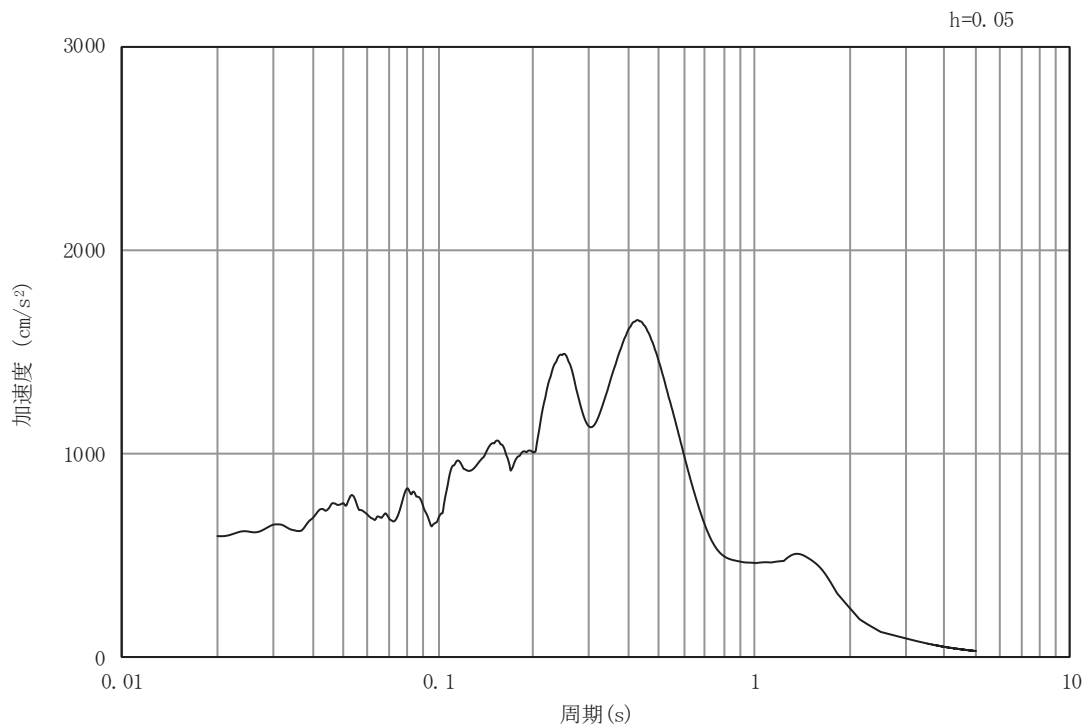


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 3)

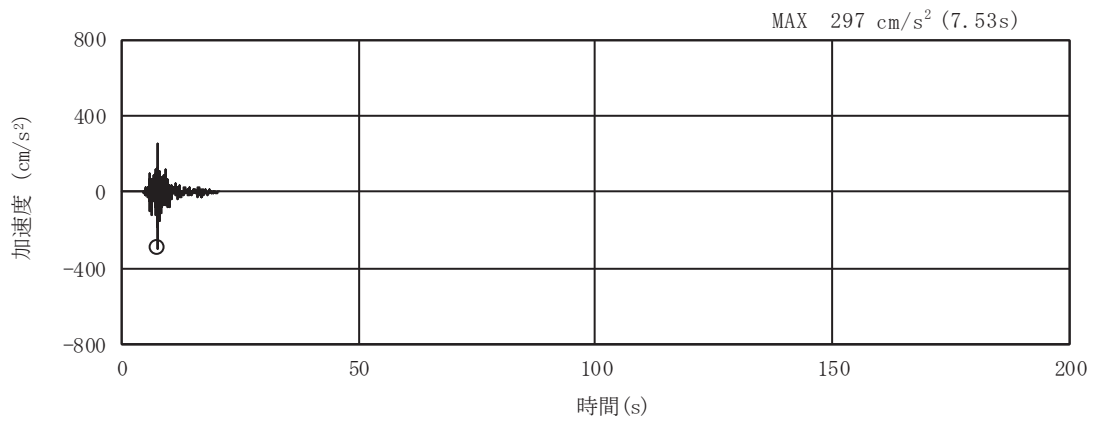


(a) 加速度時刻歴波形

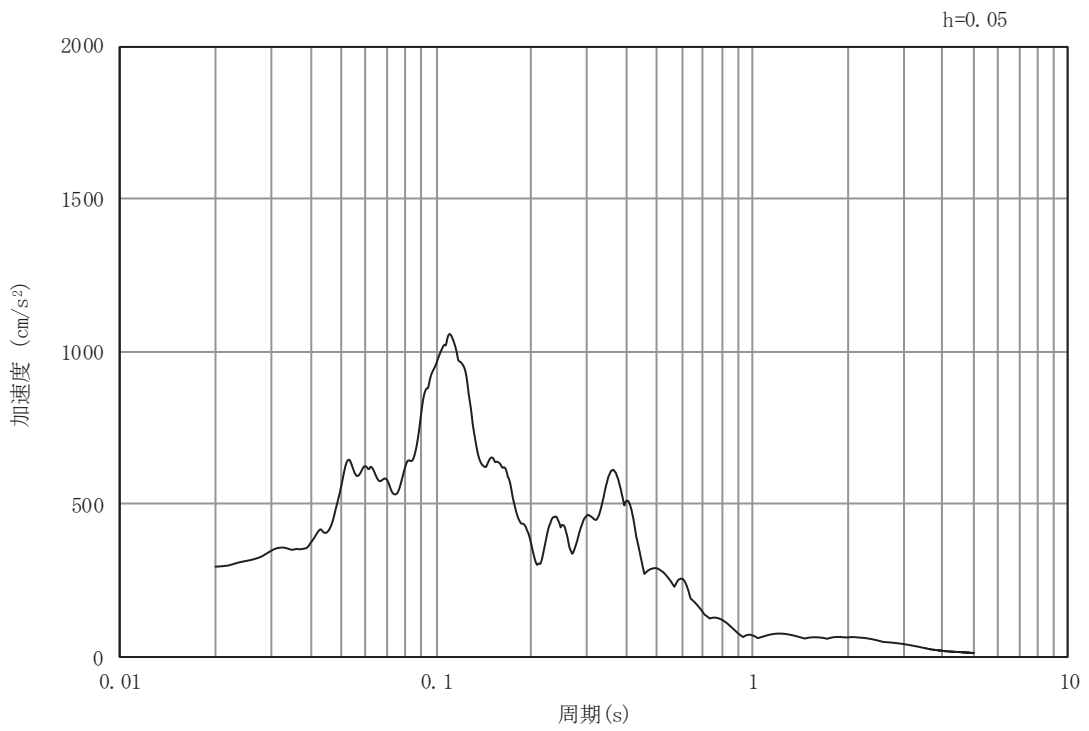


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)

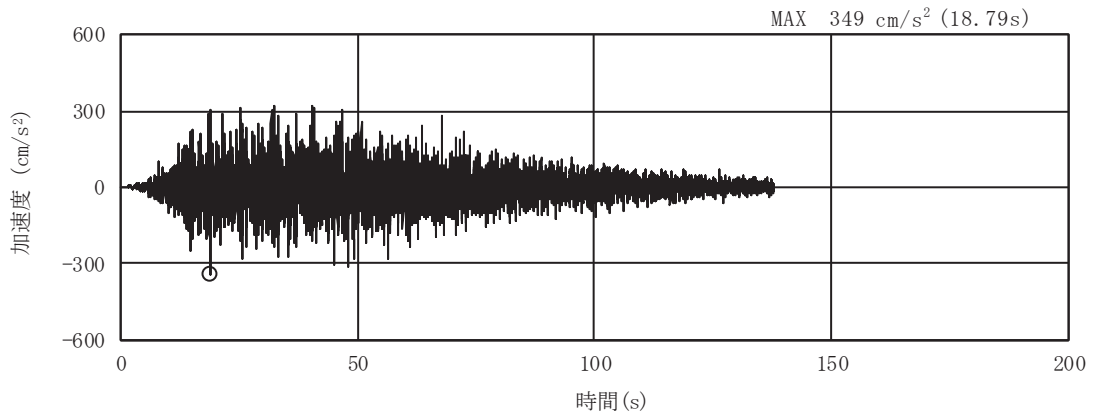


(a) 加速度時刻歴波形

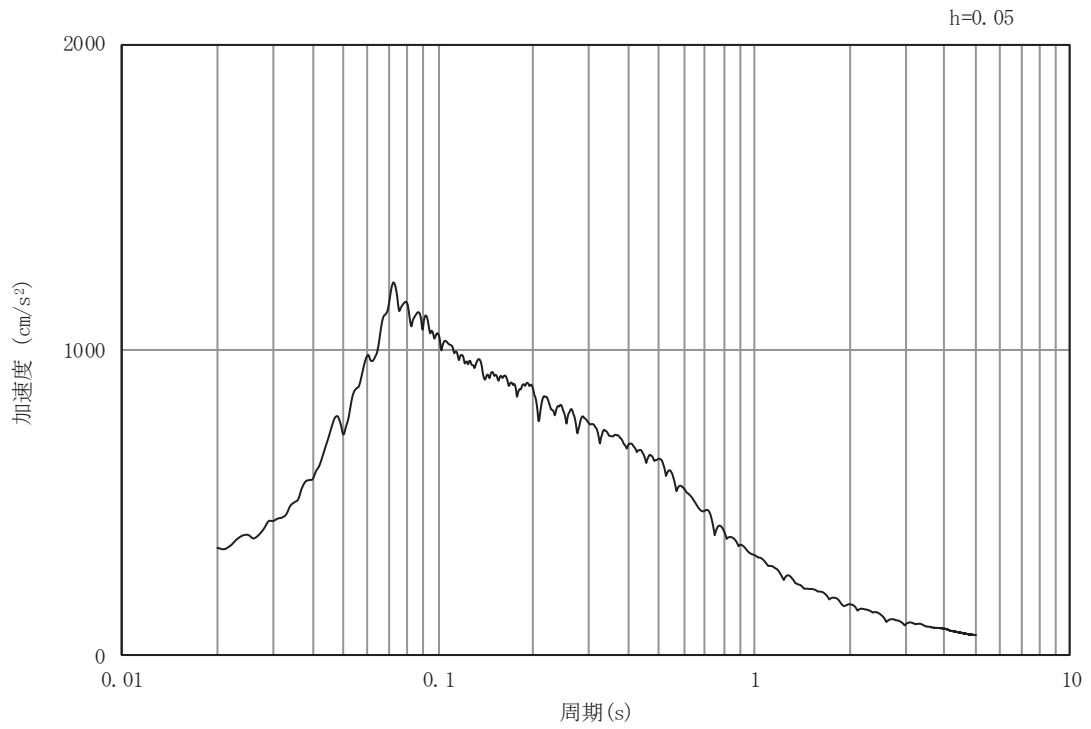


(b) 加速度応答スペクトル

図 5-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

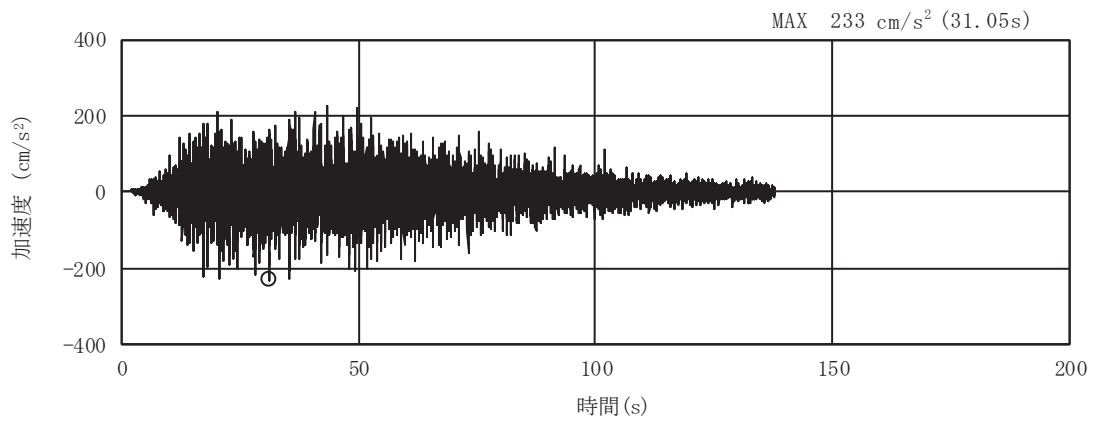


(a) 加速度時刻歴波形

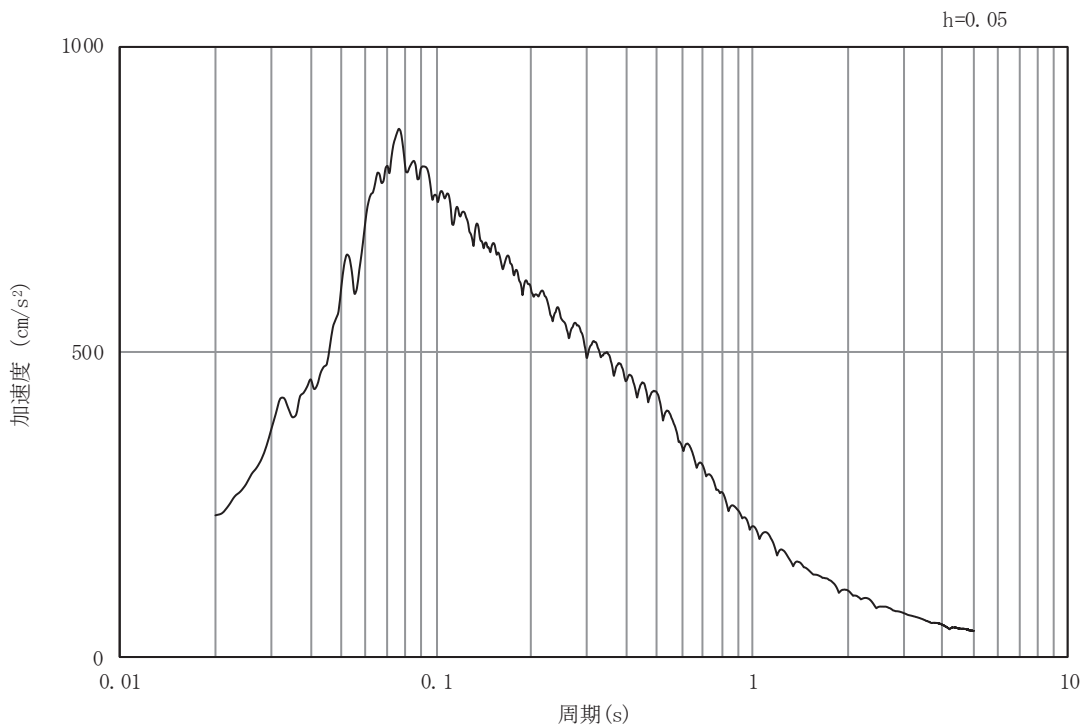


(b) 加速度応答スペクトル

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

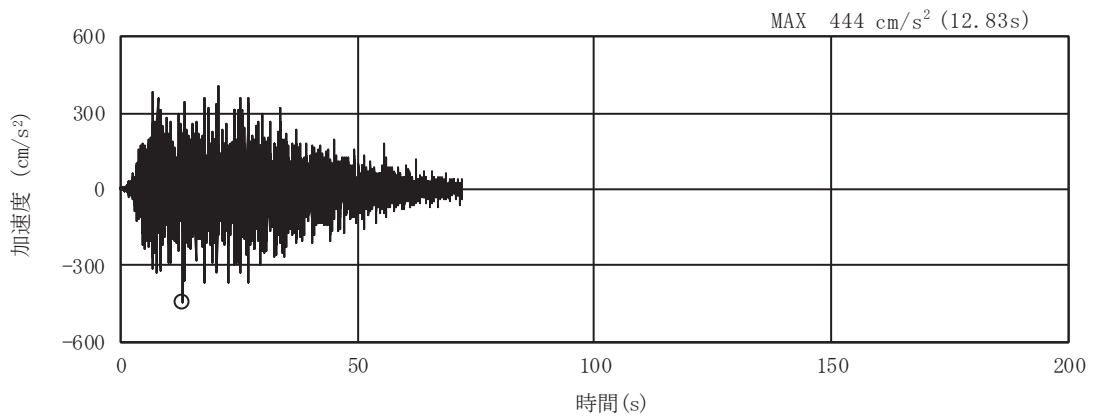


(a) 加速度時刻歴波形

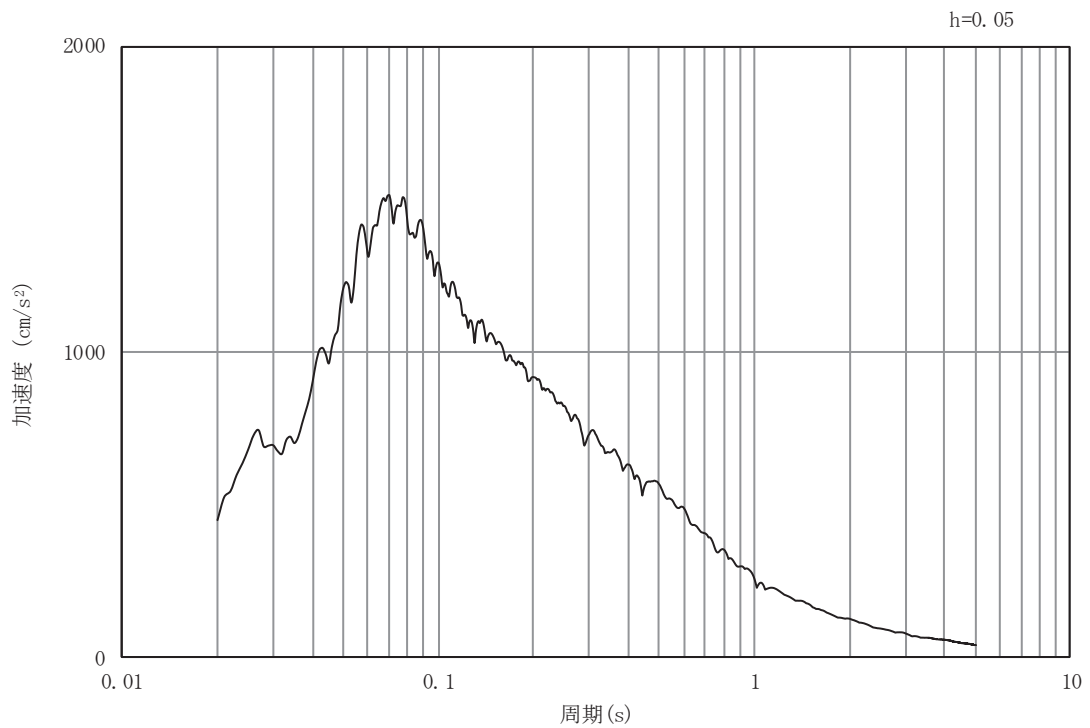


(b) 加速度応答スペクトル

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

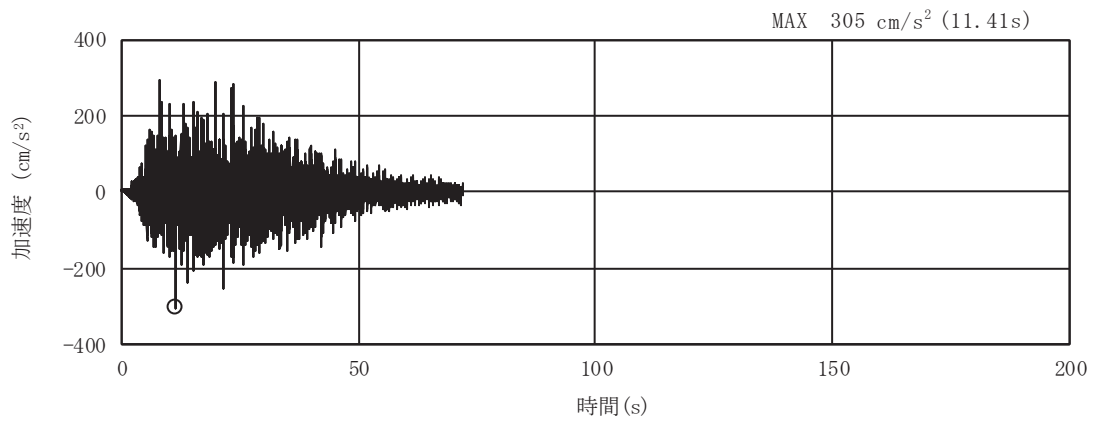


(a) 加速度時刻歴波形

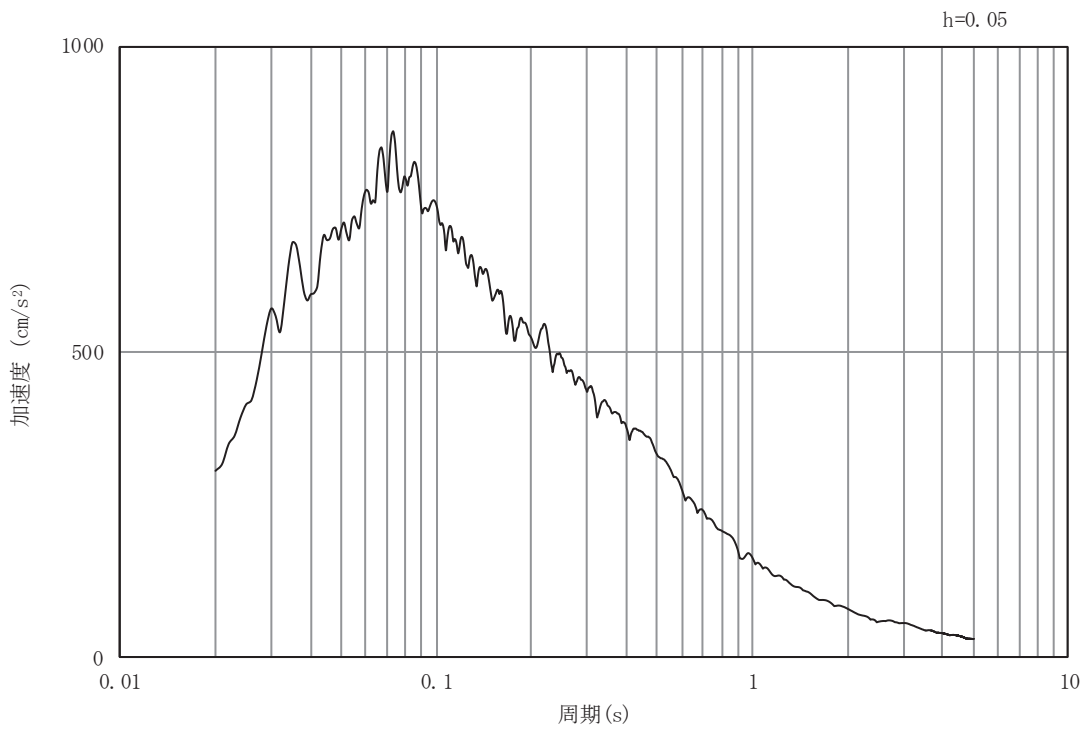


(b) 加速度応答スペクトル

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

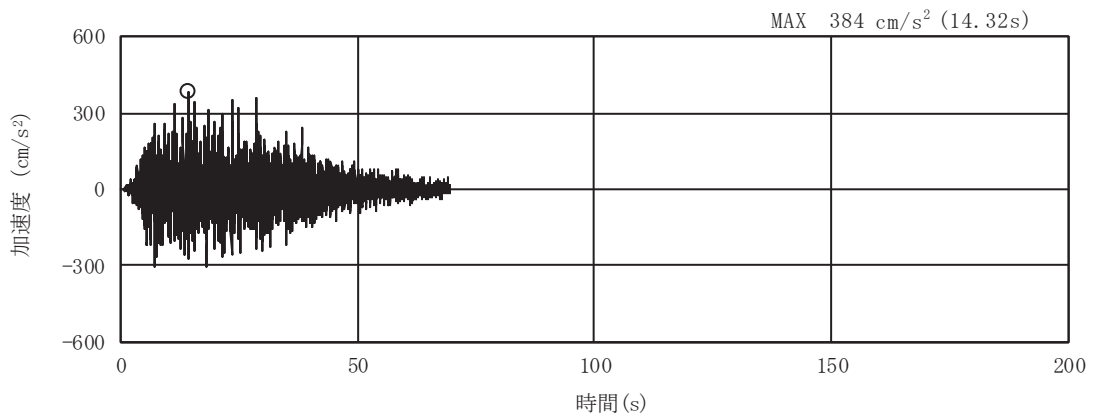


(a) 加速度時刻歴波形

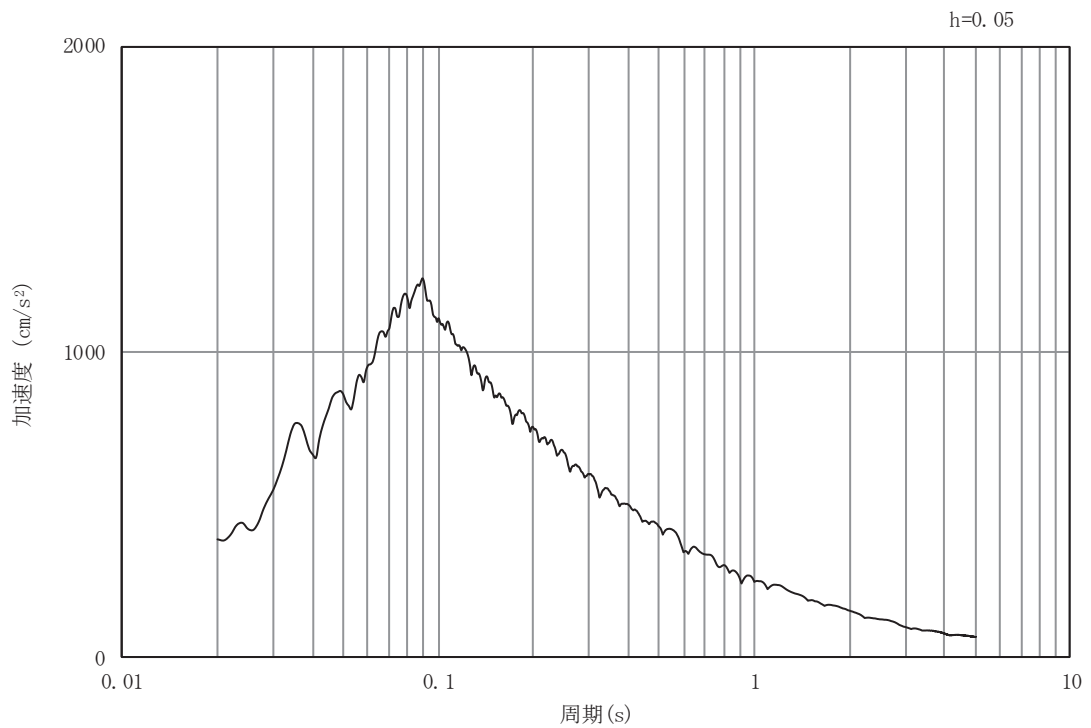


(b) 加速度応答スペクトル

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

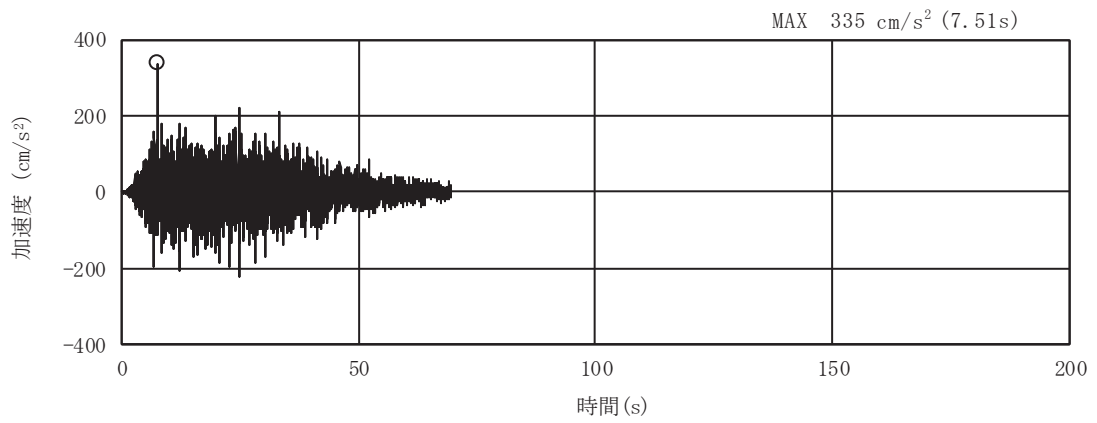


(a) 加速度時刻歴波形

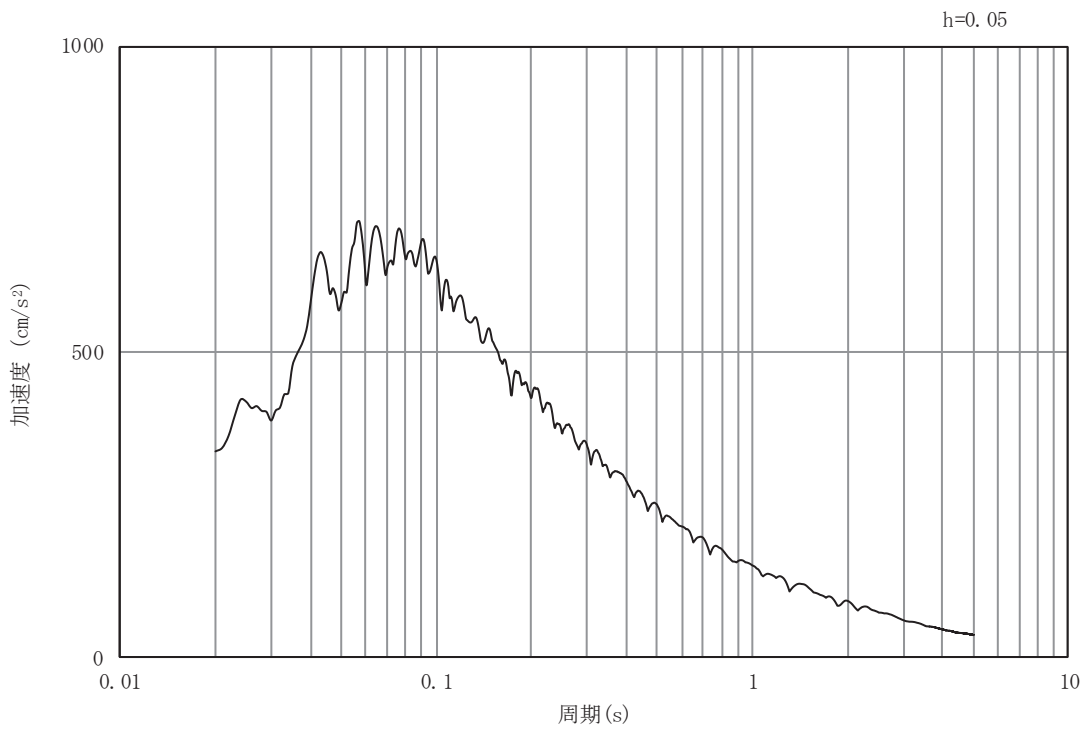


(b) 加速度応答スペクトル

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

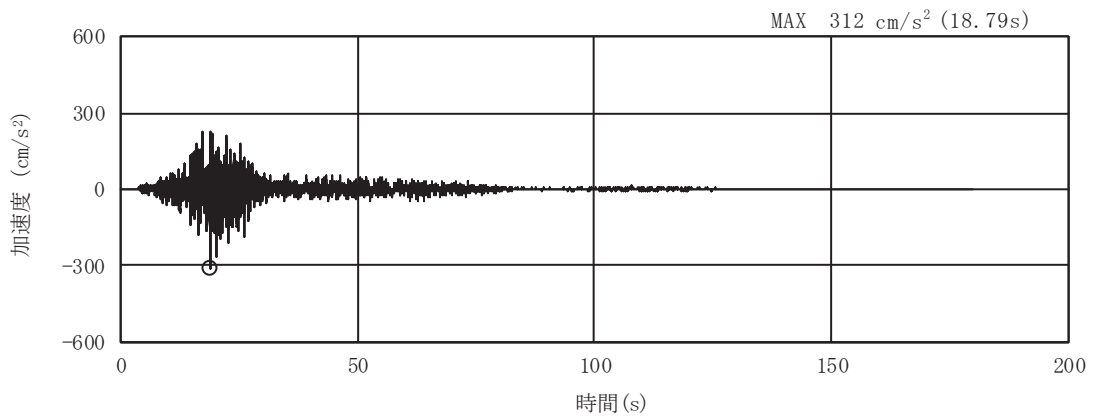


(a) 加速度時刻歴波形

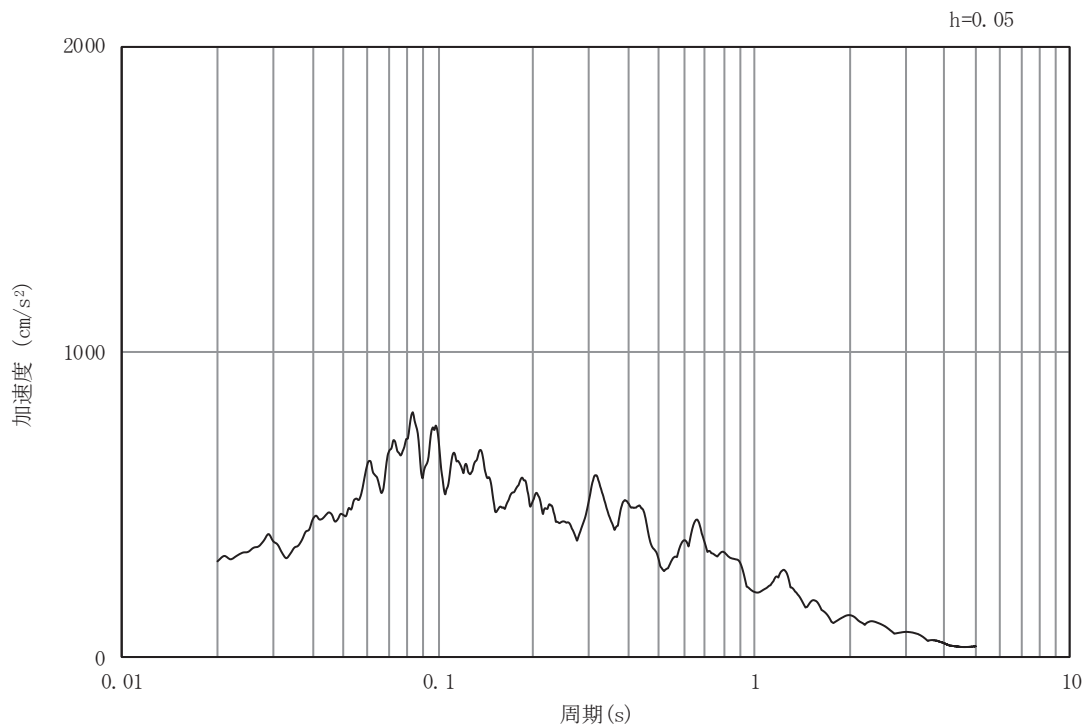


(b) 加速度応答スペクトル

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

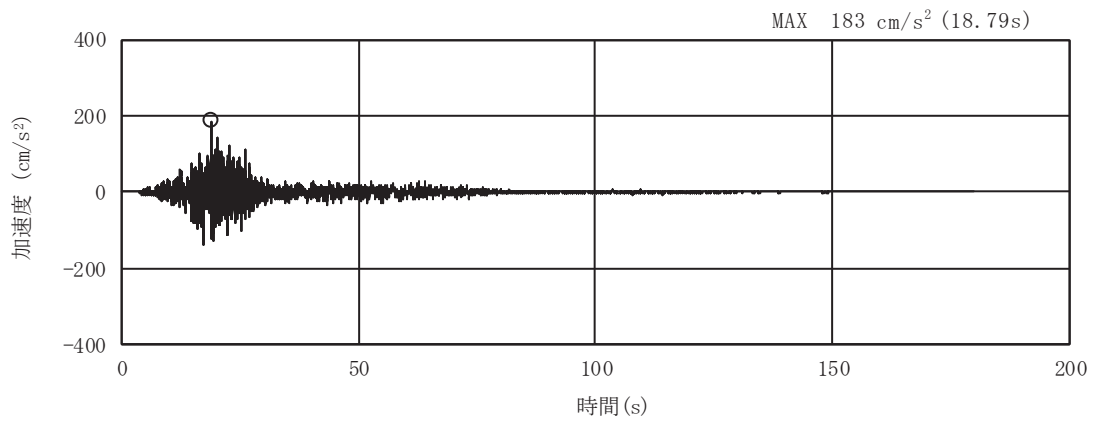


(a) 加速度時刻歴波形

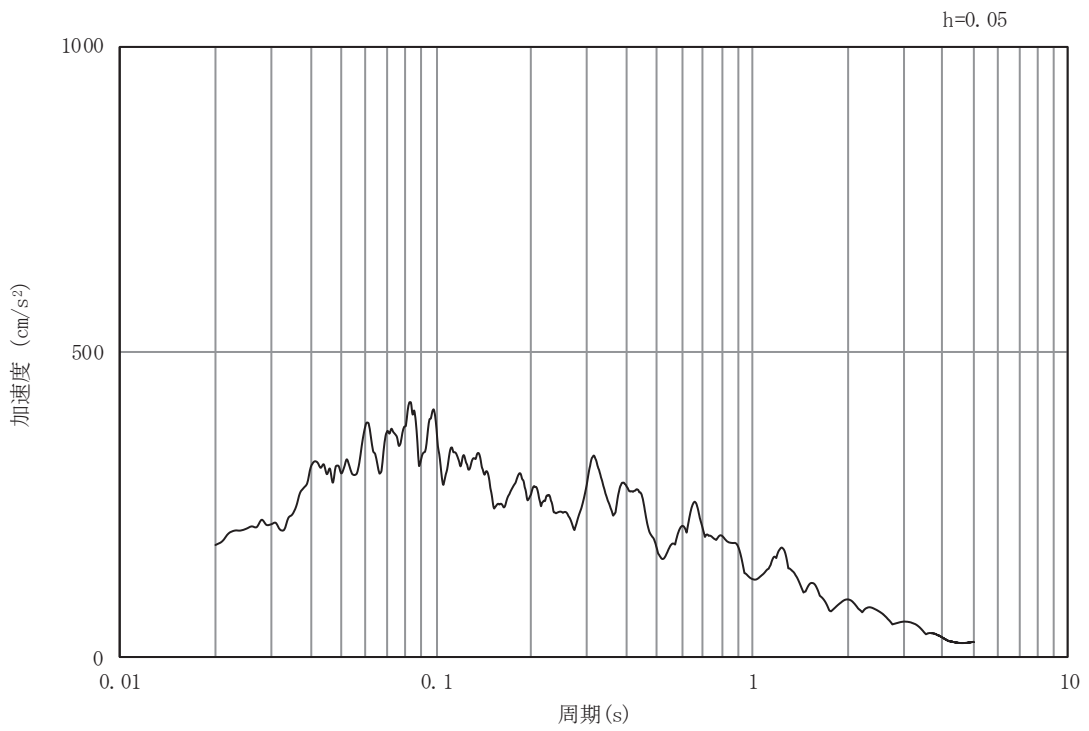


(b) 加速度応答スペクトル

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

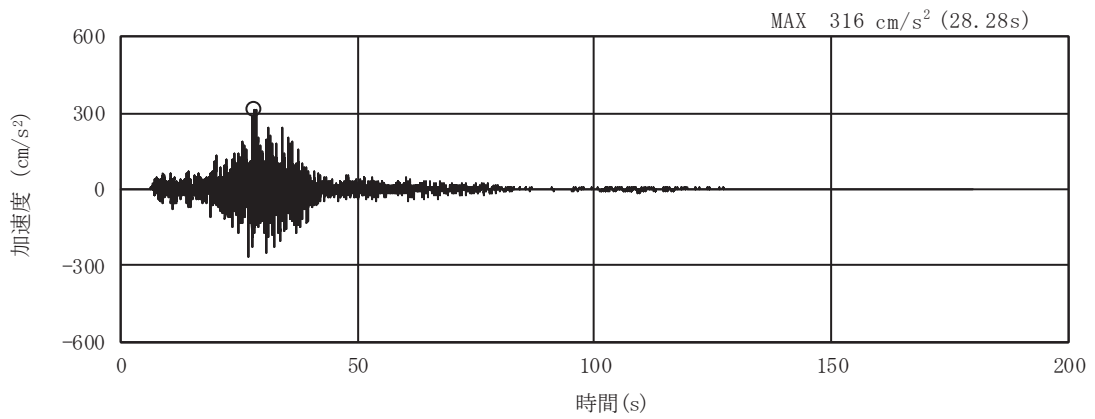


(a) 加速度時刻歴波形

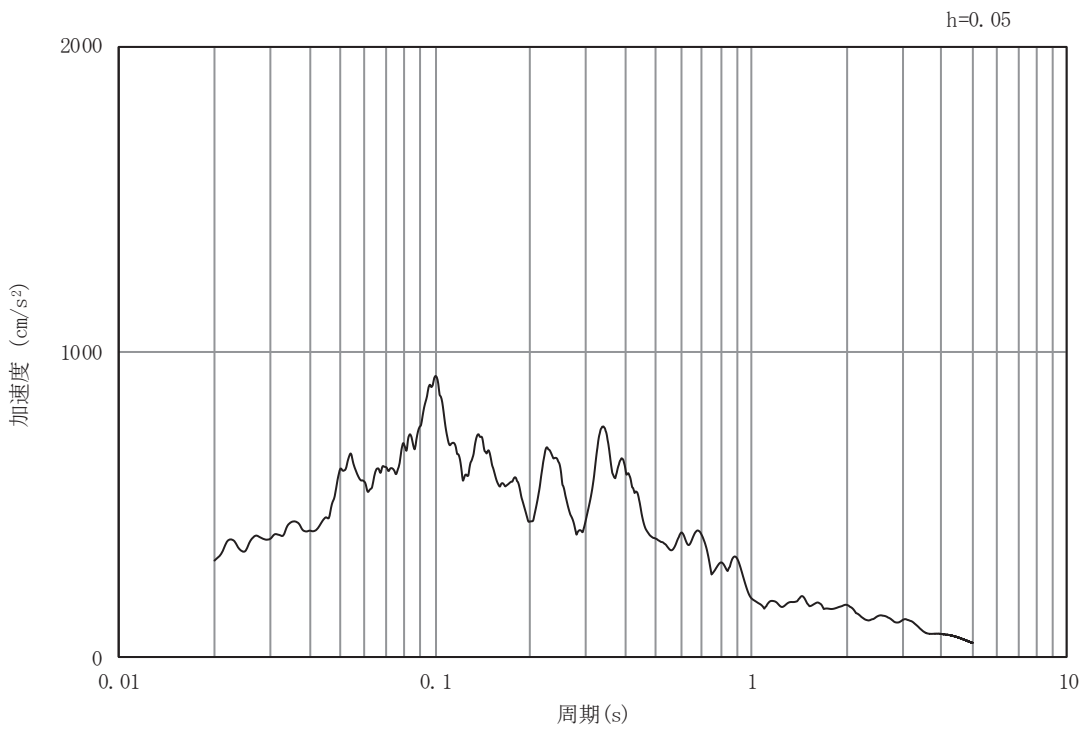


(b) 加速度応答スペクトル

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

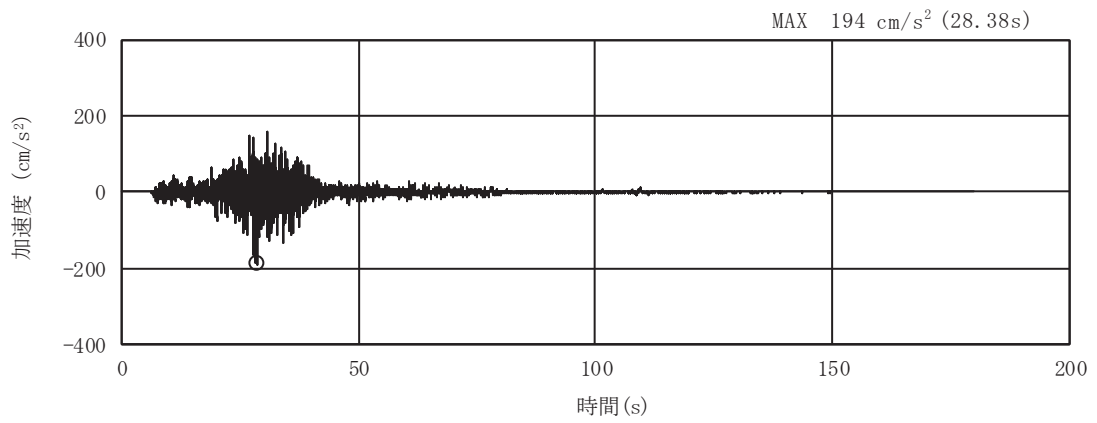


(a) 加速度時刻歴波形

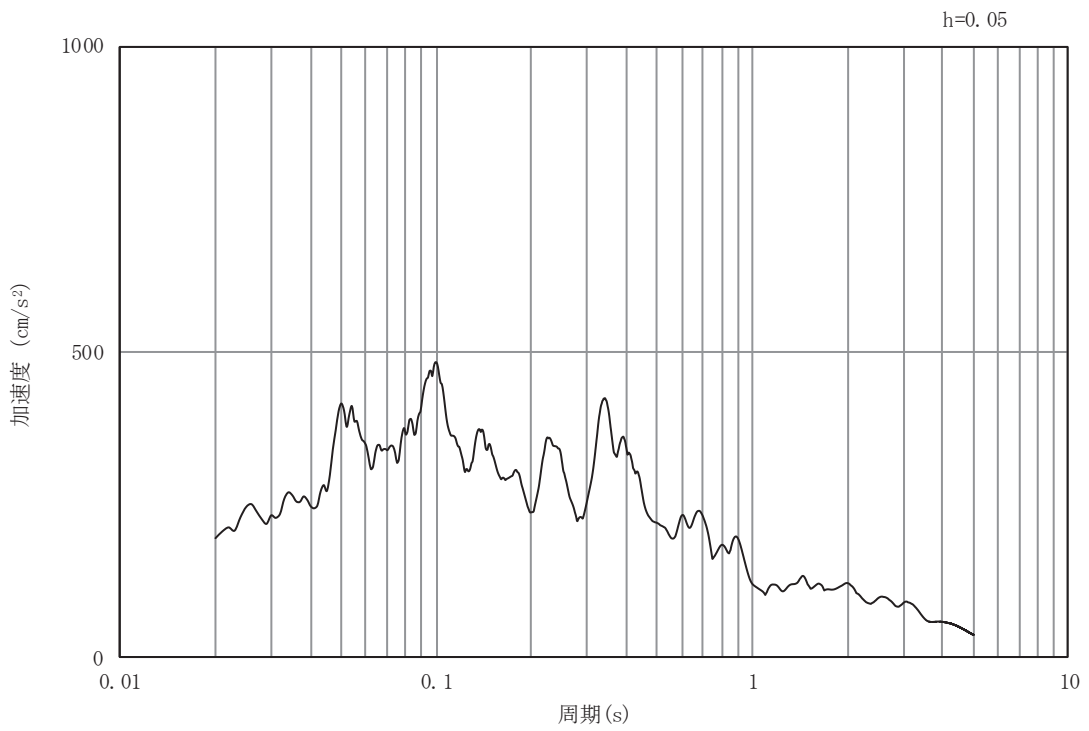


(b) 加速度応答スペクトル

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

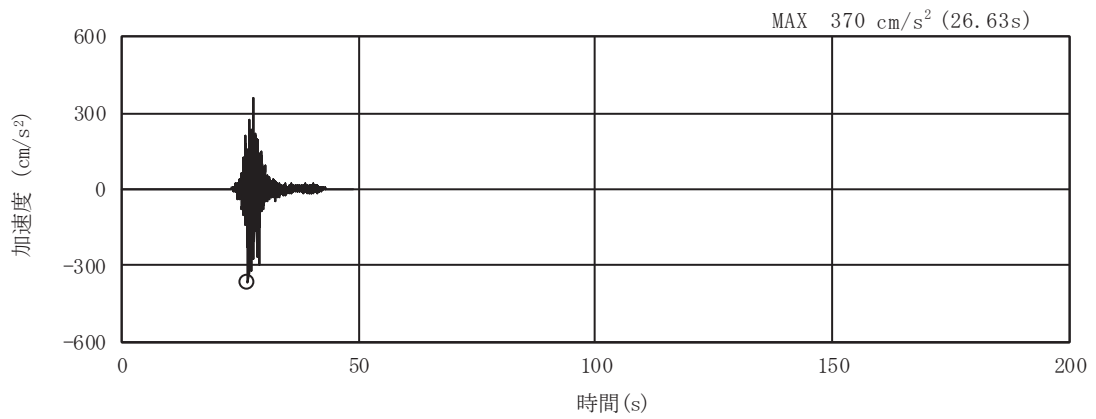


(a) 加速度時刻歴波形

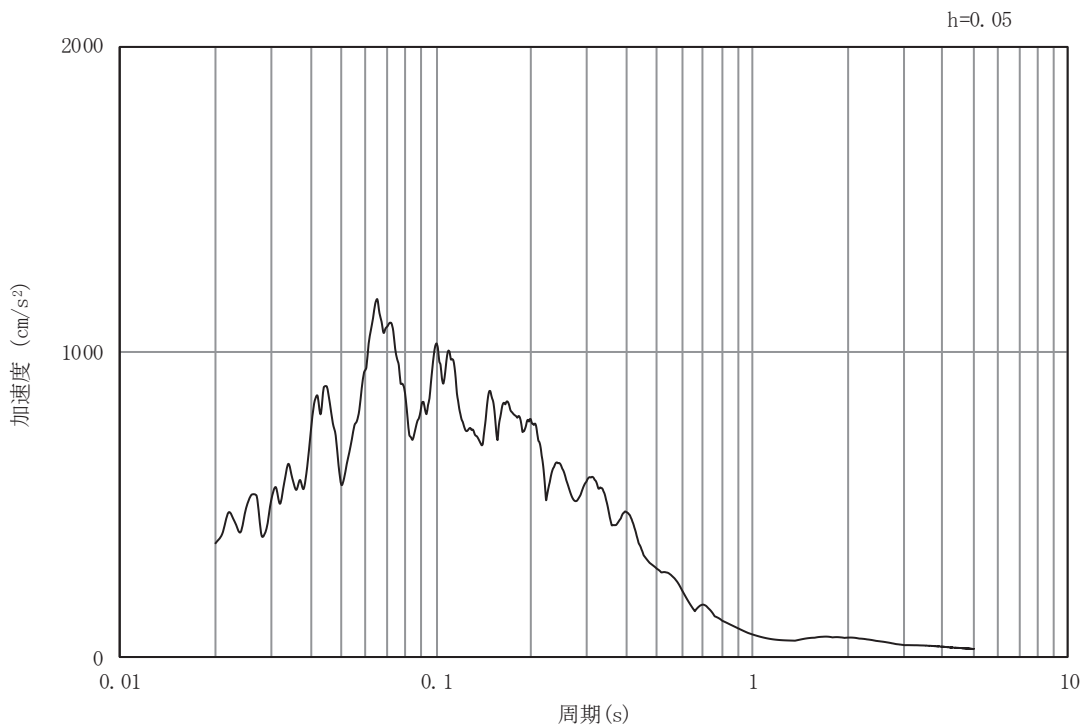


(b) 加速度応答スペクトル

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

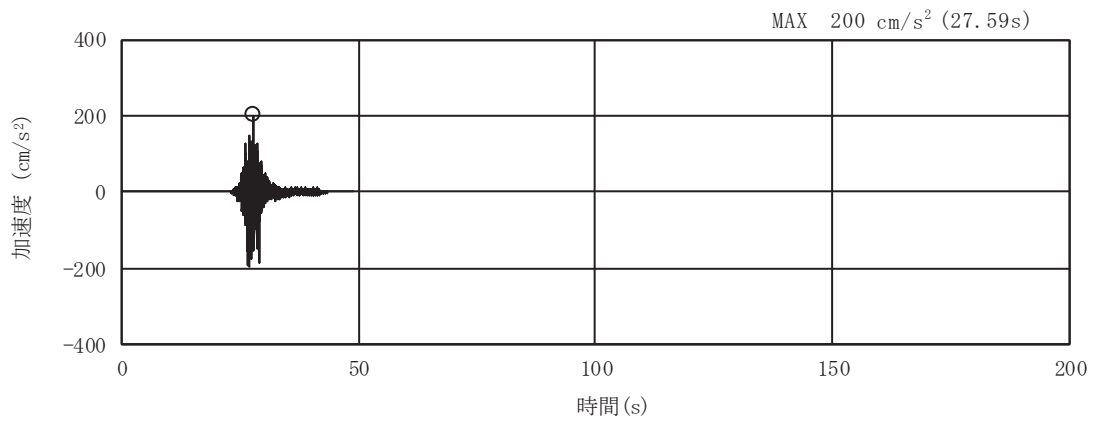


(a) 加速度時刻歴波形

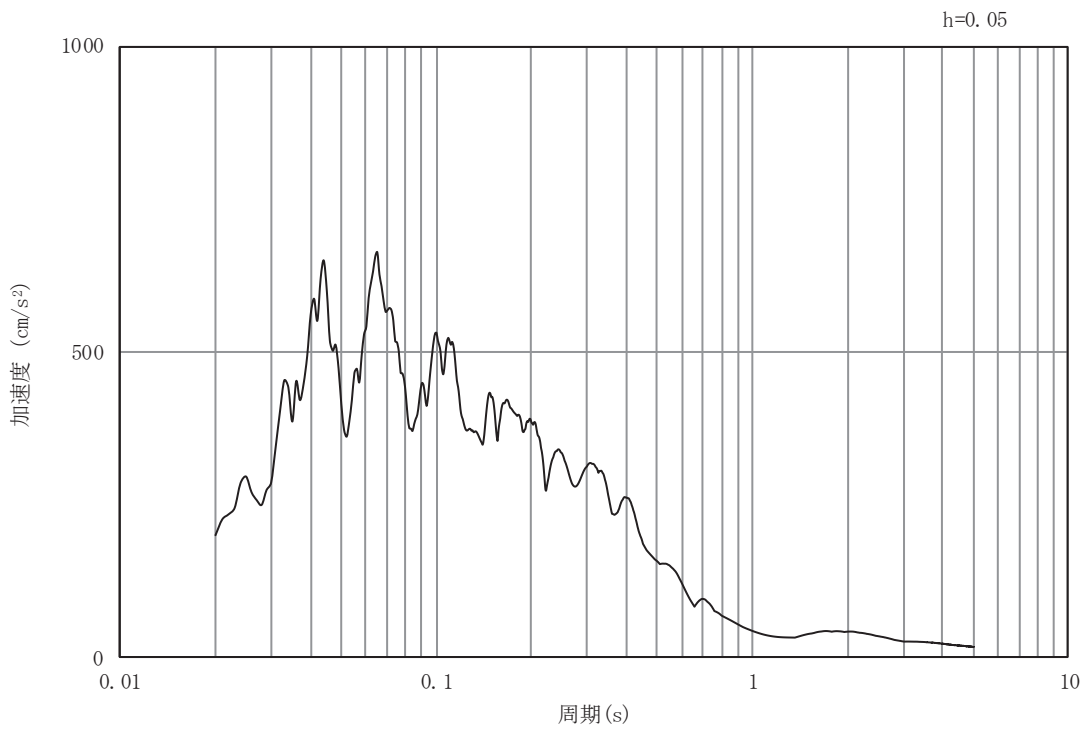


(b) 加速度応答スペクトル

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

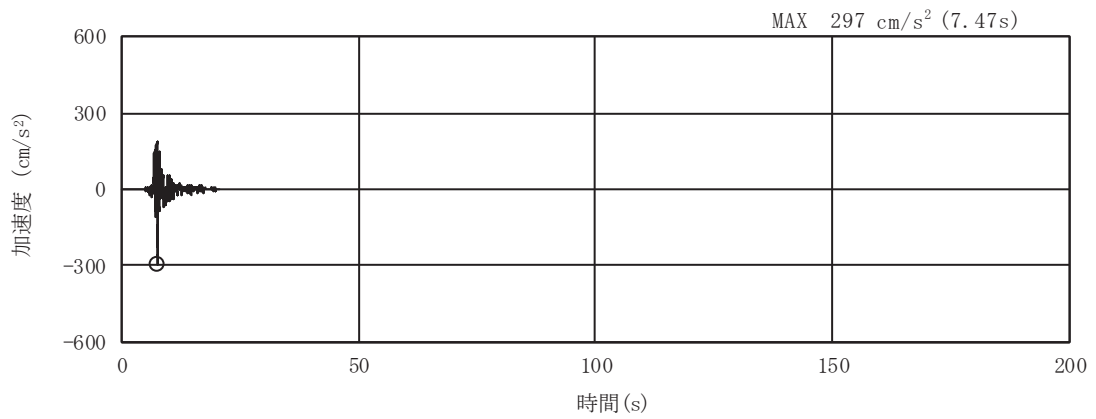


(a) 加速度時刻歴波形

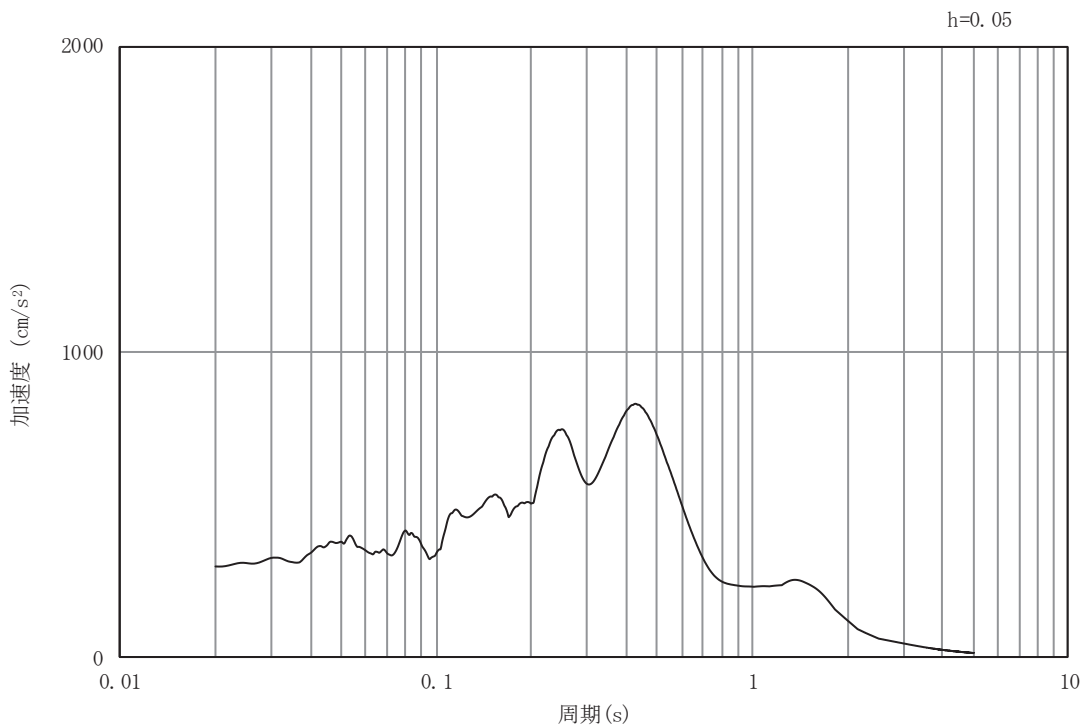


(b) 加速度応答スペクトル

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

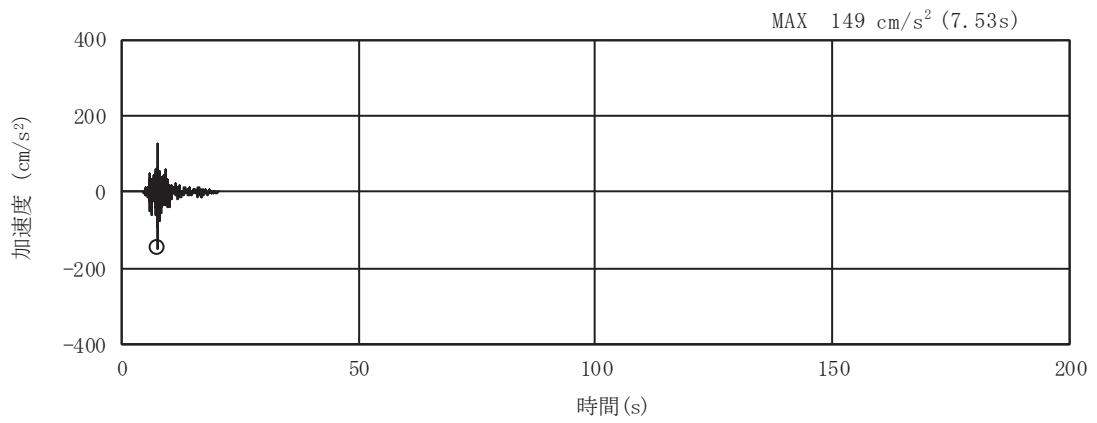


(a) 加速度時刻歴波形

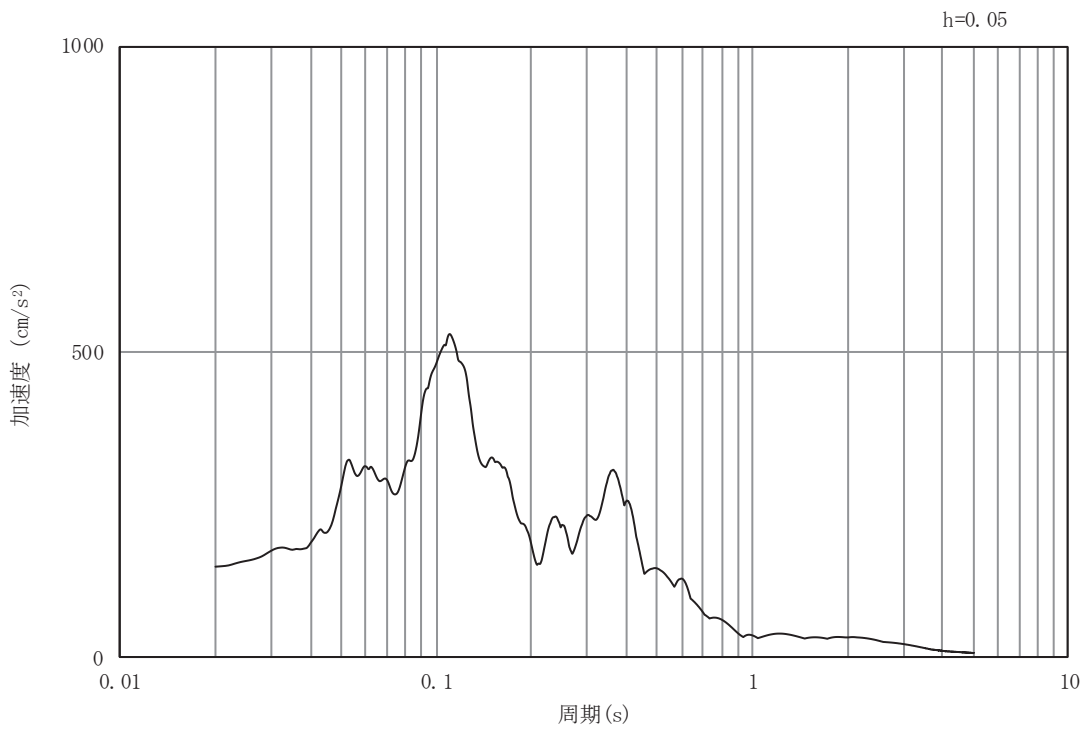


(b) 加速度応答スペクトル

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



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 5-29 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S d - N 1)

5.2 許容限界の設定

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

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

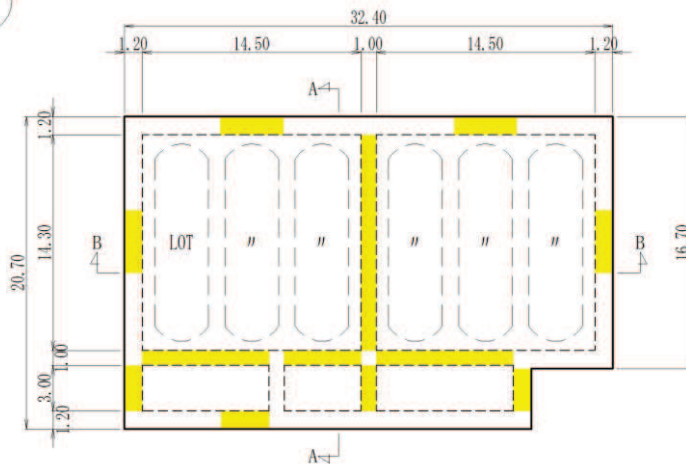
曲げ・軸力系の破壊に対する限界状態については、土木学会マニュアルではコンクリートの圧縮縁のかぶりが剥落しないこととされており、圧縮縁コンクリートひずみ1.0%の状態は、かぶりコンクリートが剥落する前の状態であることが、屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験及び数値シミュレーション等の結果より確認されている。この状態を限界値とすることで構造全体としての安定性等が確保できるとして設定されたものである。

また、各部材のアンカー定着部に要求されるSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認においては、コンクリート標準示方書に基づき、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリート：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）とする。

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

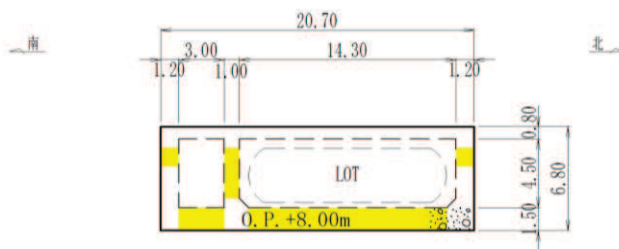
また、後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下、「CCb 工法」という。）を適用する部材について、CCb 工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、コンクリート及び鉄筋のひずみが、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ：2000 μ ，主筋ひずみ：1725 μ ）を下回ることを併せて確認する。軽油タンク室においてCCb 工法を適用する部材を図5-30に示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表5-1に示す。



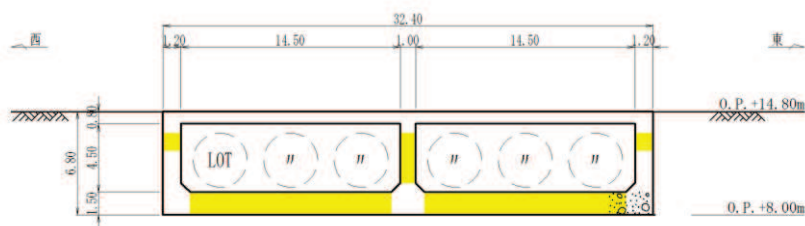
■ : Ccbによる耐震補強箇所

(a) 平面図



■ : Ccbによる耐震補強箇所

(b) A-A 断面図 (南北)



■ : Ccbによる耐震補強箇所

(c) B-B 断面図 (東西)

図 5-30 Ccbによる耐震補強箇所 (再掲)

表 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

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

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

ここで、 γ_i ：構造物係数($\gamma_i = 1.0$)

ε_R ：限界ひずみ(圧縮縁コンクリートひずみ 10000 μ)

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

γ_a ：構造解析係数($\gamma_a = 1.2$)

ε ：圧縮縁の発生ひずみ

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

ここで、 γ_i ：構造物係数($\gamma_i = 1.0$)

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

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

γ_a ：構造解析係数($\gamma_a = 1.2$)

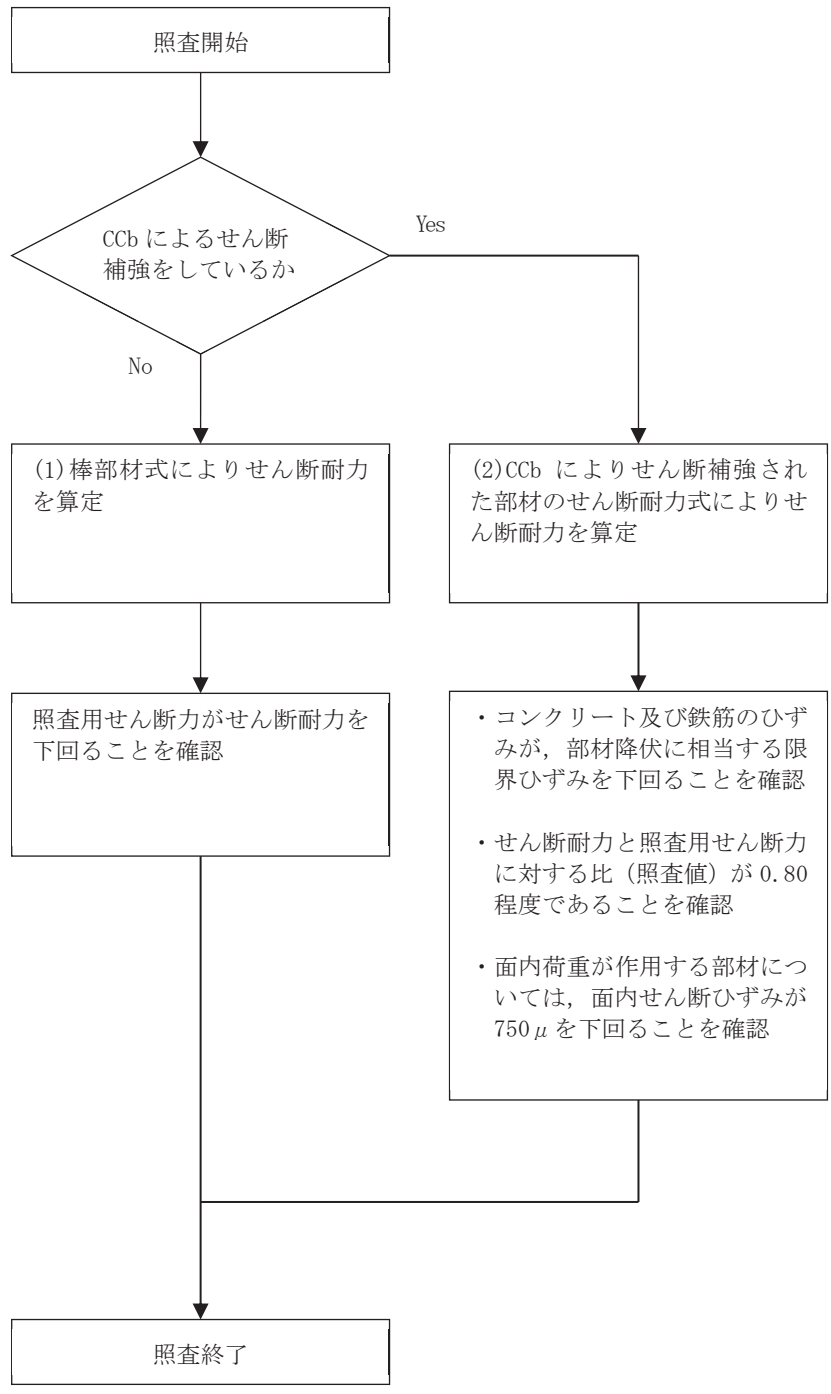
ε ：発生ひずみ

5.2.2 せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認におけるせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。せん断耐力の評価式は部材の種類に応じて2種類用いる。

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

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



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

図 5-31 せん断破壊に対する照査フロー

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

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

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

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

表 5-2 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

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

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

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

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

ここで、R：応答層間変形角

とされている。

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

(1) 棒部材式

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

ここで、 $V_{y d}$: せん断耐力

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

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

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

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

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

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

$$\beta_a = 1$$

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

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

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

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

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

- D : 断面高さ
 a/d : せん断スパン比
 γ_{bc} : 部材係数
 γ_{mc} : 材料係数

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

- ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強筋の総断面積
 f_{wyd} : せん断補強筋の降伏強度の材料係数 γ_{ms} で除したもので、
 400N/mm²以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値
 f'_{ck} が60N/mm²以上の時は、800N/mm²以下としてよい。
 α : せん断補強筋と部材軸のなす角度
 s : せん断補強筋の配置間隔
 z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、
 $d/1.15$ とする。
 γ_{bs} : 部材係数
 γ_{ms} : 材料係数

(2) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式（棒部材式）

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

α_{aw} : セラミックキャップバー（CCb）が部材軸となす角度

S_{aw} : セラミックキャップバー（CCb）の配置間隔

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

γ_b : 部材係数（一般に 1.10 としてよい）

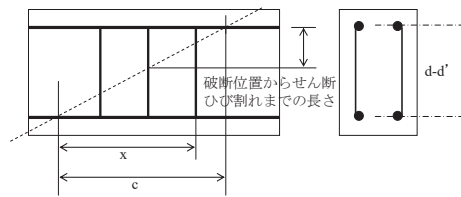
ℓ_y : セラミックキャップバー（CCb）の先端型定着体の定着長（ $5D$ としてよい）

D : CCbの鉄筋径

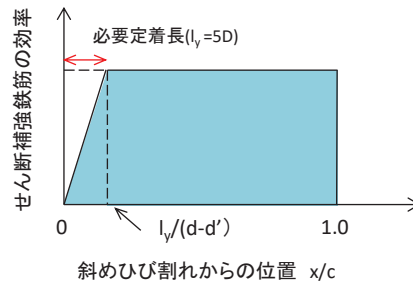
S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

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

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



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 5-32 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

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

また、面内せん断ひずみを 750μ 未満とする。

5.2.3 壁部材の面内せん断に対する許容限界

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

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

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

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

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

ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

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

γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

γ : 発生する面内せん断ひずみ

γ_R : せん断ひずみ度に関する許容限界の目安値

$$\gamma_R = \gamma_u / 2.0$$

γ_u : 終局せん断ひずみ度で 4.0×10^{-3}

5.2.4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

(1) 基礎地盤（狐崎部層）

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

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 5-3 に示す。

表 5-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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

(2) MMR（既設）

a. 接地圧に対する許容限界

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

表 5-4 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

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

b. 健全性に対する許容限界

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

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

MMR（既設）のせん断破壊及び引張強度を表 5-5 に示す。

表 5-5 MMR（既設）せん断強度及び引張強度

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

注記*1：せん断強度 τ_f は、粘着力 $\tau_0 = f'_{ck}/5$ のみ見込むこととし、

$\sigma \tan \phi$ は考慮しないことで安全側に配慮する。


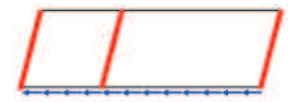
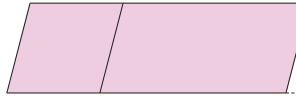
*2：コンクリート標準示方書に基づき設定

6. 評価結果

6.1 地震応答解析結果

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

表 6-1 照査時刻の考え方（再掲）

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

6.1.1 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

(1) 頂底板間の層間変位が最大となる時刻（時刻 1）

地震応答解析結果のうち，頂底板間の層間変位が最大となる時刻を表 6-2 に示す。

表 6-2 頂底板間の最大層間変位の算定結果

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

(2) 総水平荷重が最大となる時刻 (時刻 2)

地震応答解析結果のうち，総水平荷重が最大となる時刻を表 6-3 に示す。

表 6-3 最大総水平荷重の算定結果

解析ケース	地震動		最大総水平荷重 (kN/m) (時刻 (s))	
①	S s - D 1	++	+3431	(37.17)
		-+	-3352	(45.01)
	S s - D 2	++	-4071	(25.09)
		-+	+3396	(29.99)
	S s - D 3	++	-2881	(14.41)
		-+	+2959	(14.42)
	S s - F 1	++	+3090	(19.56)
		-+	+2551	(19.48)
	S s - F 2	++	-3134	(28.38)
		-+	-2678	(26.88)
	S s - F 3	++	+3061	(28.60)
		-+	-3238	(26.72)
	S s - N 1	++	+2435	(7.52)
		-+	-2963	(7.53)
②	S s - D 2	++	-3937	(25.09)
③	S s - D 2	++	-4012	(25.09)
	S s - F 2	++	-3045	(28.39)
④	S s - D 2	++	-3996	(25.09)
		-+	+3384	(6.87)

(3) 面部材の層間変位が最大となる時刻 (時刻 3)

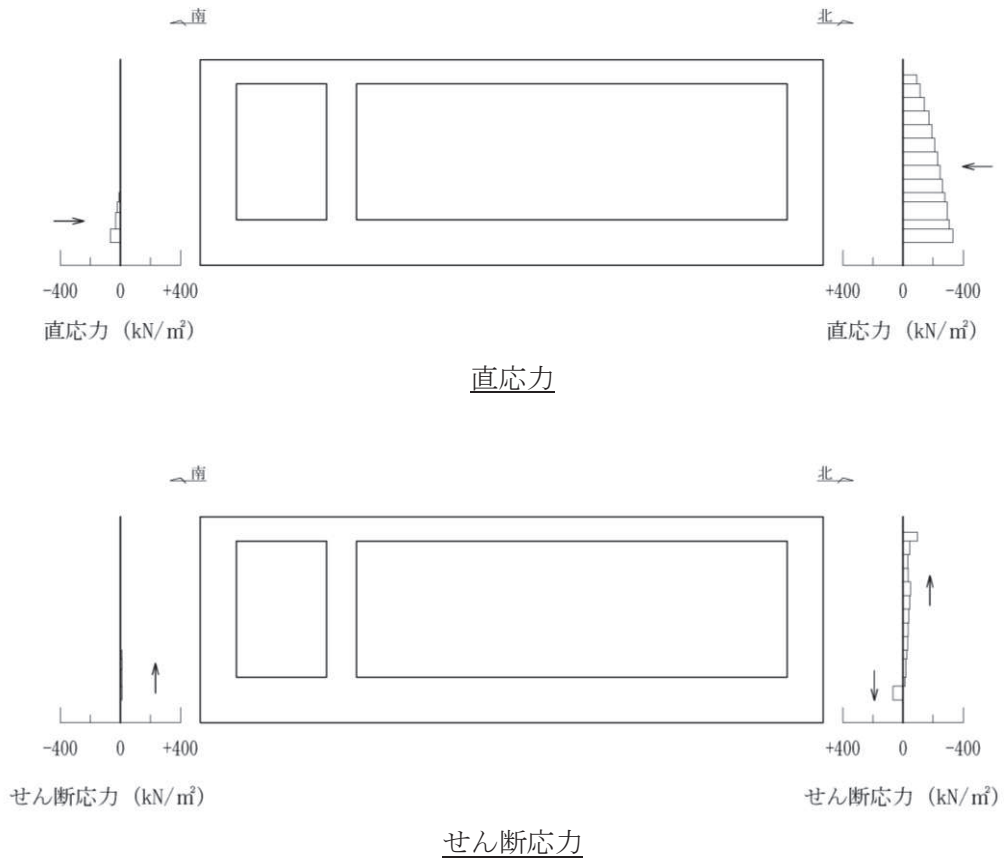
地震応答解析結果のうち，面部材の層間変位が最大となる時刻を表 6-4 に示す。

表 6-4 面部材の最大層間変位の算定結果

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

6.1.2 作用荷重分布図

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図6-1及び図6-2に示す。



図中の矢印は荷重の作用方向を示す

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

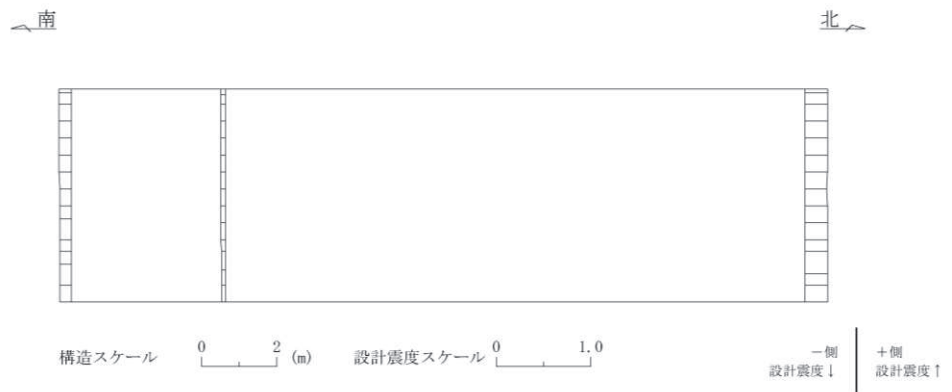
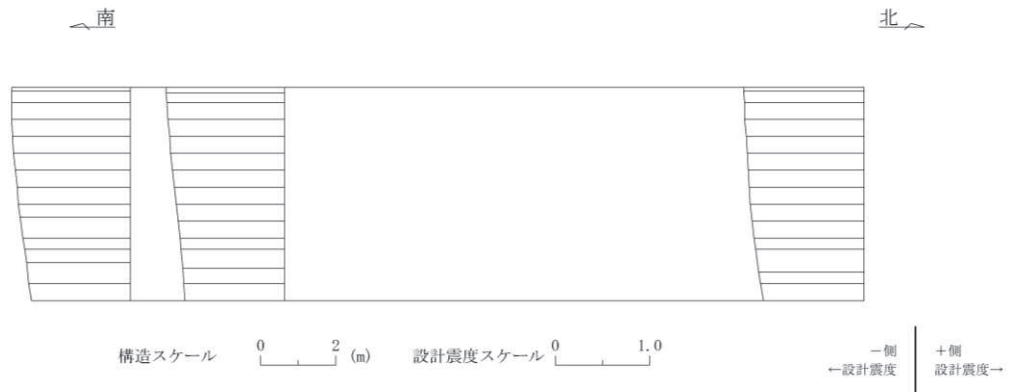


図 6-2 作用荷重分布図（設計震度分布）
 （解析ケース③， $S_s - D 2$ （++）， $t = 25.09s$ ）

6.1.3 最大せん断ひずみ分布

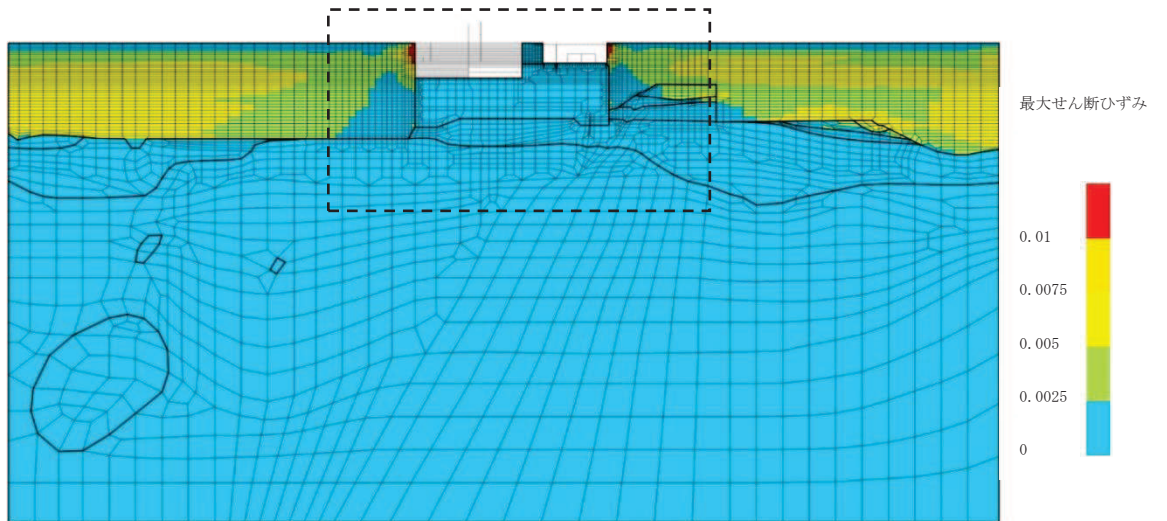
曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示す解析ケースについて地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 6-5 に、最大せん断ひずみ分布図を図 6-3 に示す。

表 6-5 最大照査値を示す解析ケースの一覧

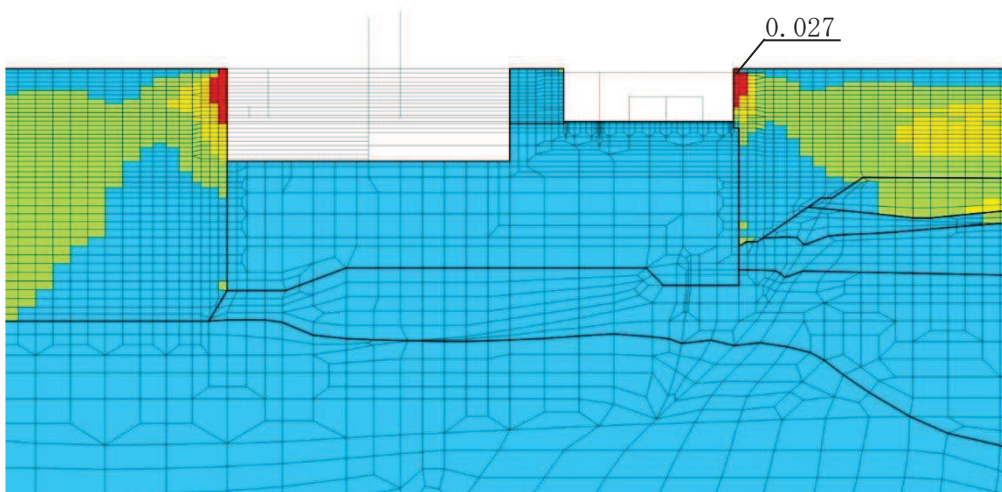
評価項目	
曲げ・軸力系	せん断
ケース① S s - D 1 (++)	ケース③ S s - D 2 (++)

注：耐震評価における解析ケース一覧

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

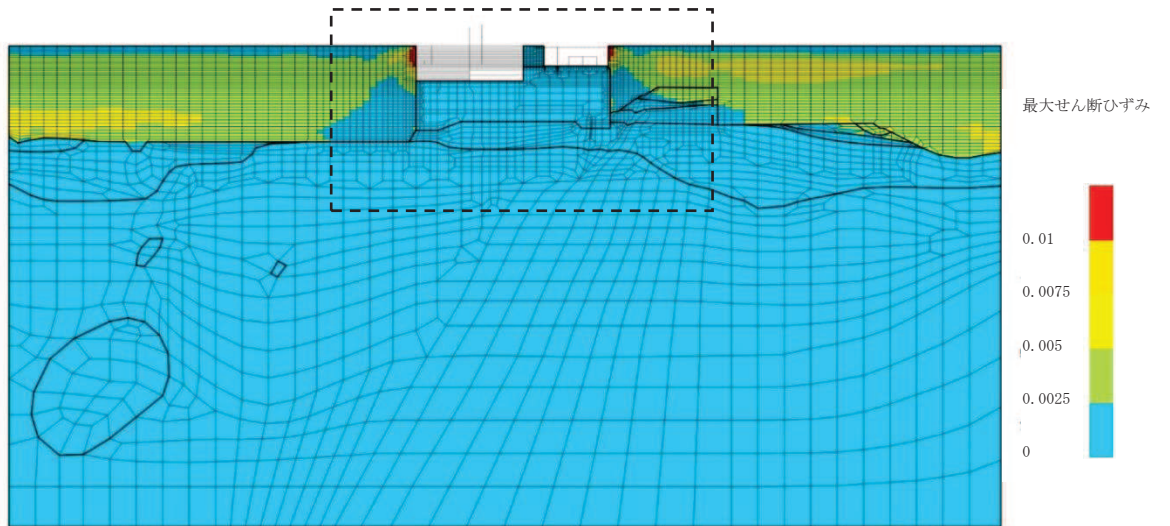


(a) 全体図

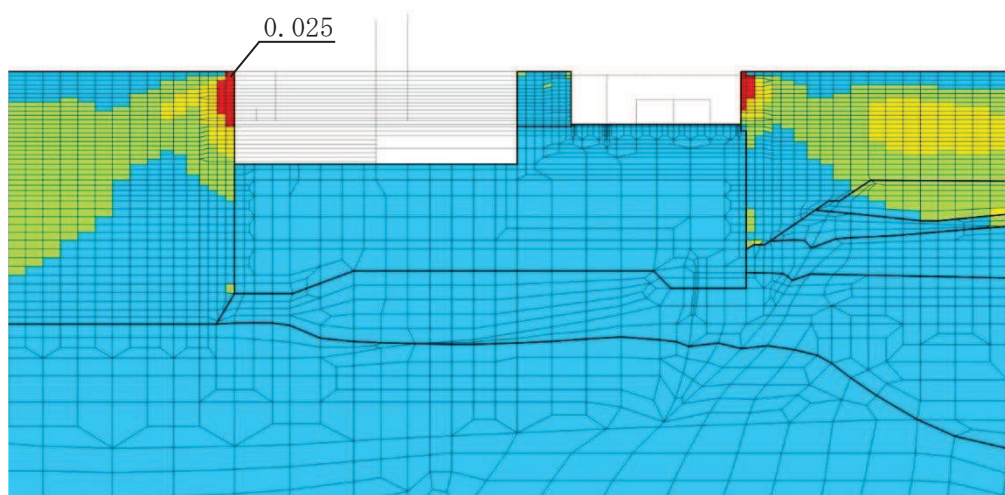


(b) 構造物周辺拡大図

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



(a) 全体図

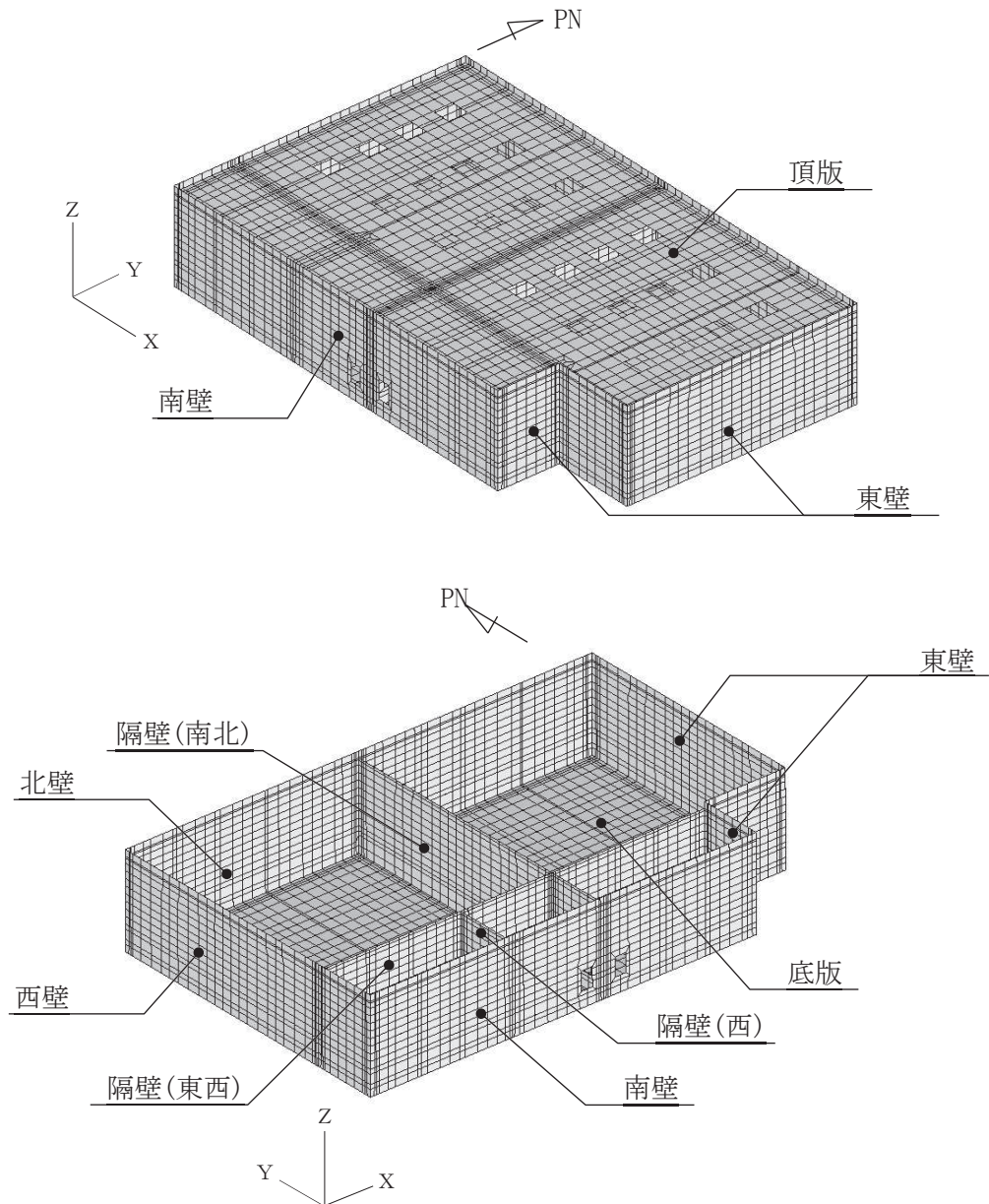


(b) 構造物周辺拡大図

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

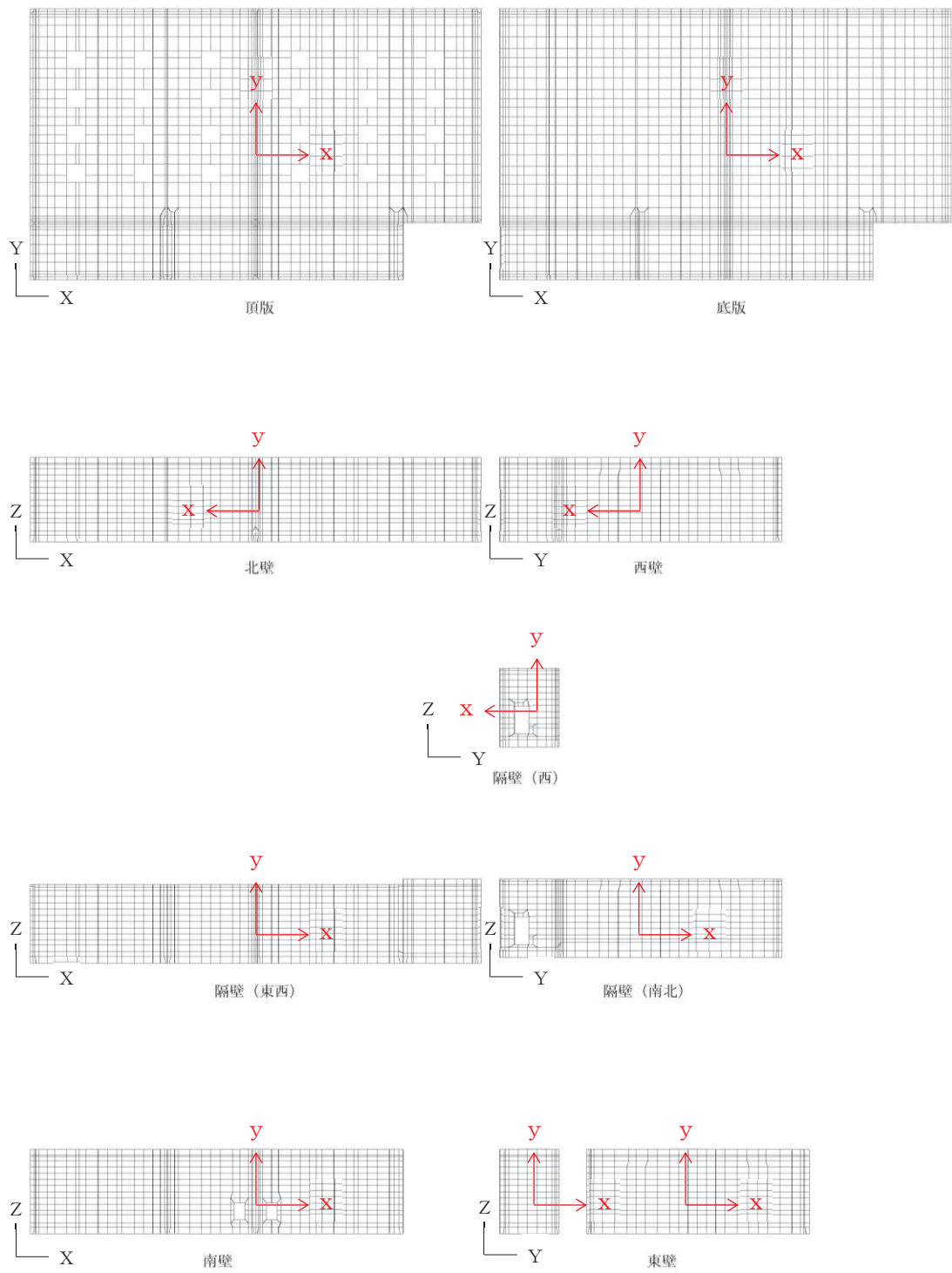
6.2 三次元構造解析結果

三次元構造解析に基づく、各構造部材の構造解析結果を示す。各部材位置を図6-4に、各部材の要素座標系を図6-5に、シェル要素における各要素の断面力の方向を図6-6に示す。



* 頂版は非表示

図6-4 評価部位の位置



黒：全体座標系を示す
赤：要素座標系を示す

図 6-5 各部材の要素座標系

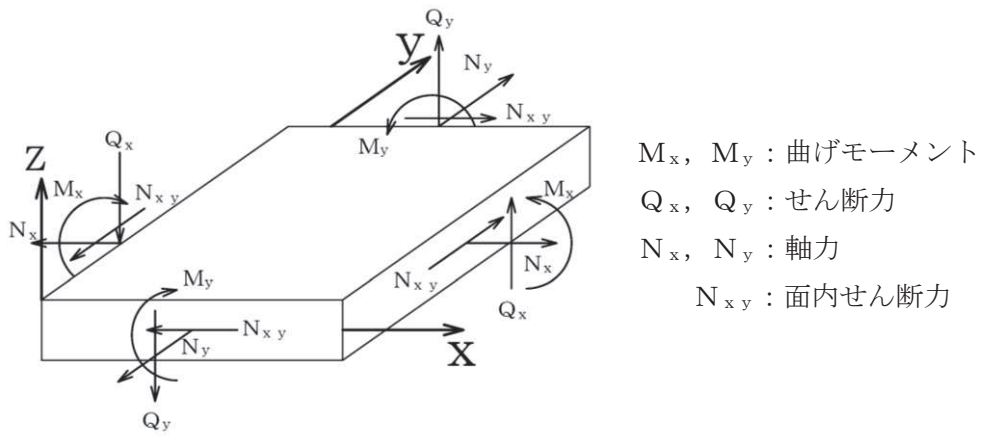
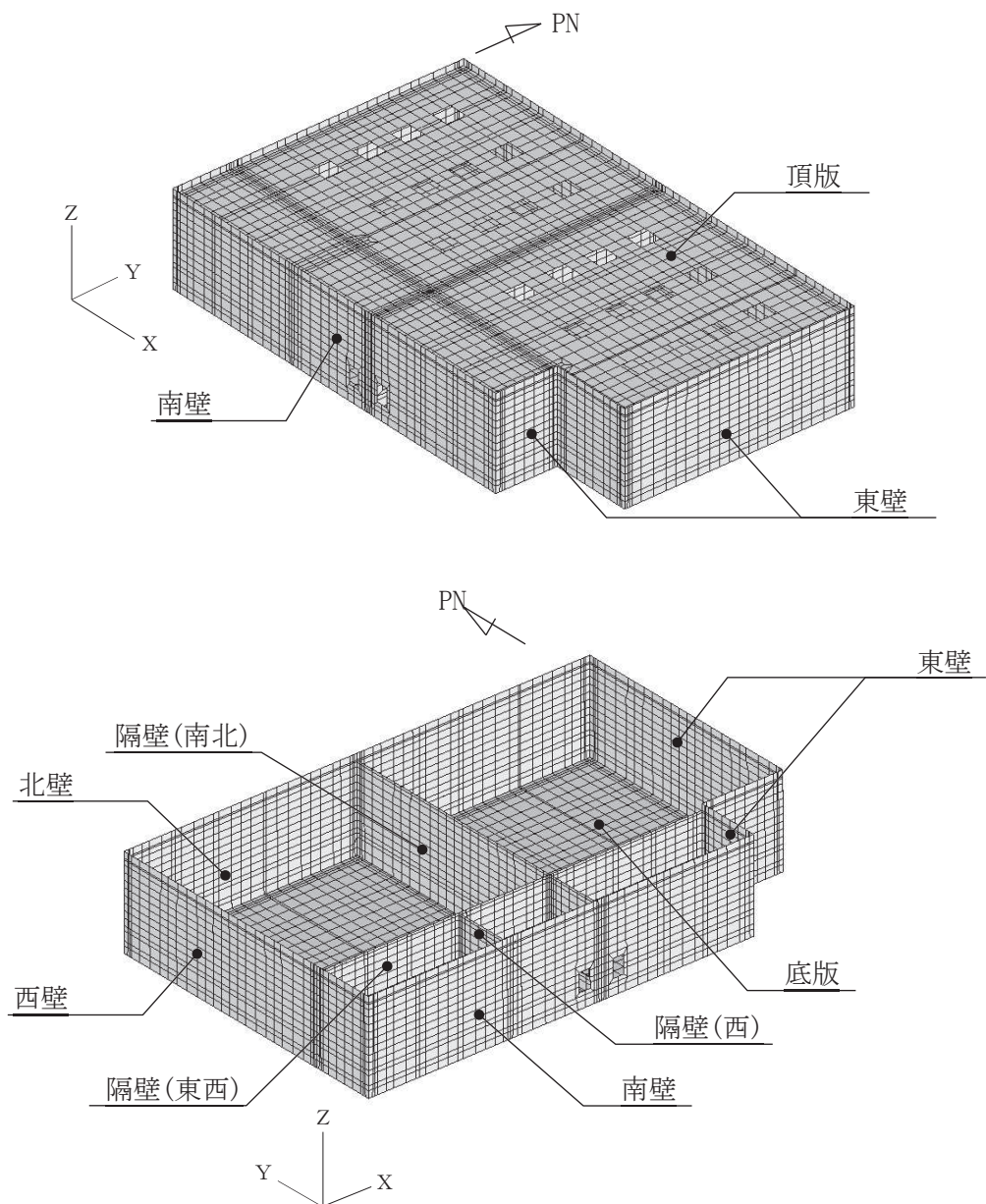


図 6-6 シェル要素における断面力の方向

6.2.1 解析ケースと照査値

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

また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。以下に曲げ軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査結果を示す。なお、各部材位置を図6-7に示す



* 頂版は非表示

図6-7 各部材位置

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 6-6 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、限界ひずみを許容限界とする。なお、詳細については、「6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」に示す。

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

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

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

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

表 6-6(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値（頂版）*¹

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

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

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

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

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

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

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

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

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

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

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

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

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

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

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

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

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

(2) せん断破壊に対する照査

表 6-7 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

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

せん断破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.67 であり、要求機能を満足していると評価できる。

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

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

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

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

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：頂版は，CCb 工法を適用していない。

表 6-7(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値（南北壁）*1, 2

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

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

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

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

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

*3：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

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

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

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

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

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

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

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

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

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

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

地震動		解析ケース	せん断破壊に対する照査			
			①	②	③	④
S _s -D1	++		0.10			
	-+		0.05			
S _s -D2	++		0.09	0.10	0.10	0.08
	-+		0.10			
S _s -D3	++		0.05			
	-+		0.10			
S _s -F1	++		0.09			
	-+		0.09			
S _s -F2	++		0.10			
	-+		0.08			
S _s -F3	++		0.09			
	-+		0.10			
S _s -N1	++		0.08			
	-+		0.04			

注記*1：部材位置を図 6-7 に示す。

*2：隔壁（西）は、CCb 工法を適用していない。

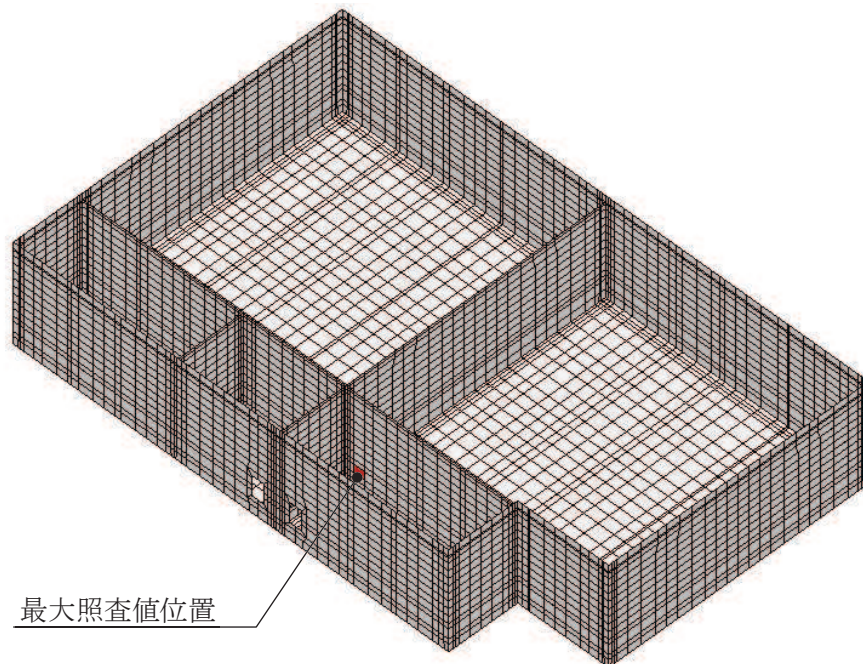


図 6-8 Ccb 工法適用部材におけるせん断破壊に対する最大照査値位置図

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 6-8 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

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

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

表 6-8 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.17			
	-+	0.17			
S s - D 2	++	0.19	0.19	0.19	0.19
	-+	0.17			
S s - D 3	++	0.16			
	-+	0.14			
S s - F 1	++	0.16			
	-+	0.14			
S s - F 2	++	0.15			
	-+	0.15			
S s - F 3	++	0.16			
	-+	0.17			
S s - N 1	++	0.14			
	-+	0.15			

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

6.2.2 構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 6-9 及び表 6-10 に示す。また、最大照査値となる評価時刻でのひずみ分布を図 6-9 及び図 6-10 に示す。

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

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

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-9(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（コンクリートの圧縮ひずみ）
（Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認）

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

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

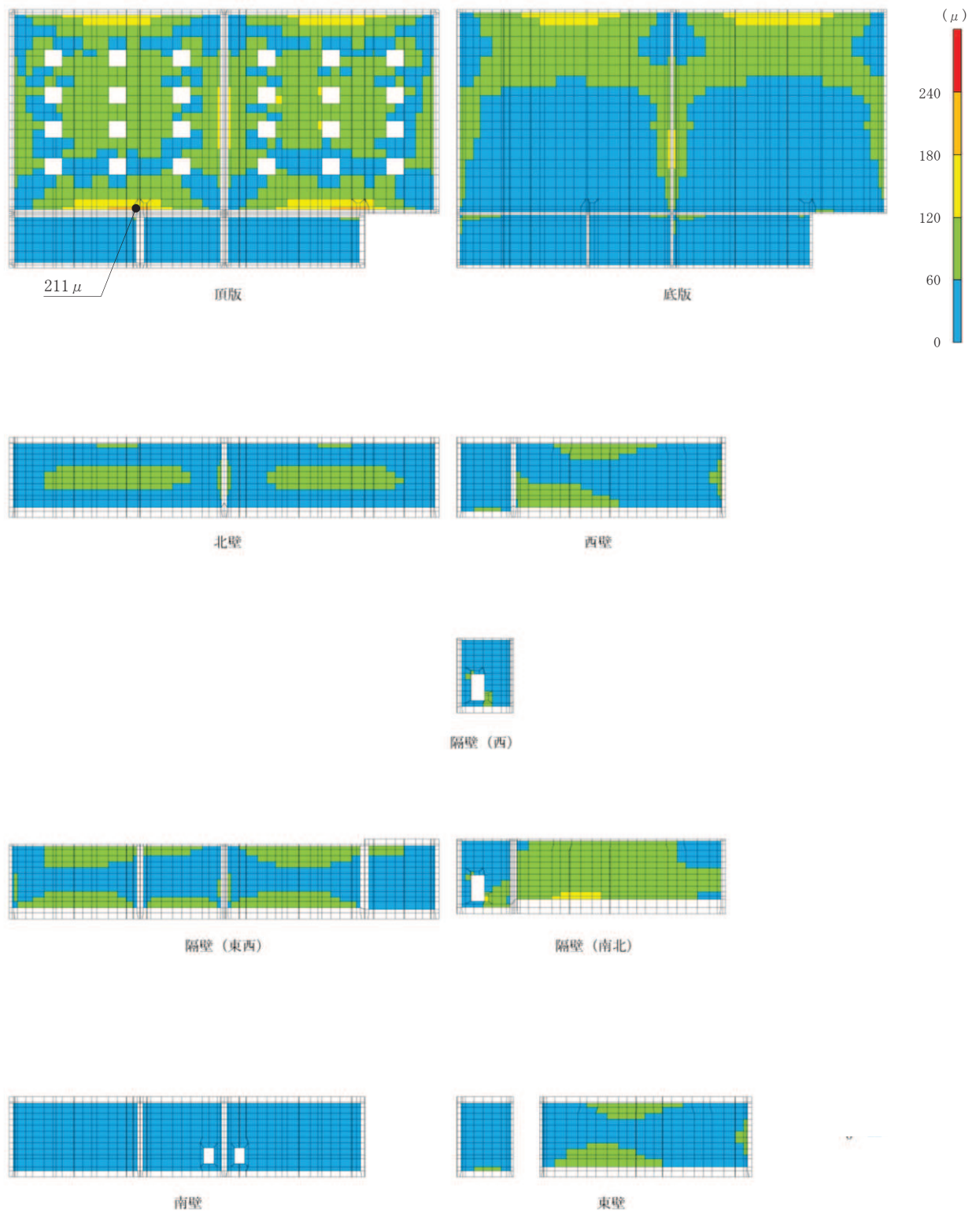


図 6-9 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (コンクリート)
 (頂版, 解析ケース①, S s - D 1 (++) , t = 25.36s)

表 6-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査（主筋ひずみ）
 （Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認）

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

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

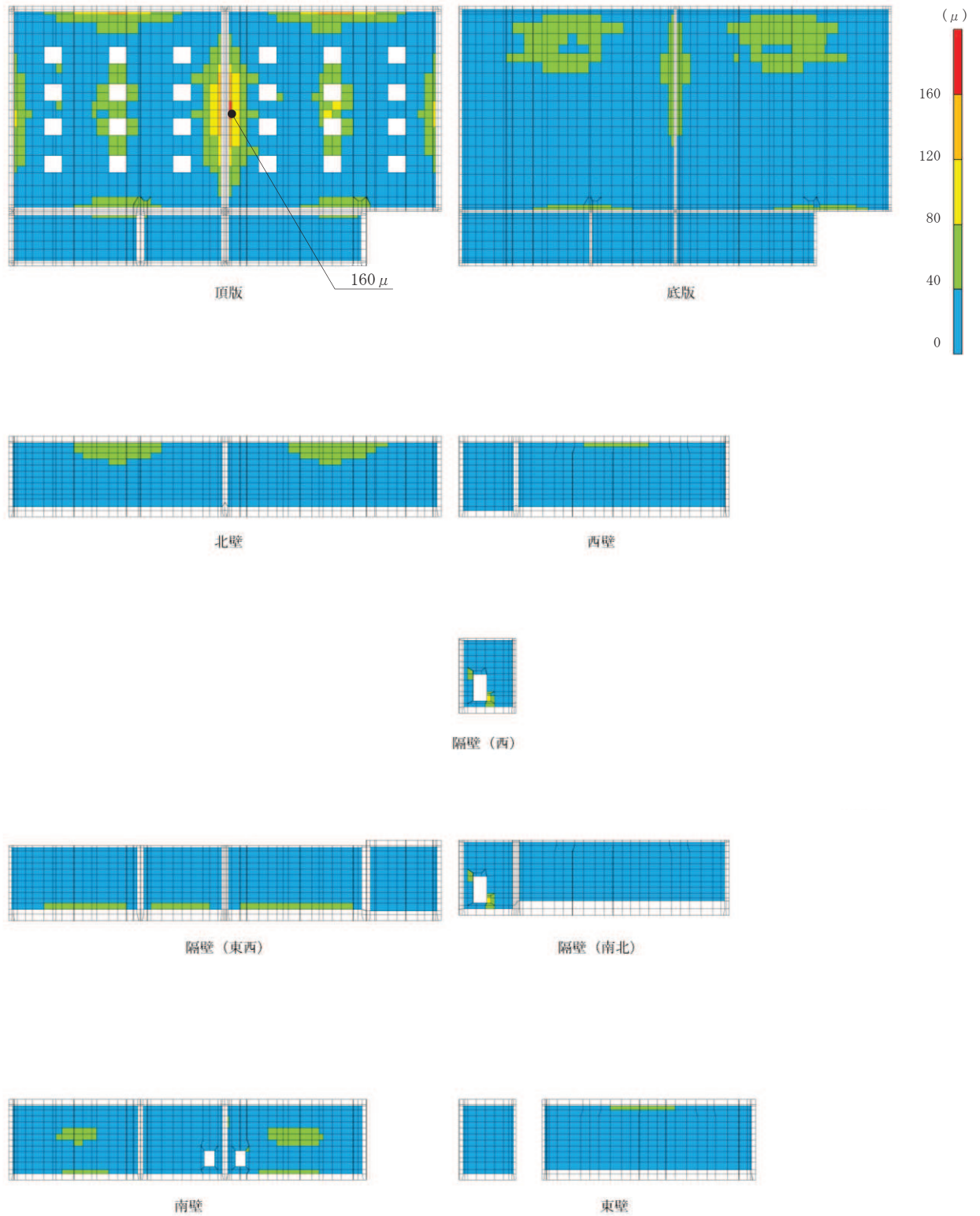


図 6-10 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (鉄筋)
 (頂版, 解析ケース①, $S_s - D 2 (-+)$, $t = 6.87s$)

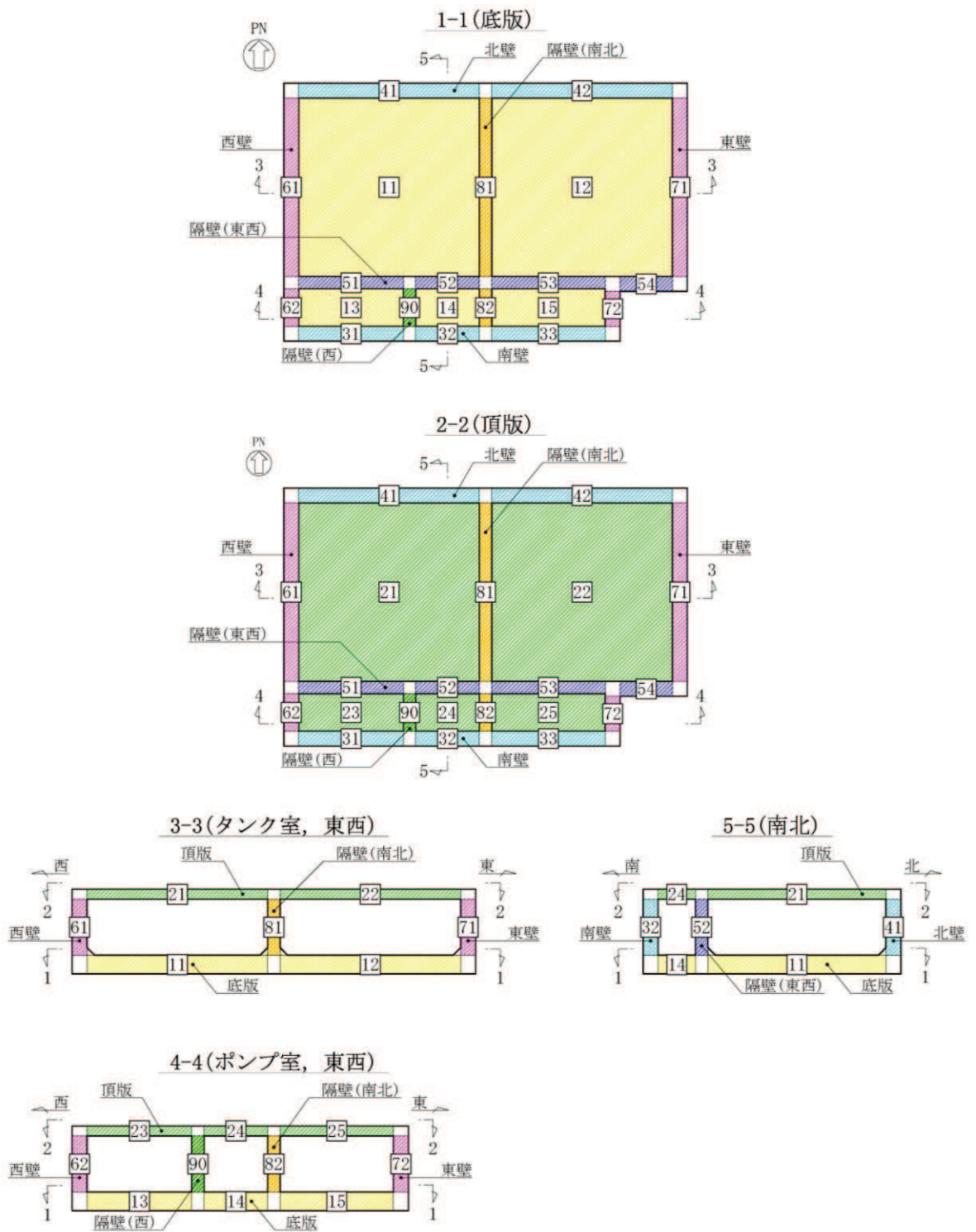


図 6-11 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

6.2.3 構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）

鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 6-11 に示す。また、最大照査値となる評価時刻における断面力分布（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 6-12 に示す。

表 6-11 せん断破壊に対する照査

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

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

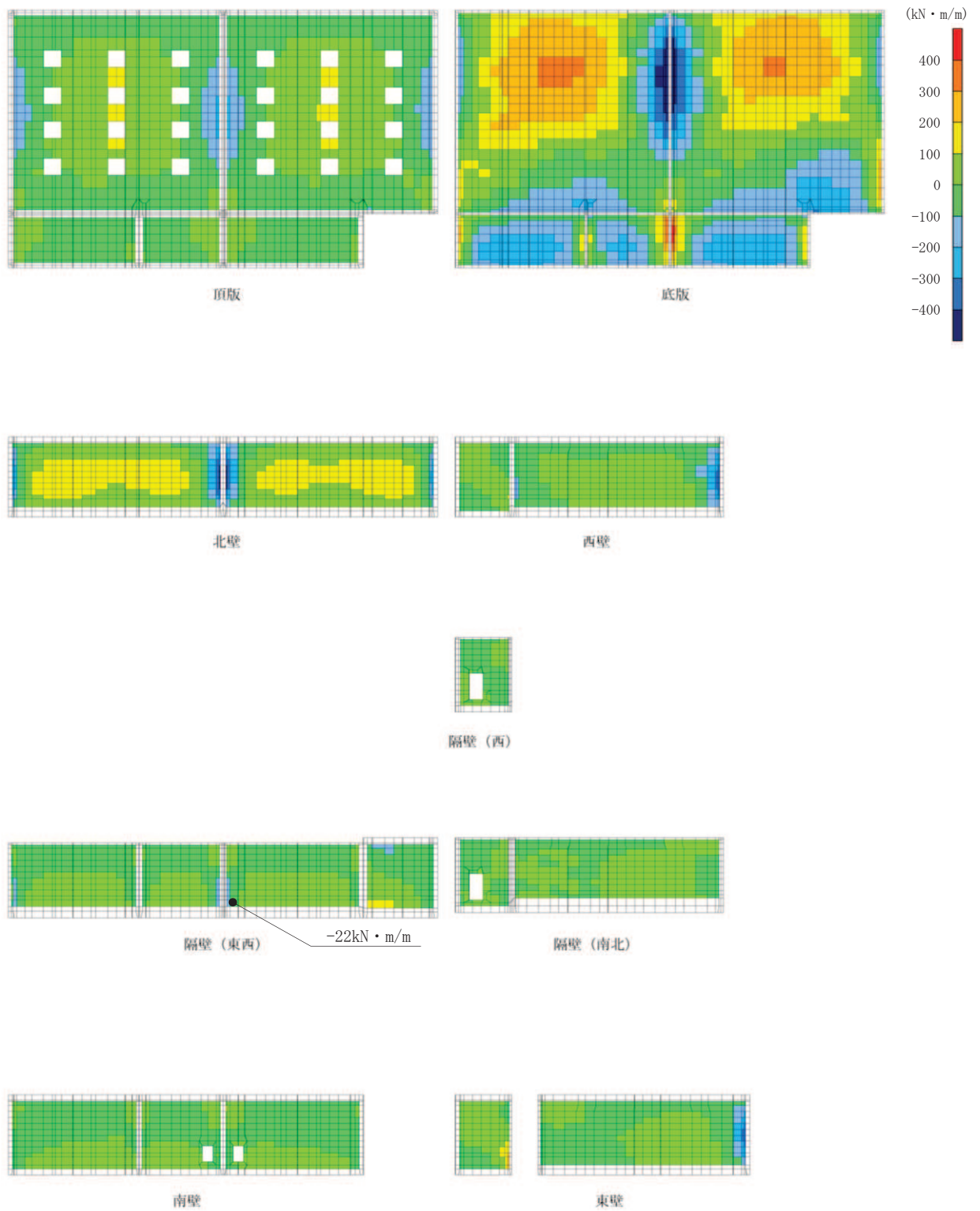


図 6-12(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : M_x)
 (隔壁 (東西), 解析ケース③, $S_s - D_2$ (++) , $t = 25.09\text{s}$)

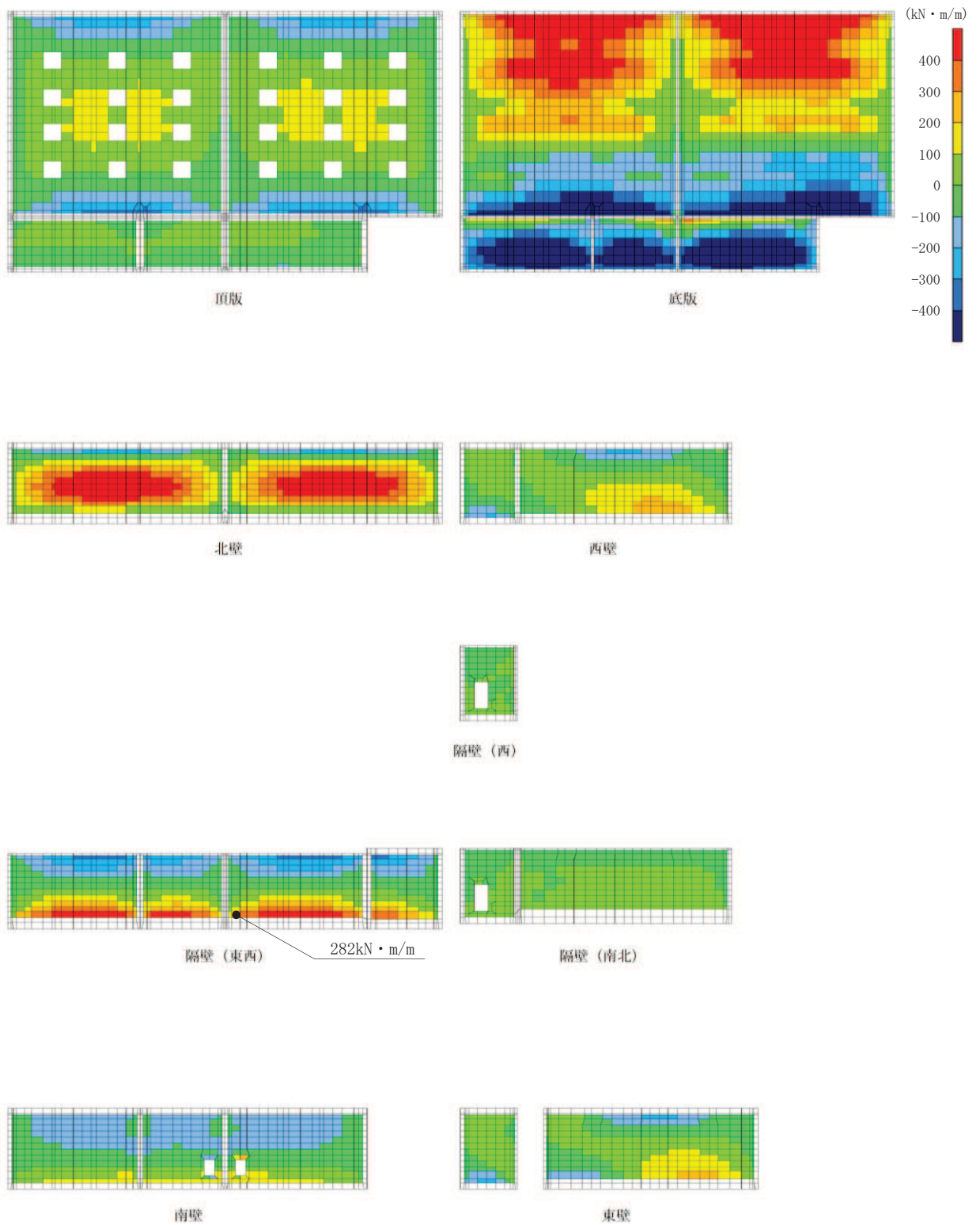


図 6-12(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$) : M_y)
 (隔壁 (東西), 解析ケース③, $S_s - D_2$ (++) , $t = 25.09\text{s}$)

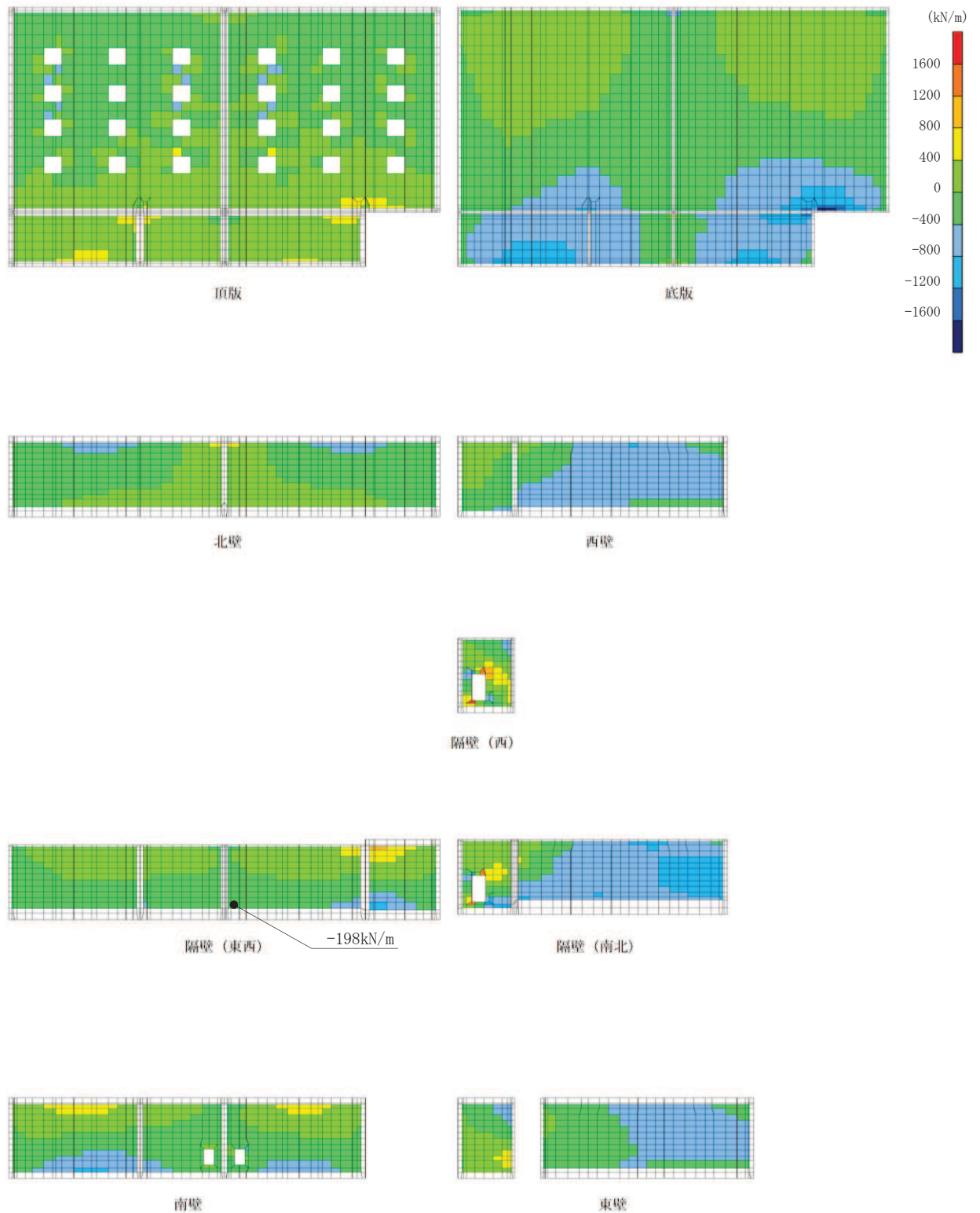


図 6-12(3) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (隔壁 (東西), 解析ケース③, $S_s - D_2$ (++) , $t = 25.09s$)

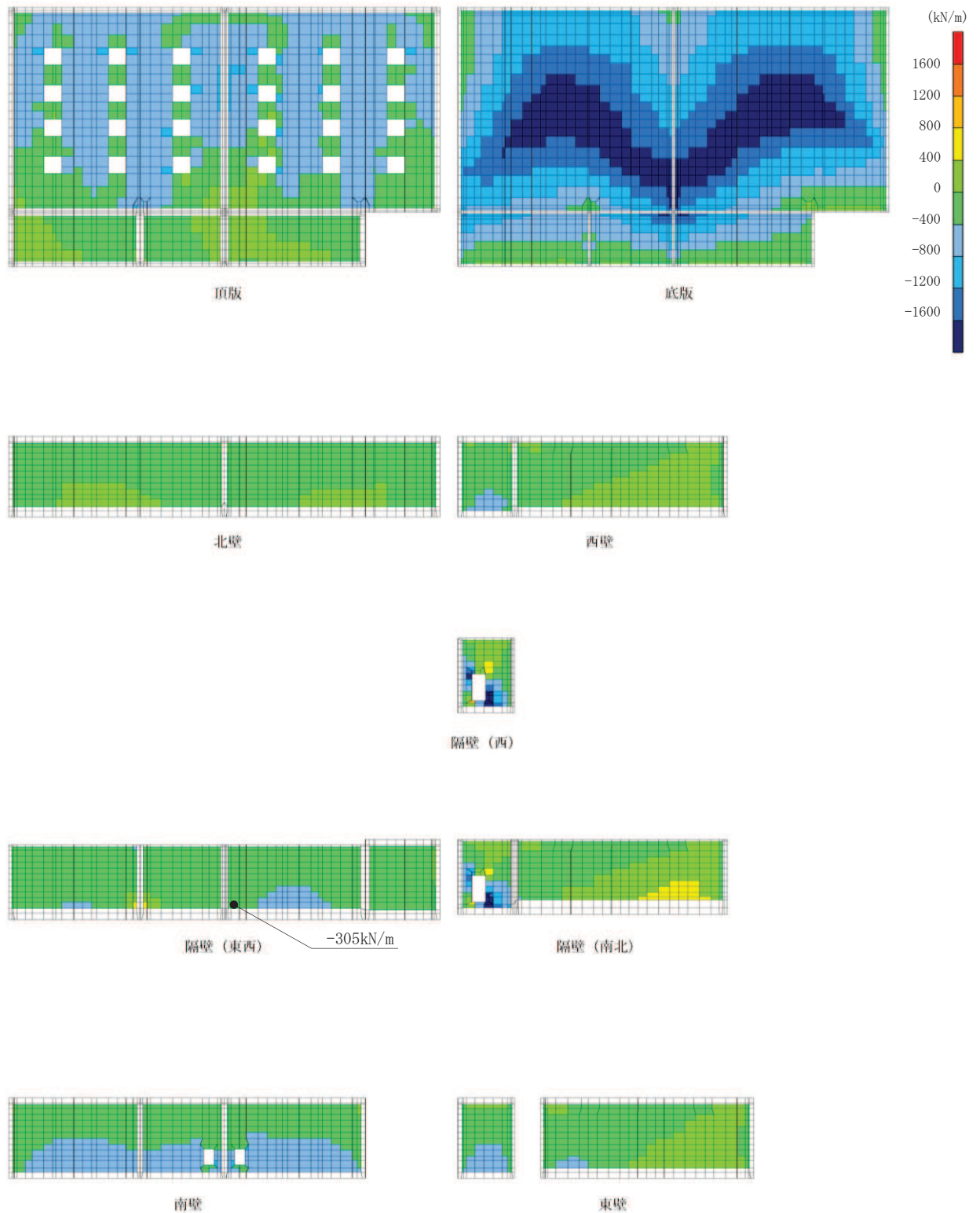


図 6-12(4) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (隔壁 (東西), 解析ケース③, $S_s - D_2$ (++) , $t = 25.09\text{s}$)

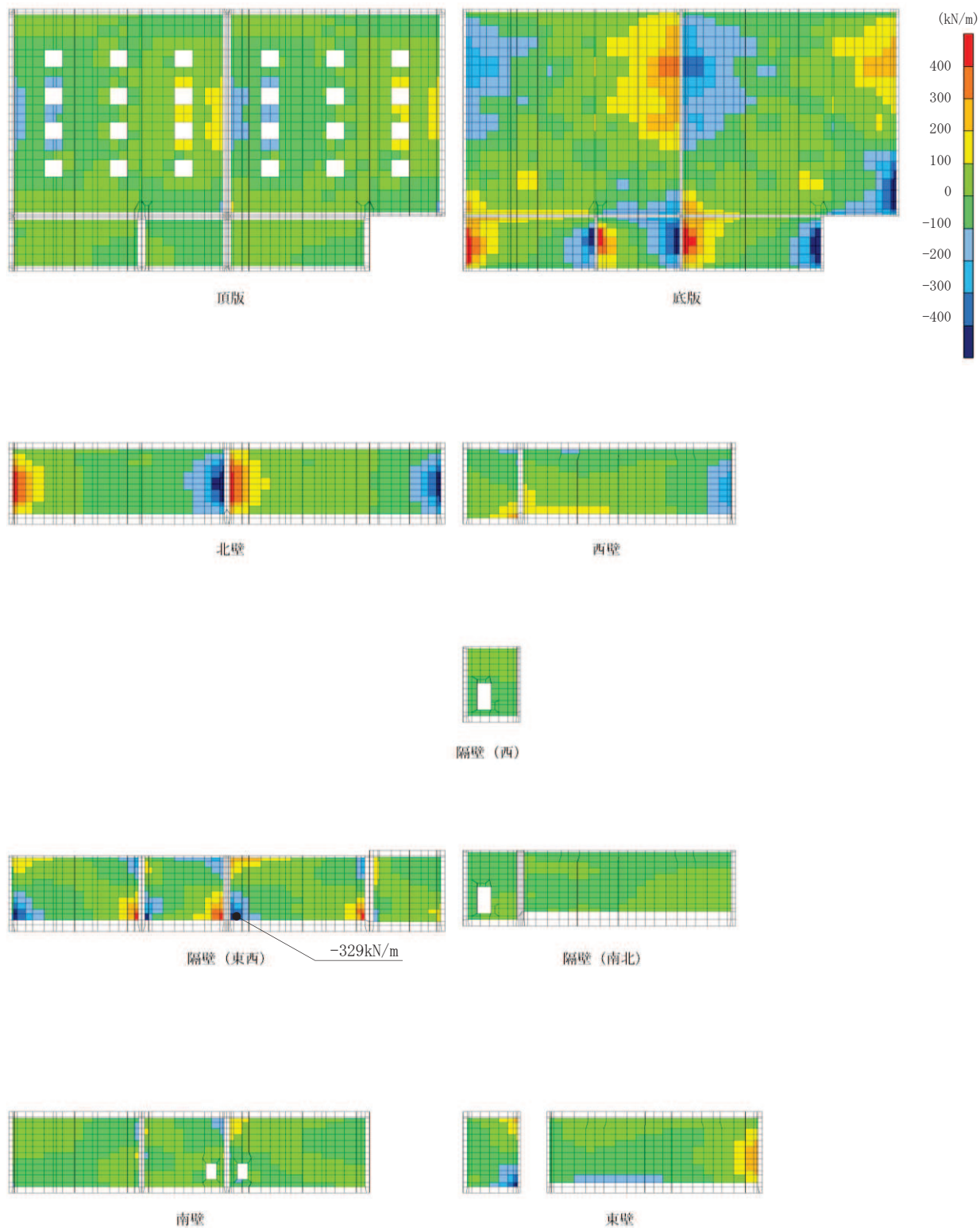


図 6-12(5) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (隔壁 (東西), 解析ケース③, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09\text{s}$)

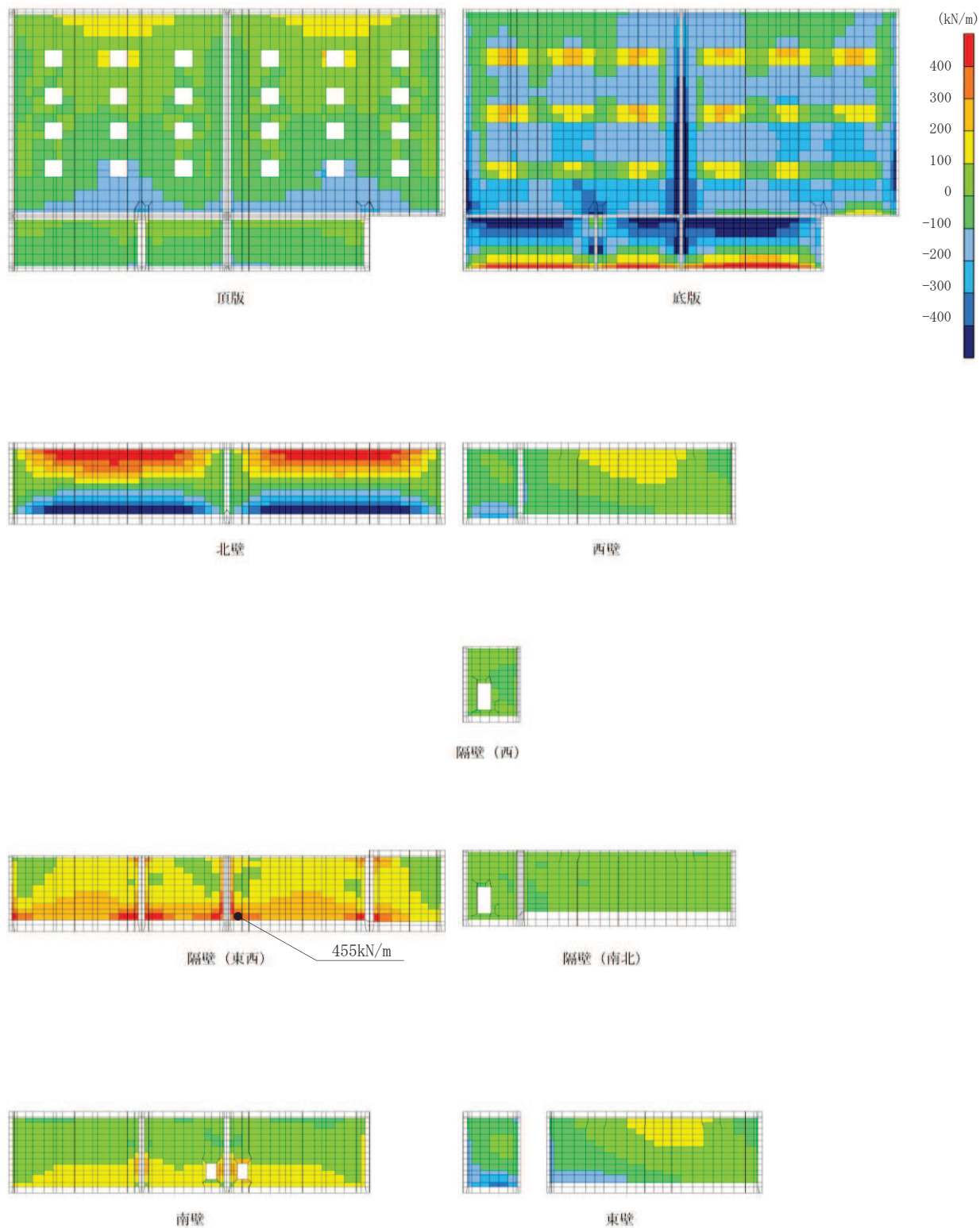


図 6-12(6) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (隔壁 (東西), 解析ケース③, $S_s - D_2$ (++) , $t = 25.09s$)

6.3 構造部材の健全性に対する評価結果

6.3.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-12 に示す。また、S クラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-13 及び表 6-14 に示す。

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

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

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

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

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

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

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

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

注記*1: 評価位置を図 6-11 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

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

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

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-13(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認) (コンクリートの圧縮ひずみ)

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

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-13(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認) (コンクリートの圧縮ひずみ)

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

注記*1: 評価位置を図 6-11 に示す。

*2: 照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-13(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認) (コンクリートの圧縮ひずみ)

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

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-14(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認) (主筋ひずみ)

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

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-14(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認) (主筋ひずみ)

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

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用ひずみ=発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-14(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認) (主筋ひずみ)

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

注記*1：評価位置を図6-11に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

6.3.2 せん断破壊に対する評価結果

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

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

表 6-15(1) せん断破壊に対する評価結果

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

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-15(2) せん断破壊に対する評価結果

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

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-15(3) せん断破壊に対する評価結果

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

注記*1：評価位置を図 6-11 に示す。

*2：照査用せん断力=発生せん断力×構造解析係数 γ_a

6.3.3 壁部材の面内せん断に対する評価結果

各壁部材の面内せん断（面内せん断ひずみ）に対する評価結果を表 6-16 に示す。

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

表 6-16(1) 壁部材の面内せん断に対する評価結果

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

注記*1：評価位置を図 6-13 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-16(2) 壁部材の面内せん断に対する評価結果

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

注記*1：評価位置を図 6-13 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ＝面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-16(3) 壁部材の面内せん断に対する評価結果

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

注記*1：評価位置を図 6-13 に示す。

*2：照査用面内せん断ひずみ=面内せん断ひずみ×構造解析係数 γ_a

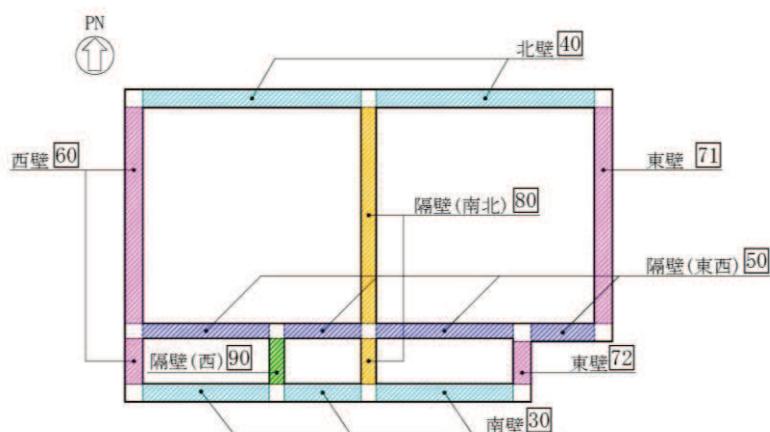


図 6-13 評価部材位置 (面内せん断ひずみ)

6.3.4 水平2方向載荷による評価結果

水平2方向載荷による評価は、すべての基準地震動 S_s に対して実施する解析ケース①及び解析ケース②～④の照査値の中で最大となる地震動に対し実施する。水平2方向載荷の評価において組合せる荷重は、主方向荷重を水平方向及び鉛直方向荷重、従方向荷重を水平方向荷重とし、従方向荷重は主方向荷重での地震時荷重算定時刻と同時刻の荷重を、位相を変えた地震動にて算出した荷重とする。表6-17～表6-21に水平2方向載荷に対する評価結果を示す。

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

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

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

注記*1：評価位置を図6-11に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表6-18 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
（Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認）（コンクリートの圧縮ひずみ）

評価位置*1		解析ケース	地震動	照査時刻	照査用ひずみ*2 ϵ_d	限界ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	③	主方向： $S_s - D2$ (++) 従方向： $S_s - D2$	25.09s	189 μ	2000 μ	0.10
頂版	22				243 μ	2000 μ	0.13
南北壁	41				133 μ	2000 μ	0.07
隔壁(東西)	53				225 μ	2000 μ	0.12
東西壁	61				144 μ	2000 μ	0.08
隔壁(南北)	82				260 μ	2000 μ	0.13
隔壁(西)	90				222 μ	2000 μ	0.12

注記*1：評価位置を図6-11に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-19 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

(Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認) (主筋ひずみ)

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

注記*1：評価位置を図6-11に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-20 せん断破壊に対する評価結果

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

注記*1：評価位置を図6-11に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-21 壁部材の面内せん断に対する評価結果

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

注記*1：評価位置を図 6-13 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

6.4 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

6.4.1 基礎地盤（狐崎部層）

基礎地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果を表 6-22 に示す。また、最大接地圧分布図を図 6-14 に示す。

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

表 6-22 基礎地盤（狐崎部層）の支持性能評価結果

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

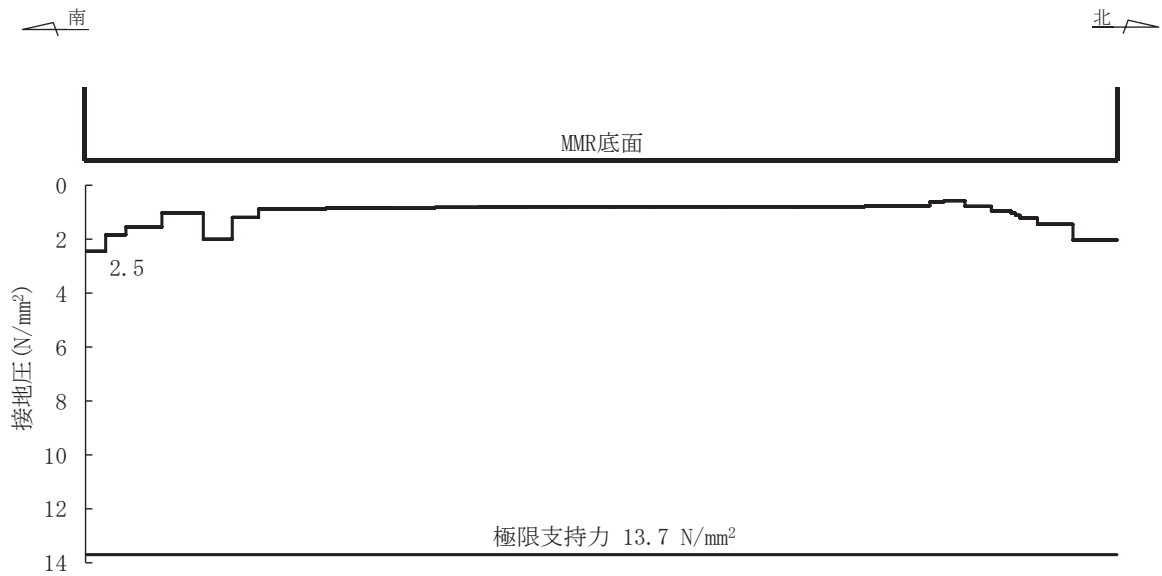


図 6-14 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース②, $S_s - D 2 (+ +)$)

6.4.2 MMR (既設)

(1) 接地圧に対する評価

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

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

表 6-23 MMR (既設) の接地圧に対する支持性能評価結果

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d/f'_a
①	S _s -D 1	++	1.2	15.6	0.08
		-+	1.2	15.6	0.08
	S _s -D 2	++	1.3	15.6	0.09
		-+	1.3	15.6	0.09
	S _s -D 3	--	1.1	15.6	0.08
		-+	1.0	15.6	0.07
	S _s -F 1	++	1.1	15.6	0.08
		-+	1.0	15.6	0.07
	S _s -F 2	++	1.1	15.6	0.08
		-+	1.0	15.6	0.07
	S _s -F 3	++	1.0	15.6	0.07
		-+	1.2	15.6	0.08
	S _s -N 1	++	0.9	15.6	0.06
		-+	1.0	15.6	0.07
②	S _s -D 2	++	1.3	15.6	0.09
③	S _s -D 2	++	1.3	15.6	0.09
④	S _s -D 2	++	1.2	15.6	0.08

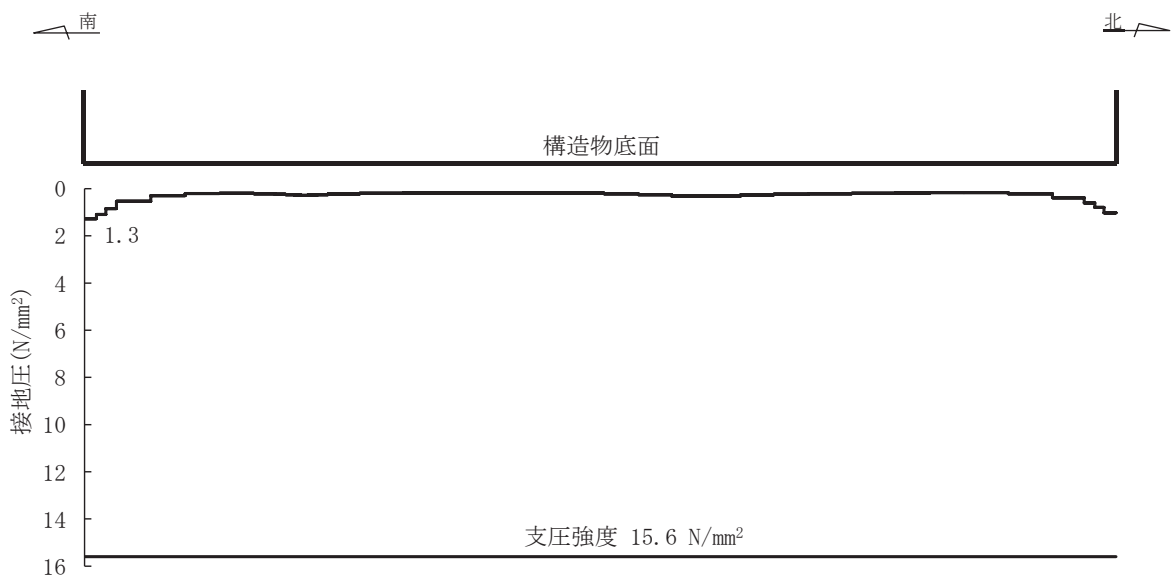


図 6-15 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース③, S_s-D 2 (++))

(2) 健全性評価

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

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

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s : 局所安全係数

R : せん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力または発生引張応力

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

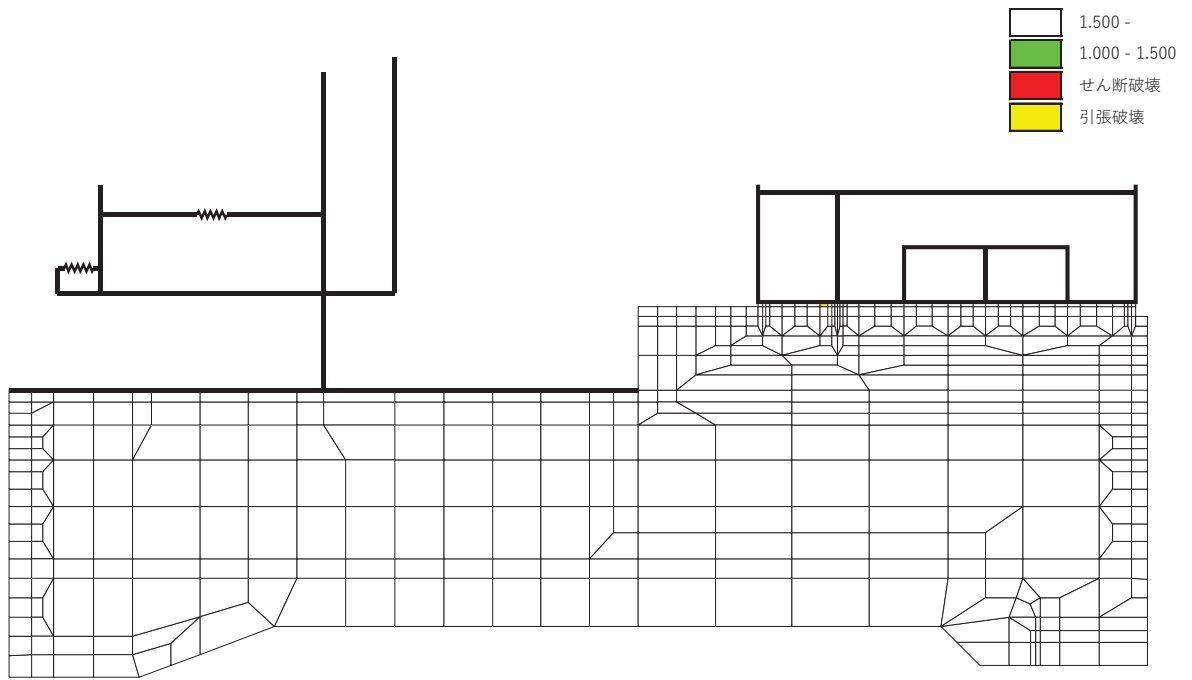
以上から、MMR（既設）の健全性を確認した。

表 6-24 MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数

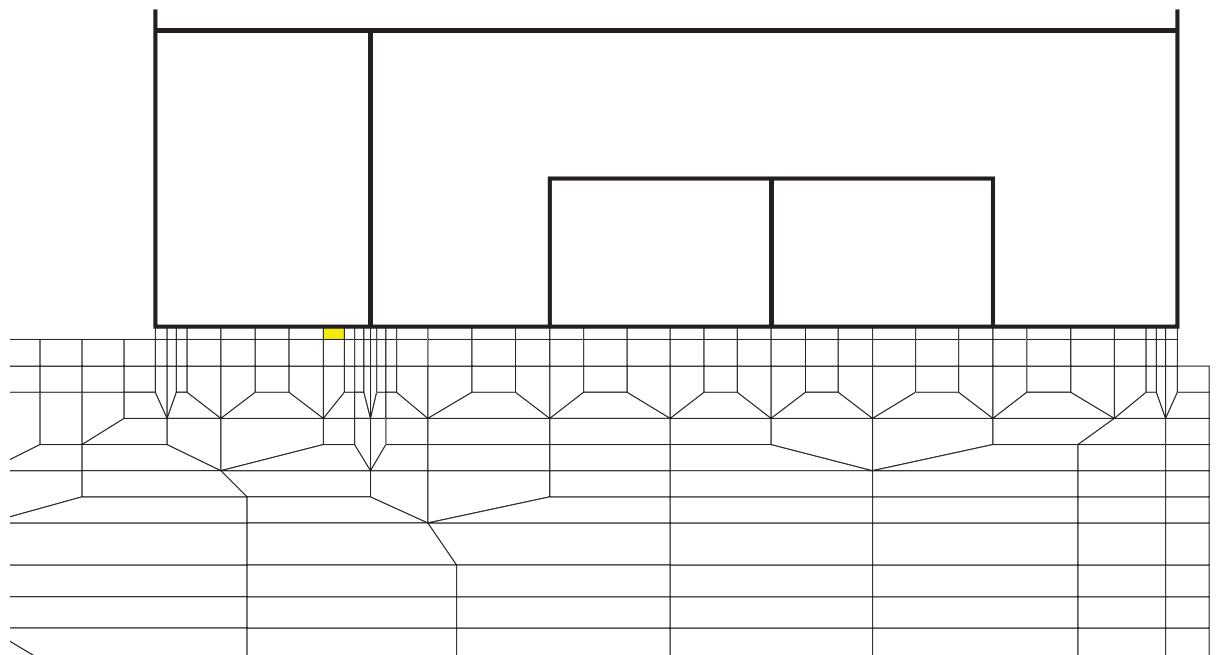
解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f_s
①	S _s -D 1	++	1.32	3.12	2.36
		-+	1.26	3.12	2.47
	S _s -D 2	++	1.41	3.12	2.21
		-+	1.33	3.12	2.34
	S _s -D 3	++	1.16	3.12	2.68
		-+	1.10	3.12	2.83
	S _s -F 1	++	1.11	3.12	2.81
		-+	1.08	3.12	2.88
	S _s -F 2	++	1.19	3.12	2.62
		-+	1.09	3.12	2.86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

表 6-25 MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数

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

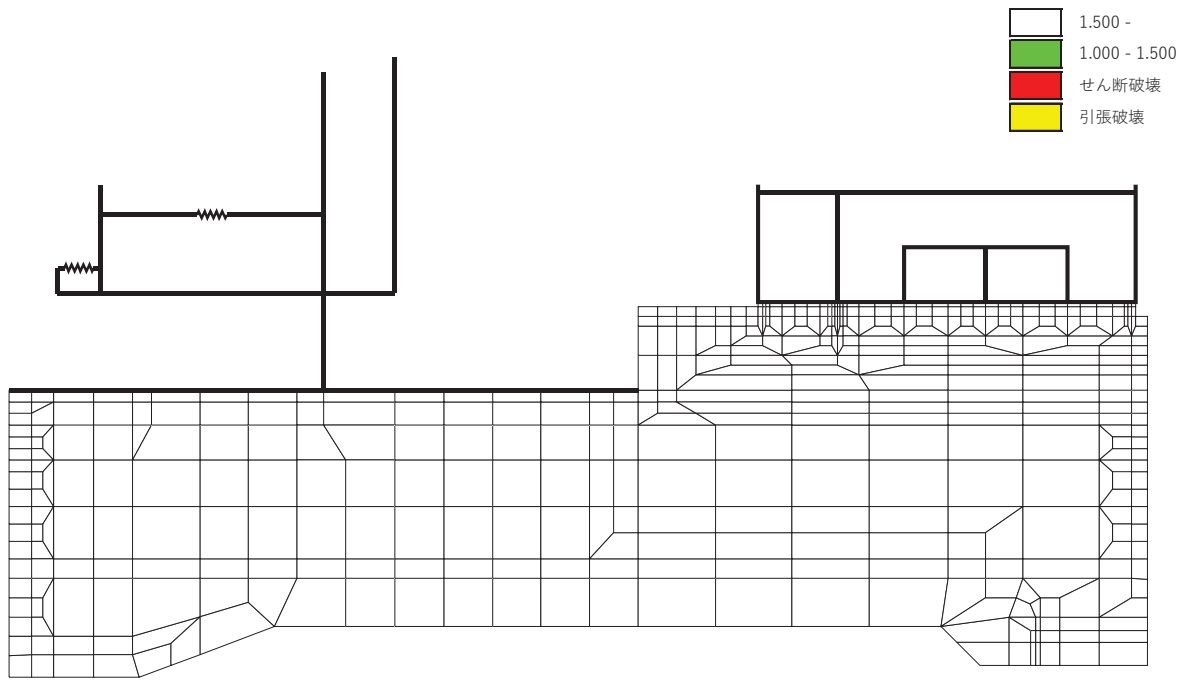


(a) 全体図

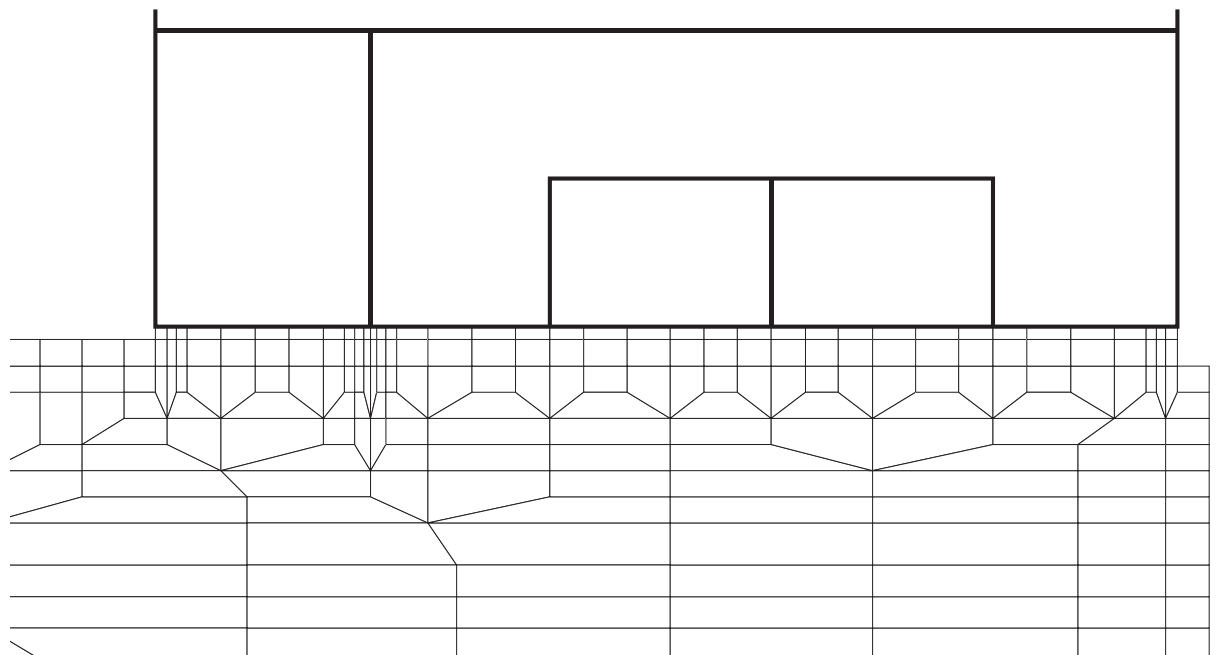


(b) 拡大図

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

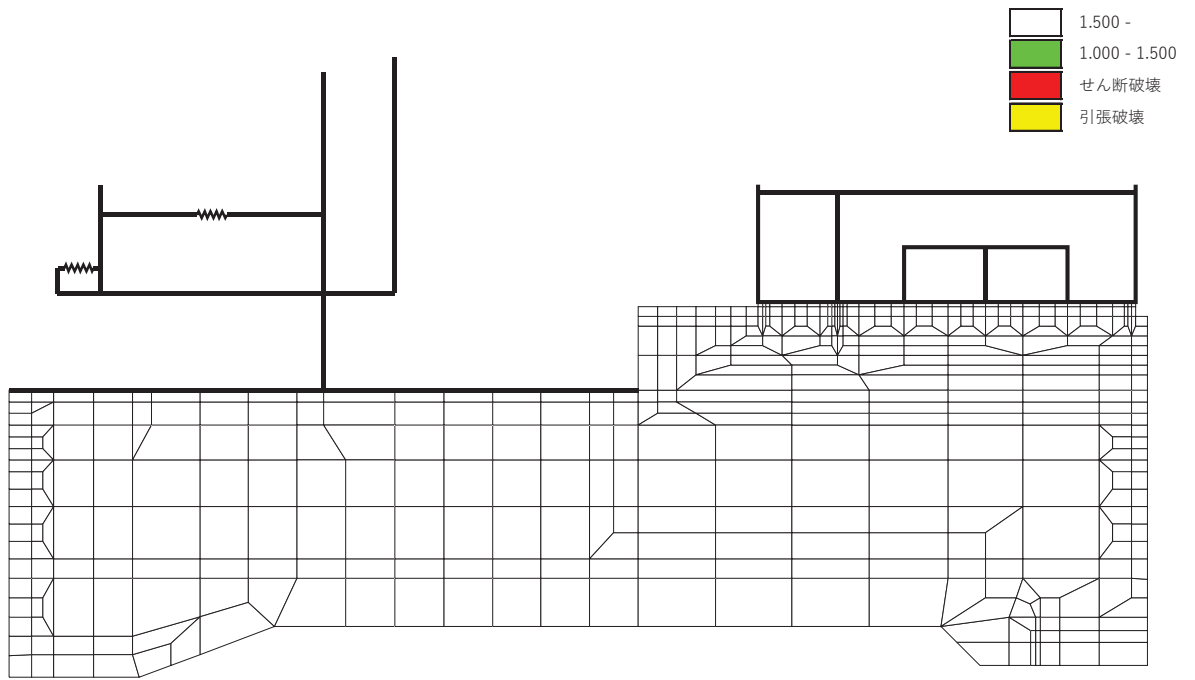


(a) 全体図

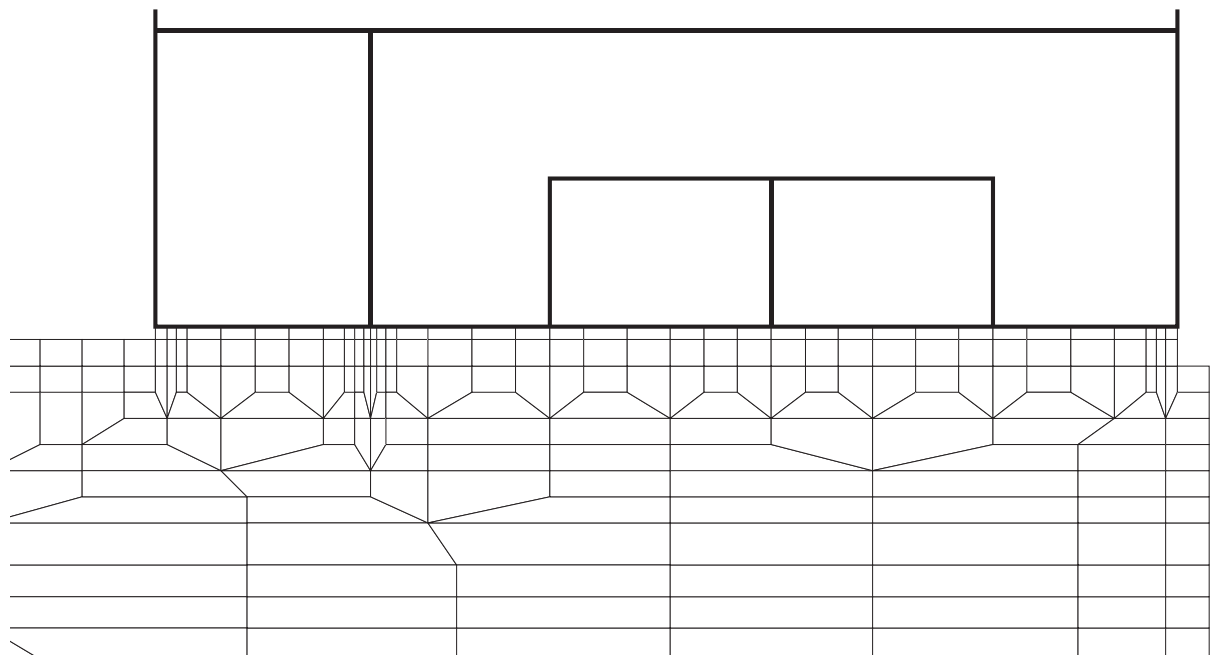


(b) 拡大図

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

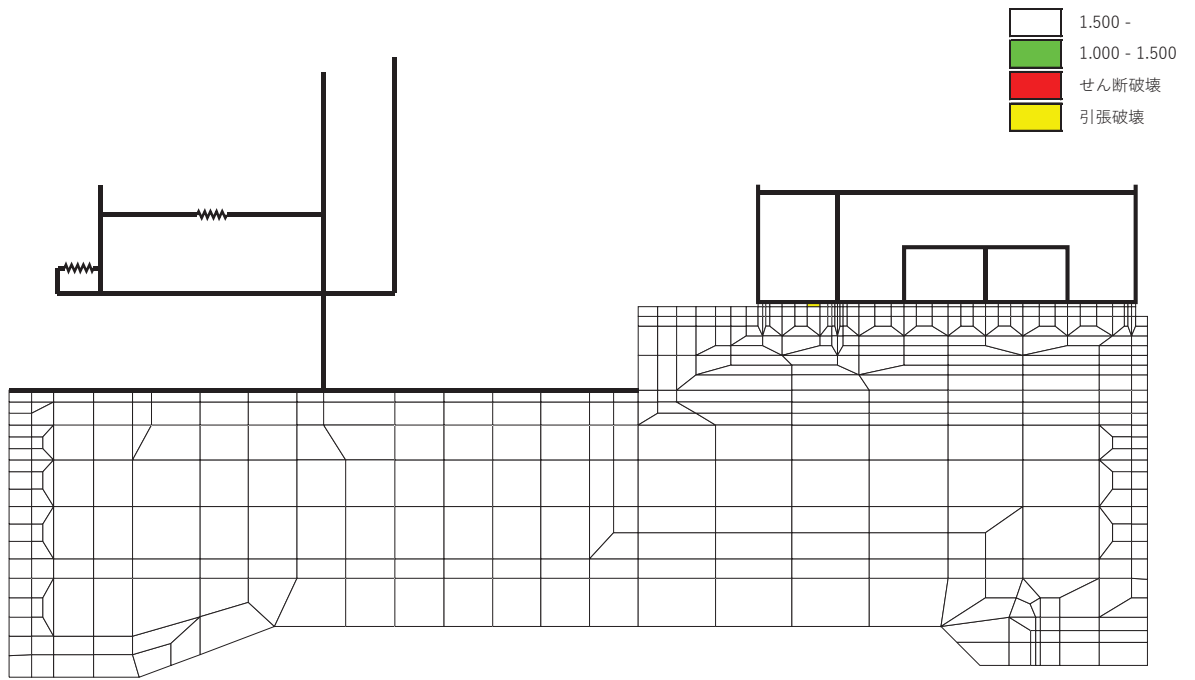


(a) 全体図

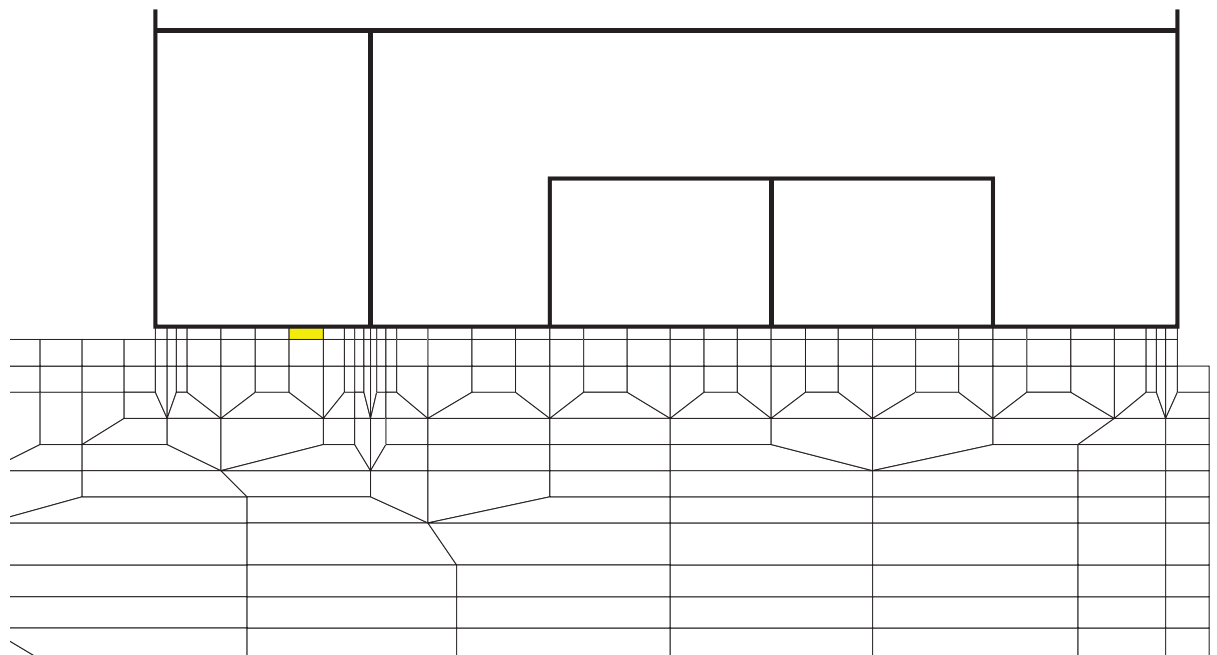


(b) 拡大図

図 6-16(3) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D2$ (++) , $t = 25.09s$)

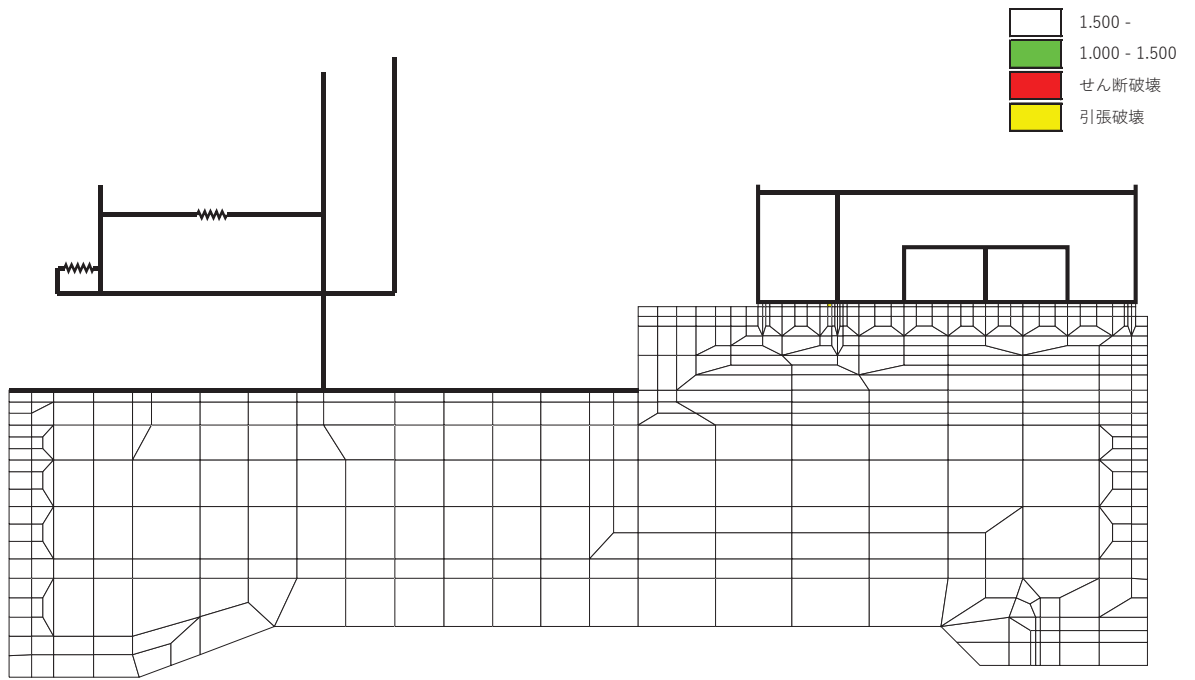


(a) 全体図

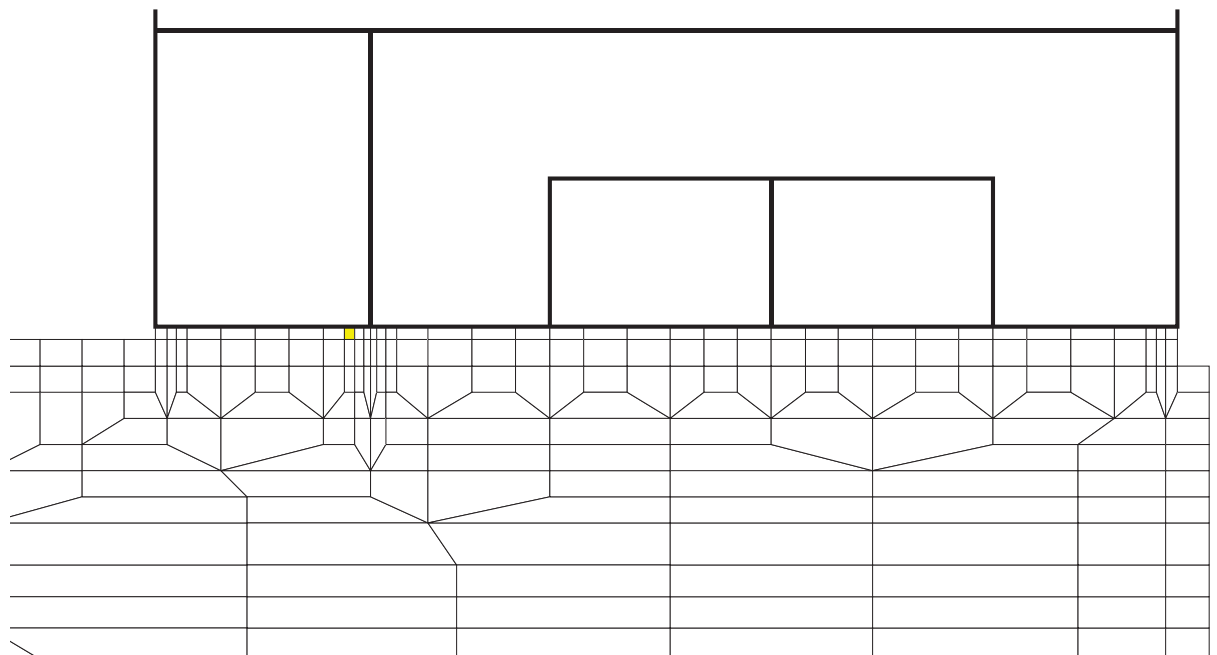


(b) 拡大図

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

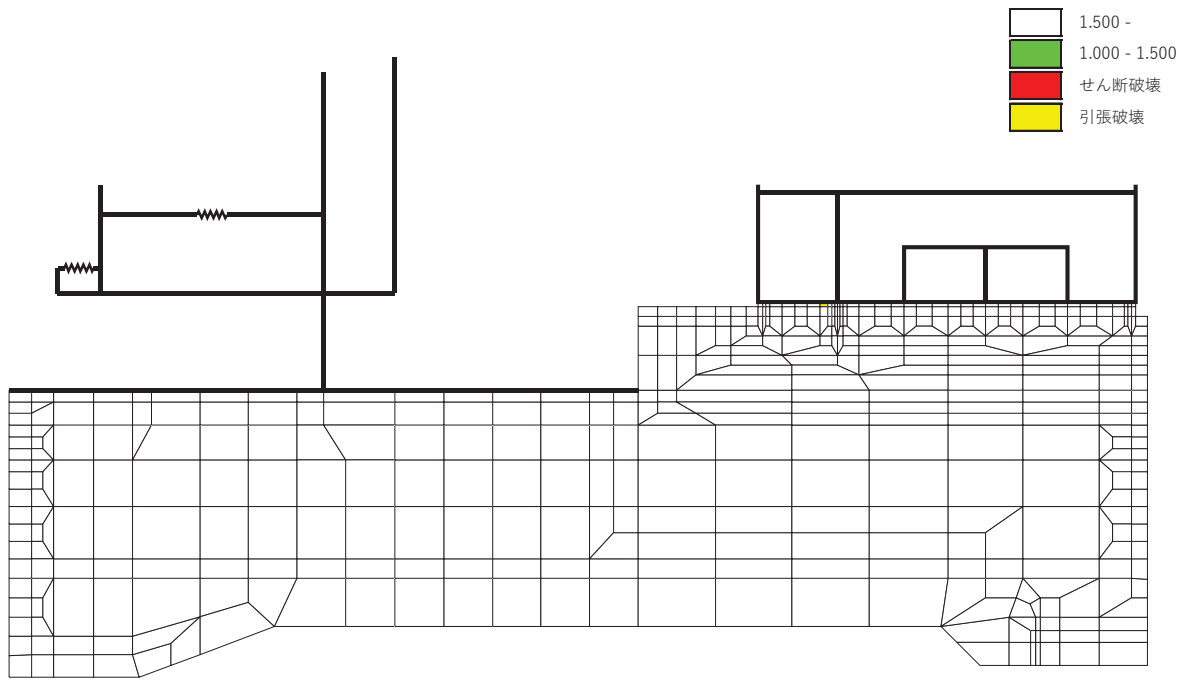


(a) 全体図

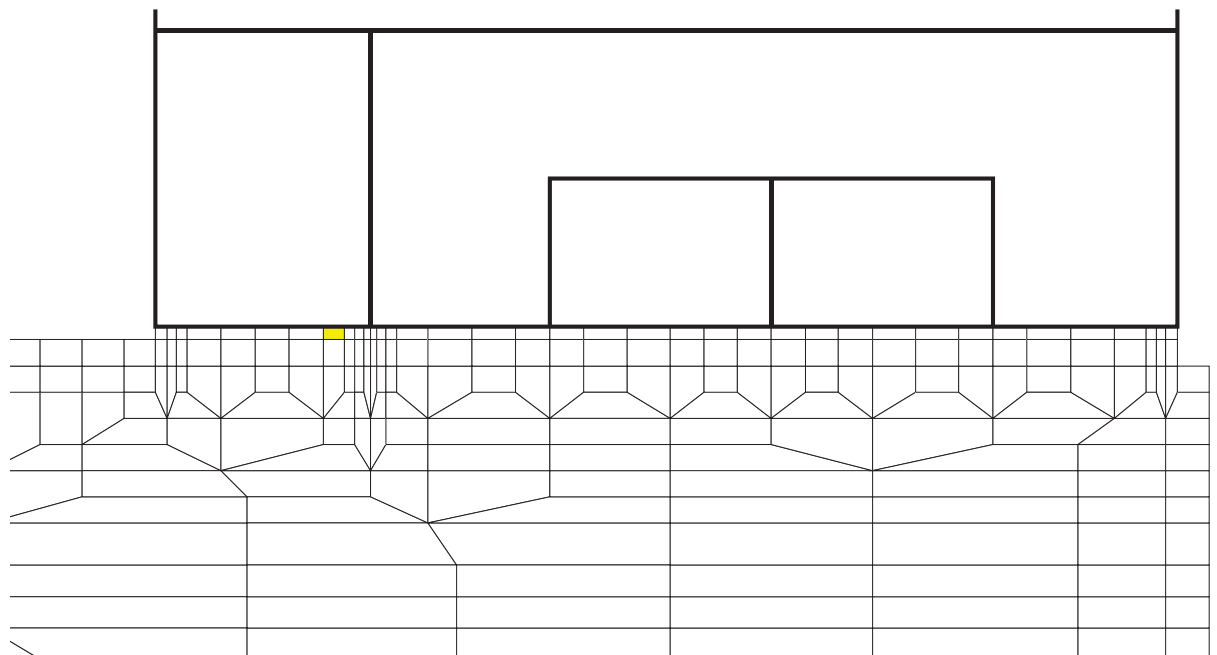


(b) 拡大図

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

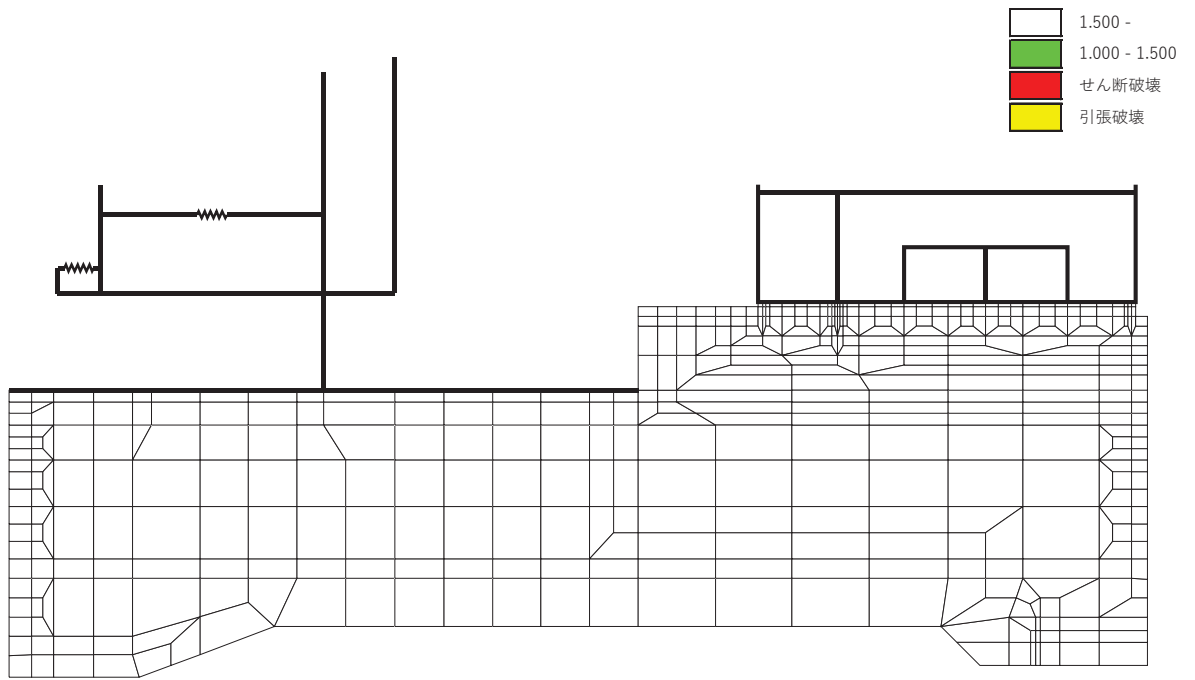


(a) 全体図

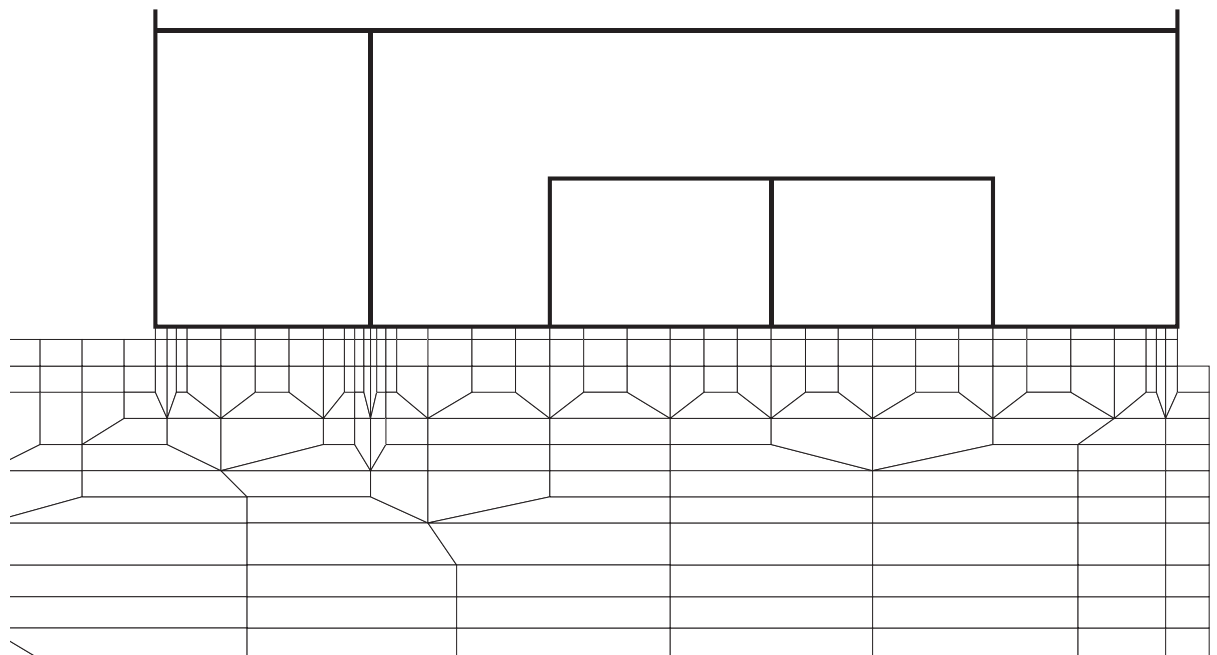


(b) 拡大図

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

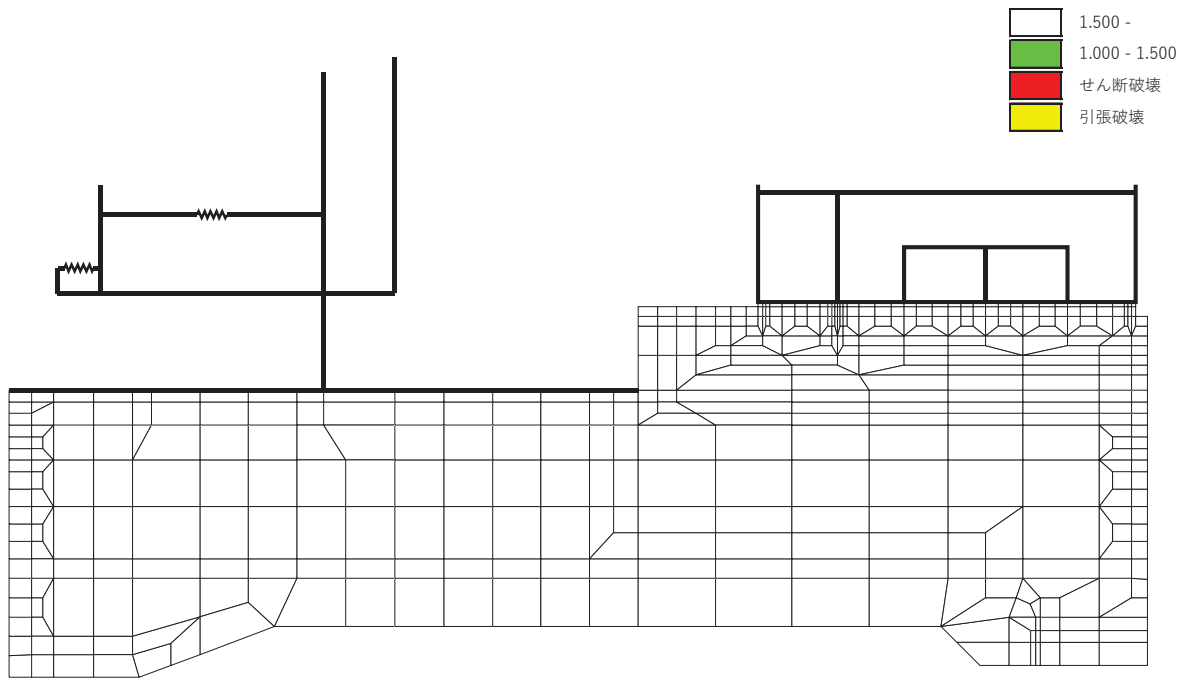


(a) 全体図

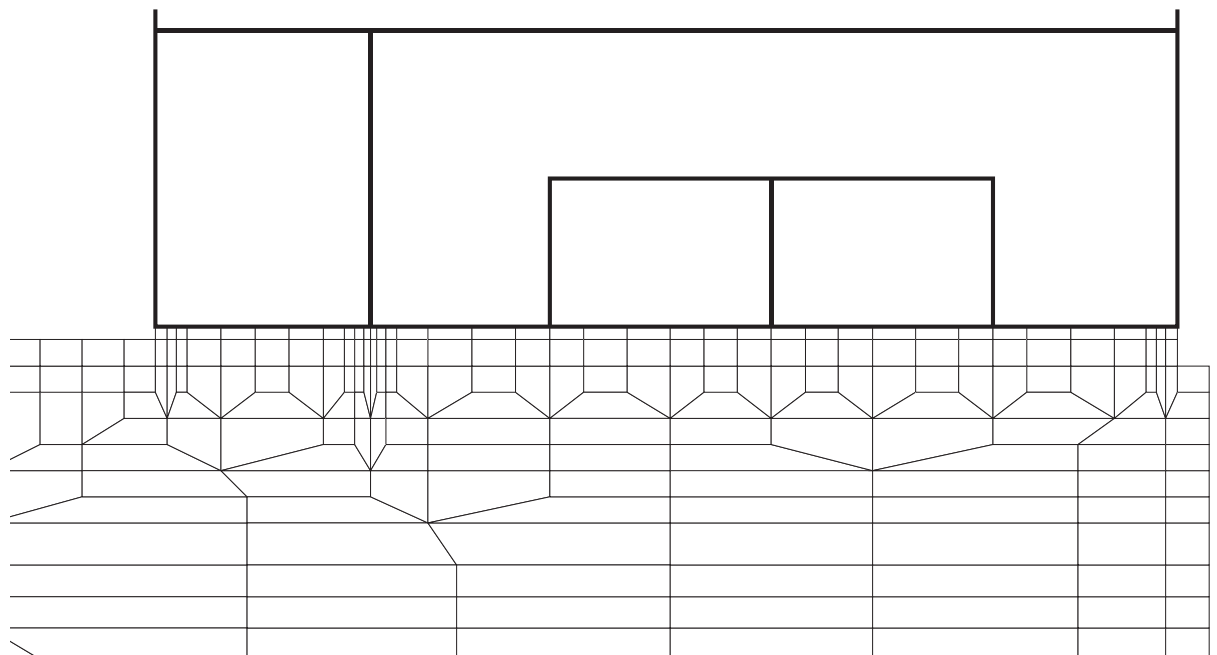


(b) 拡大図

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

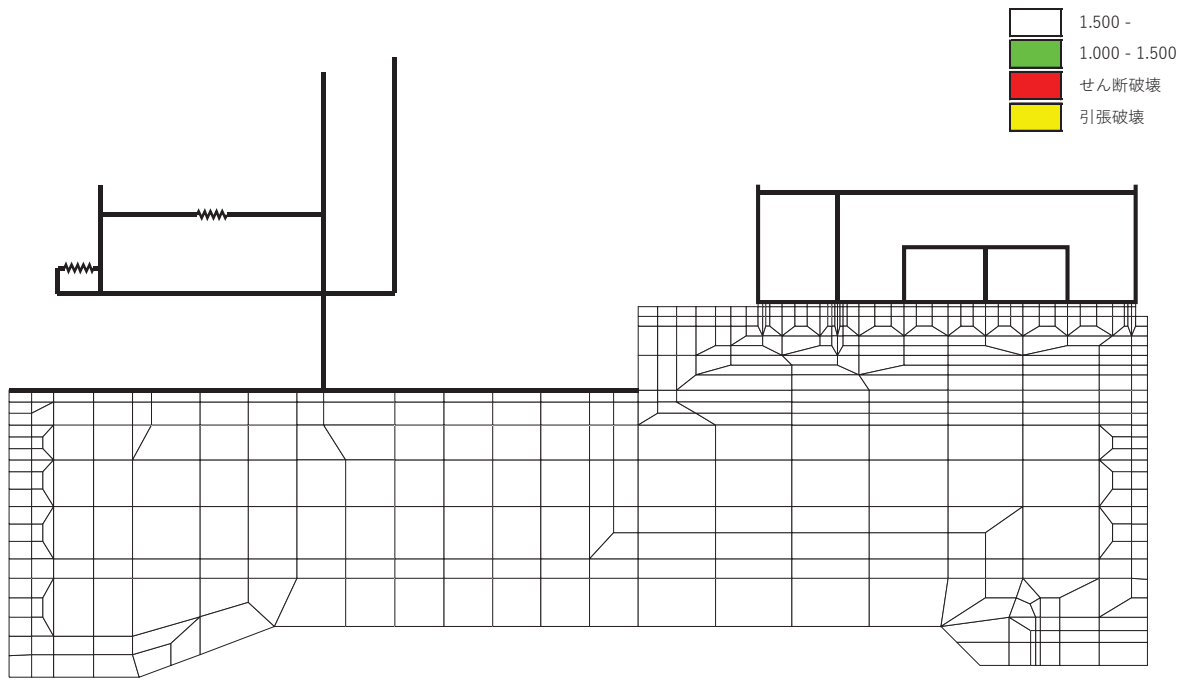


(a) 全体図

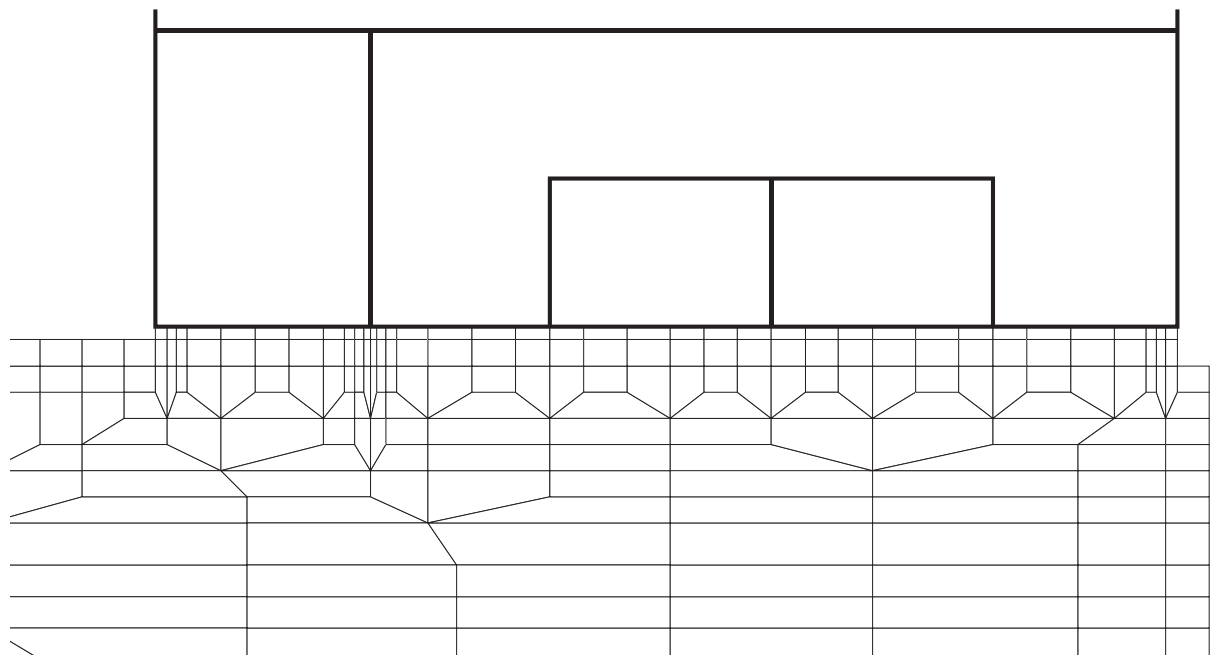


(b) 拡大図

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

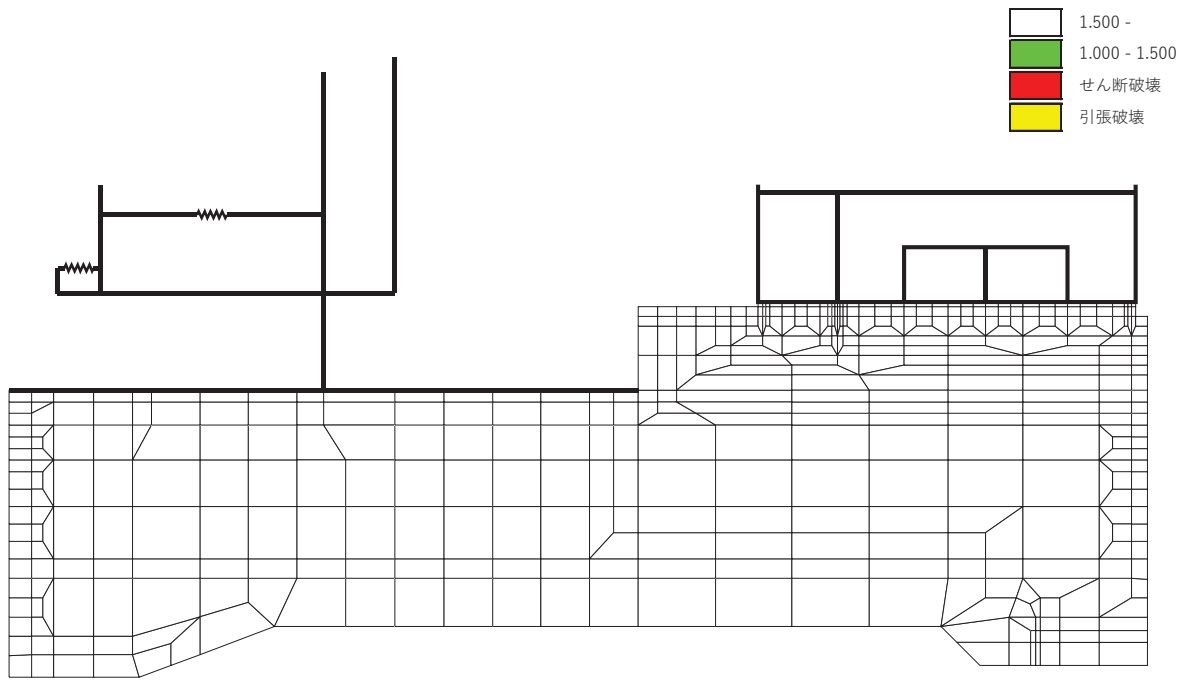


(a) 全体図

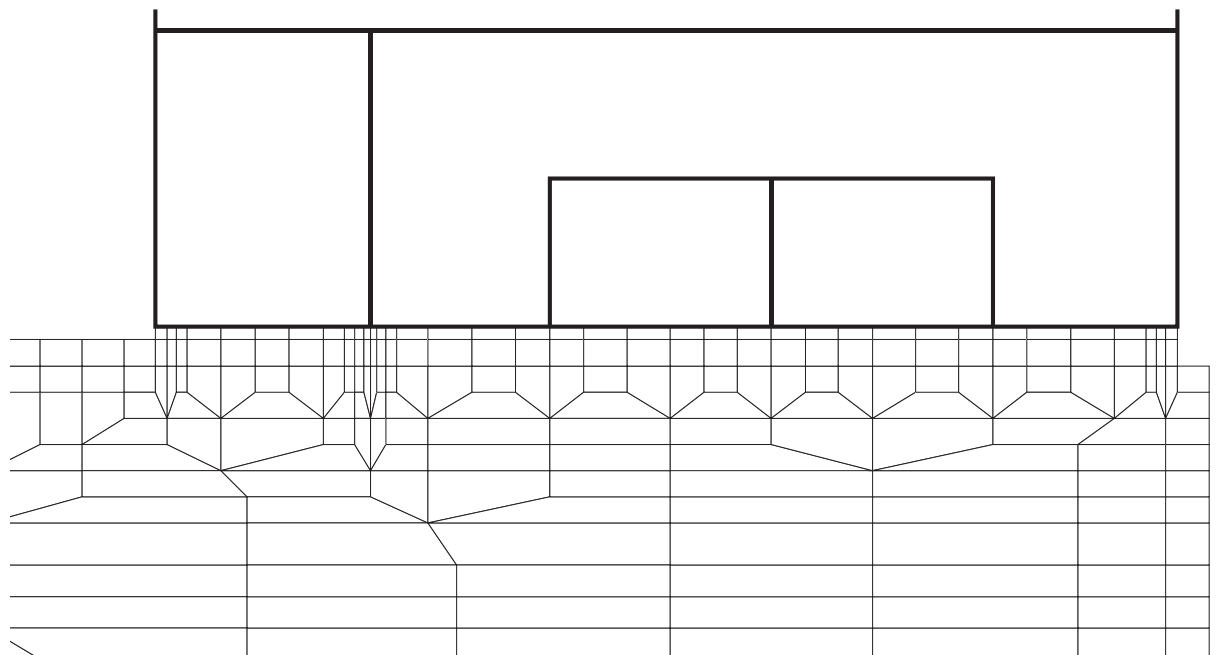


(b) 拡大図

図 6-16(9) MMR (既設) のせん断応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース③, $S_s - D2$ (++) , $t = 25.09s$)

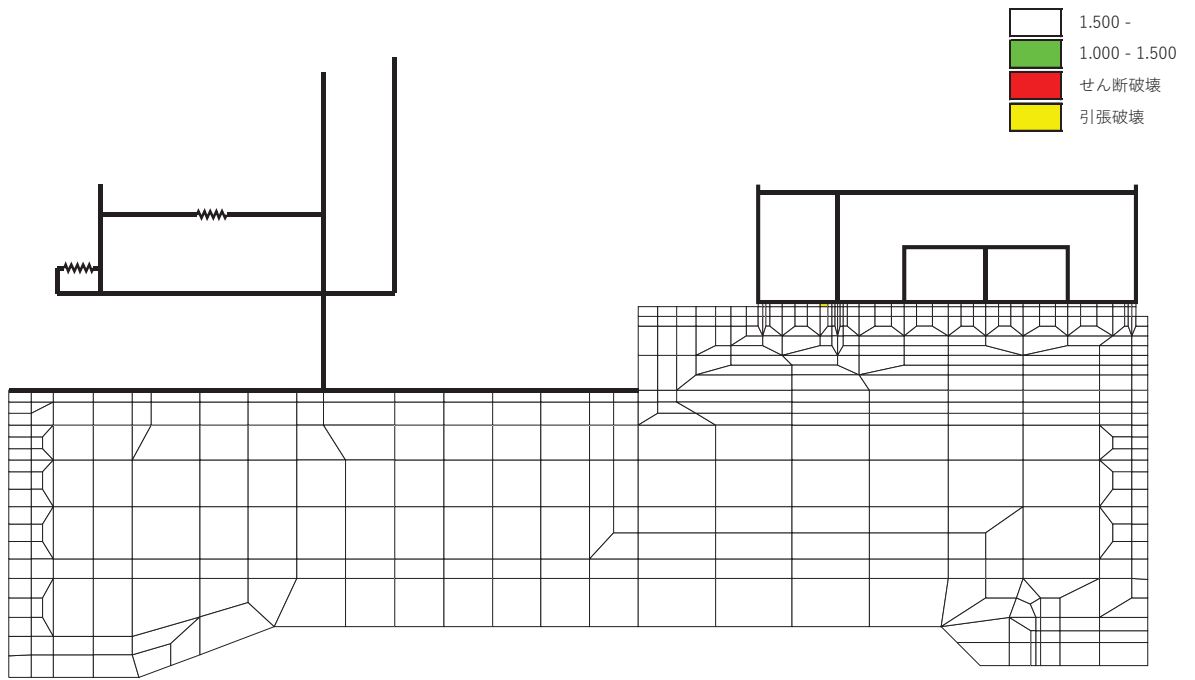


(a) 全体図

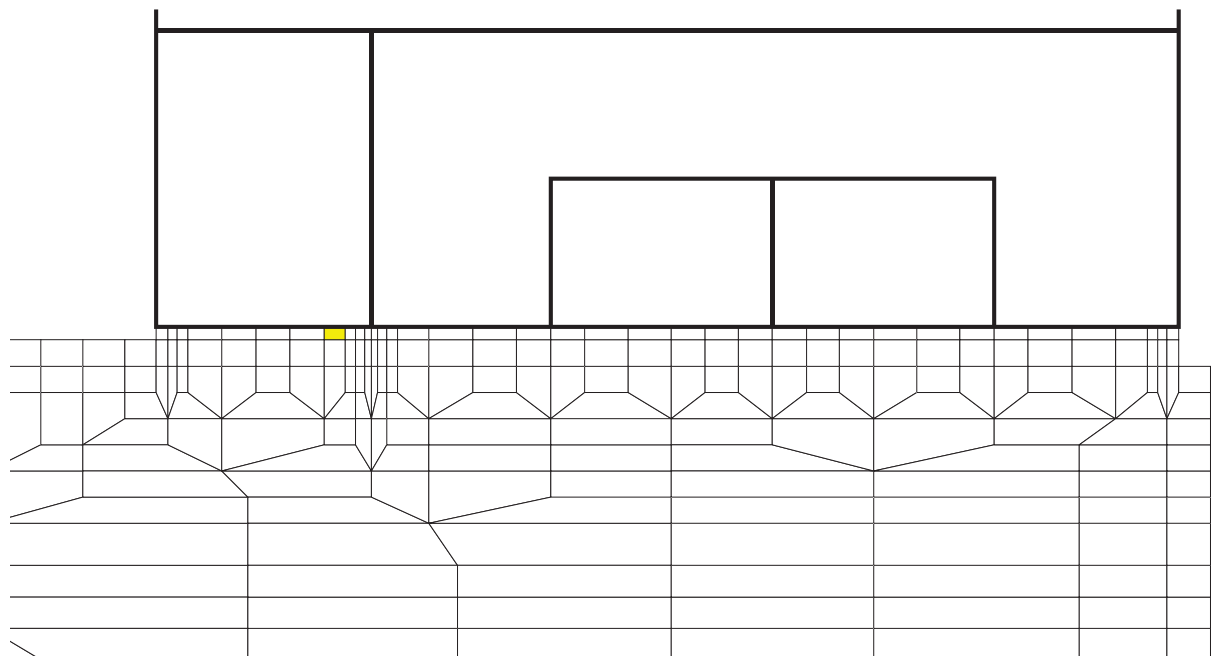


(b) 拡大図

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

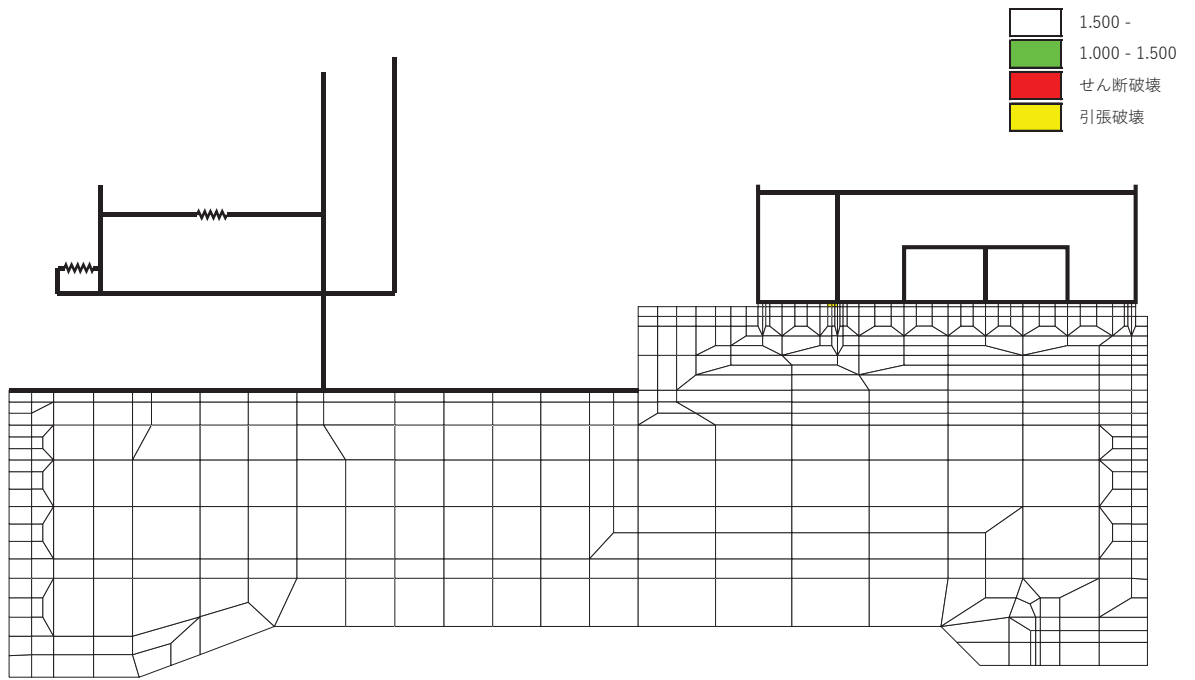


(a) 全体図

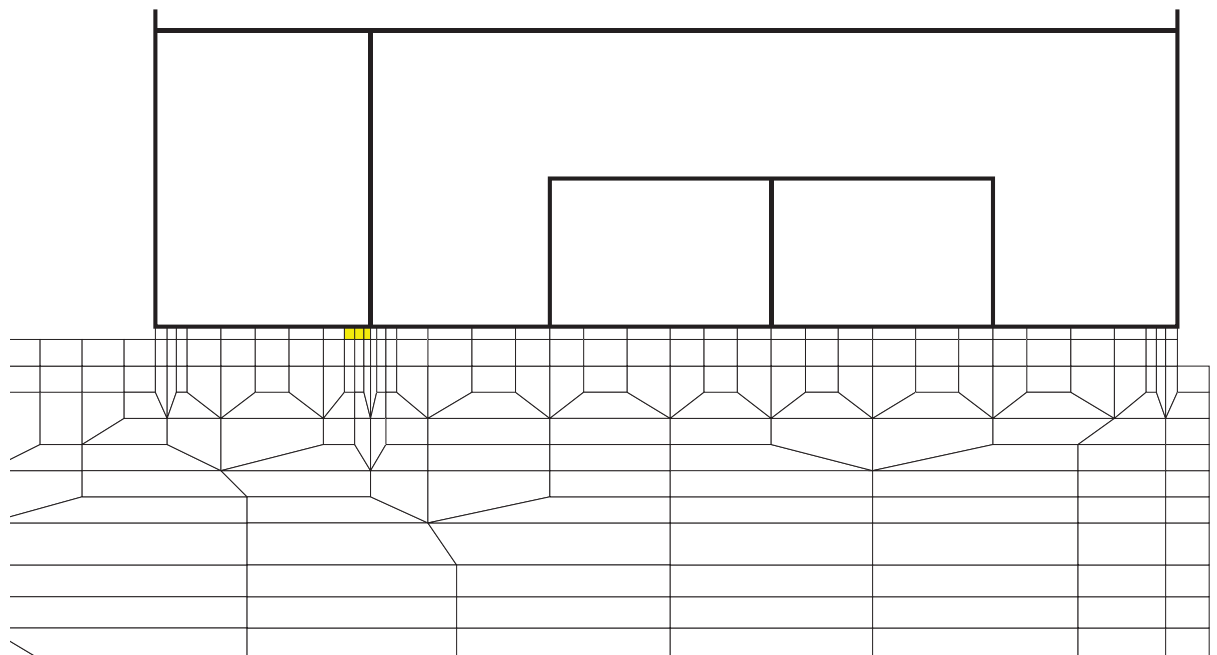


(b) 拡大図

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

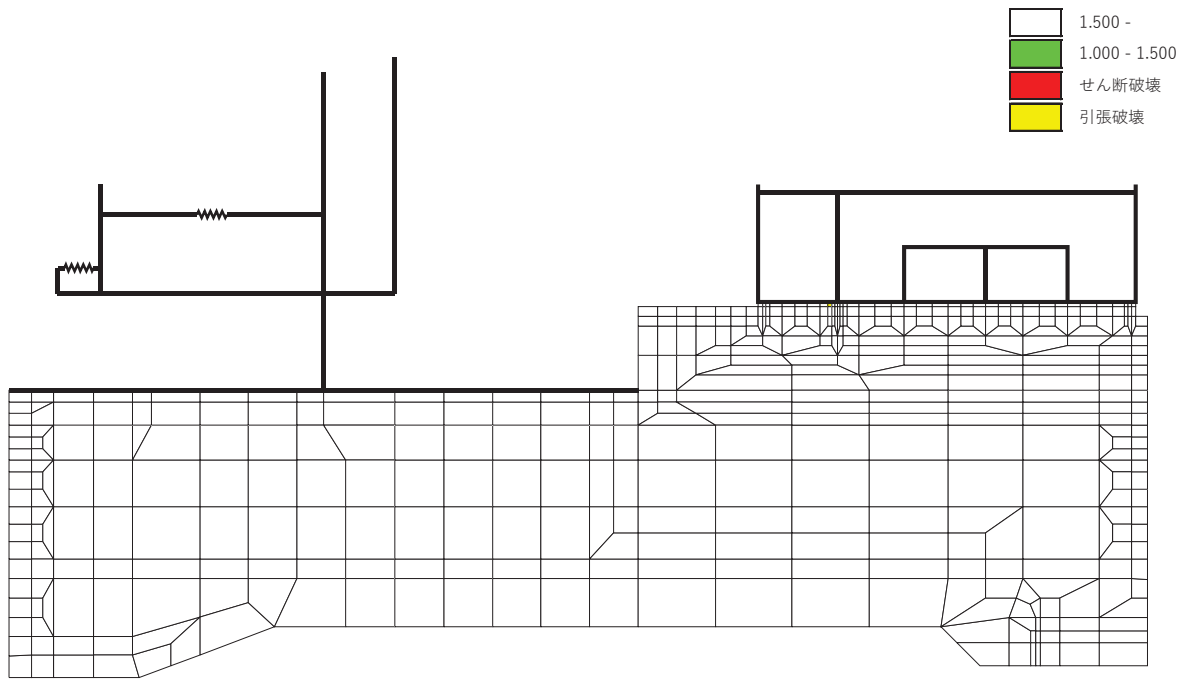


(a) 全体図

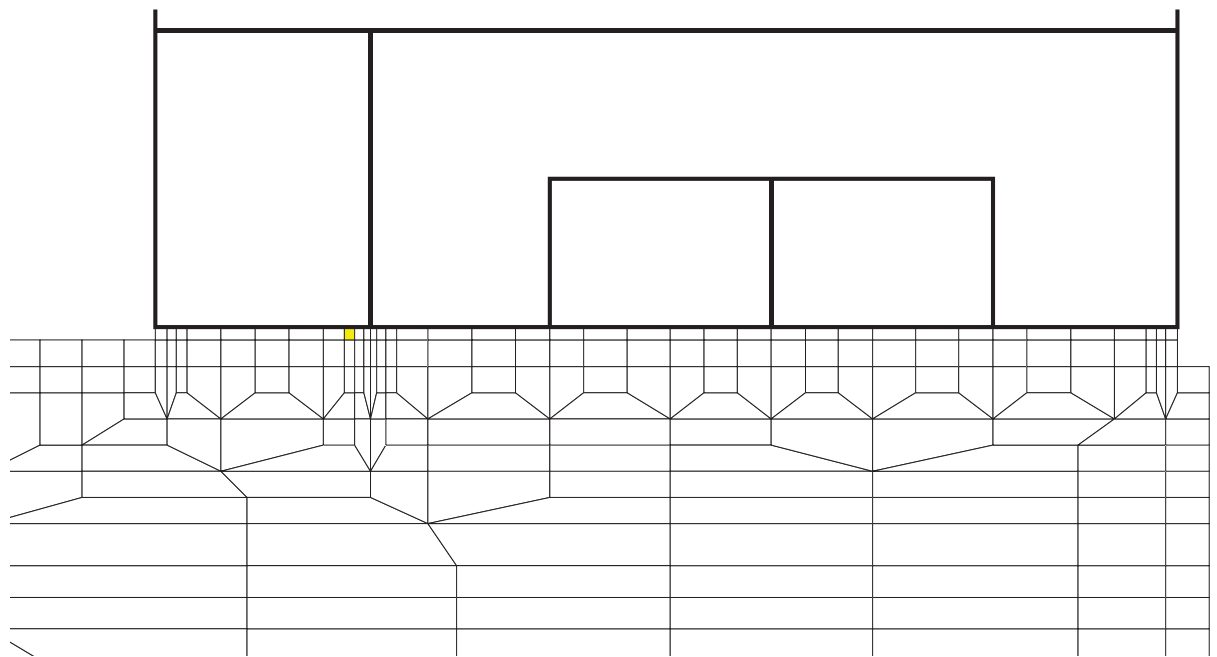


(b) 拡大図

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

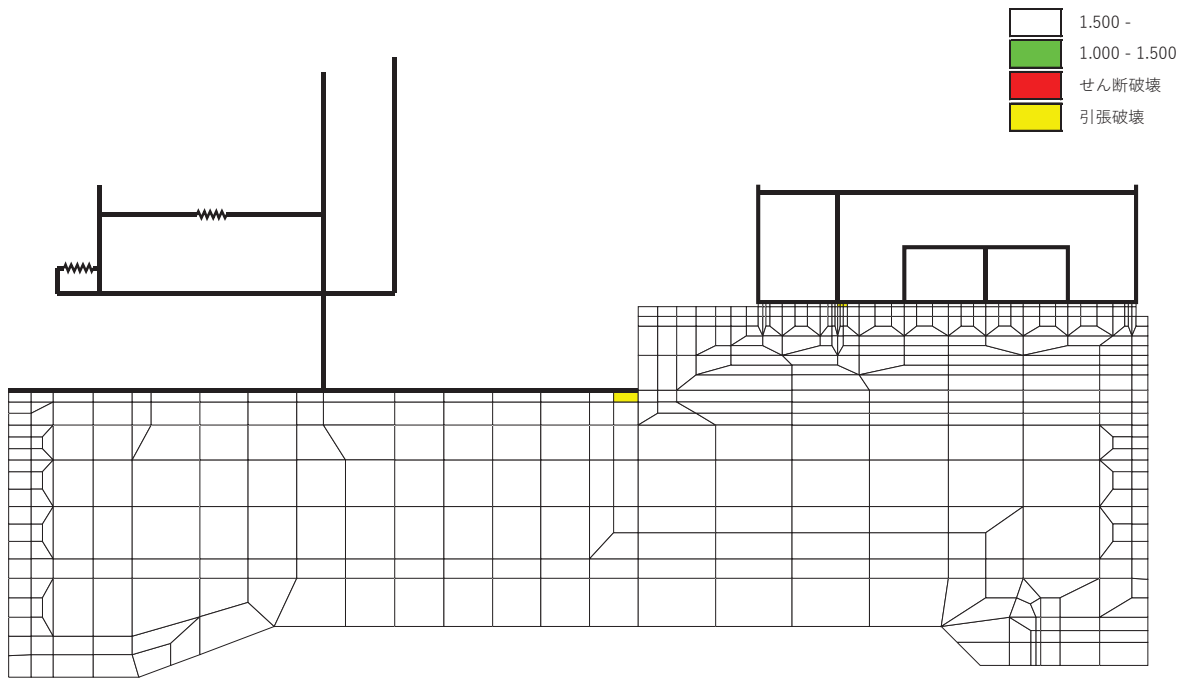


(a) 全体図

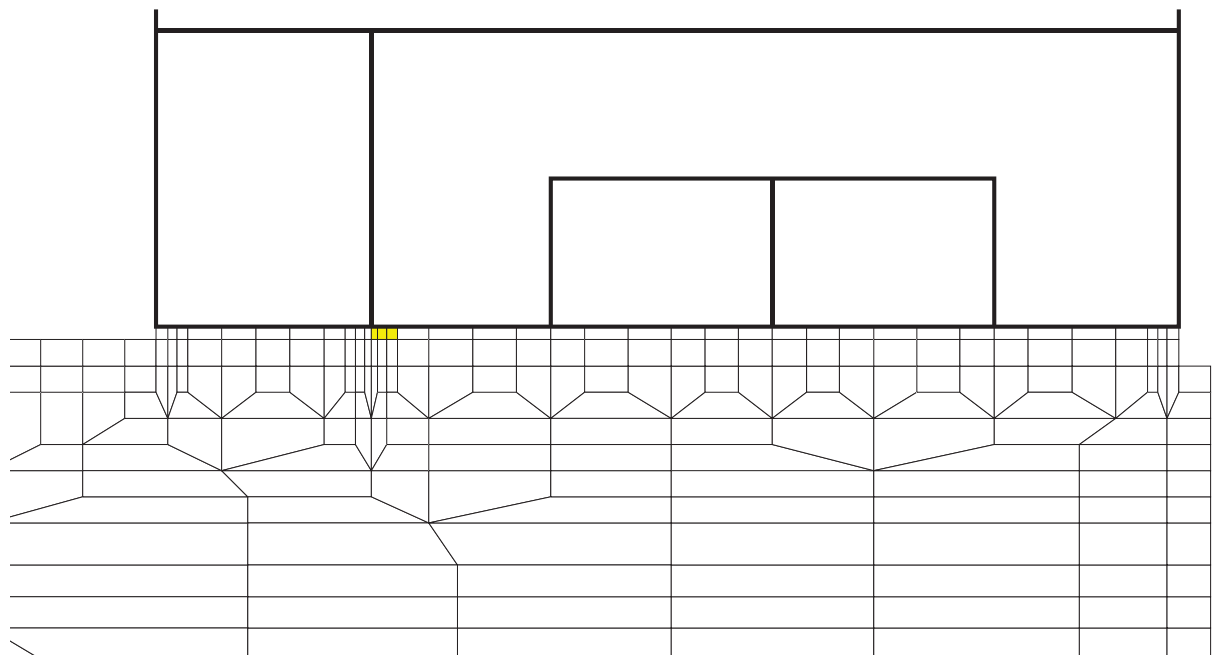


(b) 拡大図

図 6-17(3) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 6.80s$)

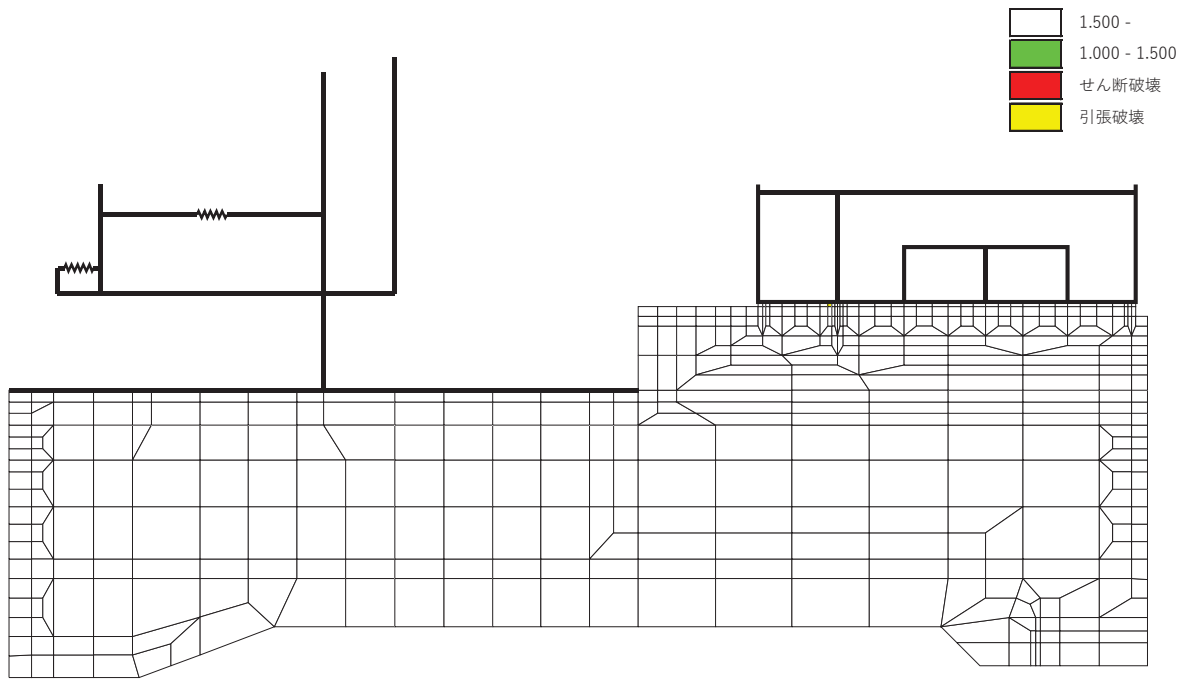


(a) 全体図

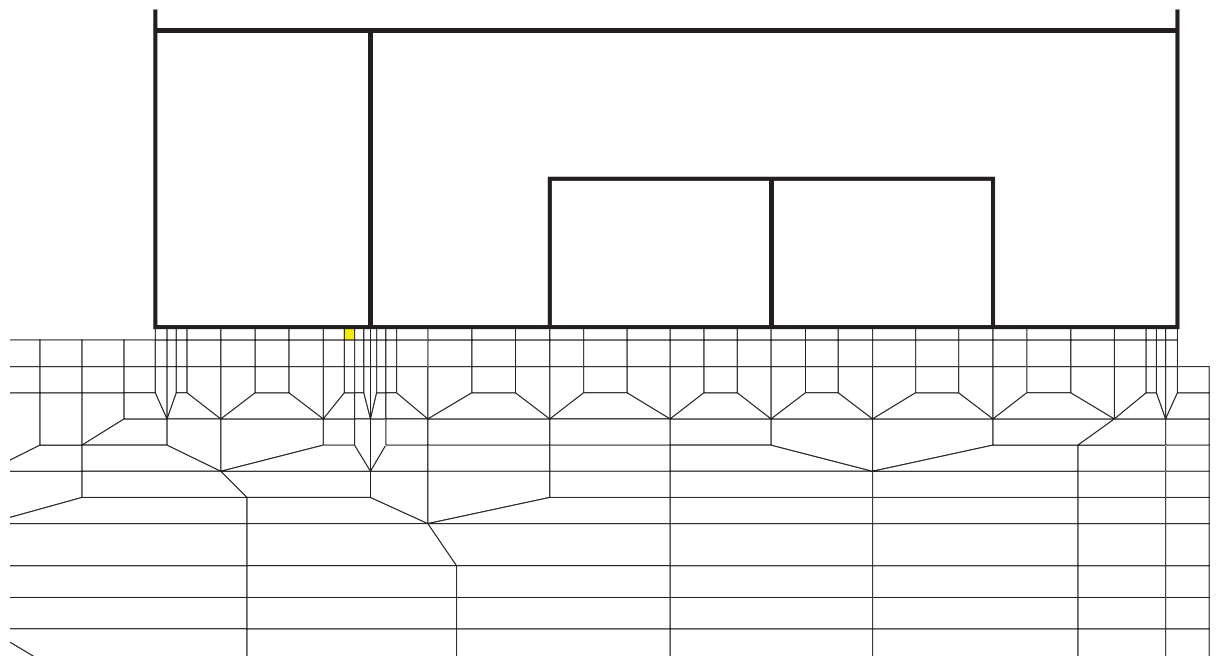


(b) 拡大図

図 6-17(4) MMR (既設) の引張応力最大時刻の局所安全係数
(解析ケース①, $S_s - D 2 (-+)$, $t = 29.99s$)

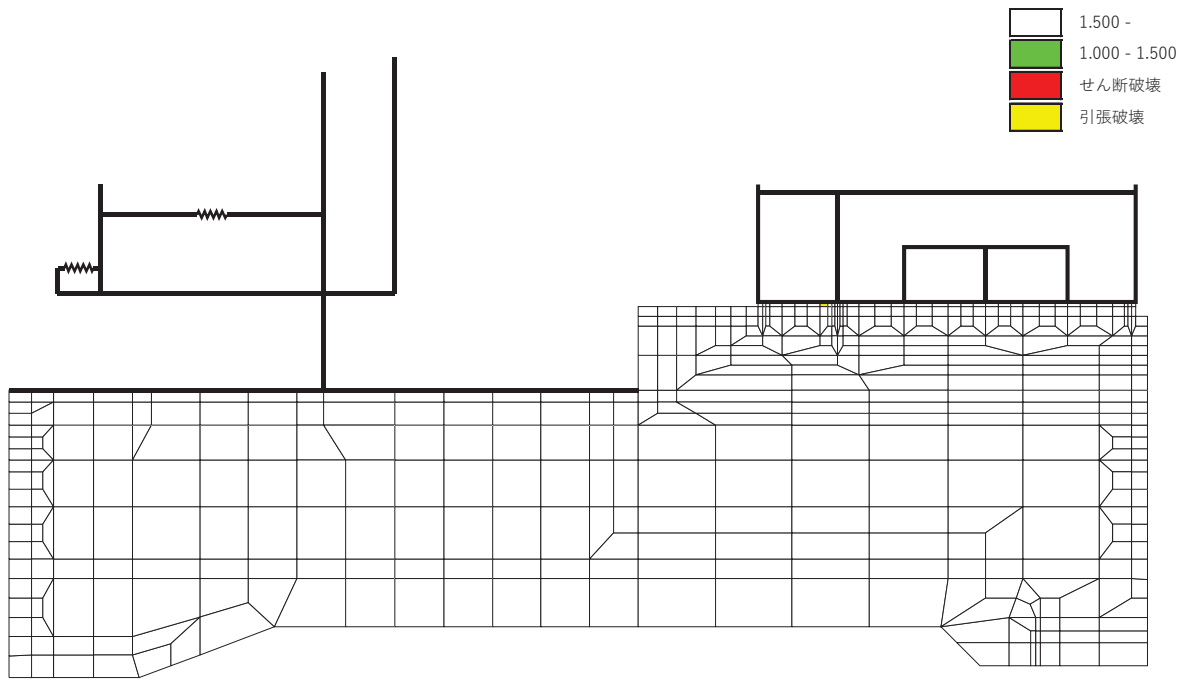


(a) 全体図

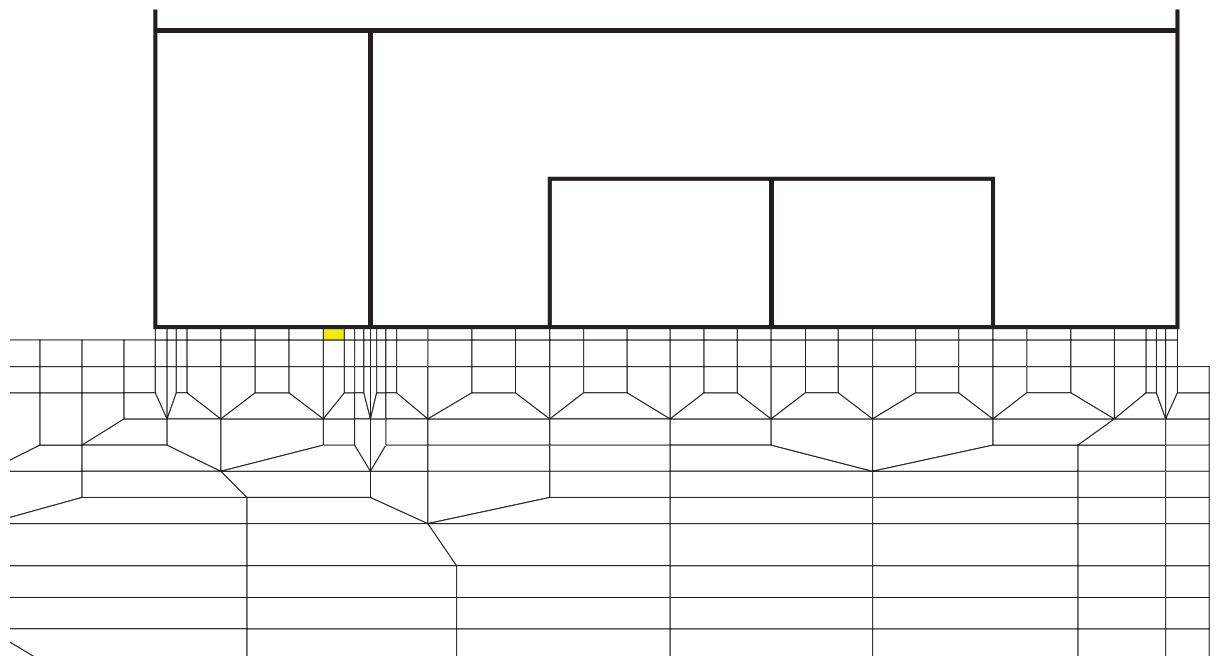


(b) 拡大図

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

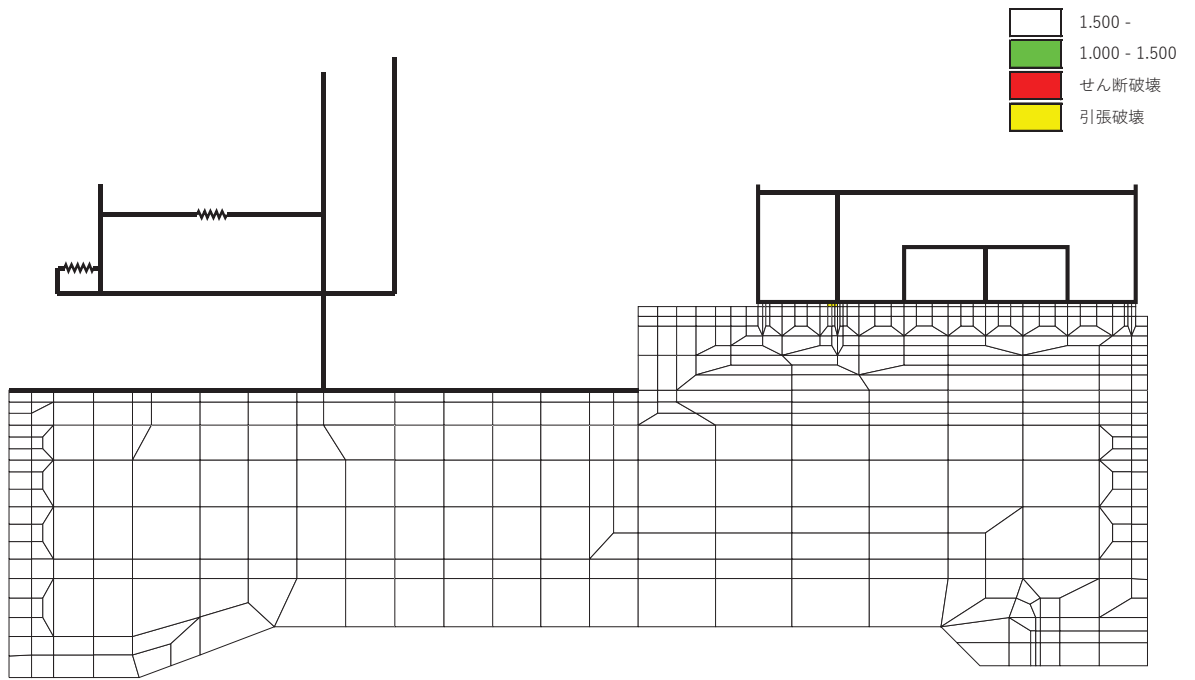


(a) 全体図

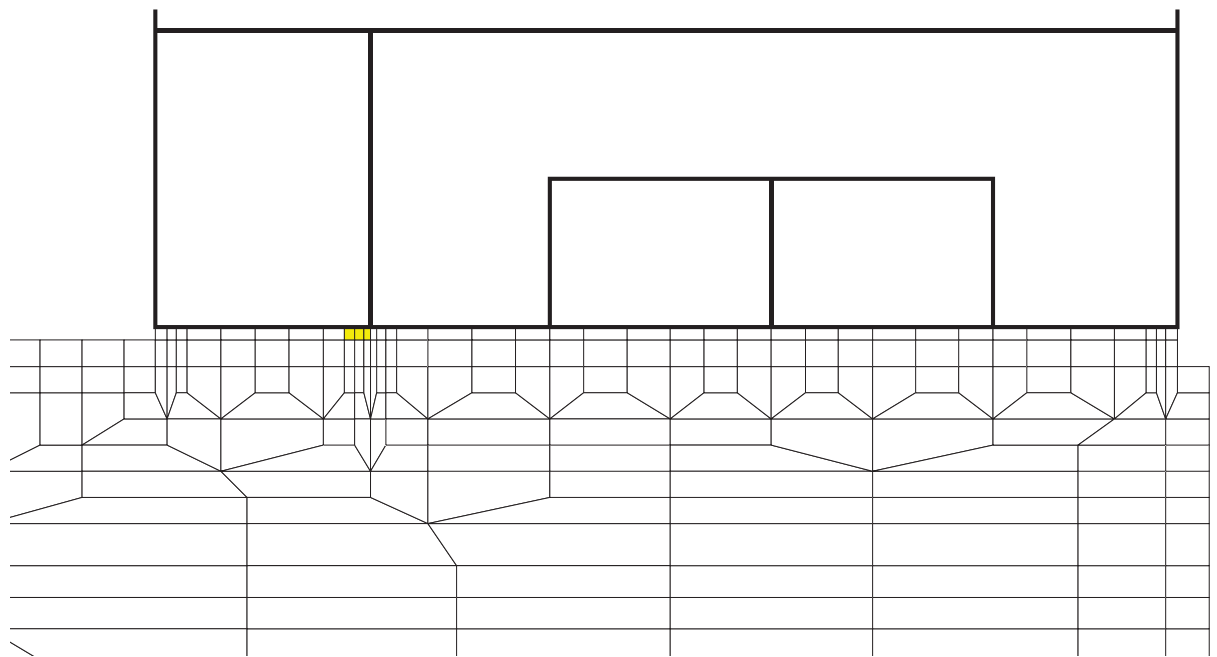


(b) 拡大図

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

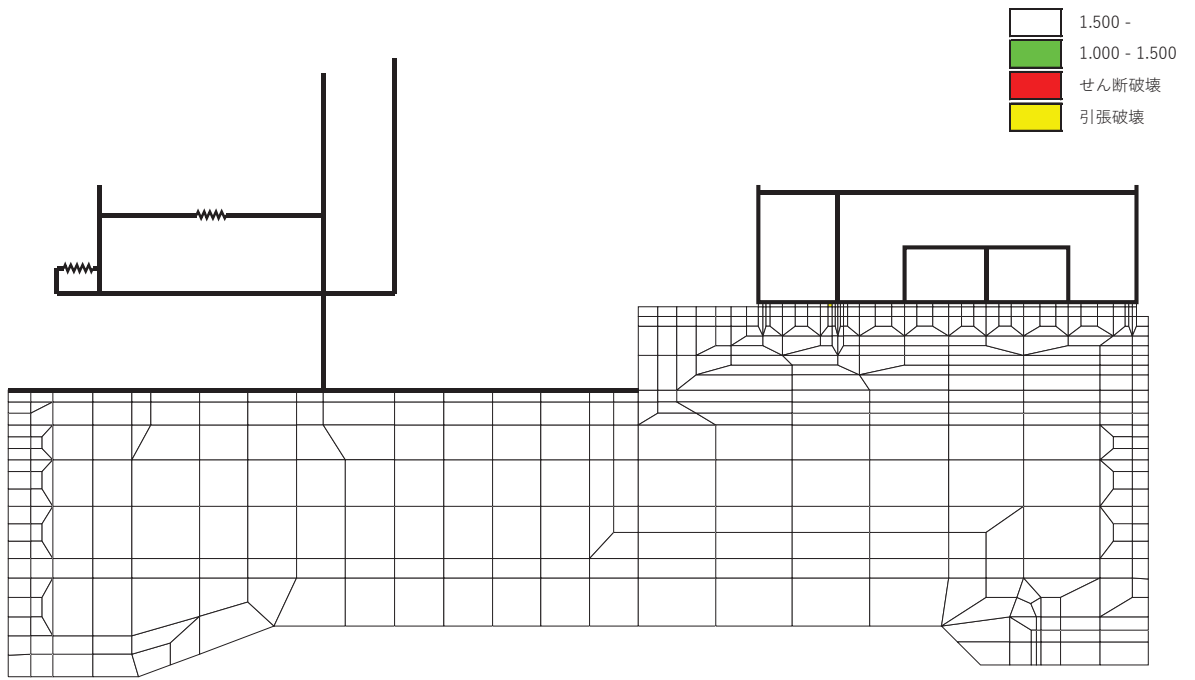


(a) 全体図

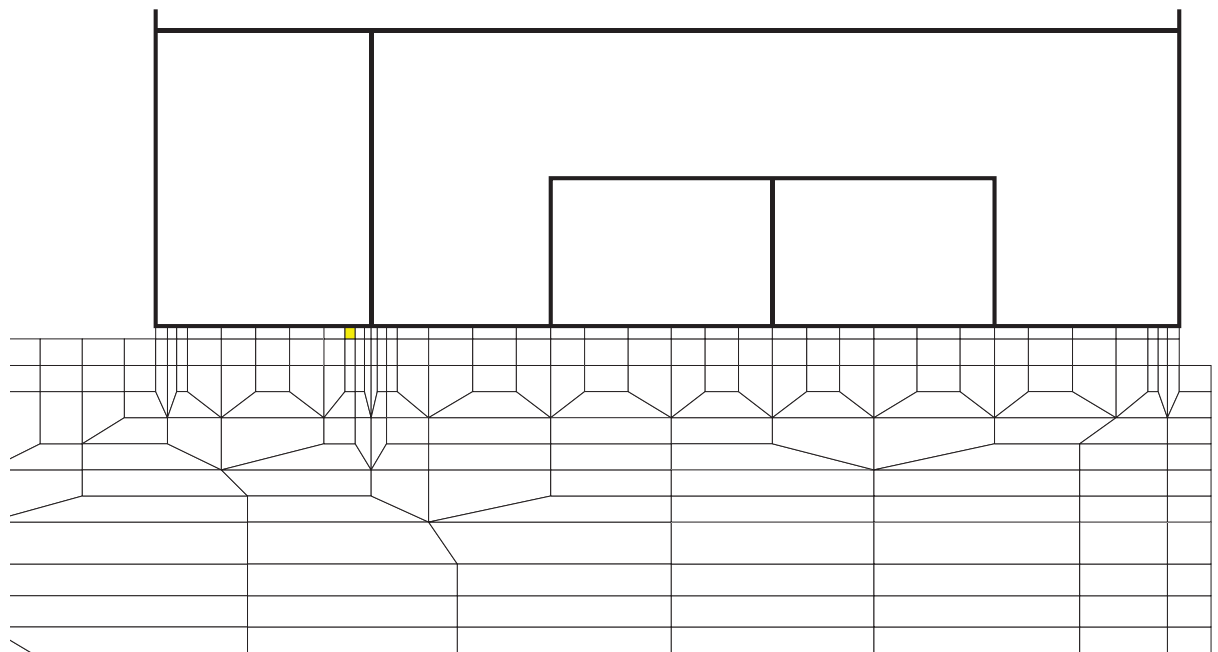


(b) 拡大図

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

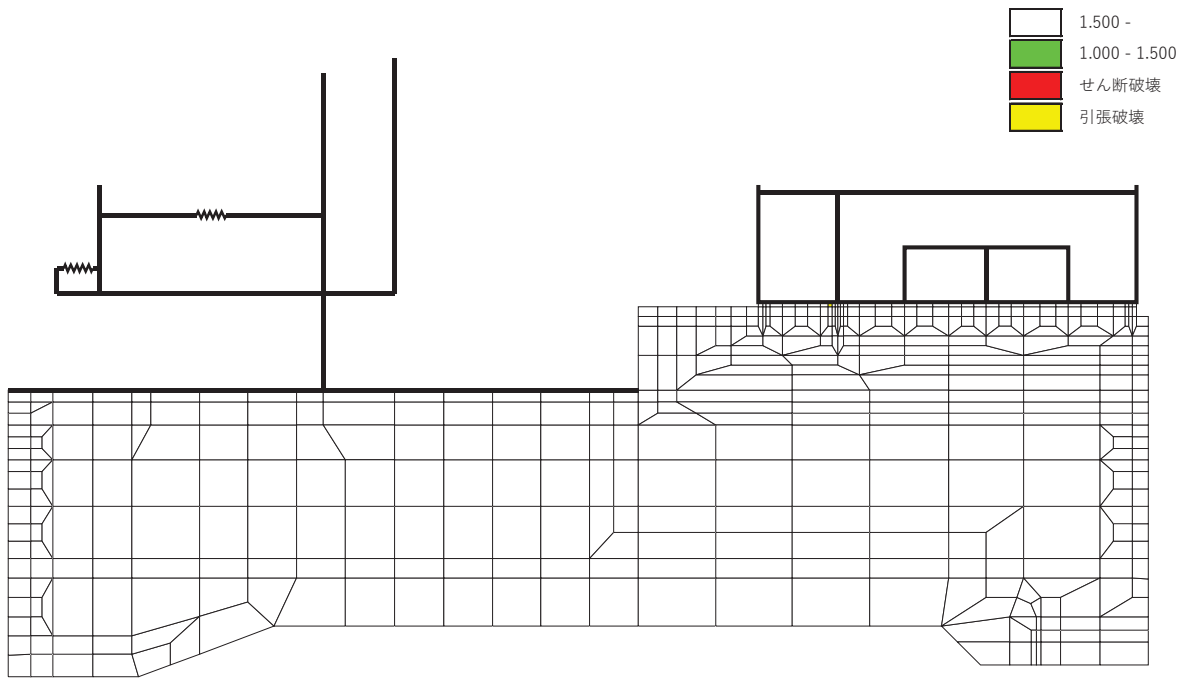


(a) 全体図

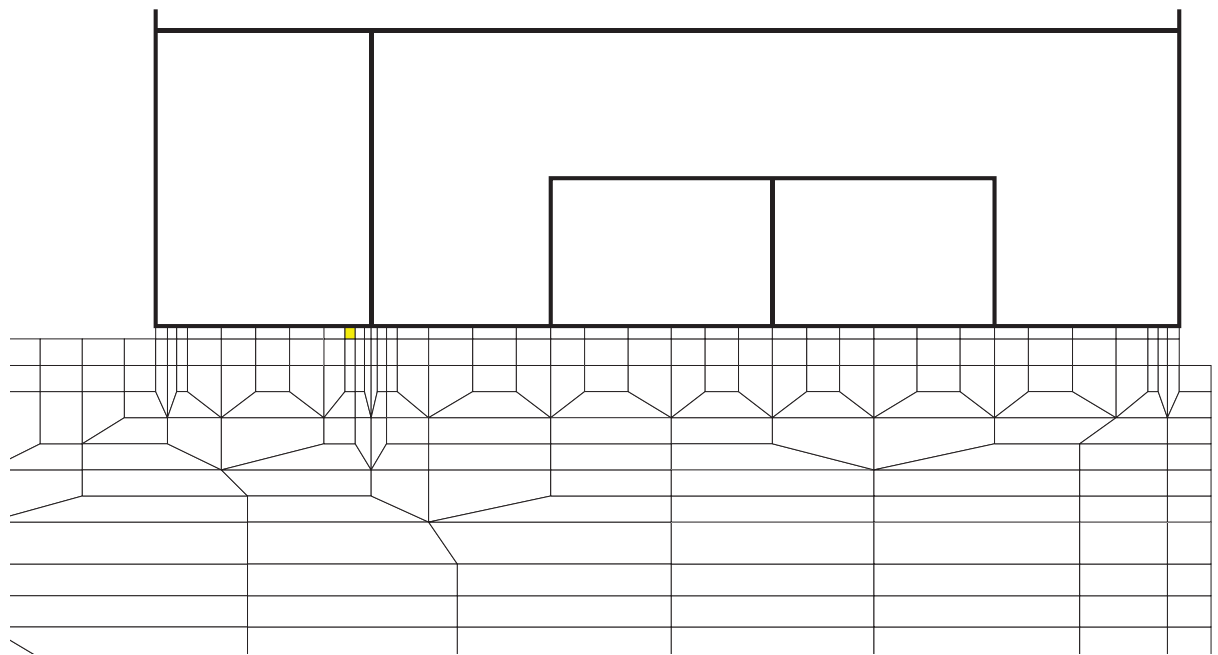


(b) 拡大図

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

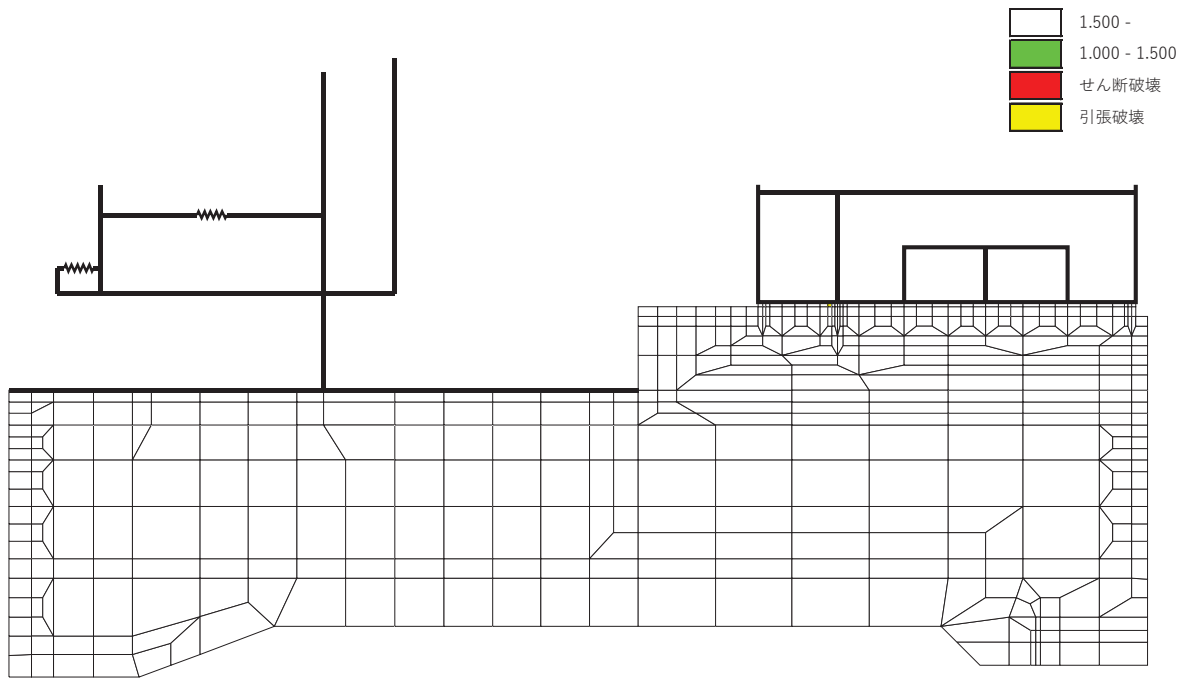


(a) 全体図

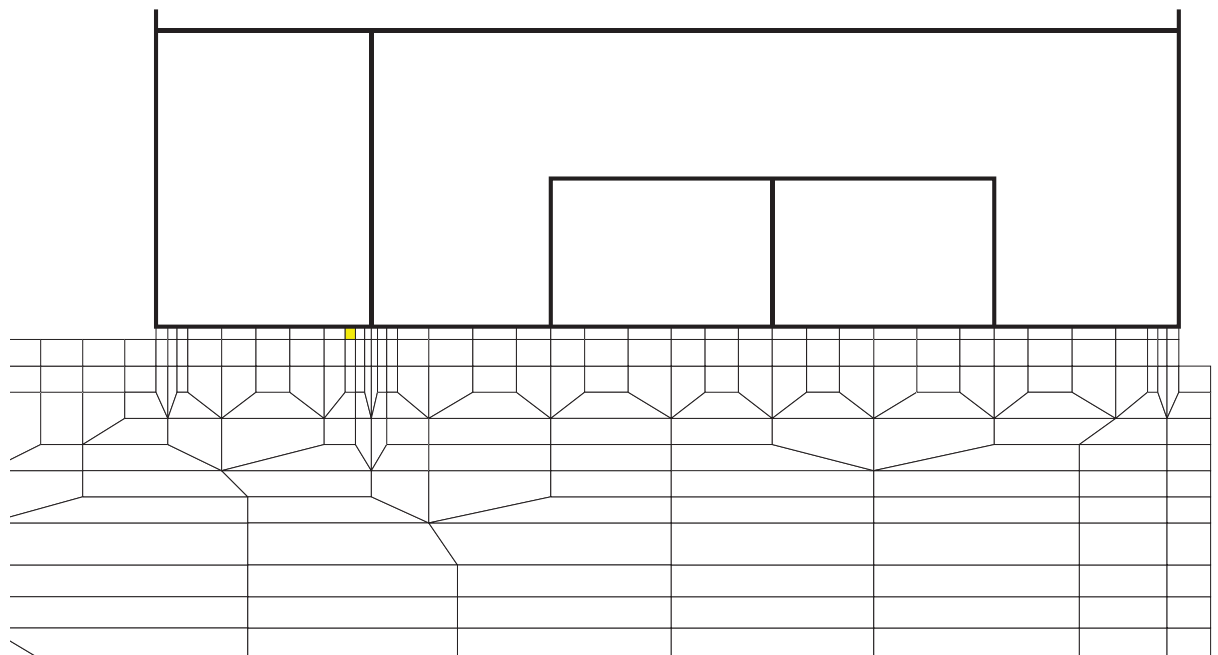


(b) 拡大図

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



(a) 全体図



(b) 拡大図

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

7. まとめ

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

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

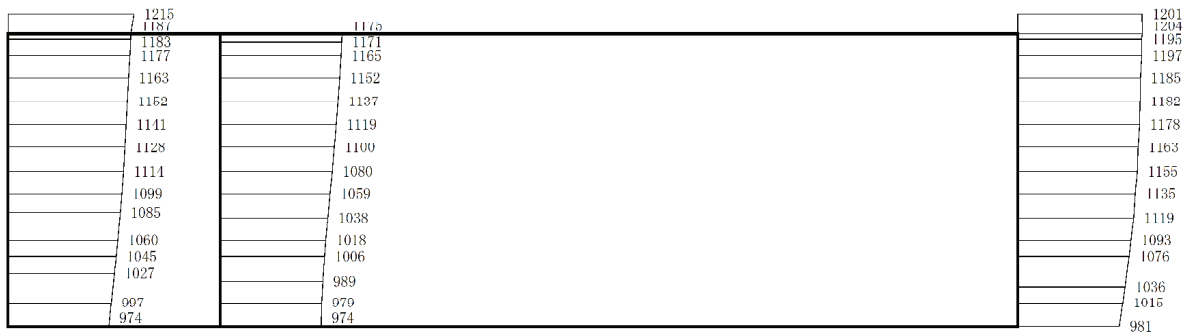
基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ること、MMRに発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ること、及びMMRの健全性を確認した。

以上から、軽油タンク室は、基準地震動 S_s による地震力に対して、構造強度を有すること、及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことを確認した。

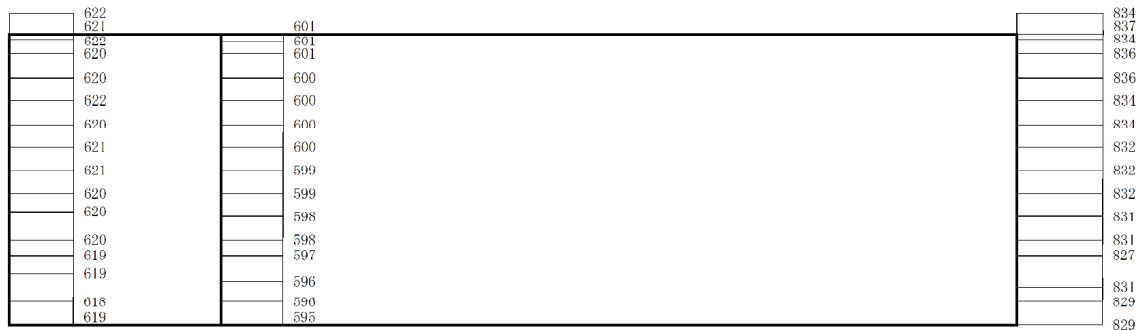
参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

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

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



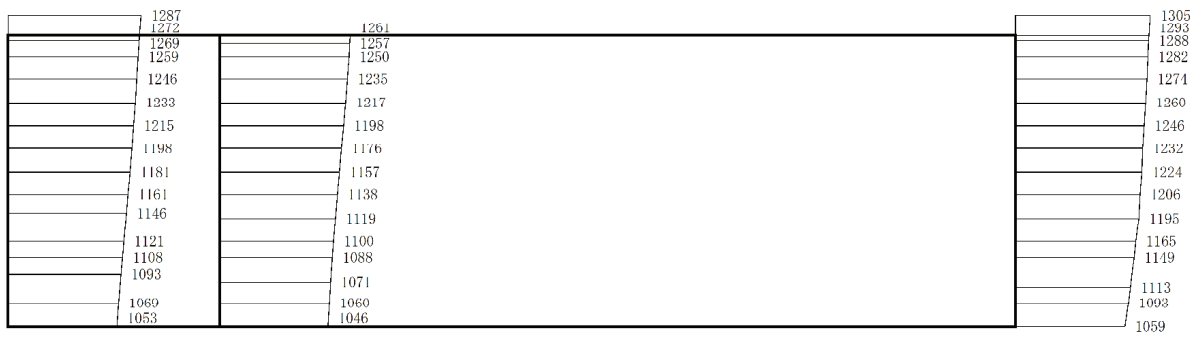
(a) S s - D 1 (++) 水平



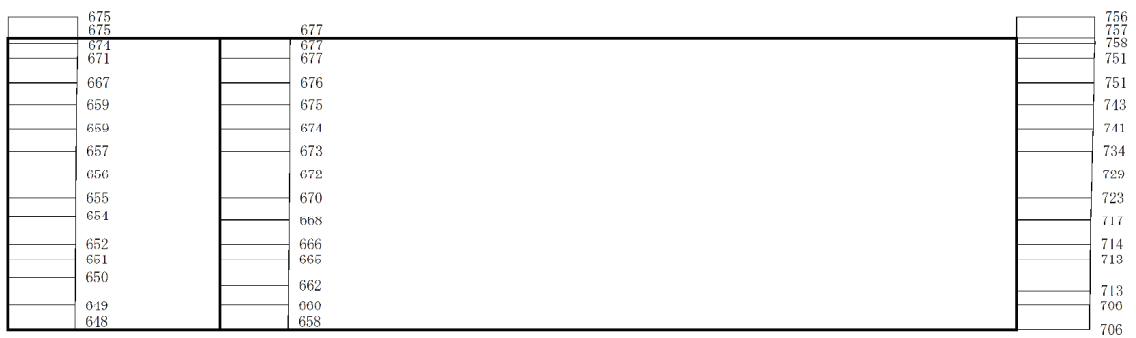
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

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

図 1-1 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, A-A 断面)



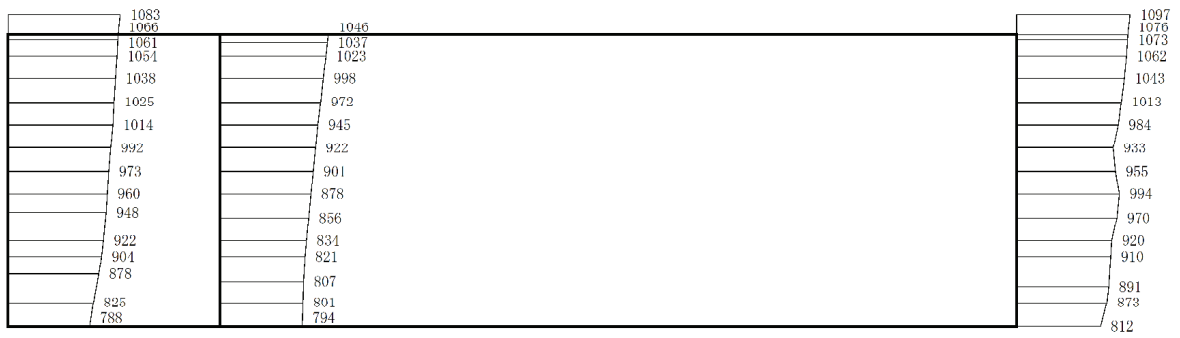
(a) S s - D 2 (++) 水平



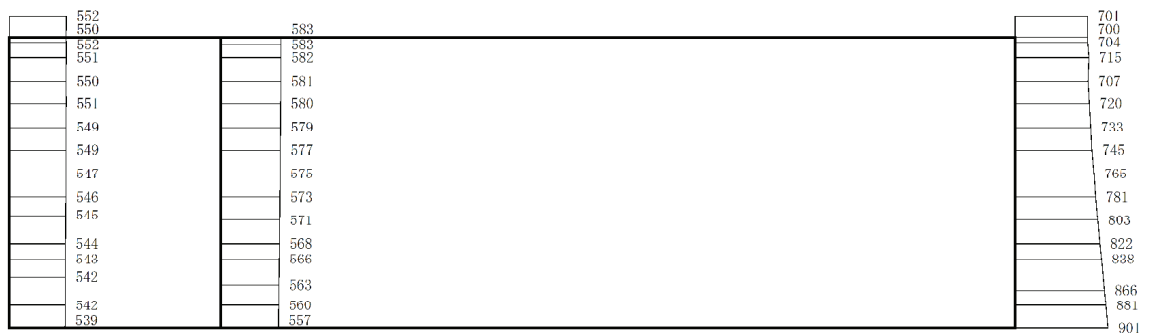
(b) S s - D 2 (++) 鉛直

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

図 1-2 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, A-A 断面)



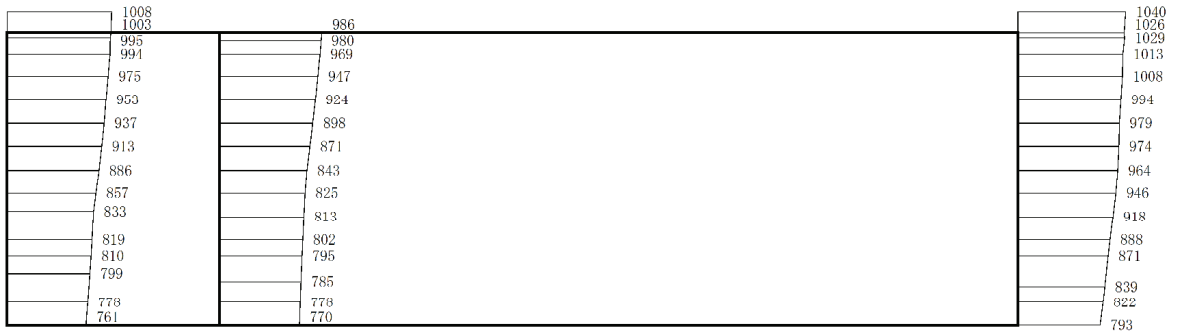
(a) S s - D 3 (++) 水平



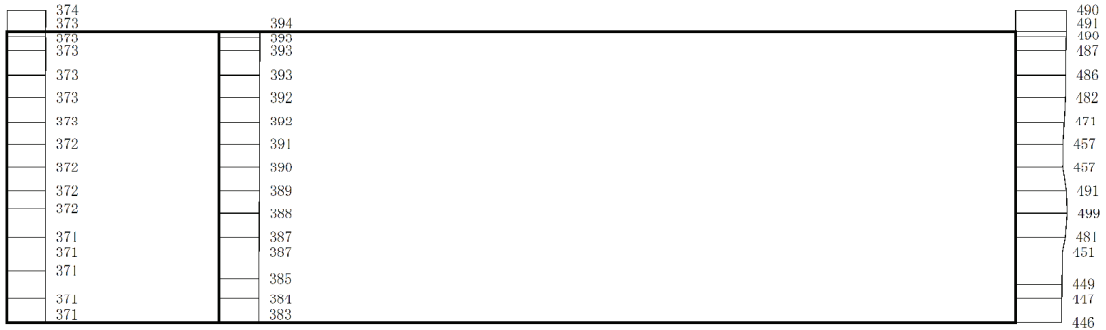
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

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

図 1-3 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, A-A 断面)



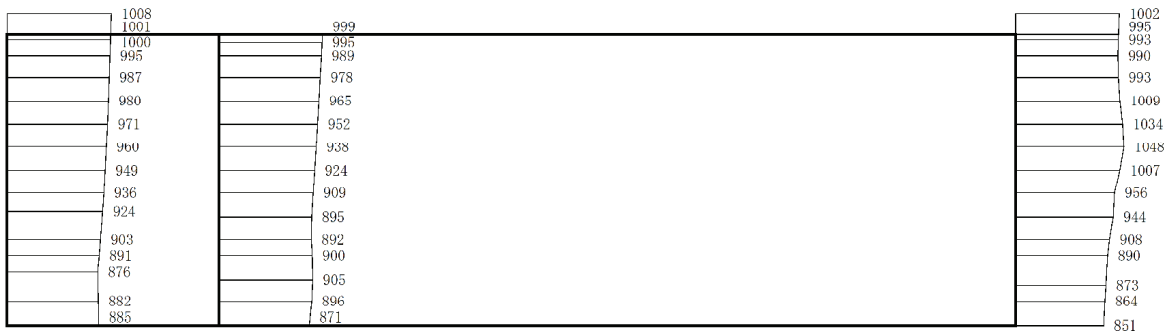
(a) $S_s - F1$ (++) 水平



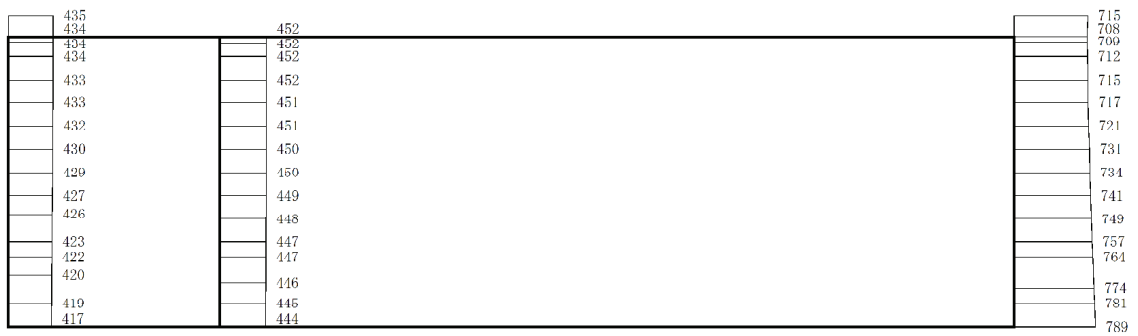
(b) $S_s - F1$ (++) 鉛直

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

図 1-4 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, A-A 断面)



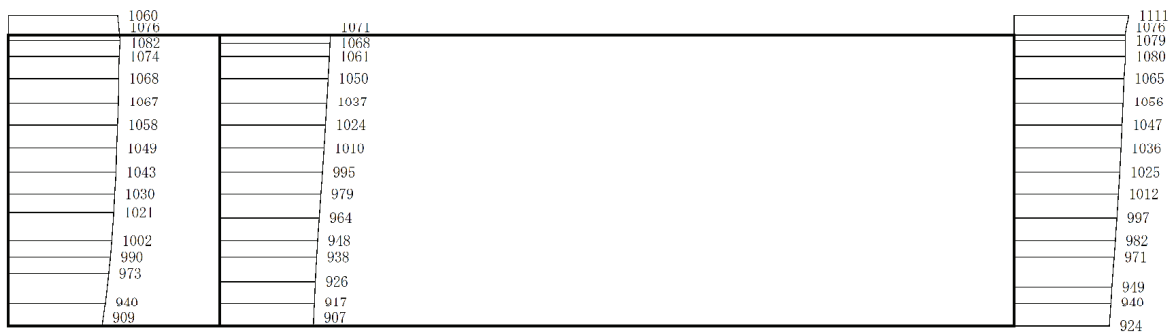
(a) S s - F 2 (++) 水平



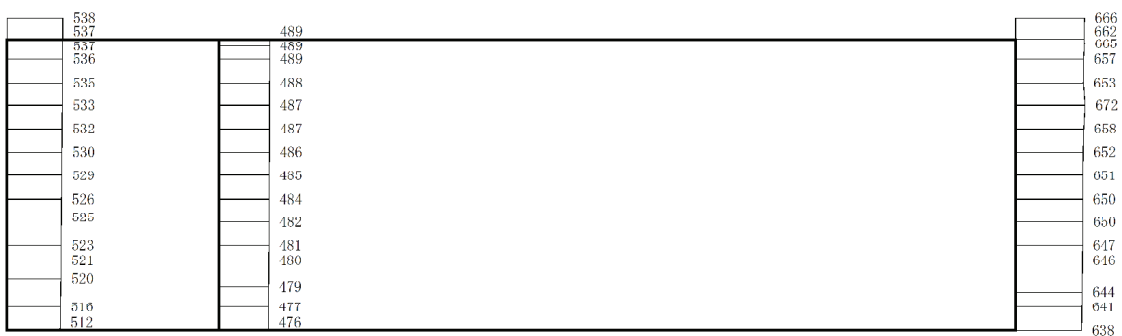
(b) S s - F 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-5 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, A-A 断面)



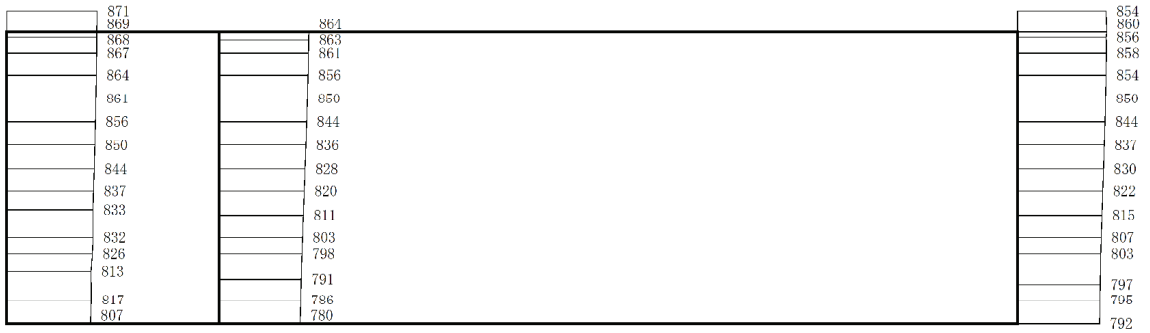
(a) S s - F 3 (++) 水平



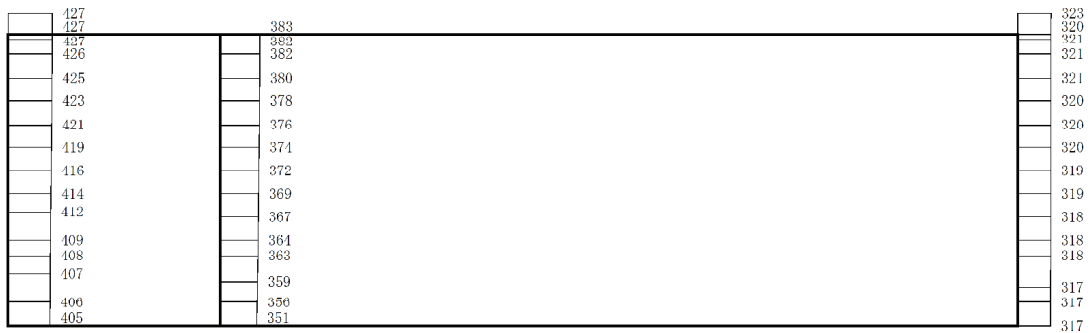
(b) S s - F 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-6 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, A-A 断面)



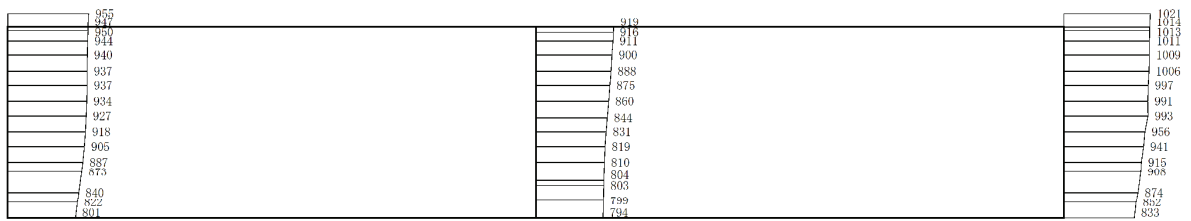
(a) $S_s - N1$ (++) 水平



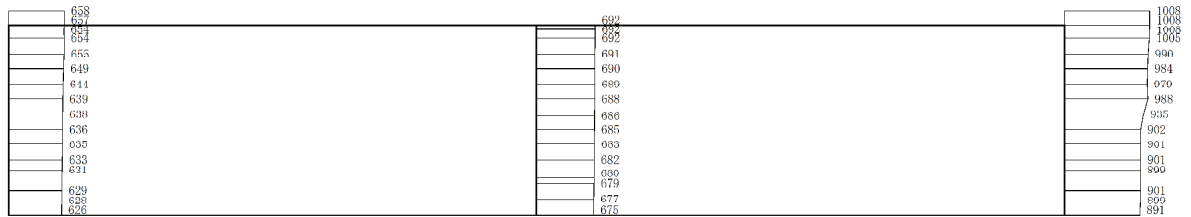
(b) $S_s - N1$ (++) 鉛直

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

図 1-7 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, A-A 断面)



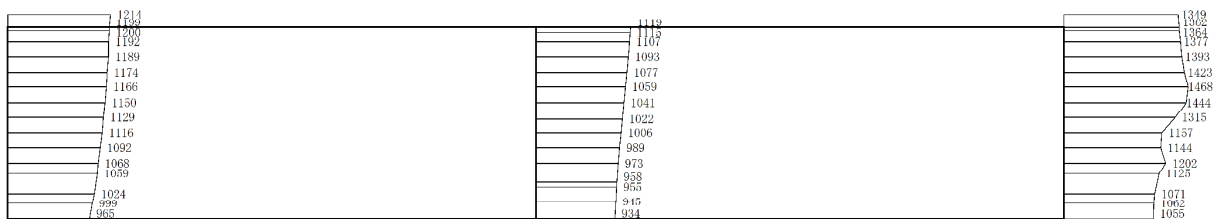
(a) S s - D 1 (++) 水平



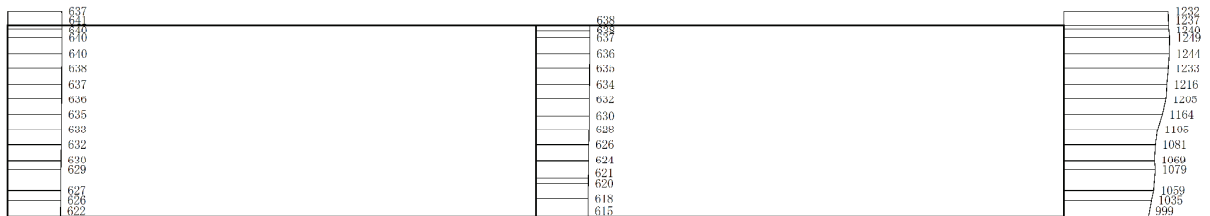
(b) S s - D 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-8 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面)



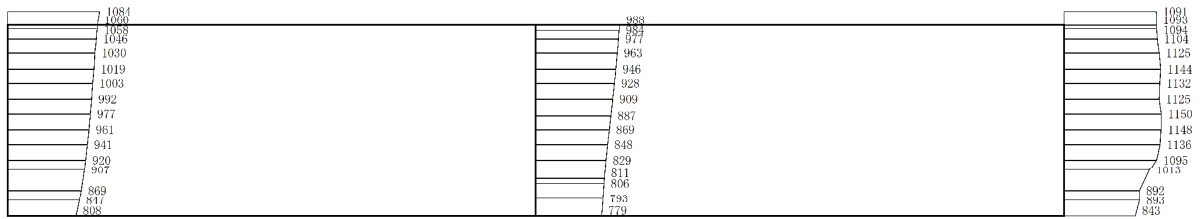
(a) S s - D 2 (++) 水平



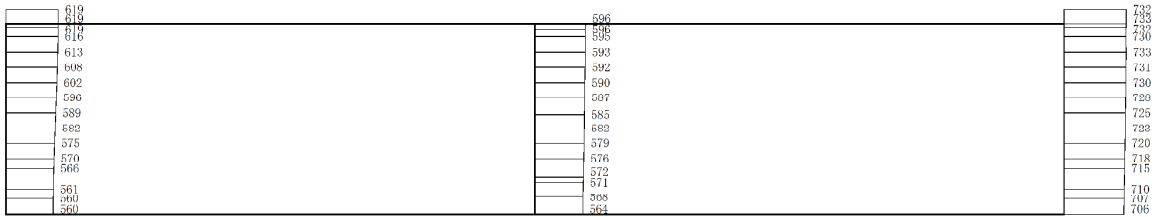
(b) S s - D 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-9 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面)



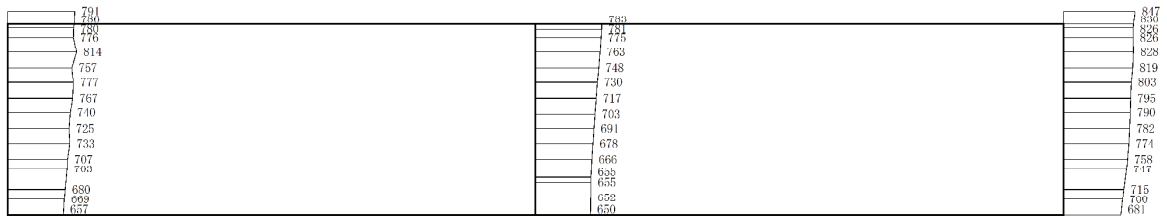
(a) S s - D 3 (++) 水平



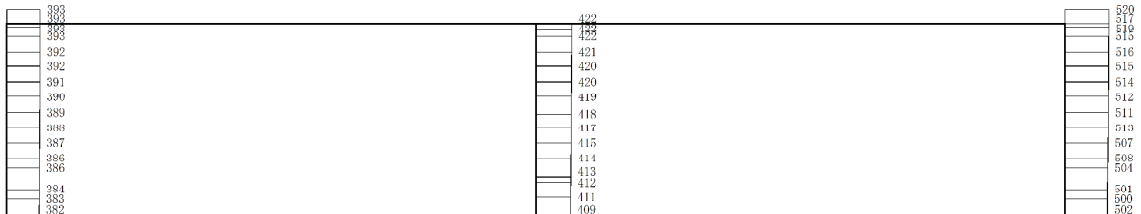
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-10 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面)



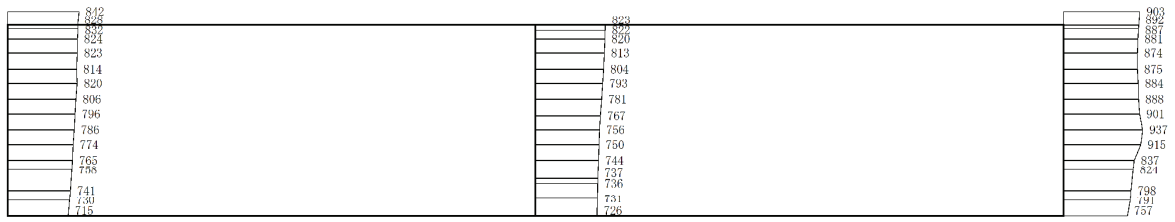
(a) S s - F 1 (++) 水平



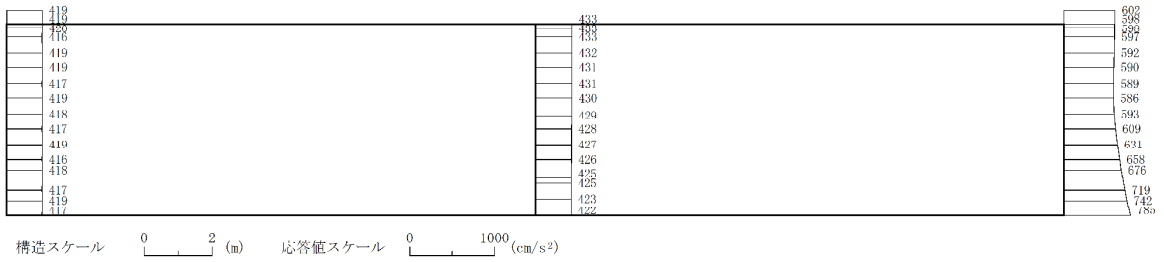
(b) S s - F 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-11 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面)



(a) S s - F 2 (++) 水平



(b) S s - F 2 (++) 鉛直

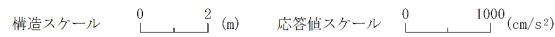
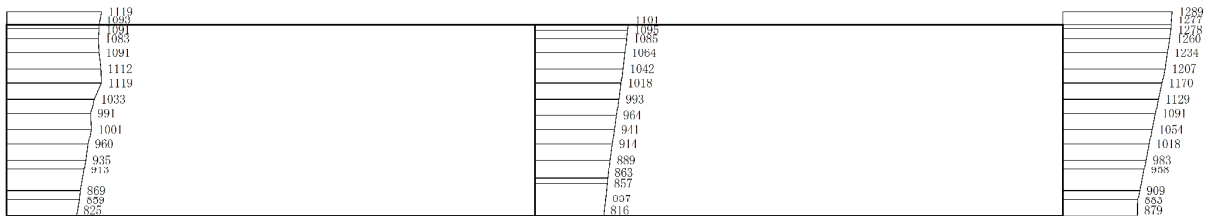
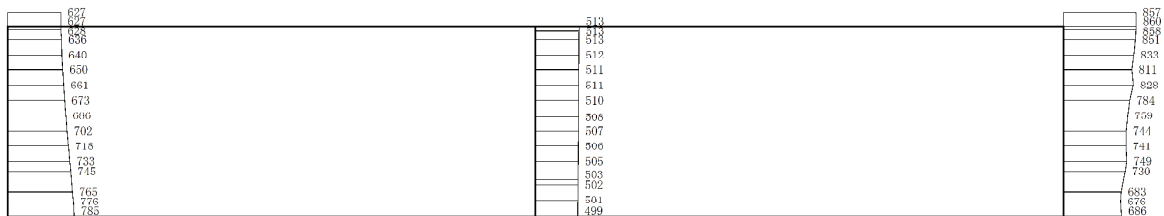


図 1-12 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面)



(a) S s - F 3 (++) 水平



(b) S s - F 3 (++) 鉛直

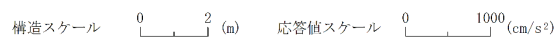
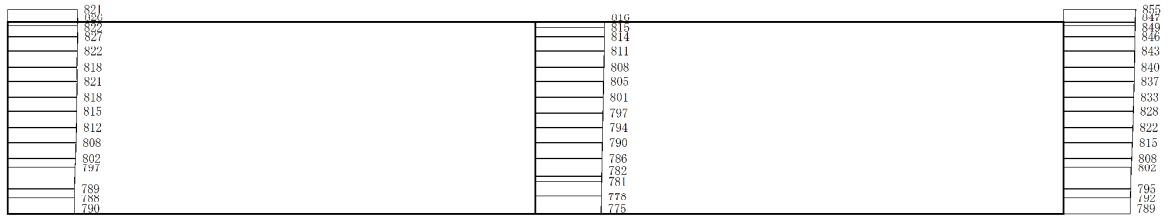
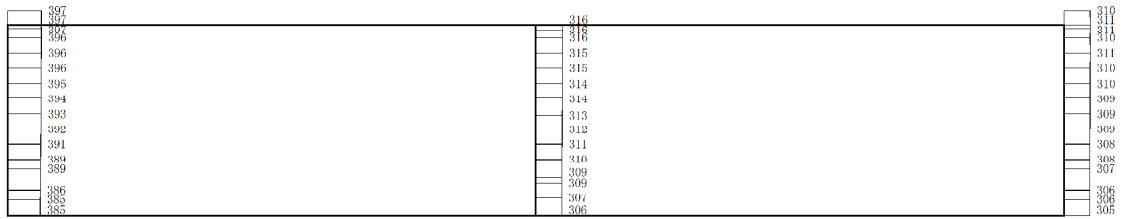


図 1-13 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面)



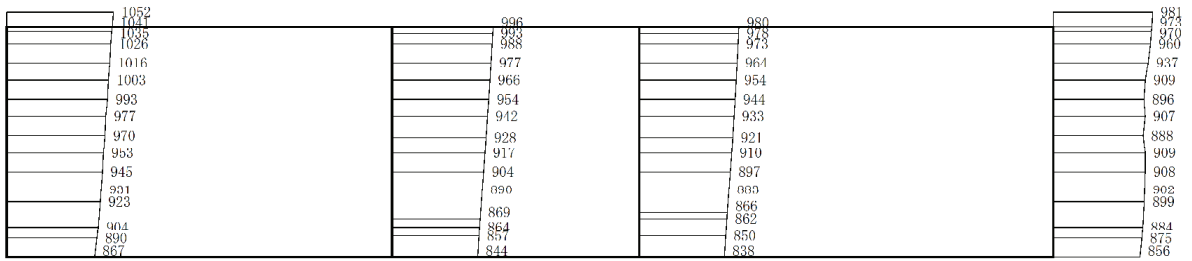
(a) S s - N 1 (++) 水平



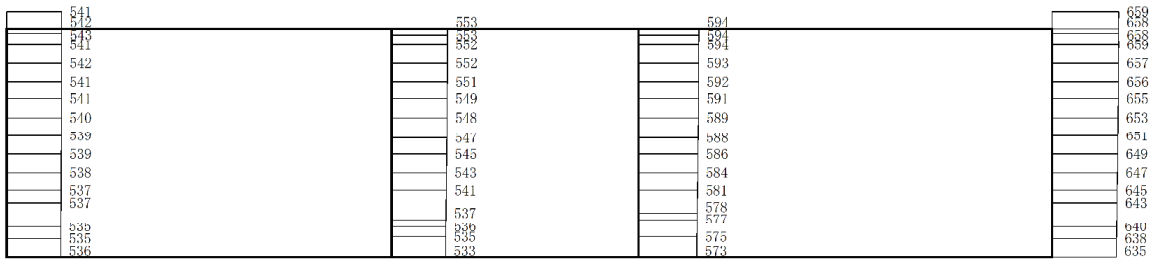
(b) S s - N 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-14 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, B-B 断面)



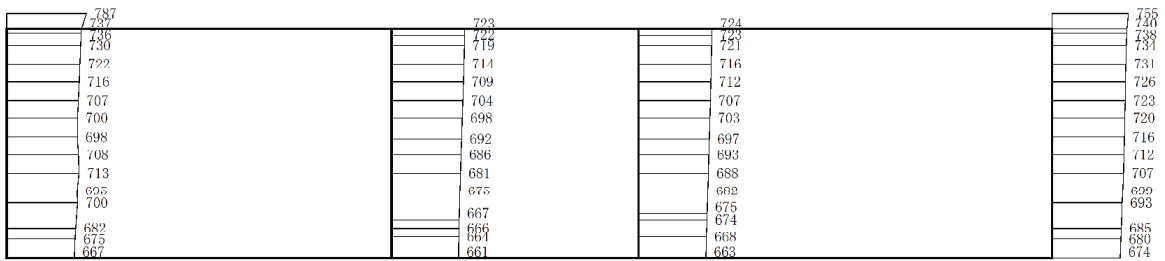
(a) S s - D 3 (++) 水平



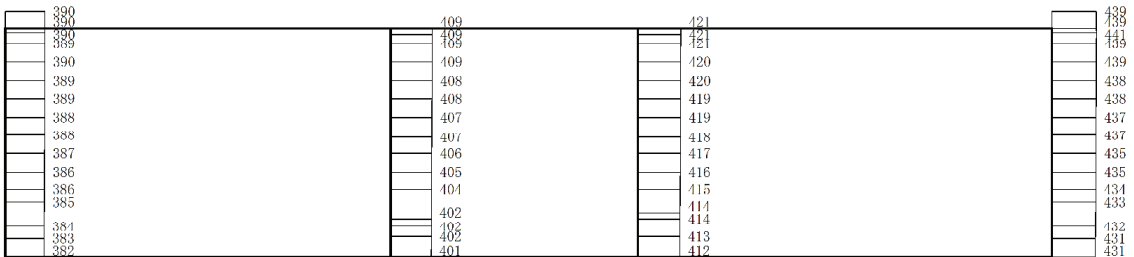
(b) S s - D 3 (++) 鉛直

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

図 1-17 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面)



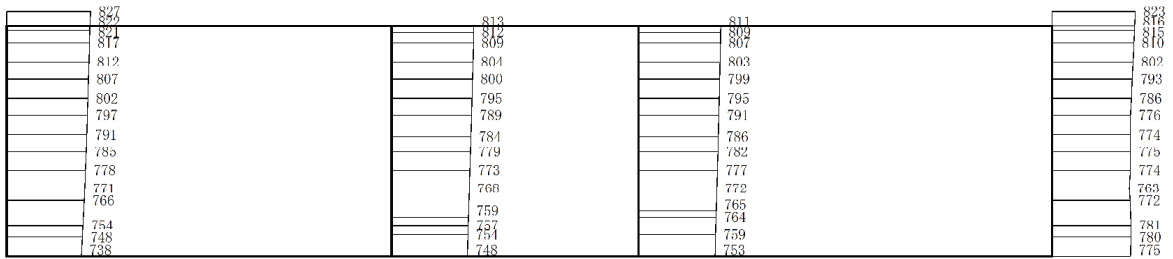
(a) S s - F 1 (++) 水平



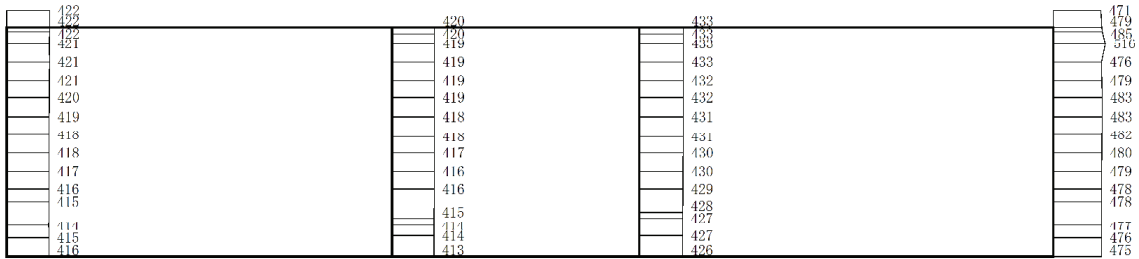
(b) S s - F 1 (++) 鉛直

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

図 1-18 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面)



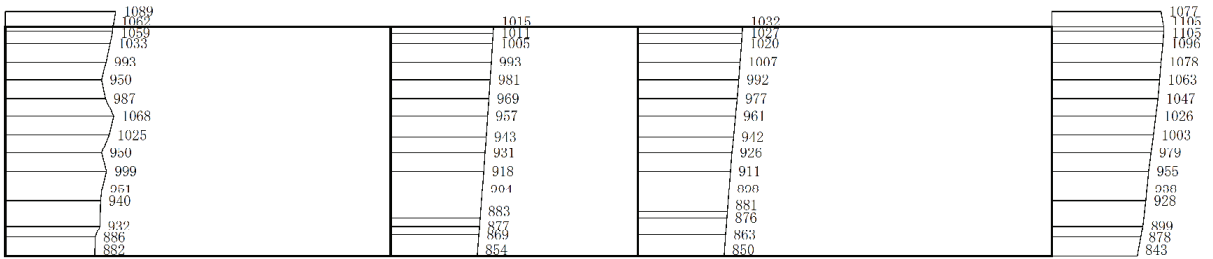
(a) S s - F 2 (++) 水平



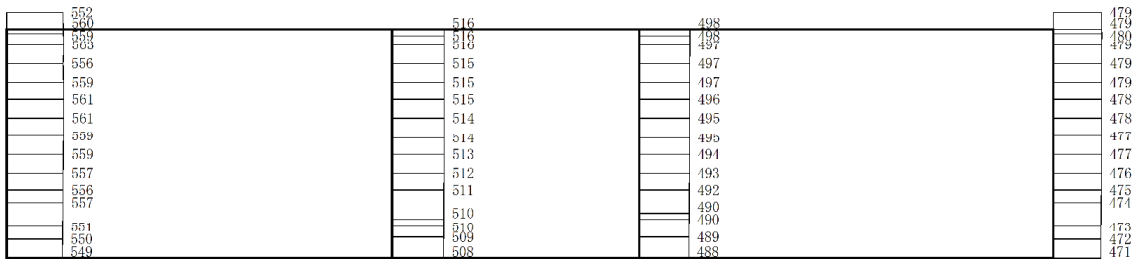
(b) S s - F 2 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-19 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面)



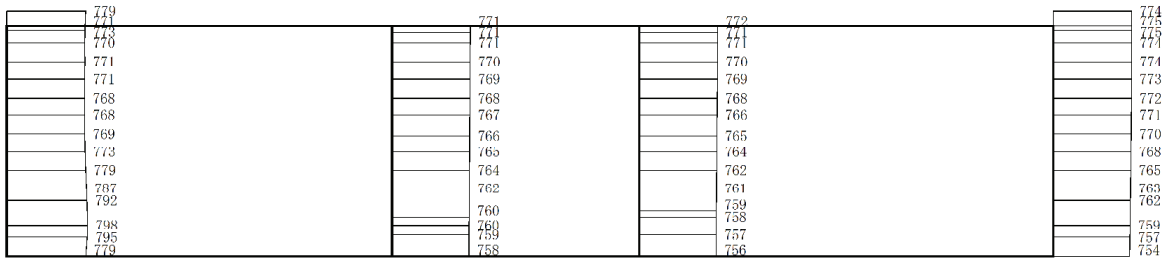
(a) S s - F 3 (++) 水平



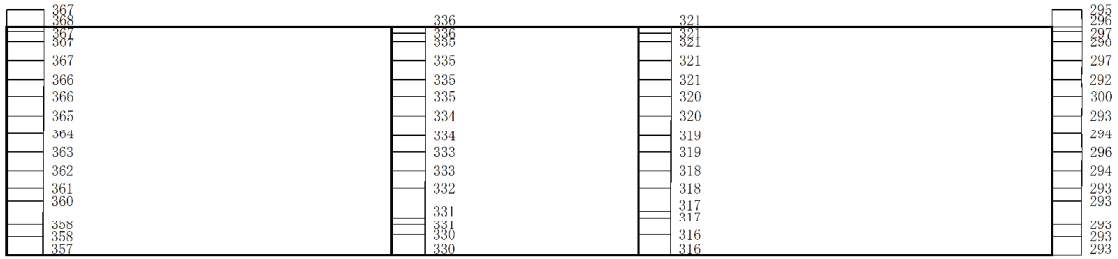
(b) S s - F 3 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-20 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面)



(a) S s - N 1 (++) 水平



(b) S s - N 1 (++) 鉛直

構造スケール 0 2 (m) 応答値スケール 0 1000 (cm/s²)

図 1-21 最大加速度分布図 (解析ケース⑤, C-C 断面)

参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価

1. 評価方針

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

軽油タンク室の静的地震力に対する耐震評価は、構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施する。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応力度が短期許容応力度及び短期許容せん断力を下回ることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が短期許容支持力度を下回ること、MMRに発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを確認する。

耐震評価フローを図 1-1 に示す。

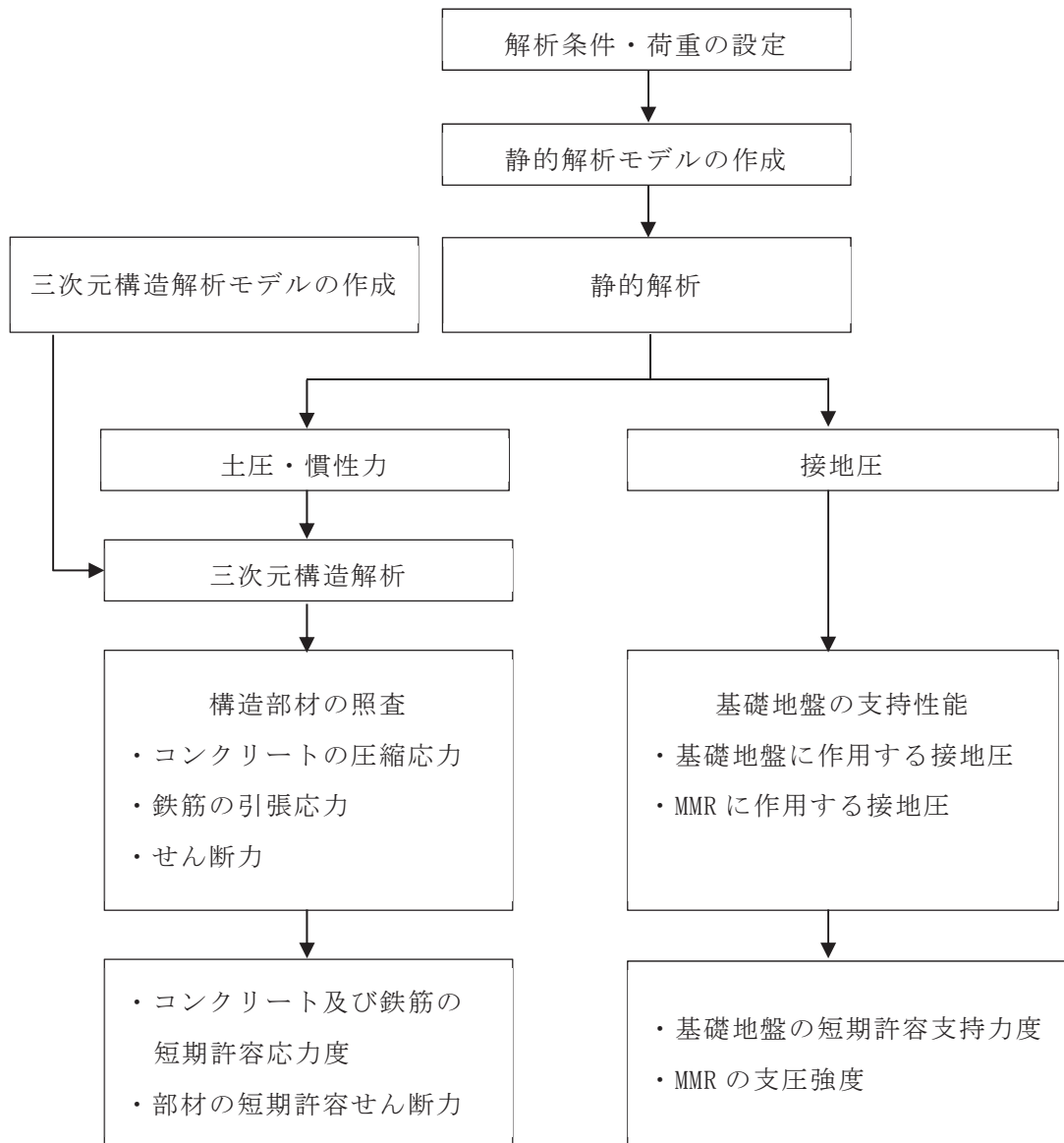


図 1-1 軽油タンク室の静的地震力に対する耐震評価フロー

2. 適用規格

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（一般社団法人）日本電気協会 電気技術基準調査委員会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A C 4 6 0 1 -2015（（一般社団法人）日本電気協会 原子力規格委員会）

3. 評価対象断面

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

4. 荷重及び荷重の組合せ

4.1 荷重

静的地震力に対する耐震評価において考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として，躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重（P）

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

(3) 積雪荷重（ P_s ）

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

(4) 地震荷重（ S_c ）

地震荷重は静的地震力（ $kh=0.16$ ）を考慮する。

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

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

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

ここで、

Q_i : 第 i 層に生じる水平地震力

n : 施設の重要度分類に応じた係数

Z : 地震地域係数 (1.0)

C_i : 第 i 層の地震層せん断力係数

W_i : 第 i 層が支える重量

R_t : 振動特性係数 (0.8)

A_i : 第 i 層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数 (0.2)

4.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_c)	$G + P + S_c$

G : 固定荷重

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

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

5. 使用材料及び材料の物性値

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

6. 静的解析

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

図6-1に静的解析モデルを示す。

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

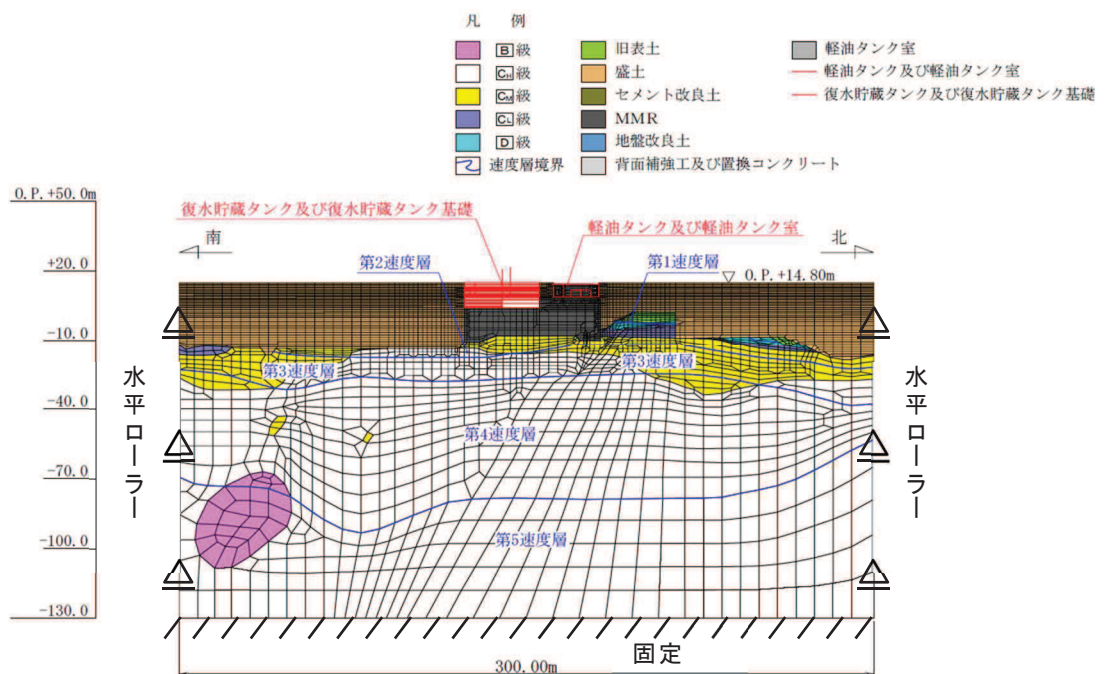


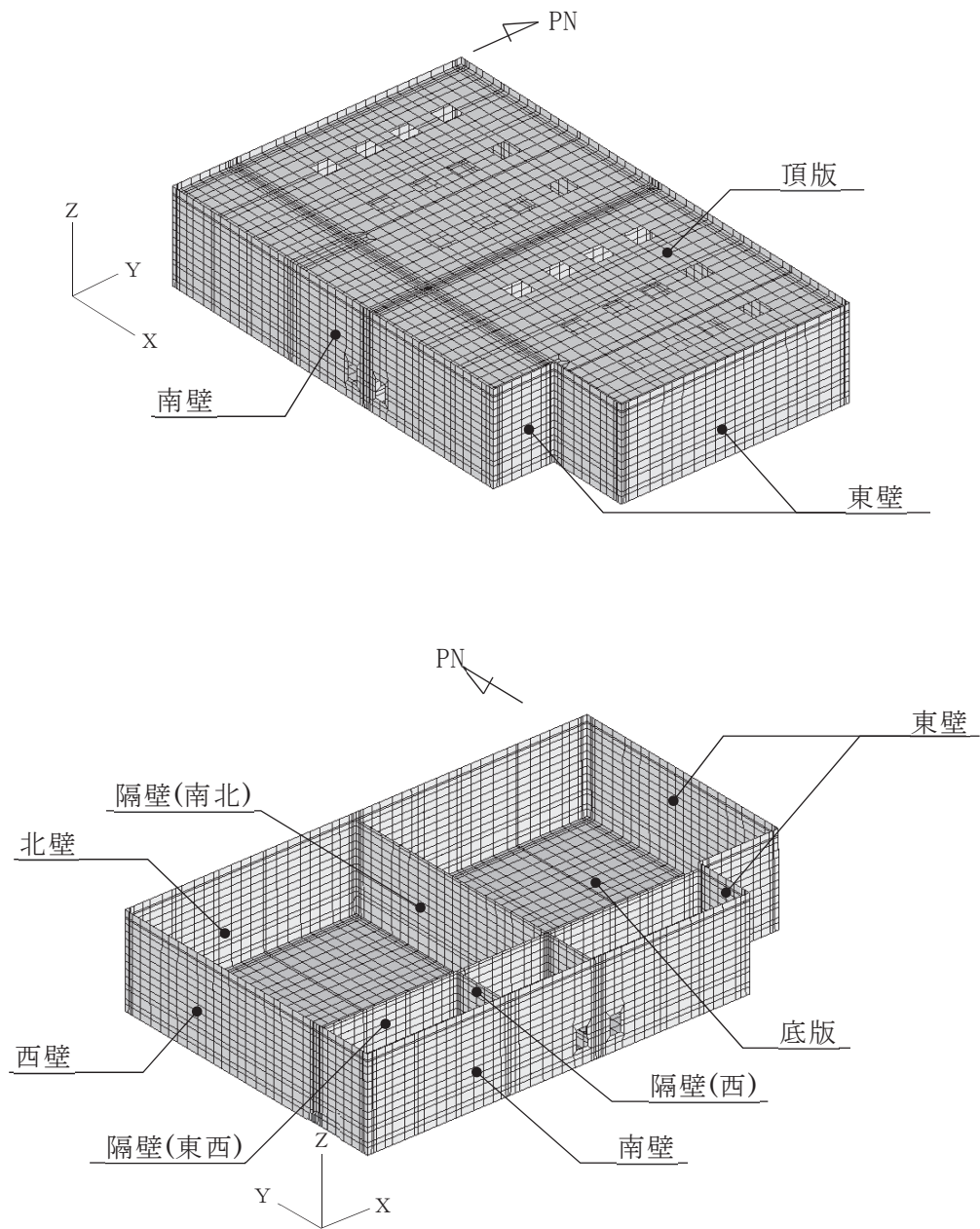
図6-1 軽油タンク室の解析モデル図

7. 三次元構造解析

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

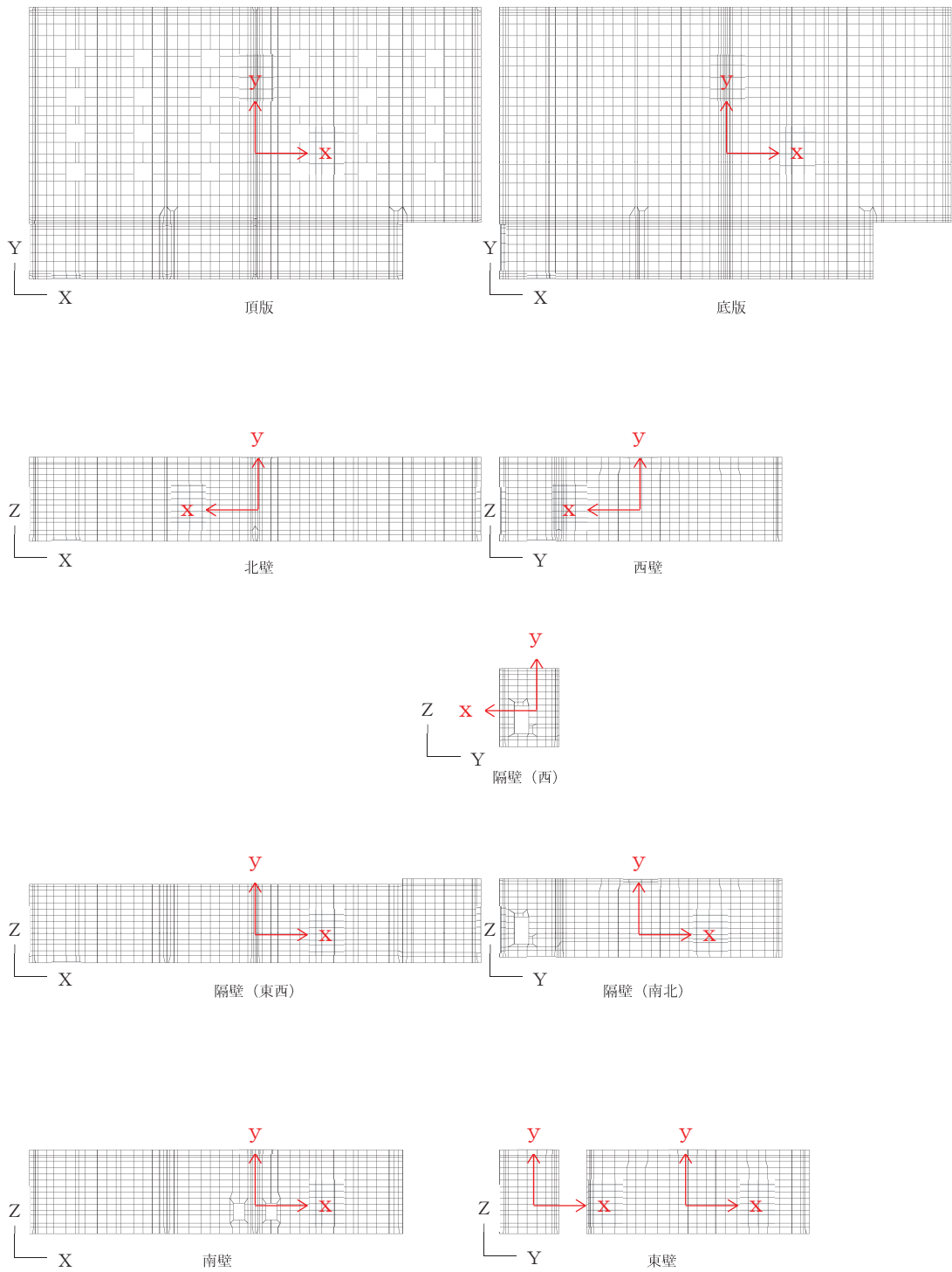
8. 三次元構造解析モデル

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



注：頂版は非表示

図 8-1 三次元構造解析モデル図



黒：全体座標系を示す
赤：要素座標系を示す

図 8-2 各部材の要素座標系

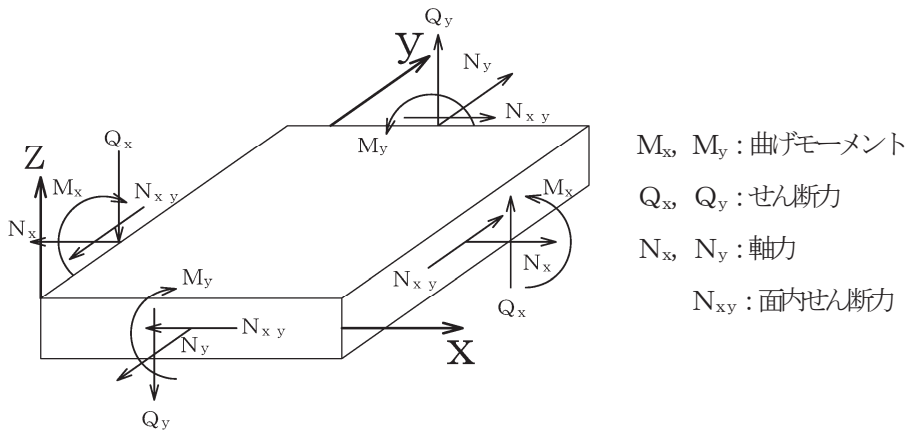


図 8-3 シェル要素における断面力の方向

9. 許容限界

9.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 9-1 及び表 9-2 に示す。

表 9-1 コンクリートの短期許容応力度

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

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

表 9-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

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

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

9.2 せん断破壊に対する許容限界

構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、表 9-1 及び表 9-2 に示すコンクリートと鉄筋の短期許容応力度から算定した短期許容せん断力とする。

$$V_a = V_c + V_s$$

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

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

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

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

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

9.3 基礎地盤の支持力に対する許容限界

9.3.1 基礎地盤（狐崎部層）

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

基礎地盤（狐崎部層）の許容限界を表 9-3 に示す。

表 9-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
短期許容支持力度	狐崎部層	9.1

9.2.1 MMR（既設）

MMR（既設）に作用する接地圧に対する許容限界は、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）に基づき、コンクリートの支圧強度とする。

MMR（既設）の許容限界を表 9-4 に示す。

表 9-4 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

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

10. 評価結果

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

表 10-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリート）

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

注記*：評価位置は図 10-8 に示す。

表 10-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（鉄筋）

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

注記*：評価位置は図 10-8 に示す。

表 10-3 せん断破壊に対する評価結果

地震動	評価位置*		発生せん断力 V (kN/m)	短期許容せん断力 V _a (kN/m)	照査値 V/V _a
静的地震力 (kh=0.16)	底版	11	281	904	0.32
	頂版	22	227	719	0.32
	南北壁	42	278	1373	0.21
	隔壁(東西)	51	128	673	0.20
	東西壁	62	71	689	0.11
	隔壁(南北)	82	7	673	0.02
	隔壁(西)	90	22	728	0.04

注記* : 評価位置は図 10-8 に示す。

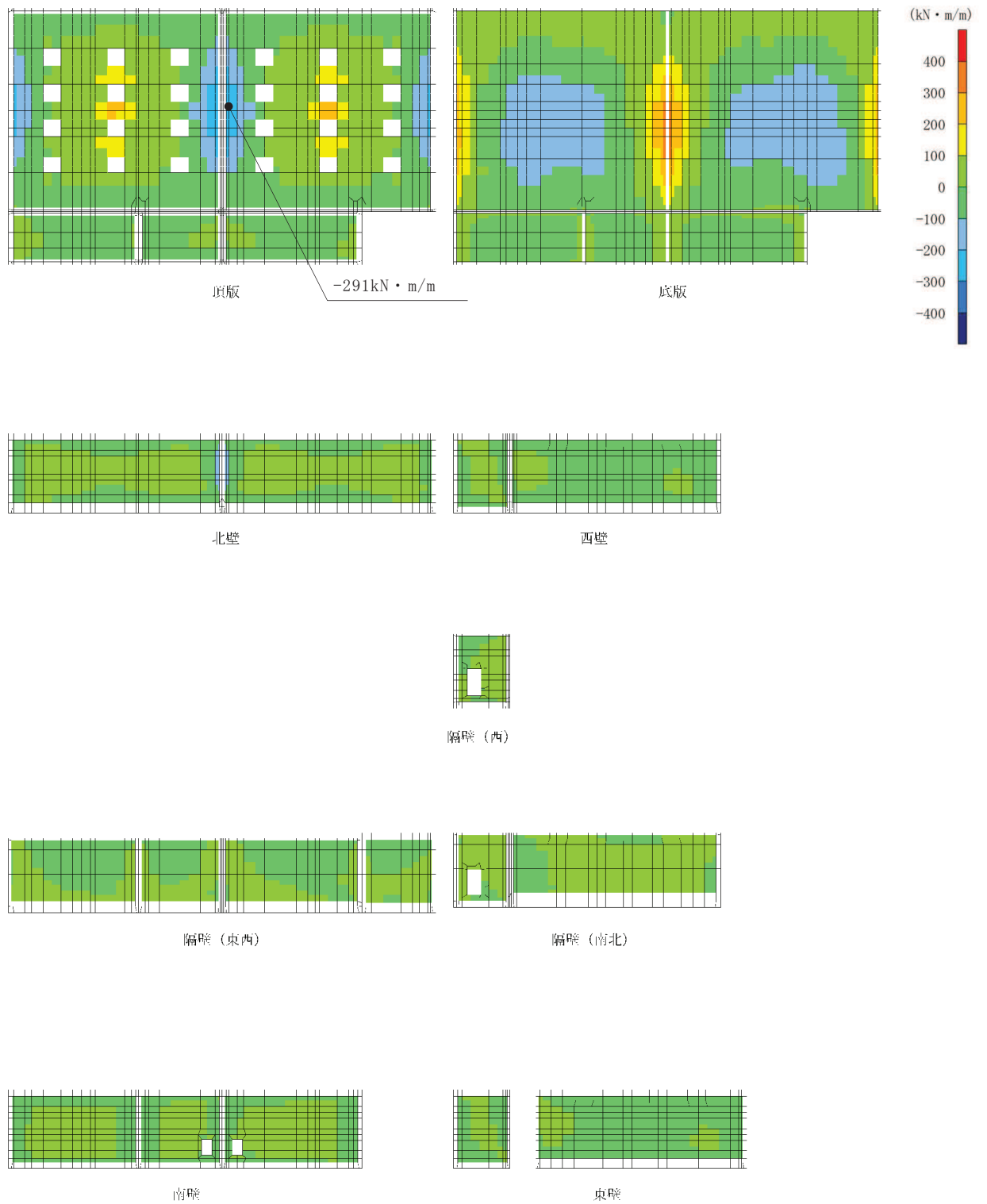


図 10-1 静的地震力載荷時の断面力分布図
(曲げモーメント (kN · m/m) : M_x)

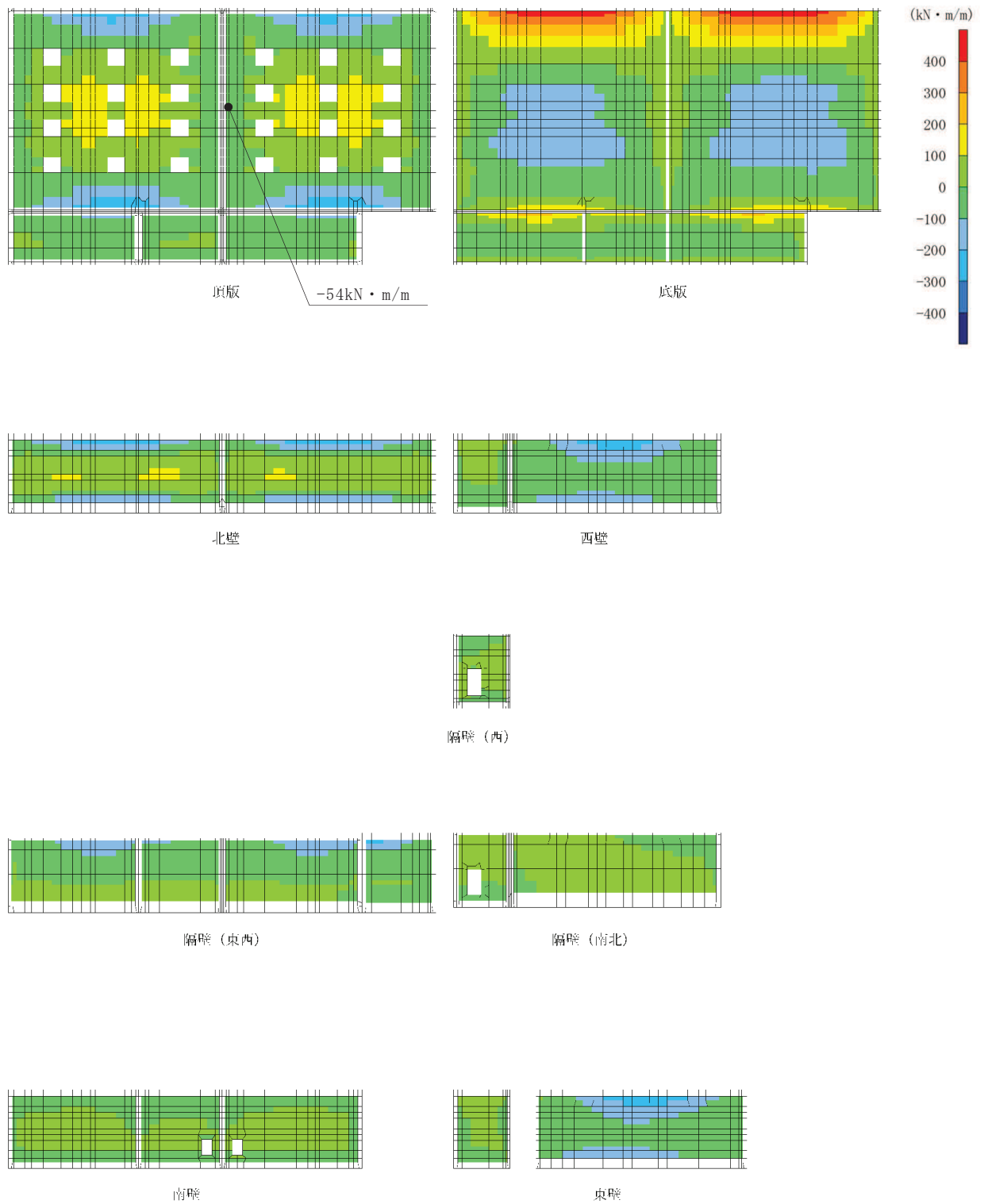


図 10-2 静的地震力載荷時の断面力分布図
(曲げモーメント (kN・m/m) : M_y)



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

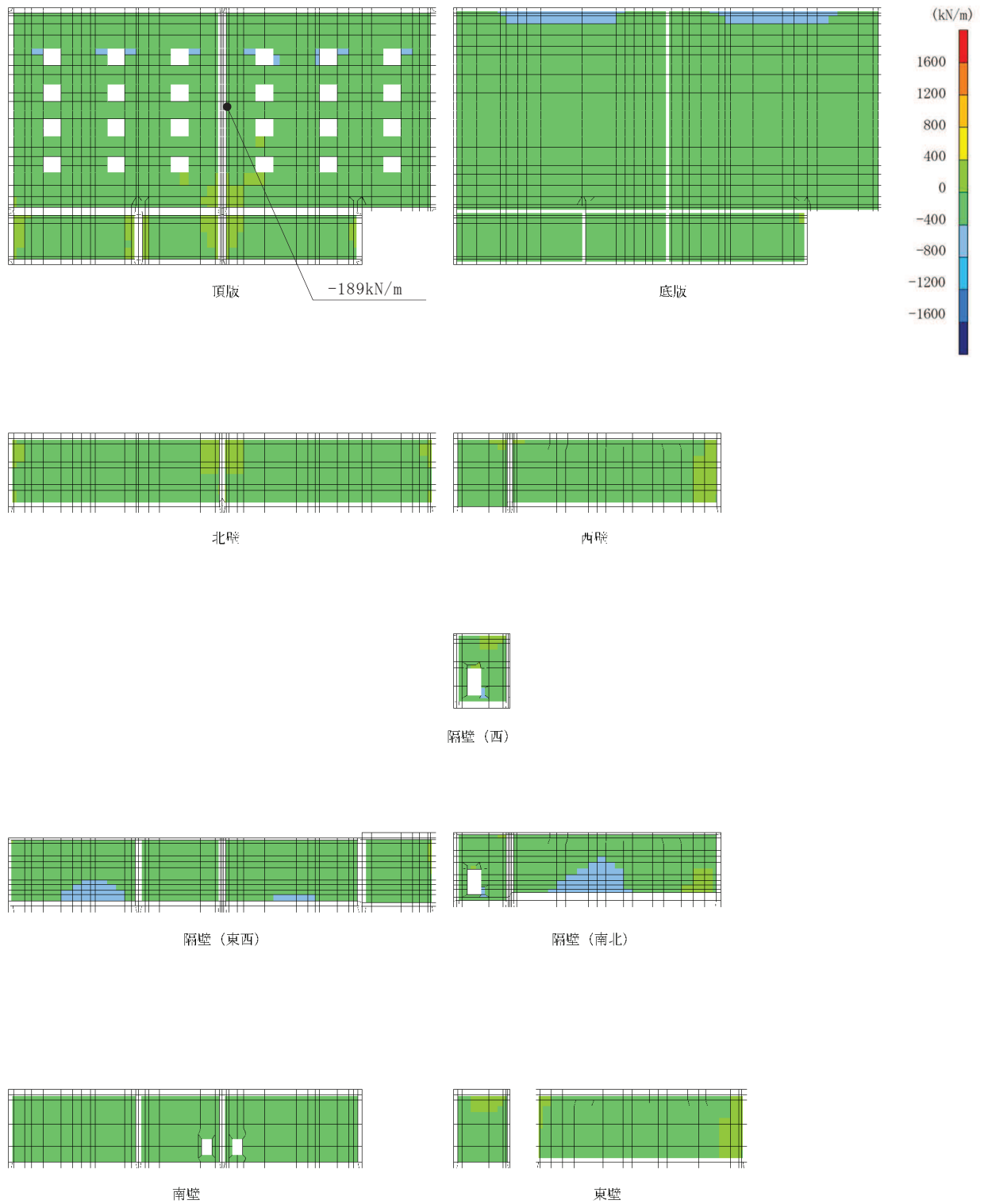


図 10-4 静的地震力載荷時の断面力分布図
(軸力 (kN/m): N_y)

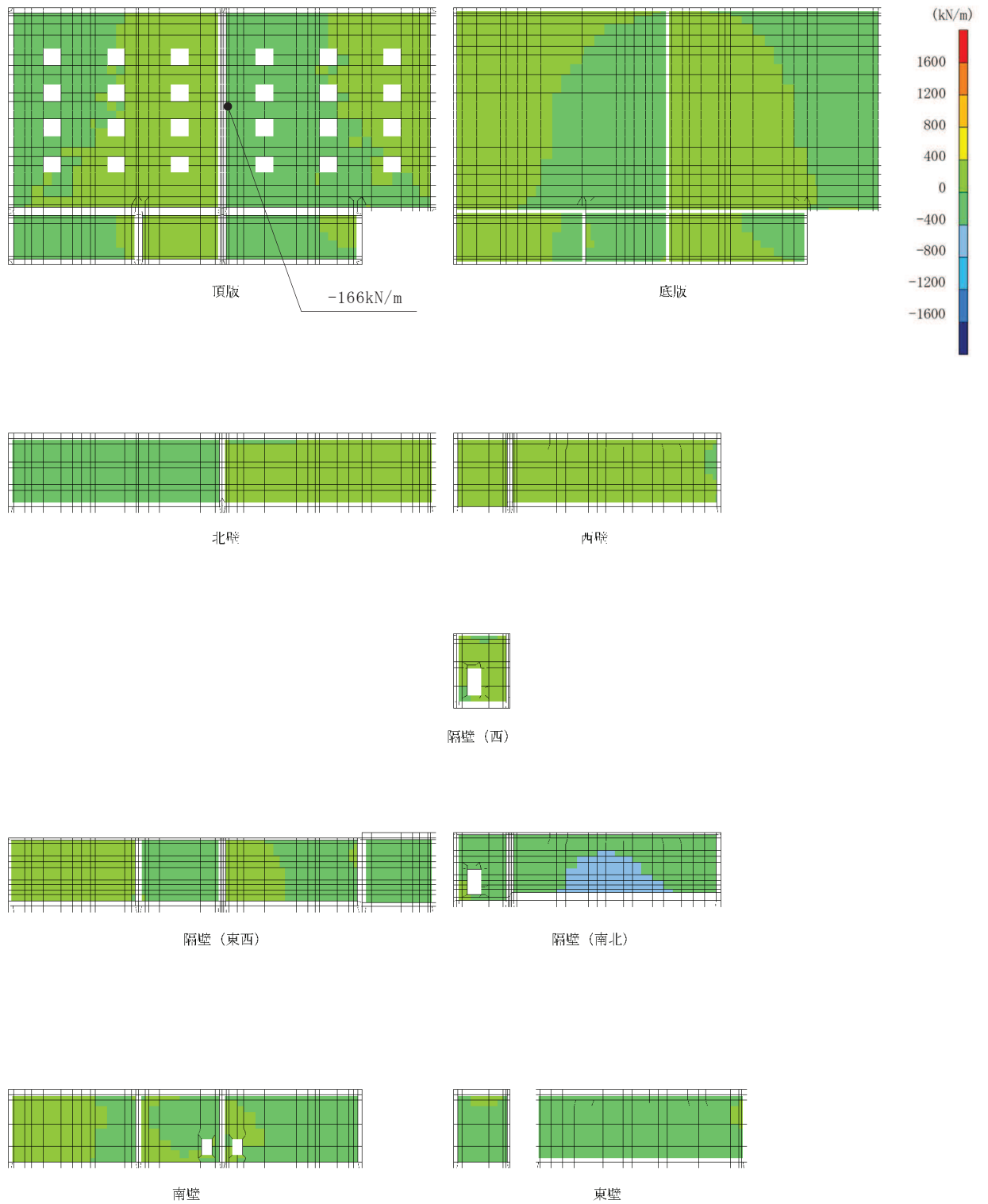


図 10-5 静的地震力載荷時の断面力分布図
 (面内せん断力 (kN/m) : $N_{x,y}$)

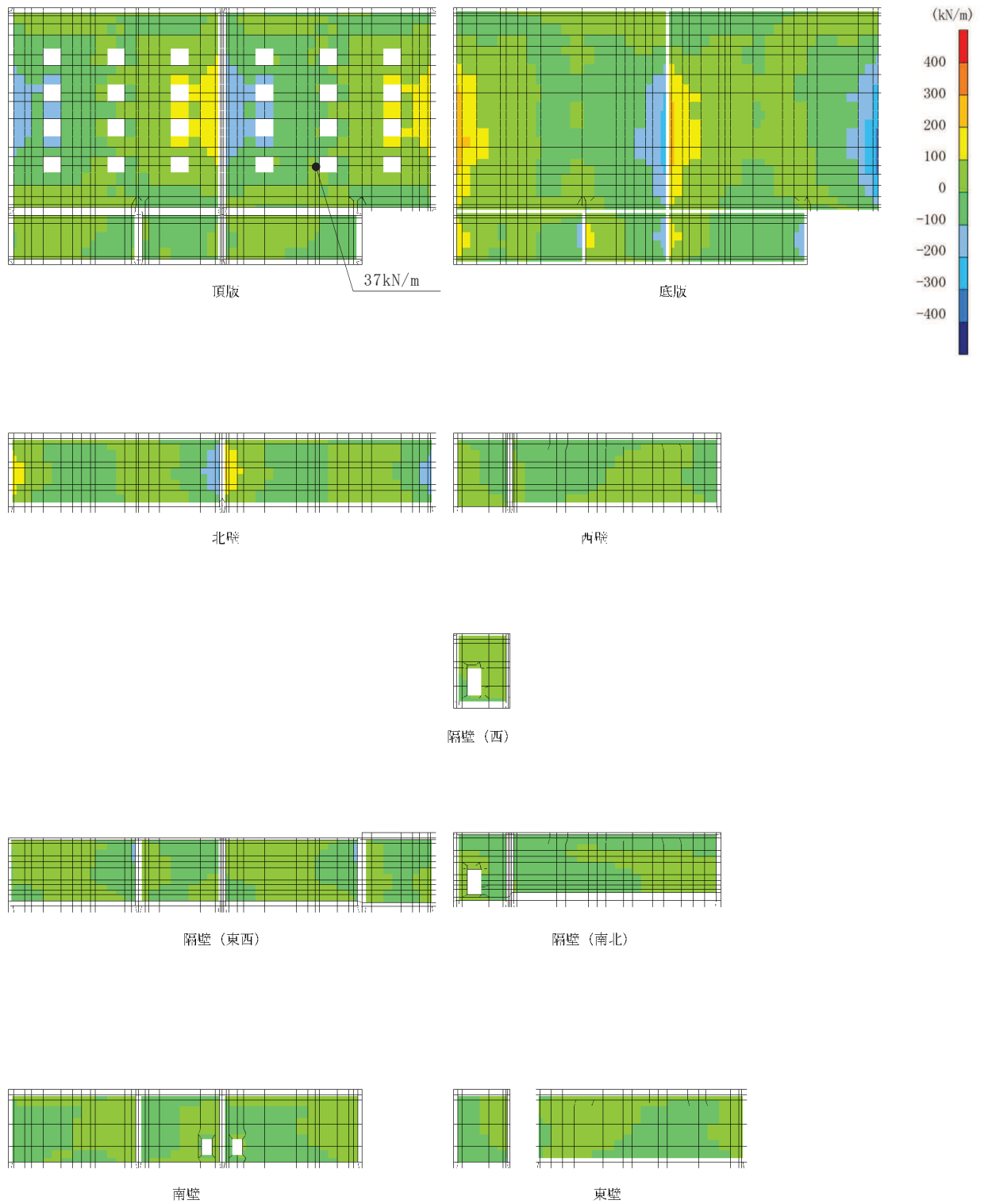


図 10-6 静的地震力載荷時の断面力分布図
(せん断力 (kN/m) : Q_x)



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

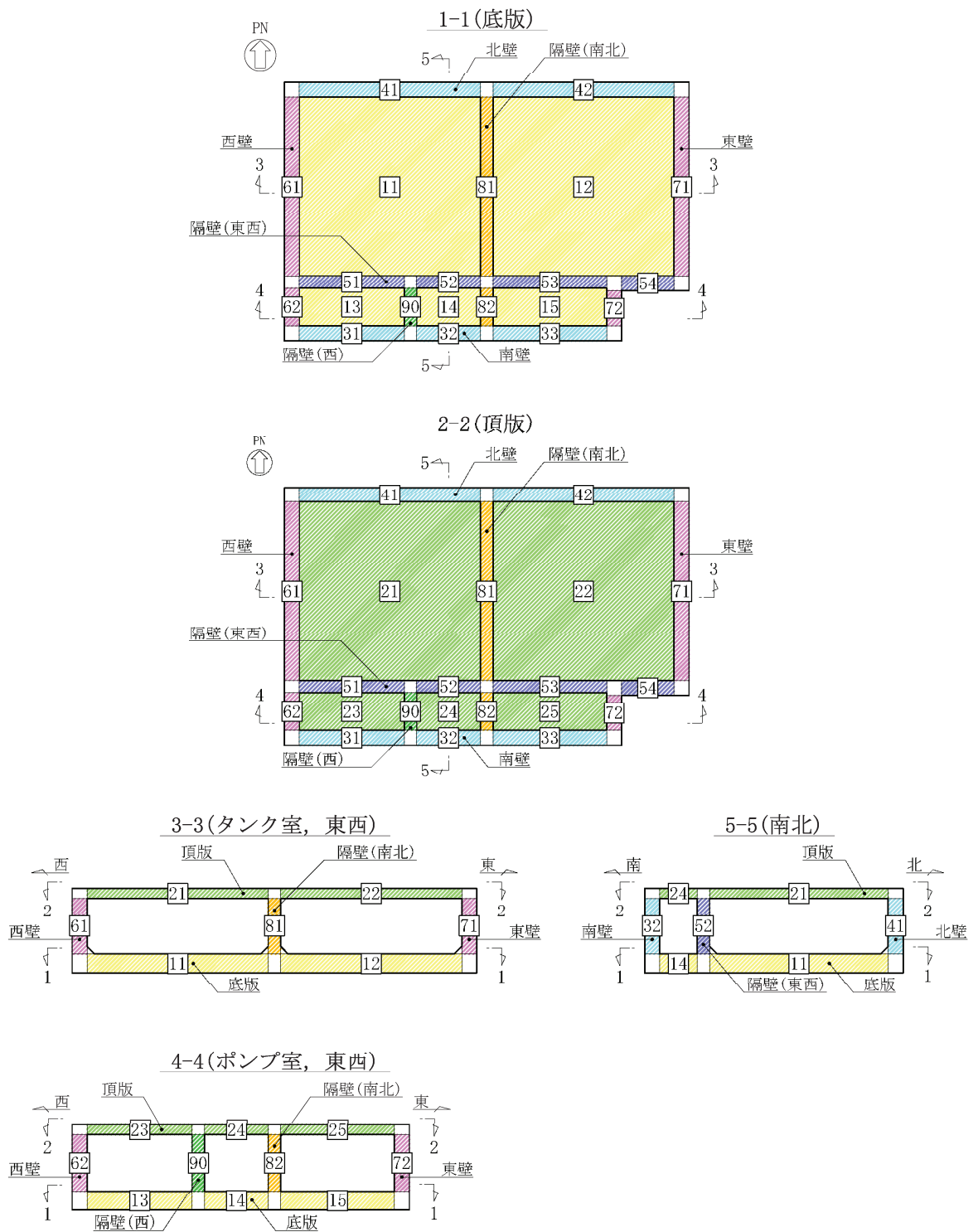


図 10-8 評価位置図

11. 基礎地盤の支持性能

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

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

表 11-1 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

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

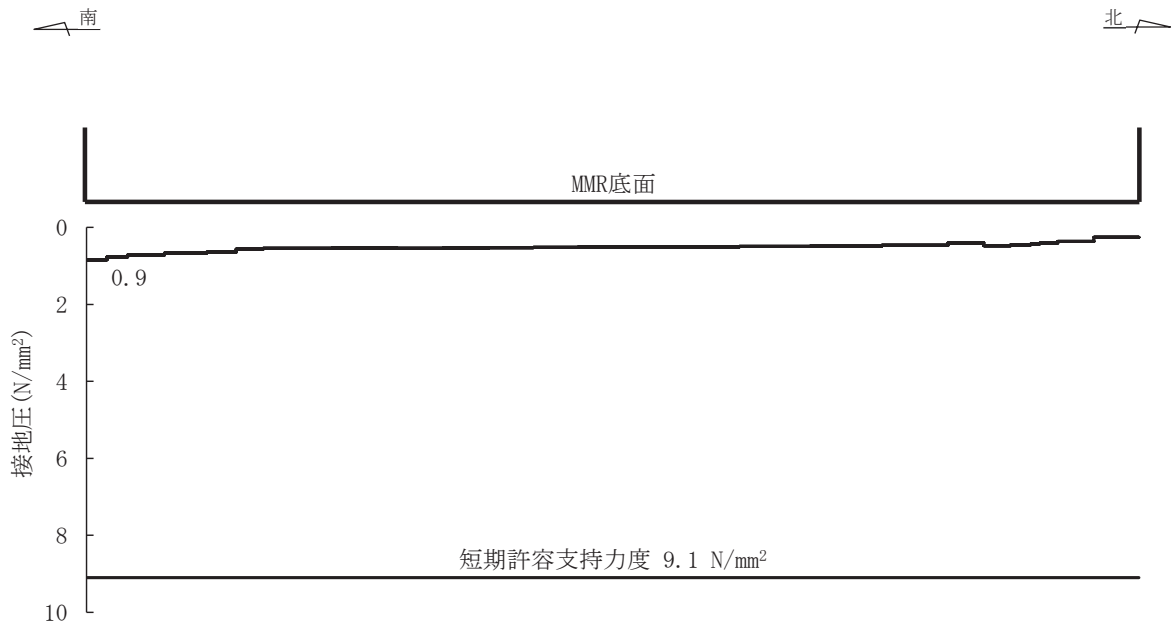


図 11-1 基礎地盤の最大接地圧分布図

表 11-2 MMR（既設）の支持性能に対する評価結果

地震荷重	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d/f'_a
静的地震力 ($kh=0.16$)	0.5	15.6	0.04

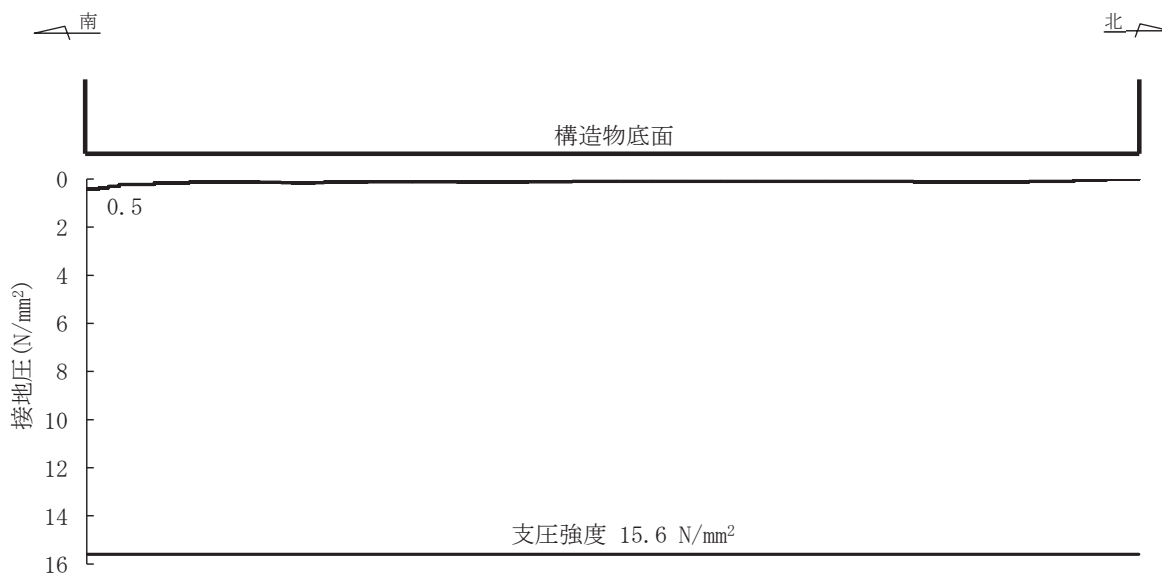


図 11-2 MMR（既設）の最大接地圧分布図

12. まとめ

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

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

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

参考資料 3 断層交差部の影響評価

1. 評価方法

SF-2①断層と交差する軽油タンク室は、施設の周囲が地盤に覆われていることから、岩盤の変形に対して躯体が変形しやすい地質状況となっている。また、MMR に支持されている構造物となるため、断層が軽油タンク室に与える影響は間接的となっている。そのため、断層が構造物に与える影響が軽微であると考えられることから、断層が耐震性に与える影響について検討を行う。軽油タンク室の断層交差部における影響検討では、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認する。

2. 評価条件

2.1 評価対象断面の選定

「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「4.8 軽油タンク室」に基づき、SF-2①断層に対して概ね直交する南北断面を選定する。

評価対象断面地質図を図 2-1 に示す。

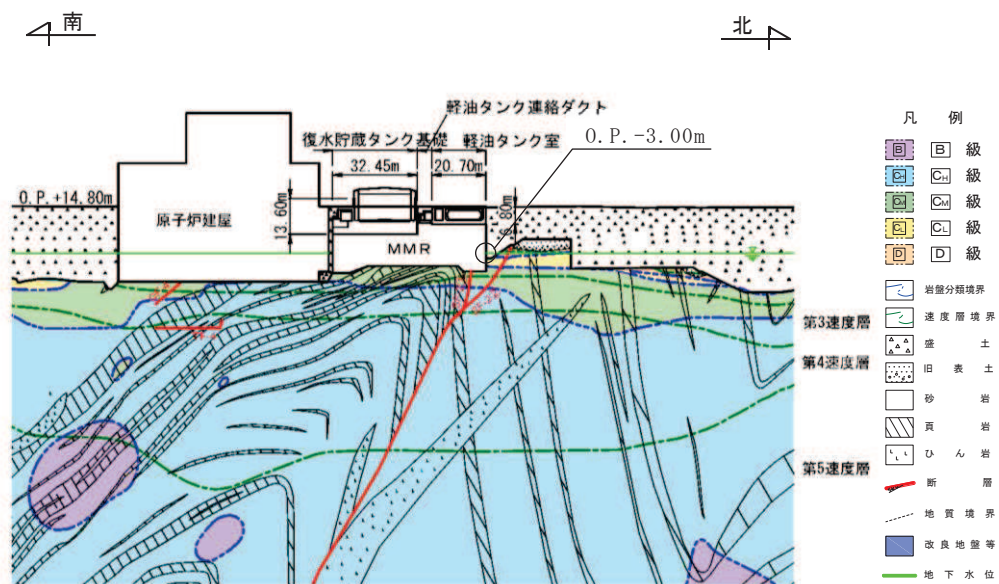


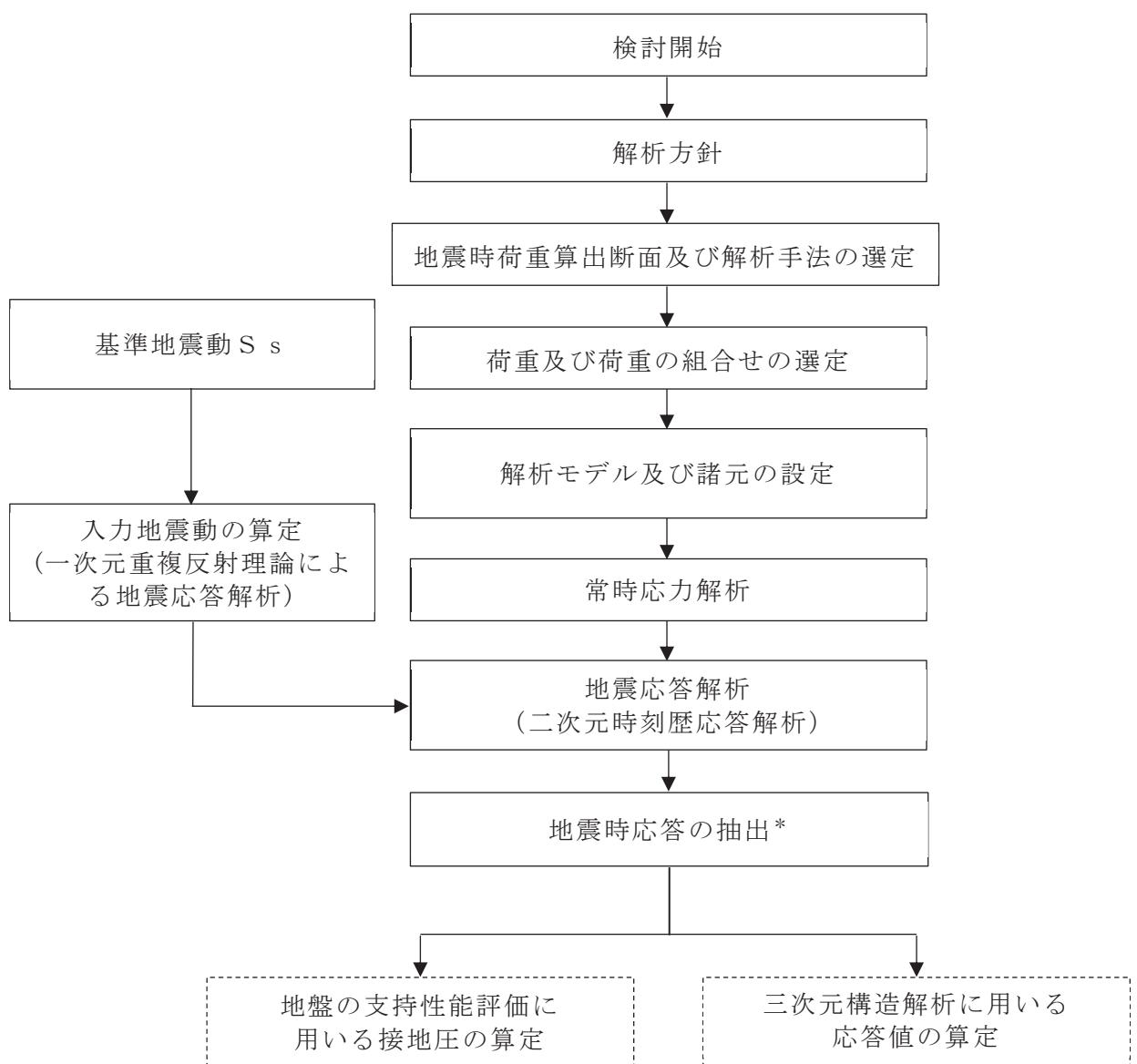
図 2-1 軽油タンク室の評価対象地質断面図
(A-A 断面, 南北)

2.2 使用材料及び材料の物性値等

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

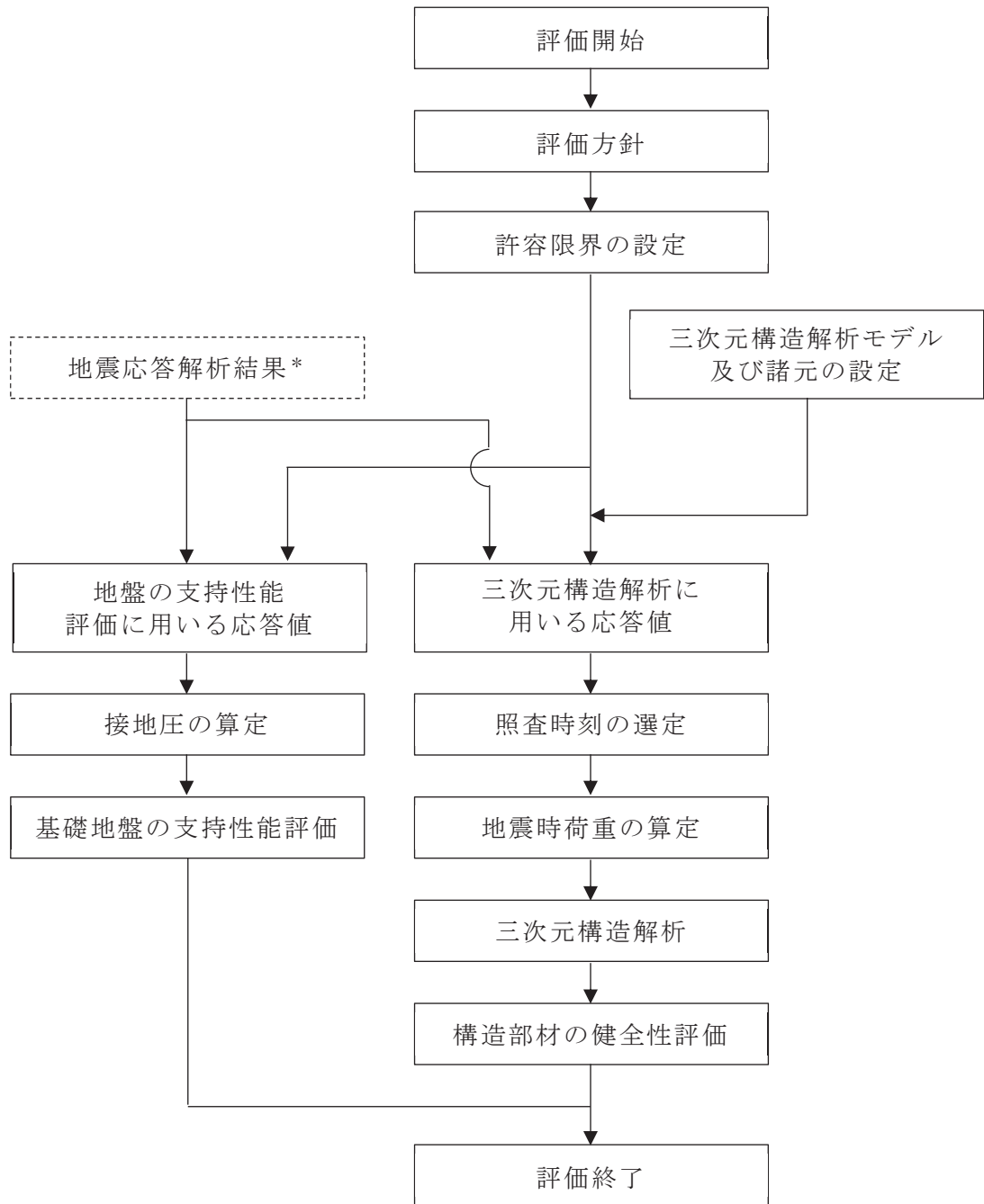
2.3 耐震評価フロー

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



注記*：耐震評価に用いる応答値を算定する。

図 2-2 軽油タンク室の地震応答計算フロー



注記*：地震応答解析より算定した値を用いる。

図 2-3 軽油タンク室の耐震評価フロー

2.4 適用規格

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

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

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

3.2 地震応答解析モデルの設定

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

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

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

二次元有限要素解析による影響評価においては、粘土状物質以外の亀裂部等も含めた断層幅を全て粘土状物質によりモデル化する。なお、解析用物性値一覧と使用する粘土状物質の物性値は「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料 4 断層評価部の影響評価」に示す。

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

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

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

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

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

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

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

表 3-1 屋外重要土木構造物等と直下に分布する断層

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

注：赤枠は評価対象として選定した断層

表 3-2 断層幅及びモデル化方法

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

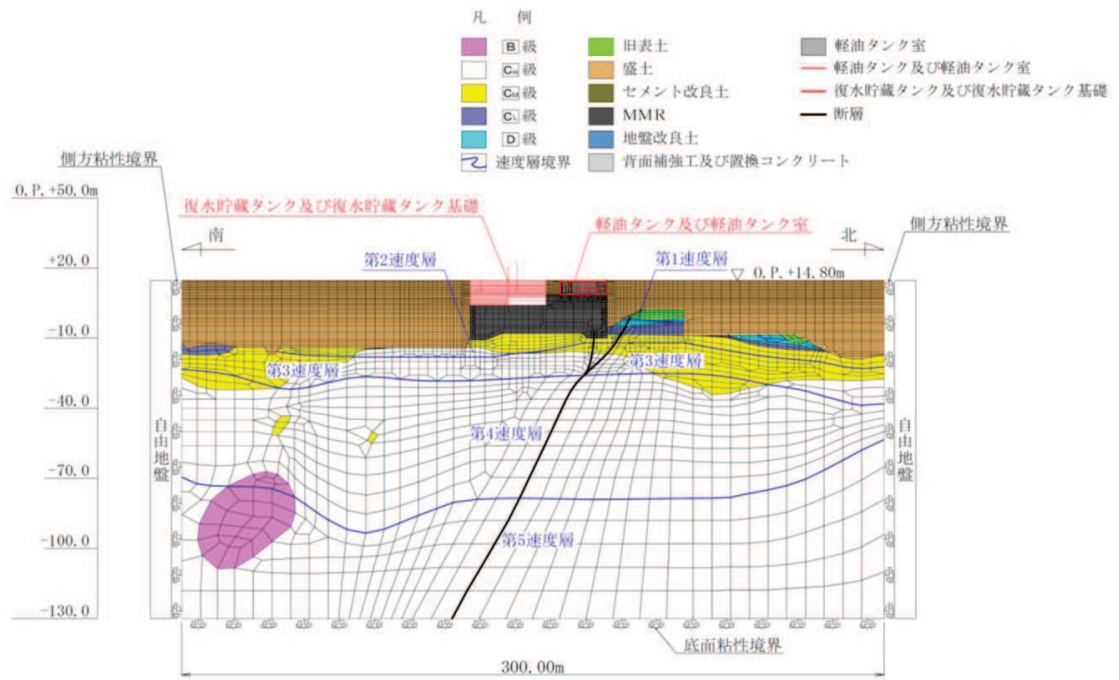


図 3-1 軽油タンク室の地震応答解析モデル図 (A-A 断面, 南北)

3.3 減衰定数

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

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

表3-3 固有値解析結果

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

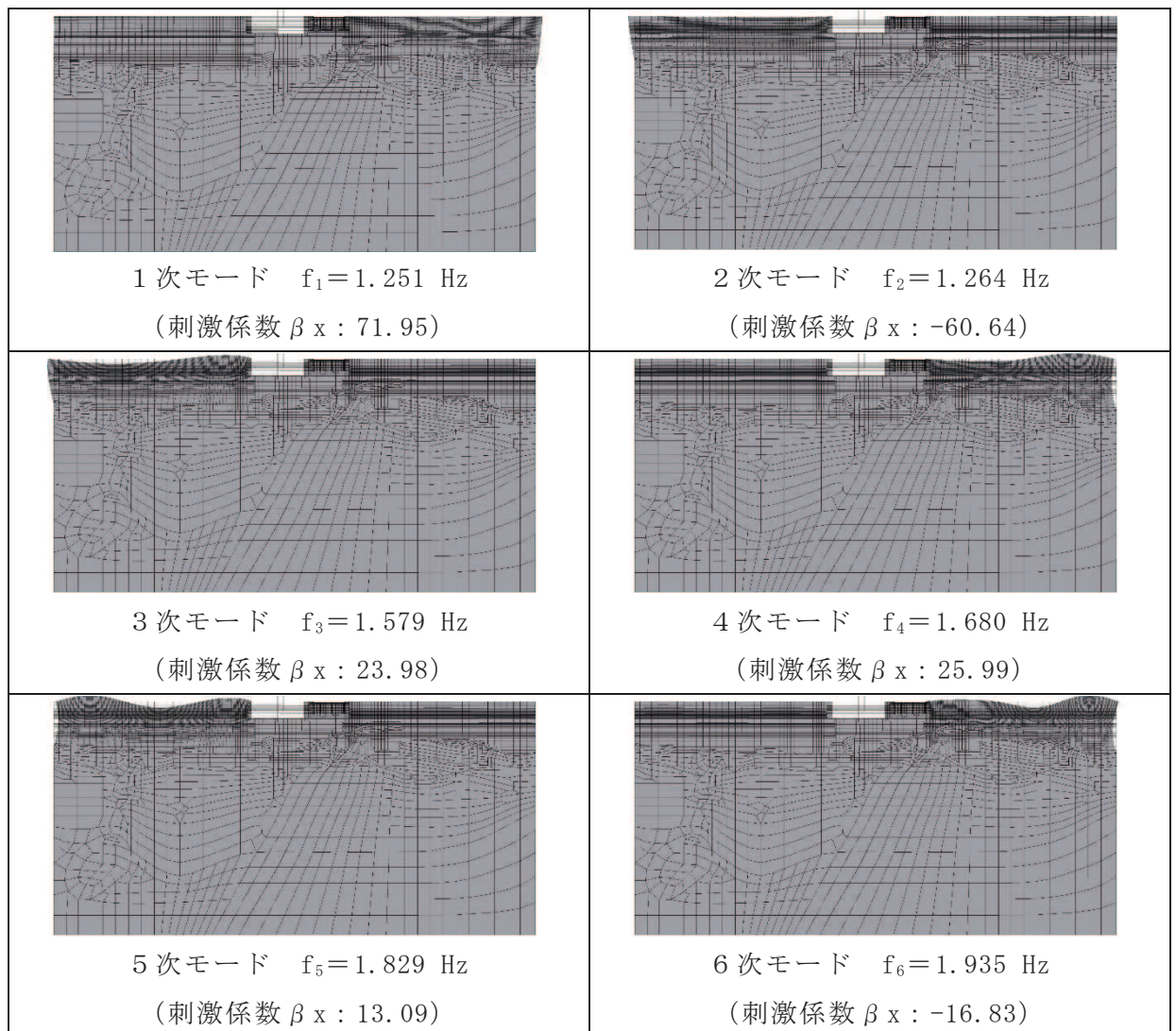


図 3-2(1) 固有値解析結果 (モード図) (1/2)

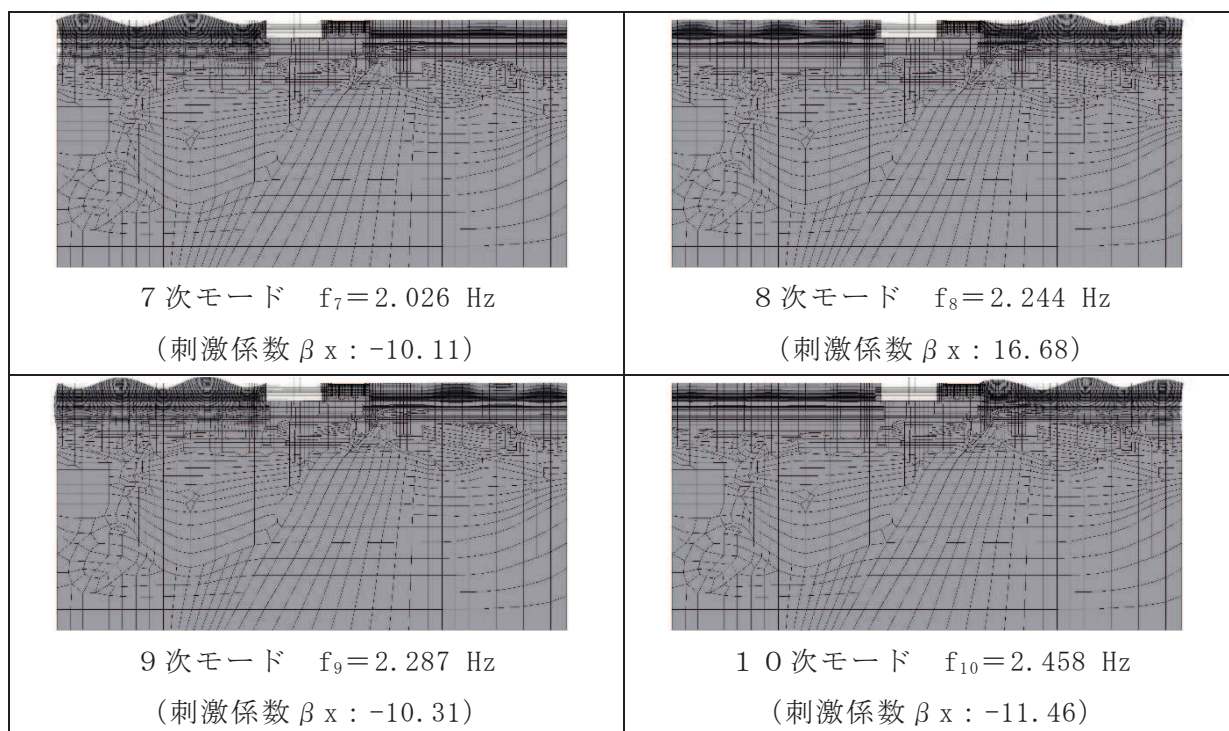


図 3-2(2) 固有値解析結果 (モード図) (2/2)

表 3-4 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

α	β
2.357×10^{-1}	1.273×10^{-3}

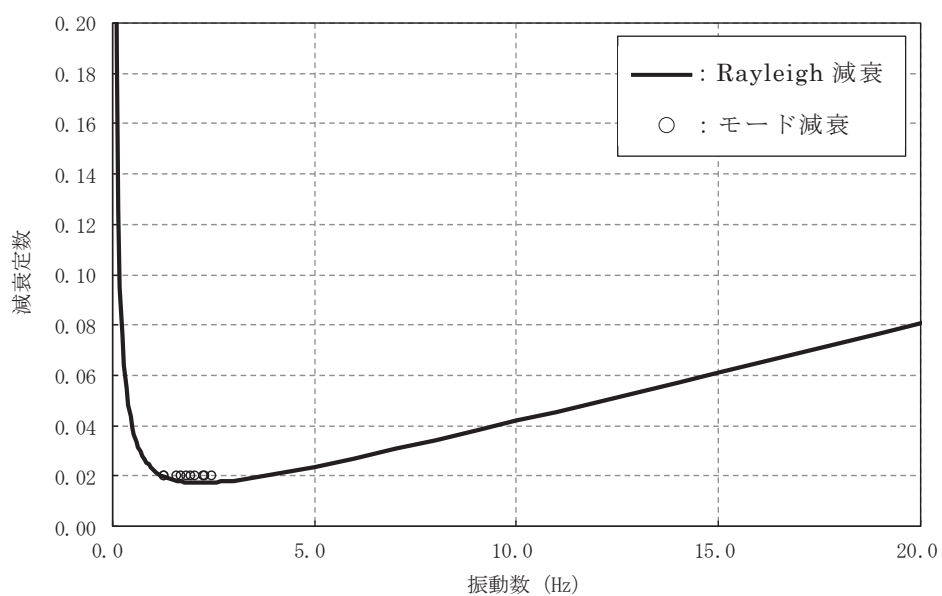


図 3-3 設定した Rayleigh 減衰

3.4 荷重の組合せ

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

3.5 地震応答解析の解析ケース

断層交差部の耐震評価においては、耐震性に与える影響検討のため基準地震動 S_s (7波) 及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動 (7波) を加えた全 14 波を用いて基本ケース (ケース①) を実施する。

4. 三次元構造解析

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

5. 評価内容

5.1 入力地震動の設定

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

5.2 許容限界の設定

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

6. 評価結果

6.1 地震応答解析結果

6.1.1 解析ケースと照査値

曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を表 6-1 に、せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を表 6-2 に、基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を表 6-3 に示す。

表 6-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（底版）

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

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

表 6-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（頂版）

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

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

表 6-1(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（南北壁）

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

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

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

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

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

表 6-1(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（東西壁）

地震動		解析ケース	曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
			①	②	③	④
S _s -D1	++		0.07			
	-+		0.07			
S _s -D2	++		0.07			
	-+		0.08			
S _s -D3	++		0.07			
	-+		0.06			
S _s -F1	++		0.06			
	-+		0.06			
S _s -F2	++		0.06			
	-+		0.06			
S _s -F3	++		0.07			
	-+		0.06			
S _s -N1	++		0.07			
	-+		0.04			

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

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

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

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

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

地震動 \ 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.08			
	-+	0.08			
S _s -D2	++	0.08			
	-+	0.08			
S _s -D3	++	0.07			
	-+	0.07			
S _s -F1	++	0.06			
	-+	0.07			
S _s -F2	++	0.07			
	-+	0.06			
S _s -F3	++	0.08			
	-+	0.07			
S _s -N1	++	0.07			
	-+	0.04			

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

表 6-2(1) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（底版）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.48			
	-+	0.47			
S _s -D2	++	0.38			
	-+	0.48			
S _s -D3	++	0.44			
	-+	0.43			
S _s -F1	++	0.42			
	-+	0.44			
S _s -F2	++	0.45			
	-+	0.40			
S _s -F3	++	0.47			
	-+	0.42			
S _s -N1	++	0.44			
	-+	0.27			

表 6-2(2) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（頂版）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.55			
	-+	0.57			
S s - D 2	++	0.22			
	-+	0.55			
S s - D 3	++	0.54			
	-+	0.51			
S s - F 1	++	0.51			
	-+	0.54			
S s - F 2	++	0.54			
	-+	0.47			
S s - F 3	++	0.51			
	-+	0.47			
S s - N 1	++	0.50			
	-+	0.33			

表 6-2(3) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（南北壁）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.28			
	-+	0.31			
S s - D 2	++	0.43			
	-+	0.28			
S s - D 3	++	0.26			
	-+	0.23			
S s - F 1	++	0.24			
	-+	0.24			
S s - F 2	++	0.25			
	-+	0.22			
S s - F 3	++	0.27			
	-+	0.22			
S s - N 1	++	0.25			
	-+	0.21			

表 6-2(4) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（隔壁（東西））

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.55			
	-+	0.51			
S _s -D2	++	0.57			
	-+	0.56			
S _s -D3	++	0.46			
	-+	0.46			
S _s -F1	++	0.42			
	-+	0.45			
S _s -F2	++	0.46			
	-+	0.45			
S _s -F3	++	0.52			
	-+	0.47			
S _s -N1	++	0.47			
	-+	0.23			

表 6-2(5) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（東西壁）

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.18			
	-+	0.31			
S _s -D2	++	0.52			
	-+	0.18			
S _s -D3	++	0.20			
	-+	0.14			
S _s -F1	++	0.13			
	-+	0.14			
S _s -F2	++	0.14			
	-+	0.14			
S _s -F3	++	0.17			
	-+	0.14			
S _s -N1	++	0.15			
	-+	0.18			

表 6-2(6) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（隔壁（南北））

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

表 6-2(7) せん断破壊に対する実施ケースと照査値（隔壁（西））

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

表 6-3 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値

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

6.1.2 作用荷重分布図

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査のうち、照査値が最大となるせん断破壊に対する照査時における作用荷重分布図を図 6-1 及び図 6-2 に示す。

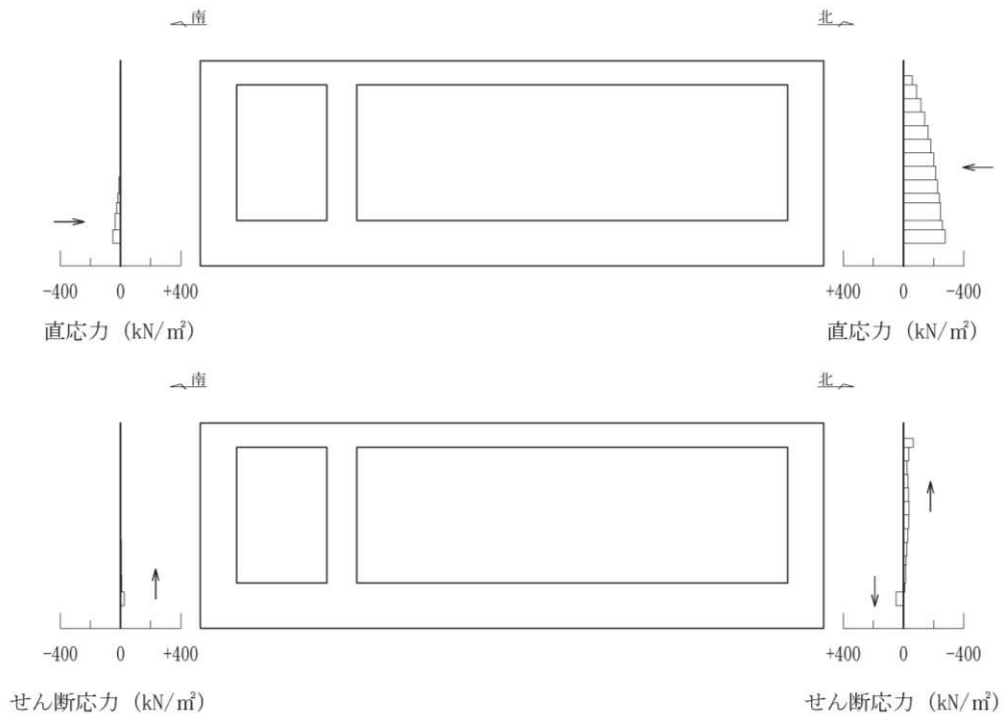


図 6-1 作用荷重分布図 (直応力及びせん断応力)

(S s - D 2 (++) , t = 25.09s)

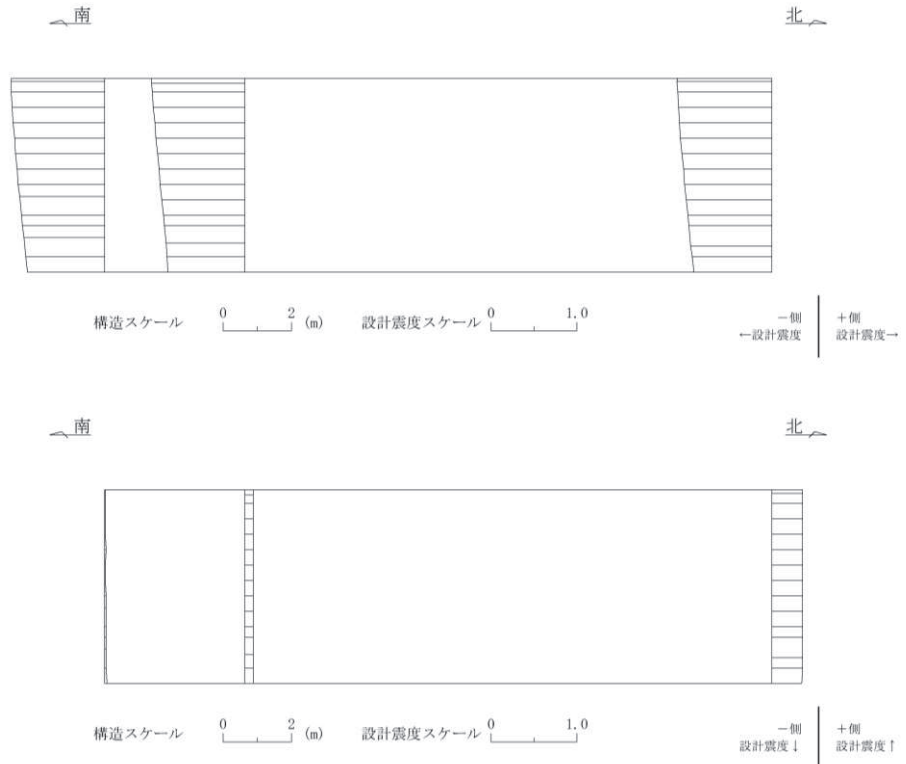


図 6-2 作用荷重分布図（設計震度分布）
 $(S_s - D_2(++) , t = 25.09s)$

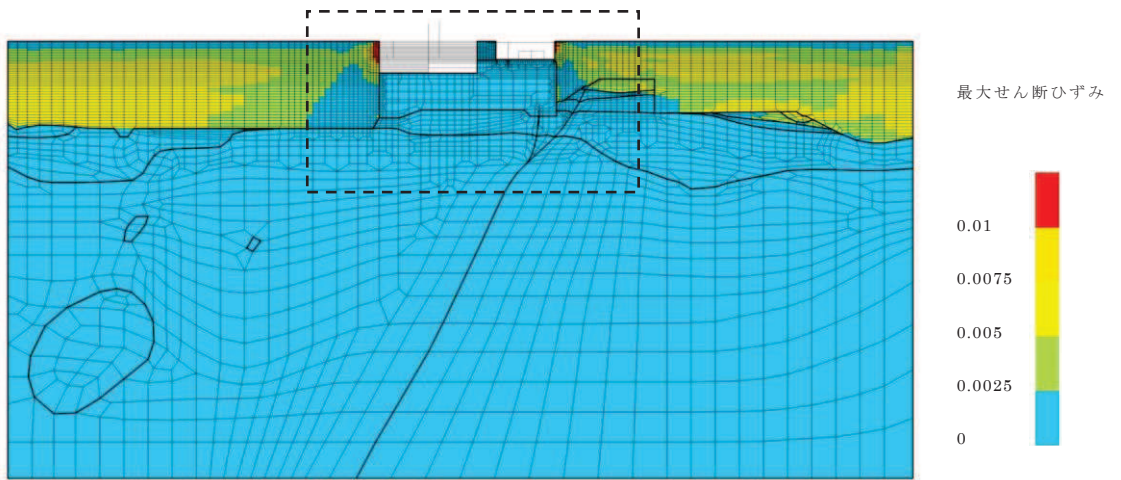
6.1.3 最大せん断ひずみ分布

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

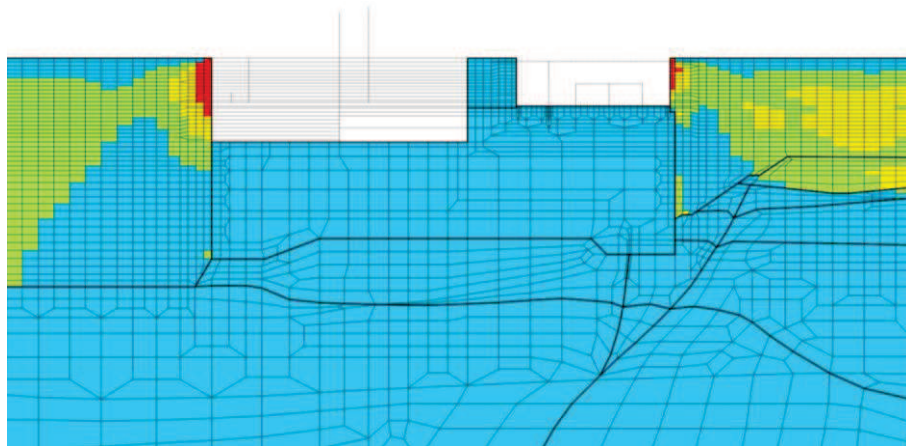
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 6-4 に、最大せん断ひずみ分布図を図 6-3 に示す。

表 6-4 最大照査値を示すケースの一覧

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

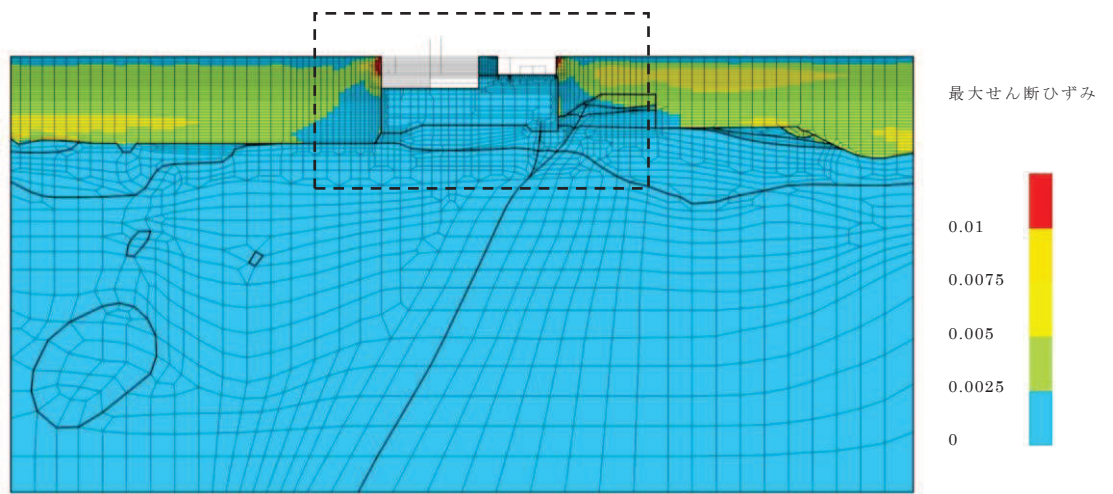


(a) 全体図

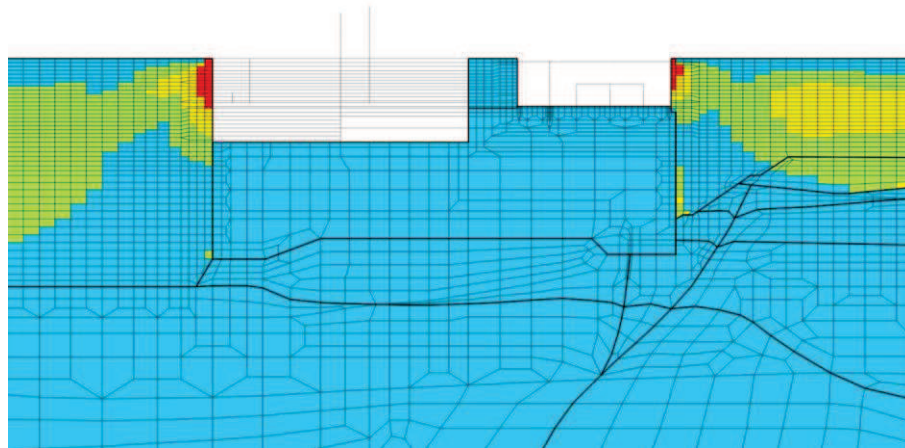


(b) 構造物周辺拡大図

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



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

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

6.2 構造部材の健全性に対する評価結果

6.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-5 に、最大照査値となる評価時刻でのひずみ分布を図 6-4 に示す。また、S クラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-6 及び表 6-7 に、最大照査値となる評価時刻でのひずみ分布を図 6-5 に示す。

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

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

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

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

注記*1: 評価位置は図 6-6 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

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

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

注記*1: 評価位置は図 6-6 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-6 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (コンクリートの圧縮ひずみ)
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)【断層考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	①	S s - D 2 (-+)	211 μ	2000 μ	0.11
頂版	22	①	S s - D 1 (-+)	233 μ	2000 μ	0.12
南北壁	42	①	S s - D 1 (-+)	122 μ	2000 μ	0.07
隔壁(東西)	52	①	S s - D 2 (-+)	177 μ	2000 μ	0.09
東西壁	61	①	S s - D 2 (-+)	141 μ	2000 μ	0.08
隔壁(南北)	82	①	S s - D 2 (++)	182 μ	2000 μ	0.10
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	158 μ	2000 μ	0.08

注記*1: 評価位置は図 6-6 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

表 6-6 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (コンクリートの圧縮ひずみ)
 (Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)【断層非考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	12	①	S s - D 2 (-+)	219 μ	2000 μ	0.11
頂版	21	①	S s - D 1 (++)	253 μ	2000 μ	0.13
南北壁	41	①	S s - F 2 (++)	137 μ	2000 μ	0.07
隔壁(東西)	52	①	S s - D 2 (-+)	186 μ	2000 μ	0.10
東西壁	61	①	S s - D 2 (-+)	147 μ	2000 μ	0.08
隔壁(南北)	82	①	S s - F 2 (++)	206 μ	2000 μ	0.11
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	181 μ	2000 μ	0.10

注記*1: 評価位置は図 6-6 に示す。

*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数 γ_a

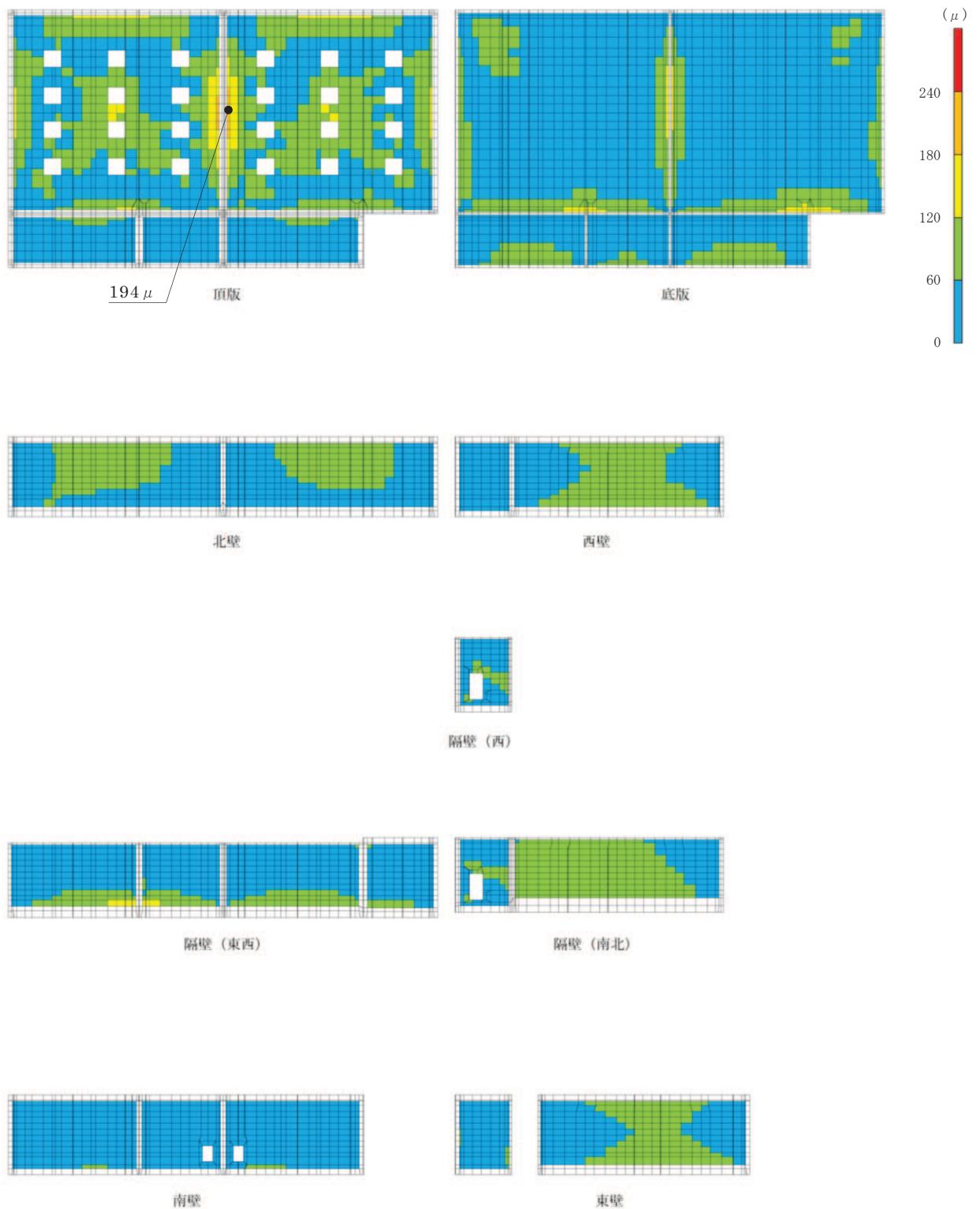


図 6-4 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図 (コンクリート)
 (頂版, 断層考慮ケース, $S_s - D1 (-+)$, $t = 40.41s$)

表 6-7 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）
 （Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認）【断層考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	11	①	S s - D 2 (++)	92 μ	1725 μ	0.06
頂版	22	①	S s - D 1 (-+)	172 μ	1725 μ	0.10
南北壁	41	①	S s - D 2 (++)	77 μ	1725 μ	0.05
隔壁(東西)	52	①	S s - D 2 (++)	101 μ	1725 μ	0.06
東西壁	72	①	S s - D 2 (++)	58 μ	1725 μ	0.04
隔壁(南北)	82	①	S s - D 2 (-+)	103 μ	1725 μ	0.06
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (-+)	111 μ	1725 μ	0.07

注記*1：評価位置は図 6-6 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

表 6-7 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）
 （Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認）【断層非考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 ϵ_d	限界 ひずみ ϵ_R	照査値 ϵ_d / ϵ_R
底版	11	①	S s - D 2 (++)	104 μ	1725 μ	0.07
頂版	22	①	S s - D 2 (-+)	193 μ	1725 μ	0.12
南北壁	41	①	S s - F 2 (++)	107 μ	1725 μ	0.07
隔壁(東西)	51	①	S s - F 2 (++)	133 μ	1725 μ	0.08
東西壁	72	①	S s - F 2 (++)	68 μ	1725 μ	0.04
隔壁(南北)	82	①	S s - D 2 (-+)	113 μ	1725 μ	0.07
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	121 μ	1725 μ	0.08

注記*1：評価位置は図 6-6 に示す。

*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 γ_a

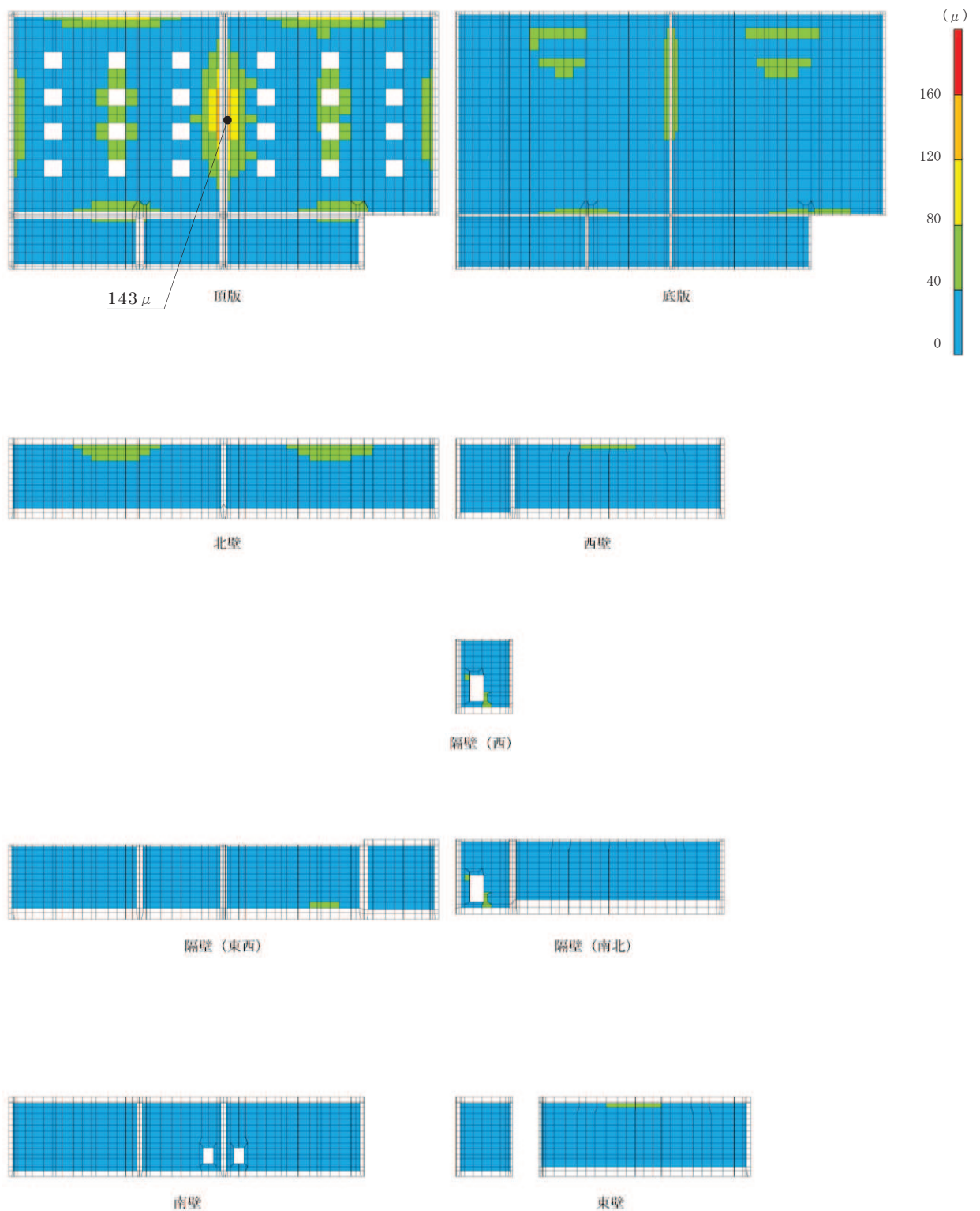


図 6-5 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値最大時のひずみ分布図（鉄筋）
 （頂版，断層考慮ケース， $S_s - D1 (-+)$ ， $t = 40.41s$ ）

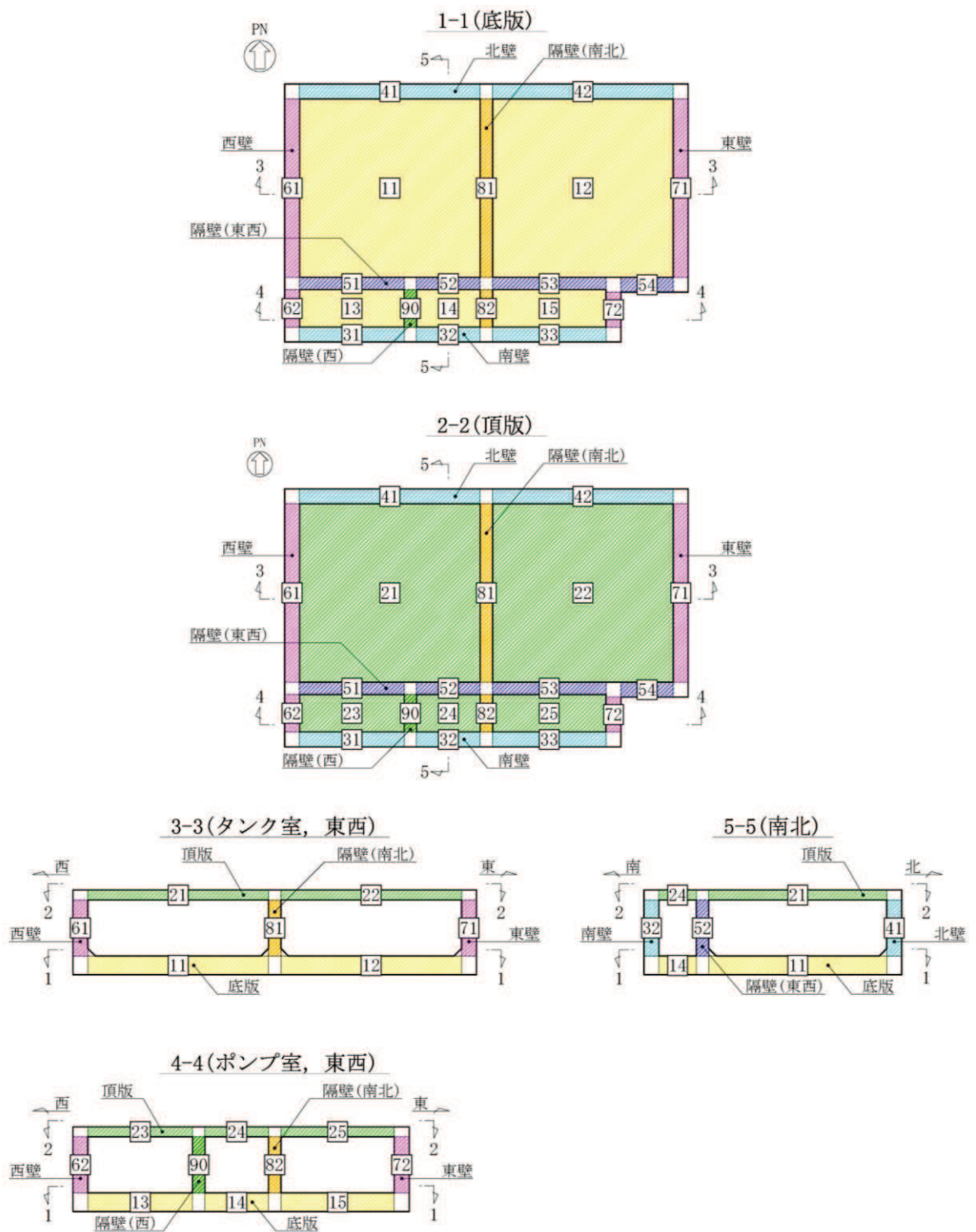


図 6-6 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)

6.2.2 せん断破壊に対する評価結果

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

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

表 6-8 (1) せん断破壊に対する最大照査値

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

【断層考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 V_d (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d/V_{y d}$
底版	11	①	$S_s - D 2 (-+)$	513	1071	0.48
頂版	22	①	$S_s - D 1 (-+)$	317	564	0.57
南北壁	42	①	$S_s - D 2 (++)$	504	1173	0.43
隔壁(東西)	53	①	$S_s - D 2 (++)$	402	708	0.57
東西壁	72	①	$S_s - D 2 (++)$	228	443	0.52
隔壁(南北)	82	①	$S_s - D 1 (-+)$	14	470	0.03
隔壁(西)	90	①	$S_s - D 2 (-+)$	47	511	0.10

注記*1：評価位置は図 6-6 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a

表 6-8 (2) せん断破壊に対する最大照査値

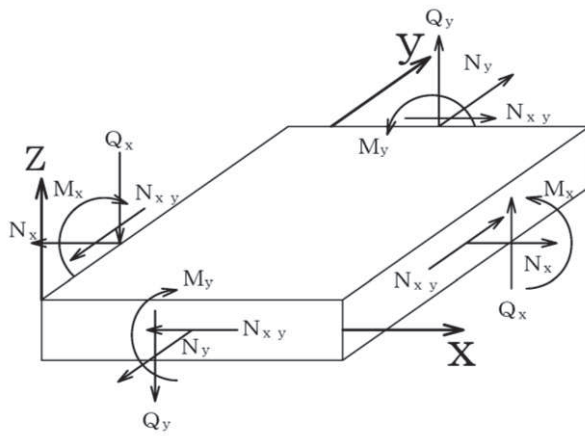
(構造強度を有すること及びSクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認)

【断層非考慮】

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

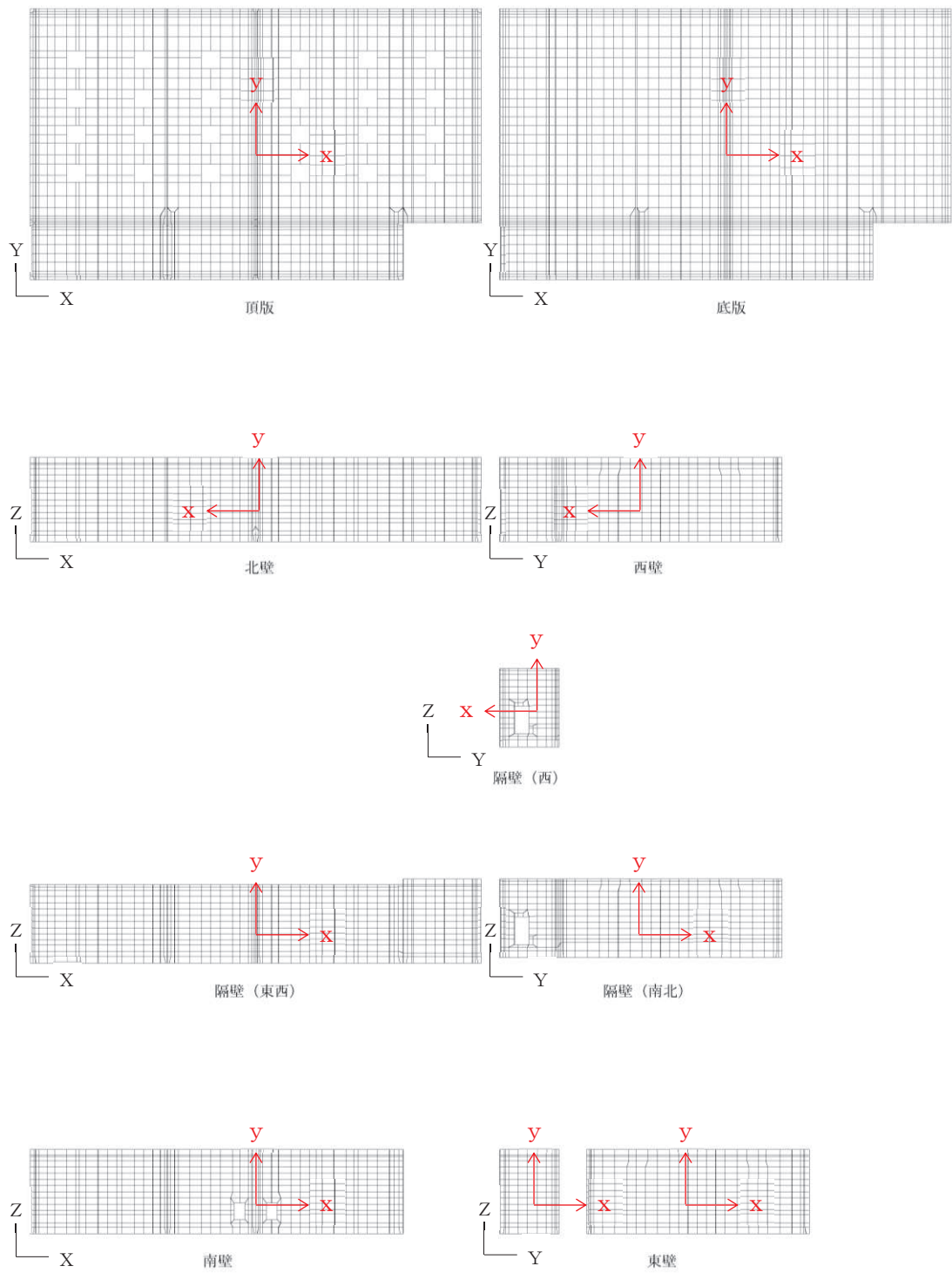
注記*1：評価位置は図 6-6 に示す。

*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数 γ_a



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

図 6-7 シェル要素における断面力の方向



黒：全体座標系を示す
 赤：要素座標系を示す

図 6-8 各部材の要素座標系

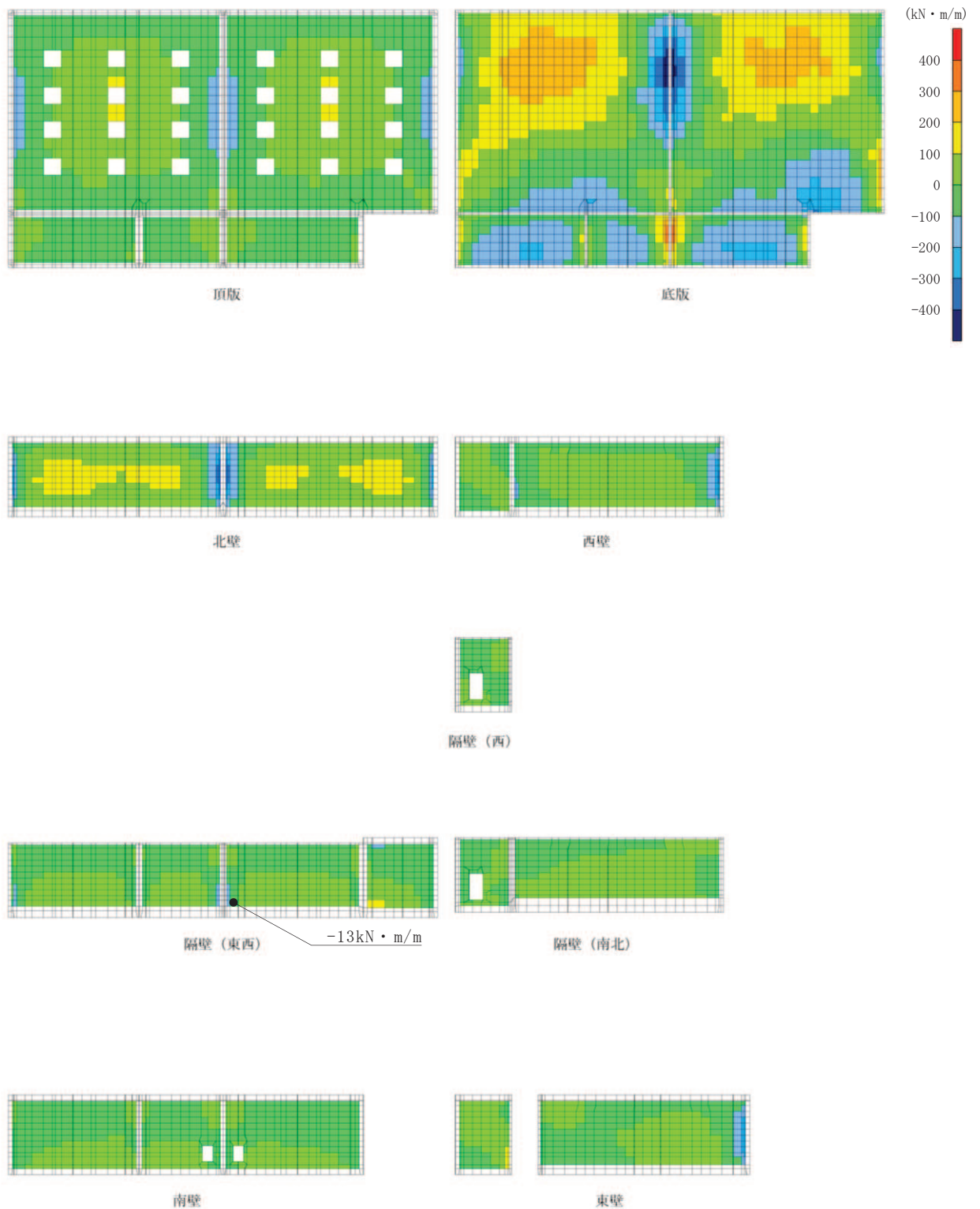


図 6-9(1) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$) : M_x)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D_2$ (++) , $t = 25.09\text{s}$)

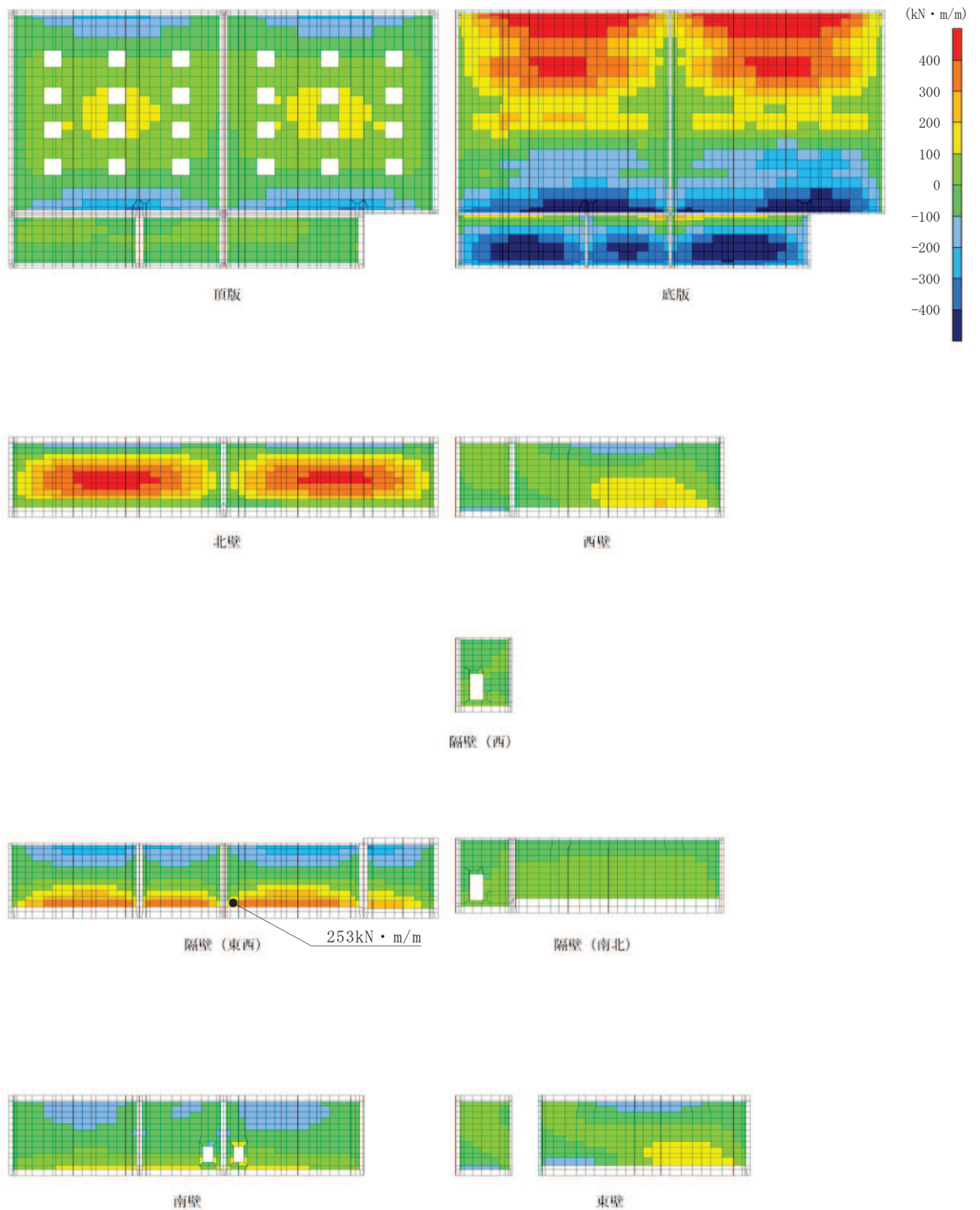


図 6-9(2) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (曲げモーメント (kN · m/m) : M_y)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09s$)

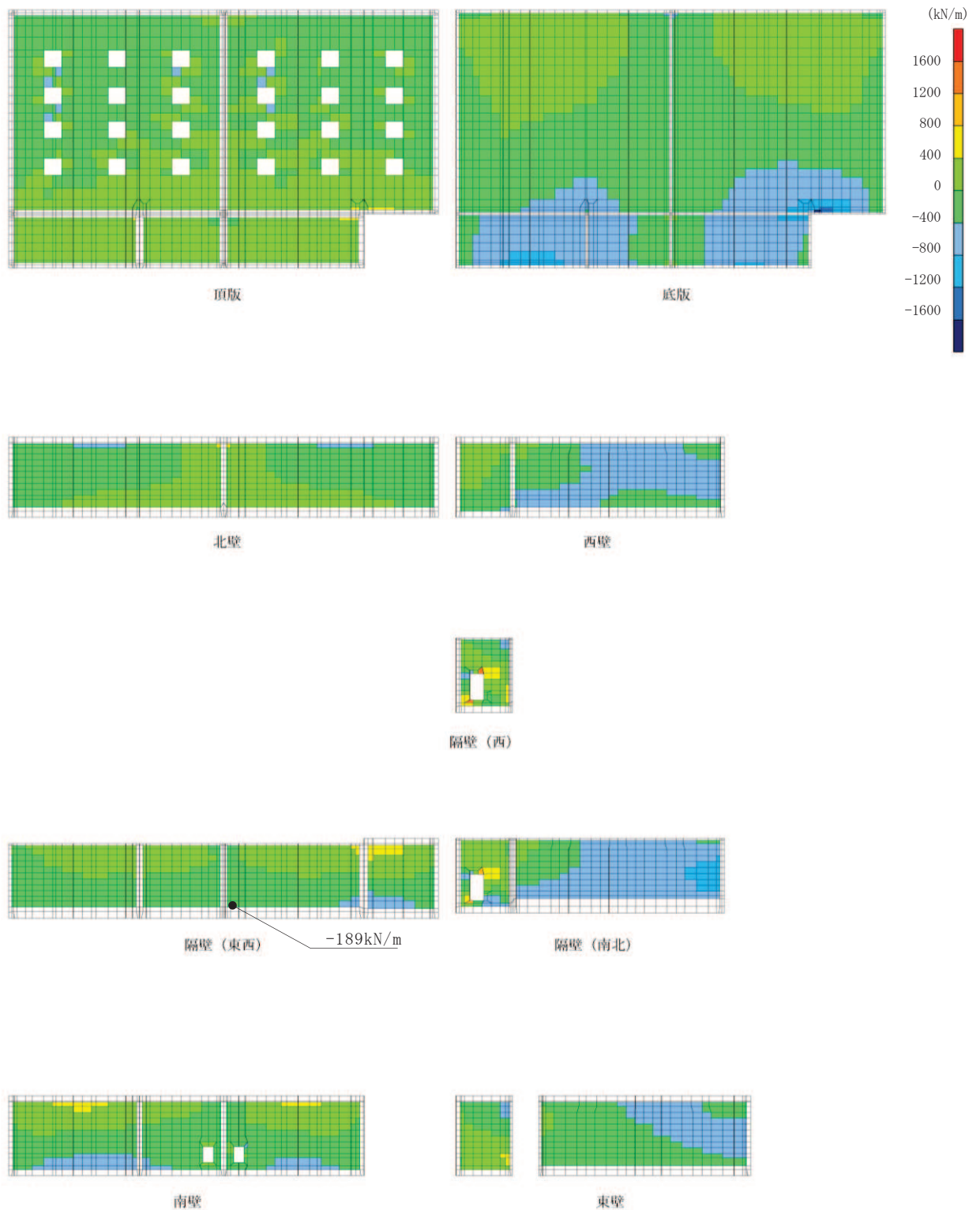


図 6-9(3) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_x)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D_2$ (++) , $t = 25.09\text{s}$)

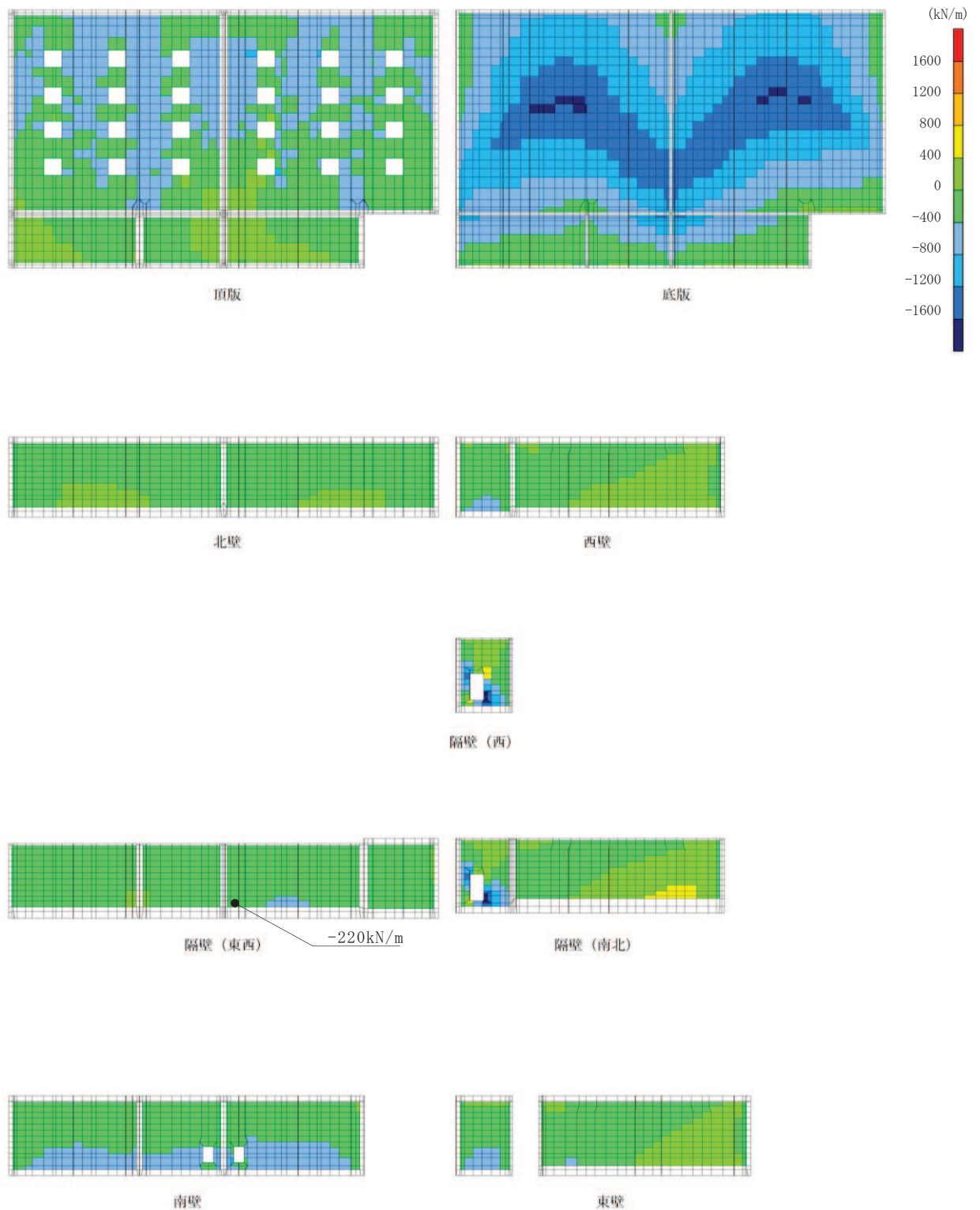


図 6-9(4) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (軸力 (kN/m) : N_y)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D 2$ (++) , $t = 25.09s$)

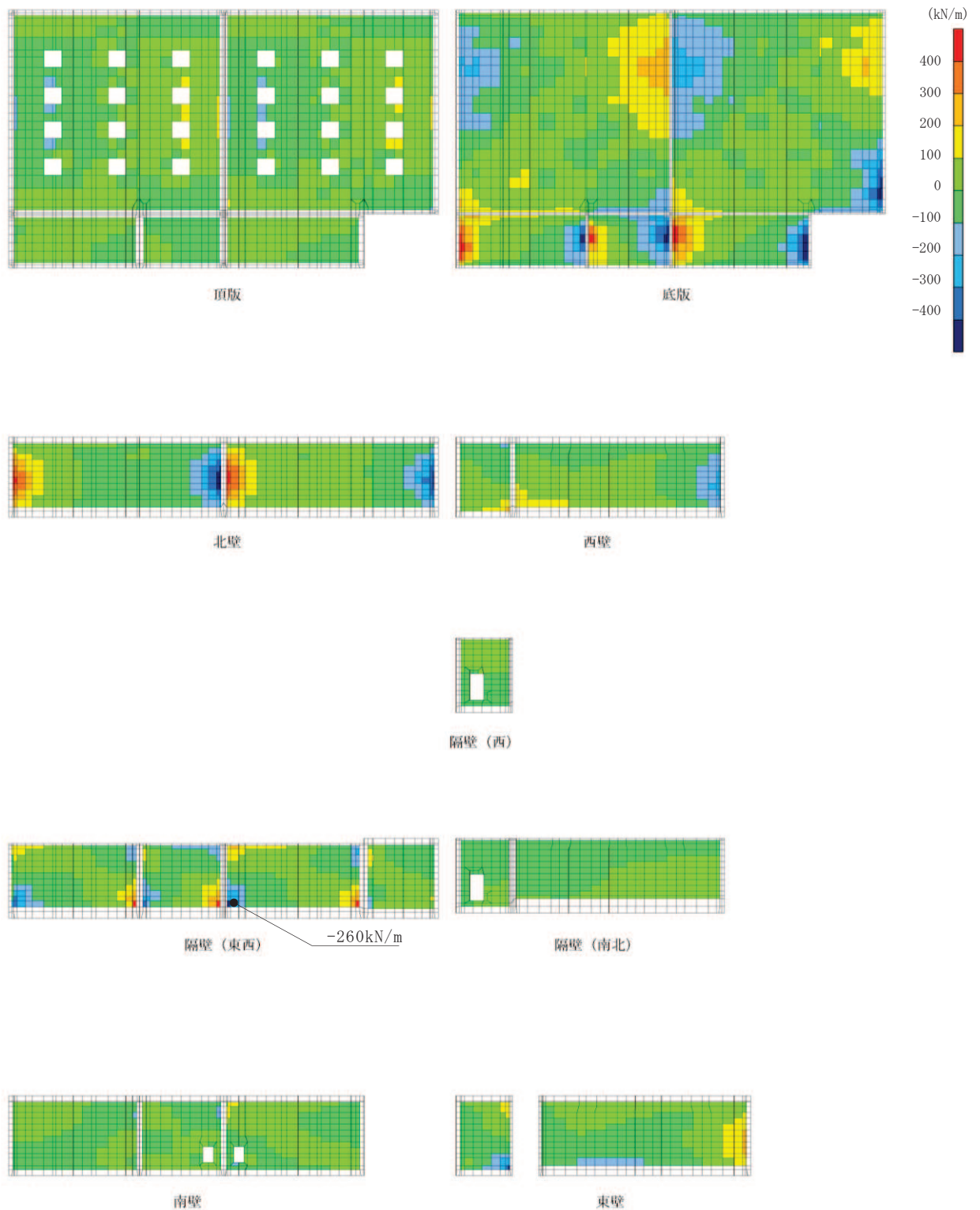


図 6-9(5) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_x)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09s$)

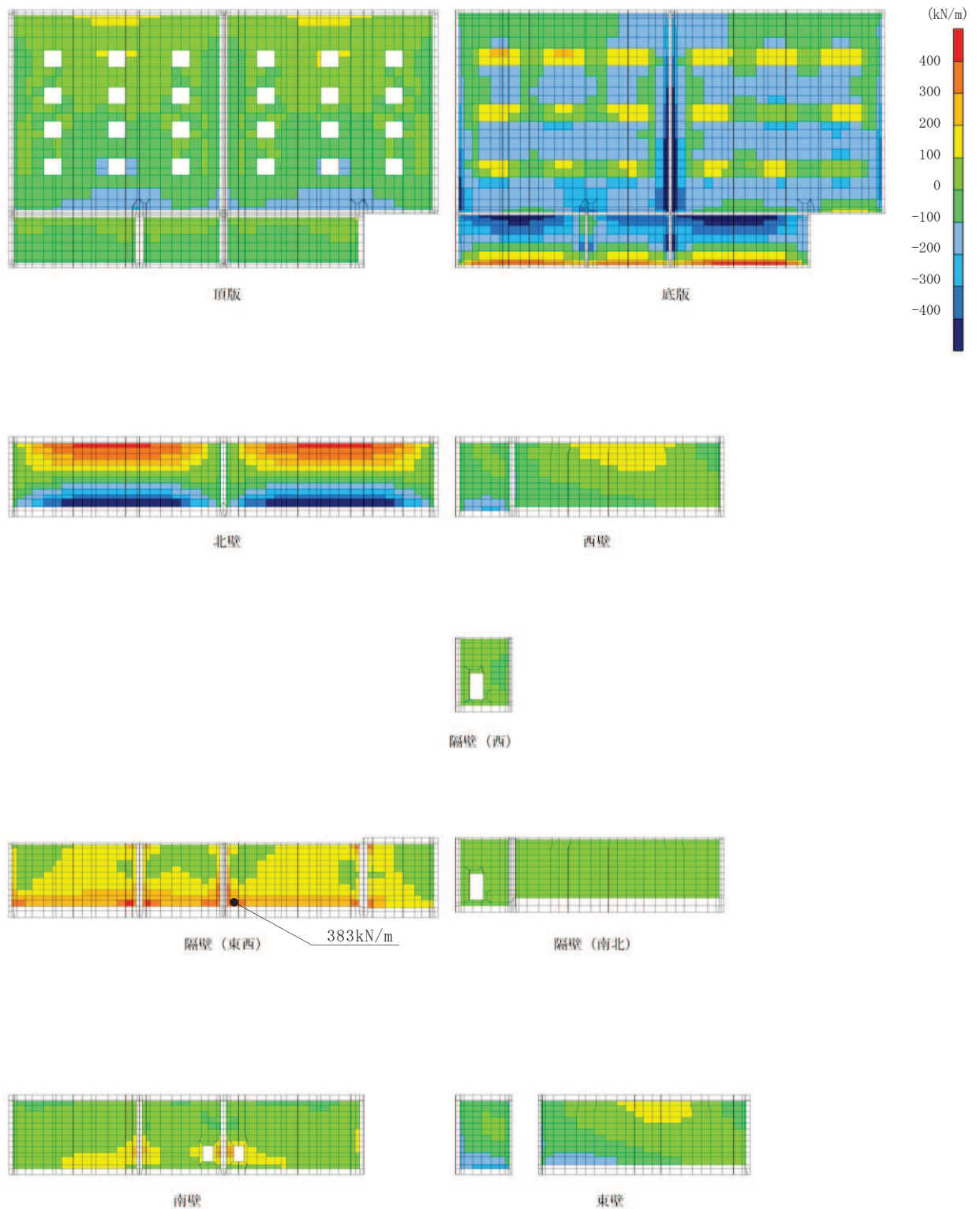


図 6-9(6) せん断破壊に対する照査値最大時の断面力分布図
 (せん断力 (kN/m) : Q_y)
 (隔壁 (東西), 断層考慮ケース, $S_s - D 2 (+ +)$, $t = 25.09s$)

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

【断層考慮】

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

注記*1：評価位置は図 6-10 に示す。

*2：照査用層間変形角＝発生する層間変形角×構造解析係数 γ_a

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

【断層非考慮】

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

注記*1：評価位置は図 6-10 に示す。

*2：照査用層間変形角＝発生する層間変形角×構造解析係数 γ_a

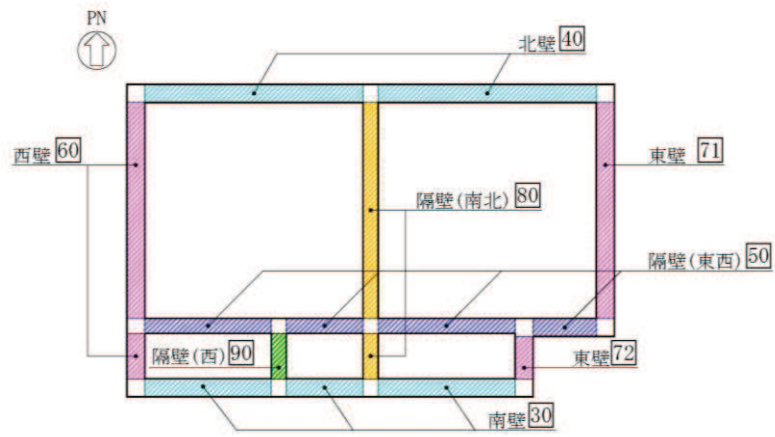


図 6-10 評価部材位置 (面内せん断ひずみ)

6.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果及び MMR（既設）の支持性能に対する照査結果を表 6-10 及び表 6-11 に断層を考慮しない場合のケースと併せて示す。また、最大接地圧分布図を図 6-11 及び図 6-12 に示す。

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

表 6-10 (1) 基礎地盤の支持性能照査結果【断層考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
①	S _s -D1 (-+)	3.2	13.7	0.24

表 6-10 (2) 基礎地盤の支持性能照査結果【断層非考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
①	S _s -D2 (++)	2.5	13.7	0.19

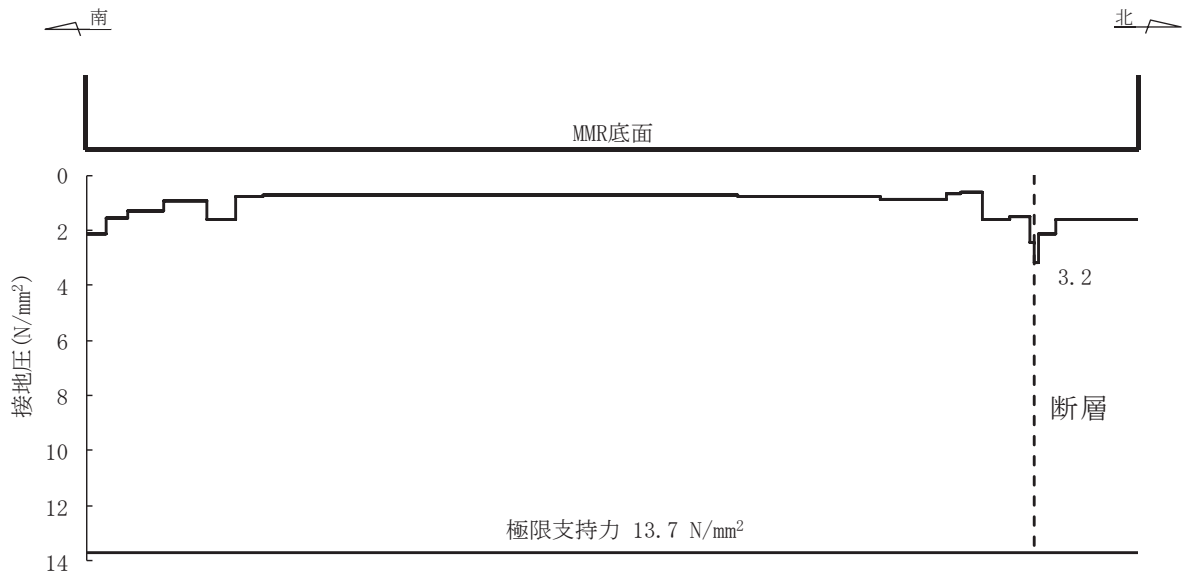


図 6-11 基礎地盤の最大接地圧分布図

(解析ケース①, S_s-D1 (-+))

表 6-11 (1) MMR (既設) の支持性能照査結果【断層考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d / f'_a
①	S _s -D1 (-+)	1.2	15.6	0.08

表 6-11 (2) MMR (既設) の支持性能照査結果【断層非考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d / f'_a
①	S _s -D2 (++)	1.3	15.6	0.09

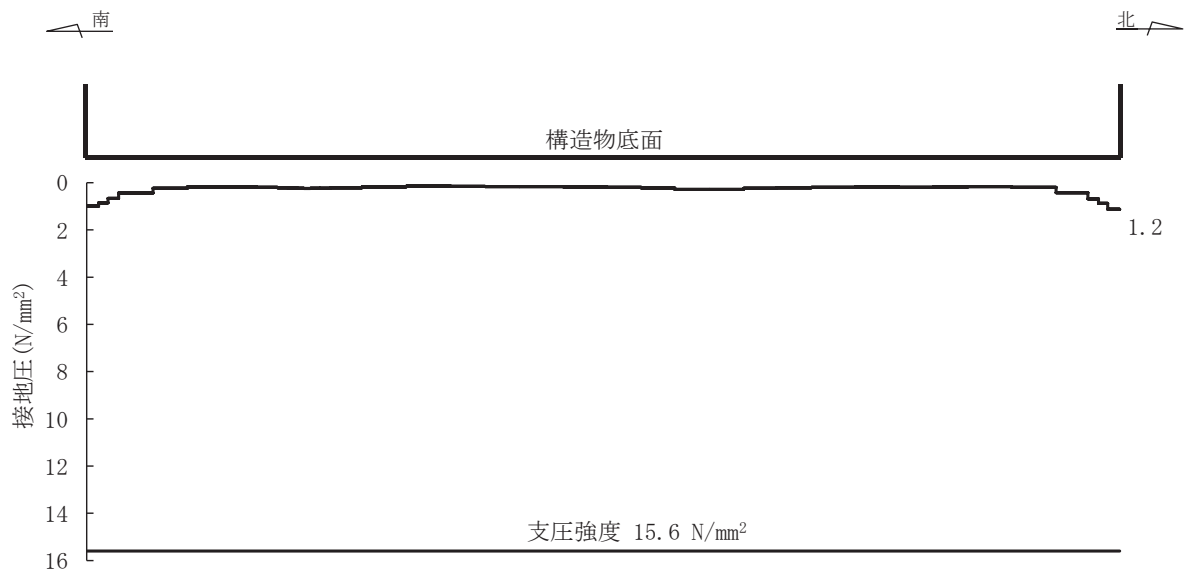


図 6-12 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S_s-D1 (-+))

7. まとめ

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

断層を考慮した影響評価を行った結果、軽油タンク室については、断層厚さを保守的に厚く設定した評価においても、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認した。

参考資料 4 照査時刻の選定の妥当性について

1. はじめに

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


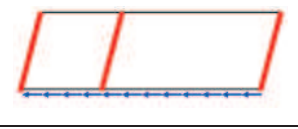
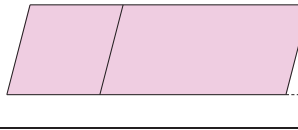
本検討では、表 1-1 に示す照査時刻（3 時刻）における地震時荷重の包絡（照査時刻包絡）と全時刻における地震時荷重の包絡（全時刻包絡）の深度分布を比較し、照査時刻以外の荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼすことがなく時刻選定が妥当であることを検証する。

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

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

以上から、現設計で実施している照査時刻が妥当であることを確認した。

表 1-1 照査時刻の考え方

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

2. 確認手順

軽油タンク室は、表 1-1 に示す照査時刻の考え方に基づき 3 時刻の照査時刻を選定し、図 2-1 及び図 2-2 に示す耐震評価フローに従い、69 ケースの三次元構造解析による耐震評価を行っている。

軽油タンク室の耐震評価における照査時刻の妥当性の検証は、図 2-3 に示す確認フローに基づき行うこととし、選定した 3 時刻とは異なる時刻における荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼさないことを確認する。

確認方法は、軽油タンク室の耐震評価で選定した照査時刻包絡荷重（3 時刻の地震時荷重の包絡荷重）と全時刻包絡の深度分布を比較し、照査時刻包絡と全時刻包絡の大小関係を確認する。照査時刻包絡が全時刻包絡を包含していない場合は、包含していない時刻を抽出し、その時刻の荷重状態が軽油タンク室の耐震評価に影響を与える可能性があるかを確認する。なお、軽油タンク室が地中構造物であり、主たる荷重が土圧であることを踏まえ、地震時荷重は土圧に着目する。

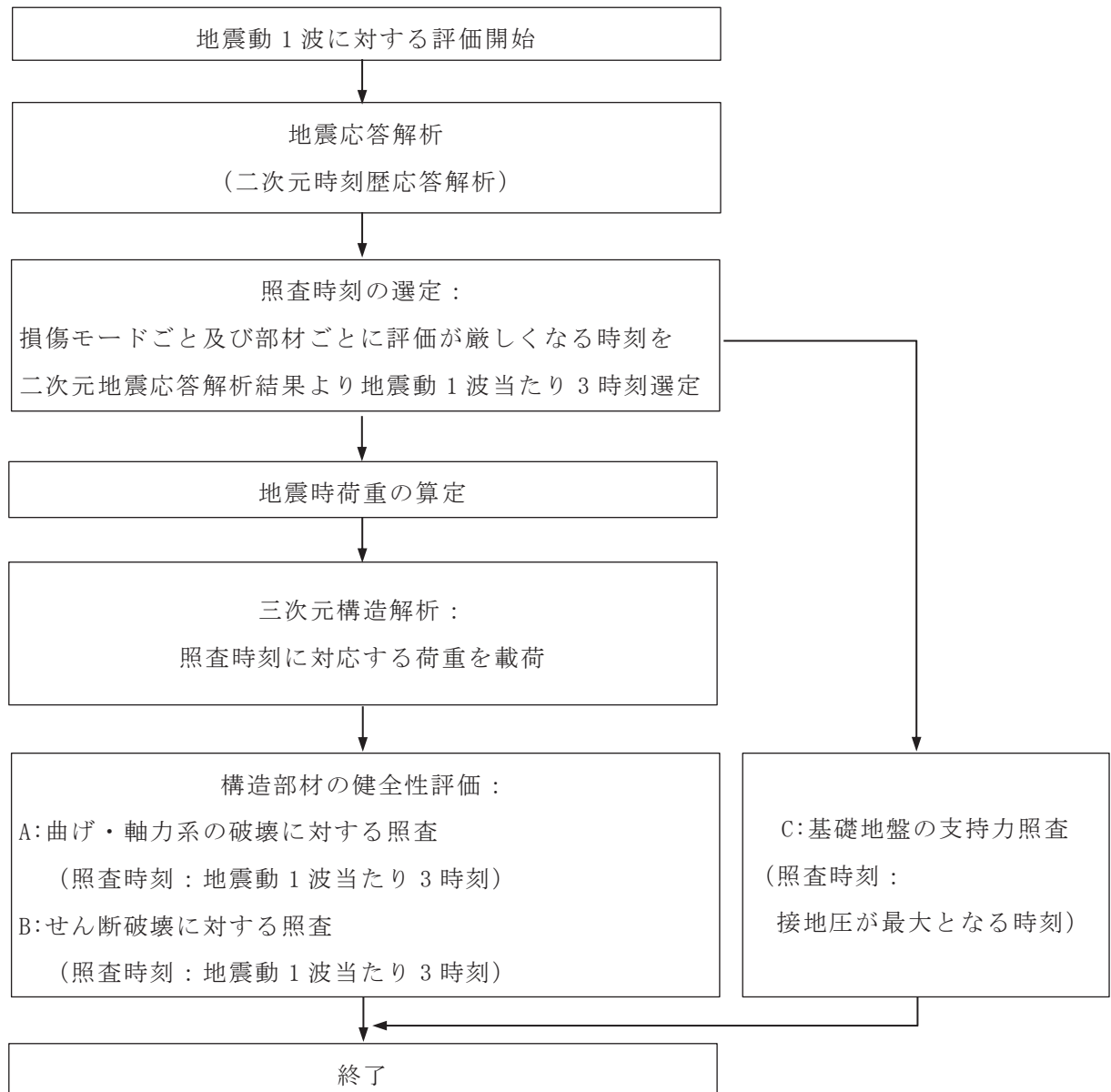


図 2-1 耐震評価フロー（基本フロー（地震動 1 波に対する評価フロー））

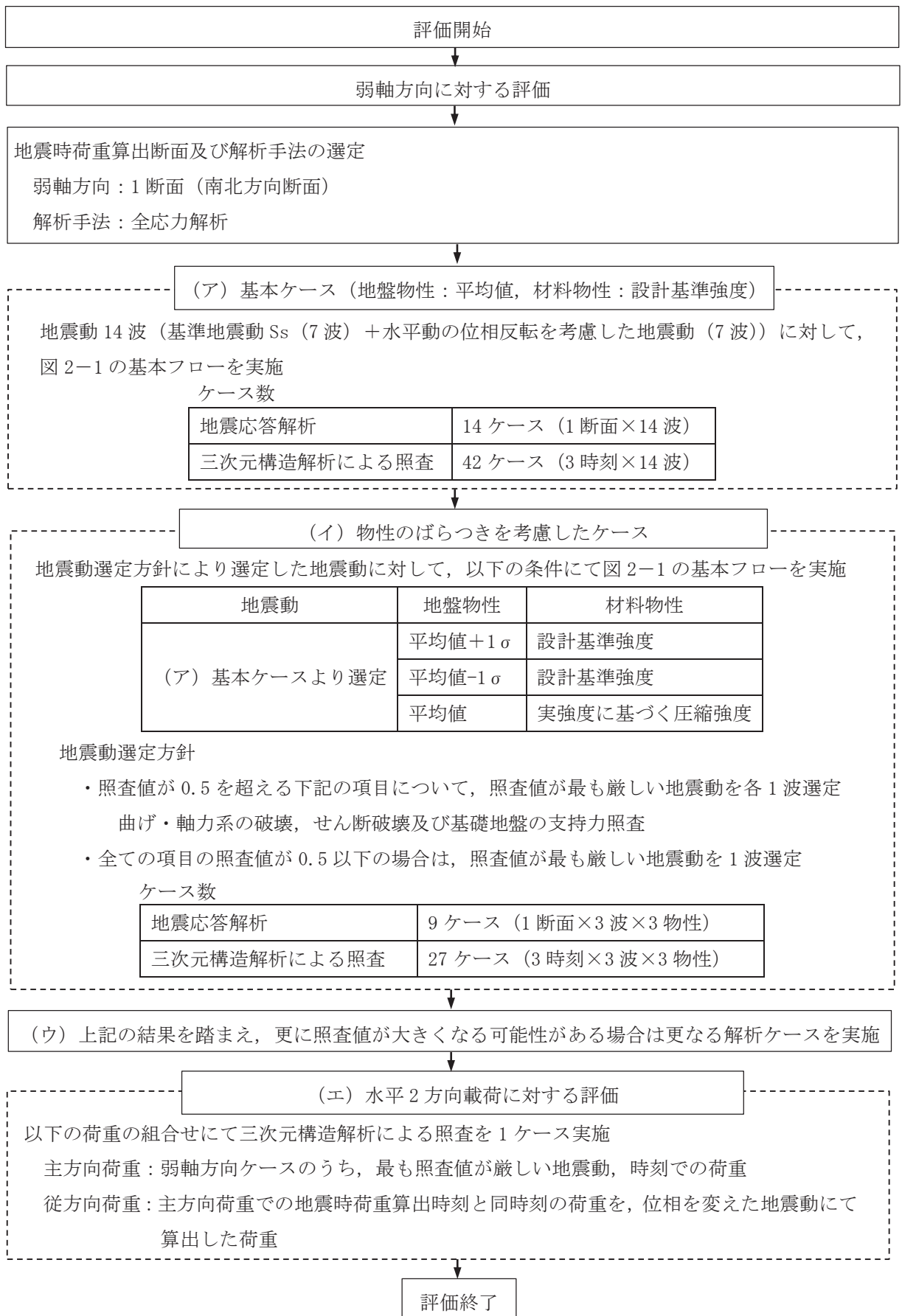
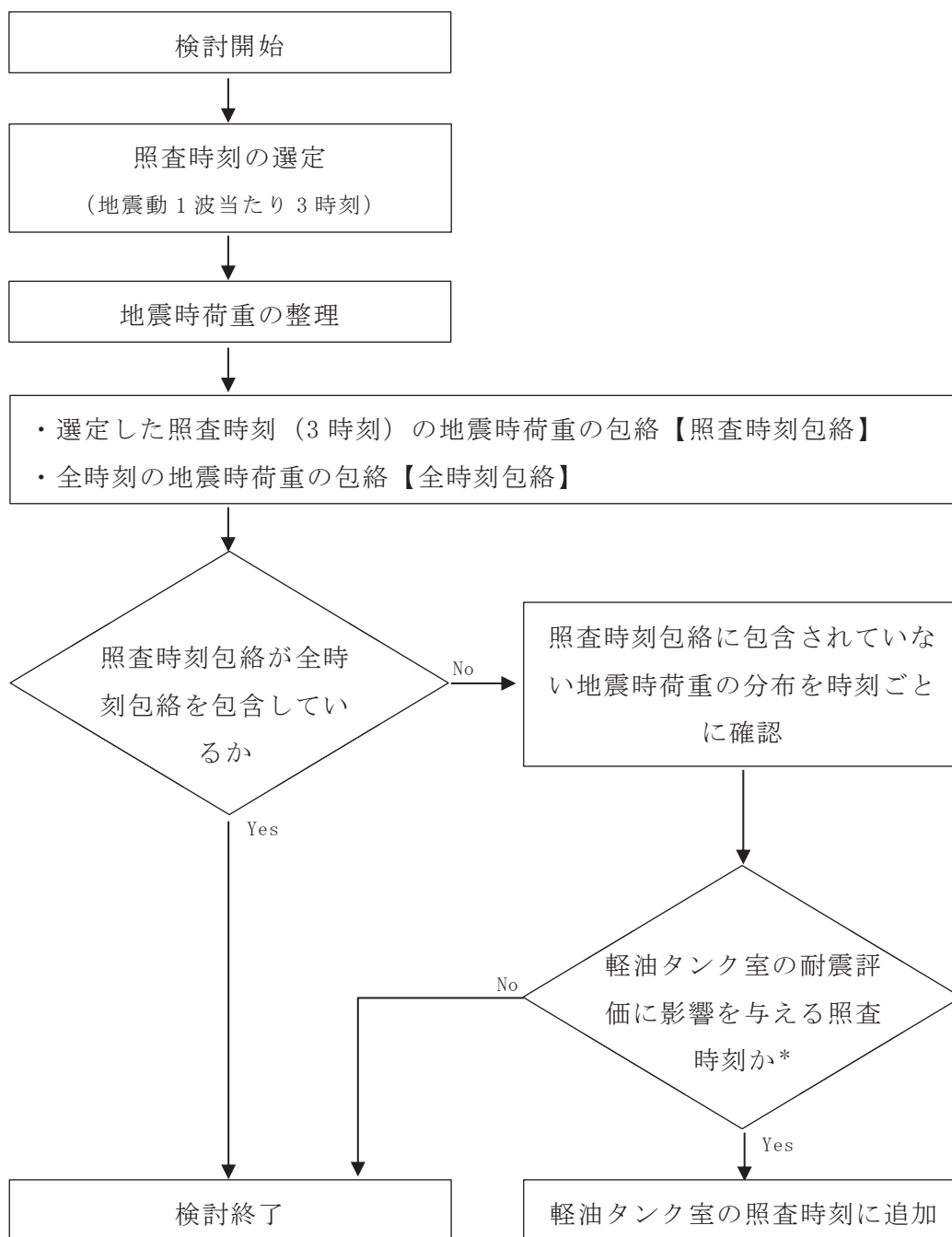


図 2-2 耐震評価フロー（軽油タンク室の三次元構造解析フロー）



注記*：深度方向の地震時荷重の分布により確認する。

図 2-3 確認フロー

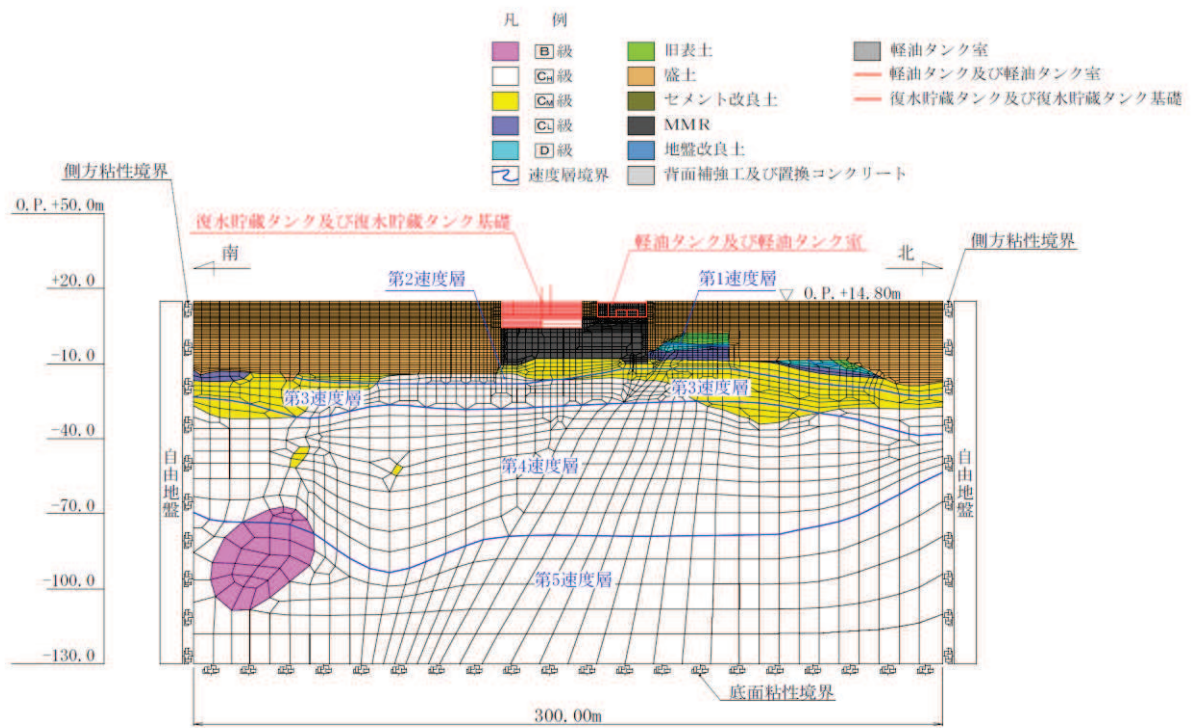
3. 確認結果

3.1 地震時荷重の整理

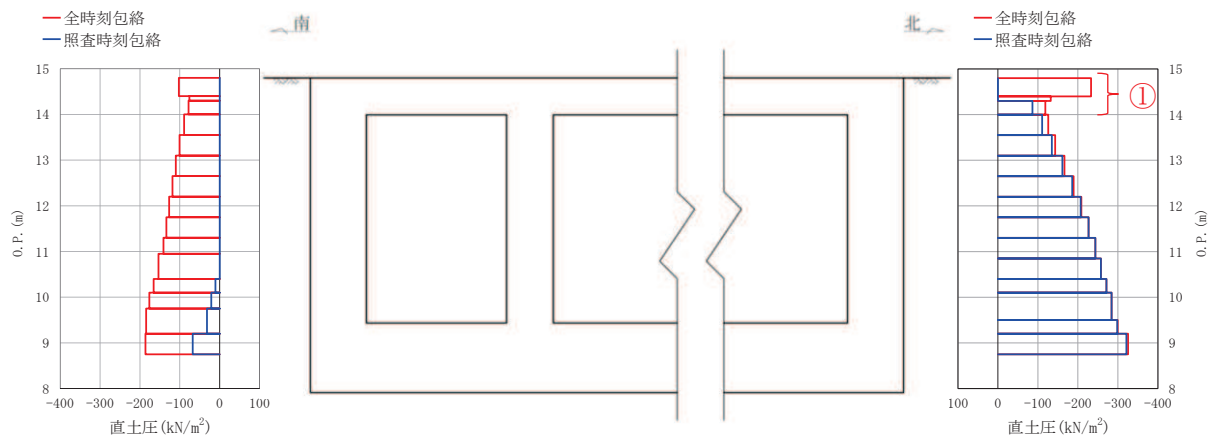
軽油タンク室の耐震評価において選定した、地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較を行う。地震時荷重は、地震時土圧（常時土圧と地震時増分土圧の和）とし、確認用の地震動は、「資料7-6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査において、照査値が厳しい $S_s-D2(++)$ とする。

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

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



(地震応答解析モデル図)



(地震時土圧分布図)

図 3-1 地震時荷重の比較 (S s - D 2 (++))

3.2 軽油タンク室の耐震評価への影響確認

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

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

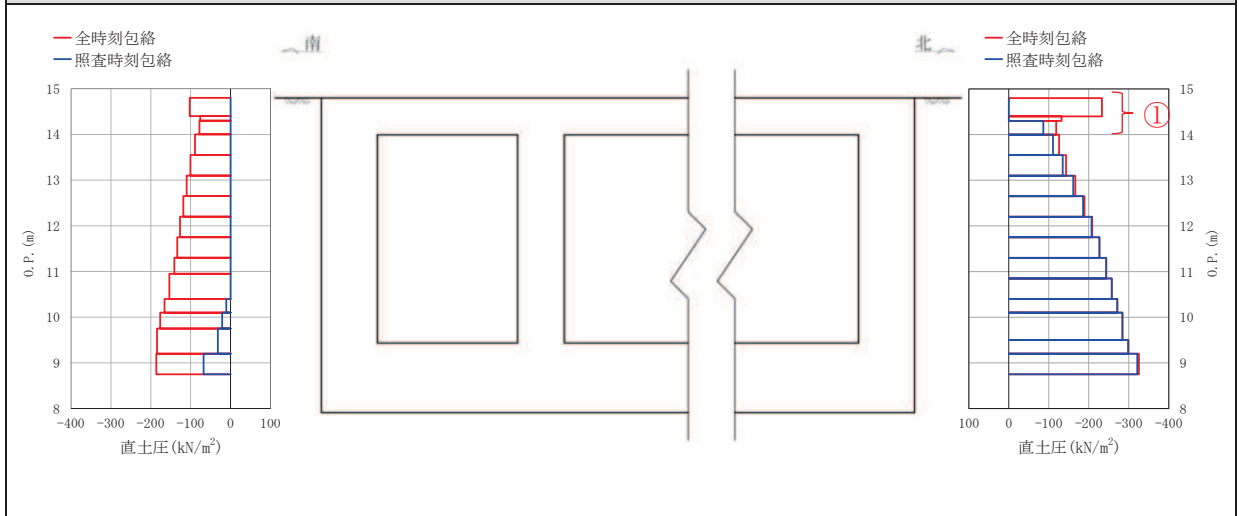
① 北側：0.P.+14.8m～0.P.+14.0m 付近

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

当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（25.13 秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図 3-2 に示す。

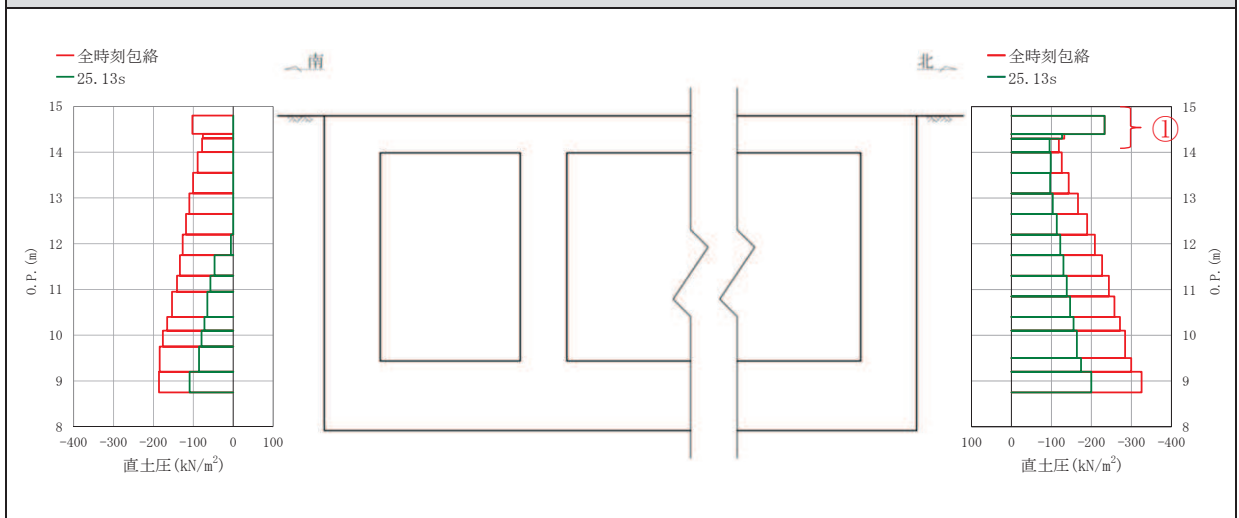
図 3-2 に示すとおり、北側の 0.P.+14.8m～0.P.+14.0m の頂版付近で 25.13 秒が全時刻包絡と等しくなっているが、0.P.+14.0m 以深については全時刻包絡よりも地震時荷重が小さいことが確認できる。頂版に作用する荷重が大きい場合は、頂版への軸力として作用し、構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、頂底板間の層間変位が最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1）を選定していることから、当該荷重による軽油タンク室への耐震評価に影響はない。よって、当該時刻の荷重は軽油タンク室の耐震評価に影響を与える荷重ではないことが確認できる。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-1 の再掲）



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

全時刻包絡と抽出時刻（25.13 秒）の地震時荷重の比較



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

図 3-2 荷重比較図（S s - D 2（++））

4. 南側の地震時荷重の確認

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

4.1 地震時荷重の整理

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

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

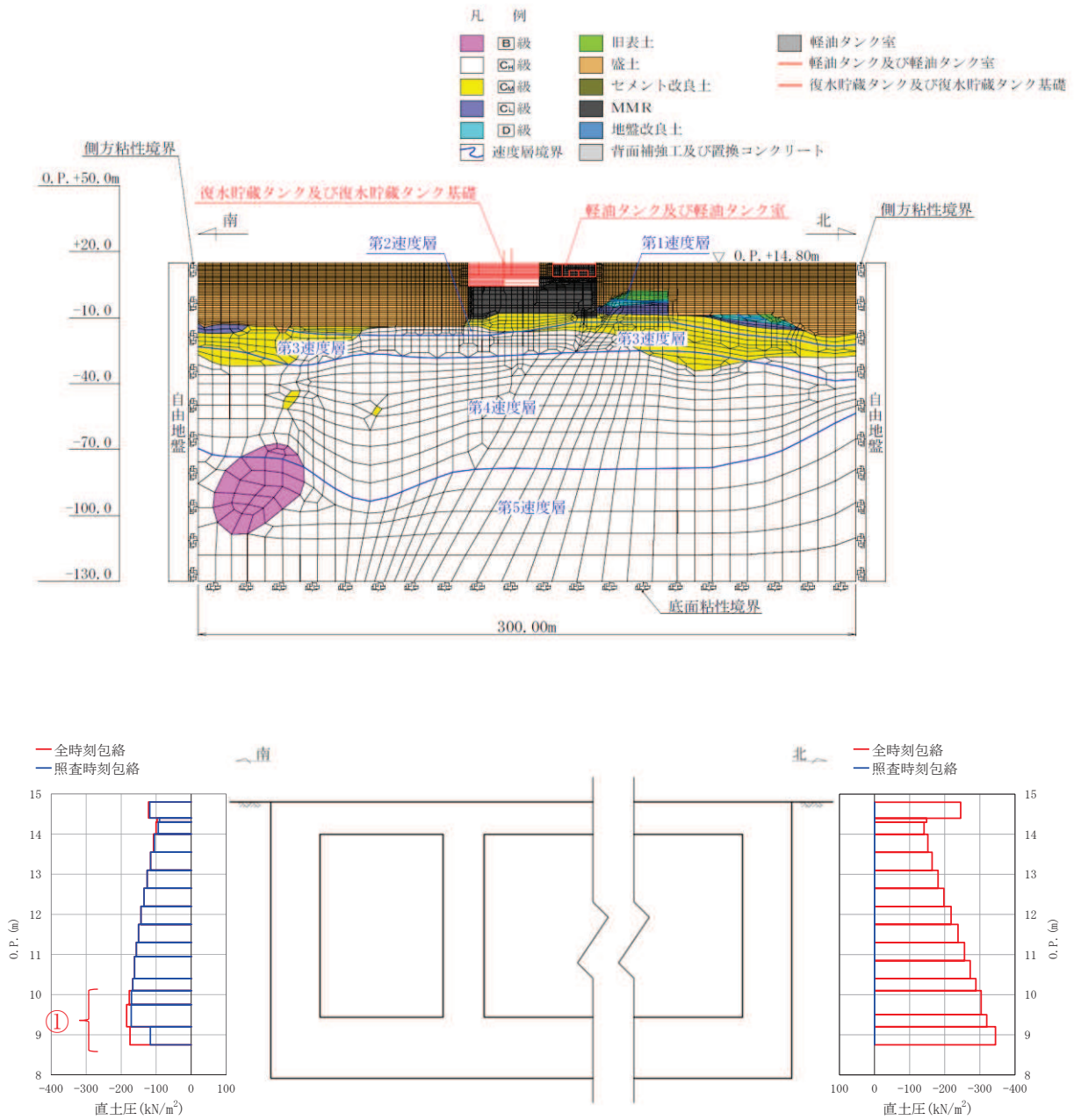


図 4-1 地震時荷重の比較 (S_s-D2 (-+))

4.2 軽油タンク室の耐震評価への影響確認

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

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

① 南側：0. P. +10. 1m～0. P. +8. 75m 付近

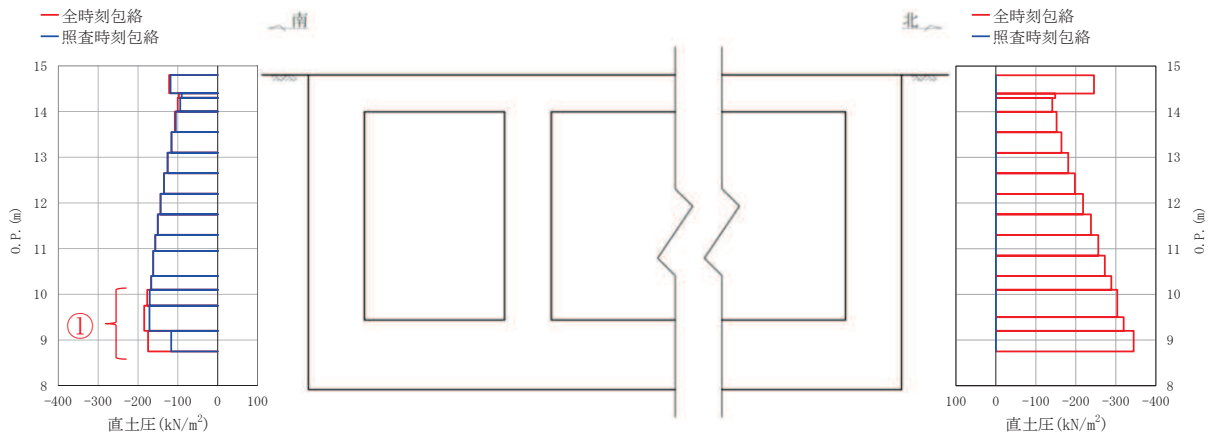
4.2.1 「① 南側：0. P. +10. 1m～0. P. +8. 75m 付近」で地震時荷重が最大となることによる耐震評価への影響確認

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

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

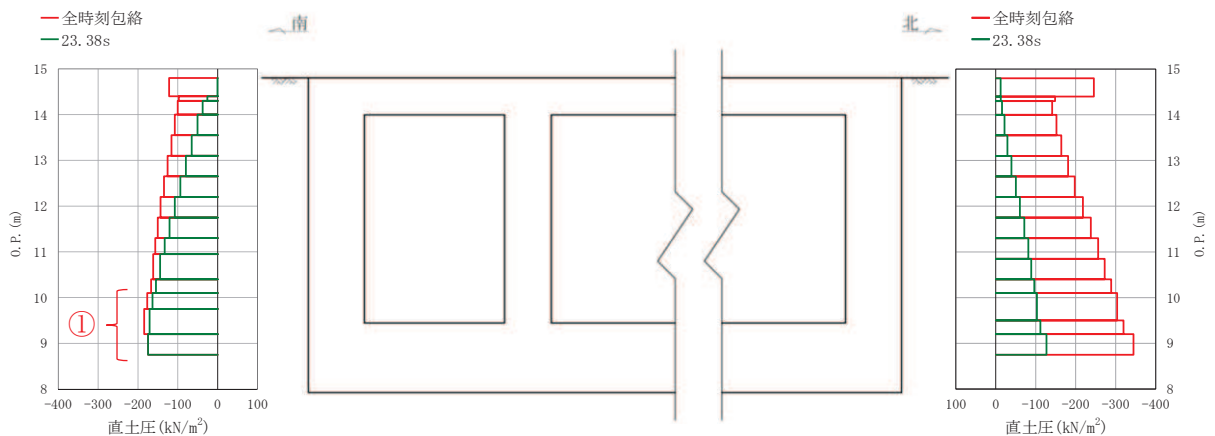
また、S s - D 2（++）では、北側の地震時荷重が卓越する時刻、S s - D 2（-+）では、南側の地震時荷重が卓越する時刻をそれぞれ照査時刻として選定しているが、表 4-1 に示すとおり、表 1-1 に示す照査時刻に対し、位相の反転を考慮することにより、S s - D 2（++）における北側の地震時荷重が卓越する時刻、S s - D 2（-+）における南側の地震時荷重が卓越する時刻がそれぞれ照査時刻として選定されていることを確認した。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較 (図 4-2 の再掲)



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

全時刻包絡と抽出時刻 (23.38 秒) の地震時荷重の比較



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

図 4-2 荷重比較図 (S s - D 2 (-+))

表 4-1 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

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

注： は照査時刻として選定し、三次元構造解析により耐震評価を実施

5. まとめ

軽油タンク室の三次元構造解析による耐震評価で選定している照査時刻の妥当性を検証するために、軽油タンク室の耐震評価で選定した3時刻の地震時荷重の包絡と全時刻の地震時荷重の包絡との比較を行った。全時刻の包絡荷重と照査時刻での地震時荷重の差が大きい箇所において、当該位置の地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、土圧分布形状の確認により耐震評価への影響を確認した。

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

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

以上より、現設計で実施している照査時刻の選定が妥当であることを確認した。

資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価

目次

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

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

参考資料

- 参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケースについて・・・資料 8- (参考) 1-1
- 参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・資料 8- (参考) 2-1
- 参考資料 3 断層交差部の影響評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・資料 8- (参考) 3-1

1. 評価方法

軽油タンク室(H)は、耐震重要施設及び常設重大事故等対処設備である軽油タンク等を間接支持しており、支持機能が要求される。

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

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

2. 評価条件

2.1 適用規格

軽油タンク室(H)の耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会、2002年制定)(以下「コンクリート標準示方書」という。)及び原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)を適用する。

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

表2-1に適用する規格、基準類を示す。