

VI-2-10-5 緊急時対策所の耐震性についての計算書

目 次

VI-2-10-5-1 緊急時対策所の耐震性についての計算結果

VI-2-10-5-1 緊急時対策所の耐震性についての計算結果

目 次

1. 概要·····	1
2. 耐震評価条件整理·····	1

1. 概要

本説明書は、緊急時対策所の設備の耐震計算の手法及び条件の整理について説明するものである。

2. 耐震評価条件整理

緊急時対策所の設備に対して、設計基準対象施設の耐震重要度分類，重大事故等対処施設の設備分類を整理した。既設の設計基準対象施設については，耐震評価における手法及び条件について，既に認可を受けた実績との差異の有無を整理した。また，重大事故等対処施設のうち，設計基準対象施設であるものについては，重大事故等対処施設の評価条件と設計基準対象施設の評価条件との差異の有無を整理した。結果を表 1 に示す。

緊急時対策所の設備の耐震計算は，表 1 に示す計算書に記載することとする。

表 1 耐震評価条件整理一覧表

評価対象設備		設計基準対象施設			重大事故等対処施設			
		耐震設計上の 重要度分類	新規制基準施行 前に許可された 実績との差異	耐震計算の 記載箇所	設備分類*1	設計基準対象 施設との評価 条件の差異	耐震計算の 記載箇所	
緊急時 対策所	緊急時 機能 対策所	緊急時対策所	C	—*2	—	常設／その他	—	VI-2-2*3
	その他の 緊急時 対策所 機能	衛星電話設備（固定型） （緊急時対策所）	C	—*2	—	常設／防止 常設／緩和	—	VI-2-6-7*4
		無線連絡設備（固定型） （緊急時対策所）	C	—*2	—	常設／防止 常設／緩和	—	VI-2-6-7*4
		安全パラメータ表示システム（SPDS）	C	—*2	—	常設／緩和	—	VI-2-6-7*4
		統合原子力防災ネットワークを用いた通信連絡設備	C	—*2	—	常設／その他	—	VI-2-6-7*4

注記 *1：「常設／防止」は常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備，「常設／緩和」は常設重大事故緩和設備，「常設／その他」は重大事故等対処設備（防止でも緩和でもない設備）を示す。

*2：本工事計画で新規に申請する設備であることから，差異比較の対象外。

*3：建物・構築物の耐震評価は，添付書類「VI-2-2 耐震設計上重要な設備を設置する施設の耐震性についての計算書」に記載する。

*4：計測制御系統施設と兼用の設備であり，評価内容が共通であるため，耐震評価は，添付書類「VI-2-6-7 その他の計測制御設備の耐震性についての計算書」に記載する。

VI-2-11 波及的影響を及ぼすおそれのある施設の耐震性についての計算書

目 次

- VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針
- VI-2-11-2 波及的影響を及ぼすおそれのある施設の耐震性についての計算書

VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の
耐震評価方針

目 次

1. 概要.....	1
2. 基本方針.....	1
3. 耐震評価方針.....	3
3.1 耐震評価部位.....	3
3.1.1 不等沈下又は相対変位の観点.....	3
3.1.2 接続部の観点.....	4
3.1.3 建屋内施設の損傷，転倒，落下等の観点.....	4
3.1.4 建屋外施設の損傷，転倒，落下等の観点.....	5
3.2 地震応答解析.....	7
3.3 設計用地震動又は地震力.....	7
3.4 荷重の種類及び荷重の組合せ.....	8
3.5 許容限界.....	8
3.5.1 建物・構築物.....	8
3.5.2 機器・配管系.....	8
3.5.3 土木構造物.....	9
3.6 まとめ.....	9

1. 概要

本資料は、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設を設計する際に、添付書類「VI-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「4. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設」にて選定した波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針を説明するものである。

2. 基本方針

波及的影響の設計対象とする下位クラス施設は、添付書類「VI-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震設計方針」に基づき、以下「3. 耐震評価方針」に示すとおり、耐震評価部位、地震応答解析、設計用地震動又は地震力、荷重の種類及び荷重の組合せ並びに許容限界を定めて耐震評価を実施する。この耐震評価を実施するものとして、添付書類「VI-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「4. 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設」にて選定した波及的影響の設計対象とする下位クラス施設を、建物・構築物、機器・配管系及び土木構造物に分けて表 2-1 に示す。

表 2-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設

<p>建物・構築物</p>	<p>タービン建屋 補助ボイラー建屋 第1号機制御建屋 制御建屋 原子炉ウェルカバー 第1号機排気筒</p>
<p>機器・配管系</p>	<p>原子炉しゃへい壁 原子炉建屋クレーン 燃料交換機 制御棒貯蔵ラック 燃料チャンネル着脱機 CRD 自動交換機 中央制御室天井照明 ほう酸水注入系テストタンク 耐火隔壁 海水ポンプ室門型クレーン 竜巻防護ネット</p>
<p>土木構造物</p>	<p>第1号機取水路 第3号機取水路 北側排水路 アクセスルート（防潮堤（盛土堤防）） 防護設備（防潮堤（鋼管式鉛直壁）） 前面護岸</p>

3. 耐震評価方針

耐震評価部位については、対象設備の構造及び波及的影響の観点を考慮し、J E A G 4 6 0 1 を含む工事計画での実績を参照した上で、耐震評価上厳しい箇所を選定する。

3.1 耐震評価部位

3.1.1 不等沈下又は相対変位の観点

(1) 地盤の不等沈下による影響

不等沈下による影響は、添付書類「VI-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「4.1 不等沈下又は相対変位の観点」に示すように、不等沈下の観点で波及的影響を及ぼす下位クラス施設はない。

(2) 建屋間の相対変位による影響

a. タービン建屋

タービン建屋は、相対変位により原子炉建屋及び制御建屋に衝突する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、タービン建屋の相対変位による衝突の有無の確認を行い、衝突する場合には衝突時に原子炉建屋及び制御建屋に影響がないことを確認する。

b. 補助ボイラー建屋

補助ボイラー建屋は、相対変位により制御建屋に衝突する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、補助ボイラー建屋の相対変位による衝突の有無の確認を行い、衝突する場合には衝突時に制御建屋に影響がないことを確認する。

c. 第1号機制御建屋

第1号機制御建屋は、相対変位により制御建屋に衝突する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、第1号機制御建屋の相対変位による衝突の有無の確認を行い、衝突する場合には衝突時に制御建屋に影響がないことを確認する。

d. 制御建屋

制御建屋は、上位クラス施設であるものの相対変位により原子炉建屋に衝突する可能性が否定できないことから、制御建屋の相対変位による衝突の有無の確認を行い、衝突する場合には衝突時に原子炉建屋に影響がないことを確認する。

3.1.2 接続部の観点

接続部における影響は、添付書類「VI-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「4.2 接続部の観点」に示すように、接続部における相互影響の観点で波及的影響を及ぼす下位クラス施設はない。

3.1.3 建屋内施設の損傷、転倒、落下等の観点

(1) 施設の損傷、転倒、落下等による影響

a. 原子炉しゃへい壁

原子炉しゃへい壁は、損傷により原子炉圧力容器に衝突し、原子炉圧力容器が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

b. 原子炉建屋クレーン

原子炉建屋クレーンは、本体及び吊荷の落下により、使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等に衝突し、使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材、支持部及び吊具の評価を実施する。

c. 燃料交換機

燃料交換機は、本体及び吊荷の転倒又は落下により、使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等に衝突し、使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材、支持部及び吊具の評価を実施する。

d. 制御棒貯蔵ラック

制御棒貯蔵ラックは、転倒又は落下により使用済燃料貯蔵ラックに衝突し、使用済燃料貯蔵ラックが損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

e. 燃料チャンネル着脱機

燃料チャンネル着脱機は、本体及び吊荷の転倒又は落下により使用済燃料貯蔵ラックに衝突し、使用済燃料貯蔵ラックが損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材、支持部及び吊具の評価を実施する。

f. 原子炉ウェルカバー

原子炉ウェルカバーは，落下によりドライウェルに衝突し，ドライウェルが損傷する可能性が否定できないことから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材の評価を実施する。

g. CRD 自動交換機

CRD 自動交換機は，落下により原子炉格納容器下部水位及び原子炉格納容器下部温度に衝突し，原子炉格納容器下部水位及び原子炉格納容器下部温度が損傷する可能性が否定できないことから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

h. 中央制御室天井照明

中央制御室天井照明は，落下により原子炉制御盤等に衝突し，原子炉制御盤等が損傷する可能性が否定できないことから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

i. ほう酸水注入系テストタンク

ほう酸水注入系テストタンクは，転倒によりほう酸水注入系ポンプ出口圧力に衝突し，ほう酸水注入系ポンプ出口圧力が損傷する可能性が否定できないことから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

j. 耐火隔壁

耐火隔壁は，転倒により中央制御室外原子炉停止装置盤等に衝突し，中央制御室外原子炉停止装置盤等が損傷する可能性が否定できないことから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

3.1.4 建屋外施設の損傷，転倒，落下等の観点

(1) 施設の損傷，転倒，落下等による影響

a. 海水ポンプ室門型クレーン

海水ポンプ室門型クレーンは，転倒及び落下により原子炉補機冷却海水ポンプ等に衝突し，原子炉補機冷却海水ポンプ等が損傷する可能性が否定できないことから，上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して，主要構造部材，支持部及び吊具の評価を実施する。

b. 竜巻防護ネット

竜巻防護ネットは、落下により原子炉補機冷却海水ポンプ等に衝突し、原子炉補機冷却海水ポンプ等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

c. 第1号機取水路

第1号機取水路は、損傷により防潮堤の支持機能に影響を及ぼす可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

d. 第3号機取水路

第3号機取水路は、損傷により防潮堤の支持機能に影響を及ぼす可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

e. 北側排水路

北側排水路は、防潮堤内を横断しているため、その損傷により防潮堤の機能に影響を及ぼす可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

f. アクセスルート（防潮堤（盛土堤防））

アクセスルート（防潮堤（盛土堤防））は、防潮堤と一体の構造となっているため、その損傷により防潮堤の機能に影響を及ぼす可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、安定性の評価を実施する。

g. 防護設備（防潮堤（鋼管式鉛直壁））

防護設備（防潮堤（鋼管式鉛直壁））は、防潮堤と一体の構造であり、防潮壁等の上部又は近傍に設置していることから、その損傷により防潮堤等の機能に影響を及ぼす可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材及び支持部の評価を実施する。

h. タービン建屋

タービン建屋は、損傷により防潮壁等に衝突し、防潮壁等が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力

に対して、主要構造部材の評価を実施する。

i. 補助ボイラー建屋

補助ボイラー建屋は、損傷により制御建屋に衝突し、制御建屋が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

j. 第1号機制御建屋

第1号機制御建屋は、損傷により制御建屋に衝突し、制御建屋が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。

k. 第1号機排気筒

第1号排気筒は、損傷により排気筒に衝突し、排気筒が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、主要構造部材の評価を実施する。また、斜面の崩壊により第1号機排気筒が転倒し、排気筒が損傷する可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、斜面の安定性評価を実施する。

1. 前面護岸

前面護岸は、損傷により取水口及び貯留堰の取水機能に影響を及ぼす可能性が否定できないことから、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力に対して、安定性の評価を実施する。

3.2 地震応答解析

地震応答解析については、添付書類「VI-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5.2 地震応答解析」に基づき、下位クラス施設に適用する方法として、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の建物・構築物，機器・配管系又は屋外重要土木構造物それぞれの地震応答解析の方針に従い実施する。

3.3 設計用地震動又は地震力

設計用地震動又は地震力については、添付書類「VI-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5.3 設計用地震動又は地震力」に基づき、上位クラス施設の設計に適用する地震動又は地震力として、基準地震動 S_s を適用する。

3.4 荷重の種類及び荷重の組合せ

荷重の種類及び組合せについては、添付書類「VI-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5.4 荷重の種類及び荷重の組合せ」に基づき、波及的影響を受けるおそれのある上位クラス施設の運転状態において下位クラス施設に発生する荷重として、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」の設計基準対象施設又は常設重大事故等対処施設の荷重の組合せを適用し、上位クラス施設が設計基準対象施設のうち耐震重要度分類のSクラスに属する施設（以下「Sクラス施設」という。）の場合は運転状態Ⅰ～Ⅳとして、重大事故等対象施設のうち常設耐震重要重大事故防止設備、常設重大事故緩和設備及び常設重大事故防止設備（設計基準拡張）（当該設備が属する耐震重要度分類がSクラスのもの）又は常設重大事故緩和設備（設計基準拡張）並びにこれらが設置される常設重大事故等対処施設（以下「SA施設」という。）の場合は運転状態Ⅴとして発生する荷重を設定する。また、建屋外に設置されている施設については、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」の風荷重及び積雪荷重の組合せの考え方に基づき設定する。

3.5 許容限界

波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の評価に用いる許容限界については、添付書類「VI-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5.5 許容限界」に基づき、波及的影響を受けるおそれのある上位クラス施設と同じ運転状態において、下位クラス施設が波及的影響を及ぼすおそれがないよう、また、上位クラス施設の機能に影響がないよう、以下、建物・構築物、機器・配管系及び土木構造物に分けて設定する。

3.5.1 建物・構築物

建物・構築物については、添付書類「VI-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5.5 許容限界」に基づき、距離、せん断ひずみを許容限界とする。

せん断ひずみにおいては、J E A G 4 6 0 1 - 1987に基づく終局点に対応するせん断ひずみを許容限界として設定する。

3.5.2 機器・配管系

機器・配管系については、添付書類「VI-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5.5 許容限界」に基づき、下位クラス施設が破断延性限界に十分な余裕を有していることに相当する許容限界として、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に示す許容応力状態Ⅳ_AS、「鋼構造設計規準」に基づく短期許容応力度等を設定する。

3.5.3 土木構造物

土木構造物については、添付書類「VI-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」の「5.5 許容限界」に基づき、構造部材健全性については短期許容応力度、終局耐力、塑性率又は構造物の層間変形角、基礎地盤の支持性能については地盤の極限支持力度に対して妥当な安全余裕を考慮して設定する。

3.6 まとめ

以上を踏まえ、波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針を表 3-1 に示す。

評価の観点の欄については、添付書類「VI-2-1-5 波及的影響に係る基本方針」において設定した以下の 4 つの設計の観点のうち、当該施設に該当する項目を記載する。

- ①設置地盤及び地震応答性状の相違等に起因する相対変位又は不等沈下による影響
- ②耐震重要施設と下位のクラスの施設との接続部における相互影響
- ③建屋内における下位のクラスの施設の損傷、転倒、落下等による耐震重要施設への影響
- ④建屋外における下位のクラスの施設の損傷、転倒、落下等による耐震重要施設への影響

評価条件の欄については、波及的影響を受けるおそれのある上位クラス施設と同じ運転状態を想定することから、上位クラス施設が S クラス施設の場合は「DB」、SA 施設の場合は「SA」と評価条件に明記する。また、荷重の種類及び荷重の組合せに用いている記号は添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づく。

各施設の詳細な評価は、添付書類「VI-2-11-2 波及的影響を及ぼすおそれのある施設の耐震性についての計算書」以降の各計算書に示す。

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (1/8)

(建物・構築物)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
タービン建屋	① (相対変位) ④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	①タービン建屋と原子炉建屋及び 制御建屋との離隔距離を適用す る。 ④ J E A G 4 6 0 1 -1987 に基づ く終局点に対応するせん断ひずみ を適用する。
					SA	
補助ボイラー建屋	① (相対変位) ④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	①補助ボイラー建屋と制御建屋と の離隔距離を適用する。 ④ J E A G 4 6 0 1 -1987 に基づ く終局点に対応するせん断ひずみ を適用する。
					SA	
第 1 号機制御建屋	① (相対変位) ④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	①第 1 号機制御建屋と制御建屋と の離隔距離を適用する。 ④ J E A G 4 6 0 1 -1987 に基づ く終局点に対応するせん断ひずみ を適用する。
					SA	
制御建屋	① (相対変位)	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	①制御建屋と原子炉建屋との離隔 距離を適用する。 ④ J E A G 4 6 0 1 -1987 に基づ く終局点に対応するせん断ひずみ を適用する。
					SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (2/8)

(建物・構築物)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
原子炉ウェルカバー	③	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説」等に基づき、許容応力度を設定する。
					SA	
第 1 号機排気筒	④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	「鋼構造設計規準」に基づく弾性限強度を適用する。
					SA	
	④	斜面	S s	G + S s	DB	「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき、すべり安全率 1.2 以上を許容限界とする。
					SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (3/8)

(機器・配管系)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
原子炉しゃへい壁	③	主要構造部材	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	「鋼構造設計規準」に基づく短期許容応力度を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
原子炉建屋クレーン	③	主要構造部材 支持部 吊具	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他支持構造物の許容応力(許容応力状態IV _A S)を適用する。 吊具については、クレーン構造規格及び日本クレーン協会規格に定められた安全率を上回るように設定された許容荷重を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
燃料交換機	③	主要構造部材 支持部 吊具	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他支持構造物の許容応力(許容応力状態IV _A S)を適用する。 吊具については、クレーン構造規格及び日本クレーン協会規格に定められた安全率を上回るように設定された許容荷重を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (4/8)

(機器・配管系)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
制御棒貯蔵ラック	③	主要構造部材 支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他支持構造物の許容応力(許容応力状態IV _A S)を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
燃料チャンネル着 脱機	③	主要構造部材 支持部 吊具	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他支持構造物の許容応力(許容応力状態IV _A S)を適用する。 吊具については、クレーン構造規格及び日本クレーン協会規格に定められた安全率を上回るように設定された許容荷重を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
CRD 自動交換機	③	主要構造部材 支持部	S s	$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他支持構造物の許容応力(許容応力状態IV _A S)を適用する。
中央制御室天井照 明	③	主要構造部材 支持部	S s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	「鋼構造設計規準」に基づく短期許容応力度を適用または、「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他支持構造物の許容応力(許容応力状態IV _A S)を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (5/8)

(機器・配管系)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
ほう酸水注入系テ ストタンク	③	主要構造部材 支持部	S _s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すクラス3容器及びクラス3支持構造物の許容応力(許容応力状態IV _A S)を適用する。
耐火隔壁	③	主要構造部材 支持部	S _s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他支持構造物の許容応力(許容応力状態IV _A S)を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	
海水ポンプ室門型 クレーン	④	主要構造部材 支持部 吊具	S _s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他支持構造物の許容応力(許容応力状態IV _A S)を適用する。 吊具については、クレーン構造規格及び日本クレーン協会規格に定められた安全率を上回るように設定された許容荷重を適用する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (6/8)

(機器・配管系)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
竜巻防護ネット	④	主要構造部材 支持部	S _s	$D + P_D + M_D + S_s$	DB	「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に示すその他支持構造物の許容応力(許容応力状態IV _A S)を適用する。 ゴム支承(ゴム体)については、「道路橋支承便覧」に基づき、許容限界を設定する。
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	SA	

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (7/8)

(土木構造物)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
第 1 号機取水路	④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」 に示す通水機能を維持するため構 造強度を確保することとし、曲げ については限界層間変形角、せん 断についてはせん断耐力を許容限 界とし、地盤の支持性能について は極限支持力度とする。
第 3 号機取水路	④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	
北側排水路	④	主要構造部材	S s	G + P + S s	DB	「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」 に示す通水機能を維持するため構 造強度を確保することとし、曲げ 及びせん断について許容応力度を 許容限界とする。
アクセスルート (防 潮堤 (盛土堤防))	④	セメント改良土	S s	G + P + S s	DB	「耐津波設計に係る工認審査ガイ ド」に基づき、すべり安全率 1.2 以 上を許容限界とする。

表 3-1 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の耐震評価方針 (8/8)

(土木構造物)

設計対象 下位クラス施設	評価の観点	耐震評価部位	設計用 地震動	荷重の種類 荷重の組合せ	評価 条件	許容限界設定の考え方
防護設備 (防潮堤 (鋼管式鉛直壁))	④	主要構造部材 支持部	S s	G + P + S s	DB	「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」 に示す支持機能を維持するため構 造強度を確保することとし、曲げ 及びせん断について許容応力度又 は終局耐力を許容限界とする。 防護柵の曲げについては大きな変 形が生じ耐力が低下する前である ことを確認した変形量 (塑性率 4) を許容限界とする。
前面護岸	④	改良地盤 及びコンクリ ート置換工	S s	G + P + S s	DB	「基礎地盤及び周辺斜面の安定性 評価に係る審査ガイド」に基づき、 すべり安全率 1.2 以上を許容限界 とする。
					SA	

VI-2-11-2 波及的影響を及ぼすおそれのある施設の耐震性についての計算書

目 次

- VI-2-11-2-1 海水ポンプ室門型クレーンの耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-2 竜巻防護ネットの耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-3 タービン建屋の耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-4 補助ボイラー建屋の耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-6 ほう酸水注入系テストタンクの耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-7 中央制御室天井照明の耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-8 原子炉建屋クレーンの耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-9 燃料交換機の耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-10 原子炉しゃへい壁の耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-11 原子炉ウェルカバーの耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-12 耐火隔壁の耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-13 制御棒貯蔵ラックの耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-14 燃料チャンネル着脱機の耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-15 第1号機排気筒の耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-16 前面護岸の耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-17 第1号機取水路の耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-18 第3号機取水路の耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-19 北側排水路の耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-20 アクセスルート（防潮堤（盛土堤防））の耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-21 CRD 自動交換機の耐震性についての計算書
- VI-2-11-2-22 防護設備（防潮堤（鋼管式鉛直壁））の耐震性についての計算書

VI-2-11-2-1 海水ポンプ室門型クレーンの耐震性についての計算書

目次

1.	概要	1
2.	一般事項	1
2.1	配置概要	1
2.2	構造計画	2
2.3	評価方針	3
2.4	適用規格・基準等	4
2.5	記号の説明	5
2.6	計算精度と数値の丸め方	8
3.	評価部位	8
4.	地震応答解析及び構造強度評価	9
4.1	地震応答解析及び構造強度評価方法	9
4.2	荷重の組合せ及び許容応力	13
4.2.1	荷重の組合せ及び許容応力状態	13
4.2.2	許容応力	13
4.2.3	使用材料の許容応力評価条件及び許容荷重評価条件	13
4.3	解析モデル及び諸元	18
4.4	固有周期	22
4.5	設計用地震力	28
4.6	計算方法	33
4.6.1	クレーン本体ガード及び脚部の応力の計算方法	33
4.6.2	脱輪防止装置の応力の計算方法	41
4.6.3	トロリストッパの応力の計算方法	42
4.6.4	浮上り量の計算方法	43
4.6.5	吊具の荷重計算方法	43
4.7	計算条件	43
4.8	応力の評価	44
4.8.1	クレーン本体ガード及び脚部の応力評価	44
4.8.2	脱輪防止装置の応力評価	45
4.8.3	トロリストッパの応力評価	45
4.8.4	浮上り量の評価	46
4.8.5	吊具の評価	46
5.	評価結果	47
5.1	設計基準対象施設としての評価結果	47
5.2	重大事故等対処設備としての評価結果	47
6.	引用文献	47

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の耐震評価方針に基づき、下位クラス設備である海水ポンプ室門型クレーン（C クラス施設）が上位クラス施設と同じ運転状態において基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、下部に設置された上位クラス施設である原子炉補機冷却海水ポンプ等（S クラス施設及び重大事故等対処設備）に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

海水ポンプ室門型クレーンは、海水ポンプ室を跨ぐ形で設置される。海水ポンプ室門型クレーンは、図 2-1 の位置関係図に示すように、上位クラス施設である原子炉補機冷却海水ポンプ等の上部に移動可能であることから、転倒又は落下により原子炉補機冷却海水ポンプ等に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

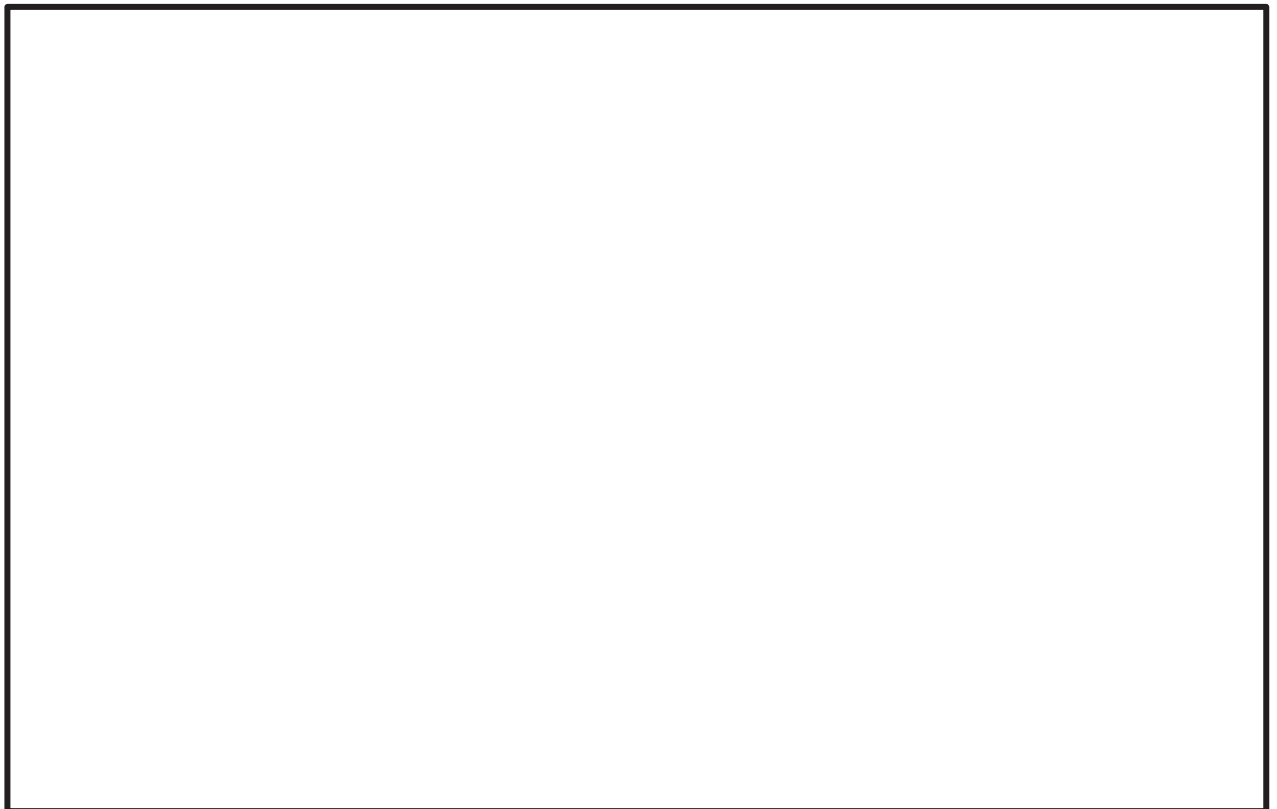


図 2-1 海水ポンプ室門型クレーンの位置関係図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2 構造計画

海水ポンプ室門型クレーンの構造計画を表 2-1 に示す。

表2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>海水ポンプ室に設けた走行レール上を剛脚、揺脚を有するクレーン本体ガードが走行し、クレーン本体ガード上部の横行レール上をトロリが横行する。剛脚、揺脚は脱輪防止装置、トロリはトロリストップを走行部付近に備えており、各々浮上り代を設けた（鉛直方向の浮上りを拘束しない）構造である。</p> <p>また、吊荷はトロリに設置されたワイヤロープ及びフックを介して吊上げ・吊下げ・移動の作業を行う。</p>	<p>クレーン本体ガード 剛脚 揺脚 連結構 トロリ 脱輪防止装置 トロリストップ ワイヤロープ フック</p>	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.3 評価方針

海水ポンプ室門型クレーンの応力評価は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定したSクラス施設及び重大事故等対処設備と同じ運転状態における、荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」にて示す海水ポンプ室門型クレーンの部位を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する箇所において、「4. 地震応答解析及び構造強度評価」により算出した基準地震動 S_s による荷重に基づく応力等が許容限界内に収まることを、「4.6 計算方法」にて示す方法によって確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価フローを図2-2に示す。

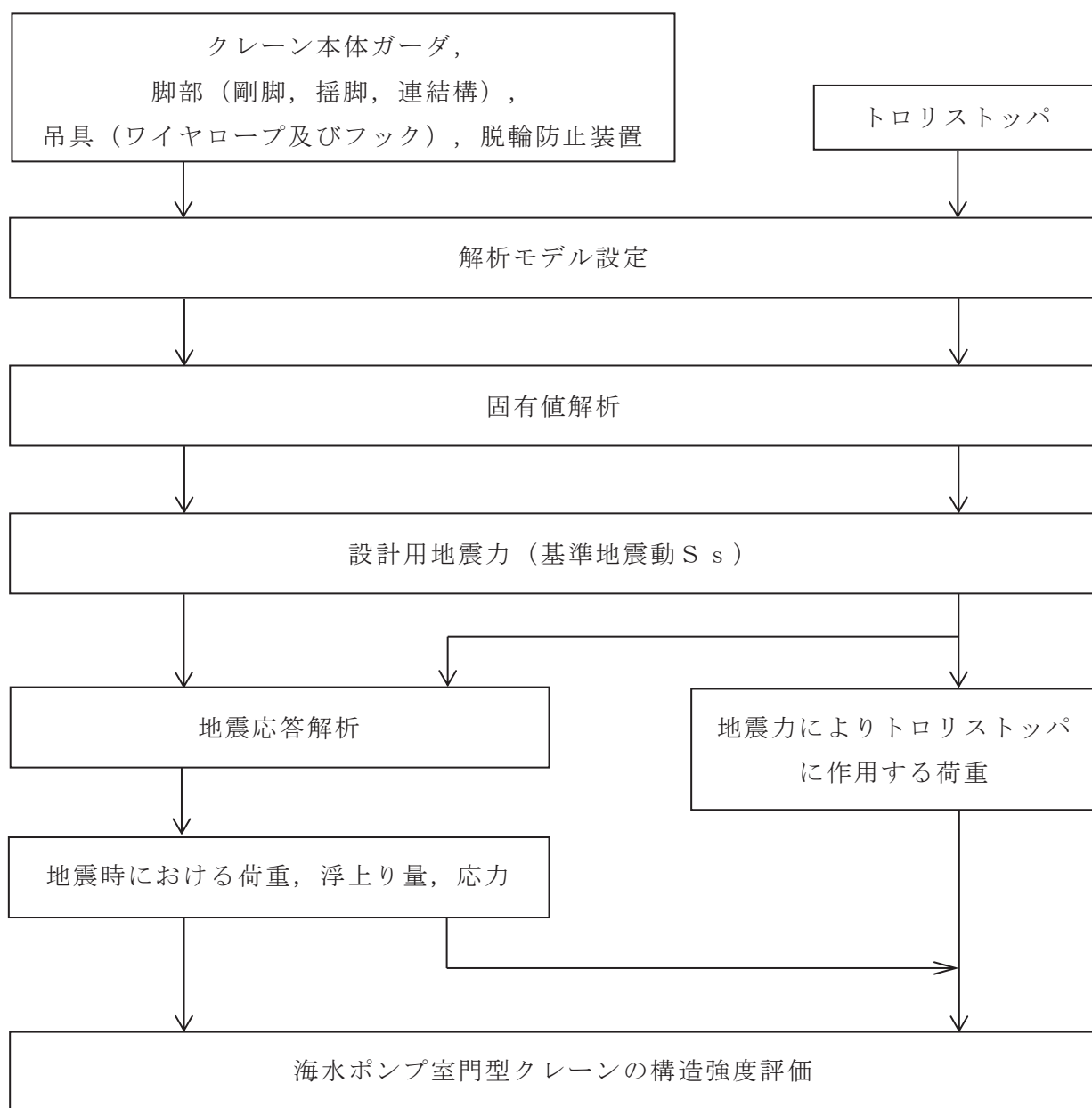


図2-2 海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1 ・
補-1984)
- (3) 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)
- (4) J S M E S N C 1 -2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
(以下「設計・建設規格」という。)
- (5) J C A S 1 6 0 0 -1968 クレーン用フック規格

2.5 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_1	脱輪防止装置の断面積	mm^2
A_2	トロリストッパの断面積	mm^2
A_{ci}	脚部の断面積（最大圧縮応力計算断面）*1	mm^2
A_{Hg}	クレーン本体ガーダ端部の主桁及び補桁の断面積（水平）	mm^2
A_{ti}	脚部の断面積（最大引張応力計算断面）*1	mm^2
A_{Vg}	クレーン本体ガーダ端部の主桁及び補桁の断面積（鉛直）	mm^2
C_H	摩擦係数より求めた水平方向設計震度（NS 方向）	—
E_G	クレーン本体ガーダの縦弾性係数	MPa
E_L	脚部の縦弾性係数	MPa
E_W	ワイヤロープの縦弾性係数	MPa
F^*	設計・建設規格 SSB-3121.3 に定める値	MPa
F_a	脱輪防止装置の部材 1 個当たりに作用する力	N
F_t	トロリストッパ 1 個当たりに作用する力	N
F_{ti}	脚部の引張荷重*1	N
F_{ci}	脚部の圧縮荷重*1	N
F_W	走行車輪 1 個当たりの横行方向の反力	N
f_t	許容引張応力	MPa
f_c	許容圧縮応力	MPa
f_s	許容せん断応力	MPa
f_b	許容曲げ応力	MPa
f_{w1}	吊具（ワイヤロープ）の許容荷重	N
f_{w2}	吊具（フック）の許容荷重	N
g	重力加速度（=9.80665）	m/s^2
H_g	クレーン本体の許容浮上り量	mm
H_t	トロリの許容浮上り量	mm
h_g	クレーン本体の浮上り量	mm
h_t	トロリの浮上り量	mm
i_i	脚部の断面 2 次半径*1	mm
l_1	脱輪防止装置荷重点からの根元部までの長さ	mm
l_2	脱輪防止装置のクレーン走行方向の長さ	mm
l_3	トロリストッパ鉛直材の長さ	mm
l_4	トロリストッパ水平材の長さ	mm
l_5	トロリストッパ当たり面拡張部材の長さ	mm
l_{ki}	脚部の座屈長さ*1	mm

記号	記号の説明	単位
M_a	脱輪防止装置の曲げモーメント	N・mm
M_{Hg}	クレーン本体ガーダ中央部の水平曲げモーメント	N・mm
M_{Vg}	クレーン本体ガーダ中央部の鉛直曲げモーメント	N・mm
M_{Xi}	脚部のX軸回りの曲げモーメント* ¹	N・mm
M_{Yi}	脚部のY軸回りの曲げモーメント* ¹	N・mm
m_G	クレーン本体質量（脚部を含む。）	kg
m_t	トロリ質量	kg
m_m	主巻定格質量（フックを含む）	kg
Σ_m	クレーン総質量（ $m_t + m_G$ ）	kg
P_w	吊具（ワイヤロープ及びフック）に加わる荷重	N
Q_{Hg}	クレーン本体ガーダの水平せん断力	N
Q_{Vg}	クレーン本体ガーダの鉛直せん断力	N
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める値	MPa
t_1	脱輪防止装置の板厚	mm
t_2	トロリストopp鉛直材の板厚	mm
t_3	トロリストopp水平材の板厚	mm
t_4	トロリストopp当たり面拡張部材の板厚	mm
Z_a	脱輪防止装置の断面係数	mm ³
Z_{Xg}	クレーン本体ガーダ中央部のX軸回りの断面係数	mm ³
Z_{Xi}	脚部のX軸回りの断面係数* ¹	mm ³
Z_{Yg}	クレーン本体ガーダ中央部のY軸回りの断面係数	mm ³
Z_{Yi}	脚部のY軸回りの断面係数* ¹	mm ³
ν	ポアソン比	—
ν'_i	脚部の座屈に対する安全率* ¹	—
λ_i	脚部の有効細長比* ¹	—
Λ_i	脚部の限界細長比* ¹	—
σ_{Xi}	脚部のX軸回りの曲げモーメントによる脚部曲げ応力* ¹	MPa
σ_{Yi}	脚部のY軸回りの曲げモーメントによる脚部曲げ応力* ¹	MPa
σ_{ba}	脱輪防止装置の曲げ応力	MPa
σ_{bg}	クレーン本体ガーダ中央部の曲げ応力	MPa
σ_{bi}	脚部の曲げ応力* ¹	MPa
σ_{ti}	脚部の引張応力* ¹	MPa
σ_{ci}	脚部の圧縮応力* ¹	MPa
σ_{ct}	トロリストoppの圧縮応力	MPa

記号	記号の説明	単位
σ_{Hg}	M_{Hg} によるクレーン本体ガーダ中央部の曲げ応力	MPa
σ_{Vg}	M_{Vg} によるクレーン本体ガーダ中央部の曲げ応力	MPa
τ_a	脱輪防止装置のせん断応力	MPa
τ_g	クレーン本体ガーダ端部のせん断応力	MPa
τ_{Hg}	Q_{Hg} によるクレーン本体ガーダ端部のせん断応力	MPa
τ_{Vg}	Q_{Vg} によるクレーン本体ガーダ端部のせん断応力	MPa

注記*1: A_{ci} , A_{ti} , F_{ti} , F_{ci} , i_i , θ_{ki} , M_{Xi} , M_{Yi} , Z_{Xi} , Z_{Yi} , ν'_i , λ_i ,

Λ_i , σ_{Xi} , σ_{Yi} , σ_{bi} , σ_{ti} 及び σ_{ci} の添字*i*の意味は、以下のとおりとする。

$i = 1$: 剛脚

$i = 2$: 揺脚

$i = 3$: 連結構 (剛脚側)

$i = 4$: 連結構 (揺脚側)

2.6 計算精度と数値の丸め方

計算精度は、有効数字 6 桁以上を確保する。

本資料で表示する数値の丸め方は、表 2-2 に示すとおりとする。

表 2-2 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
設計震度	—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位
温度	°C	—	—	整数位
質量	kg	—	—	整数位
長さ	mm	—	—	整数位 ^{*1}
面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
断面係数	mm ³	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
モーメント	N・mm	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
力	N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
縦弾性係数	MPa	有効数字 4 桁目	四捨五入	有効数字 3 桁 ^{*2}
算出応力	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位 ^{*3}

注記*1：設計上定める値が小数点以下第 1 位の場合は、小数点以下第 1 位表示とする。

*2：絶対値が 1000 以上のときは、べき数表示とする。

*3：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は、比例法により補間した値の小数点以下第 1 位を切り捨て、整数位までの値とする。

3. 評価部位

海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価は、「4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法」に示す条件に基づき、クレーン及び吊荷の落下により、上位クラス施設が損傷することを防止するために、クレーン本体ガード、剛脚、揺脚、連結構、脱輪防止装置、トロリストップ及び吊具（ワイヤロープ及びフック）について実施する。海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価部位を含めて表2-1の概略構造図に示す。

4. 地震応答解析及び構造強度評価

4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法

(1) 構造概要

海水ポンプ室門型クレーンは剛脚，揺脚，クレーン本体ガーダ及びトロリなどの構造体で構成されている。図4-1に構造概要図を示す。

剛脚，揺脚はその上部にあるクレーン本体ガーダを支持し，下部には走行装置が設置されている。剛脚はクレーン本体ガーダと剛接合，揺脚はクレーン走行方向の軸回りに摺動回転可能な継手でクレーン本体ガーダと接合されており，回転の自由度をもたせることで，クレーン本体ガーダの温度変化によるたわみ等による走行レールへの過度な荷重を逃がす役割を担っている。クレーン本体ガーダは剛脚，揺脚の上部に設置されており，その上面にトロリが移動するための横行レールが設置されている。トロリは横行レール上に位置しており，非常用海水ポンプ等のメンテナンス時等に吊荷を巻き上げるための巻き上げ装置を有している。非常用海水ポンプ等のメンテナンス時には，トロリに設置された巻き上げ装置とワイヤロープ及び主巻フックを介し，吊荷の吊上げ，吊下げ，移動等の作業を実施する。

また，クレーン本体は海水ポンプ室の東側と西側に敷設された走行レール上を剛脚，揺脚下部にある走行装置並びに車輪によって移動する。トロリについてはクレーン本体ガーダ上面の横行レール上をトロリ下部にある走行装置並びに車輪によって移動する。さらに，クレーン本体，トロリの脱輪による転倒もしくは落下を防止するため，それぞれ脱輪防止装置，トロリストoppaが設置されており，地震発生時に浮上りが起こった場合でも脱輪による転倒もしくは落下を生じない構造となっている。

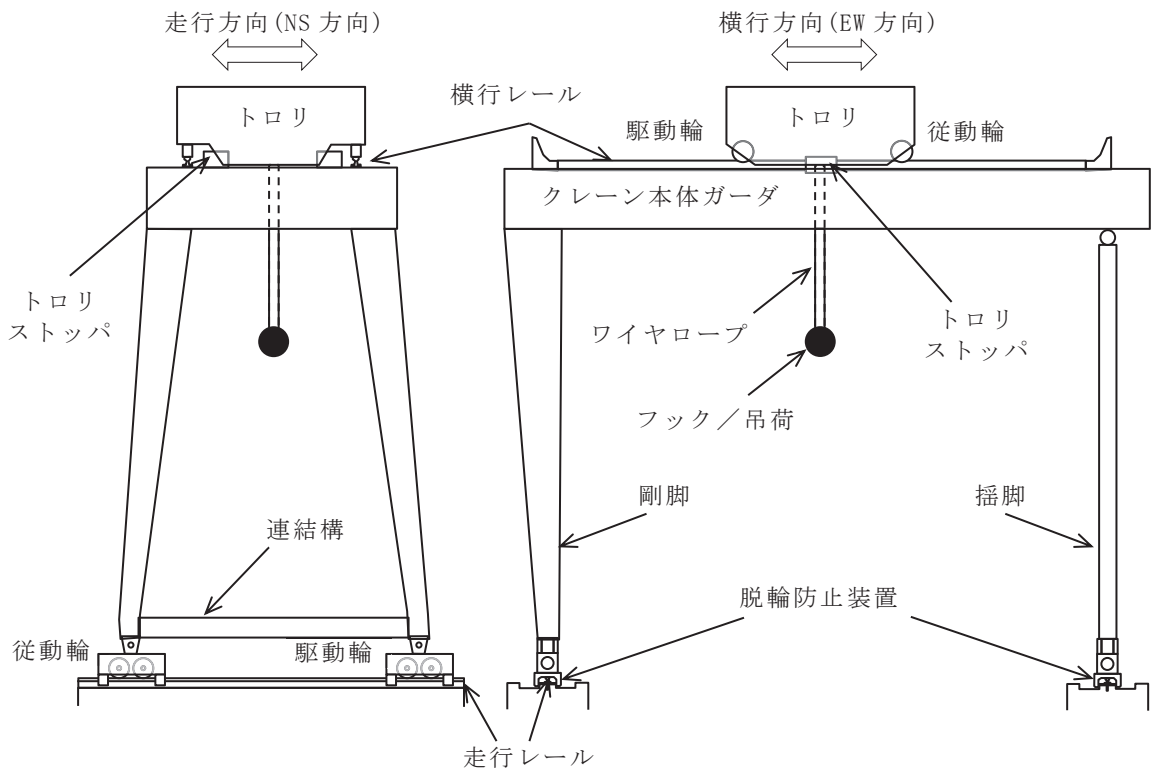


図4-1 構造概要図

(2) 走行方向 (NS方向) 水平力

- a. クレーンは、クレーン本体ガード及びトロリが、剛脚及び揺脚を介して走行レールに乗っている構造で、固定されていないため、最大静止摩擦力以上の水平力が走行方向 (NS方向) に加えられた場合、滑りが生じる。このため、クレーン自身にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。
- b. クレーンの走行車輪は 8 個であり、そのうちの 4 個は駆動輪、他の 4 個が従動輪である。
- c. 駆動輪は、電動機及び減速機の回転部分と連結されているため、地震の加速度を車輪部に入れると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の力が加えられた場合、すべりが生じる。
- d. 従動輪は、電動機及び減速機の回転部分が連結されていないため、駆動輪のみで水平力を受ける。
- e. トロリは、走行方向 (NS 方向) 水平力が横行レールに対して直角方向であり、トロリがトロリストップで拘束されているため、水平力がクレーン本体ガードに作用する。

(3) 横行方向（EW方向）水平力

a. クレーン本体ガーダ関係

横行方向（EW方向）は、走行レールに対して直角方向であり、走行車輪部が脱輪防止装置で拘束されているため、水平力が脚部及びクレーン本体ガーダに作用する。

b. トロリ関係

(a) トロリはクレーン本体ガーダ上の横行レール上に乗っている構造で、クレーン本体ガーダとは固定されていないため、最大静止摩擦力以上の水平力がトロリに加えられた場合、滑りが生じる。このため、トロリ自身にはレールと横行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。

(b) トロリの横行車輪は4個であり、そのうちの2個は駆動輪、他の2個は従動輪である。

(c) トロリの駆動輪は、電動機及び減速機の回転部分と連結されているため、地震の加速度を車輪部に入れると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の力が加えられた場合、滑りが生じる。

(d) トロリの従動輪は、電動機及び減速機の回転部分と連結されていないため、駆動輪のみで水平力を受ける。

(4) 鉛直方向（UD方向）

クレーン及びトロリは、レール上にあり、鉛直下向き方向には海水ポンプ室躯体により支持される。鉛直上向き方向には固定されていないため、鉛直方向（UD方向）には浮上りを考慮する。

(5) 評価ケース

表4-1に示す評価ケースにて評価を実施する。

表4-1 評価ケース

評価対象		クレーン本体ガーダ， 脚部（剛脚，揺脚，連結構），浮上り量， 吊具（ワイヤロープ及びフック），脱輪防止装置					
		1	2	3	4	5	6
評価ケース No.		1	2	3	4	5	6
トロリ位置	中央	●*			○		
	剛脚側		●*			○	
	揺脚側			●*			○

●：吊荷有 ○：吊荷無

注記 *：吊具については、落下評価も実施する。

(6) 地震力

地震力は、海水ポンプ室門型クレーンに対して水平方向及び鉛直方向から個別に作用するものとし、基準地震動 S_s を用いる。クレーン本体ガーダ、剛脚、揺脚、連結構、吊具（ワイヤロープ及びフック）及び脱輪防止装置に作用する荷重並びにクレーン本体及びトロリの浮上り量については、時刻歴加速度波による評価を実施する。また、トロリストッパについては、最大静止摩擦力以上の水平力がクレーンに加えられた場合、すべりが生じ、クレーン走行方向（トロリ横行方向）にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらないことから、摩擦係数より求めた水平方向設計震度を用いて計算した設計用地震力による評価を実施する。

4.2 荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

海水ポンプ室門型クレーンの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-2 に，重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-3 に示す。

4.2.2 許容応力

海水ポンプ室門型クレーンの許容応力は，添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 4-4 に示す。

4.2.3 使用材料の許容応力評価条件及び許容荷重評価条件

海水ポンプ室門型クレーンの使用材料の許容応力評価条件及び許容荷重評価条件を表4-5及び表4-6に示す。

表 4-2 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分	機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他	海水ポンプ室 門型クレーン	C	—*	$D + P_D + M_D + S_s$	IV_{AS}

注記*：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-3 荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分	機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他	海水ポンプ室 門型クレーン	—	—*	$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	V_{AS} (V_{AS} として、 IV_{AS} の許容限界 を用いる。)

注記*：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表4-4 許容応力（その他の支持構造物及び重大事故等その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2 (ボルト等以外)			
	一次応力			
	引張り	せん断	圧縮	曲げ
IV _{AS}	1.5・f _t *	1.5・f _s *	1.5・f _c *	1.5・f _b *
V _{AS} (V _{AS} としてIV _{AS} の 許容限界を用いる。)				

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対しても評価を行う。

*2：当該の応力が生じない場合、規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

表 4-5 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設及び重大事故等対処設備）

評価部位	材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (RT) (MPa)
		周辺環境温度					
クレーン本体ガード		周辺環境温度	40	—			—
剛脚		周辺環境温度	40	—			—
揺脚		周辺環境温度	40	—			—
連結構（剛脚側）		周辺環境温度	40	—			—
連結構（揺脚側）		周辺環境温度	40	—			—
脱輪防止装置		周辺環境温度	40	—			—
トロリストッパ		周辺環境温度	40	—			—

表 4-6 使用材料の許容荷重評価条件（設計基準対象施設及び重大事故等対処設備）

評価部位	材料	温度条件 (°C)		定格荷重 (N)	安全率	許容荷重 (N)
ワイヤロープ		周辺環境温度	40			6.396×10^6
フック		周辺環境温度	40			9.900×10^6

4.3 解析モデル及び諸元

海水ポンプ室門型クレーンの解析モデルを図 4-3 に、解析モデルの概要を以下に示す。また、機器の諸元を本計算書の【海水ポンプ室門型クレーンの耐震性についての計算結果】の機器要目に示す。

- (1) クレーンは、はり要素、シェル要素及び非線形要素を用いた FEM モデルとし、クレーンの質量としてクレーン本体ガーダ、脚部、トロリ及び吊荷を考慮する。
- (2) 地震応答解析に用いる減衰定数は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づき、水平方向及び鉛直方向ともに 2.0%を用いる。

なお、減衰定数は Rayleigh 減衰により、減衰定数 2.0%となる固有周期点を 1Hz 及び 20Hz に設定することで与える。この固有周期点は、「4.4 固有周期」に示す海水ポンプ室門型クレーンの水平方向 1 次固有周期が最長で であることを踏まえて設定している。

- (3) 固有値解析において、車輪部とレールの境界部は、3 方向を拘束したモデルとする。
- (4) クレーンと車輪部については、4.1(1)項にて示したクレーンの構造の特徴を踏まえて、解析の入力条件を以下のとおり設定する。
 - a. クレーンの滑りを考慮した水平力の設定

最大静止摩擦力以上の力が加われば、車輪がレール上を滑ることを考慮した水平力を設定する。ここで、摩擦係数を $\mu = 0.3$ とし、クレーン各構造部材に発生する水平力は、走行車輪の数と駆動輪の数との関係から以下のとおり求める。

クレーン本体ガーダの走行方向（NS 方向）に作用する水平力

$$\text{鉛直方向荷重} \times \mu \times \frac{4}{8} = \text{鉛直方向荷重} \times 0.15$$

トロリの走行方向（EW 方向）に作用する水平力

$$\text{鉛直方向荷重} \times \mu \times \frac{2}{8} = \text{鉛直方向荷重} \times 0.15$$

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

b. 浮上りによる衝突の減衰

クレーン及びトロリの浮上りによる衝突の減衰は、引用文献(1)の試験にて得られた反発係数 e から換算した減衰比 h として、 を用いる。反発係数 e と減衰比 h との関係式は次式に、関係図を図 4-2 に示す。

$$e = e \times p \left(-\frac{h \pi}{\sqrt{1-h^2}} \right)$$

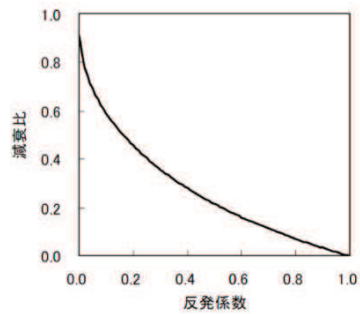


図4-2 反発係数と減衰比の関係

- (5) 固有値解析及び地震応答解析には、解析コード「ABAQUS」を用いる。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。
- (6) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

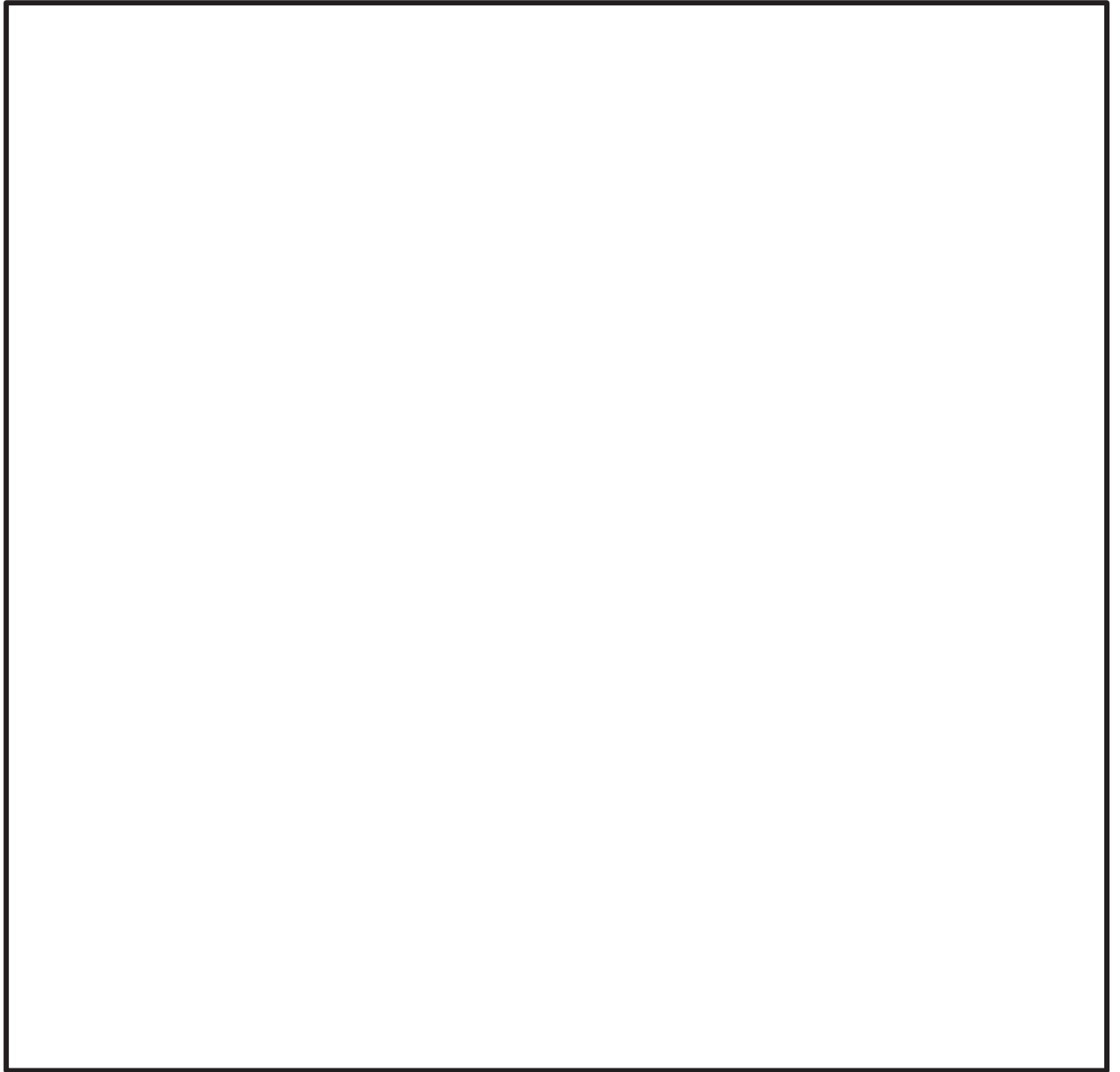


図 4-3(1) 海水ポンプ室門型クレーンの解析モデル（固有値解析時）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

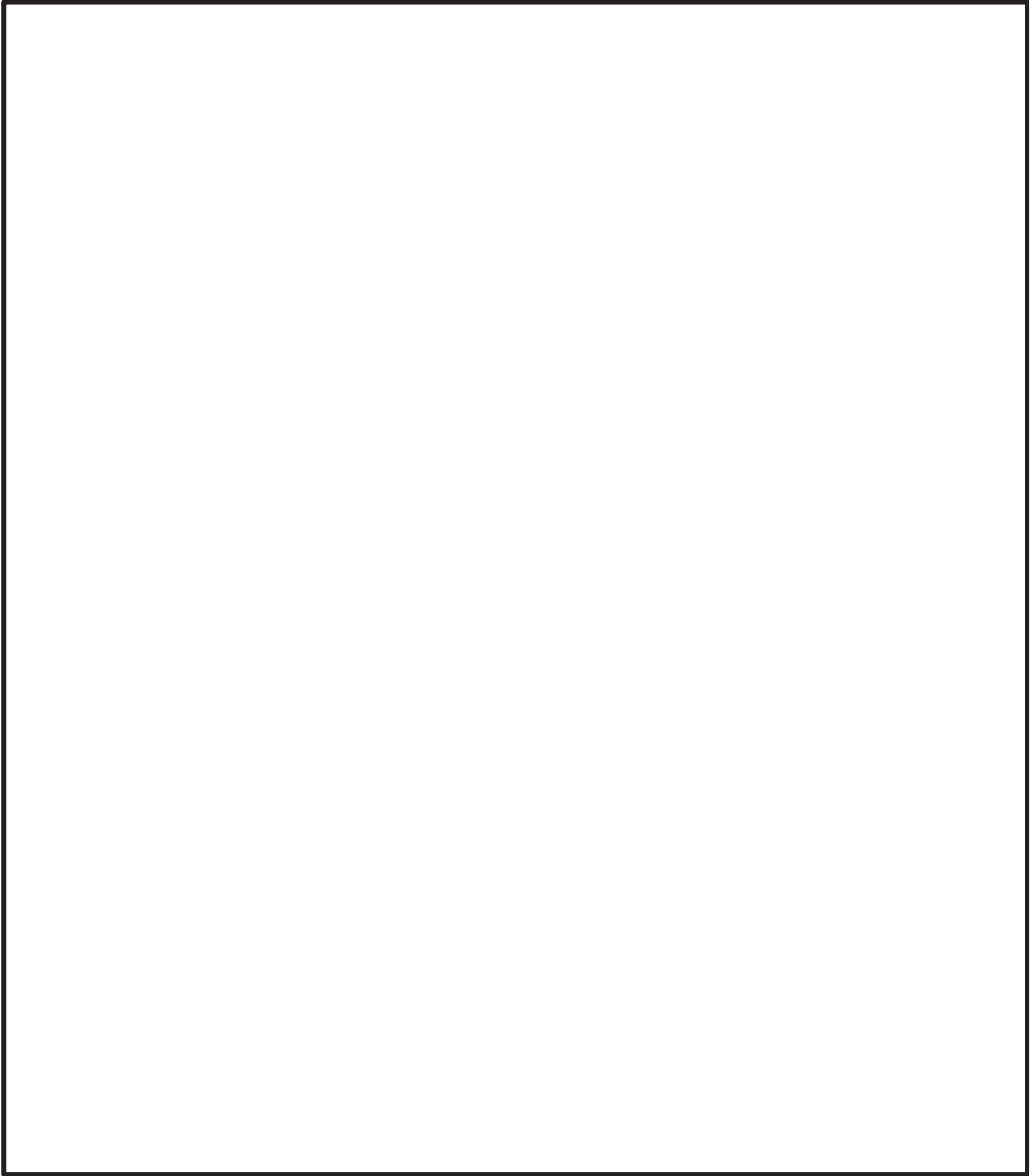


図 4-3(2) 海水ポンプ室門型クレーンの解析モデル（地震応答解析時）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.4 固有周期

各解析ケースにおける固有値解析の結果を表 4-7 に示す。また、振動モード図を図 4-4 に示す。

なお、固有値解析結果及び振動モード図は、評価結果が厳しくなる吊荷有の評価ケース（評価ケース No. 1～3）について記載する。

表 4-7(1) 固有値解析結果（評価ケース No. 1（トロリ位置：中央，吊荷：有））

モード	卓越方向	固有周期 (s)	刺激係数*		
			水平方向		鉛直方向
			NS	EW	
1次	水平（EW）方向				
2次	水平（NS）方向				
3次	水平（NS）方向				
4次	鉛直方向				
5次	水平（EW）方向				
6次	水平（NS）方向				
7次	水平（NS）方向				
8次	水平（NS）方向				
9次	鉛直方向				
10次	鉛直方向				
11次	水平（NS）方向				
12次	水平（EW）方向				
13次	水平（NS）方向				
14次	水平（EW）方向				
15次	鉛直方向				
16次	水平（NS）方向				
17次	水平（NS）方向				
18次	鉛直方向				

注記*：刺激係数は、モード質量を正規化し、固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-7(2) 固有値解析結果（評価ケース No. 2（トロリ位置：剛脚側，吊荷：有））

モード	卓越方向	固有周期 (s)	刺激係数*		
			水平方向		鉛直方向
			NS	EW	
1次	水平（EW）方向				
2次	水平（NS）方向				
3次	水平（NS）方向				
4次	鉛直方向				
5次	水平（EW）方向				
6次	水平（NS）方向				
7次	鉛直方向				
8次	水平（NS）方向				
9次	水平（EW）方向				
10次	水平（NS）方向				
11次	水平（NS）方向				
12次	水平（NS）方向				
13次	水平（NS）方向				
14次	水平（EW）方向				
15次	水平（EW）方向				
16次	水平（NS）方向				
17次	鉛直方向				
18次	水平（NS）方向				
19次	水平（NS）方向				
20次	鉛直方向				

注記*：刺激係数は、モード質量を正規化し、固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-7(3) 固有値解析結果 (評価ケース No. 3 (トロリ位置 : 揺脚側, 吊荷 : 有))

モード	卓越方向	固有周期 (s)	刺激係数*		
			水平方向		鉛直方向
			NS	EW	
1次	水平 (EW) 方向				
2次	水平 (NS) 方向				
3次	水平 (NS) 方向				
4次	鉛直方向				
5次	水平 (EW) 方向				
6次	水平 (NS) 方向				
7次	鉛直方向				
8次	水平 (NS) 方向				
9次	水平 (NS) 方向				
10次	鉛直方向				
11次	水平 (NS) 方向				
12次	鉛直方向				
13次	水平 (NS) 方向				
14次	水平 (EW) 方向				
15次	水平 (EW) 方向				
16次	鉛直方向				
17次	水平 (NS) 方向				
18次	水平 (NS) 方向				
19次	水平 (NS) 方向				
20次	鉛直方向				
21次	鉛直方向				

注記* : 刺激係数は、モード質量を正規化し、固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

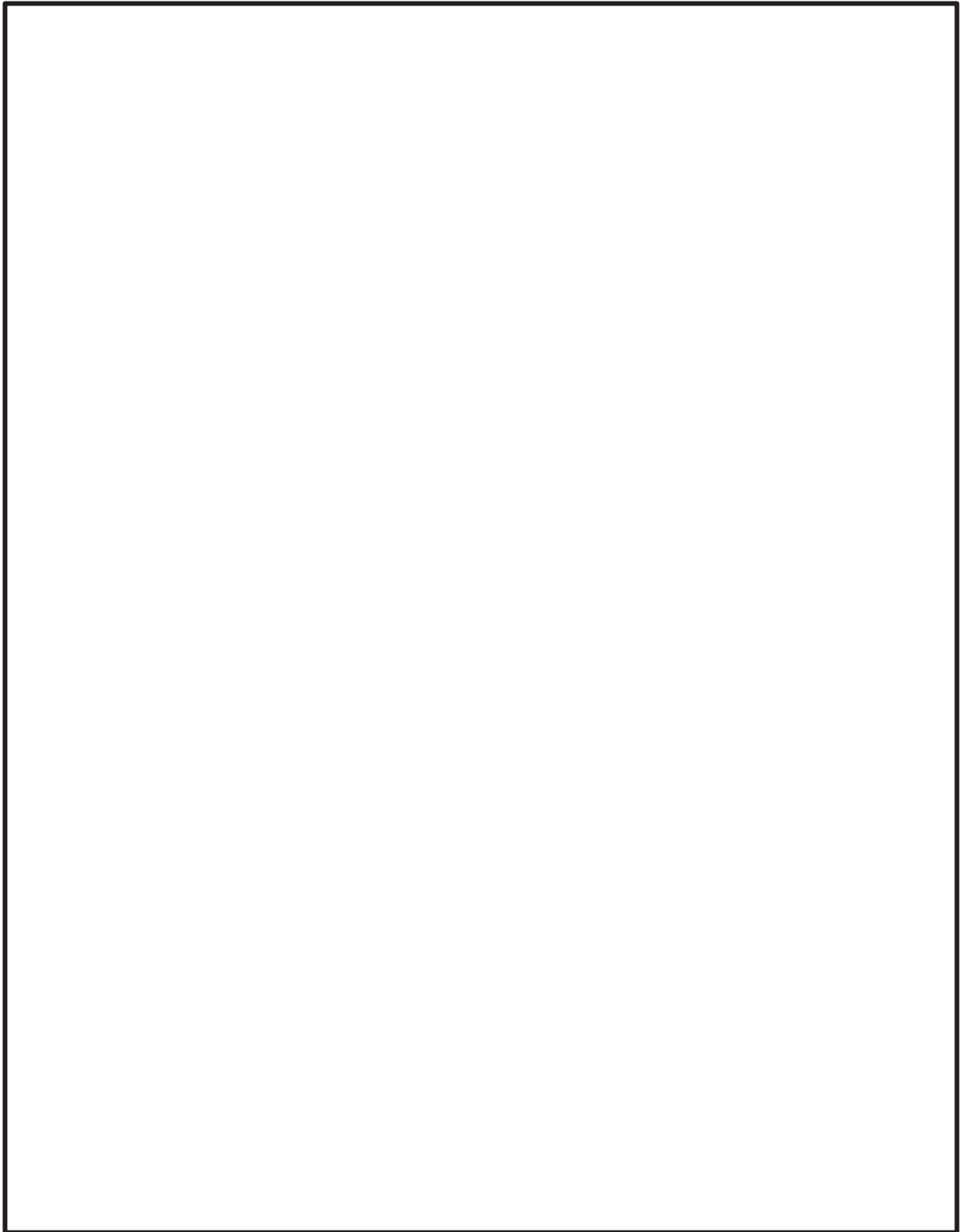


図 4-4(1) 振動モード図 (評価ケース No. 1 (トロリ位置 : 中央, 吊荷 : 有))

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

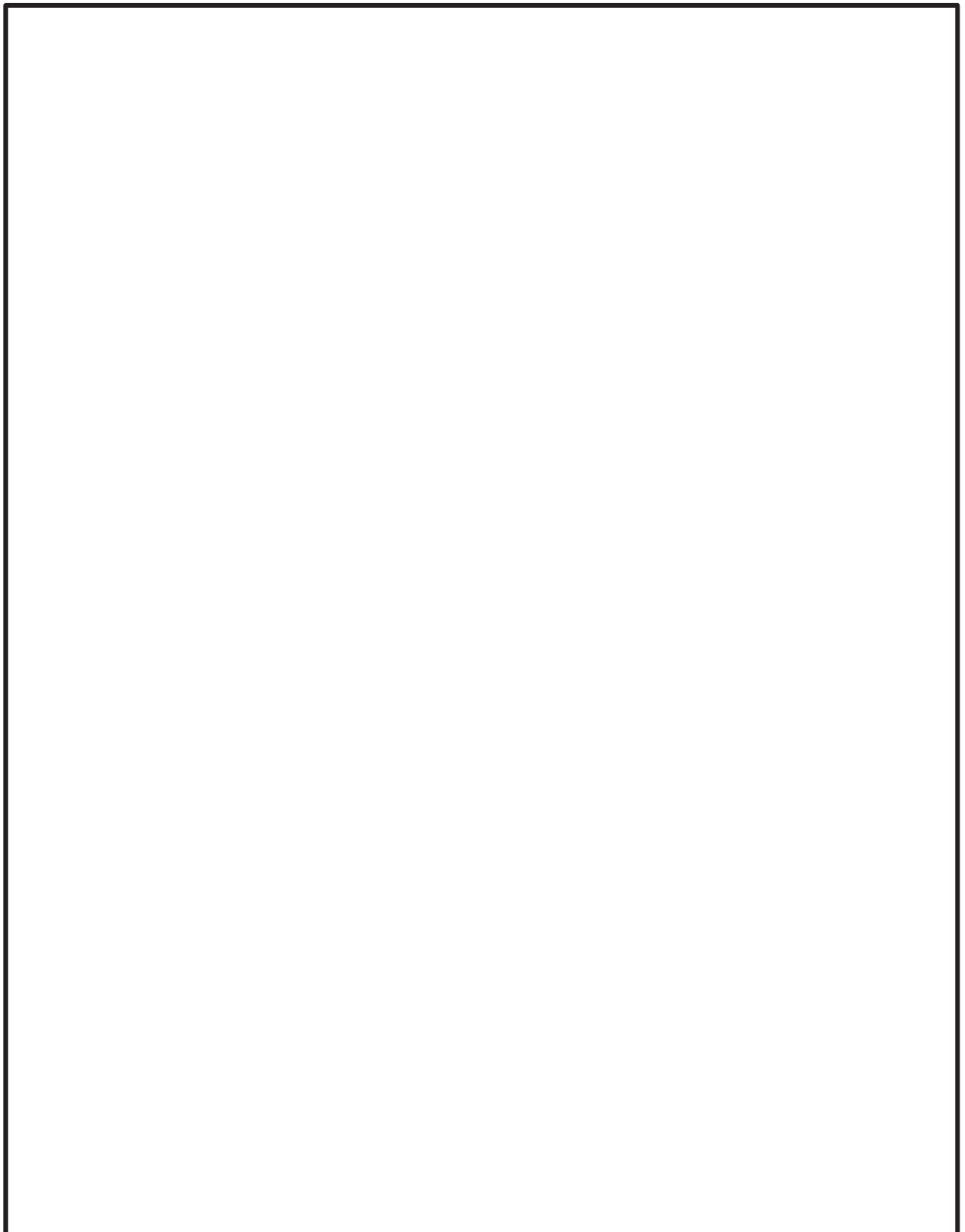


図 4-4(2) 振動モード図 (評価ケース No.2 (トロリ位置:剛脚側, 吊荷:有))

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

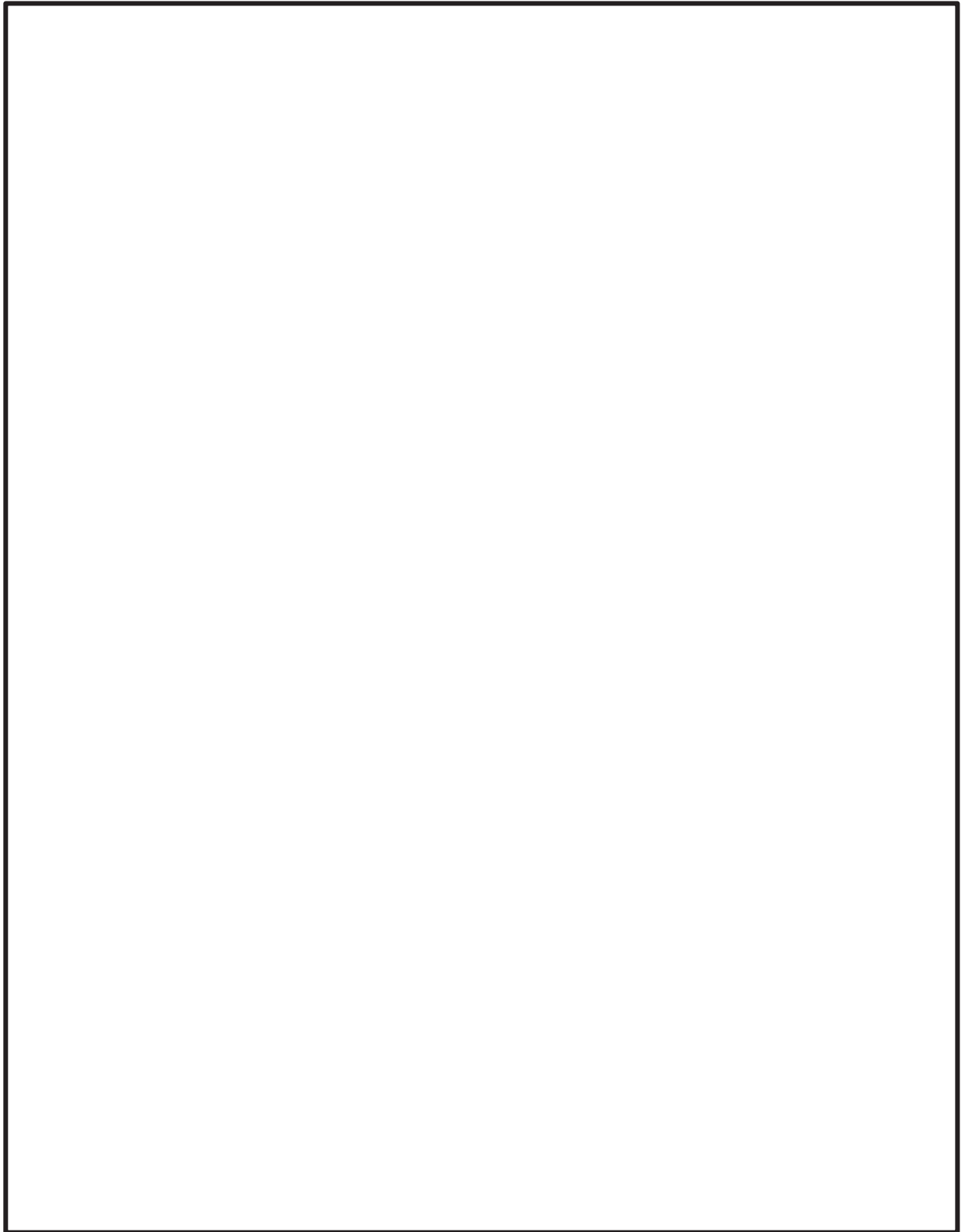


図 4-4(3) 振動モード図 (評価ケース No.3 (トロリ位置:揺脚側, 吊荷:有))

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.5 設計用地震力

トロリストッパの評価に用いる設計用地震力を表 4-8 に示す。

表 4-8 設計用地震力（設計基準対象施設及び重大事故等対処設備）

据付場所 及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)			基準地震動 S_s		
	水平方向		鉛直方向 (UD 方向)	水平方向設計震度		鉛直方向 設計震度
	走行方向 (NS 方向)	横行方向 (EW 方向)		走行方向 (NS 方向)	横行方向 (EW 方向)	
海水ポンプ 室 O. P. 15.0 ^{*1}	— ^{*2}	— ^{*2}	— ^{*2}	^{*3, *4} $C_H = 0.15$	— ^{*5}	— ^{*5}

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：固有周期より設計震度を算出しないため、「—」と記載する。

*3：摩擦係数より求めた水平方向設計震度

*4：トロリストッパの評価に適用する。

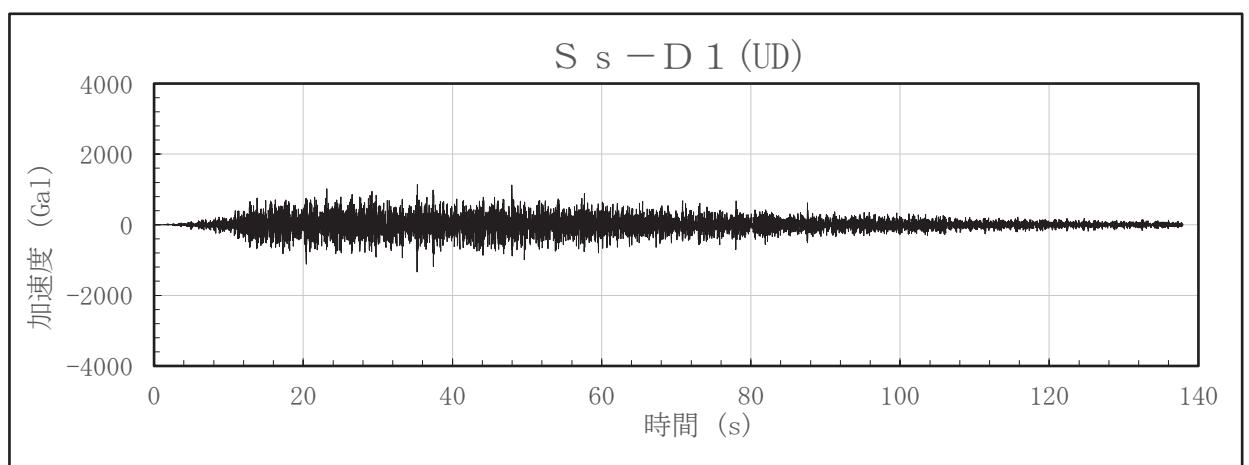
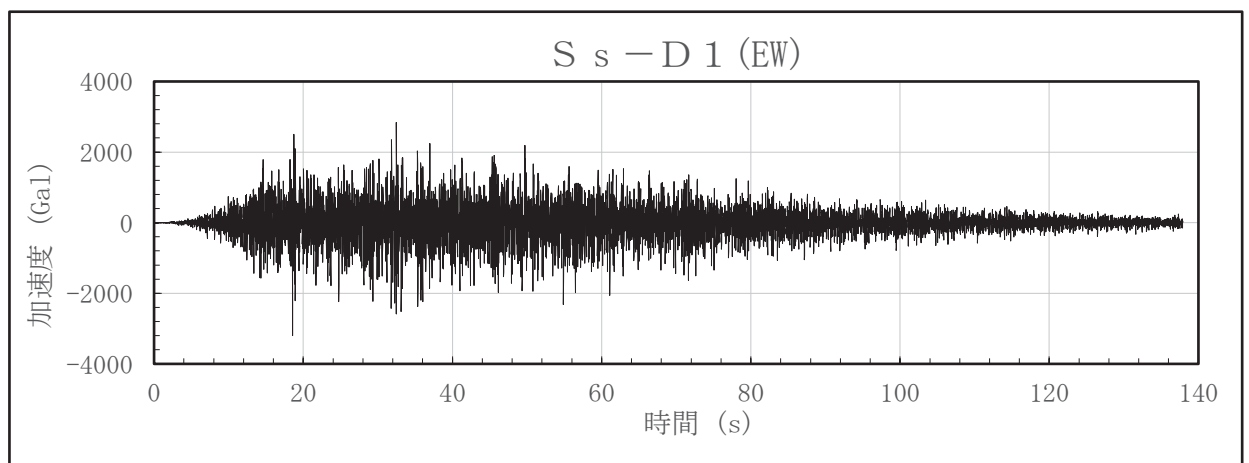
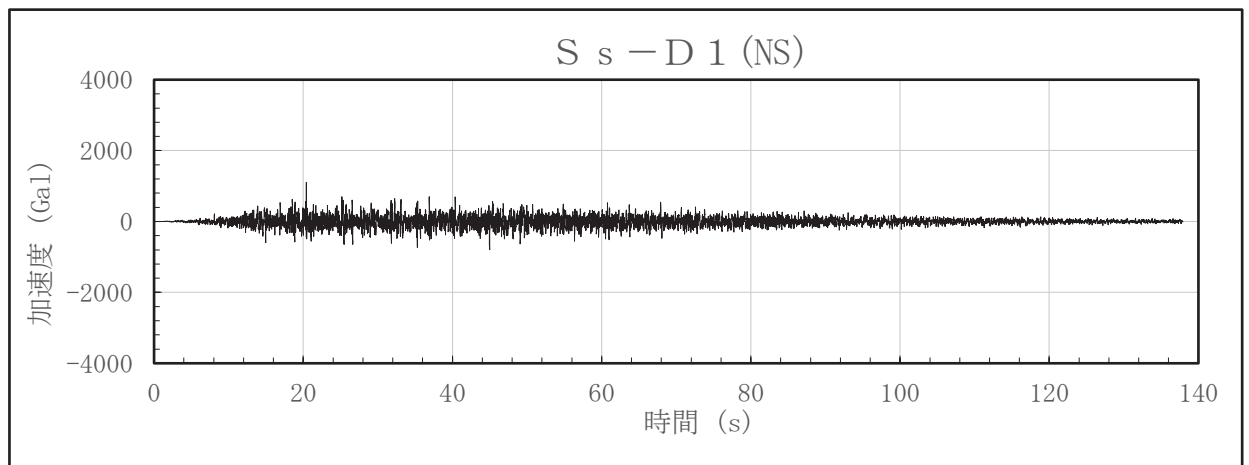
*5：横行方向（EW 方向）及び鉛直方向の設計震度を使用しないため、「—」と記載する。

クレーン本体ガーダ、剛脚、揺脚、連結構、脱輪防止装置及び吊具（ワイヤロープ及びフック）に作用する荷重並びにクレーン本体及びトロリの浮上り量に対する地震応答解析は、添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」で得られる海水ポンプ室（補機ポンプエリア）O. P. 14.8m の時刻歴加速度を入力とし、水平 2 方向と鉛直方向地震力の同時入力により解析を実施する。時刻歴加速度波形を次項以降の(1)～(4)に示す。門型クレーンの評価に適用する地震動は、設計用床応答曲線と門型クレーンの固有周期の関係から評価が厳しくなる基準地震動を選定している。

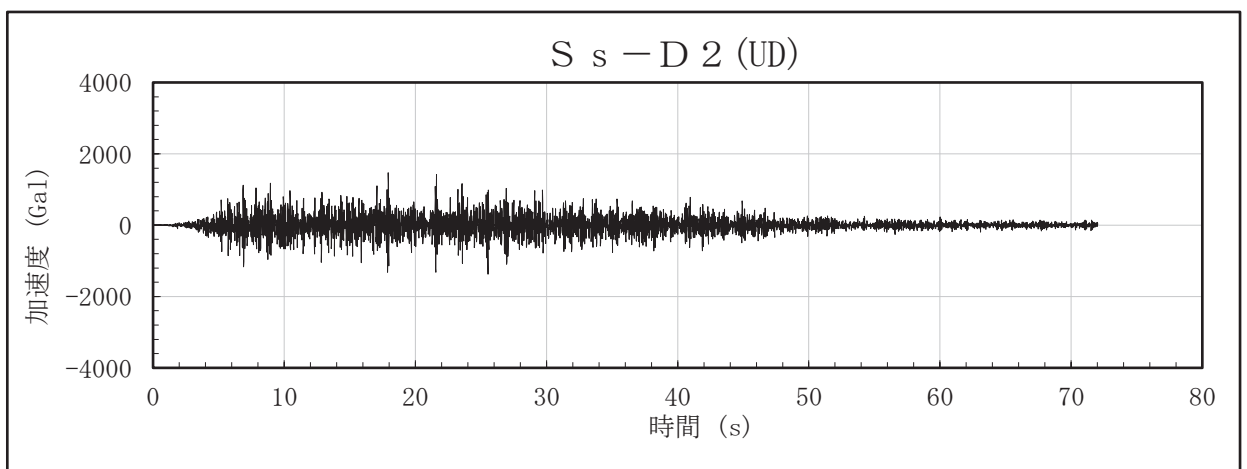
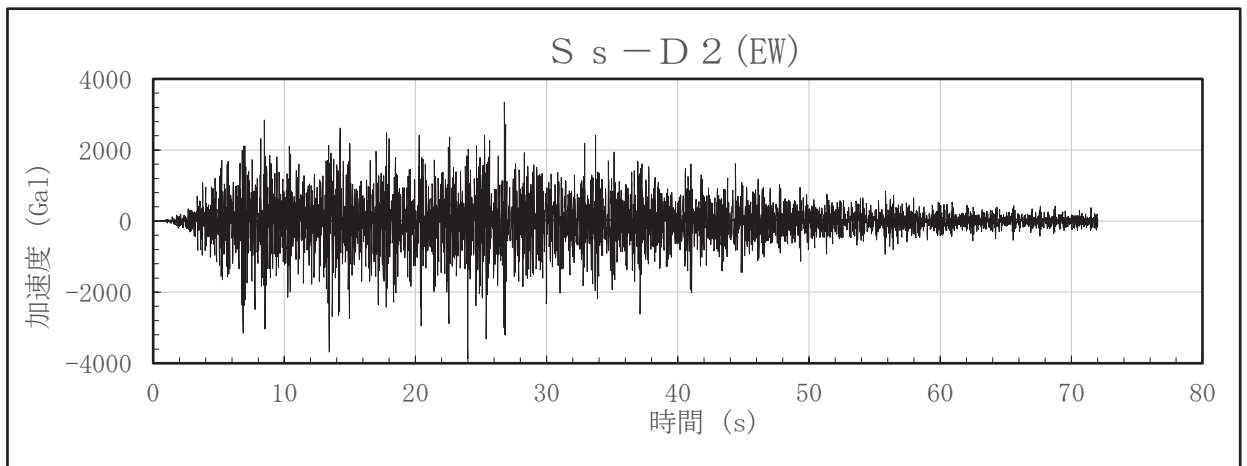
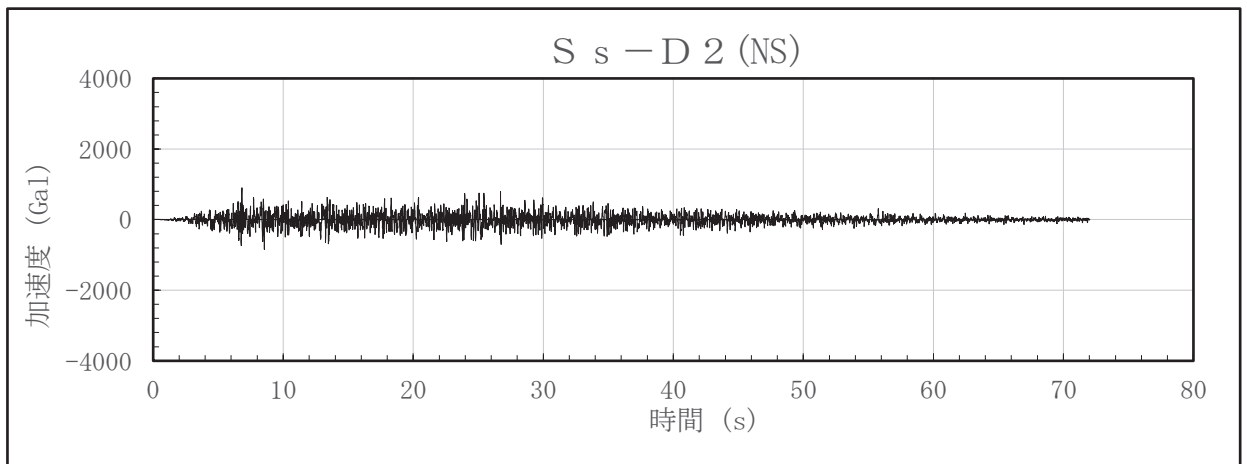
また、時刻歴応答解析に対する保守性の考慮として、基準となる時刻歴加速度波（固有周期シフトを考慮していないもの）による解析に加えて、ASME Boiler Pressure Vessel Code SECTION III, DIVISION 1-NONMANDATORY APPENDIX N-1222.3 Time History Broadening の規定を参考に時刻歴加速度波を時間軸方向に±10%シフトさせた時刻歴加速度波による解析も実施する。さらに、±10%シフトさせた応答スペクトルのピークにクレーンの固有周期が存在する場合は、ASMEの規定に基づきピーク位置を考慮した評価も行う。

なお、加速度時刻歴を算出するための海水ポンプ室の地震応答解析に用いた地震動は、位相が同じ基準地震動を NS, EW 方向に入力しているが、海水ポンプ室の地震応答解析に用いるモデルは横断面（EW 方向）と縦断面（NS 方向）でモデルが大きく異なるため、基準地震動の位相は同じものの解析モデルの違いの影響で門型クレーンの評価に適用している地震応答波の特性は異なっている。また、門型クレーンの走行方向（NS 方向）はすべりを生じ、最大静止摩擦力以上の荷重が負荷されないため、地震動の位相が門型クレーンの評価に与える影響は小さい。

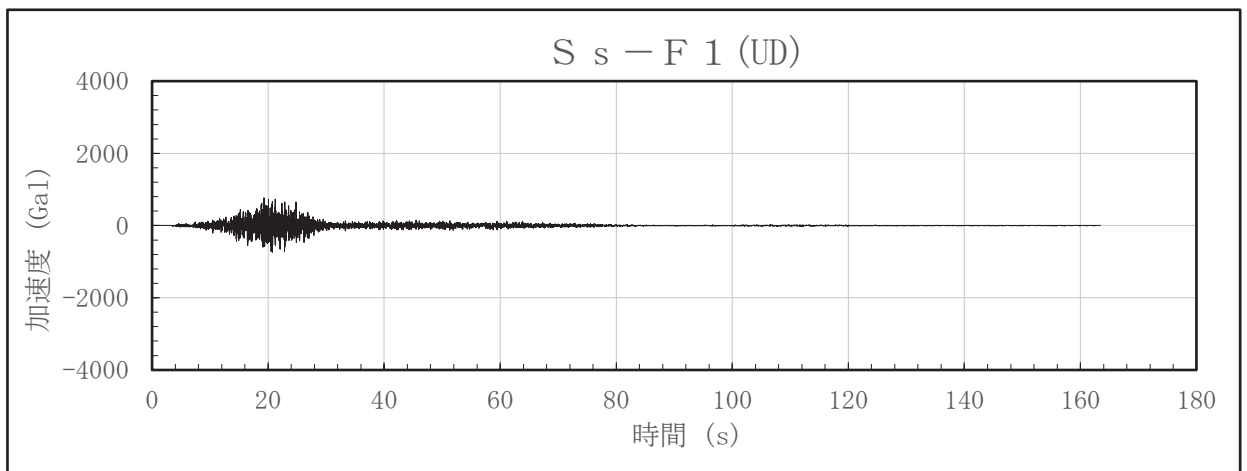
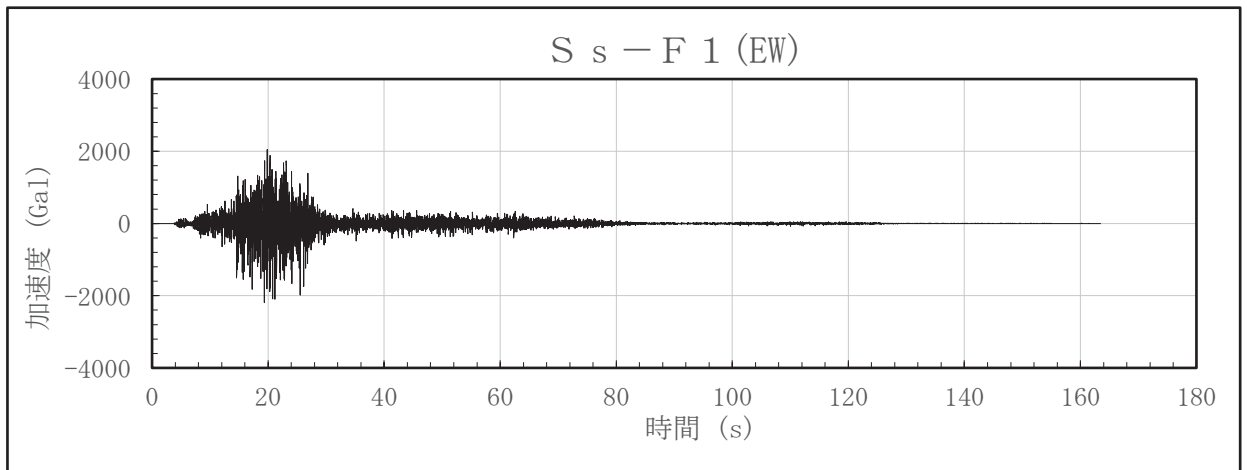
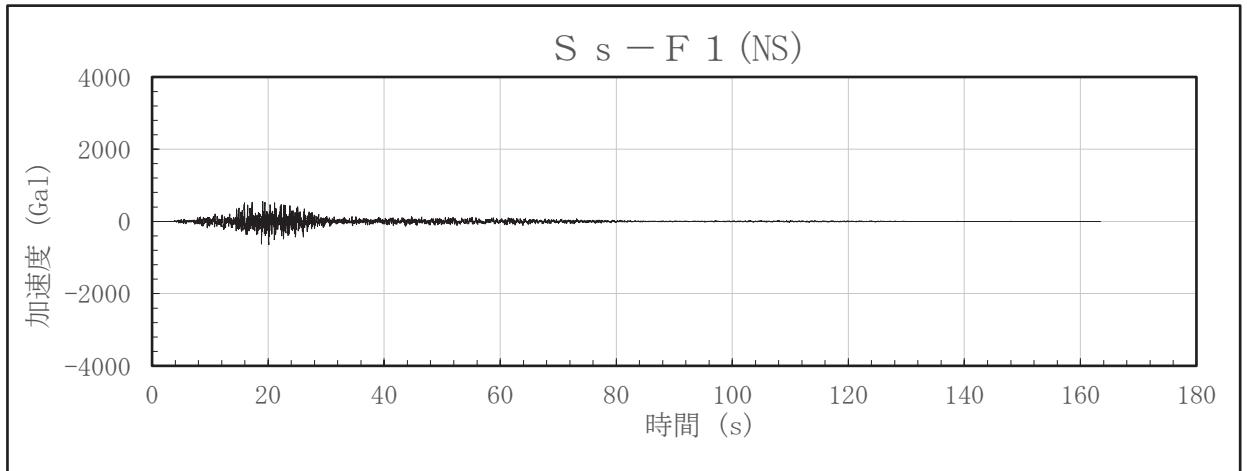
(1) 海水ポンプ室の解析ケース：ケース1（基本ケース），地震波：S_s-D1



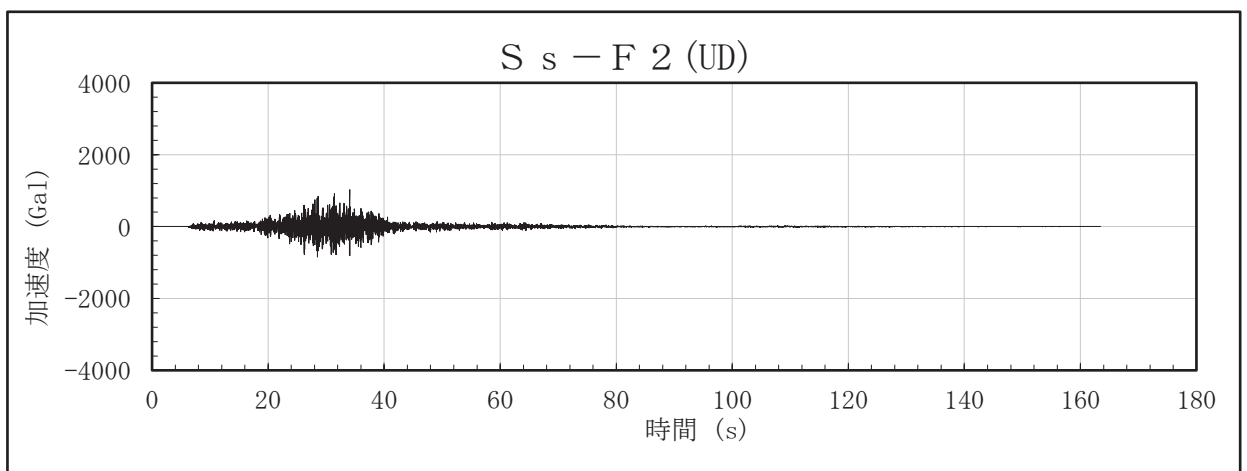
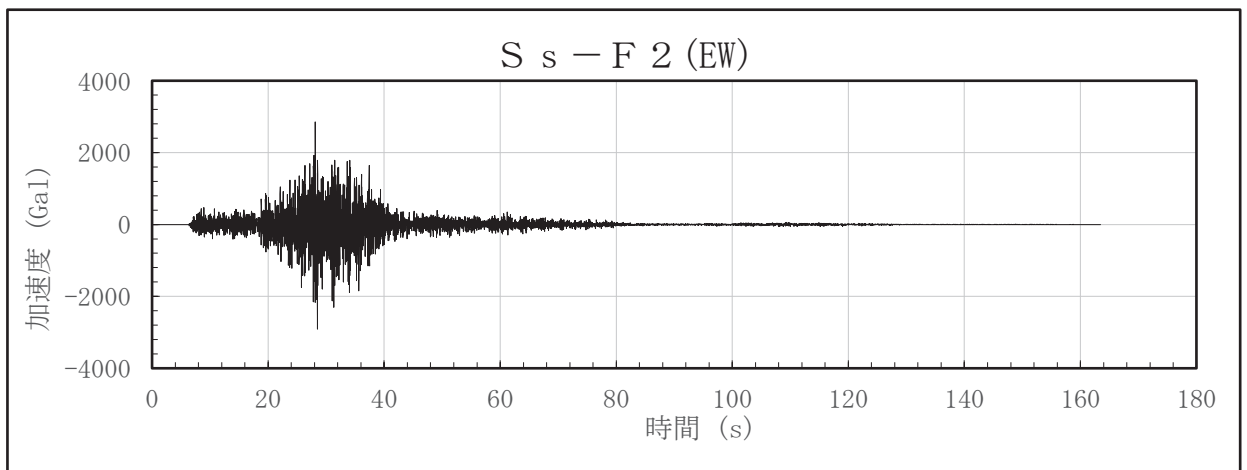
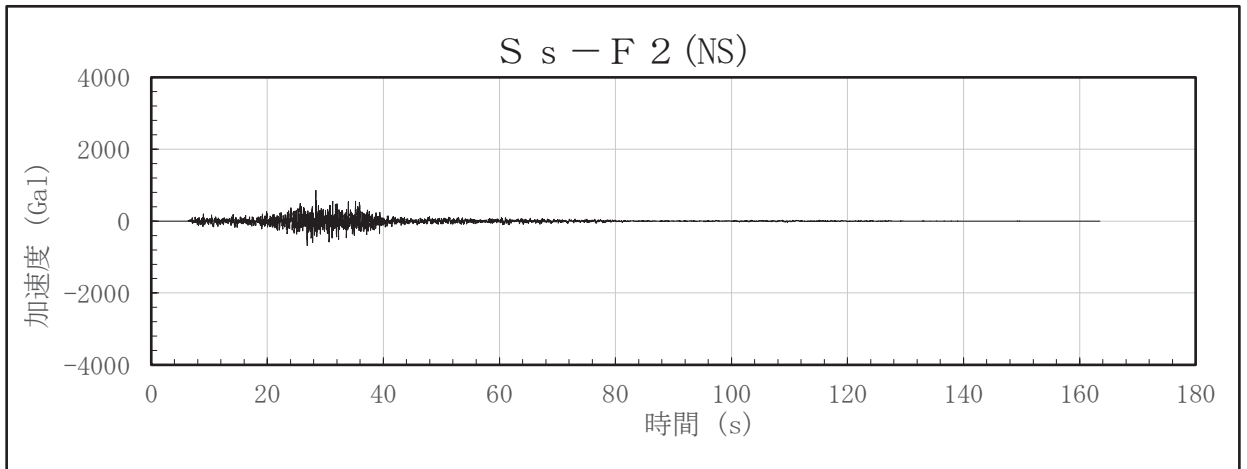
(2) 海水ポンプ室の解析ケース：ケース1（基本ケース），地震波：S_s-D2



(3) 海水ポンプ室の解析ケース：ケース 1（基本ケース），地震波：S_s-F 1



(4) 海水ポンプ室の解析ケース：ケース1（基本ケース），地震波：S_s-F2



4.6 計算方法

4.6.1 クレーン本体ガーダ及び脚部の応力の計算方法

(1) 設計荷重

クレーン本体ガーダ，剛脚，揺脚及び連結構に加わる荷重を図 4-3 の解析モデルを用いて，直接積分法による時刻歴解析により求める。表 4-9 に解析モデルの概要を示す。

また，本評価の時刻歴解析には，4.5 項に示す時刻歴解析の保守性を考慮する。

表 4-9 解析モデルの概要

解析モデル		
構造物	クレーン本体ガーダ	
	トロリ	
	剛脚	
	揺脚	
	吊具	吊荷
ワイヤロープ		
車輪部	クレーン走行車輪	
	トロリ車輪	
解析モデル図		図 4-3

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(2) クレーン本体ガーダの応力

a. クレーン本体ガーダ曲げ応力

クレーン本体ガーダにおける最大曲げ応力を図 4-5 に示す断面で計算する。

クレーン本体ガーダ中央部の鉛直曲げモーメントによるクレーン本体ガーダ中央部の曲げ応力： σ_{Vg}

$$\sigma_{Vg} = \frac{M_{Vg}}{Z_{Xg}} \quad \dots\dots\dots (4.6.1.1)$$

クレーン本体ガーダ中央部の水平曲げモーメントによるクレーン本体ガーダ中央部の曲げ応力： σ_{Hg}

$$\sigma_{Hg} = \frac{M_{Hg}}{Z_{Yg}} \quad \dots\dots\dots (4.6.1.2)$$

クレーン本体ガーダ中央部の曲げ応力： σ_{bg}

なお、クレーン本体ガーダ中央部の曲げ応力については、非線形時刻歴応答解析により求まる時刻ごとの M_{Vg} と M_{Hg} から σ_{Vg} と σ_{Hg} を算出し、(4.6.1.3)式によって計算される σ_{bg} の最大値を用いる。

$$\sigma_{bg} = \sigma_{Vg} + \sigma_{Hg} \quad \dots\dots\dots (4.6.1.3)$$

b. クレーン本体ガーダせん断応力

クレーン本体ガーダにおける最大せん断応力を図 4-6 に示す断面で計算する。

鉛直せん断力によるクレーン本体ガーダ端部のせん断応力： τ_{Vg}

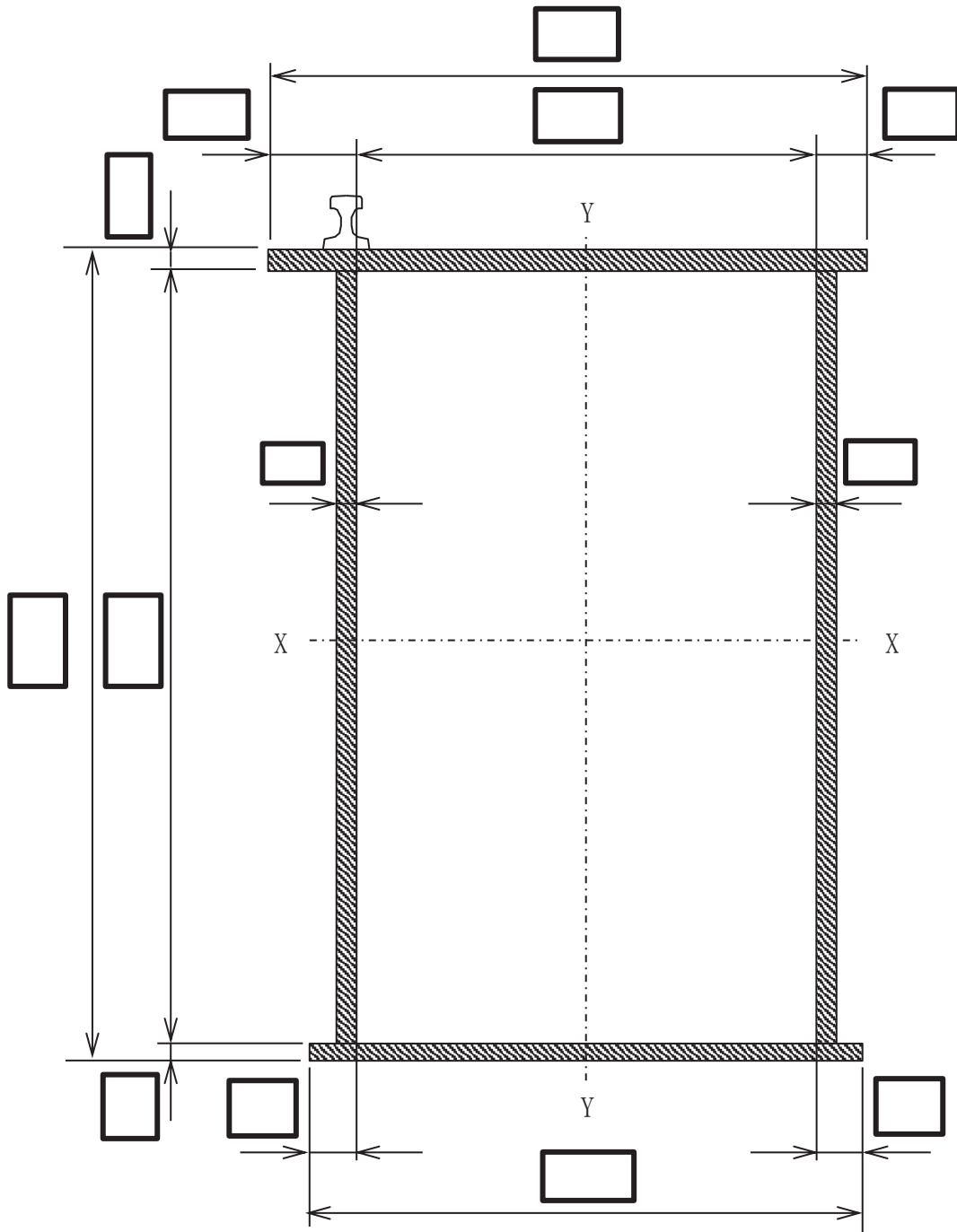
$$\tau_{Vg} = \frac{Q_{Vg}}{A_{Vg}} \quad \dots\dots\dots (4.6.1.4)$$

水平せん断力によるクレーン本体ガーダ端部のせん断応力： τ_{Hg}

$$\tau_{Hg} = \frac{Q_{Hg}}{A_{Hg}} \quad \dots\dots\dots (4.6.1.5)$$

クレーン本体ガーダ端部のせん断応力： τ_g

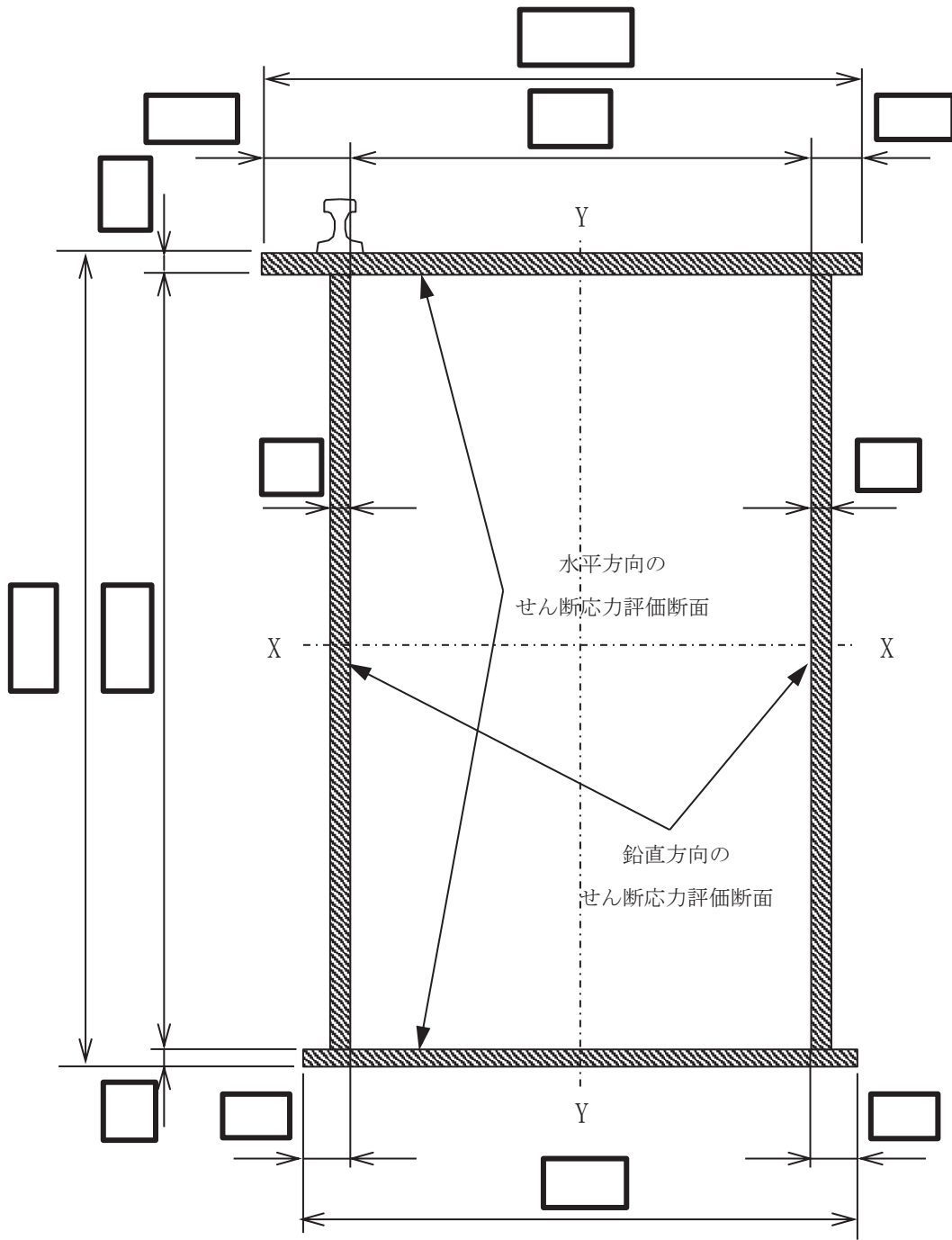
$$\tau_g = \text{Max} [\tau_{Vg}, \tau_{Hg}] \quad \dots\dots\dots (4.6.1.6)$$



注：斜線部は曲げ応力評価部材を示す。

図 4-5 クレーン本体ガーダ中央部詳細（単位：mm）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



注：斜線部は水平及び鉛直方向のせん断応力評価部材を示す。

図 4-6 クレーン本体ガード端部詳細 (単位：mm)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(3) 脚部（剛脚，揺脚及び連結構）の応力

a. 脚部引張応力及び圧縮応力

脚部の評価断面は図 4-7 及び図 4-8 に示すように高さ方向の位置によって断面が異なるため，解析モデルの各要素における断面積を求め，最大引張応力及び最大圧縮応力を計算する。

脚部の引張応力： $\sigma_{t i}$

$$\sigma_{t i} = \frac{F_{t i}}{A_{t i}} \dots\dots\dots (4.6.1.7)$$

脚部の圧縮応力： $\sigma_{c i}$

$$\sigma_{c i} = \frac{F_{c i}}{A_{c i}} \dots\dots\dots (4.6.1.8)$$

b. 脚部曲げ応力

解析モデルの各要素位置における断面係数を求め，最大曲げ応力を計算する。

脚部の X 軸回りの曲げモーメントによる脚部曲げ応力： $\sigma_{X i}$

$$\sigma_{X i} = \frac{M_{X i}}{Z_{X i}} \dots\dots\dots (4.6.1.9)$$

脚部の Y 軸回りの曲げモーメントによる脚部曲げ応力： $\sigma_{Y i}$

$$\sigma_{Y i} = \frac{M_{Y i}}{Z_{Y i}} \dots\dots\dots (4.6.1.10)$$

脚部の曲げ応力： $\sigma_{b i}$

$$\sigma_{b i} = \sigma_{X i} + \sigma_{Y i} \dots\dots\dots (4.6.1.11)$$

c. 脚部組合せ応力

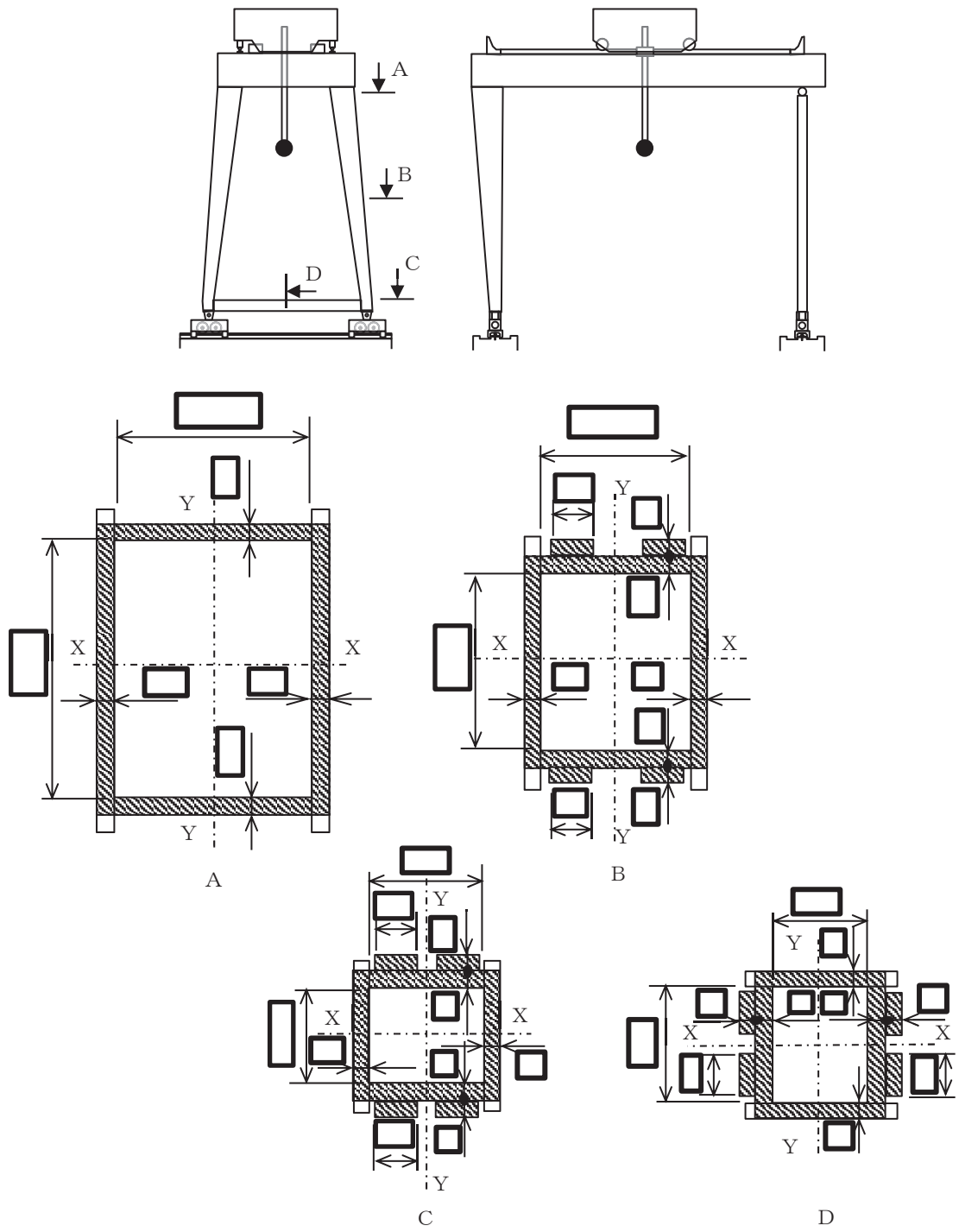
引張+曲げ，圧縮+曲げの大きい方の値を脚部組合せ応力とする。

引張+曲げ

$$\frac{\sigma_{t i}}{f_t} + \frac{\sigma_{b i}}{f_b} \dots\dots\dots (4.6.1.12)$$

圧縮+曲げ

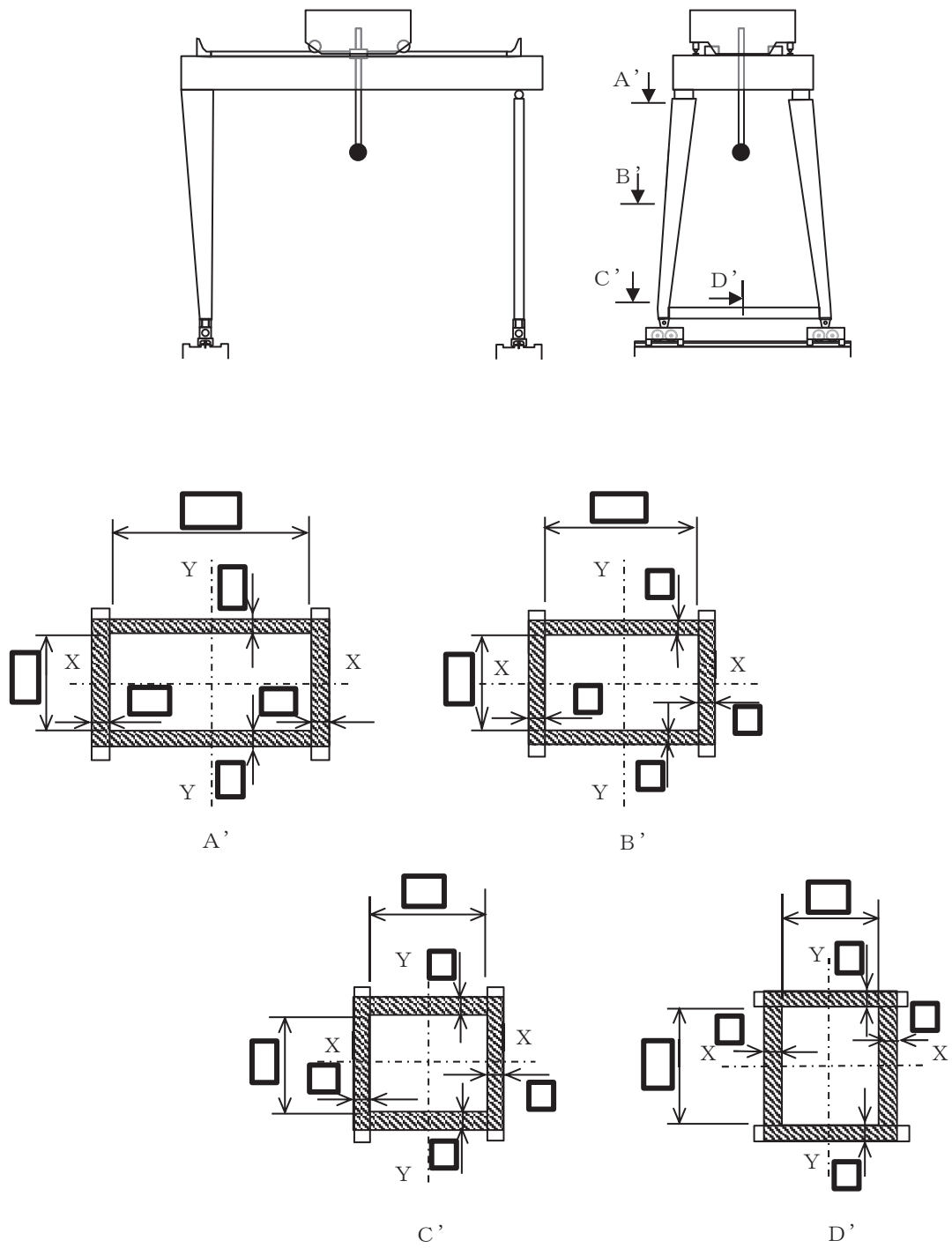
$$\frac{\sigma_{c i}}{f_c} + \frac{\sigma_{b i}}{f_b} \dots\dots\dots (4.6.1.13)$$



注：図中の断面は代表的な評価断面を示す。

図 4-7 剛脚及び連結構（剛脚側）断面詳細（単位：mm）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



注：図中の断面は代表的な評価断面を示す。

図 4-8 揺脚及び連結構（揺脚側）断面詳細（単位：mm）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.6.2 脱輪防止装置の応力の計算方法

脱輪防止装置には、海水ポンプ室門型クレーンの水平方向地震応答によって水平力が作用する。図 4-9 に脱輪防止装置の構造概要図を示す。

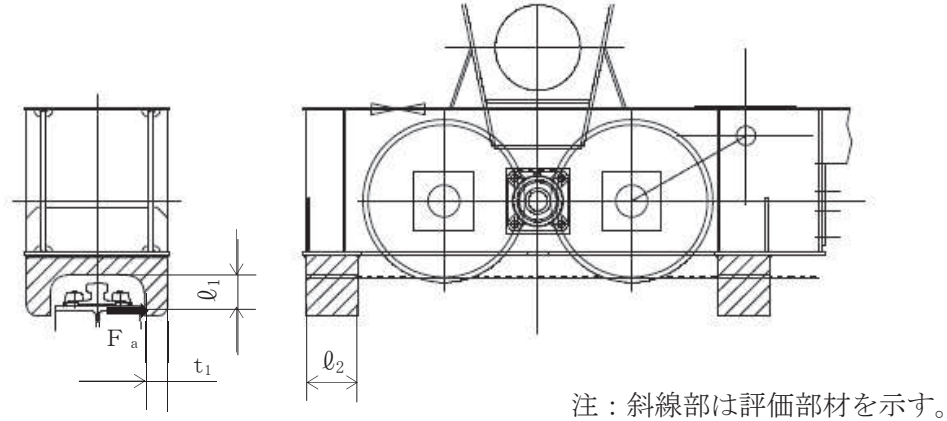


図 4-9 脱輪防止装置の構造概要図

脱輪防止装置に生じる応力は、海水ポンプ室門型クレーンの水平方向地震応答により生じる水平方向（EW 方向）の車輪 1 隅当たりの反力を、脱輪防止装置の部材 2 個で受けるものとして各時刻における最大荷重より計算する。

脱輪防止装置の部材 1 個あたりに作用する力： F_a

$$F_a = \frac{1}{2} \cdot F_w \quad \dots\dots\dots (4.6.2.1)$$

脱輪防止装置の曲げモーメント： M_a

$$M_a = F_a \cdot l_1 \quad \dots\dots\dots (4.6.2.2)$$

脱輪防止装置の断面係数： Z_a

$$Z_a = \frac{1}{6} \cdot (t_1^2 \cdot l_2) \quad \dots\dots\dots (4.6.2.3)$$

脱輪防止装置の曲げ応力： σ_{ba}

$$\sigma_{ba} = \frac{M_a}{Z_a} \quad \dots\dots\dots (4.6.2.4)$$

脱輪防止装置の断面積： A_1

$$A_1 = t_1 \cdot l_2 \quad \dots\dots\dots (4.6.2.5)$$

脱輪防止装置のせん断応力： τ_a

$$\tau_a = \frac{F_a}{A_1} \quad \dots\dots\dots (4.6.2.6)$$

4.6.3 トロリストッパの応力の計算方法

トロリストッパには、自重及び水平方向地震（NS 方向）によって水平力が作用する。

図 4-10 にトロリストッパの構造概要図を示す。

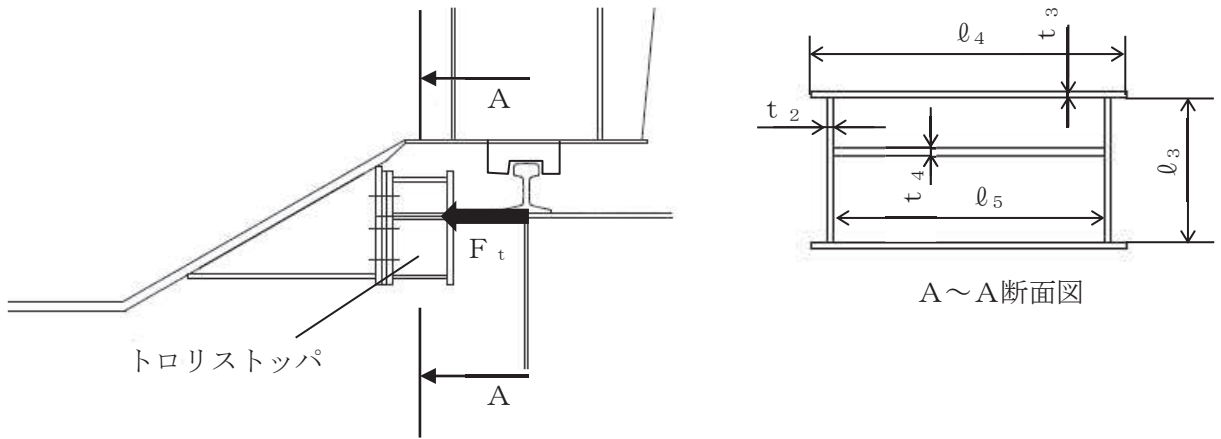


図 4-10 トロリストッパの構造概要図

トロリストッパに生じる応力は、自重及び水平方向地震（NS 方向）による水平力を片側にあるトロリストッパ 2 個で受けるものとして理論式により計算する。

トロリストッパ 1 個あたりに作用する力： F_t

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot m_t \cdot g \cdot C_H \quad \dots \quad (4.6.3.1)$$

トロリストッパの断面積： A_2

$$A_2 = 2 \cdot (t_2 \cdot l_3 + t_3 \cdot l_4) + t_4 \cdot l_5 \quad \dots \quad (4.6.3.2)$$

トロリストッパの圧縮応力： σ_{ct}

$$\sigma_{ct} = \frac{F_t}{A_2} \quad \dots \quad (4.6.3.3)$$

4.6.4 浮上り量の計算方法

(1) クレーン本体の浮上り量

クレーン本体の浮上り量 h_g を図 4-3 の解析モデルを用いて、直接積分法による時刻歴解析により求める。

(2) トロリの浮上り量

トロリの浮上り量 h_t を図 4-3 の解析モデルを用いて、直接積分法による時刻歴解析により求める。

4.6.5 吊具の荷重計算方法

吊具に加わる荷重 P_w を図 4-3 の解析モデルを用いて、直接積分法による時刻歴解析により求める。

ワイヤロープ及びフックの計算に当たっては、以下の基本事項で行うものとする。

- ・吊荷荷重を受ける部位は、巻上ドラム、ワイヤロープ、フック、シーブ及びエコライザ（平衡装置）で、このうち吊荷を直接吊るもので、損傷・破断により落下に至る可能性があるワイヤロープ及びフックを評価対象とする。
- ・ワイヤロープに作用する荷重は、ロープに取り付けられたエコライザ及びフックブロック（動滑車）の回転により、自動的に荷重を吊合い状態に保つことから、評価では 掛けのワイヤロープに均等に荷重が作用するものとして実施する。
- ・吊荷荷重算出の解析に当たっては、クレーン評価で実施の時刻歴解析の結果よりワイヤロープの荷重を抽出し、その最大値を用いるものとする。
- ・ワイヤロープは、引張方向に荷重が作用する場合のみ引張ばねとして作用するよう設定し、圧縮方向の荷重を受けない設定とする。このようなモデルにて時刻歴解析を実施することで、吊荷の浮上りを含めた挙動を模擬する。
- ・吊荷の質量は、クレーンの定格質量 とする。
- ・鉛直方向の荷重を考える場合において、ワイヤロープの長さを短くすれば固有周期が短くなり、吊荷の速度変化が大きくなることから、衝撃荷重が大きくなる。したがって、ワイヤロープの長さは保守的に運用上限位置での長さを用いることとする。

4.7 計算条件

応力解析に用いる自重（クレーン本体、吊具）及び荷重（地震荷重）は、本計算書の【海水ポンプ室門型クレーンの耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.8 応力の評価

4.8.1 クレーン本体ガーダ及び脚部の応力評価

4.6.1(2)項で求めたクレーン本体ガーダの曲げ応力 σ_{bg} 及びせん断応力 τ_g が、下記許容曲げ応力 f_b 及び許容せん断応力 f_s 以下であること。

4.6.1(3)項で求めた脚部の引張応力、圧縮応力、曲げ応力および組合せ応力が、下記許容引張応力 f_t 、許容圧縮応力 f_c 、許容曲げ応力 f_b 以下であること。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_t	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$
許容圧縮応力 f_c	$\left\{ 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{\lambda_i}{\Lambda_i} \right)^2 \right\} \cdot \frac{F^*}{v_i'} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_s	$\frac{F^*}{1.5\sqrt{3}} \cdot 1.5$
許容曲げ応力 f_b	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$

ただし、

$$\lambda_i = \frac{\ell_{ki}}{i_i} \dots \dots \dots (4.8.1.1)$$

$$\Lambda_i = \sqrt{\frac{\pi^2 E_L}{0.6 \cdot F^*}} \dots \dots \dots (4.8.1.2)$$

$$v_i' = 1.5 + \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{\lambda_i}{\Lambda_i} \right)^2 \dots \dots \dots (4.8.1.3)$$

4.8.2 脱輪防止装置の応力評価

4.6.2項で求めた脱輪防止装置の曲げ応力 σ_{b_a} 及びせん断応力 τ_a が、下記許容曲げ応力 f_b 及び許容せん断応力 f_s 以下であること。

	基準地震動 S_s による 荷重との組合せの場合
許容曲げ応力 f_b	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_s	$\frac{F^*}{1.5\sqrt{3}} \cdot 1.5$

4.8.3 トロリストップの応力評価

4.6.3項で求めたトロリストップの圧縮応力 σ_{c_t} が、下記許容圧縮応力 f_c 以下であること。

	基準地震動 S_s による 荷重との組合せの場合
許容圧縮応力 f_c	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$

4.8.4 浮上り量の評価

(1) クレーン本体の浮上り量の評価

4.6.4(1)項で求めたクレーン本体の浮上り量 h_g が、図4-11に示す許容浮上り量 H_g 以下であること。なお、 H_g は脱輪防止装置がレール躯体に対して当たり面で衝突可能な範囲として定めた値とする。

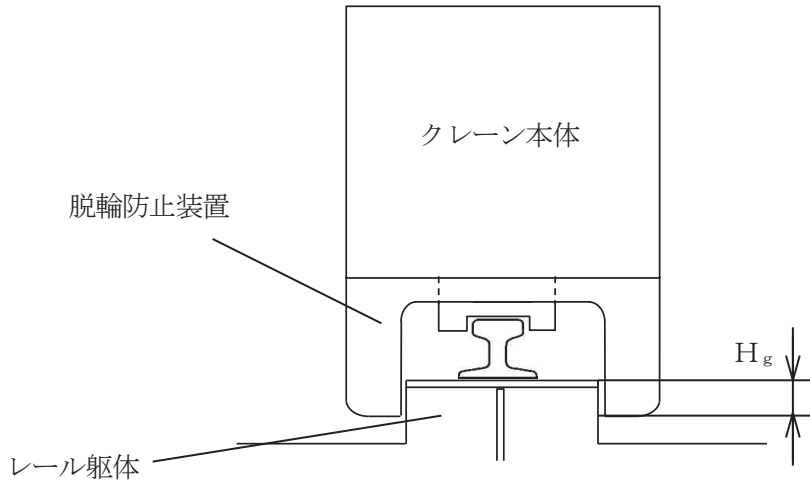


図4-11 許容浮上り量 H_g の概要図

(2) トロリの浮上り量の評価

4.6.4(2)項で求めたトロリの浮上り量 h_t が、図4-12に示す許容浮上り量 H_t 以下であること。なお、 H_t はトロリストoppaがクレーン本体ガーダに対して当たり面で衝突可能な範囲として定めた値とする。

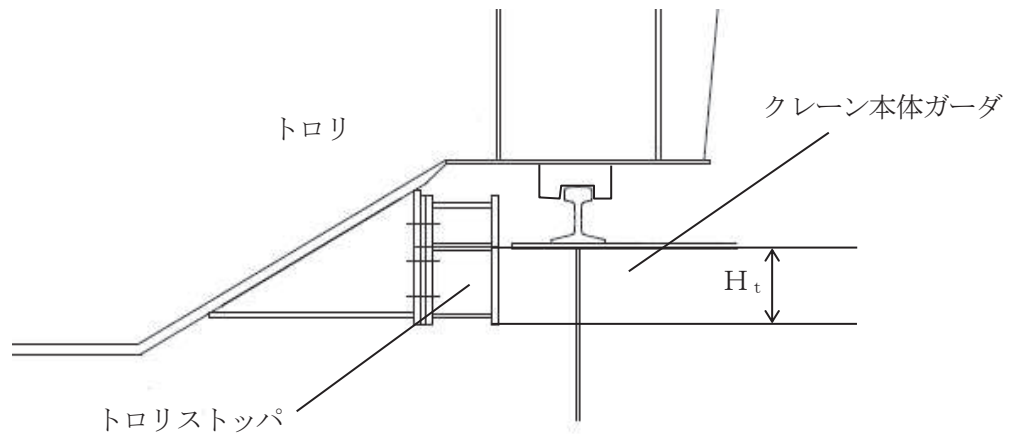


図4-12 許容浮上り量 H_t の概要図

4.8.5 吊具の評価

4.6.5項で求めた吊具の荷重 P_w が、許容荷重 f_{w1} 及び f_{w2} 以下であること。

5. 評価結果

5.1 設計基準対象施設としての評価結果

海水ポンプ室門型クレーンの設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力（基準地震動 S_s ）に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

5.2 重大事故等対処設備としての評価結果

設計基準対象施設としての評価と条件が同じであるため、記載を省略する。

6. 引用文献

- (1) 平成 19 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験（クレーン類）に関わる報告書（08 耐部報-0021, (独) 原子力安全基盤機構）

【海水ポンプ室門型クレーンの耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		基準地震動 S _s			周囲環境温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度		鉛直方向設計震度	
					走行方向 (EW 方向)	横行方向 (NS 方向)		
海水ポンプ室門型クレーン	C	海水ポンプ室 O.P. 15.0*1	—	—	*2, *3 C _H =0.15	—	—	40

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：摩擦係数より求めた水平方向設計震度

*3：トロリストッパの評価に適用する。

1.2 機器要目

m _G (kg)	m _t (kg)	m _m (kg)	Σ m (kg)	M _{Hg} (N・mm)	M _{Vg} (N・mm)	M _{X1} (N・mm)	M _{Y1} (N・mm)	M _{X2} (N・mm)	M _{Y2} (N・mm)	M _{X3} (N・mm)	M _{Y3} (N・mm)	M _{X4} (N・mm)	M _{Y4} (N・mm)
				6.232×10 ⁸	1.310×10 ¹⁰	3.224×10 ⁸	4.331×10 ⁹	1.115×10 ⁹	5.035×10 ⁸	6.409×10 ⁸	9.561×10 ⁸	8.807×10 ⁸	4.354×10 ⁷

M _a (N・mm)	Q _{Hg} (N)	Q _{Vg} (N)	E _G (MPa)	E _L (MPa)	E _w (MPa)	ν
8.568×10 ⁷	5.637×10 ⁵	2.284×10 ⁶				

F _{c1} (N)	F _{t1} (N)	F _{c2} (N)	F _{t2} (N)	F _{c3} (N)	F _{t3} (N)	F _{c4} (N)	F _{t4} (N)	F _w (N)
3.122×10 ⁶	3.716×10 ⁵	2.477×10 ⁶	3.043×10 ⁵	3.390×10 ⁵	6.764×10 ⁵	3.177×10 ⁵	5.063×10 ⁵	1.088×10 ⁶

ℓ ₁ (mm)	ℓ ₂ (mm)	ℓ ₃ (mm)	ℓ ₄ (mm)	ℓ ₅ (mm)	t ₁ (mm)	t ₂ (mm)	t ₃ (mm)	t ₄ (mm)

注記*：クレーン本体の浮上りを考慮した長さ。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

ℓ_{k1} (mm)	ℓ_{k2} (mm)	ℓ_{k3} (mm)	ℓ_{k4} (mm)	i_1 (mm)	i_2 (mm)	i_3 (mm)	i_4 (mm)
---------------------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------	---------------	---------------	---------------

A_1 (mm ²)	A_2 (mm ²)	A_{Hg} (mm ²)	A_{Vg} (mm ²)	A_{c1} (mm ²)	A_{t1} (mm ²)	A_{c2} (mm ²)	A_{t2} (mm ²)	A_{c3} (mm ²)	A_{t3} (mm ²)	A_{c4} (mm ²)	A_{t4} (mm ²)
-----------------------------	-----------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------

Z_{Xg} (mm ³)	Z_{Yg} (mm ³)	Z_{X1} (mm ³)	Z_{Y1} (mm ³)	Z_{X2} (mm ³)	Z_{Y2} (mm ³)	Z_{X3} (mm ³)	Z_{Y3} (mm ³)	Z_{X4} (mm ³)	Z_{Y4} (mm ³)	Z_a (mm ³)
--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	-----------------------------

クレーン本体ガーダ			剛脚, 揺脚, 連結構			脱輪防止装置			トロリストッパ			吊具	
S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)	f_{w1} (N)	f_{w2} (N)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

1.3 計算数値

1.3.1 クレーン本体ガーダに生じる応力 (単位：MPa)

	曲げ応力	せん断応力
クレーン本体ガーダ	$\sigma_{bg} = 263$	$\tau_g = 53$

曲げ応力は、表 4-1 の評価ケース No. 1 の評価結果

せん断応力は、表 4-1 の評価ケース No. 3 の評価結果

1.3.2 剛脚に生じる応力 (単位：MPa)

	引張応力	圧縮応力	曲げ応力
剛脚	$\sigma_{t1} = 10$	$\sigma_{c1} = 85$	$\sigma_{b1} = 181$

引張応力は、表 4-1 の評価ケース No. 3 の評価結果

圧縮応力は、表 4-1 の評価ケース No. 2 の評価結果

曲げ応力は、表 4-1 の評価ケース No. 1 の評価結果

1.3.3 揺脚に生じる応力 (単位：MPa)

	引張応力	圧縮応力	曲げ応力
揺脚	$\sigma_{t2} = 13$	$\sigma_{c2} = 101$	$\sigma_{b2} = 150$

引張応力は、表 4-1 の評価ケース No. 2 の評価結果

圧縮応力は、表 4-1 の評価ケース No. 3 の評価結果

曲げ応力は、表 4-1 の評価ケース No. 1 の評価結果

1.3.4 連結構（剛脚側）に生じる応力 (単位：MPa)

	引張応力	圧縮応力	曲げ応力
連結構（剛脚側）	$\sigma_{t3} = 20$	$\sigma_{c3} = 10$	$\sigma_{b3} = 199$

引張応力は、表 4-1 の評価ケース No. 2 の評価結果

圧縮応力は、表 4-1 の評価ケース No. 1 の評価結果

曲げ応力は、表 4-1 の評価ケース No. 3 の評価結果

1.3.5 連結構（揺脚側）に生じる応力 (単位：MPa)

	引張応力	圧縮応力	曲げ応力
連結構（揺脚側）	$\sigma_{t4} = 21$	$\sigma_{c4} = 13$	$\sigma_{b4} = 156$

引張応力は、表 4-1 の評価ケース No. 2 の評価結果

圧縮応力は、表 4-1 の評価ケース No. 1 及び No.2 の評価結果

曲げ応力は、表 4-1 の評価ケース No. 1 の評価結果

1.3.6 脱輪防止装置に生じる応力

(単位：MPa)

	曲げ応力	せん断応力
脱輪防止装置	$\sigma_{b a} = 170$	$\tau_a = 20$

曲げ応力及びせん断応力は、表 4-1 の評価ケース No. 1 の評価結果

1.3.7 トロリストッパに生じる応力 (単位：MPa)

	圧縮応力
トロリストッパ	$\sigma_{c t} = 2$

圧縮応力は、表 4-1 の評価ケース No. 1～6 の評価結果

1.3.8 浮上り量 (単位：mm)

	浮上り量
クレーン本体	$h_g = 18$
トロリ	$h_t = 35$

クレーン本体の浮上り量及びトロリの浮上り量は、表 4-1 の評価ケース No. 1 の評価結果

1.3.9 吊荷荷重 (単位：N)

部材		算出荷重
吊具	ワイヤロープ	$P_w = 4.786 \times 10^6$
	フック	

吊具の算出荷重は、表 4-1 の評価ケース No. 1 の評価結果

1.4 評価結果

1.4.1 応力

(単位：MPa)

部位		材料	応力	算出応力	許容応力
クレーン本体	ガーダ中央部	[]	曲げ	$\sigma_{bg} = 263$	$f_b = 280$
	ガーダ端部		せん断	$\tau_g = 53$	$f_s = 161$
	剛脚		引張り	$\sigma_{t1} = 10$	$f_t = 280$
			圧縮	$\sigma_{c1} = 85$	$f_c = 262$
			曲げ	$\sigma_{b1} = 181$	$f_b = 280$
			組合せ*	0.73	1
	揺脚		引張り	$\sigma_{t2} = 13$	$f_t = 280$
			圧縮	$\sigma_{c2} = 101$	$f_c = 209$
			曲げ	$\sigma_{b2} = 150$	$f_b = 280$
			組合せ*	0.84	1
	連結構 (剛脚側)		引張り	$\sigma_{t3} = 20$	$f_t = 280$
			圧縮	$\sigma_{c3} = 10$	$f_c = 249$
			曲げ	$\sigma_{b3} = 199$	$f_b = 280$
			組合せ*	0.71	1
	連結構 (揺脚側)		引張り	$\sigma_{t4} = 21$	$f_t = 280$
			圧縮	$\sigma_{c4} = 13$	$f_c = 245$
曲げ		$\sigma_{b4} = 156$	$f_b = 280$		
組合せ*		0.61	1		
脱輪防止装置			曲げ	$\sigma_{ba} = 170$	$f_b = 343$
トロリストッパ			せん断	$\tau_a = 20$	$f_s = 198$
			圧縮	$\sigma_{ct} = 2$	$f_c = 280$

注記*：引張り+曲げの組合せ $\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1$ ，圧縮+曲げの組合せ $\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1$ のうち評価が厳しい値を記載。

単位は無次元。

すべて許容応力以下である。

1.4.2 浮上り量

(単位：mm)

	浮上り量	許容浮上り量
クレーン本体	$h_g = 17$	$H_g = 75$
トロリ	$h_t = 35$	$H_t = 170$

すべて許容浮上り量以下である。

1.4.3 吊具荷重

(単位：N)

部位		材料	荷重	算出荷重	許容荷重
吊具	ワイヤロープ	[]	吊荷荷重	$P_w = 4.786 \times 10^6$	$f_{w1} = 6.396 \times 10^6$
	フック				$f_{w2} = 9.900 \times 10^6$

すべて許容荷重以下である。

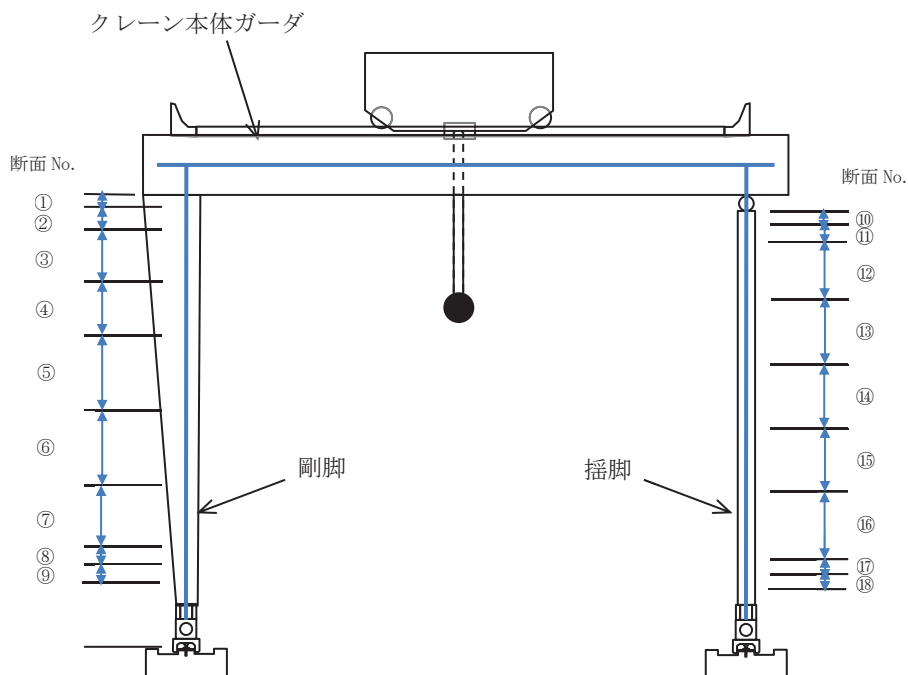
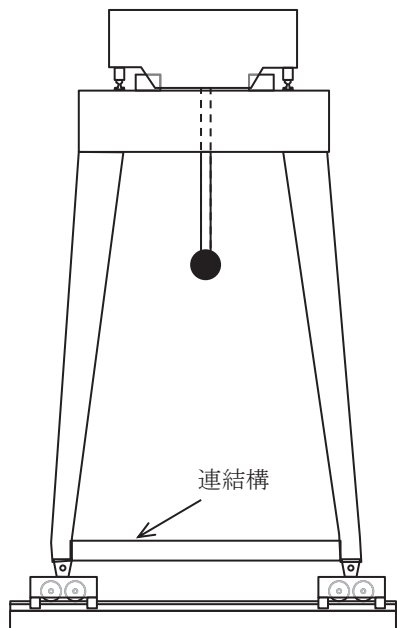
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

1.5 その他の機器要目

(1) 各部位の断面性状

部位	断面 No	断面二次モーメント (mm ⁴)		
		走行方向*	横行方向*	鉛直方向*
クレーン本体ガーダ	—			
剛脚	①			
	②			
	③			
	④			
	⑤			
	⑥			
	⑦			
	⑧			
	⑨			
揺脚	⑩			
	⑪			
	⑫			
	⑬			
	⑭			
	⑮			
	⑯			
	⑰			
	⑱			
連結構 (剛脚側)	—			
連結構 (揺脚側)	—			

注記*：方向は曲げの方向を示し、断面二次モーメントは各方向の曲げに対する値を示す。



VI-2-11-2-2 竜巻防護ネットの耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用規格・基準等	5
2.5 記号の説明	6
2.6 計算精度と数値の丸め方	10
3. 評価部位	11
4. 地震応答解析及び構造強度評価	11
4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法	11
4.2 荷重の組合せ及び許容限界	12
4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態	12
4.2.2 許容限界	12
4.2.3 許容限界評価条件	12
4.3 解析モデル及び諸元	16
4.4 固有周期	20
4.5 設計用地震力	23
4.6 計算方法	25
4.6.1 大梁及びフレームの応力の計算方法	25
4.6.2 ゴム支承のせん断ひずみ及び応力の計算方法	26
4.6.3 可動支承の発生荷重の計算方法	30
4.6.4 フレームの移動量の計算方法	30
4.7 計算条件	31
4.8 応力の評価	31
4.8.1 大梁及びフレームの応力評価	31
4.8.2 ゴム支承の評価	32
4.8.3 可動支承の評価	33
4.8.4 フレームの移動量の評価	33
5. 評価結果	34
5.1 設計基準対象施設としての評価結果	34
5.2 重大事故等対処設備としての評価結果	34

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の耐震評価方針に基づき、下位クラス設備である竜巻防護ネットが基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、下部に設置された上位クラス施設である原子炉補機冷却海水ポンプ等に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

竜巻防護ネットは海水ポンプ室（補機ポンプエリア）上部に設置される。

竜巻防護ネットは，図 2-1 の位置関係図に示すように，上位クラス施設である原子炉補機冷却海水ポンプ等の上部に設置されており，落下時に原子炉補機冷却海水ポンプ等に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

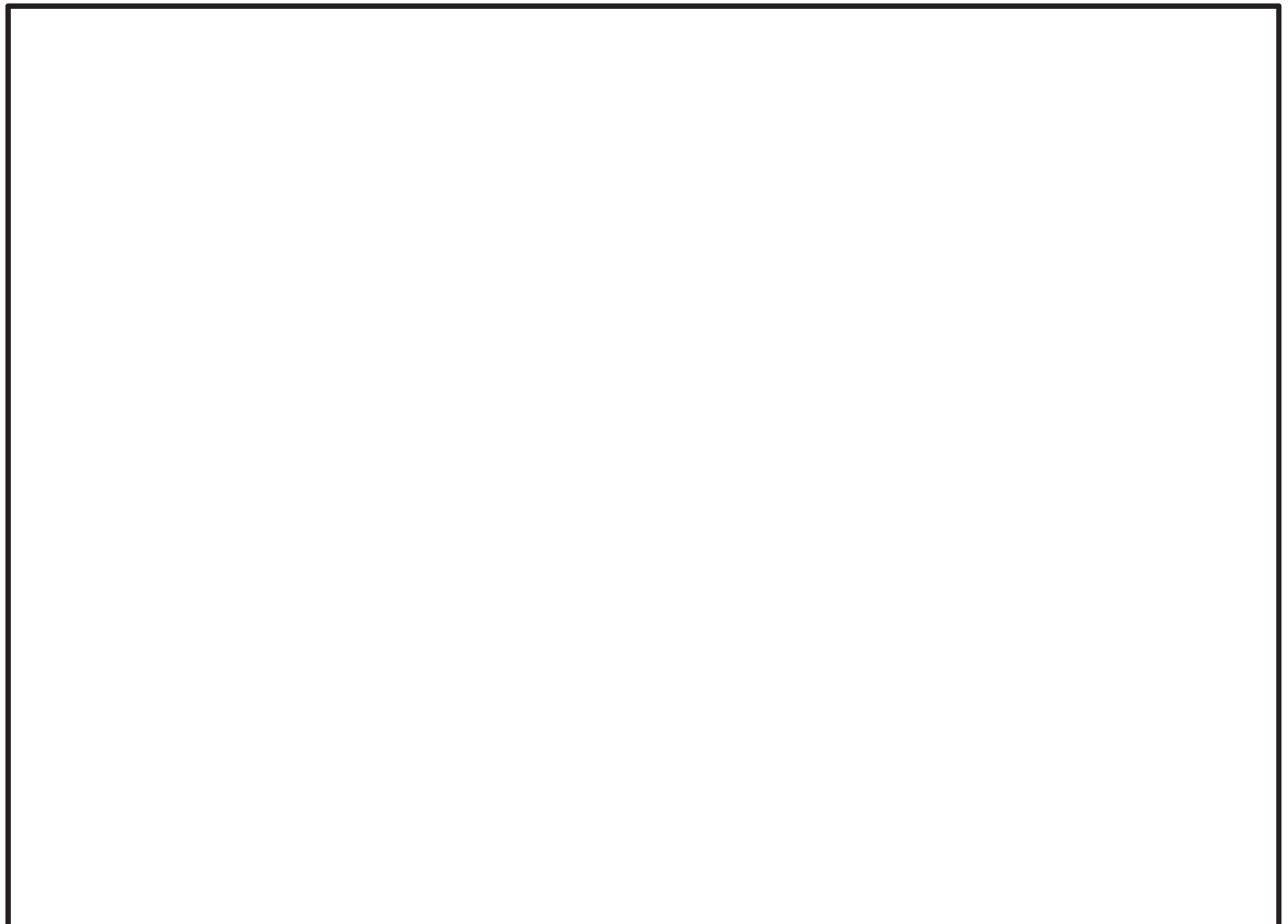


図 2-1 竜巻防護ネットの設置位置図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2 構造計画

竜巻防護ネットの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
竜巻防護ネットの支持部材はフレーム、大梁、ゴム支承、可動支承により構成され、ゴム支承は海水ポンプ室躯体に基礎ボルトにより固定する。	支持部材 (フレーム、大梁、ゴム支承、可動支承) ネット 防護板	<p>(平面図)</p> <p>(A~A 矢視)</p> <p>(B~B 矢視)</p>

2.3 評価方針

竜巻防護ネットの応力評価は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に従い実施する。

評価については、「2.2 構造計画」にて示す竜巻防護ネットの部位を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する箇所において、「4.3 解析モデル及び諸元」及び「4.4 固有周期」により算出した基準地震動 S_s による荷重等に基づく応力等が許容限界内に収まることを、「4.6 計算方法」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

竜巻防護ネットの耐震評価フローを図 2-2 に示す。

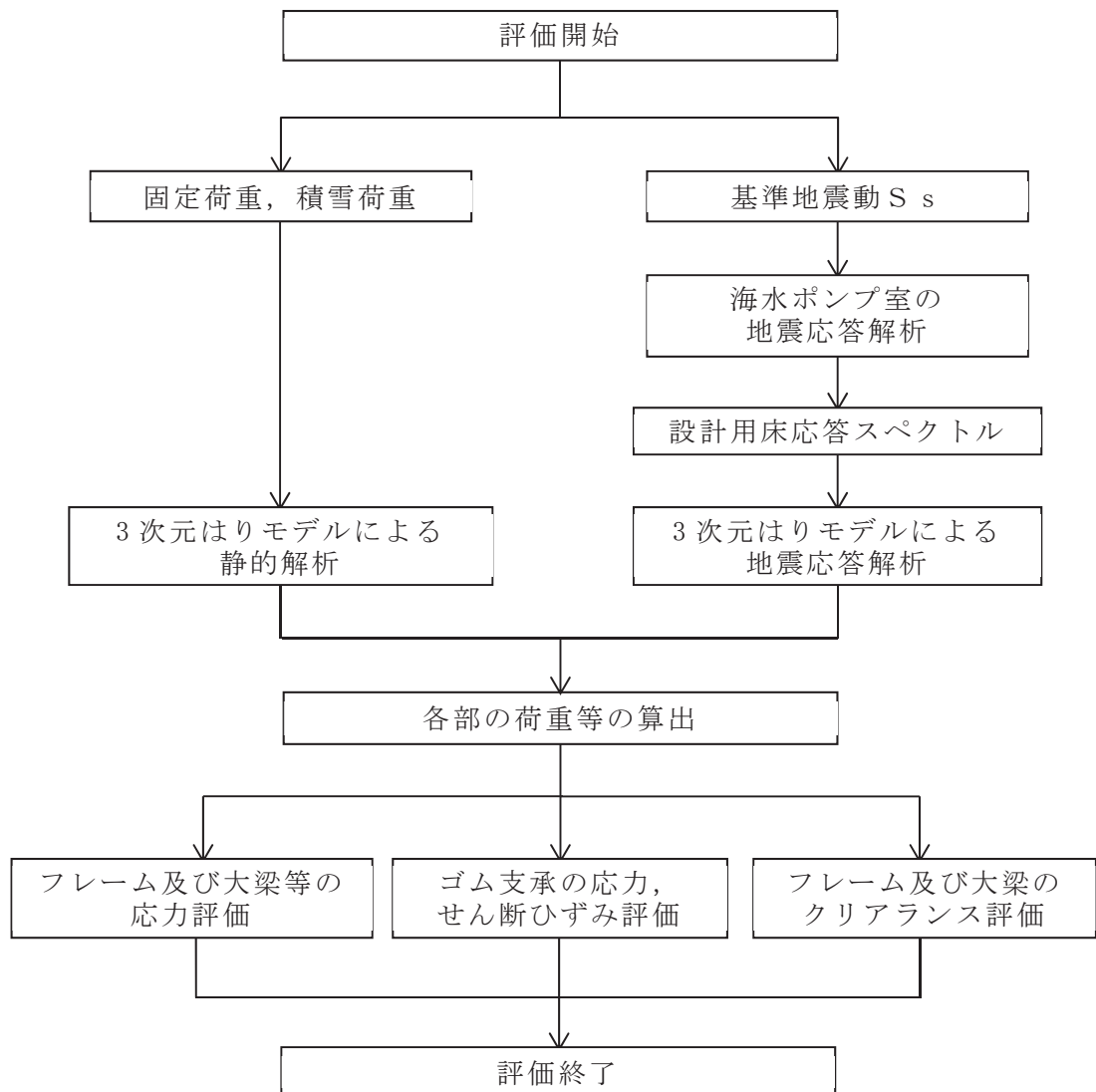


図 2-2 竜巻防護ネットの耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 - 1987）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1 ・ 補 - 1984）
- ・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）
- ・J S M E S N C 1 - 2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格（以下「設計・建設規格」という。）
- ・日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編
- ・日本道路協会 平成16年4月 道路橋支承便覧
- ・日本産業規格（J I S）

2.5 記号の説明

記号	記号の説明	単位
$A_{b e i}$	ボルトの有効断面積 ($i = 1, 2$)	mm^2
$A_{b i}$	ボルトの呼び径断面積 ($i = 1, 2$)	mm^2
$A_{c e}$	せん断変形による移動量を控除した, ゴム本体の圧縮応力算出に有効な面積	mm^2
A_e	ゴム支承本体の側面被覆ゴムを除く面積	mm^2
A_f	圧縮フランジの断面積	mm^2
A_s	大梁及びフレームの断面積	mm^2
$A_{s y}$	大梁及びフレームのy軸に関するせん断断面積	mm^2
$A_{s z}$	大梁及びフレームのz軸に関するせん断断面積	mm^2
$A_{t e}$	せん断変形による移動量を控除した, ゴム本体の引張応力算出に有効な面積	mm^2
a	ゴム支承本体有効平面寸法 (軸方向)	mm
B	大梁及びフレームの幅	mm
B'	ゴム支承の上沓の寸法 (直角方向)	mm
b	ゴム支承本体有効平面寸法 (直角方向)	mm
C	(4.8.1.4)式により計算した値又は2.3のうちいずれか小さい値 (ただし, 座屈区間中間の強軸まわりの曲げモーメントが M_1 より大きい場合は, 1とする)	—
d	上沓の端から取付ボルトまでの距離のうち, 長い方の値	mm
E	縦弾性係数	MPa
e	ゴム支承本体の偏心量	mm
F^*	設計・建設規格 SSB-3121.3及びSSB-3133に定める値	MPa
F_x	x軸方向のせん断力	N
F_y	y軸方向のせん断力	N
F_z	z軸方向の軸力	N

記号	記号の説明	単位
f_b^*	許容曲げ応力	MPa
f_{by}^*	大梁及びフレームのy軸周りの許容曲げ応力	MPa
f_{bz}^*	大梁及びフレームのz軸周りの許容曲げ応力	MPa
f_c^*	許容圧縮応力	MPa
f_c	圧縮応力の分布を考慮した引張応力の係数 (=2.0)	—
f_{cr}	荷重の大きさ及び発生頻度を考慮した係数 (=1.5)	—
f_s^*	許容せん断応力	MPa
f_t^*	許容引張応力	MPa
f_{ts}^*	引張応力とせん断応力を同時に受けるボルトの許容引張応力	MPa
G_e	ゴムのせん断弾性率	N/mm ²
H	大梁及びフレームの高さ	mm
h	はりのせい	mm
h'	ゴム支承本体の高さ	mm
i_1	座屈軸についての断面二次半径	mm
i_2	圧縮フランジとはりのせいの6分の1とからなるT型断面のウェブ軸周りの断面二次半径	mm
l	大梁及びフレームの長さ	mm
l_b	圧縮フランジの支点間距離	mm
l_j	上沓中心からのボルト距離 (j = 1, 2)	mm
l_k	座屈長さ	mm
M_1, M_2	それぞれ座屈区間端部における強軸周りの曲げモーメント。この場合において、 M_2 と M_1 との比は1より小さいものとし、単曲率の場合を正に、複曲率の場合を負とする。	N・mm
M_b	ゴム支承本体の回転モーメント	N・mm
M_h	ゴム支承本体の水平反力による回転モーメント	N・mm
M_v	ゴム支承本体の鉛直反力による回転モーメント	N・mm
M_x	x軸周りの曲げモーメント	N・mm
M_y	y軸周りの曲げモーメント	N・mm
M_z	z軸周りの曲げモーメント	N・mm

記号	記号の説明	単位
N	軸力	N
n	縦弾性係数比 (=1)	—
$n_{b'}$	引張力を受けるゴム支承端部のボルト本数	—
n_{bi}	ボルト総数 ($i = 1, 2$)	—
n_e	ゴム本体のゴム層数	—
n_j	各位置でのボルト数 ($j = 1, 2$)	—
Q_b	基礎ボルト 1 本あたりのせん断力	N
Q_y	y軸方向のせん断力	N
Q_z	z軸方向のせん断力	N
R_e	ゴム支承本体の鉛直反力	N
R_h	ゴム支承本体の水平反力	N
R_L	ゴム本体の下向きの反力	N
R_U	ゴム本体の上向きの反力	N
S_1	ゴム支承本体の1次形状係数	—
S_2	ゴム支承本体の2次形状係数	—
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める値	MPa
T_{bi}	ボルト一本あたりの引抜力 ($i = 1, 2$)	N
t_1	大梁及びフレームの板厚	mm
t_2	大梁及びフレームの板厚	mm
t_e	ゴム本体の一層の厚さ	mm
t_p	内部鋼板の厚さ	mm
x	上沓端部から中立軸までの距離	mm
Z_{bx}	x軸に関するボルト群の断面係数	mm
Z_{by}	y軸に関するボルト群の断面係数	mm
Z_x	x軸に関する断面係数	mm ³
Z_y	y軸に関する断面係数	mm ³
Z_z	z軸に関する断面係数	mm ³

記号	記号の説明	単位
γ_{se}	ゴム支承本体のせん断ひずみ	—
γ_{ea}	ゴム支承本体の許容せん断ひずみ	—
ΔL	ゴム支承本体の移動量	mm
Λ	限界細長比	—
λ	有効細長比	—
ν	安全率	—
ν_1	ポアソン比	—
Σt_e	総ゴム厚	mm
σ_{bys}	大梁及びフレームのy軸周りの曲げ応力	MPa
σ_{bzs}	大梁及びフレームのz軸周りの曲げ応力	MPa
σ_{ce}	ゴム本体の圧縮応力	MPa
σ_{cra}	ゴム支承本体の許容圧縮応力	MPa
σ_{cs}	大梁及びフレームの圧縮応力	MPa
σ_{pmax}	ゴム支承端部の最大圧縮応力	MPa
σ_{ta}	ゴム支承本体の許容引張応力	MPa
σ_{tbi}	ボルトの引張応力 ($i = 1, 2$)	MPa
σ_{te}	ゴム本体の引張応力	MPa
σ_{tp}	内部鋼板の引張応力	MPa
τ_{bi}	ボルトのせん断応力 ($i = 1, 2$)	MPa
τ_{ys}	大梁及びフレームのy軸方向のせん断応力	MPa
τ_{zs}	大梁及びフレームのz軸方向のせん断応力	MPa

2.6 計算精度と数値の丸め方

数値の丸め方は表 2-2 に示すとおりである。

表 2-2 に記載のない数値，力，及びモーメントの計算精度は，有効数字 6 桁以上を確保する。

表 2-2 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
質量	t	小数点以下第 3 位	四捨五入	小数点以下第 2 位
縦弾性係数	MPa	有効数字 4 桁目	四捨五入	有効数字 3 桁
断面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*1}
断面二次モーメント	mm ⁴	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*1}
断面係数	mm ³	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*1}
力	N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*1}
モーメント	N・mm	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*1}
算出応力	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位 ^{*2}
許容応力	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位 ^{*2, 3}
算出変位	mm	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
震度	—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位

注記*1：絶対値が 1000 以上のときは，べき数表示とする。

*2：規格により定められた許容値が小数点以下第 1 位の場合は，小数点以下第 1 位とする。

*3：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は，比例法により補間した値の小数点以下第 1 位を切捨て，整数位までの値とする。

3. 評価部位

竜巻防護ネットの耐震評価は、「4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法」に示す条件に基づき、落下により、上位クラス施設である原子炉補機冷却海水ポンプ等が損傷することを防止するため、大梁、フレーム、ゴム支承及び可動支承について実施する。竜巻防護ネットの耐震評価部位については、表 2-1 の概略構造図に示す。

4. 地震応答解析及び構造強度評価

4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法

- (1) 海水ポンプ室（補機ポンプエリア）の南側隔壁のコーベル上に、フレーム支持用の大梁を設置する。この大梁と北側隔壁天面に支持部を設け、ネット及び防護板を取り付けたフレームを支持する。
- (2) 南側隔壁と大梁の接続部及び北側隔壁とフレームとの支持部にはそれぞれ 2 個ずつのゴム支承を設置する。ゴム支承の採用は、ゴム支承のアイソレート機能により竜巻防護ネットの固有周期をやや長周期化することで、海水ポンプ室への反力を低減することを目的としている。
- (3) 大梁とフレームとの接続部にはフレームごとに 2 個の可動支承を設置する。可動支承を採用することで、フレームや大梁の熱伸びによる変位を吸収する構造とし、メンテナンス性（分解作業の作業性）を向上することを目的としている。
- (4) 竜巻防護ネットの質量には、フレーム自身の質量のほか、ネット、防護板、大梁、ゴム支承及び可動支承の質量を考慮する。
- (5) 水平 2 方向及び鉛直方向の地震力を考慮した評価を実施する。地震力は、竜巻防護ネットに対して水平方向及び鉛直方向から個別に作用するものとし、作用する荷重の算出において組み合わせるものとする。
- (6) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

4.2 荷重の組合せ及び許容限界

4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

竜巻防護ネットの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち，設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-1 に，重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-2 に示す。

4.2.2 許容限界

竜巻防護ネットの許容応力は，添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 4-3 に示す。

基礎ボルトの許容応力は，「設計・建設規格」に基づき設定する。

ゴム支承の許容応力は，「設計・建設規格」及び「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に基づき設定する。

可動支承の許容荷重は，「設計・建設規格」及びメーカ試験結果に基づく許容応力から設定する。

竜巻防護ネットの部材間の移動量の許容限界は，フレーム間及びフレームと側壁のクリアランスより設定する。

4.2.3 許容限界評価条件

竜巻防護ネットの許容限界評価条件を表 4-4 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分	機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他	竜巻防護ネット	—	—*	$D + P_D + M_D + S_s$	$IV_A S$

注記*：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力状態を適用する。

表 4-2 荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分	機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他	竜巻防護ネット	—	—*	$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	$V_A S$ ($V_A S$ として、 $IV_A S$ の許容限界 を用いる。)

注記*：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力状態を適用する。

表 4-3 許容応力（設計基準対象施設及び重大事故等対処設備）

許容応力状態	許容限界*1,*2 (ボルト等以外)				許容限界*1,*2 (ボルト等)	
	一次応力				一次応力	
	引張	せん断	圧縮	曲げ	引張	せん断
IV _A S	1.5・f _t * 1.5・f _s *	1.5・f _s *	1.5・f _c *	1.5・f _b *	1.5・f _t *	1.5・f _s *
V _A S (V _A Sとして、IV _A Sの 許容限界を用いる。)						

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

*2：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

表 4-4 許容限界評価条件（設計基準対象施設及び重大事故等対処設備）

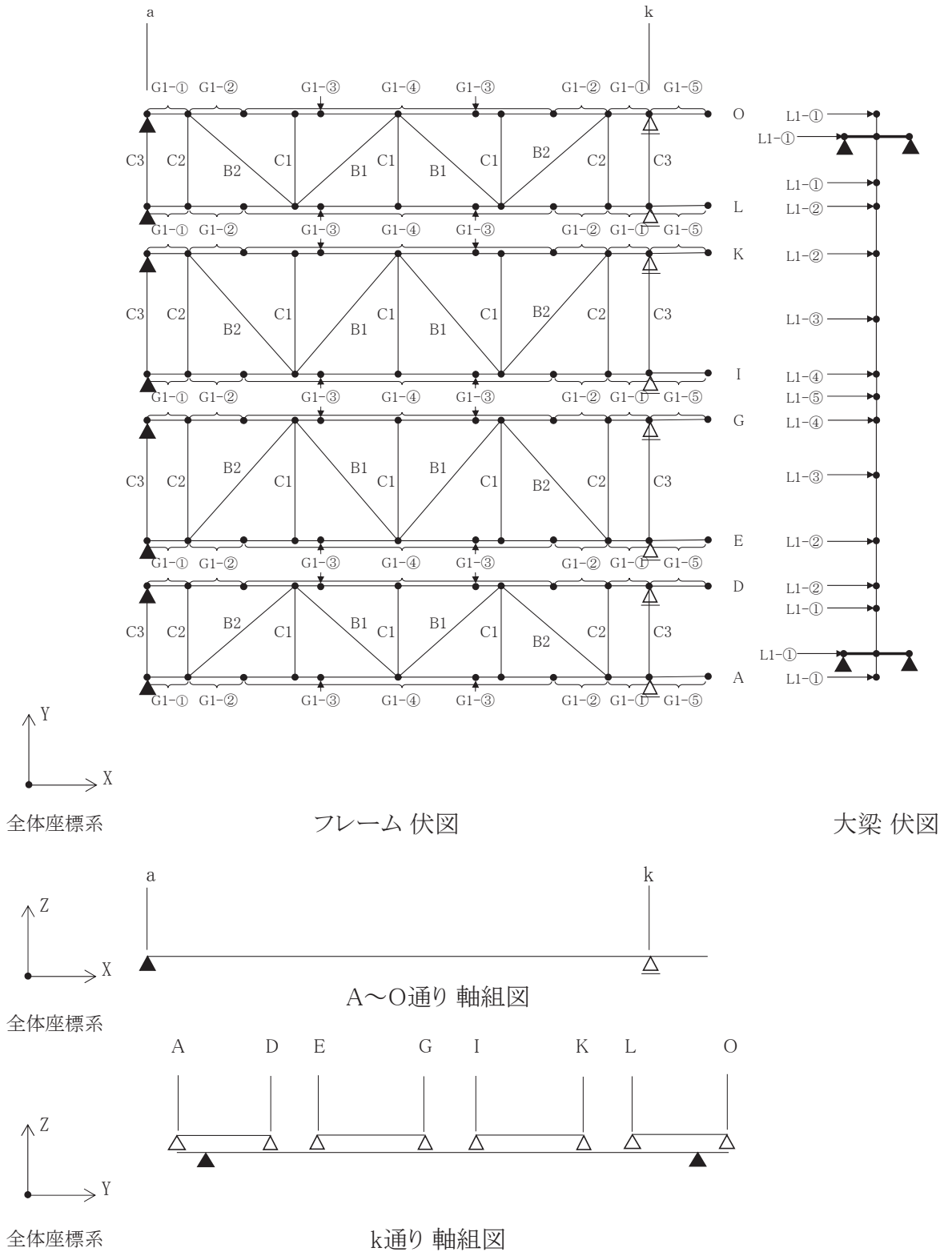
評価対象		材料	温度条件 (°C)		S _y (MPa)	S _u (MPa)	
大梁	大梁	SM490A (16<厚さ≤40)	周辺環境温度	40	315	490	
フレーム	主桁						
	横補強材						
	ブレース	SS400 (厚さ≤16)	周辺環境温度	40	245	400	
大梁ゴム支承 及び フレームゴム支承	ゴム支承本体	ゴム本体	NR	周辺環境温度	40	—	—
		内部鋼板	SS400 (厚さ≤16)	周辺環境温度	40	245	400
	取付ボルト		強度区分8.8 (呼び径≤16*)	周辺環境温度	40	640	800
	基礎ボルト		SNR490B (6≤厚さ≤40)	周辺環境温度	40	325	490

注記*：呼び径は16mm以上であるが、保守的に強度区分8.8の16mm以下の小さい値を選定。

4.3 解析モデル及び諸元

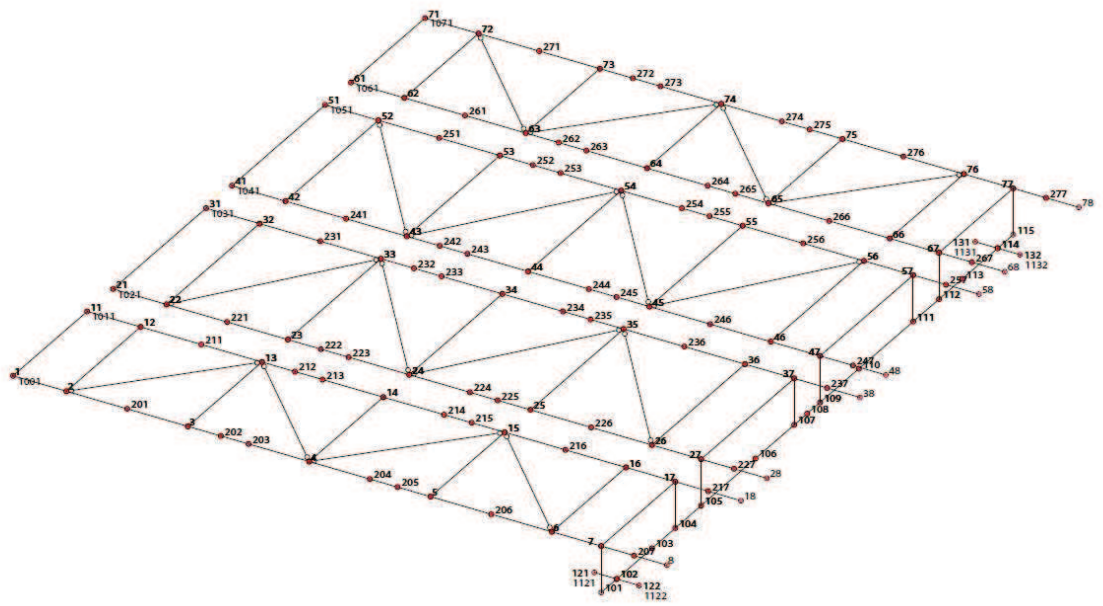
竜巻防護ネットの解析モデルを図 4-1 に、解析モデルの概要を以下に示す。また、機器の諸元を本計算書の【竜巻防護ネットの耐震性についての計算結果】の機器要目に示す。

- (1) 竜巻防護ネットの大梁及びフレームをはり要素，ゴム支承及び可動支承を図4-1中の表のばね要素でモデル化したモデルによって求める。
- (2) 拘束条件は，隔壁部を完全固定とする。なお，基礎ボルト部は剛体として評価する。
- (3) 地震応答解析に用いる減衰定数は，水平方向4.0%，鉛直方向2.0%を用いる。
- (4) 解析コードは「DYNA2E ver. 8.1.0」を使用し，固有値と各要素に発生する荷重及びモーメントを求める。なお，評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

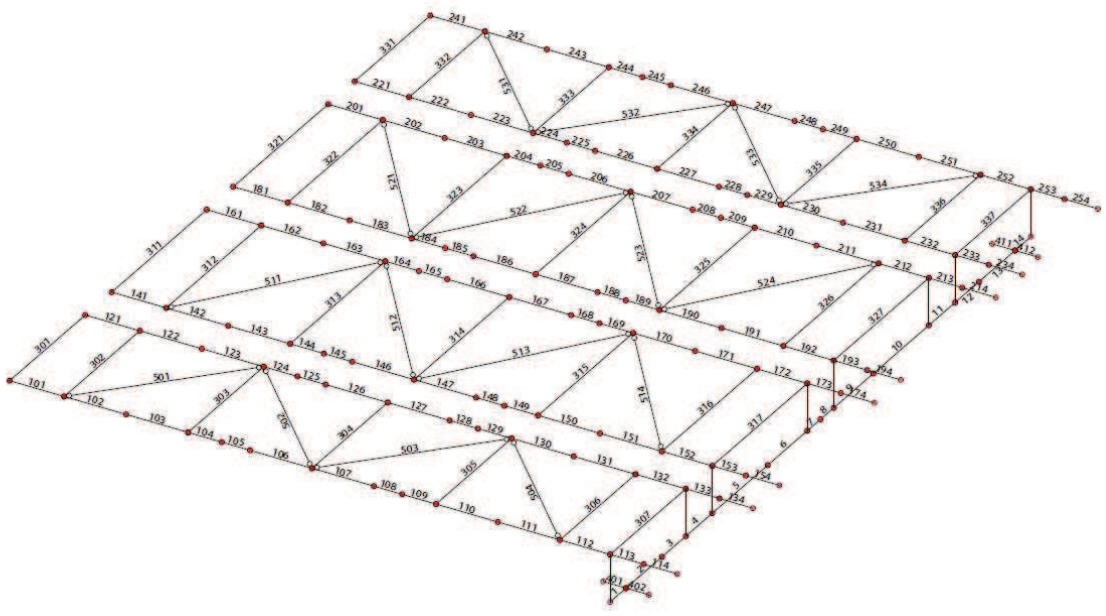


注) ▲印はゴム支承を示す。△印は可動支承を示す。

図 4-1 竜巻防護ネットの解析モデル (1/3)

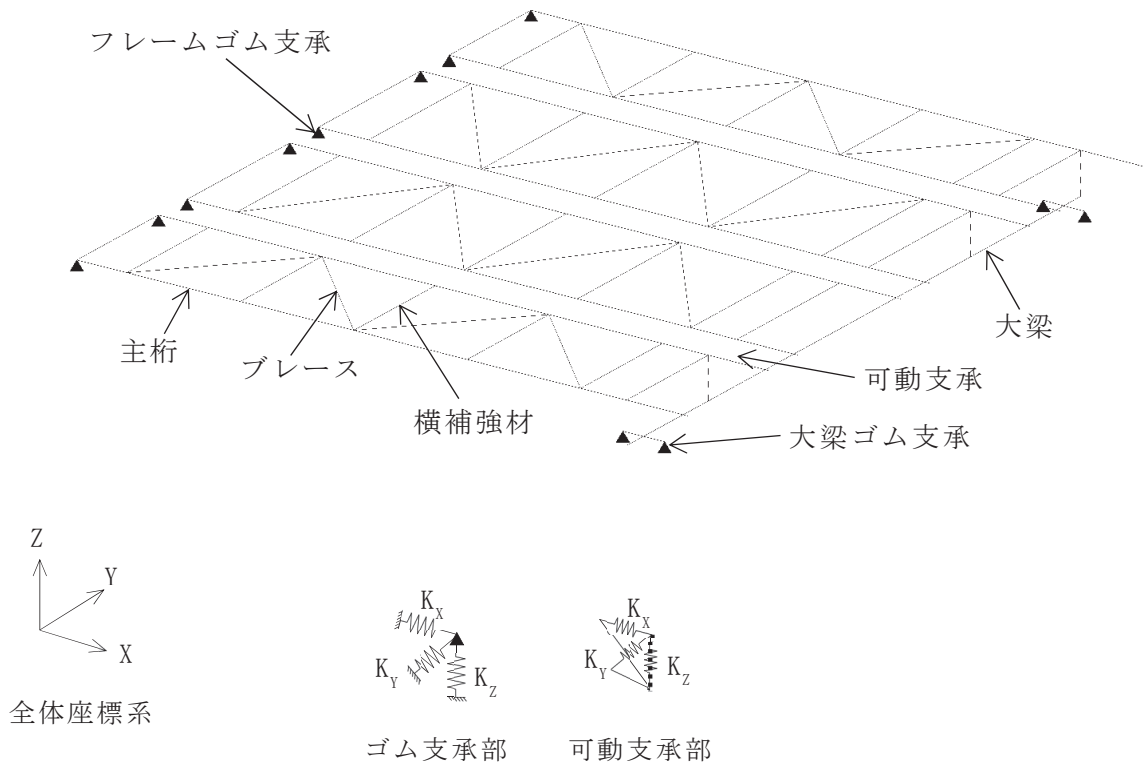


注) 各点数字は節点番号を示す。
 大梁ゴム支承の節点番号 : 121, 122, 131, 132
 フレームゴム支承の節点番号 : 1, 11, 21, 31, 41, 51, 61, 71
 可動支承の節点番号 : 7, 17, 27, 37, 47, 57, 67, 77



注) 各点数字は要素番号を示す。

図 4-1 竜巻防護ネットの解析モデル (2/3)



ばね支持条件			
記号	ゴム支承		可動支承
	大梁 ゴム支承	フレーム ゴム支承	
K_x	弾性	弾性	自由
K_y	弾性	弾性	剛
K_z	弾性	弾性	剛

図 4-1 竜巻防護ネットの解析モデル (3/3)

4.4 固有周期

固有値解析の結果を表 4-5 に、振動モード図を図 4-2 に示す。固有周期は 0.05 秒を超えており、柔構造であることを確認した。また、鉛直方向は 12 次モード以降で卓越し、固有周期は 43 次で 0.05 秒以下であることを確認した。

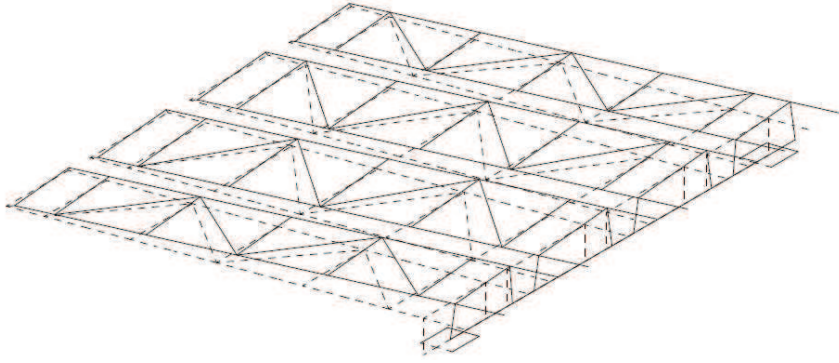
表 4-5 固有値解析結果

モード	卓越方向	固有周期 (s)	水平方向刺激係数*		鉛直方向 刺激係数*
			X	Y	
1 次	水平方向	0.795	0.000	1.275	0.000
2 次	水平方向	0.685	1.003	0.000	0.000
3 次	水平方向	0.684	0.000	-0.050	0.000
4 次	水平方向	0.658	1.002	0.000	0.000
5 次	水平方向	0.658	0.000	0.000	0.000
6 次	水平方向	0.466	1.051	0.000	0.000
7 次	水平方向	0.392	-0.017	0.000	0.000
8 次	水平方向	0.387	0.000	0.532	0.000
9 次	水平方向	0.378	0.001	0.000	0.000
10 次	水平方向	0.369	0.000	0.991	0.000
11 次	水平方向	0.304	0.000	0.000	0.000
12 次	鉛直方向	0.293	0.000	0.000	1.461
13 次	鉛直方向	0.250	0.000	0.000	0.000
14 次	鉛直方向	0.250	0.000	0.000	1.441
15 次	鉛直方向	0.224	0.000	0.000	0.000
16 次	鉛直方向	0.222	0.000	0.000	0.357
17 次	鉛直方向	0.222	0.000	0.000	0.000
18 次	鉛直方向	0.221	0.000	0.000	0.473
19 次	鉛直方向	0.221	0.000	0.000	0.000
20 次	鉛直方向	0.184	0.000	0.000	0.060
21 次	水平方向	0.089	0.000	0.000	0.000
22 次	水平方向	0.089	0.000	0.002	0.000
23 次	水平方向	0.089	-0.001	0.000	0.000
24 次	水平方向	0.085	0.000	0.058	0.000
25 次	水平方向	0.078	0.074	0.000	0.000
26 次	鉛直方向	0.068	0.000	0.000	0.000
27 次	鉛直方向	0.066	0.000	0.000	0.076
28 次	鉛直方向	0.066	0.000	0.000	0.000
29 次	鉛直方向	0.059	0.000	0.000	-0.015

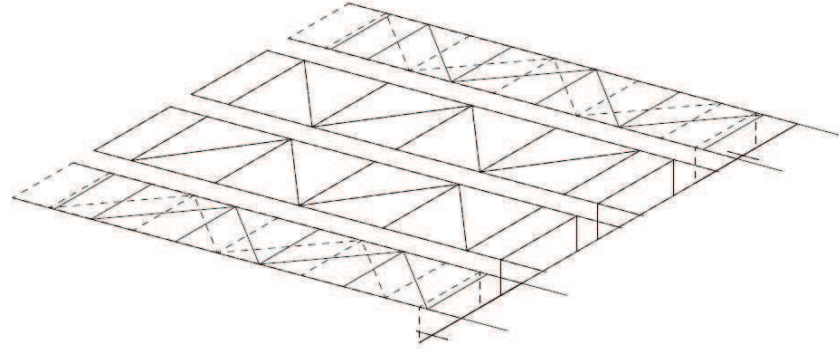
モード	卓越方向	固有周期 (s)	水平方向刺激係数*		鉛直方向 刺激係数*
			X	Y	
30次	鉛直方向	0.059	0.000	0.000	0.000
31次	鉛直方向	0.059	0.000	0.000	-0.310
32次	鉛直方向	0.059	0.000	0.000	0.000
33次	鉛直方向	0.058	0.000	0.000	0.332
34次	鉛直方向	0.058	0.000	0.000	0.000
35次	水平方向	0.057	0.000	-0.013	0.000
36次	水平方向	0.057	0.000	0.000	0.000
37次	水平方向	0.056	0.000	0.000	0.000
38次	水平方向	0.056	0.000	0.007	0.000
39次	水平方向	0.055	0.001	0.000	0.000
40次	水平方向	0.054	0.000	0.002	0.000
41次	水平方向	0.054	0.000	0.000	0.000
42次	水平方向	0.051	0.000	-0.033	0.000
43次	水平方向	0.044	0.000	0.000	0.000

注記*：刺激係数は、モード質量を正規化し、固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。

モード 1
振動数 1.257



モード 2
振動数 1.461



モード 3
振動数 1.461

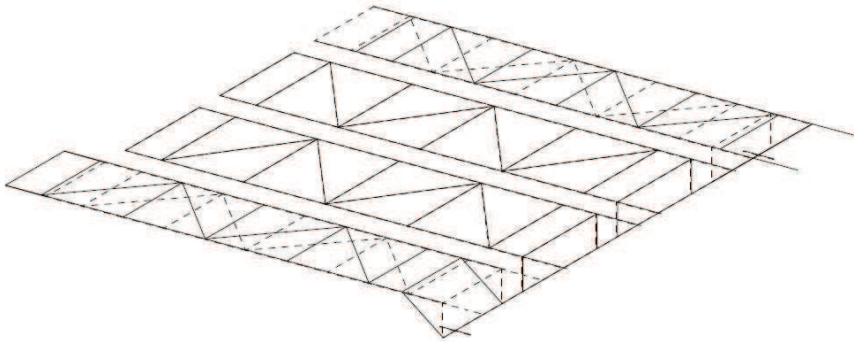


図 4-2 振動モード図 (3次モードまでを示す)

4.5 設計用地震力

評価に用いる設計用地震力を表 4-6 に示す。

「基準地震動 S s」による地震力は、添付資料「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

表 4-6 設計用地震力（設計基準対象施設）

据付場所及び 床面高さ (m)		海水ポンプ室 (O.P. 15.0* ¹ (北側), O.P. 13.3 (南側))		
固有周期 (s)		水平 : 0.795* ² 鉛直 : 0.293* ²		
減衰定数 (%)		水平 : 4.0 鉛直 : 2.0		
地震力		基準地震動 S s		
モード	固有周期 (s)	応答水平震度* ³		応答鉛直震度* ³
		NS 方向	EW 方向	
1 次	0.795	0.880	1.006	0.746
2 次	0.685	1.036	1.389	0.866
3 次	0.684	1.040	1.395	0.867
4 次	0.658	1.167	1.611	0.885
5 次	0.658	1.167	1.611	0.885
6 次	0.466	1.942	2.982	1.189
7 次	0.392	1.953	3.013	1.512
8 次	0.387	1.953	3.198	1.496
9 次	0.378	1.976	3.440	1.603
10 次	0.369	2.043	3.627	1.639
11 次	0.304	2.048	5.107	1.798
12 次	0.293	2.009	5.434	1.878
13 次	0.250	2.203	6.472	2.361
14 次	0.250	2.203	6.472	2.361
15 次	0.224	2.747	6.472	3.080
16 次	0.222	2.796	6.472	3.088
17 次	0.222	2.796	6.472	3.088
18 次	0.221	2.822	6.472	3.088
19 次	0.221	2.822	6.472	3.088
20 次	0.184	2.956	6.113	3.088
21 次	0.089	3.561	20.213	12.367
22 次	0.089	3.561	20.213	12.367

モード	固有周期 (s)	応答水平震度*3		応答鉛直震度*3
		NS 方向	EW 方向	
23 次	0.089	3.561	20.213	12.367
24 次	0.085	3.546	22.435	12.367
25 次	0.078	3.380	22.662	11.113
26 次	0.068	2.899	20.255	10.411
27 次	0.066	2.732	16.146	10.675
28 次	0.066	2.732	16.146	10.675
29 次	0.059	2.603	14.563	10.411
30 次	0.059	2.603	14.563	10.411
31 次	0.059	2.603	14.563	10.411
32 次	0.059	2.603	14.563	10.411
33 次	0.058	2.603	14.563	10.411
34 次	0.058	2.603	14.563	10.411
35 次	0.057	2.456	13.795	9.300
36 次	0.057	2.456	13.795	9.300
37 次	0.056	2.423	12.927	8.297
38 次	0.056	2.423	12.927	8.297
39 次	0.055	2.353	12.195	8.297
40 次	0.054	2.232	12.155	8.297
41 次	0.054	2.232	12.155	8.297
42 次	0.051	2.211	14.599	8.536
43 次	0.044	—	—	—
動的地震力*4		1.32	1.56	7.34

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：1次固有周期について記載。

*3：各モードの固有周期に対し，設計用床応答曲線（ S_s ）より得られる震度を示す。

*4： S_s に基づく設計用最大応答加速度（ $1.2 \cdot ZPA$ ）より定めた震度を示す。

4.6 計算方法

4.6.1 大梁及びフレームの応力の計算方法

大梁及びフレームに生じる各応力は、解析による計算で得られる各要素端での軸力N、せん断力 Q_y 、 Q_z 及び曲げモーメント M_y 、 M_z より次のように求める。

(1) 圧縮応力

$$\sigma_{c s} = \frac{|N|}{A_s} \dots\dots\dots (4.6.1.1)$$

(2) 曲げ応力

$$\sigma_{b y s} = \frac{|M_y|}{Z_y} \dots\dots\dots (4.6.1.2)$$

$$\sigma_{b z s} = \frac{|M_z|}{Z_z} \dots\dots\dots (4.6.1.3)$$

(3) せん断応力

$$\tau_{y s} = \frac{|Q_y|}{A_{s y}} \dots\dots\dots (4.6.1.4)$$

$$\tau_{z s} = \frac{|Q_z|}{A_{s z}} \dots\dots\dots (4.6.1.5)$$

(4) 組合せ応力

a. 圧縮+曲げ

$$\frac{\sigma_{c s}}{1.5 \cdot f_c} + \frac{\sigma_{b y s}}{1.5 \cdot f_{b y}} + \frac{\sigma_{b z s}}{1.5 \cdot f_{b z}} \dots\dots\dots (4.6.1.6)$$

b. 圧縮+曲げ+せん断

$$\sqrt{(\sigma_{c s} + \sigma_{b y s} + \sigma_{b z s})^2 + 3 \cdot (\tau_{y s}^2 + \tau_{z s}^2)} \dots\dots\dots (4.6.1.7)$$

c. せん断

$$\sqrt{\tau_{y s}^2 + \tau_{z s}^2} \dots\dots\dots (4.6.1.8)$$

4.6.2 ゴム支承のせん断ひずみ及び応力の計算方法

4.6.2.1 ゴム本体のせん断ひずみの計算方法

ゴム本体の変形概要図を図 4-3 に示す。

ゴム支承のゴム本体に生じるせん断ひずみ $\gamma_{s e}$ は、解析による計算で得られる地震時の移動量 ΔL と総ゴム厚 Σt_e より次のように求める。

$$\gamma_{s e} = \frac{\Delta L}{\Sigma t_e} \dots\dots\dots (4.6.2.1.1)$$

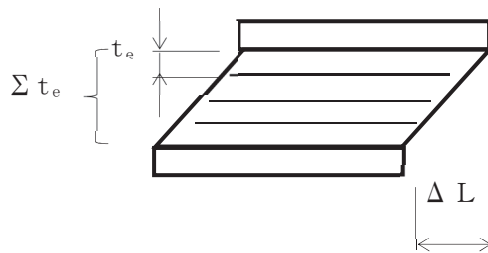


図4-3 ゴム本体の変形概要図

4.6.2.2 ゴム本体の応力の計算方法

ゴム支承のせん断変形概要図を図 4-4 に示す。

ゴム支承のゴム本体に生じる各応力は、解析による計算で得られる下向きの反力 R_L 、上向きの反力 R_U 、及び地震時のせん断変形による移動量を控除した応力算出に有効な面積より次のように求める。

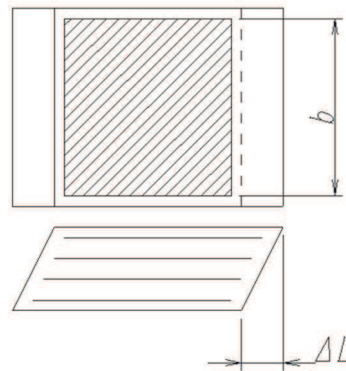


図4-4 ゴム支承のせん断変形概要図

(1) 圧縮応力

$$\sigma_{c e} = \frac{|R_L|}{A_{c e}} \dots \dots \dots (4.6.2.2.1)$$

ここで,

$$A_{c e} = A_e - \Delta L \cdot b \dots \dots \dots (4.6.2.2.2)$$

(2) 引張応力

$$\sigma_{t e} = \frac{|R_U|}{A_{t e}} \dots \dots \dots (4.6.2.2.3)$$

ここで,

$$A_{t e} = A_e - \Delta L \cdot b \dots \dots \dots (4.6.2.2.4)$$

4.6.2.3 内部鋼板の応力の計算方法

ゴム支承の内部鋼板に作用する荷重及び応力の概要図を図 4-5 に示す。

ゴム支承の内部鋼板には、鉛直荷重によって圧縮応力 $\sigma_{c e}$ が作用した際に、水平方向への引張力 N_p が生じ、引張応力 $\sigma_{t p}$ が作用する。

ゴム支承の内部鋼板に作用する引張応力 $\sigma_{t p}$ は、圧縮応力 $\sigma_{c e}$ より次のように求める。

$$\sigma_{t p} = \frac{f_c \cdot \sigma_{c e} \cdot t_e}{t_p} \dots \dots \dots (4.6.2.3.1)$$

ここで、ゴム支承本体に生じる圧縮応力 $\sigma_{c e}$ は、(4.6.2.2.1) 式による。

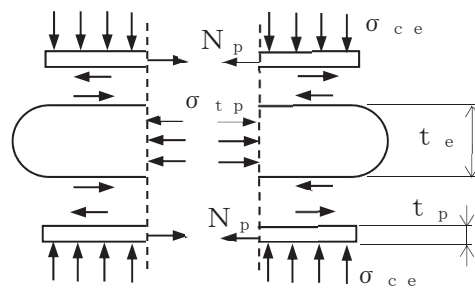


図 4-5 内部鋼板に作用する荷重及び応力の概要図

4.6.2.4 取付ボルトの応力の計算方法

取付ボルトに生じる応力は、解析による計算で得られる各要素端の反力 R_e 及び R_h から手計算により、次のように求める。

(1) 引張応力

- a. 中立軸が断面内にあり、一部の取付ボルトが引張状態となる場合

図 4-6 に一部の取付ボルトが引張状態となる場合の荷重の発生イメージ図を示す。取付ボルトには、ゴム支承端部に作用する圧縮応力 σ_{pmax} と中立軸の移動量 e に対応した引張応力 σ_{tb1} が作用する。取付ボルトの引張応力 σ_{tb1} は、次のように求める。

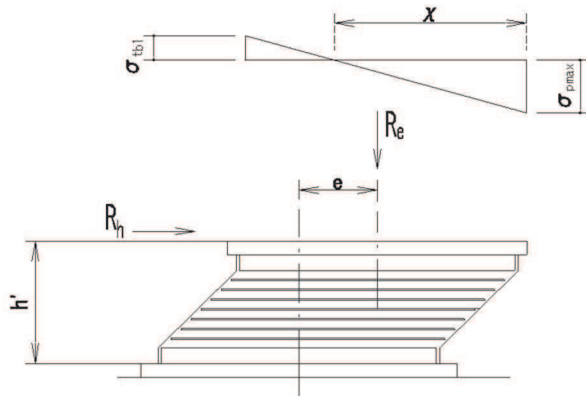


図 4-6 荷重の発生イメージ図（一部の取付ボルトが引張状態となる場合）

$$\sigma_{tb1} = \left(\frac{\sigma_{pmax} \cdot n \cdot (d-x)}{x} \right) \cdot \frac{A_{be1}}{A_{b1}} \dots\dots\dots (4.6.2.4.1)$$

ここで、

$$\sigma_{pmax} = \frac{2 \cdot R_e}{B' \cdot x - \frac{2 \cdot n \cdot A_{be1} \cdot n_b'}{x} \cdot (d-x)} \dots\dots\dots (4.6.2.4.2)$$

- b. 全ての取付ボルトが引張状態となる場合

図 4-7 に全ての取付ボルトが引張状態となる場合の荷重の発生イメージ図を示す。

中心から最も離れた位置にある取付ボルト 1 本あたりに作用する引張応力 σ_{tb1} は、 R_e 及び R_h より求めた取付ボルト 1 本あたりの引抜き力 T_{b1} より次のように求める。

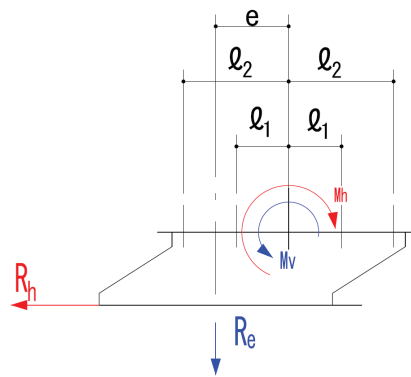


図 4-7 発生荷重のイメージ図
(全ての取付ボルトが引張状態となる場合)

$$\sigma_{t b 1} = \frac{T_{b 1}}{A_{b 1}} \dots \dots \dots (4.6.2.4.3)$$

ここで,

$$T_{b 1} = \frac{M_b \cdot l_2}{2 \cdot \Sigma (n_j \cdot l_j^2)} - \frac{R_e}{n_{b 1}} \dots \dots \dots (4.6.2.4.4)$$

$$M_b = |M_h + M_v| \dots \dots \dots (4.6.2.4.5)$$

$$M_h = R_h \cdot h' \dots \dots \dots (4.6.2.4.6)$$

$$M_v = R_e \cdot e \dots \dots \dots (4.6.2.4.7)$$

(2) せん断応力

$$\tau_{b 1} = \frac{R_h}{A_{b 1} \cdot n_{b 1}} \dots \dots \dots (4.6.2.4.8)$$

(3) 組合せ応力

(4.6.2.4.1) 式で算出した応力を用いる。

4.6.2.5 基礎ボルトの応力の計算方法

基礎ボルトに生じる応力は、解析による計算で得られる各要素端での荷重 F_x , F_y , F_z , 曲げモーメント M_x , M_y から求める基礎ボルトの引抜力 T_{b2} 及びせん断力 Q_b を用いて、次のように求める。

(1) 引張応力

$$\sigma_{t b 2} = \frac{T_{b 2}}{A_{b 2}} \dots\dots\dots (4.6.2.5.1)$$

ここで、

$$T_{b 2} = \frac{F_z}{n_{b 2}} + \frac{M_x}{Z_{b x}} + \frac{M_y}{Z_{b y}} \dots\dots\dots (4.6.2.5.2)$$

(2) せん断応力

$$\tau_{b 2} = \frac{Q_b}{A_{b 2}} \dots\dots\dots (4.6.2.5.3)$$

ここで、

$$Q_b = \sqrt{\left(\frac{F_x}{n_{b 2}}\right)^2 + \left(\frac{F_y}{n_{b 2}}\right)^2} \dots\dots\dots (4.6.2.5.4)$$

(3) 組合せ応力

(4.6.2.5.1) 式で算出した応力を用いる。

4.6.3 可動支承の発生荷重の計算方法

可動支承の発生荷重は、解析により求める。

4.6.4 フレームの移動量の計算方法

各部の移動量は、解析による計算で得られる地震時の移動量から相対変位として求める。

4.7 計算条件

応力解析に用いる自重及び荷重（地震荷重）は、本計算書の【竜巻防護ネットの耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.8 応力の評価

4.8.1 大梁及びフレームの応力評価

4.6.1 項で定めた応力が許容値以下であること。ただし、組合せ応力が応力比の場合は1以下であること。

	基準地震動 S_s による 荷重との組合せの場合
許容引張応力 $1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot \frac{F^*}{1.5}$
許容せん断応力 $1.5 \cdot f_s^*$	$1.5 \cdot \frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}}$
許容圧縮応力 $1.5 \cdot f_c^*$	$1.5 \cdot \left\{ 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} \cdot \frac{F^*}{\nu} \quad (\lambda \leq \Lambda \text{ の場合})$
	$1.5 \cdot 0.277 \cdot F^* \cdot \left(\frac{\Lambda}{\lambda} \right)^2 \quad (\lambda > \Lambda \text{ の場合})$
許容曲げ応力 $1.5 \cdot f_b^*$	$\text{MAX} \left(1.5 \cdot \left(1 - 0.4 \cdot \frac{\ell_b^2}{C \cdot \Lambda^2 \cdot i_2^2} \right) \cdot f_t^*, 1.5 \cdot \frac{0.433 \cdot E \cdot A_f}{\ell_b \cdot h} \right)$

ただし、

$$\lambda = \frac{\ell_k}{i_1} \dots\dots\dots (4.8.1.1)$$

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{0.6 \cdot F^*}} \dots\dots\dots (4.8.1.2)$$

$$\nu = 1.5 + \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \dots\dots\dots (4.8.1.3)$$

$$C = 1.75 + 1.05 \cdot \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \cdot \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 \dots\dots\dots (4.8.1.4)$$

4.8.2 ゴム支承の評価

4.6.2 項で求めたひずみ及び各応力が下表で定めた許容限界以下であること。

			基準地震動 S_s による 荷重との組合せの場合
ゴム支承 本体	ゴム本体	許容せん断ひずみ γ_{ea}	γ_{ea}
		許容引張応力 σ_{ta}	σ_{ta}
		許容圧縮応力 σ_{cra}	$\sigma_{cra} = \frac{G_e \cdot S_1 \cdot S_2}{f_{cr}}$
	内部鋼板	許容引張応力 $1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot \frac{F^*}{1.5}$
取付ボルト 及び 基礎ボルト		許容引張応力 $1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot \frac{F^*}{2}$
		許容せん断応力 $1.5 \cdot f_s^*$	$1.5 \cdot \frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}}$
		引張応力とせん断応力を同時に受けるボルトの許容引張応力 $1.5 \cdot f_{ts}^*$	$\text{MIN} (1.4 \cdot 1.5 \cdot f_t^* - 1.6 \cdot \tau_{bi}, 1.5 \cdot f_t^*)$

ただし、

$$S_1 = \frac{a \cdot b}{2 \cdot (a+b) \cdot t_e} \dots \dots \dots (4.8.2.1)$$

$$S_2 = \frac{\text{MIN}(a, b)}{\Sigma t_e} \dots \dots \dots (4.8.2.2)$$

4.8.3 可動支承の評価

4.6.3項で求めた発生荷重が下表で定めた許容限界以下であること。

		許容限界 (N)
構造部材	水平荷重	2.900×10^6
	鉛直荷重 (圧縮)	5.600×10^6
	鉛直荷重 (引張)	1.800×10^6

4.8.4 フレームの移動量の評価

4.6.4項で求めたフレームの移動量が下表で定めた許容限界以下であること。

位置	移動量の許容限界 (mm)		許容限界の 根拠
	X方向 (NS方向)	Y方向 (EW方向)	
フレーム／北側隔壁接続部 ① フレーム－隔壁 ② フレーム－ストッパー	300	250	部材間の クリアランス
フレーム／南側隔壁接続部 ③ フレーム－隔壁	300	—	
フレーム／側壁接続部 ④ フレーム－浸水防止壁	—	350	
フレーム／大梁接続部 ⑤ フレーム－大梁	350	—	

5. 評価結果

5.1 設計基準対象施設としての評価結果

竜巻防護ネットの設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

5.2 重大事故等対処設備としての評価結果

設計基準対象施設における評価と条件が同じであるため，記載を省略する。

【竜巻防護ネットの耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期(s)		基準地震動 S _s		最高使用温度 (°C)	周囲環境温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度		
竜巻防護ネット	—	海水ポンプ室 (補機ポンプエリア) O.P. 15.0*1 (北側), O.P. 13.3 (南側)	0.795	0.293	C _H =1.56 (NS), C _H =7.34 (EW) 又は*2	C _V =2.72 又は*2	—	40

注記*1：基準床レベルを示す。

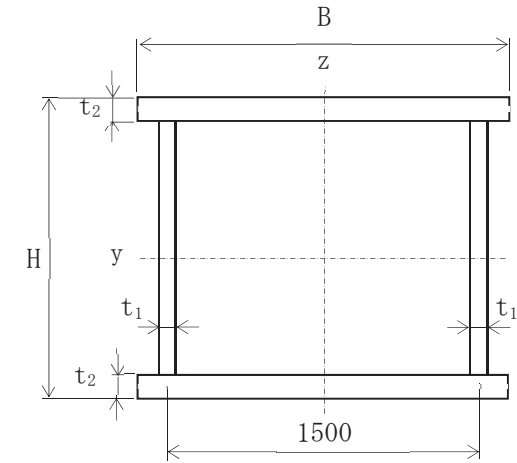
*2：基準地震動 S_s に基づく設計用床応答曲線から得られる値。

1.2 機器要目

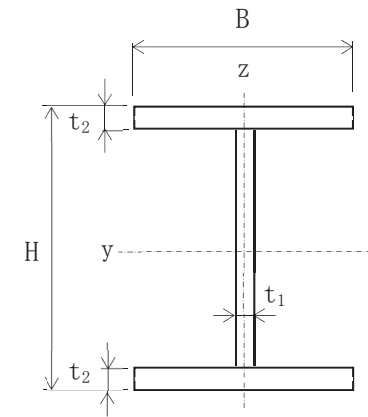
部材	記号	ℓ (mm)	断面寸法 (mm)				
			H	B	t ₁	t ₂	
大梁	L1-①, ③	22100	1300	1580	32	36	
フレーム	主桁	G1-①	1790	1000	560	19	28
		G1-③, ④	4065	1000	560	19	28
	横補強材	C3	5400	400	450	19	25
	ブレース	B1	6759	400	200	8	13

B'	a	b	d	t _e	t _p	h'
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
870	800	800	810	24	4.5	354
n _e	A _e	E	ν ₁	S ₁	S ₂	
	(mm ²)	(MPa)				
8	6.400×10 ⁵	2.02×10 ⁶	0.3	8.33	4.17	

部材	A _{b i} (mm ²)	A _{b e i} (mm ²)	n _{b i}
取付ボルト (i=1)	706.9	561	16
基礎ボルト (i=2)	855.3	—	16



大梁



フレーム

部材		材料	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)	
大梁	大梁	SM490A	315 (16<厚さ≤40)	490 (16<厚さ≤40)	343	
フレーム	主桁	SM490A	315 (16<厚さ≤40)	490 (16<厚さ≤40)	343	
	横補強材	SM490A	315 (16<厚さ≤40)	490 (16<厚さ≤40)	343	
	ブレース	SS400	245 (厚さ≤16)	400 (厚さ≤16)	280	
大梁ゴム支承 及び フレームゴム支承	ゴム支承本体	ゴム本体	NR	—	—	
		内部鋼板	SS400	245 (厚さ≤16)	400 (厚さ≤16)	280
	取付ボルト		強度区分8.8	640 (呼び径≤16*)	800 (呼び径≤16*)	560
	基礎ボルト		SNR490B	325 (6≤厚さ≤40)	490	343

注記*：呼び径は16mm以上であるが，保守的に強度区分8.8の16mm以下の小さい値を選定。

1.3 計算数値

1.3.1 大梁及びフレームの荷重

(単位：N)

部材		記号	基準地震動 S _s		
			N	Q _y [*]	Q _z [*]
大梁		L1-①	8.169×10 ⁵	5.102×10 ⁵	2.240×10 ⁶
		L1-③	2.977×10 ⁵	2.395×10 ⁵	1.030×10 ⁶
フレーム	主桁	G1-①	4.064×10 ⁵	3.178×10 ⁵	5.204×10 ⁵
		G1-③	5.666×10 ⁵	1.586×10 ⁴	1.839×10 ⁵
		G1-④	6.020×10 ⁵	6.404×10 ⁴	4.182×10 ⁵
	横補強材	C3	8.498×10 ⁴	8.405×10 ⁴	930.5
	ブレース	B1	1.414×10 ⁵	0	0

注記*：添字 y, z は要素に与えられた座標軸。

1.3.2 大梁及びフレームのモーメント

(単位：N・mm)

部材		記号	基準地震動 S s	
			M _y *	M _z *
大梁		L1-①	4.424×10 ⁹	1.021×10 ⁹
		L1-③	1.309×10 ¹⁰	2.889×10 ⁹
フレーム	主桁	G1-①	9.195×10 ⁸	3.398×10 ⁸
		G1-③	2.748×10 ⁹	1.363×10 ⁷
		G1-④	3.189×10 ⁹	9.767×10 ⁷
	横補強材	C3	2.001×10 ⁶	2.290×10 ⁸
	ブレース	B1	0	0

注記*：添字 y, z は要素に与えられた座標軸。

1.3.3 ゴム支承の移動量 (単位: mm)

部材	基準地震動 S s
	ΔL
大梁ゴム支承	209.3
フレームゴム支承	180.5

1.3.4 ゴム支承の荷重 (単位: N)

部材	基準地震動 S s	
	R_L^*	R_U^*
大梁ゴム支承	1.453×10^6	-2.773×10^5
フレームゴム支承	5.613×10^5	-2.098×10^5

注記*: 添字 L は下向き, 添え字 U は上向きを示す。

1.3.5 取付ボルトの荷重 (単位: N)

部材	基準地震動 S s	
	R_h^*	R_e^*
大梁ゴム支承	6.969×10^5	1.453×10^6
フレームゴム支承	6.010×10^5	5.613×10^5

注記*: 添字 h は水平方向, 添え字 e は鉛直方向を示す。

1.3.6 基礎ボルトの荷重 (単位: N)

部材	基準地震動 S s		
	F_x^*	F_y^*	F_z^*
大梁ゴム支承	3.275×10^5	6.119×10^5	-2.774×10^5
フレームゴム支承	4.251×10^5	4.148×10^5	-2.099×10^5

注記*: 添字 x, y, z は要素に与えられた座標軸。

1.3.7 基礎ボルトのモーメント (単位：N・mm)

部材	基準地震動 S _s	
	M _x [*]	M _y [*]
大梁ゴム支承	2.268×10 ⁸	1.213×10 ⁸
フレームゴム支承	1.621×10 ⁸	1.661×10 ⁸

注記*：添字 x, y は要素に与えられた座標軸。

1.4 結論

1.4.1 固有周期

(単位：s)

モード	卓越方向	固有周期	モード	卓越方向	固有周期
1次	水平方向	0.795	23次	水平方向	0.089
2次	水平方向	0.685	24次	水平方向	0.085
3次	水平方向	0.684	25次	水平方向	0.078
4次	水平方向	0.658	26次	鉛直方向	0.068
5次	水平方向	0.658	27次	鉛直方向	0.066
6次	水平方向	0.466	28次	鉛直方向	0.066
7次	水平方向	0.392	29次	鉛直方向	0.059
8次	水平方向	0.387	30次	鉛直方向	0.059
9次	水平方向	0.378	31次	鉛直方向	0.059
10次	水平方向	0.369	32次	鉛直方向	0.059
11次	水平方向	0.304	33次	鉛直方向	0.058
12次	鉛直方向	0.293	34次	鉛直方向	0.058
13次	鉛直方向	0.250	35次	水平方向	0.057
14次	鉛直方向	0.250	36次	水平方向	0.057
15次	鉛直方向	0.224	37次	水平方向	0.056
16次	鉛直方向	0.222	38次	水平方向	0.056
17次	鉛直方向	0.222	39次	水平方向	0.055
18次	鉛直方向	0.221	40次	水平方向	0.054
19次	鉛直方向	0.221	41次	水平方向	0.054
20次	鉛直方向	0.184	42次	水平方向	0.051
21次	水平方向	0.089	43次	水平方向	0.044
22次	水平方向	0.089			

1.4.2 応力

1.4.2.1 大梁及びフレームの応力

(単位：MPa)

部材	記号	材料	応力	基準地震動 S s	
				算出応力	許容限界
大梁	L1-③	SM490A	圧縮+曲げ*	0.71	1.00
	L1-①		せん断	39	198
	L1-③		圧縮+曲げ+せん断	243	343
フレーム	主桁	SM490A	圧縮+曲げ*	0.69	1.00
			せん断	32	198
			圧縮+曲げ+せん断	234	343
	横補強材	SM490A	圧縮+曲げ*	0.56	1.00
			せん断	6	198
			圧縮+曲げ+せん断	189	343
	ブレース	B1	SS400	圧縮	17

注記*： $\frac{\sigma_{cs}}{1.5 \cdot f_c} + \frac{\sigma_{bys}}{1.5 \cdot f_{by}} + \frac{\sigma_{bzs}}{1.5 \cdot f_{bz}} \leq 1.00$ を評価。発生値，許容限界は無次元。

1.4.2.2 ゴム支承のひずみ

(単位：—)

部材	基準地震動 S s	
	せん断ひずみ	許容せん断ひずみ
大梁ゴム支承	109	250
フレームゴム支承	94	250

1.4.2.3 ゴム支承の応力 (単位: MPa)

部材		応力	基準地震動 S _s	
			算出応力	許容応力
大梁ゴム支承	本体	圧縮	4	23
		引張	0.6	2.0
	内部鋼板	引張	43	280
フレームゴム支承	本体	圧縮	2	23
		引張	0.5	2.0
	内部鋼板	引張	22	280

1.4.2.4 取付ボルトの応力 (単位: MPa)

部材	応力	基準地震動 S _s	
		算出応力	許容応力
大梁ゴム支承	引張	136	420
	せん断	62	323
	組合せ	136	420
フレームゴム支承	引張	117	420
	せん断	54	323
	組合せ	117	420

1.4.2.5 基礎ボルトの応力

(単位：MPa)

部材	応力	基準地震動 S s	
		算出応力	許容応力
大梁ゴム支承	引張	82	257
	せん断	51	198
	組合せ	82	257
フレームゴム支承	引張	74	257
	せん断	44	198
	組合せ	74	257

1.4.2.6 可動支承の荷重

(単位：N)

荷重	基準地震動 S s	
	算出荷重	許容荷重
水平	3.150×10^5	2.900×10^6
鉛直 (圧縮)	6.880×10^5	5.600×10^6
鉛直 (引張)	2.840×10^5	1.800×10^6

1.4.2.7 フレームの移動量

(単位：mm)

部位	基準地震動 S s		
	移動方向	算出移動量	許容移動量
フレーム/北側隔壁	X	128	300
	Y	125	250
フレーム/南側隔壁	X	129	300
フレーム/側壁接続部	Y	205	350
フレーム/大梁接続部	X	169	350

1.5 その他の機器要目

(1) 節点データ

節点番号	節点座標 (mm)			節点番号	節点座標 (mm)		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	0	0	0	45	13985	12700	0
2	1790	0	0	46	18050	12700	0
3	5855	0	0	47	19700	12700	0
4	9920	0	0	48	21900	12700	0
5	13985	0	0	51	0	18100	0
6	18050	0	0	52	1790	18100	0
7	19700	0	0	53	5855	18100	0
8	21900	0	0	54	9920	18100	0
11	0	4300	0	55	13985	18100	0
12	1790	4300	0	56	18050	18100	0
13	5855	4300	0	57	19700	18100	0
14	9920	4300	0	58	21900	18100	0
15	13985	4300	0	61	0	19600	0
16	18050	4300	0	62	1790	19600	0
17	19700	4300	0	63	5855	19600	0
18	21900	4300	0	64	9920	19600	0
21	0	5800	0	65	13985	19600	0
22	1790	5800	0	66	18050	19600	0
23	5855	5800	0	67	19700	19600	0
24	9920	5800	0	68	21900	19600	0
25	13985	5800	0	71	0	23900	0
26	18050	5800	0	72	1790	23900	0
27	19700	5800	0	73	5855	23900	0
28	21900	5800	0	74	9920	23900	0
31	0	11200	0	75	13985	23900	0
32	1790	11200	0	76	18050	23900	0
33	5855	11200	0	77	19700	23900	0
34	9920	11200	0	78	21900	23900	0
35	13985	11200	0	101	19700	0	-1550
36	18050	11200	0	102	19700	900	-1550
37	19700	11200	0	103	19700	2950	-1550
38	21900	11200	0	104	19700	4300	-1550
41	0	12700	0	105	19700	5800	-1550
42	1790	12700	0	106	19700	8950	-1550
43	5855	12700	0	107	19700	11200	-1550
44	9920	12700	0	108	19700	11950	-1550

節点番号	節点座標 (mm)			節点番号	節点座標 (mm)		
	X	Y	Z		X	Y	Z
109	19700	12700	-1550	236	16017.5	11200	0
110	19700	14950	-1550	237	20800	11200	0
111	19700	18100	-1550	241	3822.5	12700	0
112	19700	19600	-1550	242	6960	12700	0
113	19700	20950	-1550	243	7887.5	12700	0
114	19700	23000	-1550	244	11952.5	12700	0
115	19700	23900	-1550	245	12880	12700	0
121	18950	900	-1550	246	16017.5	12700	0
122	20450	900	-1550	247	20800	12700	0
131	18950	23000	-1550	251	3822.5	18100	0
132	20450	23000	-1550	252	6960	18100	0
201	3822.5	0	0	253	7887.5	18100	0
202	6960	0	0	254	11952.5	18100	0
203	7887.5	0	0	255	12880	18100	0
204	11952.5	0	0	256	16017.5	18100	0
205	12880	0	0	257	20800	18100	0
206	16017.5	0	0	261	3822.5	19600	0
207	20800	0	0	262	6960	19600	0
211	3822.5	4300	0	263	7887.5	19600	0
212	6960	4300	0	264	11952.5	19600	0
213	7887.5	4300	0	265	12880	19600	0
214	11952.5	4300	0	266	16017.5	19600	0
215	12880	4300	0	267	20800	19600	0
216	16017.5	4300	0	271	3822.5	23900	0
217	20800	4300	0	272	6960	23900	0
221	3822.5	5800	0	273	7887.5	23900	0
222	6960	5800	0	274	11952.5	23900	0
223	7887.5	5800	0	275	12880	23900	0
224	11952.5	5800	0	276	16017.5	23900	0
225	12880	5800	0	277	20800	23900	0
226	16017.5	5800	0	1001	0	0	0
227	20800	5800	0	1011	0	4300	0
231	3822.5	11200	0	1021	0	5800	0
232	6960	11200	0	1031	0	11200	0
233	7887.5	11200	0	1041	0	12700	0
234	11952.5	11200	0	1051	0	18100	0
235	12880	11200	0	1061	0	19600	0

節点番号	節点座標 (mm)		
	X	Y	Z
1071	0	23900	0
1121	18950	900	-1550
1122	20450	900	-1550
1131	18950	23000	-1550
1132	20450	23000	-1550

(2) 要素の断面性状

断面特性番号 (要素番号)	要素両端の 節点番号	材料番号	断面特性番号 (要素番号)	要素両端の 節点番号	材料番号
1	101, 102	1	130	15, 216	5
2	102, 103	1	131	216, 16	5
3	103, 104	2	132	16, 17	5
4	104, 105	3	133	17, 217	5
5	105, 106	4	134	217, 18	7
6	106, 107	4	141	21, 22	5
7	107, 108	4	142	22, 221	5
8	108, 109	4	143	221, 23	5
9	109, 110	4	144	23, 222	6
10	110, 111	4	145	222, 223	6
11	111, 112	3	146	223, 24	6
12	112, 113	2	147	24, 224	6
13	113, 114	1	148	224, 225	6
14	114, 115	1	149	225, 25	6
101	1, 2	5	150	25, 226	5
102	2, 201	5	151	226, 26	5
103	201, 3	5	152	26, 27	5
104	3, 202	6	153	27, 227	5
105	202, 203	6	154	227, 28	7
106	203, 4	6	161	31, 32	5
107	4, 204	6	162	32, 231	5
108	204, 205	6	163	231, 33	5
109	205, 5	6	164	33, 232	6
110	5, 206	5	165	232, 233	6
111	206, 6	5	166	233, 34	6
112	6, 7	5	167	34, 234	6
113	7, 207	5	168	234, 235	6
114	207, 8	7	169	235, 35	6
121	11, 12	5	170	35, 236	5
122	12, 211	5	171	236, 36	5
123	211, 13	5	172	36, 37	5
124	13, 212	6	173	37, 237	5
125	212, 213	6	174	237, 38	7
126	213, 14	6	181	41, 42	5
127	14, 214	6	182	42, 241	5
128	214, 215	6	183	241, 43	5
129	215, 15	6	184	43, 242	6

断面特性番号 (要素番号)	要素両端の 節点番号	材料番号	断面特性番号 (要素番号)	要素両端の 節点番号	材料番号
185	242, 243	6	234	267, 68	7
186	243, 44	6	241	71, 72	5
187	44, 244	6	242	72, 271	5
188	244, 245	6	243	271, 73	5
189	245, 45	6	244	73, 272	6
190	45, 246	5	245	272, 273	6
191	246, 46	5	246	273, 74	6
192	46, 47	5	247	74, 274	6
193	47, 247	5	248	274, 275	6
194	247, 48	7	249	275, 75	6
201	51, 52	5	250	75, 276	5
202	52, 251	5	251	276, 76	5
203	251, 53	5	252	76, 77	5
204	53, 252	6	253	77, 277	5
205	252, 253	6	254	277, 78	7
206	253, 54	6	301	1, 11	8
207	54, 254	6	302	2, 12	9
208	254, 255	6	303	3, 13	9
209	255, 55	6	304	4, 14	9
210	55, 256	5	305	5, 15	9
211	256, 56	5	306	6, 16	9
212	56, 57	5	307	7, 17	8
213	57, 257	5	311	21, 31	8
214	257, 58	7	312	22, 32	9
221	61, 62	5	313	23, 33	9
222	62, 261	5	314	24, 34	9
223	261, 63	5	315	25, 35	9
224	63, 262	6	316	26, 36	9
225	262, 263	6	317	27, 37	8
226	263, 64	6	321	41, 51	8
227	64, 264	6	322	42, 52	9
228	264, 265	6	323	43, 53	9
229	265, 65	6	324	44, 54	9
230	65, 266	5	325	45, 55	9
231	266, 66	5	326	46, 56	9
232	66, 67	5	327	47, 57	8
233	67, 267	5	331	61, 71	8

断面特性番号 (要素番号)	要素両端の 節点番号	材料番号
332	62, 72	9
333	63, 73	9
334	64, 74	9
335	65, 75	9
336	66, 76	9
337	67, 77	8
401	121, 102	31
402	102, 122	31
411	131, 114	31
412	114, 132	31
501	2, 13	10
502	4, 13	11
503	4, 15	11
504	6, 15	10
511	22, 33	10
512	24, 33	11
513	24, 35	11
514	26, 35	10
521	43, 52	10
522	43, 54	11
523	45, 54	11
524	45, 56	10
531	63, 72	10
532	63, 74	11
533	65, 74	11
534	65, 76	10

(3) ばね結合部の指定

ばねの 両端の 節点番号	X軸方向の ばね定数 (kN/mm)	Y軸方向の ばね定数 (kN/mm)	Z軸方向の ばね定数 (kN/mm)	X軸周りの 回転剛性 (kN・mm/rad)	Y軸周りの 回転剛性 (kN・mm/rad)	Z軸周りの 回転剛性 (kN・mm/rad)
7, 101 17, 104 27, 105 37, 107 47, 109 57, 111 67, 112 77, 115	0	1.00×10^6	1.00×10^6	0	0	0
1, 1001 11, 1011 21, 1021 31, 1031 41, 1041 51, 1051 61, 1061 71, 1071	3.33	3.33	972	0	0	0
121, 1121 122, 1122 131, 1131 132, 1132	3.33	3.33	972	0	0	0

(4) 節点の質量

節点番号	質量(t)	節点番号	質量(t)	節点番号	質量(t)
1	3.13	35	5.58	71	3.13
2	5.08	36	4.36	72	5.08
3	7.08	37	6.22	73	7.08
4	7.08	38	2.08	74	7.08
5	7.08	41	2.89	75	7.08
6	5.26	42	4.10	76	5.26
7	6.56	43	5.58	77	6.56
8	2.29	44	5.58	78	2.29
11	2.78	45	5.58	101	1.22
12	3.97	46	4.36	102	3.85
13	5.55	47	6.22	103	4.45
14	5.55	48	2.08	104	3.76
15	5.55	51	2.89	105	6.12
16	4.17	52	4.10	106	7.06
17	5.84	53	5.58	107	3.96
18	1.87	54	5.58	108	1.96
21	2.89	55	5.58	109	3.96
22	4.10	56	4.36	110	7.06
23	5.58	57	6.22	111	6.12
24	5.58	58	2.08	112	3.76
25	5.58	61	2.78	113	4.45
26	4.36	62	3.97	114	3.85
27	6.22	63	5.55	115	1.22
28	2.08	64	5.55	121	1.53
31	2.89	65	5.55	122	1.53
32	4.10	66	4.17	131	1.53
33	5.58	67	5.84	132	1.53
34	5.58	68	1.87		

(5) 材料物性値

材料番号	A_s (mm^2)	I_z (mm^4)	I_y (mm^4)	I_x (mm^4)	A_{s_y} (mm^2)	A_{s_z} (mm^2)
1	1.924×10^5	6.788×10^{10}	5.533×10^{10}	8.866×10^{10}	1.138×10^5	7.859×10^4
2	1.924×10^5	6.788×10^{10}	5.533×10^{10}	8.866×10^{10}	1.138×10^5	7.859×10^4
3	1.924×10^5	6.788×10^{10}	5.533×10^{10}	8.866×10^{10}	1.138×10^5	7.859×10^4
4	1.924×10^5	6.788×10^{10}	5.533×10^{10}	8.866×10^{10}	1.138×10^5	7.859×10^4
5	4.930×10^4	8.201×10^8	8.741×10^9	1.035×10^7	3.136×10^4	1.794×10^4
6	4.930×10^4	8.201×10^8	8.741×10^9	1.035×10^7	3.136×10^4	1.794×10^4
7	4.930×10^4	8.201×10^8	8.741×10^9	1.035×10^7	3.136×10^4	1.794×10^4
8	2.915×10^4	3.799×10^8	8.601×10^8	5.488×10^6	2.250×10^4	6.650×10^3
9	2.436×10^4	2.349×10^8	7.008×10^8	3.653×10^6	1.760×10^4	6.764×10^3
10	1.611×10^4	—	—	—	—	—
11	8.337×10^3	—	—	—	—	—
31	1.000×10^7	1.000×10^{12}	1.000×10^{12}	1.000×10^{12}	1.000×10^7	1.000×10^7

 A_s : 部材の断面積 I_z : 部材 z 軸周りの断面二次モーメント I_y : 部材 y 軸周りの断面二次モーメント I_x : 部材のねじり剛性 A_{s_y} : 部材 y 軸方向のせん断断面積 A_{s_z} : 部材 z 軸方向のせん断断面積

VI-2-11-2-3 タービン建屋の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要.....	1
2. 基本方針.....	2
2.1 位置.....	2
2.2 構造概要.....	3
2.3 評価方針.....	12
2.4 適用規格・基準等.....	13
3. 評価方法.....	14
3.1 評価対象部位及び評価方針.....	14
3.2 評価に用いる地震波.....	16
3.3 荷重及び荷重の組合せ.....	20
3.4 許容限界.....	21
3.5 解析方法.....	22
3.6 解析条件.....	37
3.7 評価方法.....	51
4. 評価結果.....	52
4.1 固有値解析結果.....	52
4.2 構造物全体としての変形性能の評価結果.....	59
4.3 相対変位による評価結果.....	61

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、タービン建屋が原子炉建屋及び制御建屋に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価として、原子炉建屋及び制御建屋の有する機能が保持されることを確認するために、施設の損傷、転倒、落下等による影響では、タービン建屋の構造物全体としての変形性能の評価を、建屋間の相対変位による影響では、原子炉建屋及び制御建屋への衝突の有無を確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

タービン建屋の設置位置を図 2-1 に示す。

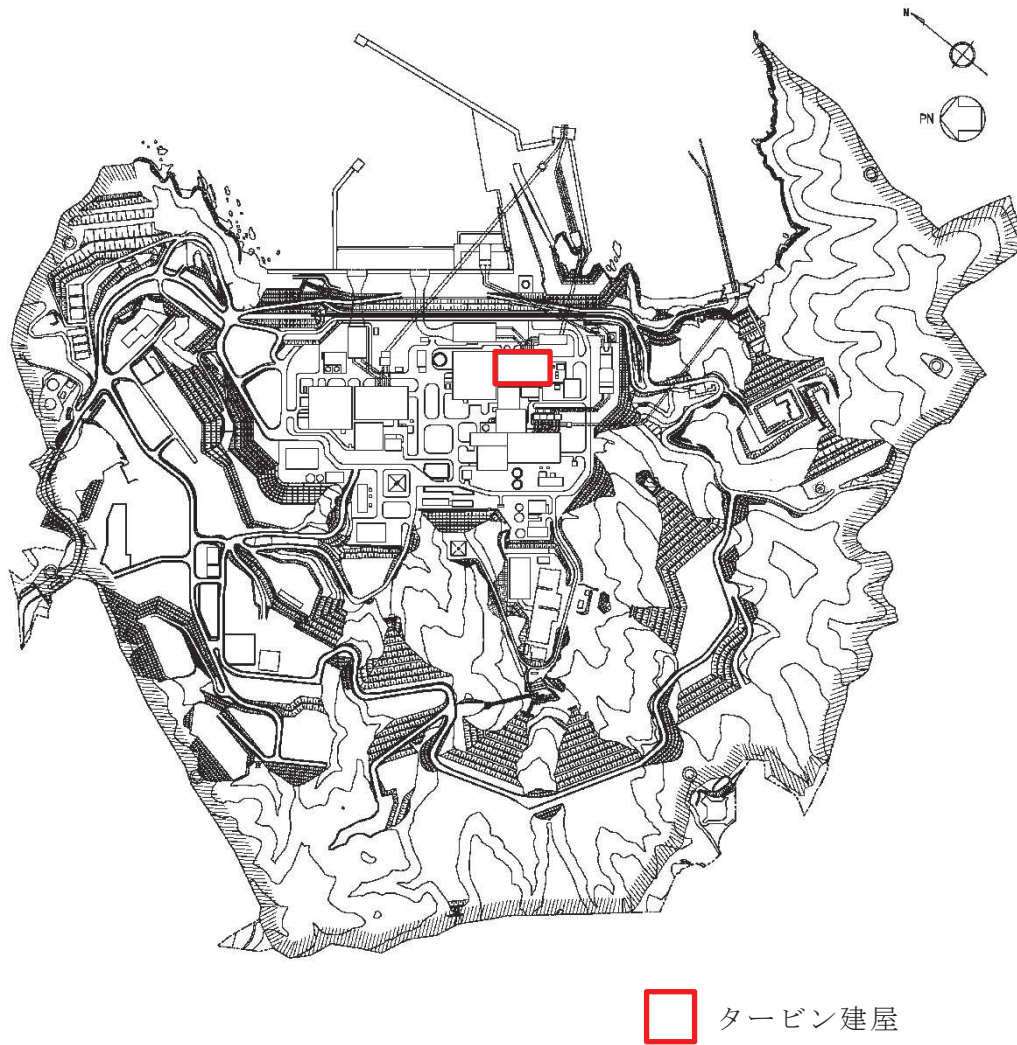


図 2-1 タービン建屋の設置位置

2.2 構造概要

タービン建屋は、地下2階、地上2階建で、基礎底面からの高さは49.5mであり、平面は下部で96.0m(NS方向)×57.7m(EW方向)*である。建屋の構造は鉄筋コンクリート造(一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造)である。

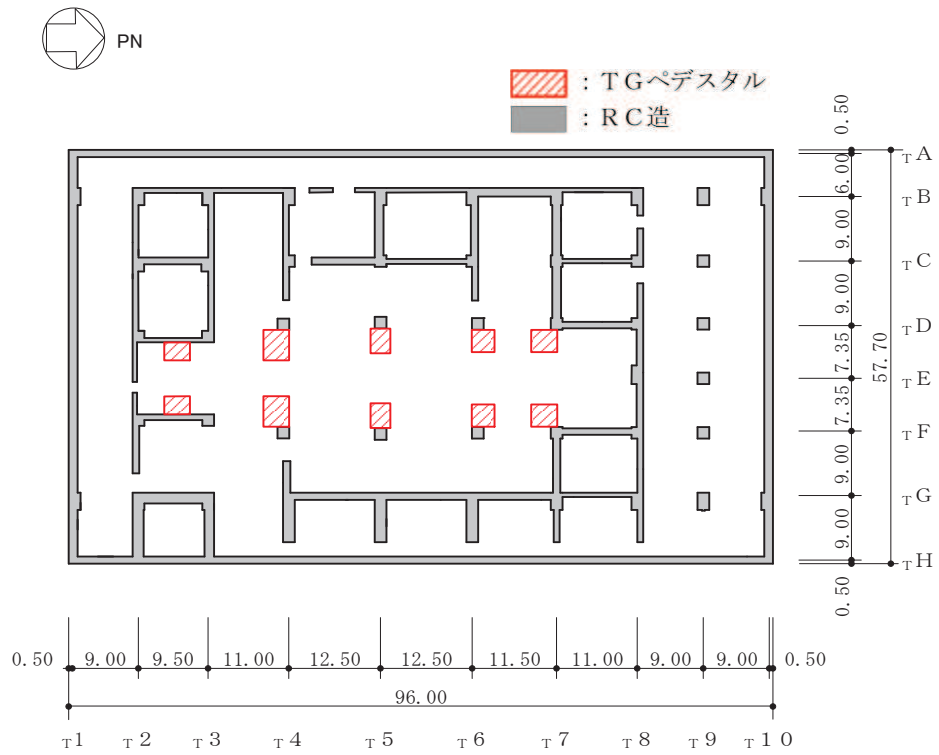
タービン建屋は外壁、内壁、フレーム部分ならびにタービン及び発電機据付のための架台(以下「T/Gペデスタル」という。)より構成されている。これらは同一の基礎版上に設置されているが、T/Gペデスタルはその周囲に25mmのギャップを設け、他の部分とは構造的に分離している。

タービン建屋の基礎は、厚さ3.0mのべた基礎で、支持地盤である砂岩及び頁岩上に直接又はマンメイドロックを介して設置されている。

タービン建屋の主たる耐震要素は、外壁及び内壁で構成される耐震壁及びEW方向のO.P.47.30m～O.P.24.80mに配置されている柱・はりのフレームである。

タービン建屋の概略平面図を図2-2に、概略断面図を図2-3に、建屋配置図を図2-4に、タービン建屋と原子炉建屋のクリアランスを図2-5に、タービン建屋と制御建屋のクリアランスを図2-6に示す。

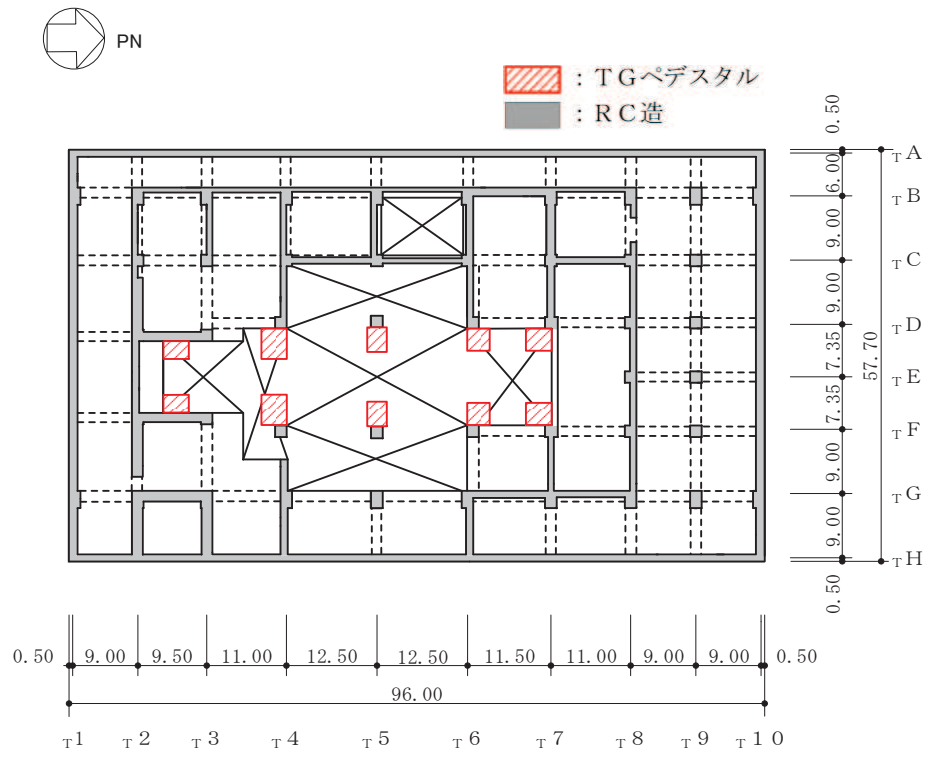
注記*：建屋寸法は壁外面押えとする。



(単位 : m)

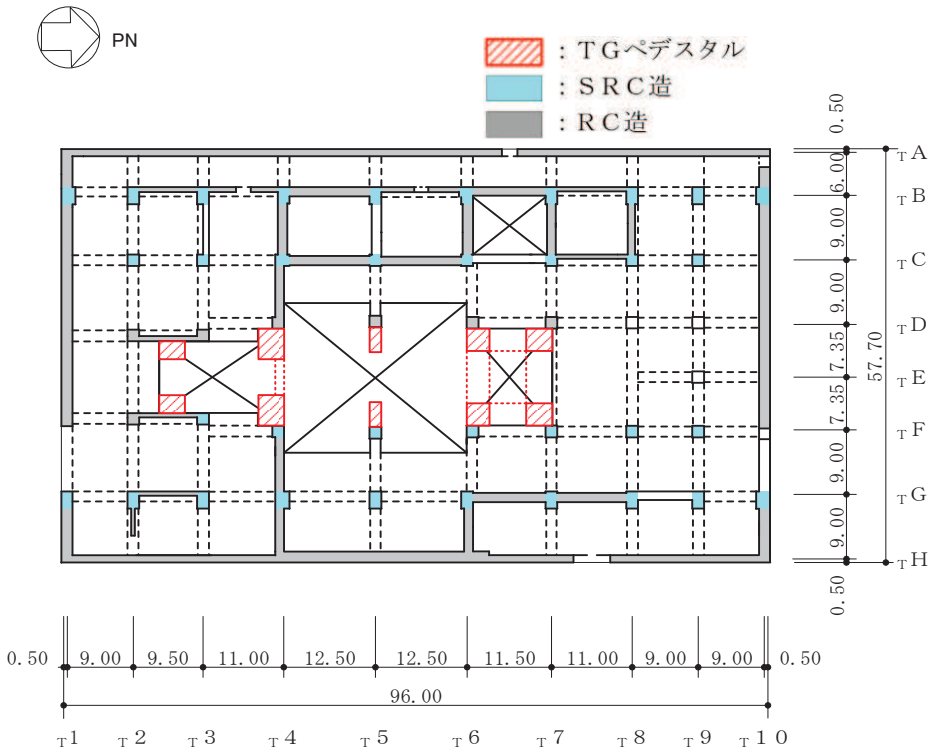
図 2-2(1) タービン建屋の概略平面図 (0.P.*0.8m)

注記* : 0.P. は女川原子力発電所工事用基準面であり, 東京湾平均海面 (T.P.)-0.74m である。



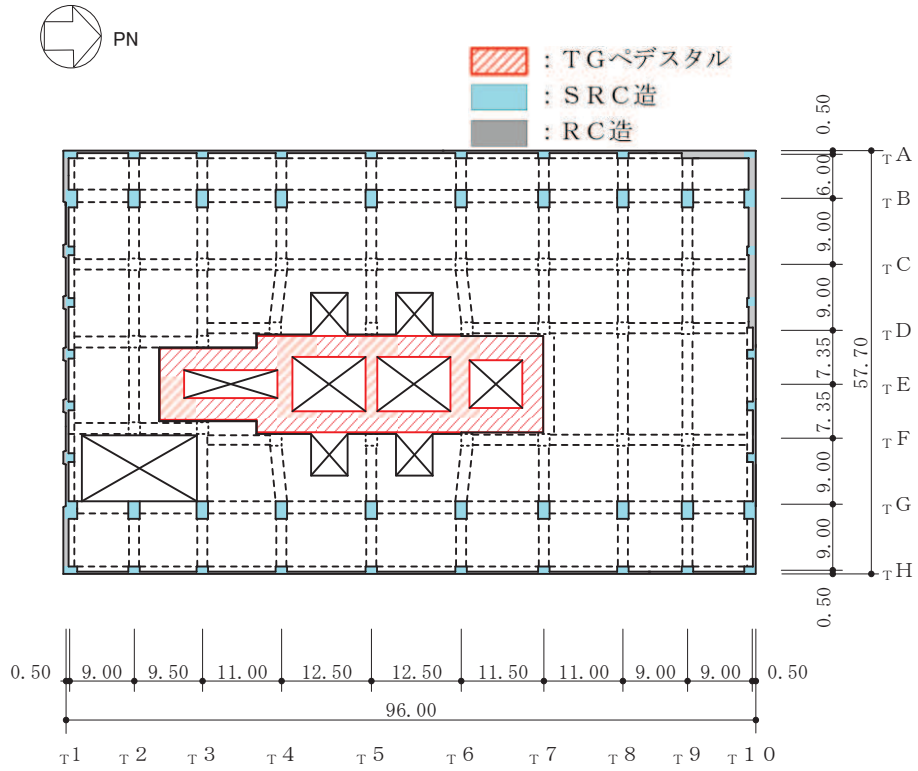
(単位 : m)

図 2-2(2) タービン建屋の概略平面図 (0.P. 7.6m)



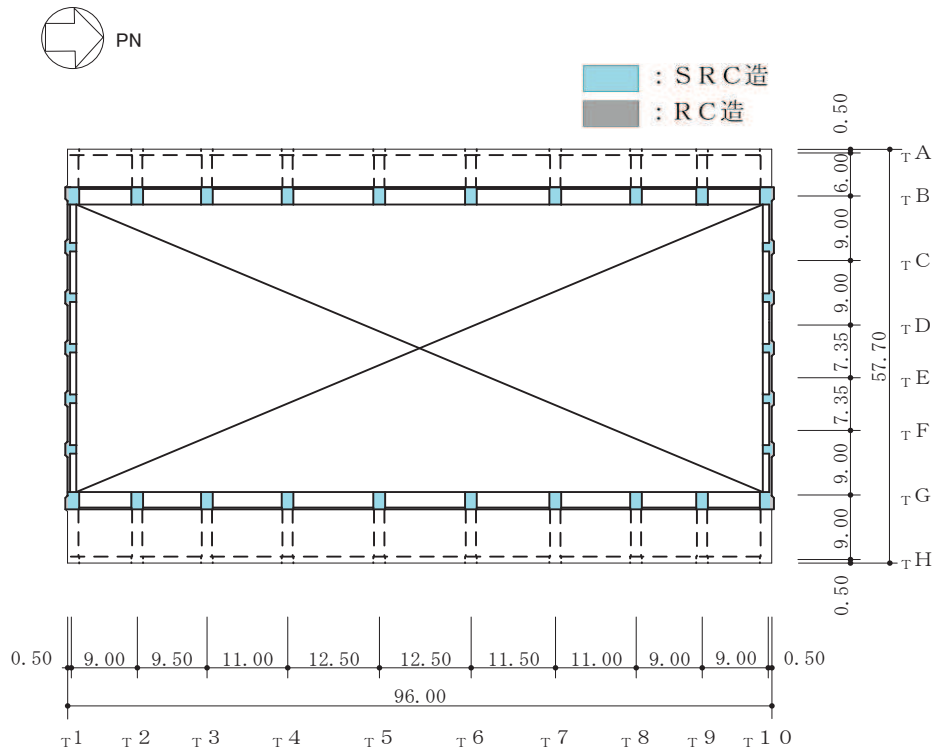
(単位 : m)

図 2-2(3) タービン建屋の概略平面図 (0.P. 15.0m)



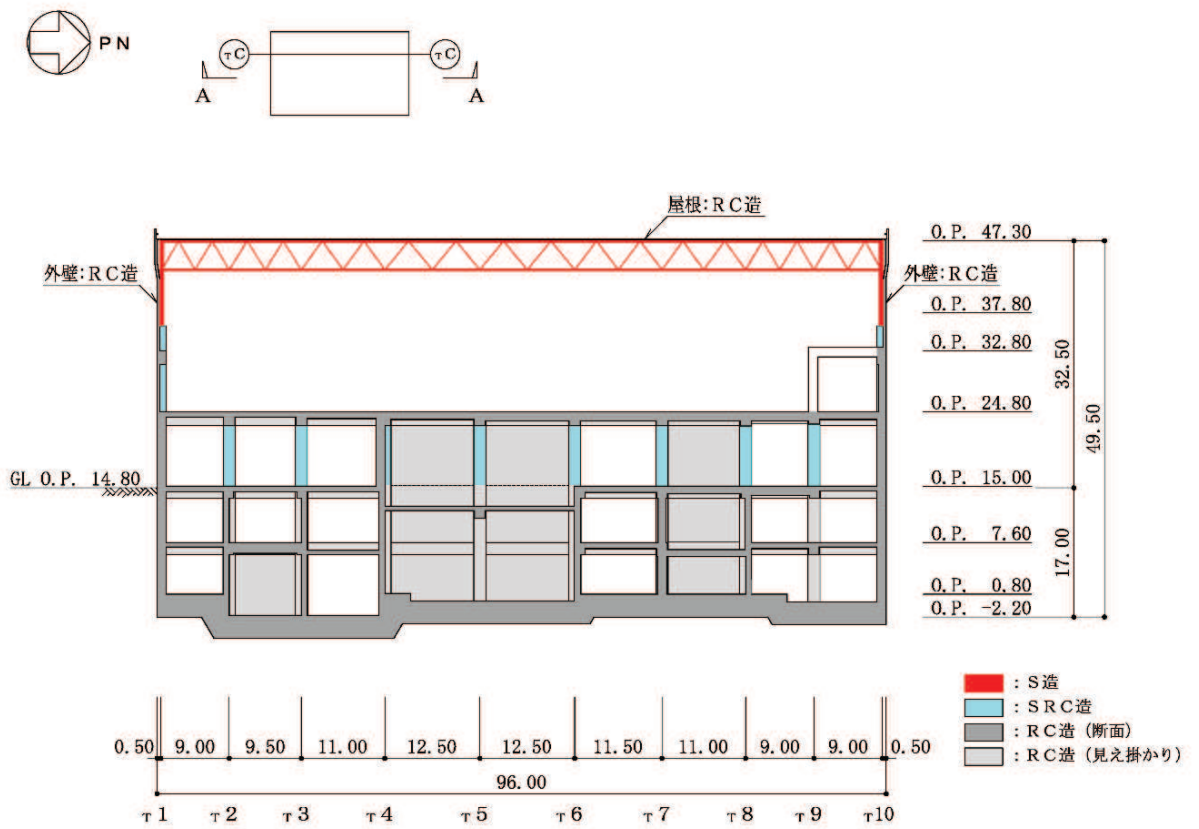
(単位 : m)

図 2-2(4) タービン建屋の概略平面図 (0.P. 24.8m)



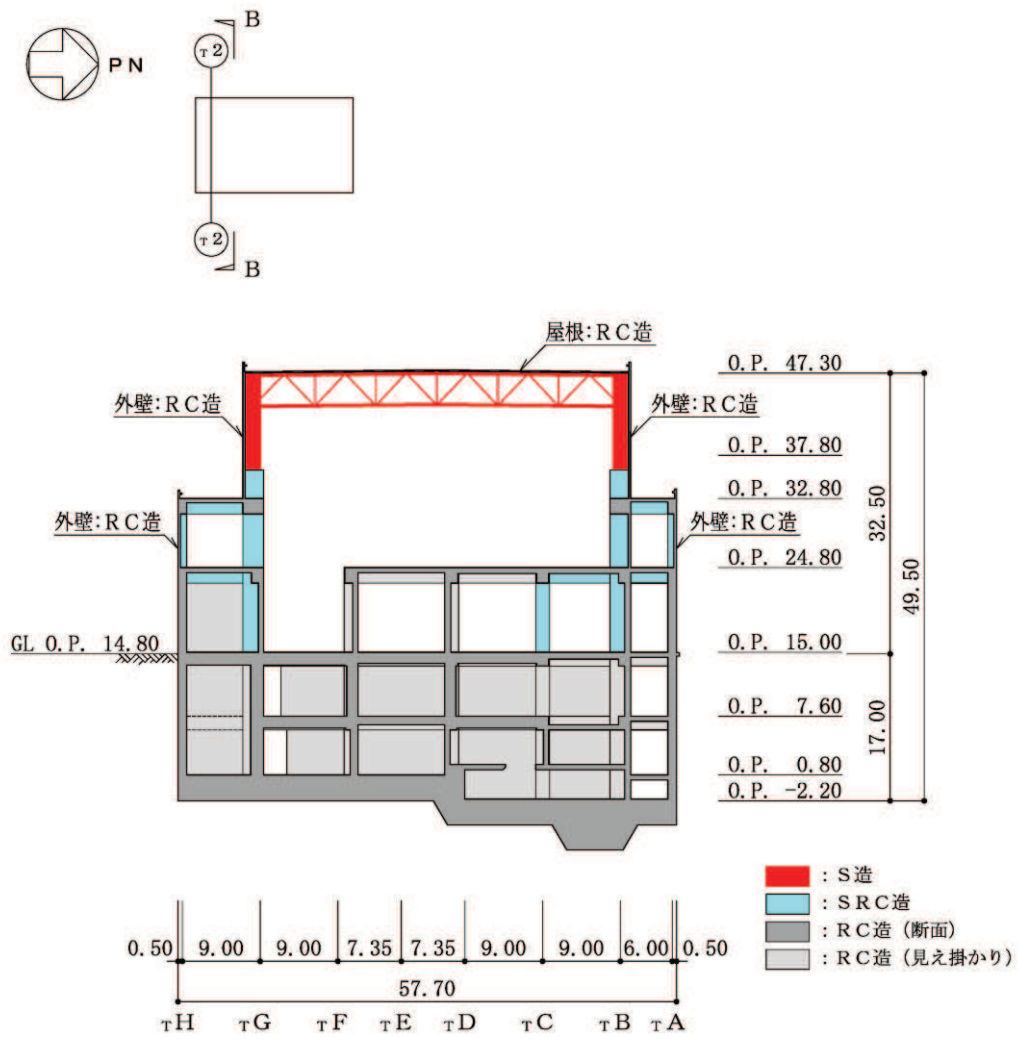
(単位 : m)

図 2-2(5) タービン建屋の概略平面図 (0.P. 32.8m)



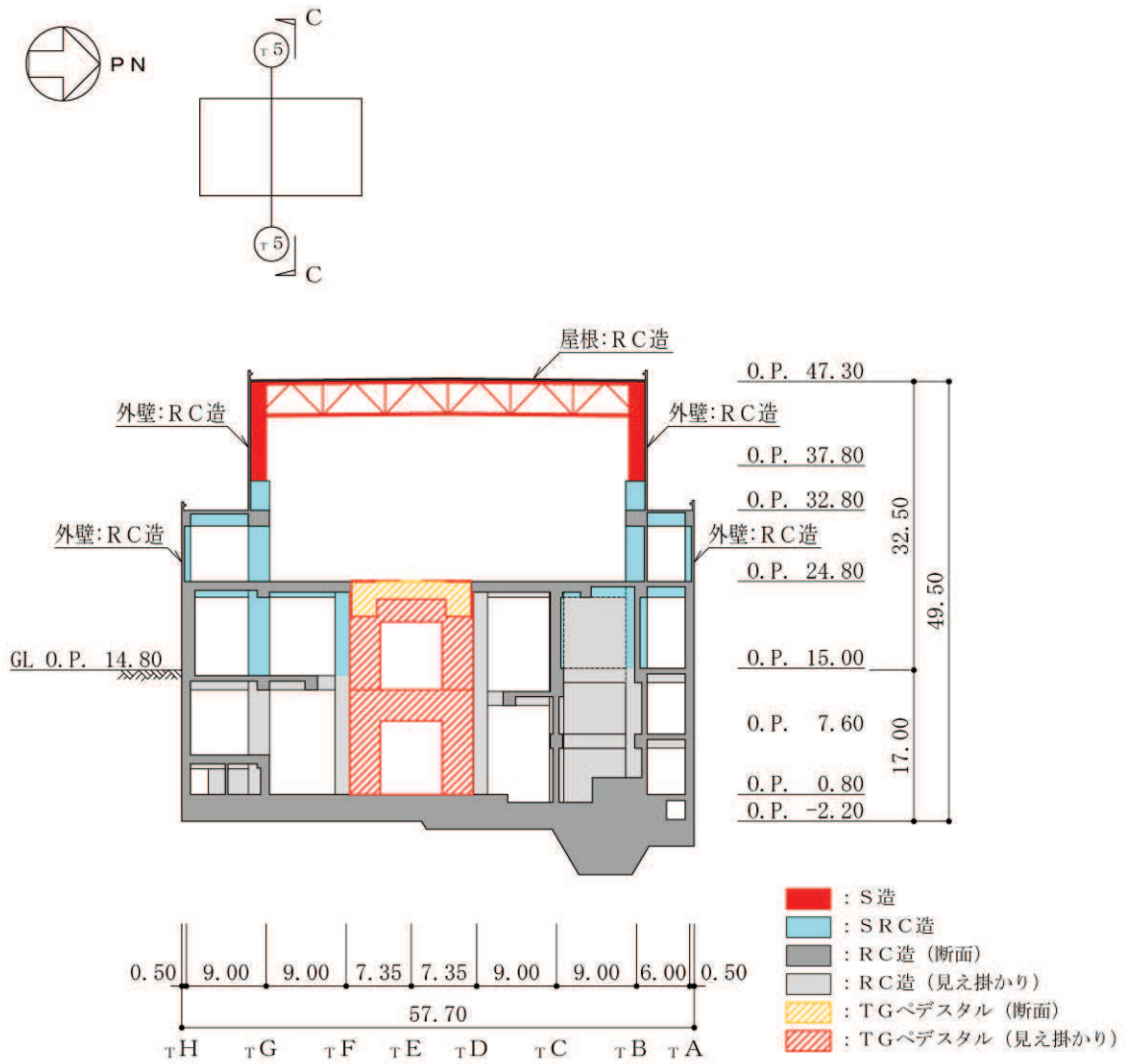
(単位 : m)

図 2-3(1) タービン建屋の概略断面図 (A-A 断面, NS 方向)



(単位 : m)

図 2-3(2) タービン建屋の概略断面図 (B-B 断面, EW 方向)



(単位 : m)

図 2-3(3) タービン建屋の概略断面図 (C-C 断面, EW 方向)

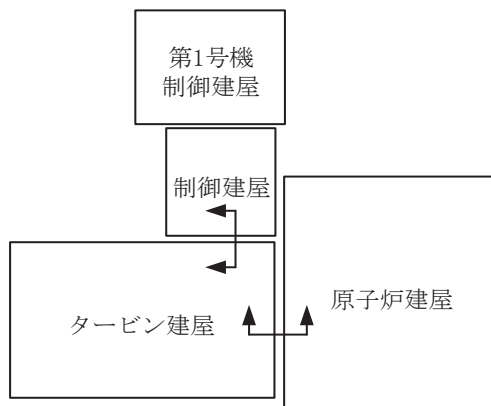


図 2-4 建屋配置図

O 2 ⑥ VI-2-11-2-3 R 6

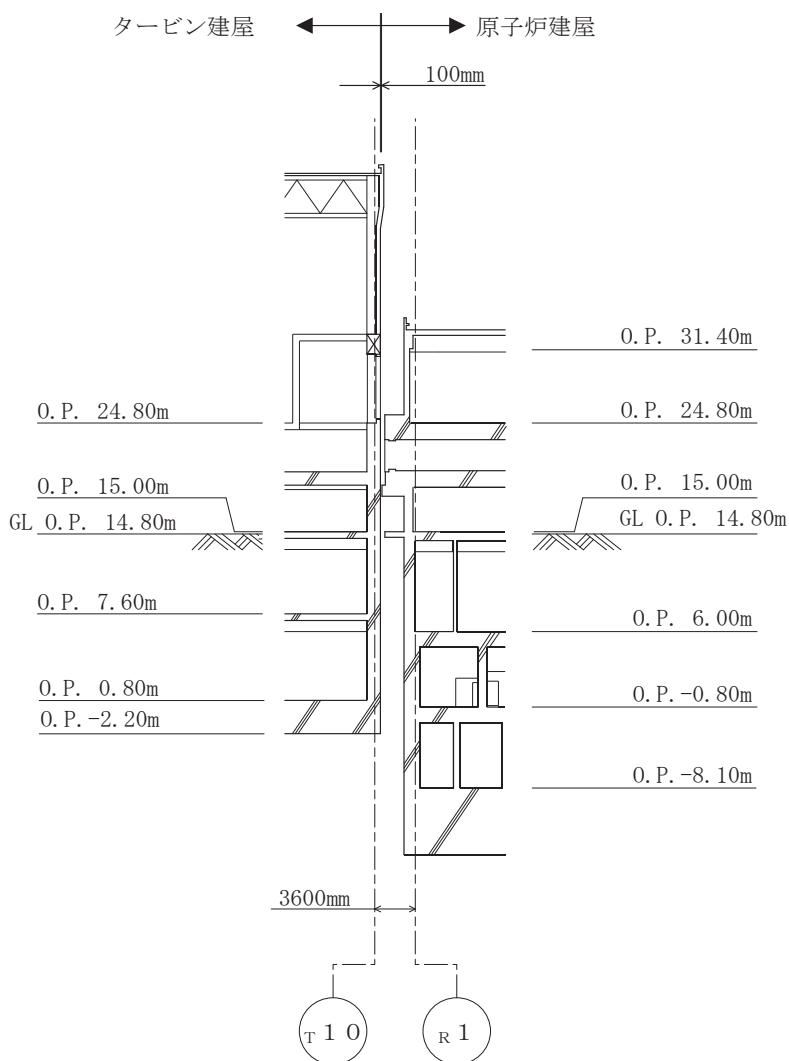


図 2-5 タービン建屋と原子炉建屋のクリアランス

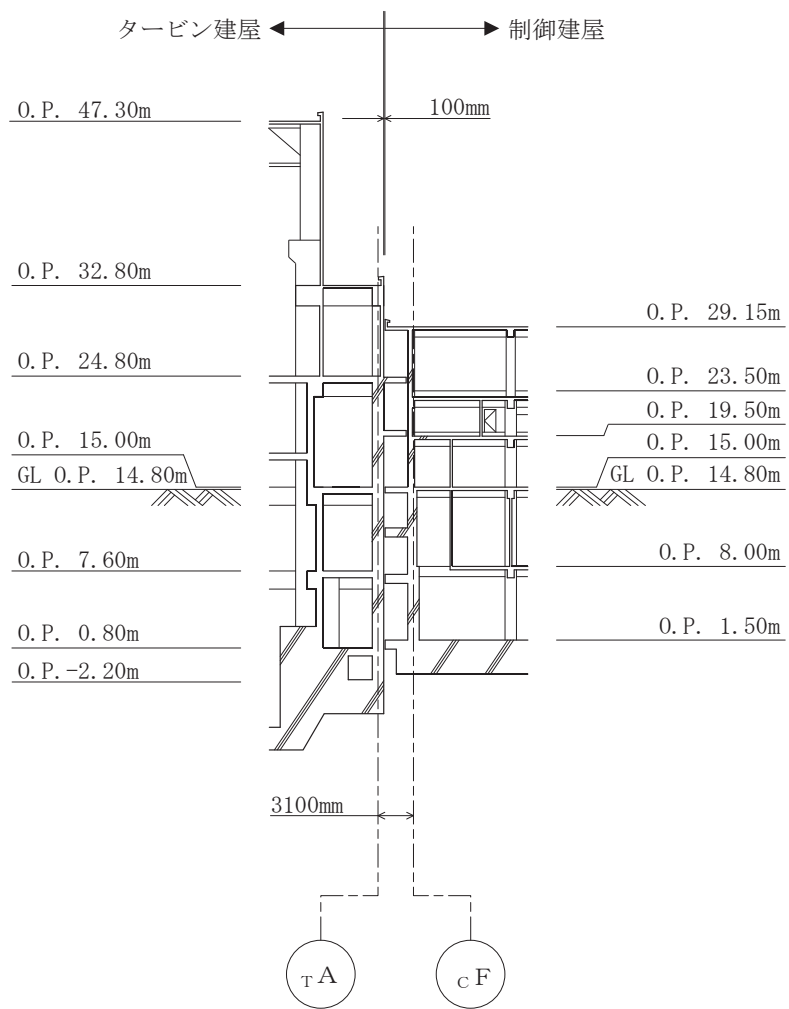


図 2-6 タービン建屋と制御建屋のクリアランス

2.3 評価方針

タービン建屋は、原子炉建屋及び制御建屋と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価を行う。

タービン建屋の設計基準対象施設に対する波及的影響の評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。タービン建屋の波及的影響の評価は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、施設の損傷、転倒、落下等による影響では、構造物全体としての変形性能について行う。建屋間の相対変位による影響では、原子炉建屋及び制御建屋との相対変位による評価を行うことで、原子炉建屋及び制御建屋への衝突の有無の確認を行う。この相対変位による評価では、タービン建屋の最大応答変位に加えて、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」及び添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」に基づく最大応答変位を用いる。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。

なお、タービン建屋は、その配置上、原子炉建屋と接触する可能性が高い NS 方向及び制御建屋と接触する可能性が高い EW 方向に対して波及的影響の評価を行う。

また、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価においては、 S_s 地震時に対する評価を行う。ここでタービン建屋では、設計基準事故時及び重大事故等時の状態における圧力、温度等の条件に有意な差異がないことから、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価は、設計基準対象施設に対する波及的影響の評価と同一となる。

2.4 適用規格・基準等

タービン建屋の波及的影響評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）（以下「建築基準法施行令」という。）
- ・ 日本建築学会 1988 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- ・ 日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準-許容応力度設計法-
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補-1984）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- ・ 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）（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

タービン建屋の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

構造物全体としての変形性能の評価では、質点系モデルを用いた地震応答解析結果により求められる耐震壁の最大応答せん断ひずみ及び柱・はりのフレームの最大層間変形角が、許容限界を超えないことを確認する。

原子炉建屋及び制御建屋との相対変位による評価では、タービン建屋とそれぞれの建屋の最大応答変位の絶対値和（以下「最大相対変位」という。）と建屋間のクリアランスの大小関係により、隣接する原子炉建屋及び制御建屋への衝突の有無を確認する。なお、最大相対変位が許容限界を超過する場合には、タービン建屋とそれぞれの建屋の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

以上の評価では、材料物性の不確かさを考慮する。

図 3-1 に波及的影響の評価フローを示す。

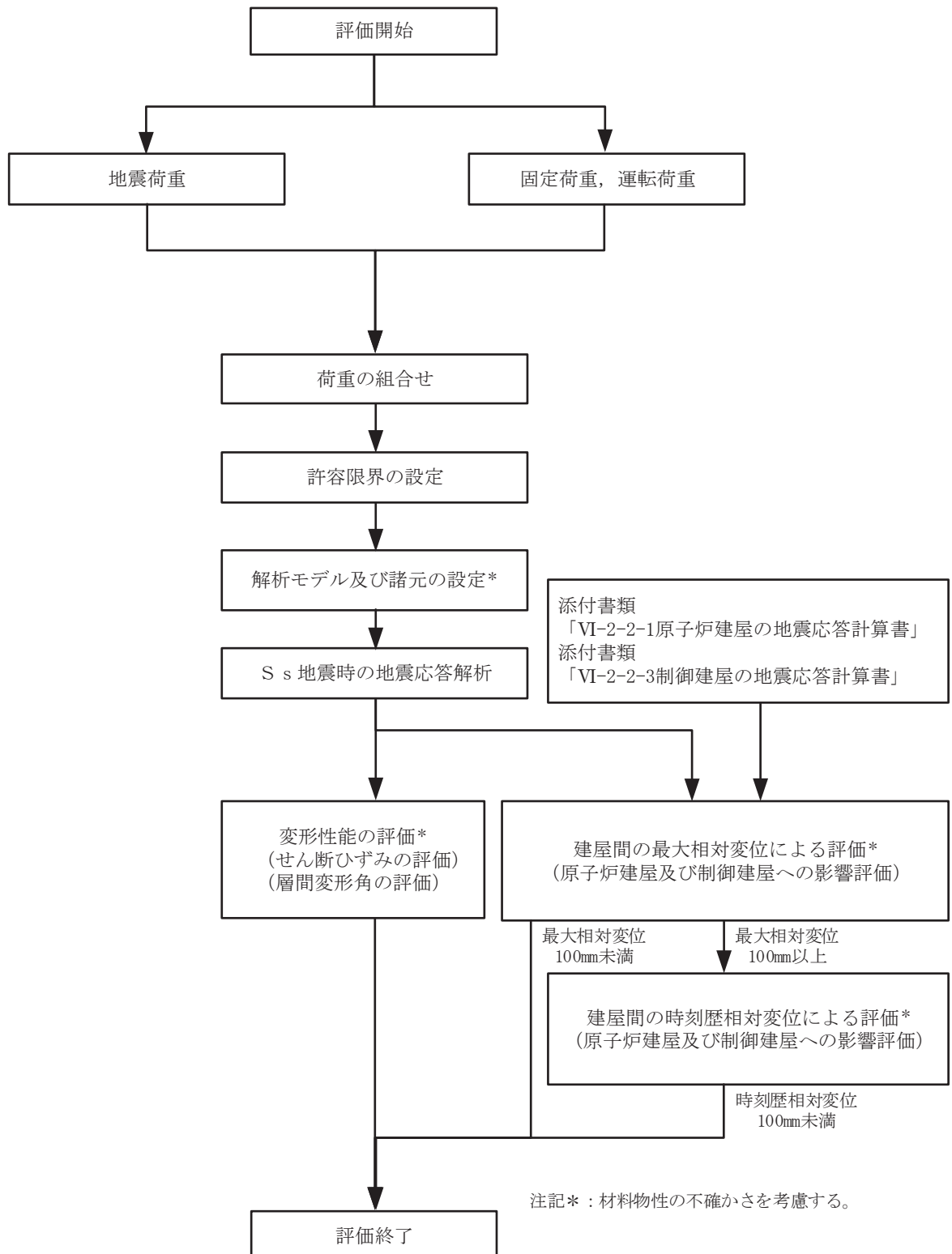


図 3-1 タービン建屋の波及的影響の評価フロー

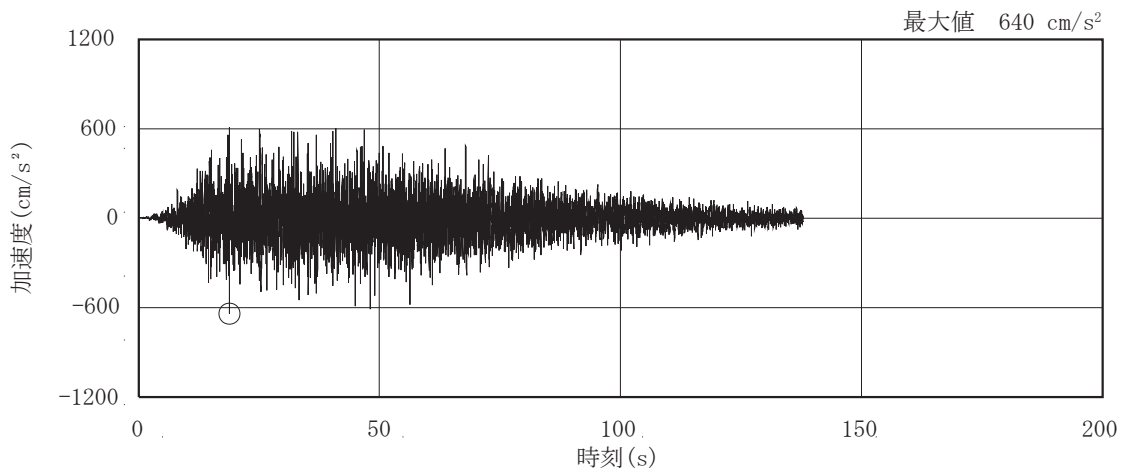
3.2 評価に用いる地震波

タービン建屋の地震応答解析に用いる地震波は、上位クラス施設である原子炉建屋及び制御建屋の評価に適用した添付書類「VI-2-1-2 基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する地震波のうち、基準地震動 S_s とする。

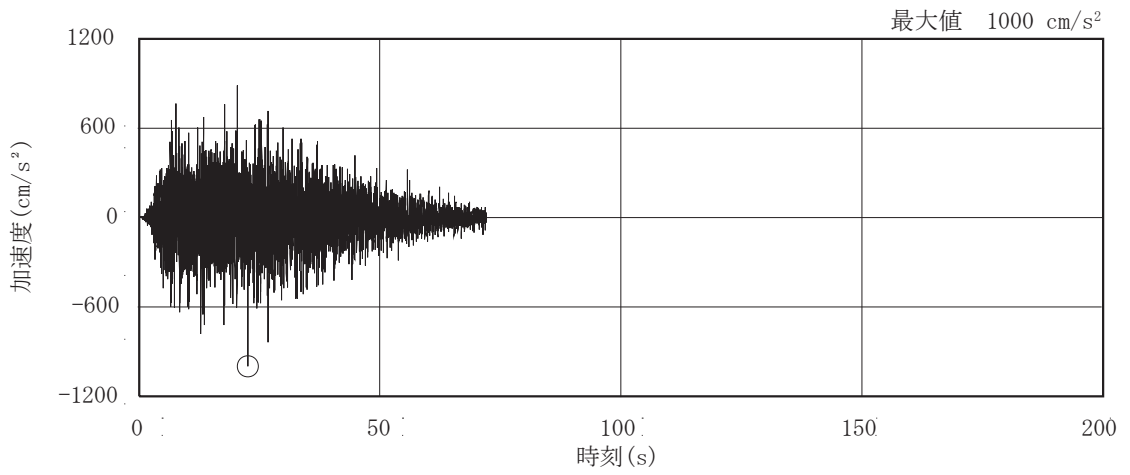
基準地震動 S_s の最大加速度一覧を表 3-1 に、加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図 3-2 及び図 3-3 に示す。

表 3-1 基準地震動 S_s の最大加速度一覧

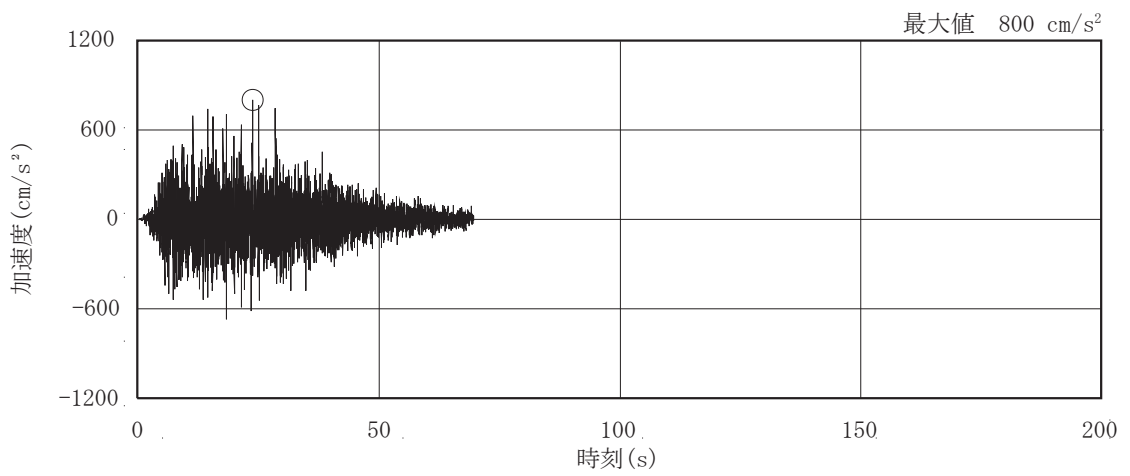
基準地震動		最大加速度 (cm/s^2)	
		水平方向	鉛直方向
$S_s - D 1$	プレート間地震の応答スペクトルに基づく手法による基準地震動	640	430
$S_s - D 2$	海洋プレート内地震 (SMGA マントル内) の応答スペクトルに基づく手法による基準地震動	1000	600
$S_s - D 3$	海洋プレート内地震 (SMGA 地殻内) の応答スペクトルに基づく手法による基準地震動	800	500
$S_s - F 1$	プレート間地震の断層モデルを用いた手法による基準地震動 (応力降下量 (短周期レベル) の不確かさ)	717	393
$S_s - F 2$	プレート間地震の断層モデルを用いた手法による基準地震動 (SMGA 位置と応力降下量 (短周期レベル) の不確かさの重畳)	722	396
$S_s - F 3$	海洋プレート内地震 (SMGA マントル内) の断層モデルを用いた手法による基準地震動 (SMGA マントル内集約)	835	443
$S_s - N 1$	2004 年北海道留萌支庁南部地震 (K-NET 港町) の検討結果に保守性を考慮した地震動	620	320



(a) S_s - D 1

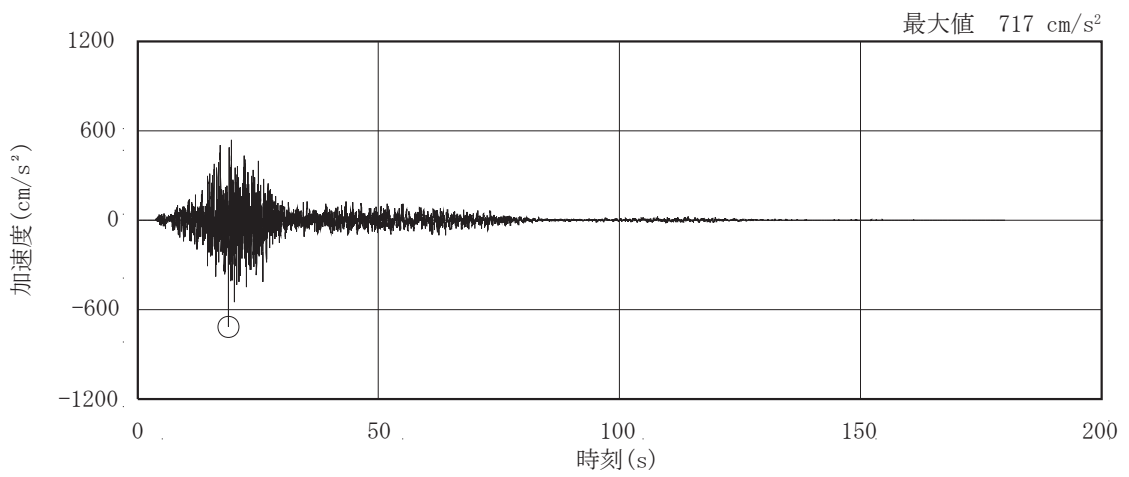


(b) S_s - D 2

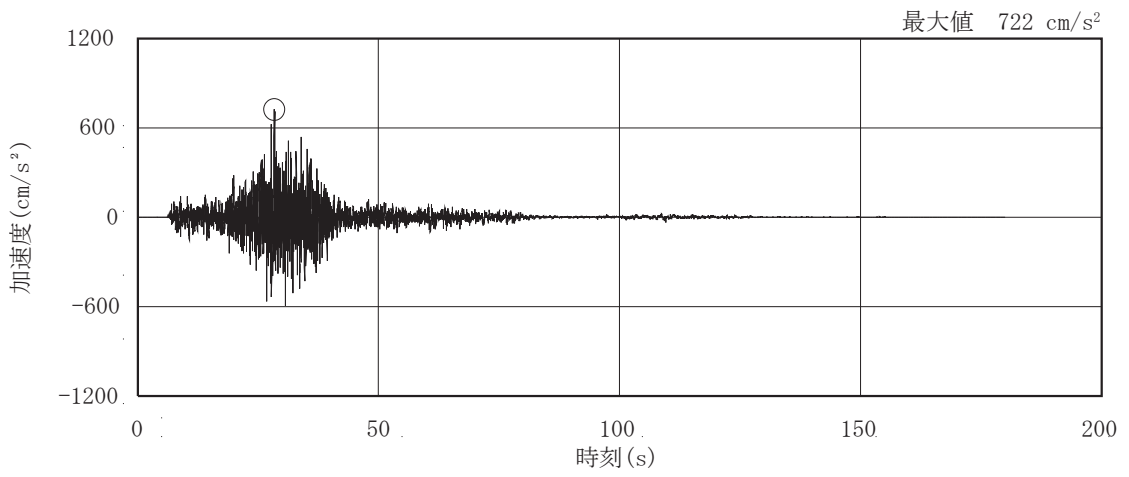


(c) S_s - D 3

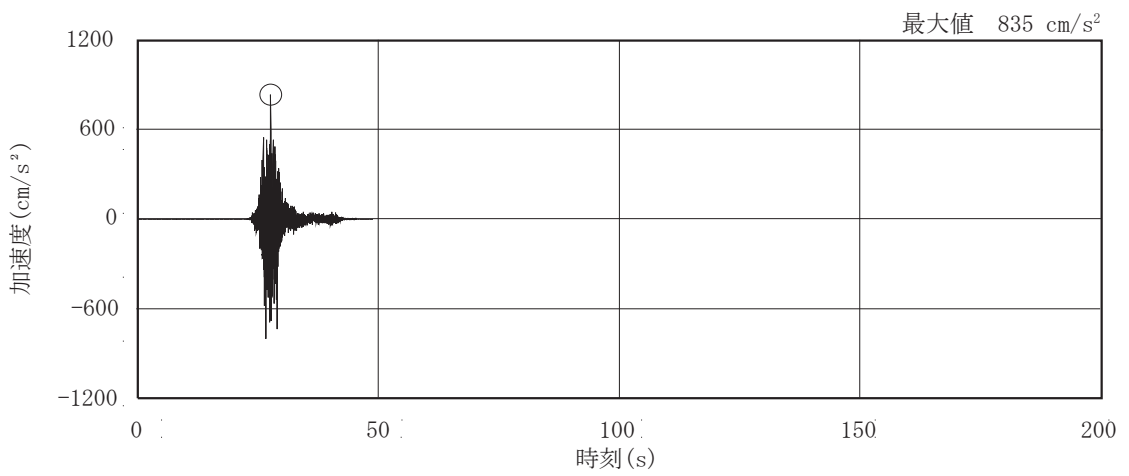
图 3-2(1) 加速度時刻歷波形 (基準地震動 S_s, 水平方向) (1/3)



(d) S s - F 1

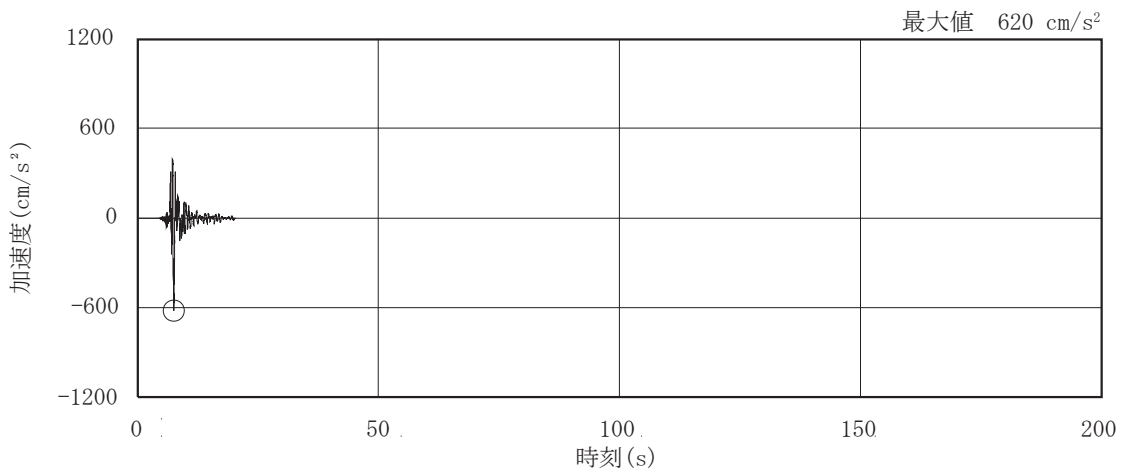


(e) S s - F 2



(f) S s - F 3

图 3-2(2) 加速度時刻歷波形 (基準地震動 S s , 水平方向) (2/3)



(g) S_s - N 1

図 3-2(3) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s, 水平方向) (3/3)

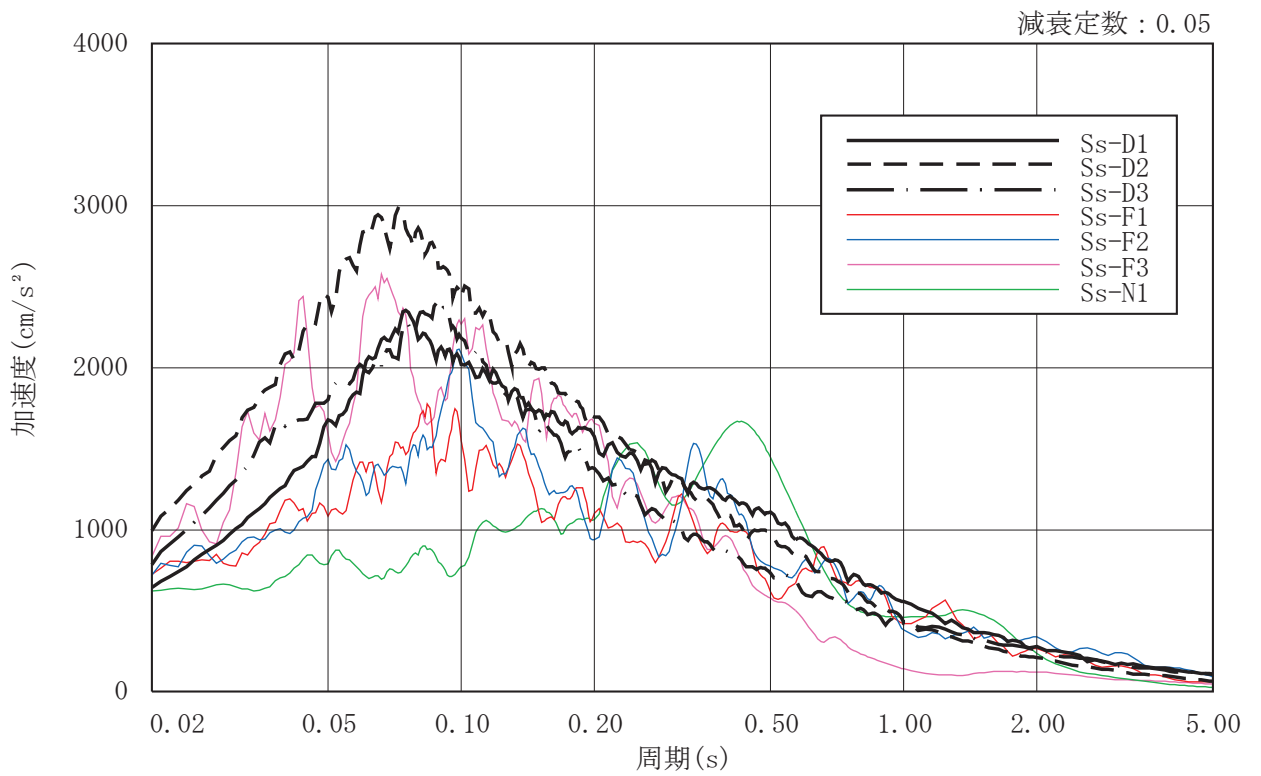


図 3-3 加速度応答スペクトル (基準地震動 S_s, 水平方向)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。その荷重の組合せを表 3-2 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重組合せ
S _s 地震時	G + P + S _s

[記号の説明]

G : 固定荷重

P : 地震と組み合わせべきプラントの運転状態における運転荷重

S_s : 基準地震動 S_s により定まる地震力

3.4 許容限界

タービン建屋の原子炉建屋及び制御建屋に対する波及的影響の評価における許容限界は添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき、表 3-3 及び表 3-4 のとおり設定する。

表 3-3 波及的影響の評価における許容限界
(設計基準対象施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部 位	機能維持のための考え方	許容限界
原子炉建屋 及び 制御建屋に 波及的影響を 及ぼさない	基準 地震動 S _s	耐震壁	最大応答せん断ひずみが構造物全体としての構造強度の確認のための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10 ⁻³
		柱・はりの フレーム	最大層間変形角が構造物全体としての構造強度の確認のための許容限界を超えないことを確認	層間変形角 1/120*
		タービン建屋 及び 原子炉建屋, タービン建屋 及び 制御建屋	建屋間の最大相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	相対変位 100mm

注記*：建築基準法施行令第 82 条の 2 により設定。建築基準法における許容応力度設計に相当する許容限界であるが、保守的にこの値を許容限界として設定。

表 3-4 波及的影響の評価における許容限界
(重大事故等対処施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部 位	機能維持のための考え方	許容限界
原子炉建屋 及び 制御建屋に 波及的影響を 及ぼさない	基準 地震動 S _s	耐震壁	最大応答せん断ひずみが構造物全体としての構造強度の確認のための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10 ⁻³
		柱・はりの フレーム	最大層間変形角が構造物全体としての構造強度の確認のための許容限界を超えないことを確認	層間変形角 1/120*
		タービン建屋 及び 原子炉建屋, タービン建屋 及び 制御建屋	建屋間の最大相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	相対変位 100mm

注記*：建築基準法施行令第 82 条の 2 により設定。建築基準法における許容応力度設計に相当する許容限界であるが、保守的にこの値を許容限界として設定。

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

(1) 地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、建屋を曲げ変形とせん断変形をする耐震壁部、せん断変形をするフレーム部及び面内せん断変形をする床スラブ部からなる質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成モデルとする。

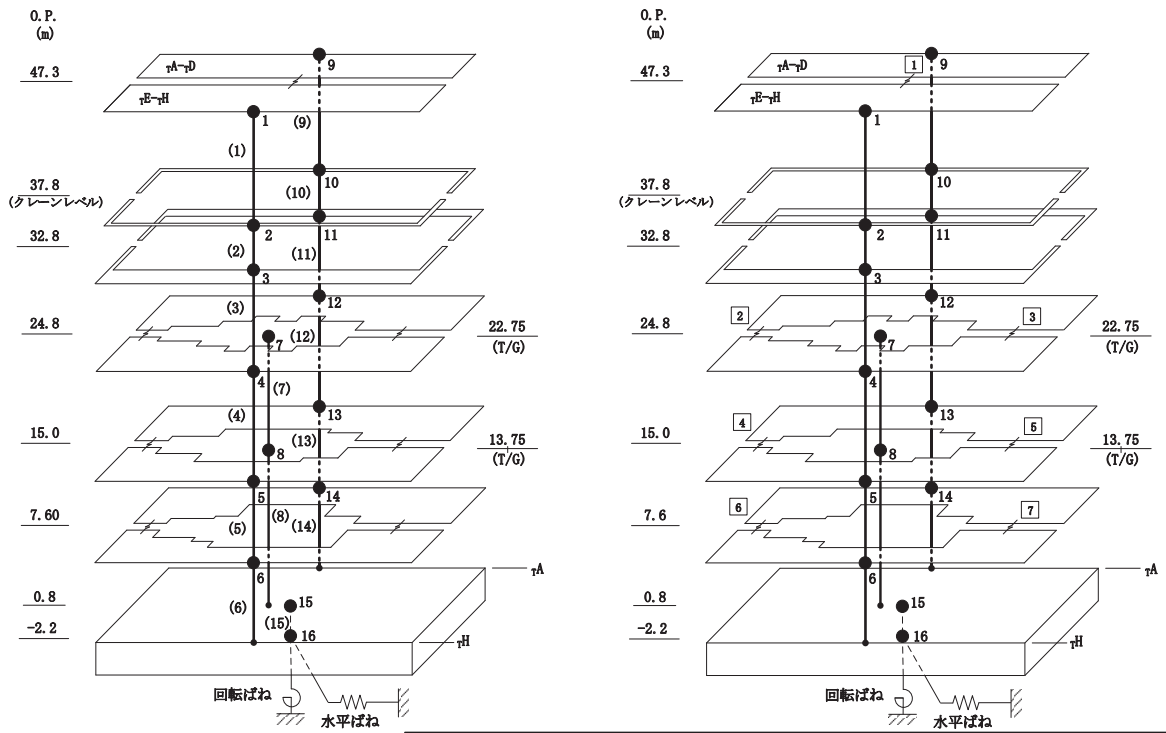
水平方向の地震応答解析モデル及び諸元を図 3-4 及び図 3-5 に示す。なお、平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震等の地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等に伴う初期剛性の低下について、観測記録を用いた検討により確認したことから解析モデルに考慮する。復元力特性の設定にあたっては、地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等の要因は初期剛性及びその後の剛性を低下させるが、機能維持限界耐力及び終局耐力は既工認の復元力特性の各耐力を上回っていることを試験等により確認したことから、この復元力特性に初期剛性低下を反映して適用する。耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数を表 3-5 に示す。

(2) 地盤ばね

基礎版底面下の地盤は、水平方向の地震応答解析モデルにおいては水平ばね及び回転ばねで置換している。この水平ばね及び回転ばねは、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」により、基礎版底面下の地盤を等価な半無限地盤と見なして、振動アドミッタンス理論に基づいて評価している。いずれのばねも振動数に依存した複素剛性として表現されるが、図 3-6 に示すようにばね定数として、実部の静的な値 (K_0) を、また、減衰係数 (C_0) として、建屋－地盤連成モデルの 1 次固有円振動数 (ω_1) に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。このうち、回転ばねには、基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。地盤ばね定数及び減衰係数を表 3-6 に、地盤モデルの物性値を表 3-7 に示す。基礎底面ばねの評価には解析コード「ADMITHF」を用いる。評価に用いる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。

(3) 入力地震動

地震応答解析モデルへの入力地震動は、解放基盤表面レベルで定義される基準地震動 S_s から以下の手順で算定する。まず、解放基盤表面相当以深の地盤を一次元地盤としてモデル化し、解析コード「SHAKE」を用いて一次元波動論に基づく評価により 0.P. -200m の入射波を算定する。次に、解析コード「mflow」を用いて、解析コード「SHAKE」により算定した 0.P. -200m の入射波を、表層地盤の非線形性を考慮した一次元地盤モデルに入力して逐次非線形解析を行い、建屋基礎底面での地盤の応答を評価して入力地震動とする。また、建屋基礎底面レベルにおける補正水平力（以下「補正水平力 P」という。）を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。表 3-7 に示す地盤モデルのうち表層地盤（0.P. 14.8m~0.P. 0m）には、地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0-\gamma$ 曲線及び $h-\gamma$ 曲線の非線形特性を設定した。 $G/G_0-\gamma$ 曲線及び $h-\gamma$ 曲線の非線形特性を図 3-7 及び図 3-8 に示す。図 3-9 に地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を、設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置（0.P. -2.2m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3-10 に示す。入力地震動の算定において、一次元波動論に基づく評価には解析コード「SHAKE」、逐次非線形解析には解析コード「mflow」を用いる。評価に用いる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。



凡例
 (1) : 要素番号 [1] : 床ばね番号 ● 1 : 質点番号
 ——— : 床ばね ——— : 鉄筋コンクリート部材

(a) モデル図

質点番号	
質点重量(×10kN)	

標高 O.P. (m)	建屋		
	_T E- _T H	T/G	_T A- _T D
47.3	1		9
	1942		1942
37.8	2		10
	1220		1220
32.8	3		11
	3713		4089
24.8	4	7	12
22.75 (T/G)	11060	7688	16545
15.0	5	8	13
13.75 (T/G)	13550	4982	17740
7.6	6		14
	12333		14234
0.8	15		
	36434		
-2.2	16		
	30430		

回転慣性重量* = $1.404 \times 10^9 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

注記* : 回転慣性重量は基礎下質点 (質点番号16) に集約している。

(b) 質点重量・回転慣性重量

図 3-4(1) 地震応答解析モデル (NS 方向) (1/3)

要素番号
せん断断面積 (m ²)
断面2次モーメント (×10 ² m ⁴)

標高 O.P. (m)	建屋			
	γE-γH	T/G	γA-γD	
47.3	(1)		(9)	
	24.0		24.0	
	324.4		324.4	
37.8	(2)		(10)	
	24.0		24.0	
	324.4		324.4	
32.8	(3)		(11)	
	32.6		39.8	
	477.1		699.8	
24.8 22.75 (T/G)	(4)		(7)	(12)
	132.2		21.43	196.6
	1366.0	∞	1905.5	
15.0 13.75 (T/G)	(5)	(8)	(13)	
	148.6	10.43	192.7	
	1589.7	∞	1932.9	
7.6	(6)		(14)	
	177.6		198.8	
	2031.4		2130.1	
0.8	(15)			
	5539.2			
	42541.1			

①耐震壁 (O.P. 24.8mより上部) (要素1~3, 9~11)

ヤング係数	E	7.94 × 10 ³ (N/mm ²)
せん断弾性係数	G	3.41 × 10 ³ (N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

②耐震壁 (O.P. 24.8mより下部) (要素4~6, 12~15)

ヤング係数	E	9.27 × 10 ³ (N/mm ²)
せん断弾性係数	G	3.98 × 10 ³ (N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

③T/G架台 (要素7, 8)

ヤング係数	E	2.65 × 10 ⁴ (N/mm ²)
せん断弾性係数	G	1.14 × 10 ⁴ (N/mm ²)
ポアソン比	ν	0.167
減衰定数	h	5%

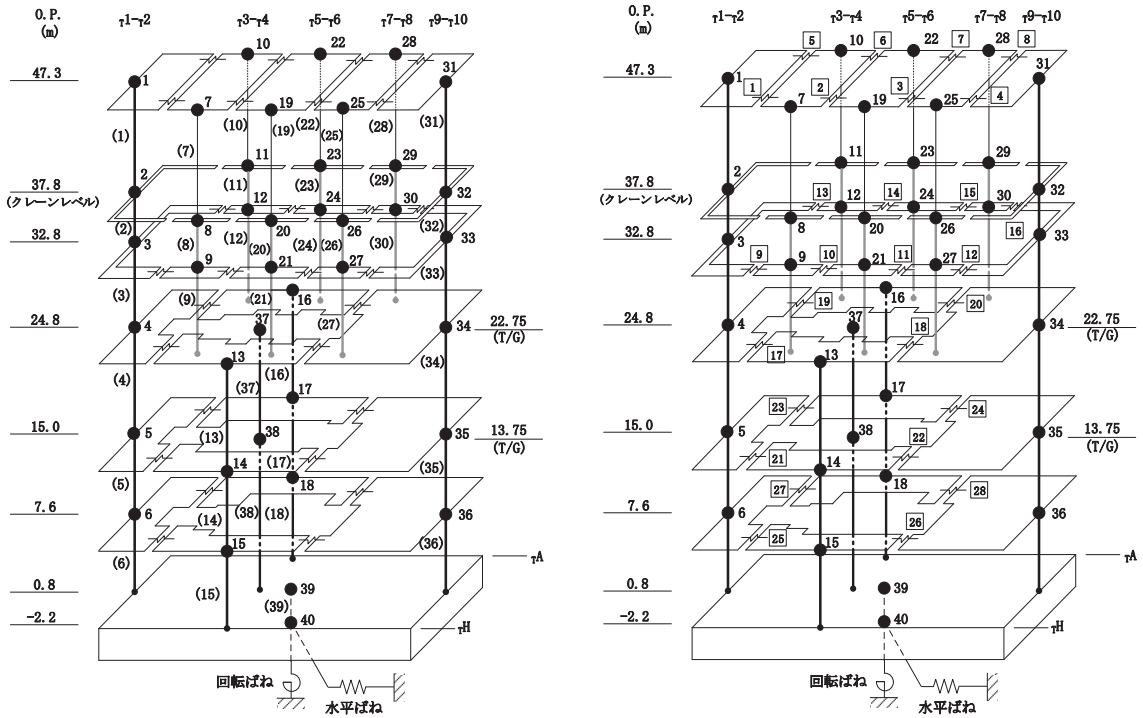
(c) せん断断面積・断面2次モーメント

図 3-4(2) 地震応答解析モデル (NS 方向) (2/3)

0. P. (m)	床ばね 番号	せん断ばね ($\times 10^5$ kN/m)
47.3	1	73.0
24.8	2	53.2
	3	118.5
15.0	4	65.4
	5	107.9
7.6	6	57.2
	7	81.3

(d) 床ばねのばね定数

図 3-4(3) 地震応答解析モデル (NS 方向) (3/3)



凡例
 (1) : 要素番号 ① : 床ばね番号 ● : 質点番号
 —W— : 床ばね — : 鉄筋コンクリート部材 — : 鉄骨部材 — : 鉄骨鉄筋コンクリート部材

(a) モデル図

質点番号
質点重量(×10kN)

標高 O. P. (m)	建屋							
	τ1-τ2	τ3-τ4		τ5-τ6		τ7-τ8		τ9-τ10
47.3	1 740	7 391	10 391	19 435	22 435	25 379	28 379	31 733
37.8	2 835	8 184	11 184	20 182	23 182	26 162	29 162	32 548
32.8	3 1417	9 698	12 672	21 761	24 732	27 705	30 787	33 2030
24.8	4 3993	τ3-τ6 (TH側) 13 4293		τ3-τ6 (TA側) 16 6178		T/G 37 7688	τ7-τ10 34 13140	
15.0	5 5621	14 5289		17 7306		38 4982		35 13074
13.75 (T/G)	6 5122	15 4405		18 5863		36 11177		36 11177
7.6	39							
0.8	36434							
0.8	40							
-2.2	30430							

回転慣性重量* = $5.251 \times 10^8 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$

注記* : 回転慣性重量は基礎下質点(質点番号40)に集約している。

(b) 質点重量・回転慣性重量

図 3-5(1) 地震応答解析モデル (EW 方向) (1/3)

要素番号
せん断断面積 (m ²)
断面2次モーメント (×10 ² m ⁴)

標高 O. P. (m)	建屋							
	τ1-τ2	τ3-τ4		τ5-τ6		τ7-τ8		τ9-τ10
47.3	(1)	(7)	(10)	(19)	(22)	(25)	(28)	(31)
	15.9	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	15.9
	75.2	∞	∞	∞	∞	∞	∞	75.2
37.8	(2)	(8)	(11)	(20)	(23)	(26)	(29)	(32)
	15.9	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895	0.895	15.9
	75.2	∞	∞	∞	∞	∞	∞	75.2
32.8	(3)	(9)	(12)	(21)	(24)	(27)	(30)	(33)
	24.3	0.431	0.445	0.431	0.446	0.431	0.455	38.7
	132.8	∞	∞	∞	∞	∞	∞	196.8
	τ1-τ2	τ3-τ6 (TH側)		τ3-τ6 (TA側)		T/G	τ7-τ10	
24.8	(4)	(13)		(16)		(37)	(34)	
22.75 (T/G)	64.4	34.8		54.9		18.88	93.4	
	278.6	15.83		24.25		∞	403.5	
15.0	(5)	(14)		(17)		(38)	(35)	
13.75 (T/G)	122.0	38.1		51.4		11.45	138.4	
	511.6	14.03		25.43			638.2	
7.6	(6)	(15)		(18)		∞	(36)	
	113.0	56.7		60.7			146.6	
	516.0	18.91		34.93			762.1	
0.8	(39)							
	5539.2							
	15368.0							

- ①耐震壁 (O. P. 24.8mより上部)
 (要素1~3, 8, 9, 11, 12, 20, 21, 23, 24, 26, 27, 29, 30, 31~33)
- | | | |
|---------|---|---|
| ヤング係数 | E | 9.27×10 ³ (N/mm ²) |
| せん断弾性係数 | G | 3.98×10 ³ (N/mm ²) |
| ポアソン比 | ν | 0.167 |
| 減衰定数 | h | 5% |
- ②耐震壁 (O. P. 24.8mより下部)
 (要素4~6, 13~15, 16~18, 34~36)
- | | | |
|---------|---|---|
| ヤング係数 | E | 1.06×10 ⁴ (N/mm ²) |
| せん断弾性係数 | G | 4.55×10 ³ (N/mm ²) |
| ポアソン比 | ν | 0.167 |
| 減衰定数 | h | 5% |
- ③T/G架台 (要素37, 38)
- | | | |
|---------|---|---|
| ヤング係数 | E | 2.65×10 ⁴ (N/mm ²) |
| せん断弾性係数 | G | 1.14×10 ⁴ (N/mm ²) |
| ポアソン比 | ν | 0.167 |
| 減衰定数 | h | 5% |
- ④鉄骨部 (要素7, 10, 19, 22, 25, 28)
- | | | |
|---------|---|---|
| ヤング係数 | E | 2.05×10 ⁵ (N/mm ²) |
| せん断弾性係数 | G | 7.90×10 ⁴ (N/mm ²) |
| ポアソン比 | ν | 0.3 |
| 減衰定数 | h | 2% |

(c) せん断断面積・断面2次モーメント

図 3-5(2) 地震応答解析モデル (EW 方向) (2/3)

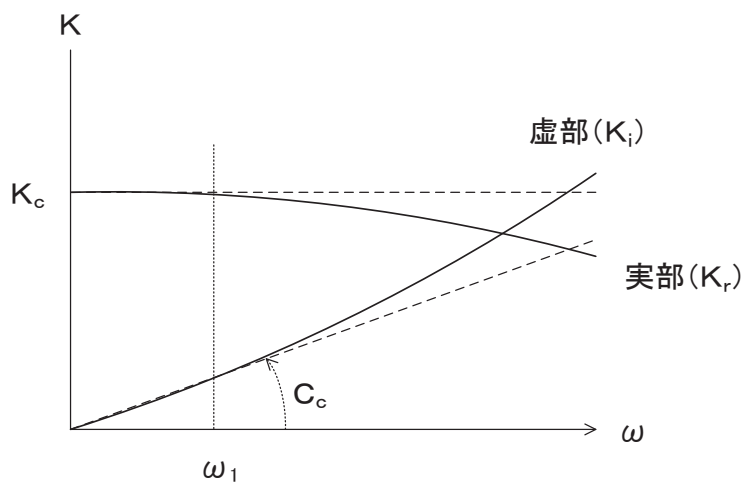
O.P. (m)	床ばね 番号	せん断ばね ($\times 10^5$ kN/m)
47.3	1	21.2
	2	16.5
	3	16.8
	4	21.8
	5	21.2
	6	16.5
	7	16.8
	8	21.8
32.8	9	20.6
	10	12.2
	11	12.4
	12	21.2
	13	16.0
	14	9.4
	15	9.6
	16	16.5
24.8	17	35.8
	18	48.6
	19	65.9
	20	61.5
15.0	21	63.3
	22	31.5
	23	77.1
	24	39.5
7.6	25	58.8
	26	32.7
	27	60.3
	28	22.4

(d) 床ばねのばね定数

図 3-5(3) 地震応答解析モデル (EW 方向) (3/3)

表 3-5 耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数

方向	地上 2 階及びクレーン階 (O. P. 24. 8m より上部)	地下 2 階～地上 1 階 (O. P. 24. 8m より下部)
NS	0. 30	0. 35
EW	0. 35	0. 40



ばね定数：底面ばねは 0Hz のばね定数 K_c で定数化

減衰係数：建屋—地盤連成系の 1 次固有円振動数 ω_1 に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾き C_c で定数化

図 3-6 地盤ばねの定数化の概要

表 3-6 地盤ばね定数と減衰係数

(a) NS 方向

地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
底面・水平	1.578×10^9 (kN/m)	1.920×10^7 (kN·s/m)
底面・回転	3.717×10^{12} (kN·m/rad)	7.495×10^9 (kN·m·s/rad)

(b) EW 方向

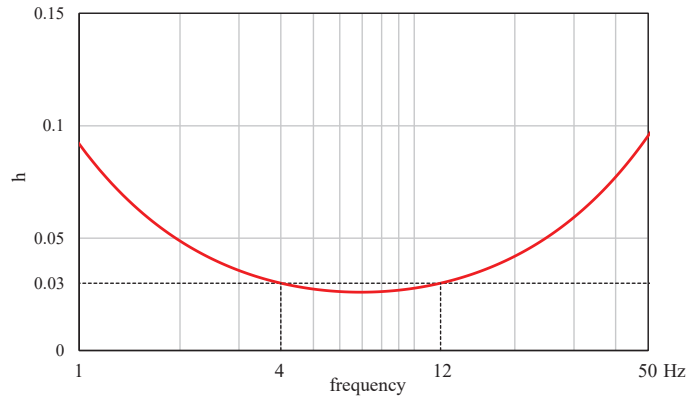
地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
底面・水平	1.685×10^9 (kN/m)	2.195×10^7 (kN·s/m)
底面・回転	1.778×10^{12} (kN·m/rad)	1.446×10^9 (kN·m·s/rad)

表 3-7 タービン建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルの物性値

	地層レベル O.P. (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	減衰定数* ² h (%)
表層地盤	14.80	18.6	* 1	3* ³
	0.00	23.3	900* ⁴	3
底面地盤	-2.20	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

注記*1：O.P. 14.8m～O.P. 0m は，上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また，ひずみ依存による非線形特性を考慮する。地盤の応答解析においては10層に分割する。

*2：O.P. 14.8m～O.P. 0m の表層地盤の1次振動数及び2次振動数を基準として，レーリー減衰を4Hzと12Hzで設定する。



*3：ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

*4：PS 検層結果と観測記録の分析より設定

O.P. 14.80m～O.P. 0m の表層地盤の初期せん断剛性 G_0 は，PS 検層結果により次式で設定する。

$$G_0 = 1787 \cdot \sigma_c^{0.84} \quad (3.1)$$

ここで，

$$\sigma_c = Z \cdot \rho_t \cdot 2/3 \text{ (MN/m}^2\text{)}$$

Z : 深度 (m)

$$\rho_t = 18.6 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

G/G₀ - γ 曲線は，原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_mと初期せん断剛性 G₀から，基準ひずみ γ_mを算定し次式により求める。

$$G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m) \tag{3.2}$$

ここで，

$$\gamma_m = \tau_m / G_0$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_m \cdot \tan \phi \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau_0 = 0.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\phi = 33.9 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$\sigma_{m,d} = 3/4 \cdot Z \cdot \rho_t \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

h - γ 曲線は，繰返し三軸試験結果に基づき次式により求める。

$$h = 0.183 \cdot \gamma / (\gamma + 0.000261) \tag{3.3}$$

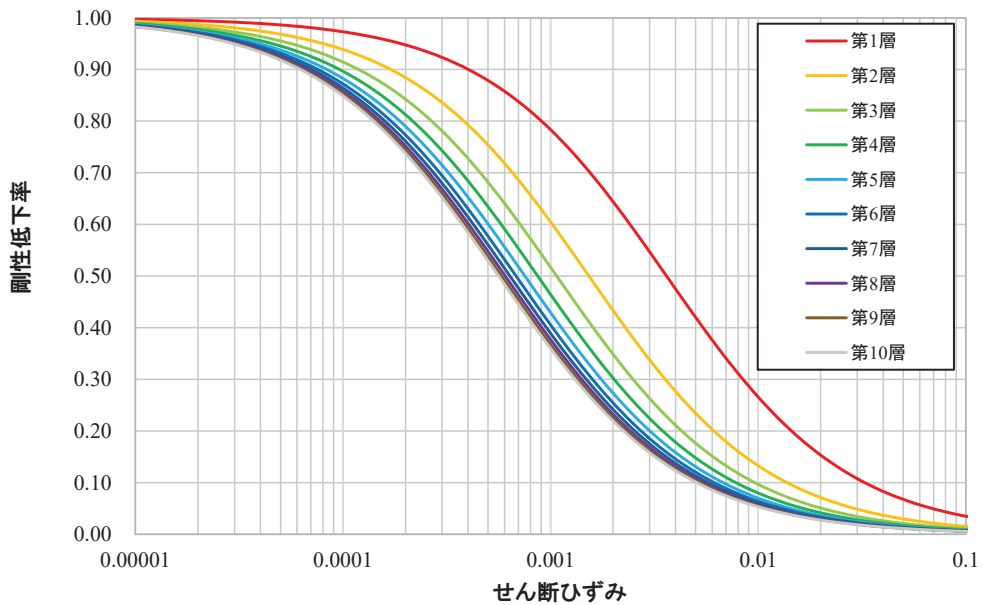


図 3-7 G/G₀ - γ 曲線

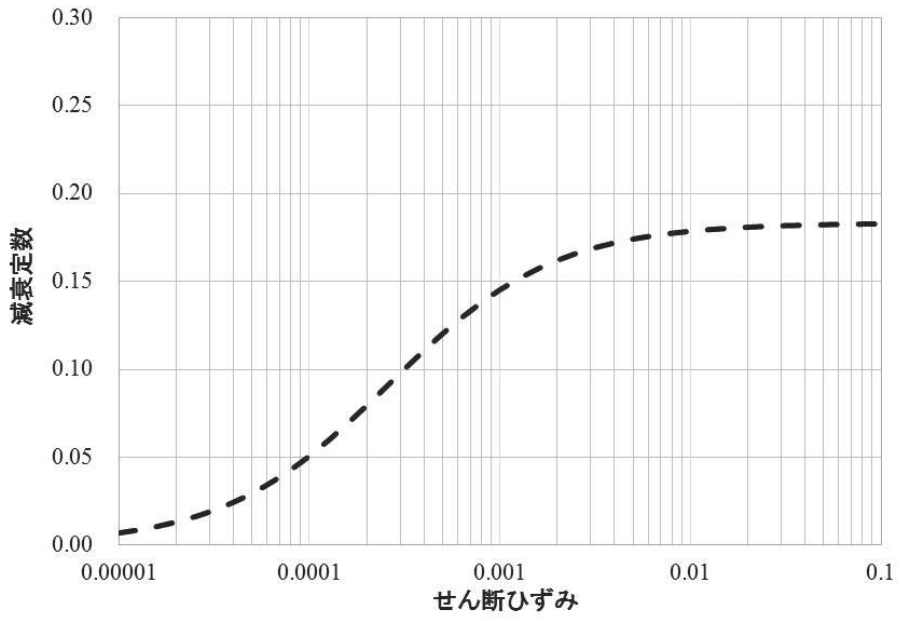


図 3-8 h- γ 曲線

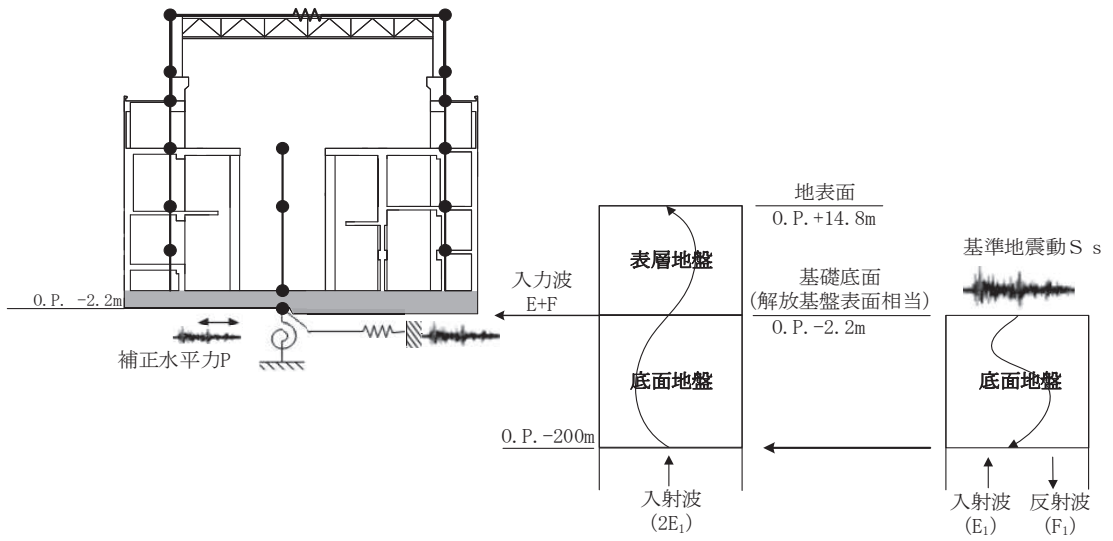


図 3-9 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図 (水平方向)

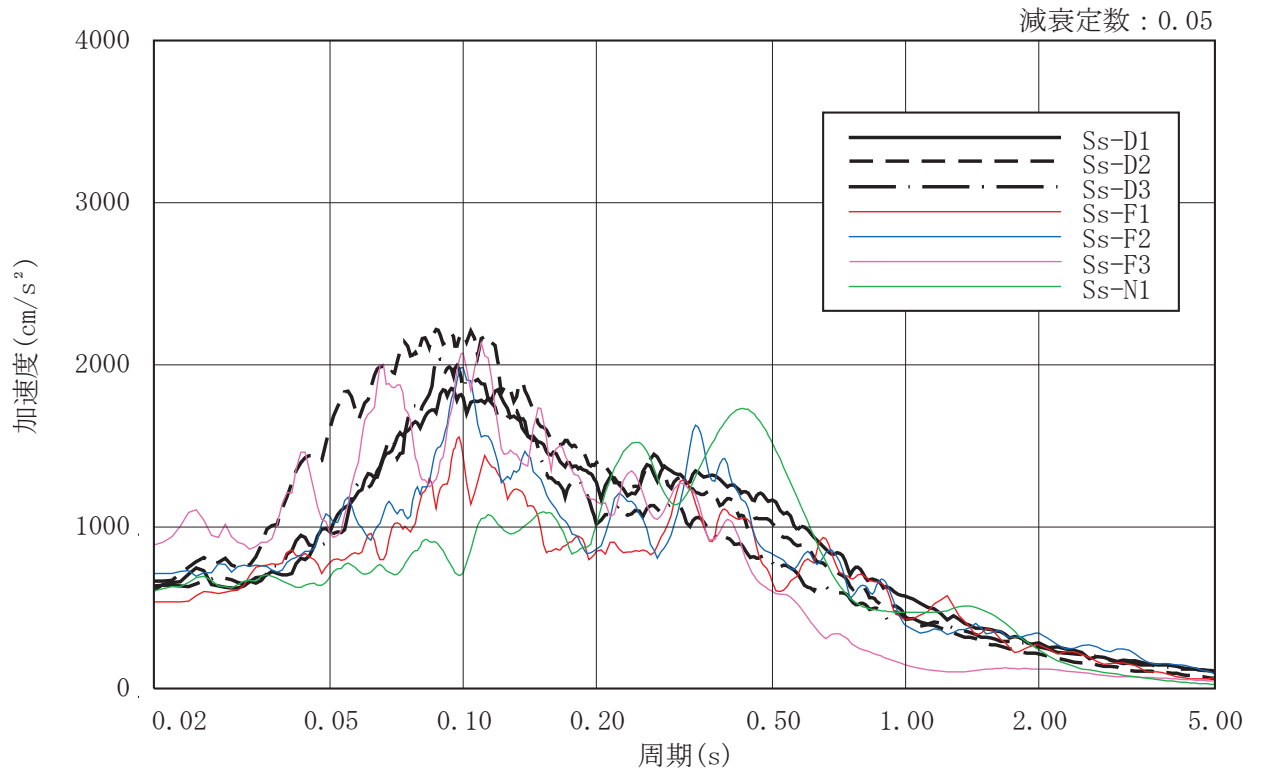


図 3-10 入力地震動の加速度応答スペクトル
(基準地震動 S_s , O.P. -2.2m)

3.5.2 解析方法

タービン建屋の地震応答解析には，解析コード「NUPP4」を用いる。

建物・構築物の地震応答解析は，添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の解析方法に基づき，時刻歴応答解析により実施する。

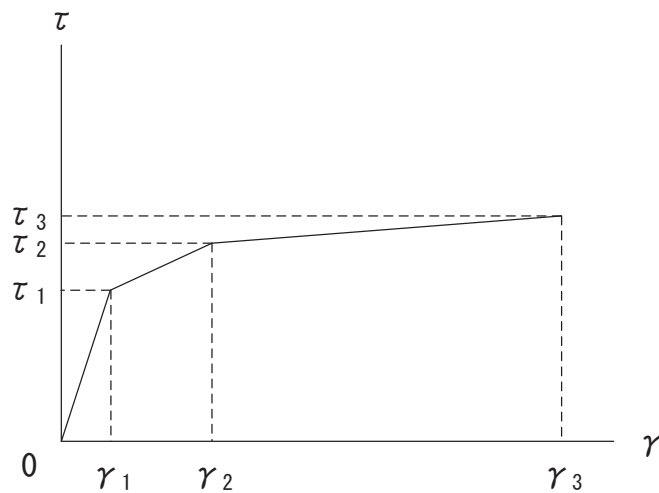
なお，地震応答解析に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.6 解析条件

3.6.1 建物・構築物の復元力特性

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき，トリリニア型スケルトンカーブとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-11 に示す。

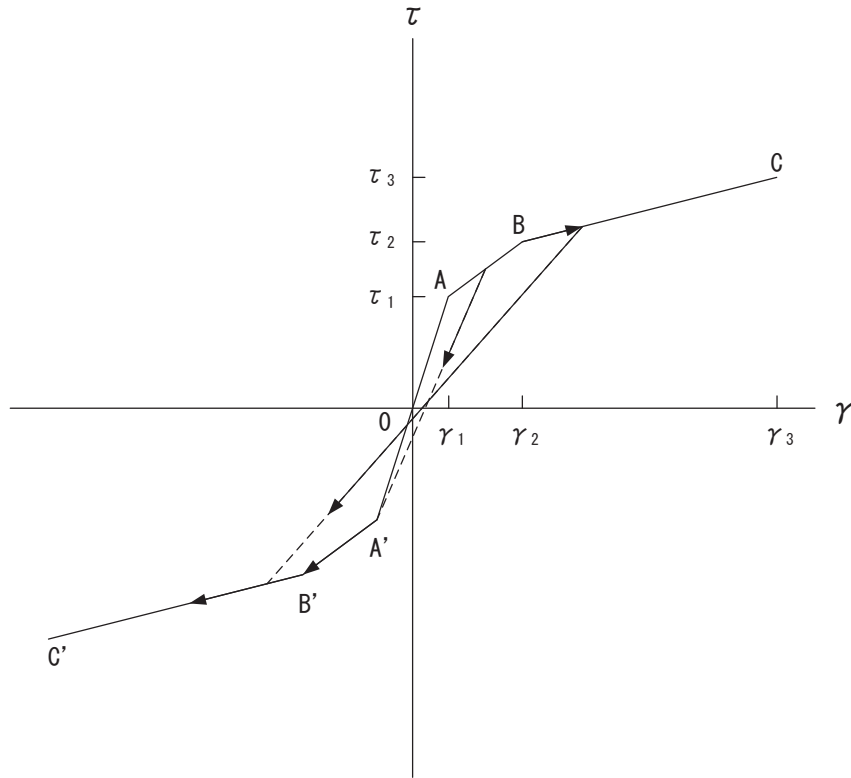


- τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度
- τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)

図 3-11 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-12 に示す。

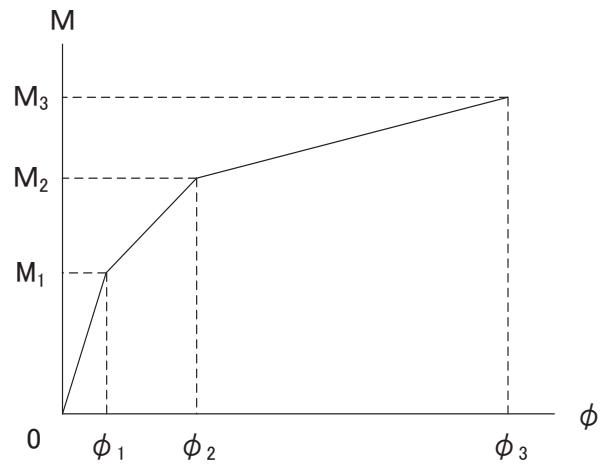


- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-12 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は, 「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトンカーブとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-13 に示す。



M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント

M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント

M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第 1 折点の曲率

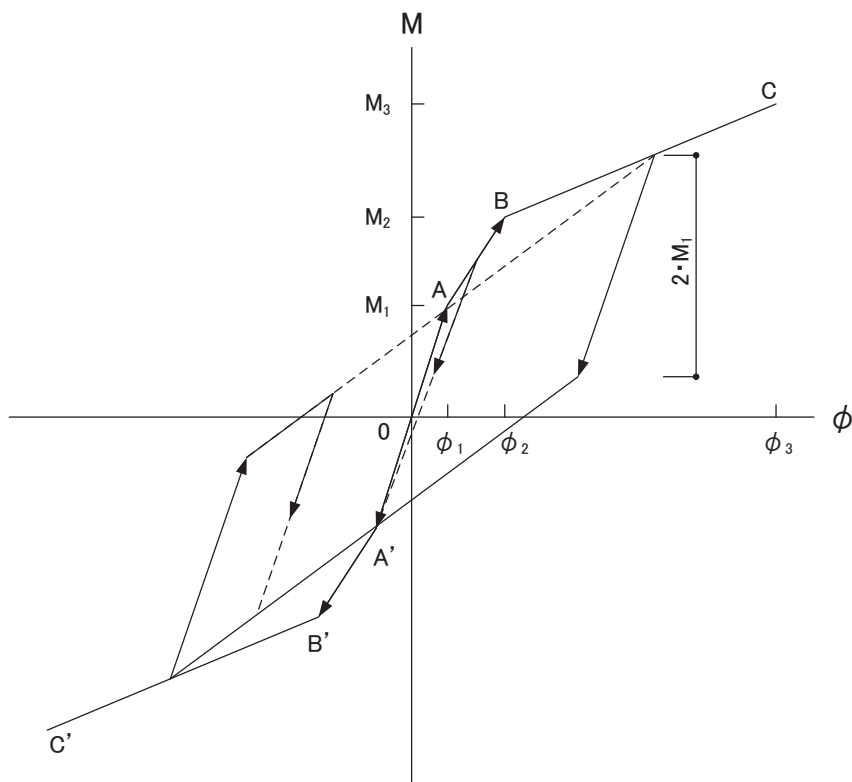
ϕ_2 : 第 2 折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-13 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 3-14 に示す。

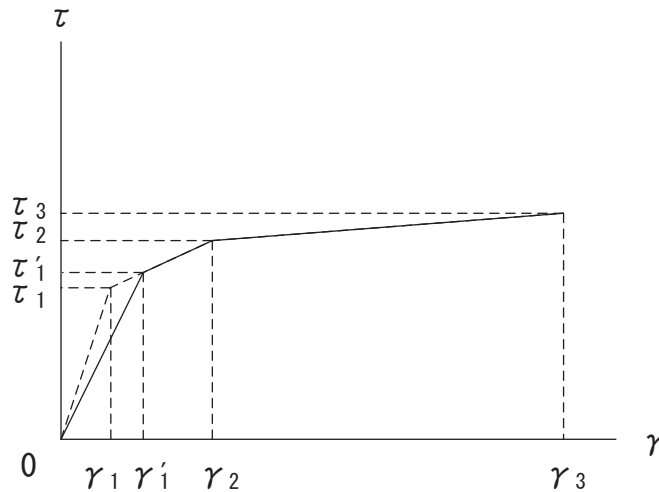


- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第 2 折点を超えていなければ、負側第 2 折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点はスケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-14 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) 剛性低下を考慮したスケルトンカーブの設定

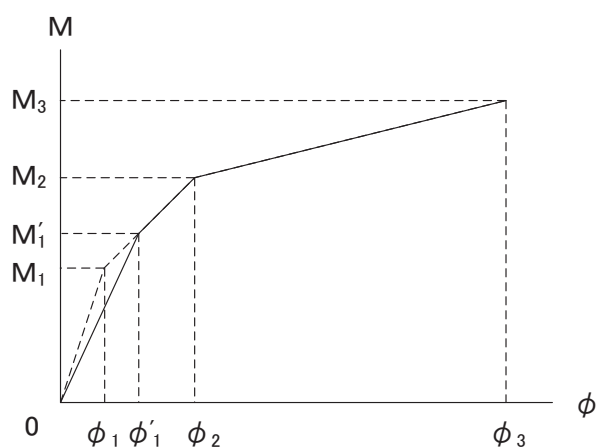
設計基準強度により算定したスケルトンカーブに対して，地震観測記録に基づき評価した建屋剛性に整合するようにスケルトンカーブの初期剛性を補正する。剛性低下を考慮したスケルトンカーブの概念を図 3-15 及び図 3-16 に示す。



- τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度
- τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)
- τ'_1 : 初期剛性補正後の第 1 折点のせん断応力度
- γ'_1 : 初期剛性補正後の第 1 折点のせん断ひずみ

注：剛性低下を考慮したスケルトンカーブの τ'_1 及び γ'_1 は J E A G 式とは対応しない

図 3-15 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係のスケルトンカーブの初期剛性の補正



M_1 : 第1折点の曲げモーメント

M_2 : 第2折点の曲げモーメント

M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第1折点の曲率

ϕ_2 : 第2折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

M'_1 : 初期剛性補正後の第1折点の曲げモーメント

ϕ'_1 : 初期剛性補正後の第1折点の曲率

注：剛性低下を考慮したスケルトンカーブの M'_1 及び ϕ'_1 はJ E A G式とは対応しない

図 3-16 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の
スケルトンカーブの初期剛性の補正

(6) スケルトンカーブの諸数値

タービン建屋の各耐震壁について算出したせん断力及び曲げモーメントのスケルトンカーブの諸数値を表 3-8 及び表 3-9 に示す。

表 3-8(1) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

NS 方向

τ E- τ H

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
47.3 ~ 37.8	2.80	—	5.77	0.822	—	4.00
37.8 ~ 32.8	3.47	—	6.49	1.02	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.76	—	5.86	0.810	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.95	—	5.07	0.740	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.11	—	5.57	0.780	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.30	—	5.36	0.828	—	4.00

τ A- τ D

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
47.3 ~ 37.8	2.80	—	5.77	0.822	—	4.00
37.8 ~ 32.8	3.47	—	6.49	1.02	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.73	—	5.81	0.799	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.88	—	4.60	0.723	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.13	—	5.24	0.787	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.31	—	5.26	0.831	—	4.00

表 3-8(2) せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

EW 方向

$\tau_1 - \tau_2$

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
47.3 ~ 37.8	2.63	—	5.95	0.662	—	4.00
37.8 ~ 32.8	2.96	—	6.44	0.744	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.83	—	6.44	0.710	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.82	—	5.88	0.621	—	4.00
15.0 ~ 7.6	2.94	—	5.44	0.646	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.14	—	5.60	0.690	—	4.00

$\tau_3 - \tau_6$ (τ_H 側)

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
24.8 ~ 15.0	2.79	—	3.85	0.613	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.10	—	3.86	0.681	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.19	—	3.62	0.700	—	4.00

$\tau_3 - \tau_6$ (τ_A 側)

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
24.8 ~ 15.0	2.81	—	3.52	0.617	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.18	—	3.52	0.698	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.39	—	3.42	0.744	—	4.00

$\tau_9 - \tau_{10}$

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
47.3 ~ 37.8	2.63	—	5.95	0.662	—	4.00
37.8 ~ 32.8	2.96	—	6.43	0.743	—	4.00
32.8 ~ 24.8	2.76	—	6.01	0.694	—	4.00
24.8 ~ 15.0	2.87	—	5.49	0.631	—	4.00
15.0 ~ 7.6	3.14	—	5.33	0.691	—	4.00
7.6 ~ 0.8	3.27	—	5.19	0.719	—	4.00

表 3-9(1) 曲げモーメントのスケルトンカーブ (M-φ 関係)

NS 方向

$\tau E-\tau H$

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
47.3 ~ 37.8	2.14	3.13	4.44	0.830	2.06	41.2
37.8 ~ 32.8	4.61	5.31	7.42	1.79	2.26	45.2
32.8 ~ 24.8	6.59	7.66	10.4	1.74	2.20	43.9
24.8 ~ 15.0	11.1	16.8	23.4	0.873	2.22	44.5
15.0 ~ 7.6	17.9	26.6	37.7	1.22	2.38	47.6
7.6 ~ 0.8	25.5	35.9	50.2	1.36	2.53	46.9

$\tau A-\tau D$

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
47.3 ~ 37.8	2.14	3.13	4.44	0.830	2.06	41.2
37.8 ~ 32.8	4.61	5.31	7.42	1.79	2.26	45.2
32.8 ~ 24.8	5.10	7.62	10.2	0.917	1.97	39.4
24.8 ~ 15.0	16.0	24.2	34.0	0.906	2.43	48.7
15.0 ~ 7.6	23.8	34.4	48.6	1.33	2.59	48.4
7.6 ~ 0.8	28.9	40.1	55.7	1.47	2.64	44.4

表 3-9(2) 曲げモーメントのスケルトンカーブ (M-φ 関係)

EW 方向

τ1-τ2

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
47.3 ~ 37.8	0.772	1.27	1.82	1.11	4.38	87.6
37.8 ~ 32.8	1.11	1.88	2.65	1.59	4.64	92.8
32.8 ~ 24.8	2.43	3.57	5.19	1.98	3.69	73.8
24.8 ~ 15.0	3.03	5.22	7.92	1.03	3.55	71.1
15.0 ~ 7.6	7.00	12.0	18.0	1.29	3.70	74.1
7.6 ~ 0.8	8.11	13.0	19.1	1.48	3.77	75.4

τ3-τ6 (τH 側)

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
24.8 ~ 15.0	0.485	0.578	0.806	2.90	12.2	244
15.0 ~ 7.6	0.653	0.837	1.09	4.40	15.2	305
7.6 ~ 0.8	1.09	1.43	1.83	5.46	16.6	331

τ3-τ6 (τA 側)

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
24.8 ~ 15.0	0.915	1.10	1.44	3.56	13.9	277
15.0 ~ 7.6	1.05	1.45	2.00	3.90	11.9	239
7.6 ~ 0.8	1.58	2.20	2.94	4.28	11.2	224

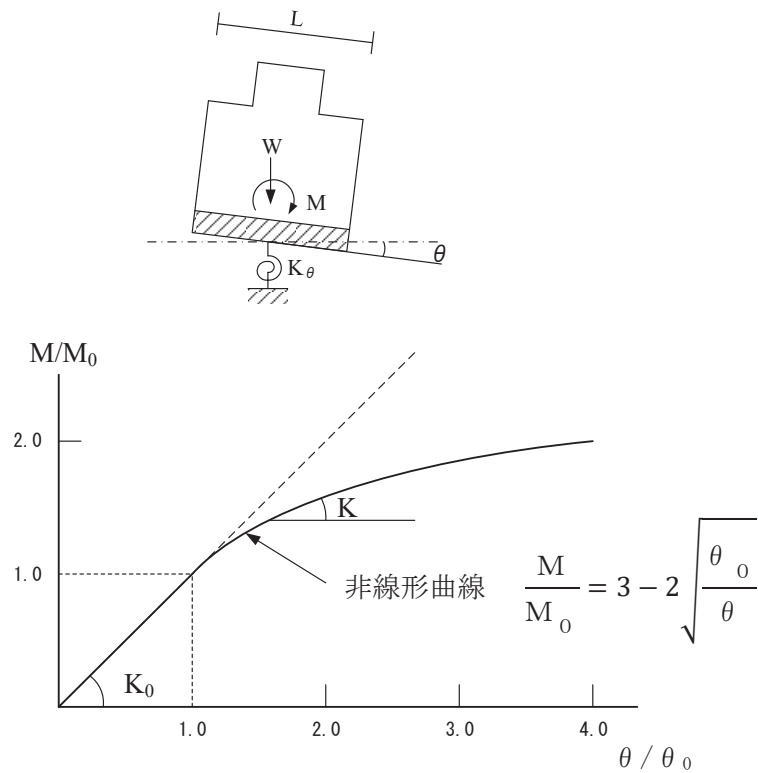
τ9-τ10

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
47.3 ~ 37.8	0.772	1.27	1.82	1.11	4.38	87.6
37.8 ~ 32.8	1.10	1.88	2.65	1.58	4.64	92.7
32.8 ~ 24.8	2.11	3.72	5.45	1.16	3.34	66.8
24.8 ~ 15.0	5.50	8.93	12.5	1.29	3.82	76.3
15.0 ~ 7.6	11.0	17.2	23.6	1.63	4.12	82.5
7.6 ~ 0.8	14.3	21.3	29.0	1.77	4.06	76.3

3.6.2 地盤の回転ばねの復元力特性

地盤の回転ばねに関する曲げモーメントー回転角の関係は「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき，浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。回転ばねの曲げモーメントー回転角の関係を図 3-17 に示す。

浮上り時の地盤の回転ばねの剛性は，図 3-17 の曲線で表され，減衰係数は，回転ばねの接線剛性に比例するものとして考慮する。



- M : 転倒モーメント
- M₀ : 浮上り限界転倒モーメント (=W・L/6)
- θ : 回転角
- θ₀ : 浮上り限界回転角
- K₀ : 地盤の回転ばね定数 (浮上り前)
- K : 地盤の回転ばね定数 (浮上り後)
- W : 建屋総重量
- L : 建屋基礎幅

図 3-17 回転ばねのモーメントー回転角の関係

3.6.3 材料物性の不確かさ

解析においては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基本ケースにおける建屋応答を確認した上で、建屋応答への影響の大きい地震動に対して検討を実施する。さらにタービン建屋は波及的影響の評価対象であることから、上位クラス施設（原子炉建屋及び制御建屋）で選定した地震動においても実施する方針とし、基準地震動 $S_s - D 1$ 、 $S_s - D 2$ 、 $S_s - D 3$ 、 $S_s - F 2$ 、 $S_s - F 3$ 及び $S_s - N 1$ に対して実施することとする。

材料物性の不確かさのうち、地盤物性については、地盤調査結果の平均値をもとに設定した数値を基本ケースとし、支持地盤のせん断波速度のばらつきは、変動係数 $\pm 7\%$ を考慮する。O.P. 14.8m から O.P. 0m の表層地盤上部は、非線形性を考慮しているため、せん断速度のばらつきは考慮せず、O.P. 0m から O.P. -2.2m の表層地盤下部は、地震観測記録のシミュレーション解析により評価した値に基づいて設定しているため、せん断波速度のばらつきは基本モデルのせん断波速度 900m/s を基準に、 $\pm 100\text{m/s}$ を考慮する。

建屋剛性の不確かさについて、基準地震動 S_s 入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動 S_s について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。なお、終局耐力については、実機のコンクリート強度が設計基準強度より高い傾向にあり、終局耐力はその分高いほうに上振れすることが考えられるが、終局耐力の増加は建屋の変形を抑制する方向の評価となることから、これを考慮しない。

材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケースを表 3-10 に、地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性を表 3-11 に示す。

表 3-10 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋材料減衰	地盤物性	
		初期剛性	終局耐力		入力地震動	底面地盤ばね
基準地震動 S _s (水平)	ケース 1 (基本ケース)	2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により補正	設計基準強度を用い JEAG 式で評価	5%	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900m/s	標準地盤
	ケース 2	同上	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900+100m/s	標準地盤 + σ
	ケース 3				表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900-100m/s	標準地盤 - σ
	ケース 4	基本ケースの 0.81 倍*	同上	同上	表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900m/s	標準地盤
	ケース 5				表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900+100m/s	標準地盤 + σ
	ケース 6				表層上部：非線形性を考慮 表層下部：Vs900-100m/s	標準地盤 - σ

注記*：建屋剛性（初期剛性）の不確かさについて、基準地震動 S_s 入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動 S_s について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。具体的には、基準地震動 S_s 入力前後の 1 次固有振動数の比 (f_{Ss 入力後}/f_{Ss 入力前}) から算定した剛性比を基本ケースの初期剛性に掛けることによって算定する。

表 3-11 地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性

	O. P. (m)	地盤のせん断波速度 V_s (m/s)		
		基本ケース	+ σ 相当	- σ 相当
表層地盤	14.8	*	*	*
	0.0	900	1000	800
底面地盤	-2.2	1300	1390	1210
	-25.0	2150	2300	2000
	-80.0	2440	2610	2270
	-200.0	2440	2610	2270

注記* : O. P. 14.8m~O. P. 0.0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と
 相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存に
 よる非線形特性を考慮する。(詳細は表 3-7 に従う。)

3.7 評価方法

タービン建屋の波及的影響の評価は、基準地震動 S_s における質点系モデルの地震応答解析結果を用い、以下のとおり評価する。

なお、以下の評価には、材料物性の不確かさを考慮する。

3.7.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

構造物全体としての変形性能の評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、せん断ひずみを算出し、最大応答せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。また、EW方向のフレーム部においては、層間変形角を算出し、最大層間変形角が許容限界を超えないことを確認する。

3.7.2 相対変位による評価方法

相対変位による評価は、「3.5 解析方法」に示すタービン建屋の地震応答解析モデルによる解析結果と添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」及び添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」における地震応答解析結果から、地震動毎に最大応答変位の和を算出し、その値が許容限界を超えないことを確認する。最大相対変位を算出する際の基準点は、各建屋の基礎底面レベルの地盤面とする。

また、衝突のおそれのある床レベルに地震応答解析モデルの質点がない場合には、当該床レベルの上下の質点の応答変位を用いた線形補間により、当該床レベルの変位を算出する。

更に、上記の最大相対変位が許容限界を超える場合には、各建屋の時刻歴応答変位による相対変位が、許容限界を超えないことを確認する。

4. 評価結果

4.1 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期，固有振動数及び刺激係数）を表 4-1 に，刺激関数図を図 4-1 に示す。

なお，刺激係数は，各次の固有ベクトル{u}に対し，最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

表 4-1(1) 固有値解析結果

(a) NS 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.253	3.96	1.557	T/G 架台 1 次
2	0.239	4.18	1.971	建屋全体 1 次
3	0.141	7.11	1.570	建屋全体 2 次
4	0.123	8.16	0.293	
5	0.088	11.32	0.061	
6	0.082	12.22	0.625	建屋全体 3 次
7	0.067	14.98	0.447	
8	0.063	15.88	0.105	
9	0.062	16.15	0.027	
10	0.058	17.21	0.020	

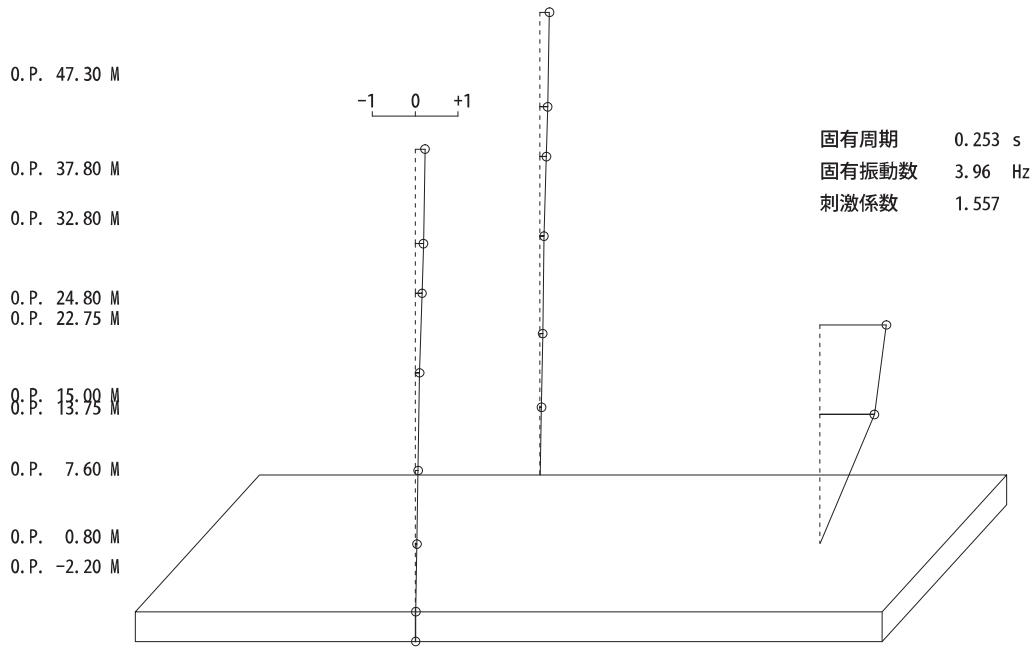
注記*：各次の固有ベクトル{u}に対し，最大振幅が 1.0 となるように規準化

表 4-1(2) 固有値解析結果

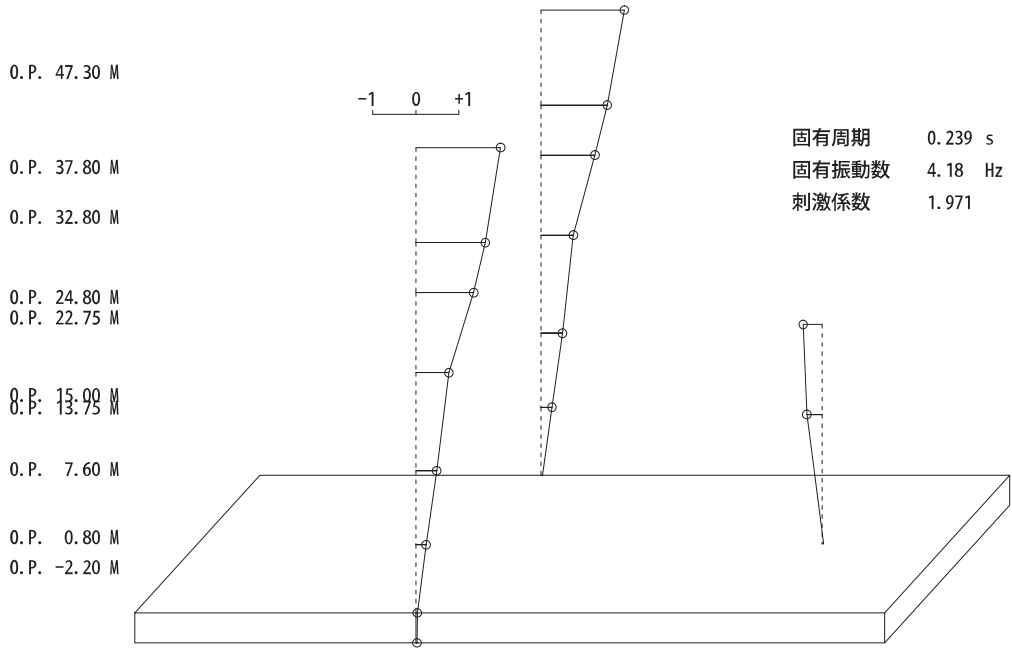
(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.283	3.53	2.455	建屋全体 1 次
2	0.245	4.09	1.003	T/G 架台 1 次
3	0.171	5.85	2.659	建屋全体 2 次
4	0.166	6.03	1.153	
5	0.149	6.70	0.725	建屋全体 3 次
6	0.148	6.77	0.507	
7	0.126	7.92	0.006	
8	0.116	8.64	0.224	
9	0.111	8.99	0.246	
10	0.107	9.35	0.462	
11	0.101	9.92	0.469	
12	0.100	10.05	0.807	
13	0.087	11.45	0.256	
14	0.085	11.82	1.300	建屋全体 4 次
15	0.082	12.26	0.197	
16	0.080	12.46	0.029	
17	0.077	12.92	0.085	
18	0.077	13.00	0.518	
19	0.074	13.52	0.195	
20	0.072	13.82	0.281	
21	0.072	13.93	0.389	
22	0.069	14.44	0.181	
23	0.068	14.78	0.126	
24	0.066	15.13	0.209	
25	0.060	16.79	0.587	
26	0.054	18.49	0.179	
27	0.051	19.59	0.782	

注記* : 各次の固有ベクトル{u}に対し、最大振幅が 1.0 となるように規準化



1次



2次

图 4-1(1) 刺激関数図 (NS 方向) (1/2)

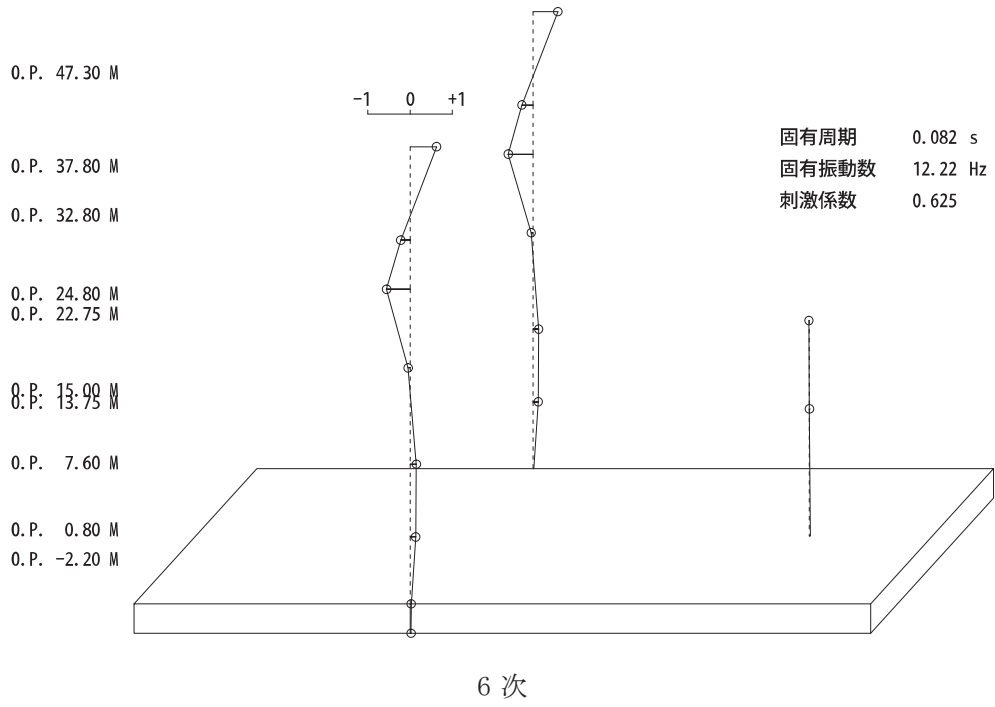
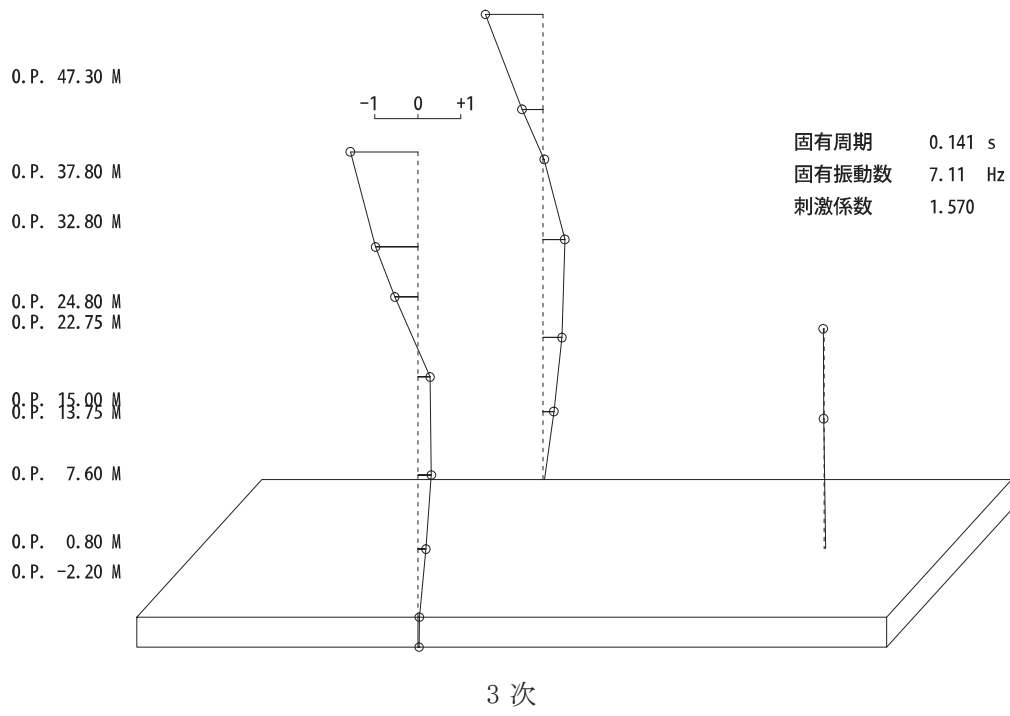


图 4-1(2) 刺激関数図 (NS 方向) (2/2)

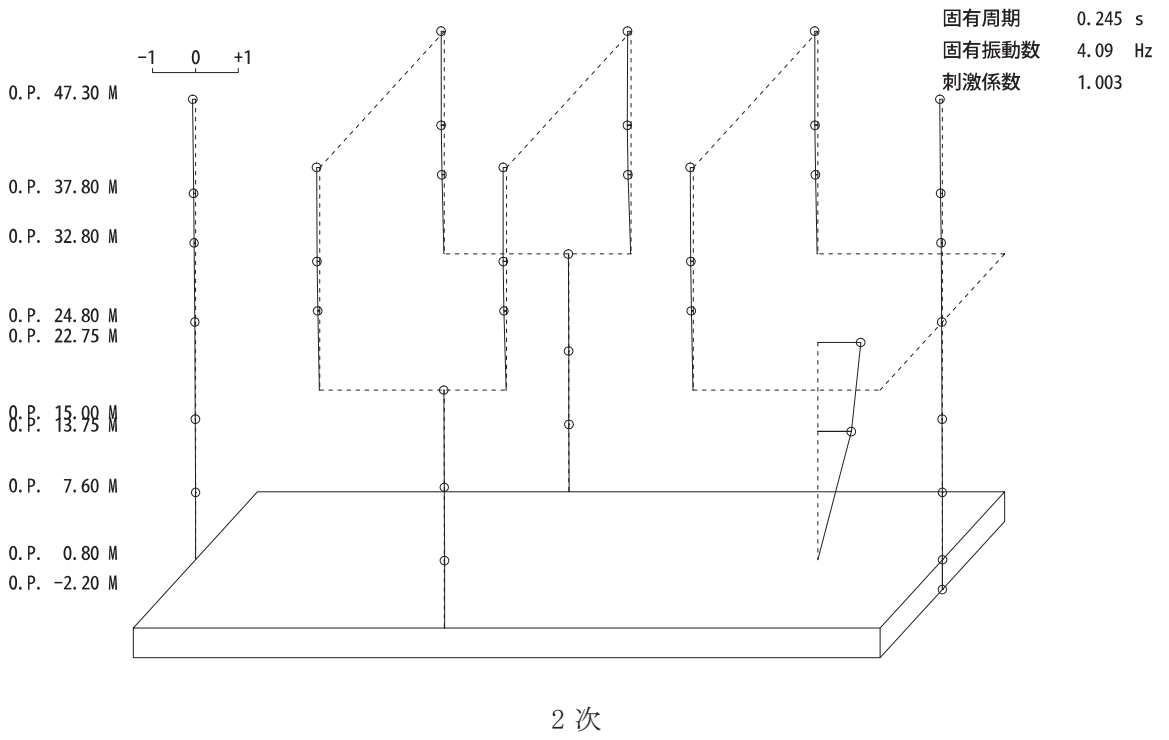
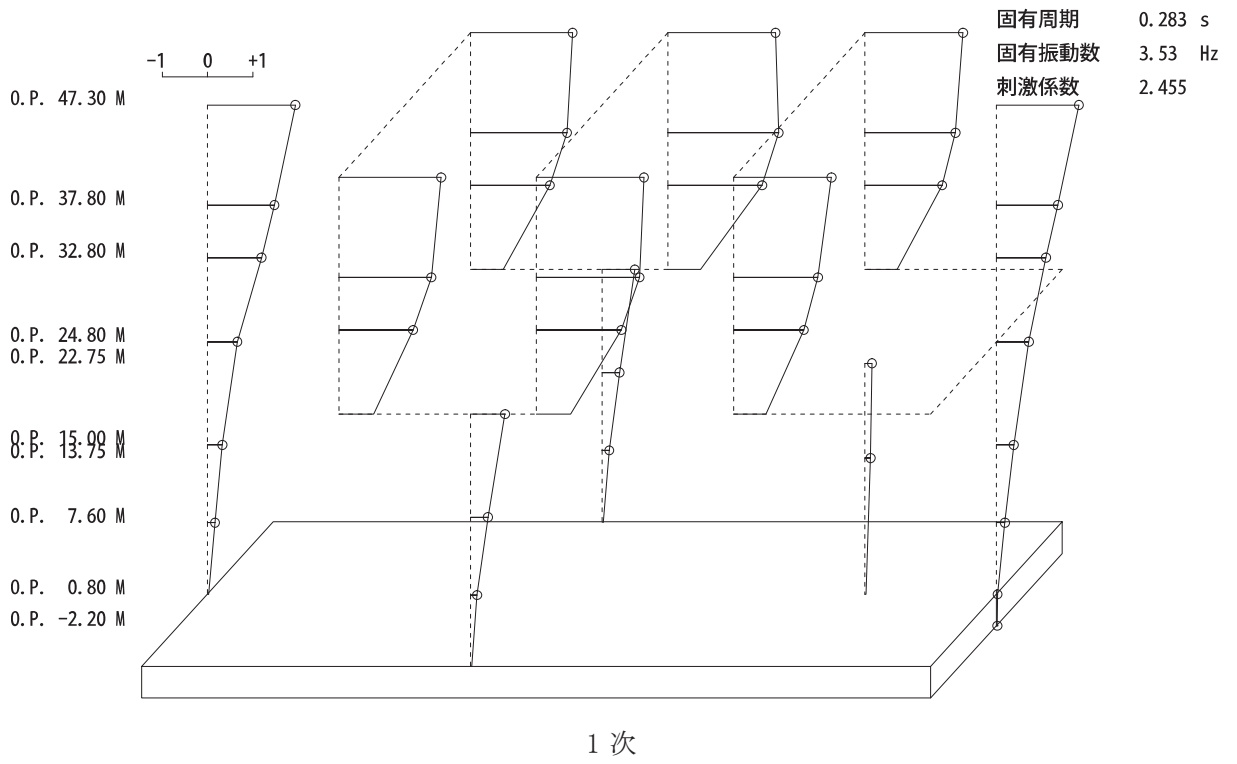


图 4-1(3) 刺激関数図 (EW 方向) (1/3)

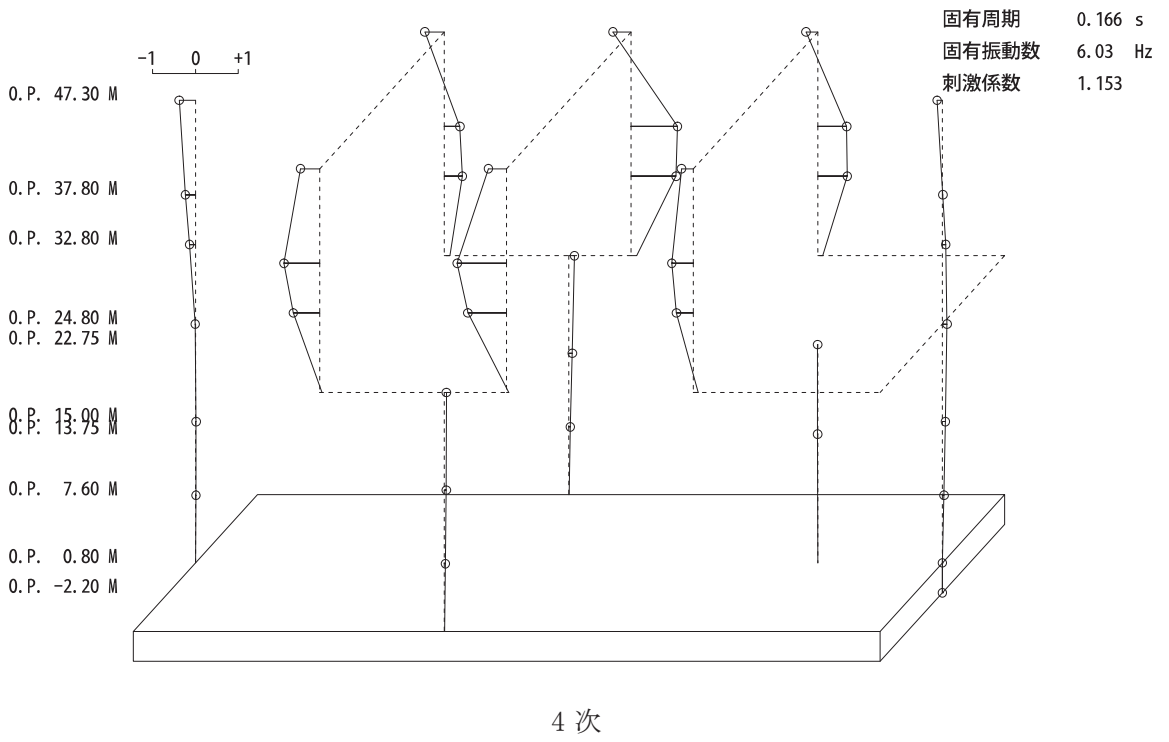
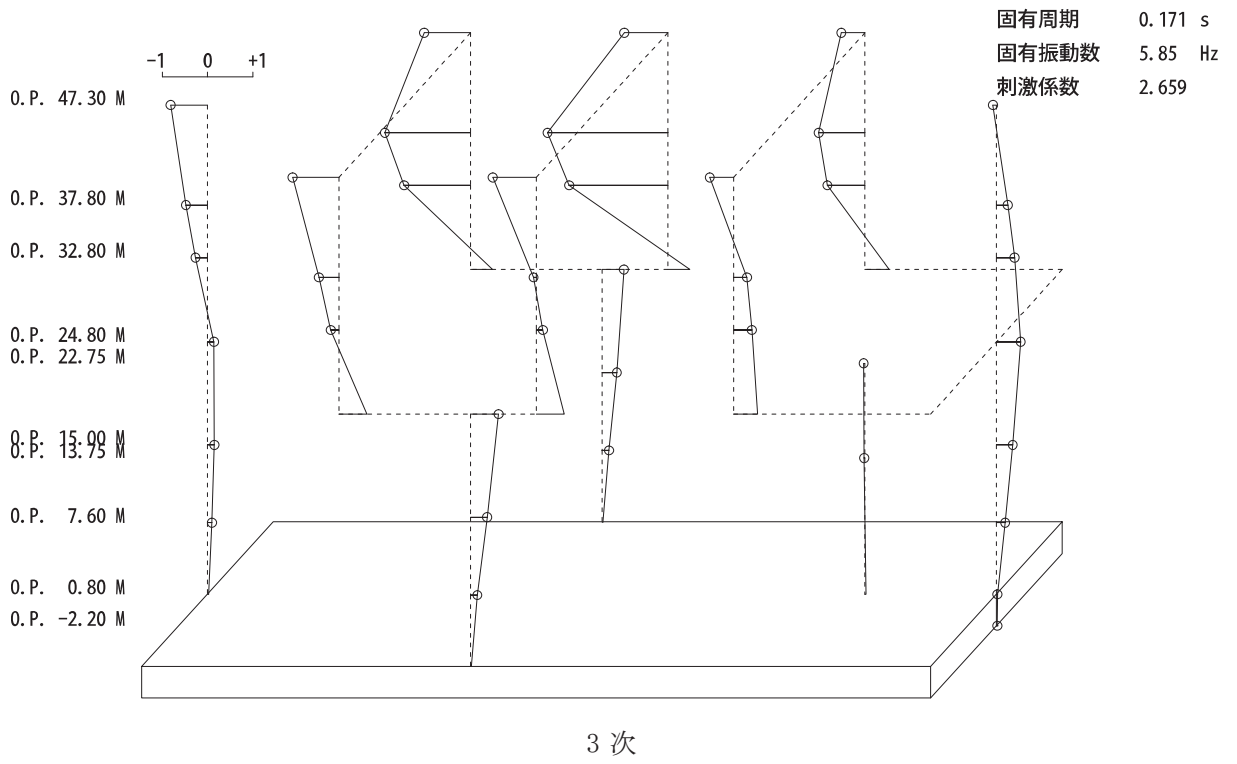
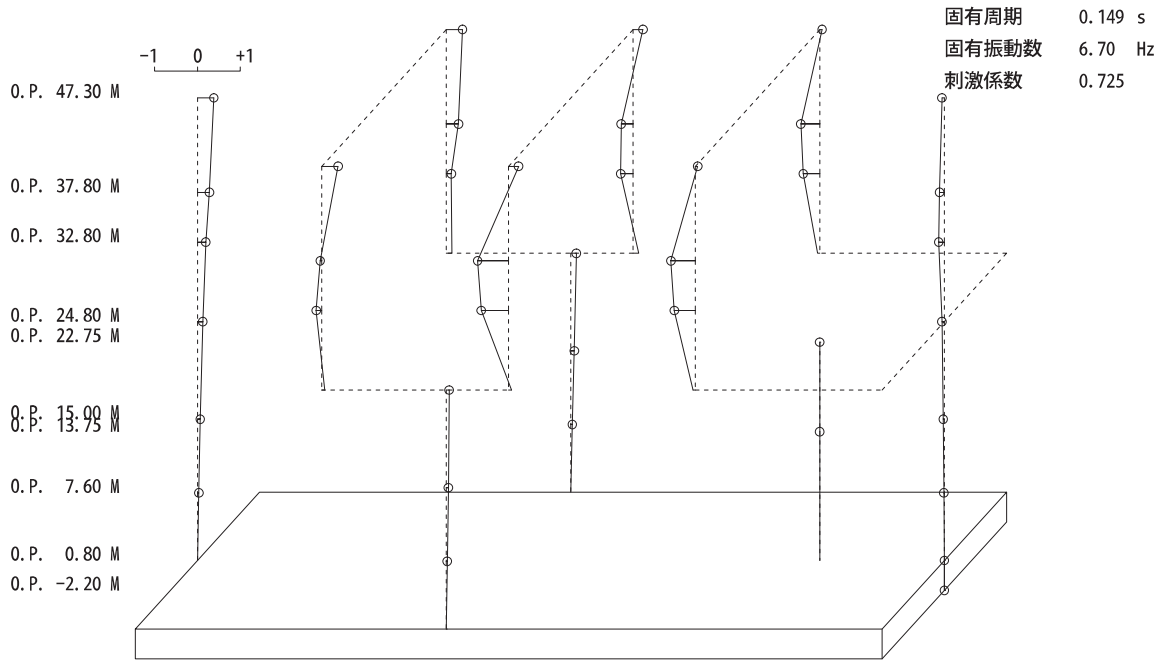
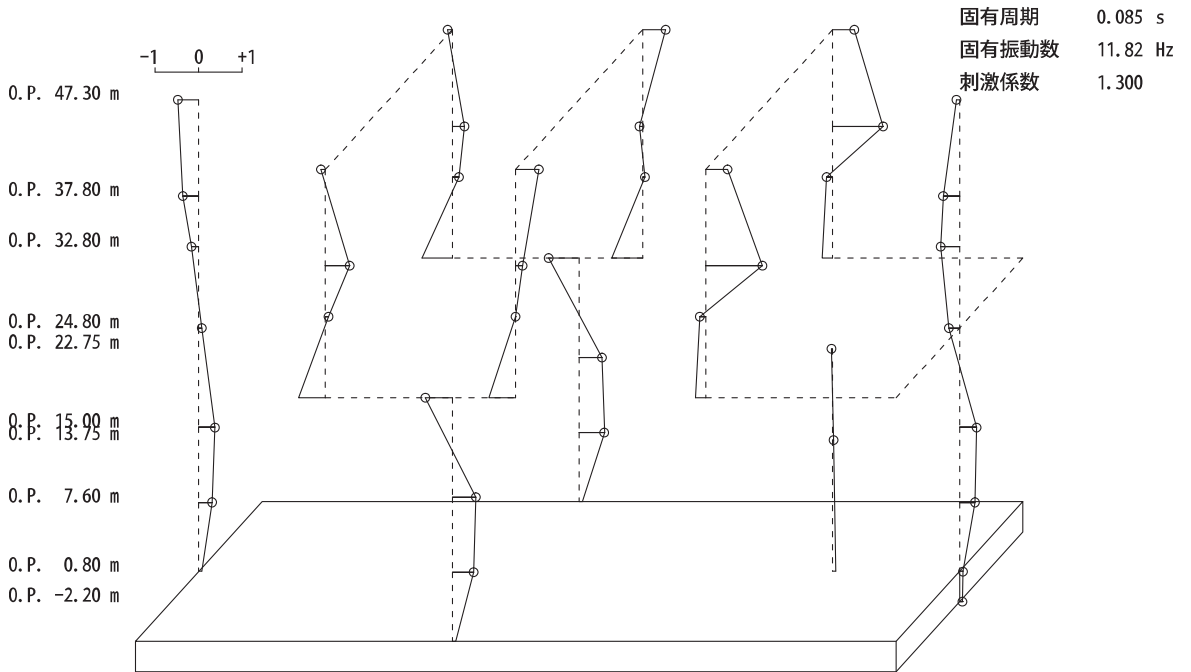


图 4-1(4) 刺激関数図 (EW 方向) (2/3)



5 次



14 次

图 4-1(5) 刺激関数図 (EW 方向) (3/3)

4.2 構造物全体としての変形性能の評価結果

4.2.1 せん断ひずみの評価結果

基準地震動 S_s に対する最大応答せん断ひずみを表 4-2 に示す。

その結果、ケース 1 (基本ケース) において、最大応答せん断ひずみは 3.16×10^{-3} (要素番号(3), EW 方向, $S_s - D 2$) である。また、材料物性の不確かさを考慮した場合の最大応答せん断ひずみは、最大で 3.56×10^{-3} (要素番号(3), EW 方向, ケース 5, $S_s - D 2$) であり、いずれの場合においても許容限界 (4.00×10^{-3}) を超えないことを確認した。

表 4-2 建屋の最大応答せん断ひずみ

(単位: $\times 10^{-3}$)

ケース 方向	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	許容限界
NS	2.52 ($S_s - D 2$)	2.61 ($S_s - D 2$)	2.43 ($S_s - F 3$)	2.85 ($S_s - D 2$)	2.89 ($S_s - D 2$)	2.80 ($S_s - D 2$)	4.00
EW	3.16 ($S_s - D 2$)	3.18 ($S_s - D 2$)	3.12 ($S_s - D 2$)	3.53 ($S_s - D 2$)	3.56 ($S_s - D 2$)	3.47 ($S_s - D 2$)	4.00

注: () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 $S_s - D 1$, $S_s - D 2$, $S_s - D 3$, $S_s - F 2$, $S_s - F 3$ 及び $S_s - N 1$ に対して実施。

4.2.2 層間変形角の評価結果 (EW 方向)

基準地震動 S_s に対する最大層間変形角 (EW 方向) を表 4-3 に示す。

その結果、ケース 1 (基本ケース) において、最大層間変形角は $1/174$ (要素番号(24), S_s-D2) である。また、材料物性の不確かさを考慮した場合の最大層間変形角は、最大で $1/165$ (要素番号(24), ケース 5, S_s-D2) であり、いずれの場合においても許容限界 ($1/120$) を超えないことを確認した。

表 4-3 建屋の最大層間変形角 (EW 方向)

ケース 方向	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	許容限界
EW	$1/174$ (S_s-D2)	$1/172$ (S_s-D2)	$1/177$ (S_s-D2)	$1/167$ (S_s-D2)	$1/165$ (S_s-D2)	$1/170$ (S_s-D2)	$1/120$

注：() 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 S_s-D1 , S_s-D2 , S_s-D3 , S_s-F2 , S_s-F3 及び S_s-N1 に対して実施。

4.3 相対変位による評価結果

基準地震動 S_s に対する建屋間の最大相対変位を表 4-4 及び表 4-5 に示す。

その結果、ケース 1（基本ケース）において、最大相対変位は、NS 方向では原子炉建屋質点レベル 0.P. 33.2m（タービン建屋質点レベル 0.P. 32.8m）で 58.5mm（ $S_s - N1$ ）である。また、EW 方向では、制御建屋質点レベル 0.P. 29.15m（タービン建屋質点レベル 0.P. 32.8m～0.P. 24.8m）で 65.7mm（ $S_s - D2$ ）である。また、材料物性の不確かさを考慮した場合の最大相対変位は、ケース 1 と同一の床レベルで、NS 方向は 71.9mm（ケース 5）で、EW 方向は 78.3mm（ケース 5）であり、いずれの場合においても許容限界（100mm）を超えないことを確認した。

表 4-4 タービン建屋と原子炉建屋の最大相対変位 (NS 方向, 絶対値和)

(単位 : mm)

タービン建屋		原子炉建屋		ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	許容 限界
質点 番号	O. P. (m)	質点 番号	O. P. (m)							
3, 11	32.8	1, 8, 13, 20 *	33.2	58.5 (S _s -N1)	59.0 (S _s -N1)	57.7 (S _s -N1)	70.0 (S _s -D1)	71.9 (S _s -D1)	67.5 (S _s -D1)	100
4, 12	24.8	2, 9, 14, 21	22.5	40.1 (S _s -N1)	40.4 (S _s -N1)	39.6 (S _s -N1)	46.7 (S _s -N1)	47.5 (S _s -N1)	45.7 (S _s -N1)	
5, 13	15.0	3, 10, 15, 22	15.0	29.2 (S _s -N1)	29.4 (S _s -N1)	28.8 (S _s -N1)	33.0 (S _s -N1)	33.5 (S _s -N1)	32.3 (S _s -N1)	
6, 14	7.6	4, 11, 16, 23	6.0	17.4 (S _s -N1)	17.6 (S _s -N1)	17.3 (S _s -N1)	19.1 (S _s -N1)	19.3 (S _s -N1)	18.8 (S _s -N1)	

注 : () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 S_s-D1, S_s-D2, S_s-D3, S_s-F2, S_s-F3 及び S_s-N1 に対して実施。

注記* : タービン建屋 (O. P. 32.8m) と原子炉建屋 (O. P. 33.2m) ではレベル差が小さいため、質点の応答変位をそのまま用いて算定。

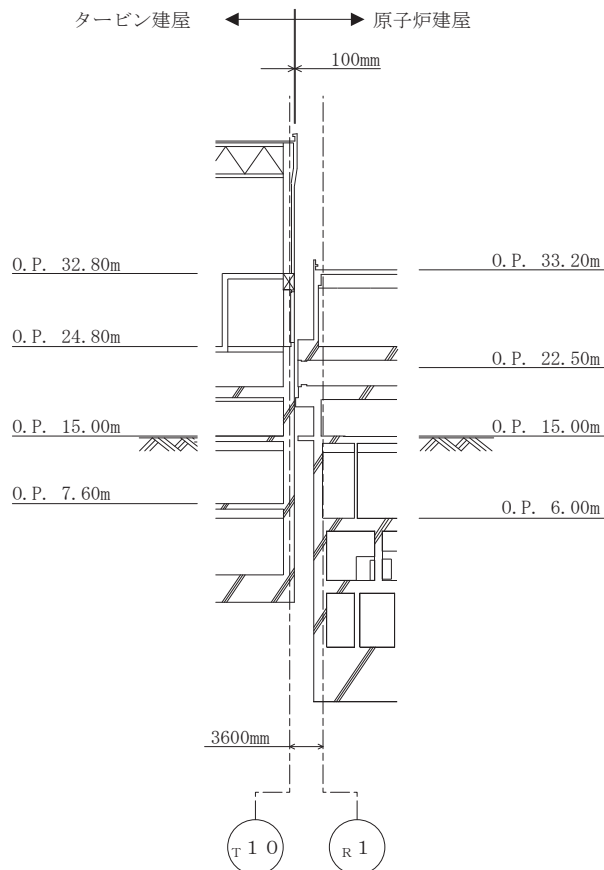


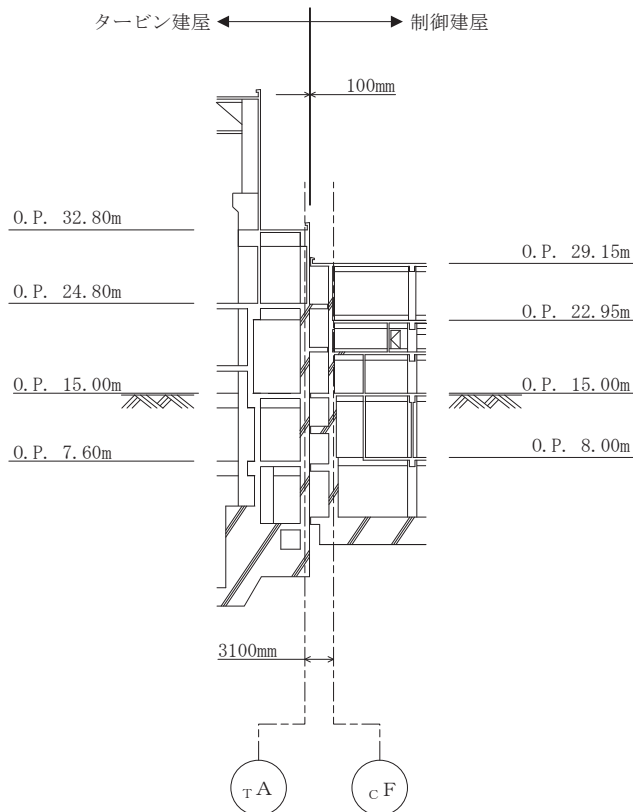
表 4-5 タービン建屋と制御建屋の最大相対変位 (EW 方向, 絶対値和)

(単位: mm)

タービン建屋		制御建屋		ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	許容 限界
質点 番号	O. P. (m)	質点 番号	O. P. (m)							
*	29.15	1, 9, 10	29.15	65.7 (S _s -D2)	65.7 (S _s -D2)	65.5 (S _s -D2)	78.3 (S _s -D2)	78.3 (S _s -D2)	78.2 (S _s -D2)	100
16, 34	24.8	2, 11	22.95	42.0 (S _s -D2)	42.2 (S _s -D2)	41.9 (S _s -D2)	50.4 (S _s -D2)	50.3 (S _s -D2)	50.4 (S _s -D2)	
17, 35	15.0	4, 13	15.0	23.4 (S _s -D1)	23.2 (S _s -D1)	23.4 (S _s -D1)	29.0 (S _s -N1)	28.7 (S _s -N1)	29.3 (S _s -N1)	
18, 36	7.6	5, 14	8.0	9.9 (S _s -D2)	9.9 (S _s -D2)	10.0 (S _s -D2)	12.5 (S _s -N1)	12.4 (S _s -N1)	12.7 (S _s -N1)	

注: () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 S_s-D1, S_s-D2, S_s-D3, S_s-F2, S_s-F3 及び S_s-N1 に対して実施。

注記*: 制御建屋の質点番号 1, 9 及び 10 (O. P. 29.15m) の応答変位に加算するタービン建屋の応答変位は、タービン建屋の上下階の質点間 (O. P. 32.8m~O. P. 24.8m) で線形補間して算定する。



VI-2-11-2-4 補助ボイラー建屋の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要.....	1
2. 基本方針.....	1
2.1 位置.....	1
2.2 構造概要.....	2
2.3 評価方針.....	6
2.4 適用規格・基準等.....	7
3. 評価方法.....	8
3.1 評価対象部位及び評価方針.....	8
3.2 評価に用いる地震波.....	10
3.3 荷重及び荷重の組合せ.....	14
3.4 許容限界.....	15
3.5 解析方法.....	16
3.6 解析条件.....	20
3.7 評価方法.....	27
4. 評価結果.....	28
4.1 固有値解析結果.....	28
4.2 構造物全体としての変形性能の評価結果.....	30
4.3 相対変位による評価結果.....	31

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、補助ボイラー建屋が制御建屋に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価は、制御建屋の有する機能が保持されることを確認するために、施設の損傷、転倒、落下等による影響では、補助ボイラー建屋の構造物全体としての変形性能の評価を、建屋間の相対変位による影響では、制御建屋への衝突の有無を確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

補助ボイラー建屋の設置位置を図 2-1 に示す。

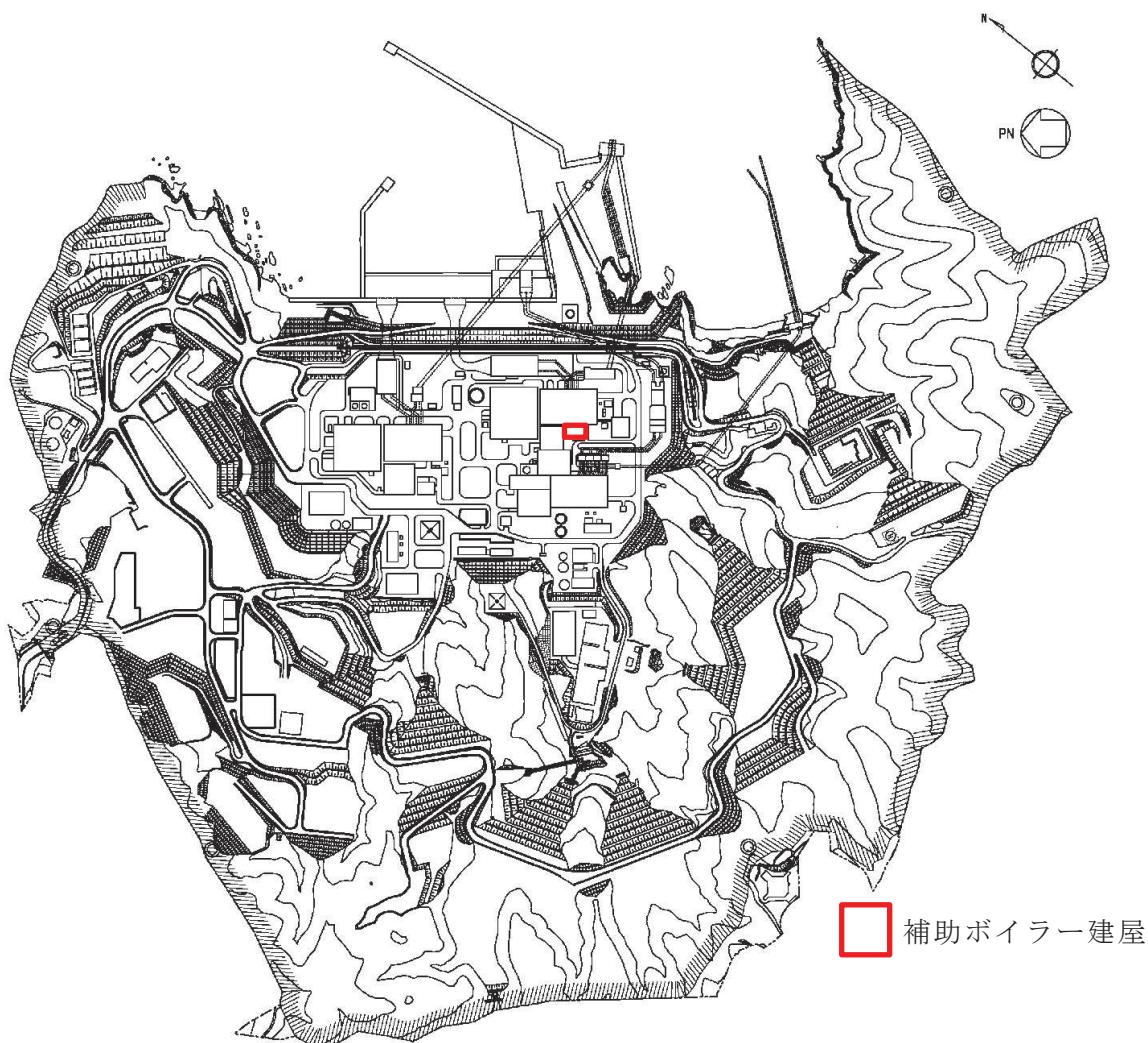


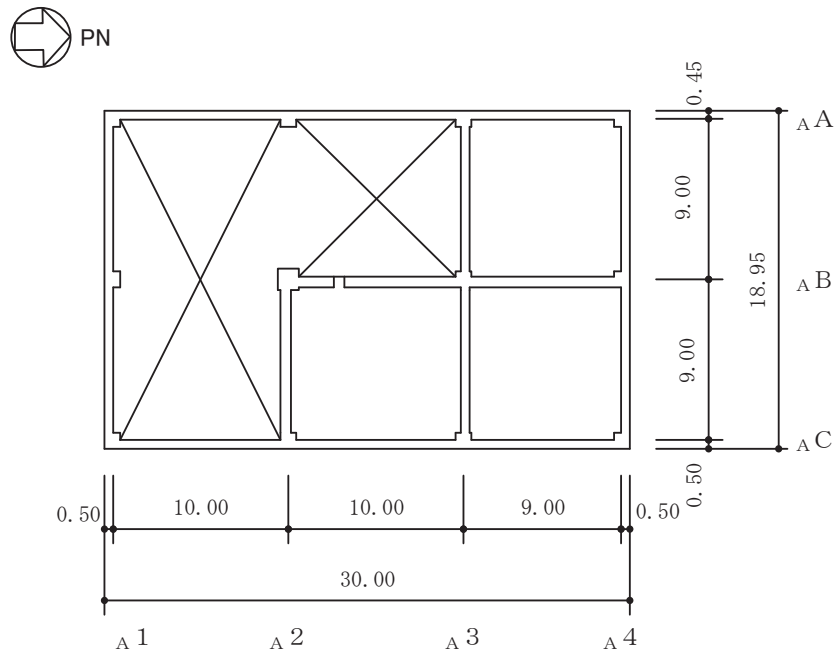
図 2-1 補助ボイラー建屋の設置位置

2.2 構造概要

補助ボイラー建屋は、地下1階、地上2階の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造及び鉄骨鉄筋コンクリート造）の建物である。平面は、30.0m(NS)×18.95m(EW)*の矩形であり、地上高さは11.20mである。地震時水平荷重に対しては、建屋の主たる耐力要素である外壁（外周耐震壁）で負担する構造である。基礎は、井桁状布基礎とし、支持岩盤上に直接又はマンメイドロックを介して設置されている。

補助ボイラー建屋の概略平面図を図2-2に、概略断面図を図2-3に、建屋配置図を図2-4に、補助ボイラー建屋と制御建屋のクリアランスを図2-5に示す。

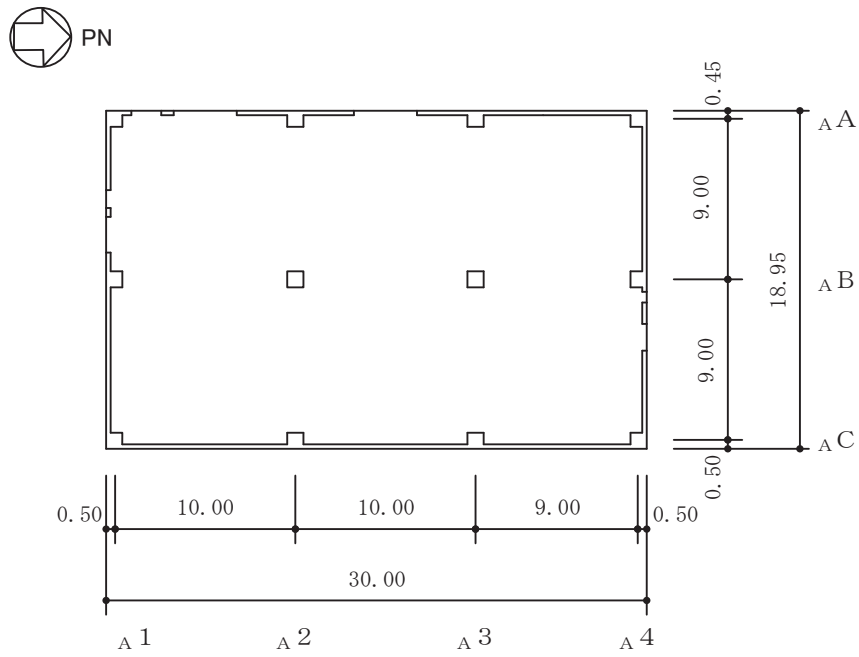
注記*：建屋寸法は壁外面押えとする。



(単位：m)

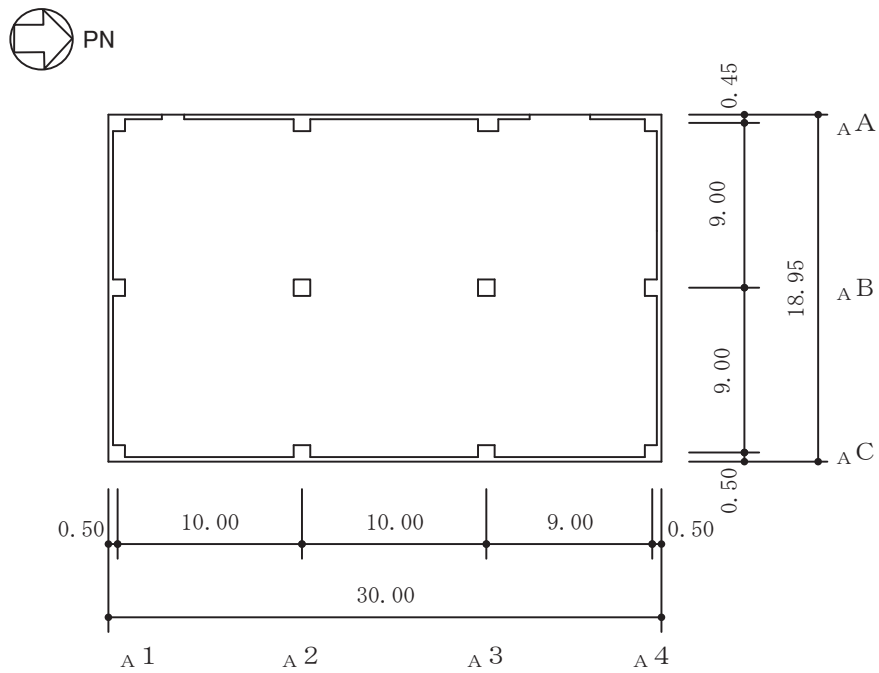
図2-2(1) 補助ボイラー建屋の概略平面図 (O.P.*11.0m)

注記*：O.P.は女川原子力発電所工事用基準面であり、東京湾平均海面(T.P.)-0.74mである。



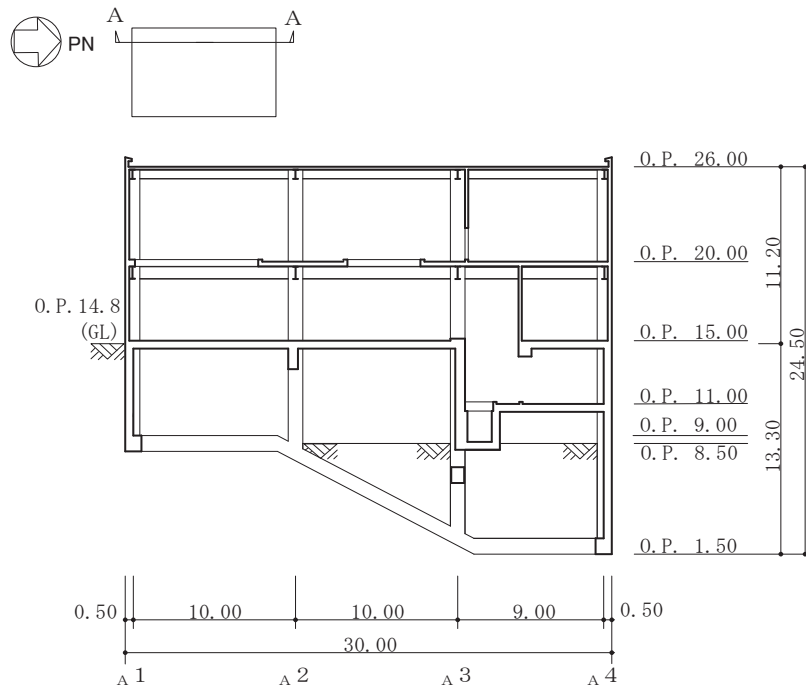
(単位：m)

図 2-2(2) 補助ボイラー建屋の概略平面図 (0.P. 15.0m)



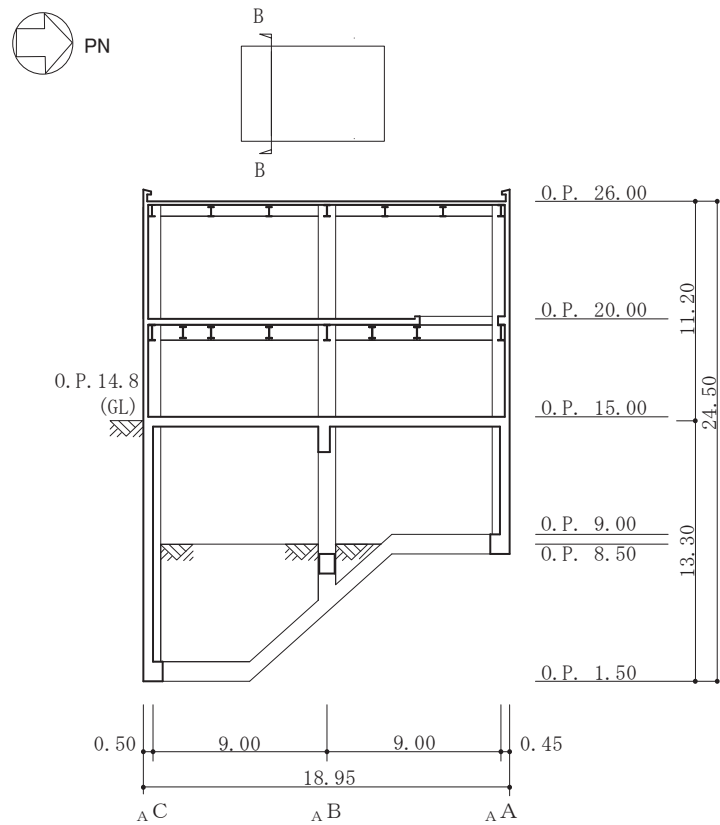
(単位：m)

図 2-2(3) 補助ボイラー建屋の概略平面図 (0.P. 20.0m)



(単位 : m)

図 2-3(1) 補助ボイラー建屋の概略断面図 (A-A 断面 NS 方向)



(単位 : m)

図 2-3(2) 補助ボイラー建屋の概略断面図 (B-B 断面 EW 方向)

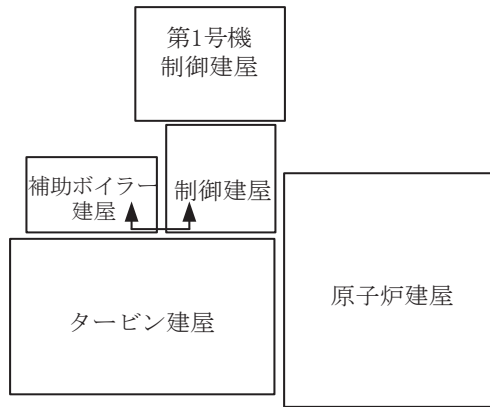


図 2-4 建屋配置図

補助ボイラー建屋 ← → 制御建屋

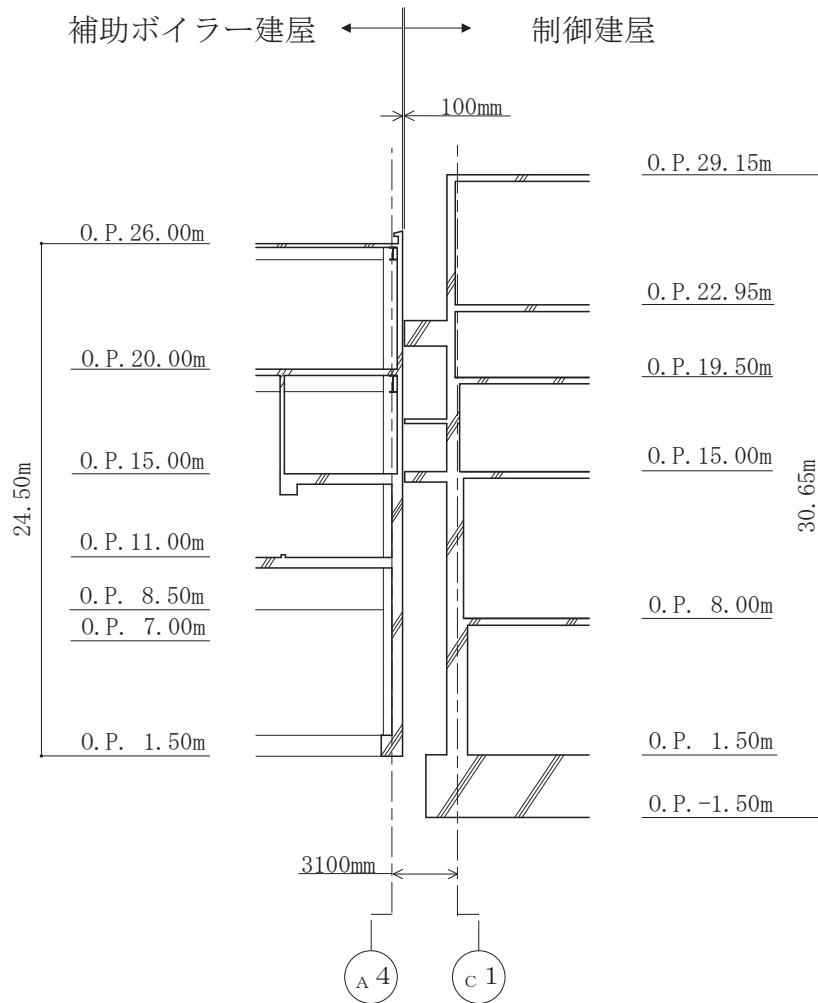


図 2-5 補助ボイラー建屋と制御建屋のクリアランス

2.3 評価方針

補助ボイラー建屋は、制御建屋と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価を行う。

補助ボイラー建屋の設計基準対象施設に対する波及的影響の評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。補助ボイラー建屋の波及的影響の評価は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、施設の損傷、転倒、落下等による影響では、構造物全体としての変形性能について行う。建屋間の相対変位による影響では、制御建屋との相対変位による評価を行うことで、制御建屋への衝突の有無の確認を行う。この相対変位による評価では、補助ボイラー建屋の最大応答変位に加えて、添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」に基づく最大応答変位を用いる。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。

なお、補助ボイラー建屋は、その配置上、制御建屋と接触する可能性が高い NS 方向に対して波及的影響の評価を行う。

また、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価においては、 S_s 地震時に対する評価を行う。ここで補助ボイラー建屋では、設計基準事故時及び重大事故等時の状態における圧力、温度等の条件に有意な差異がないことから、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価は、設計基準対象施設に対する波及的影響の評価と同一となる。

2.4 適用規格・基準等

補助ボイラー建屋の地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- ・ 日本建築学会 1988 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1 ・ 補-1984）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）
- ・ 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）（以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。）

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

補助ボイラー建屋の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

構造物全体としての変形性能の評価では、質点系モデルを用いた地震応答解析結果により求められる耐震壁の最大応答せん断ひずみが、許容限界を超えないことを確認する。

制御建屋との相対変位による評価では、両建屋の最大応答変位の絶対値和（以下「最大相対変位」という。）と建屋間のクリアランスの大小関係により、隣接する制御建屋への衝突の有無を確認する。なお、最大相対変位が許容限界を超過する場合には、両建屋の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

以上の評価では、材料物性の不確かさを考慮する。

図 3-1 に波及的影響の評価フローを示す。

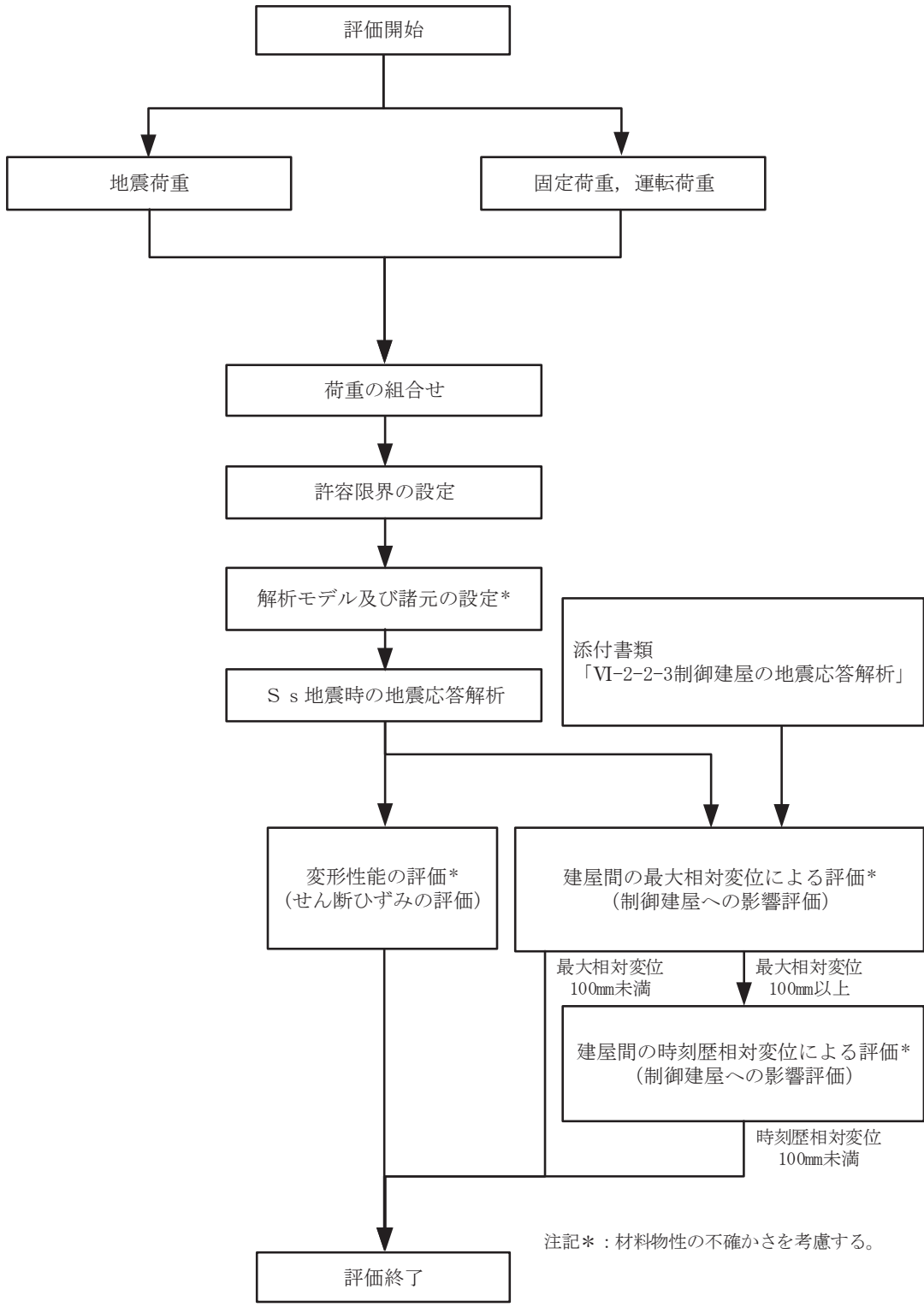


図 3-1 補助ボイラー建屋の波及的影響の評価フロー

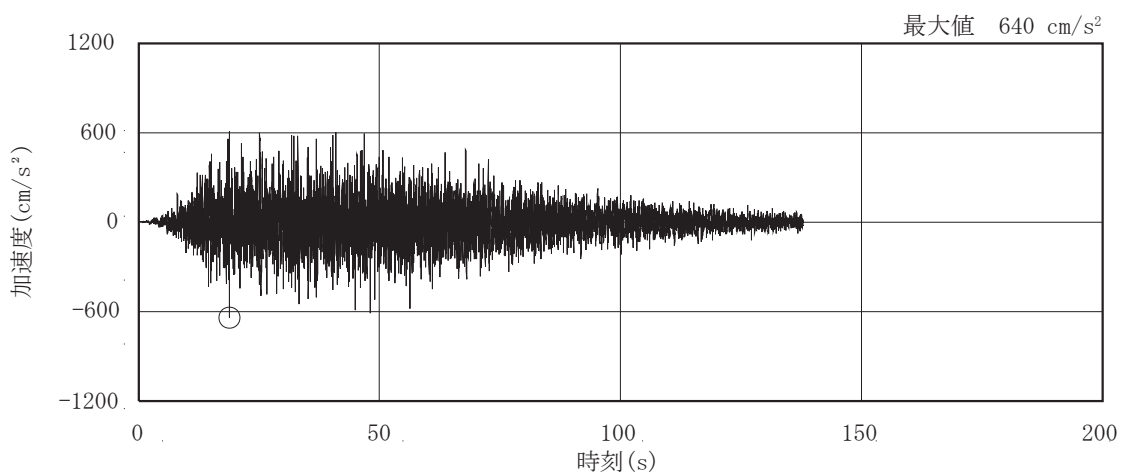
3.2 評価に用いる地震波

補助ボイラー建屋の地震応答解析に用いる地震波は、上位クラス施設である制御建屋の評価に適用した添付書類「VI-2-1-2 基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する地震波のうち、基準地震動 S_s とする。

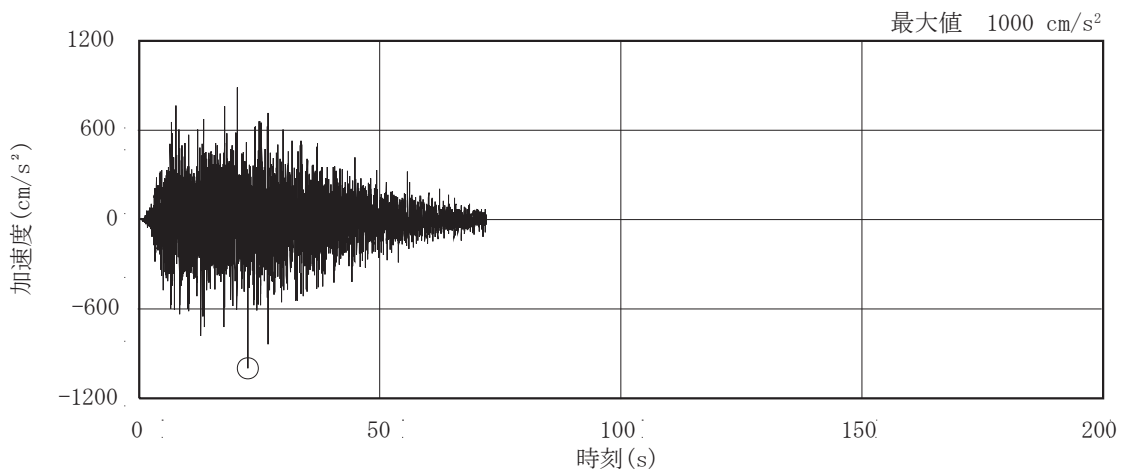
基準地震動 S_s の最大加速度一覧を表 3-1 に、加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図 3-2 及び図 3-3 に示す。

表 3-1 基準地震動 S_s の最大加速度一覧

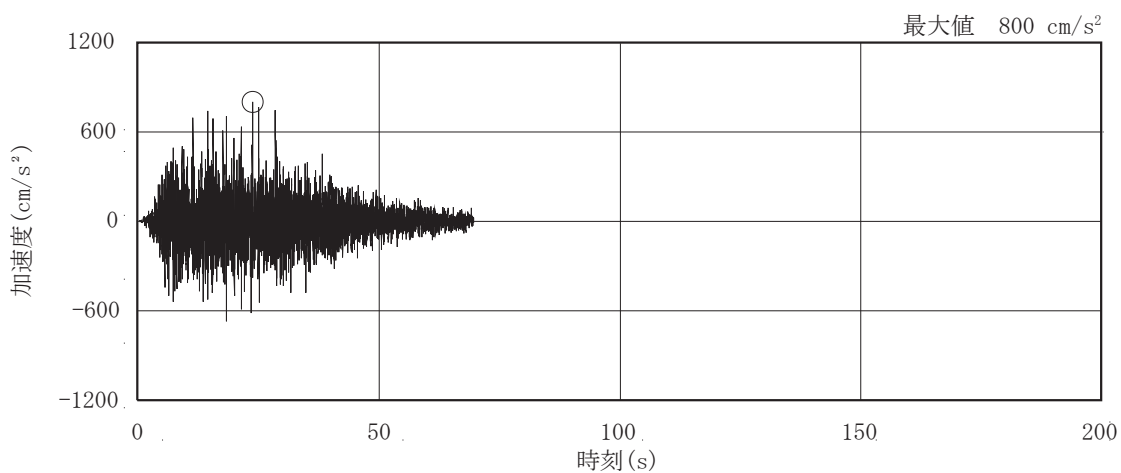
基準地震動		最大加速度 (cm/s ²)	
		水平方向	鉛直方向
S _s -D 1	プレート間地震の応答スペクトルに基づく手法による基準地震動	640	430
S _s -D 2	海洋プレート内地震 (SMGA マントル内) の応答スペクトルに基づく手法による基準地震動	1000	600
S _s -D 3	海洋プレート内地震 (SMGA 地殻内) の応答スペクトルに基づく手法による基準地震動	800	500
S _s -F 1	プレート間地震の断層モデルを用いた手法による基準地震動 (応力降下量 (短周期レベル) の不確かさ)	717	393
S _s -F 2	プレート間地震の断層モデルを用いた手法による基準地震動 (SMGA 位置と応力降下量 (短周期レベル) の不確かさの重畳)	722	396
S _s -F 3	海洋プレート内地震 (SMGA マントル内) の断層モデルを用いた手法による基準地震動 (SMGA マントル内集約)	835	443
S _s -N 1	2004 年北海道留萌支庁南部地震 (K-NET 港町) の検討結果に保守性を考慮した地震動	620	320



(a) S s - D 1

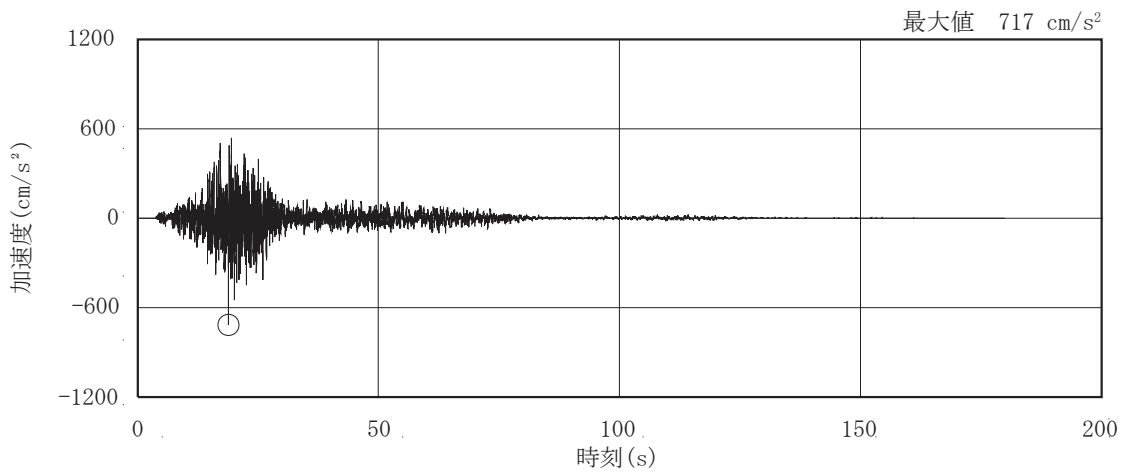


(b) S s - D 2

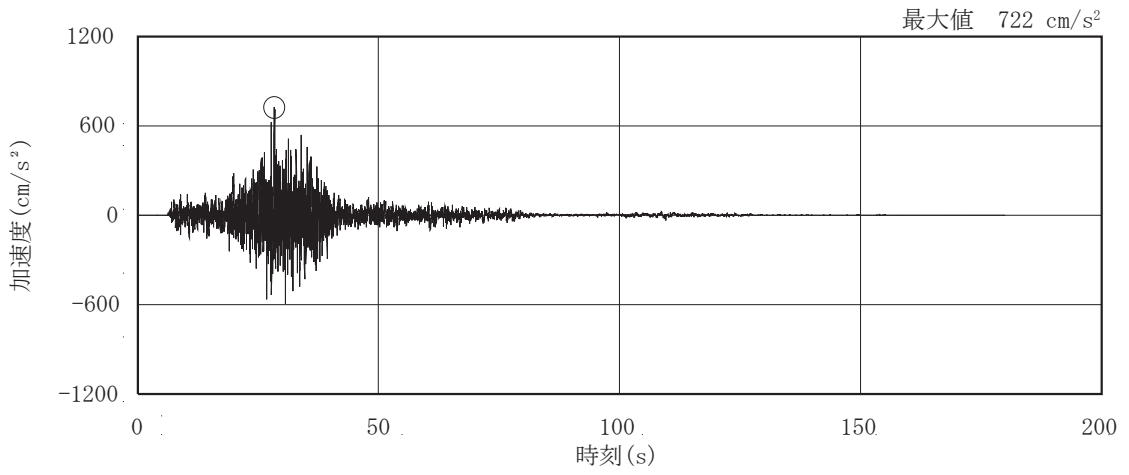


(c) S s - D 3

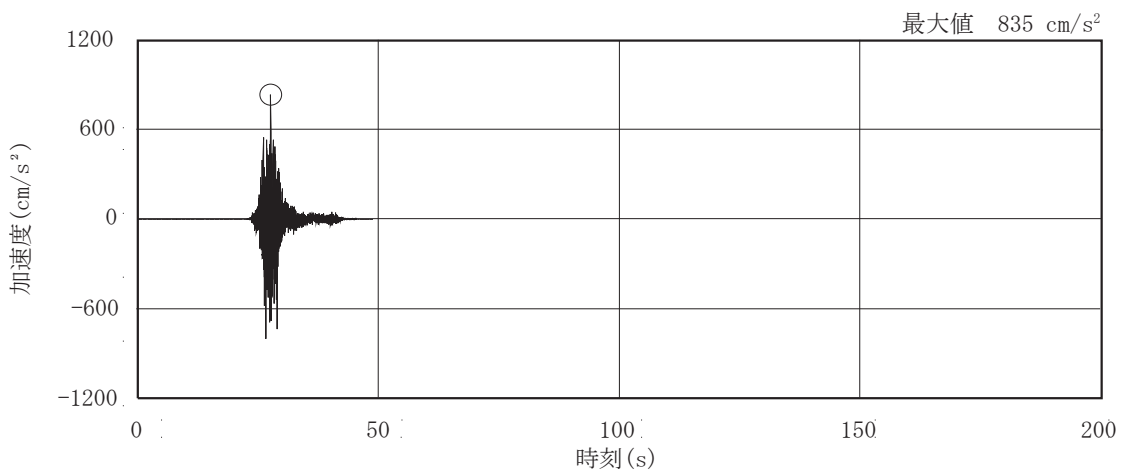
图 3-2(1) 加速度時刻歷波形 (基準地震動 S s , 水平方向) (1/3)



(d) S s - F 1

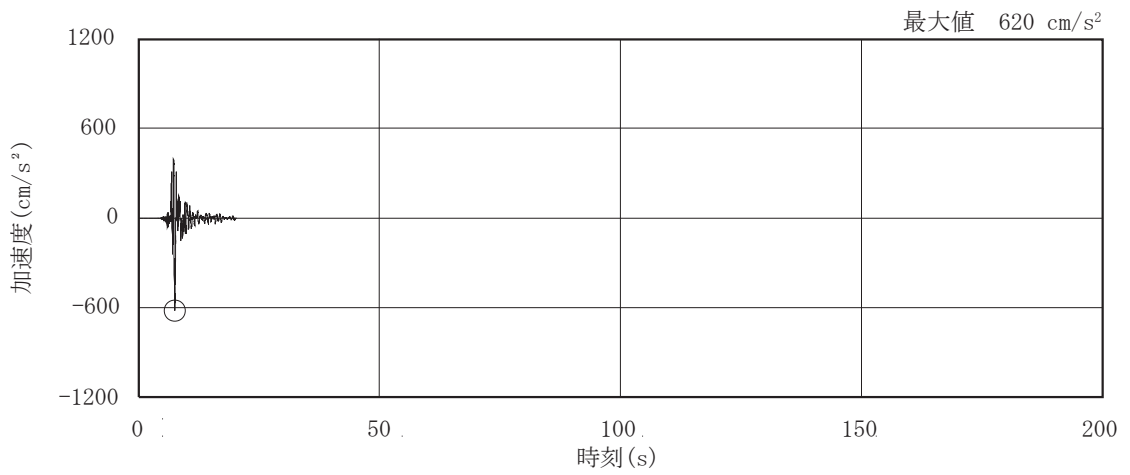


(e) S s - F 2



(f) S s - F 3

图 3-2(2) 加速度時刻歷波形 (基準地震動 S s , 水平方向) (2/3)



(g) S s - N 1

図 3-2(3) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , 水平方向) (3/3)

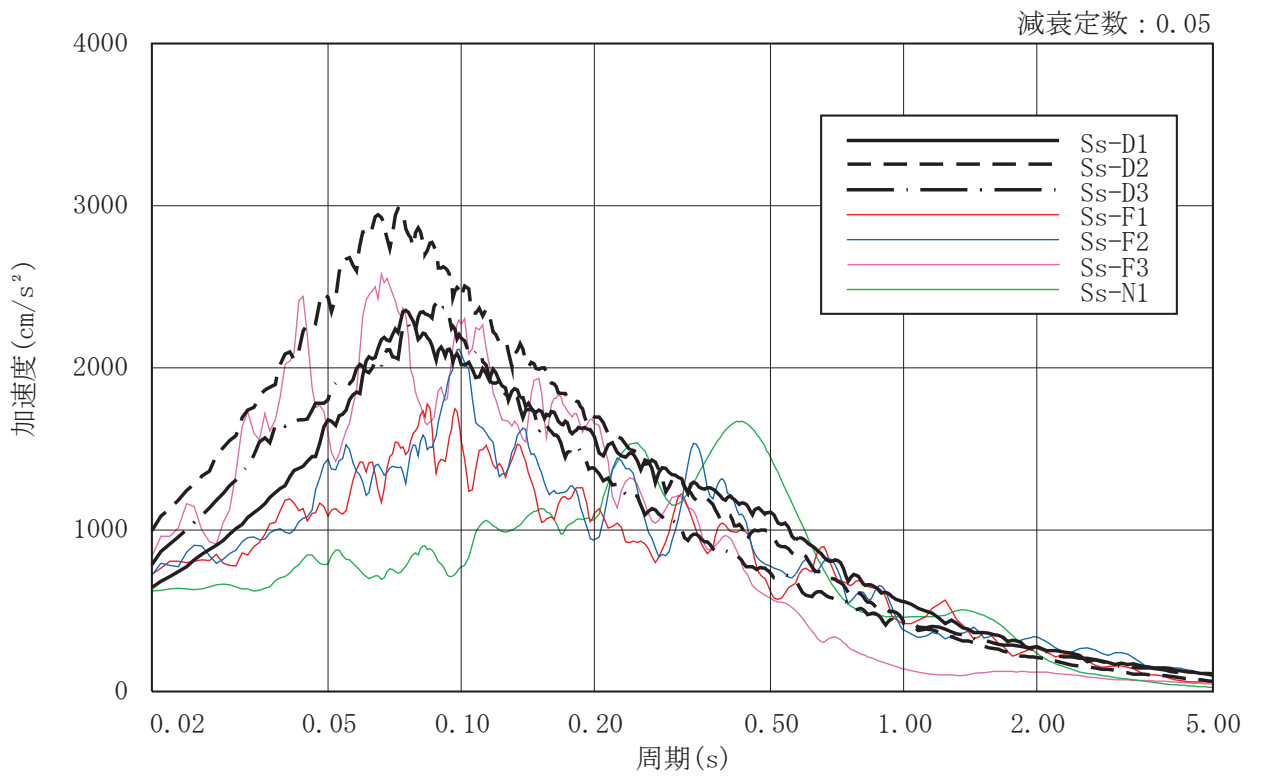


図 3-3 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s , 水平方向)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。その荷重の組合せを表 3-2 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重組合せ
S _s 地震時	G + P + S _s

[記号の説明]

G : 固定荷重

P : 地震と組み合わせべきプラントの運転状態における運転荷重

S_s : 基準地震動 S_s により定まる地震力

3.4 許容限界

補助ボイラー建屋の制御建屋に対する波及的影響の評価における許容限界は添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき、表 3-3 及び表 3-4 のとおり設定する。

表 3-3 波及的影響の評価における許容限界
(設計基準対象施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部 位	機能維持のための考え方	許容限界
制御建屋に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S_s	耐震壁	最大応答せん断ひずみが構造物全体としての構造強度の確認のための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}
		補助ボイラー建屋及び制御建屋	建屋間の最大相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	相対変位 100mm

表 3-4 波及的影響の評価における許容限界
(重大事故等対処施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部 位	機能維持のための考え方	許容限界
制御建屋に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S_s	耐震壁	最大応答せん断ひずみが構造物全体としての構造強度の確認のための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10^{-3}
		補助ボイラー建屋及び制御建屋	建屋間の最大相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	相対変位 100mm

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

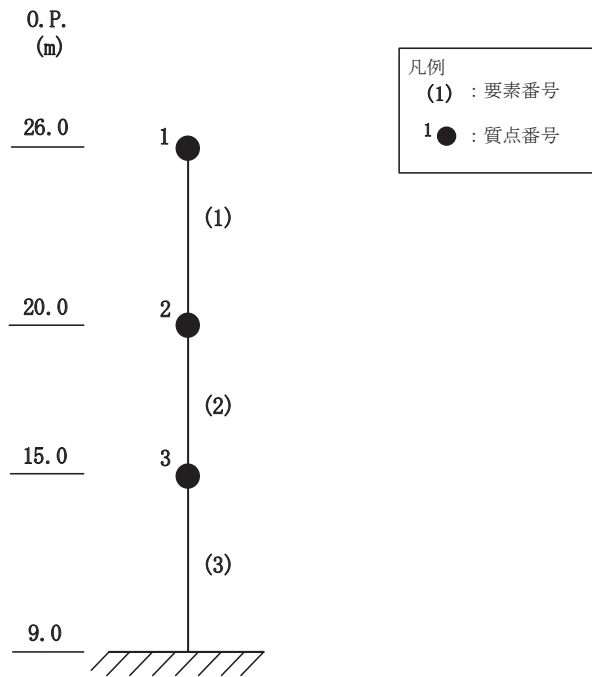
(1) 地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、建屋を曲げ変形とせん断変形をする耐震壁部からなる O.P. 9.0m を固定点とする基礎固定の質点系モデルとする。

水平方向の地震応答解析モデル及び諸元を図 3-4 に示す。

(2) 入力地震動

地震応答解析モデルへの入力地震動は、「3.2 評価に用いる地震波」に示す基準地震動 S_s とし、建屋基礎固定点に直接入力する。図 3-5 に、地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。



質点 番号	質点重量 (×10kN)	回転慣性重量 (×10kN・m ²)	要素 番号	せん断断面 (m ²)	断面2次 モーメント (m ⁴)		
		NS方向		NS方向	NS方向		
1	775	58124	(1)	13.88	2001.2		
2	1200	90104				(2)	1946.3
3	1414	106186				(3)	4094.0
—	—	—					

コンクリート部
 ヤング係数 E 2.26×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 0.97×10^4 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.167
 減衰定数 h 5%

(b) 質点重量・回転慣性重量・せん断断面積・断面2次モーメント

図 3-4 地震応答解析モデル (NS 方向)

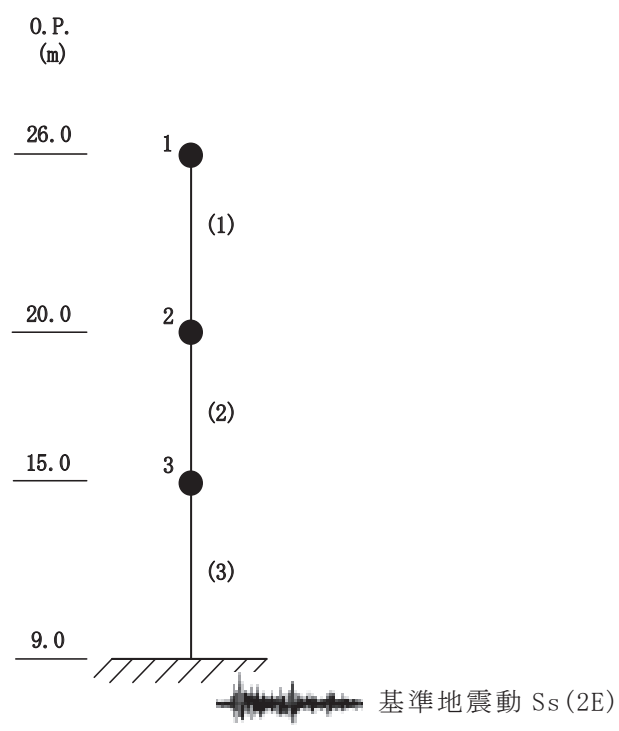


図 3-5 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（水平方向）

3.5.2 解析方法

補助ボイラー建屋の地震応答解析には，解析コード「NUPP4」を用いる。

建物・構築物の地震応答解析は，添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の解析方法に基づき，時刻歴応答解析により実施する。

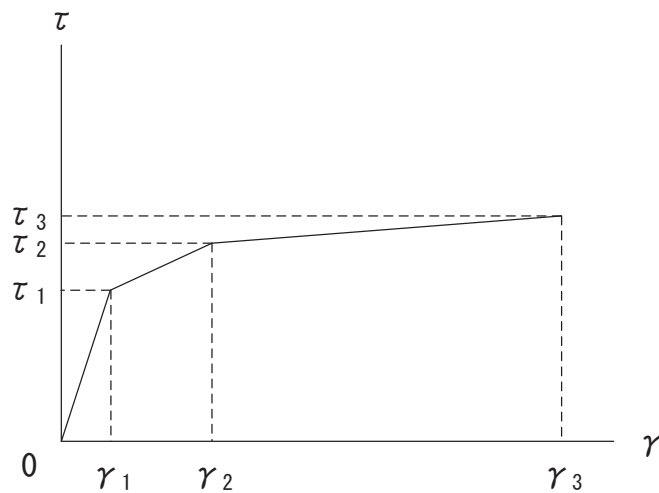
なお，地震応答解析に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.6 解析条件

3.6.1 建物・構築物の復元力特性

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係 ($\tau - \gamma$ 関係)

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係 ($\tau - \gamma$ 関係) は, 「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトンカーブとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-6 に示す。

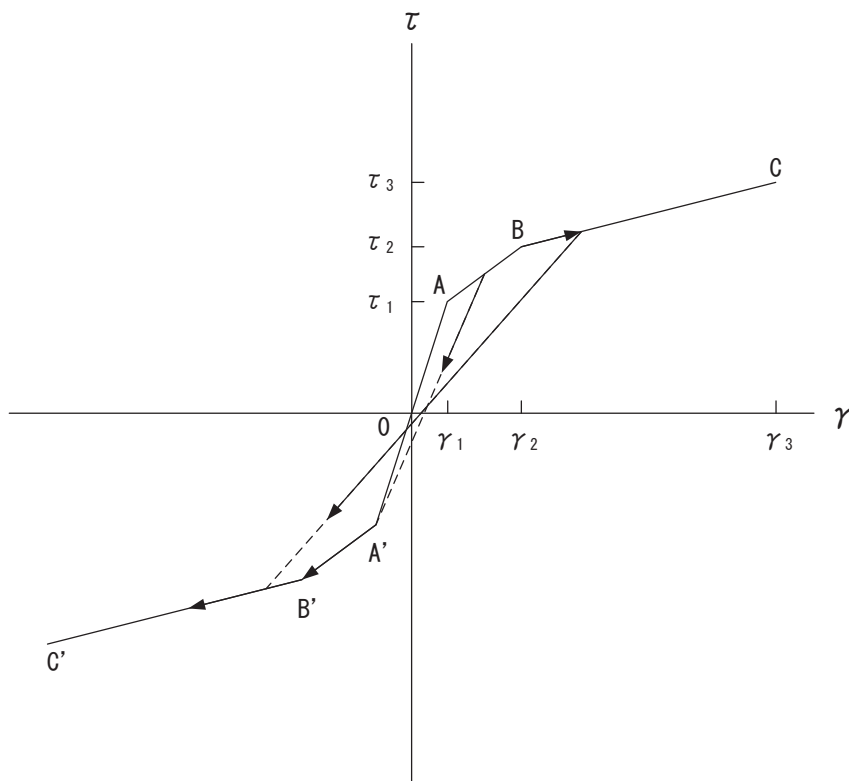


- τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度
- τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)

図 3-6 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき，最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-7 に示す。

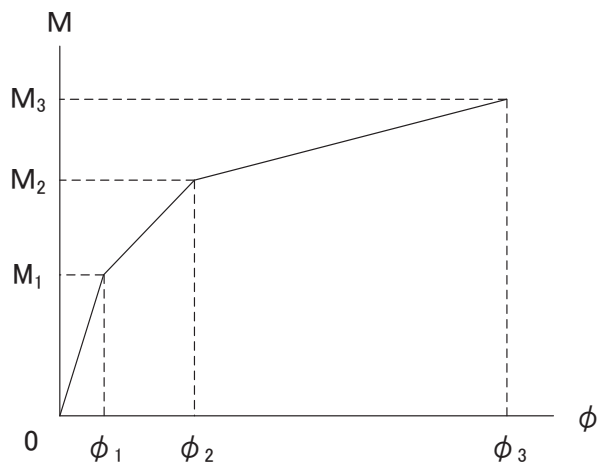


- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし，負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：負側最大点指向
- d. 各最大点は，スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-7 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は, 「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトンカーブとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-8 に示す。



M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント

M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント

M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第 1 折点の曲率

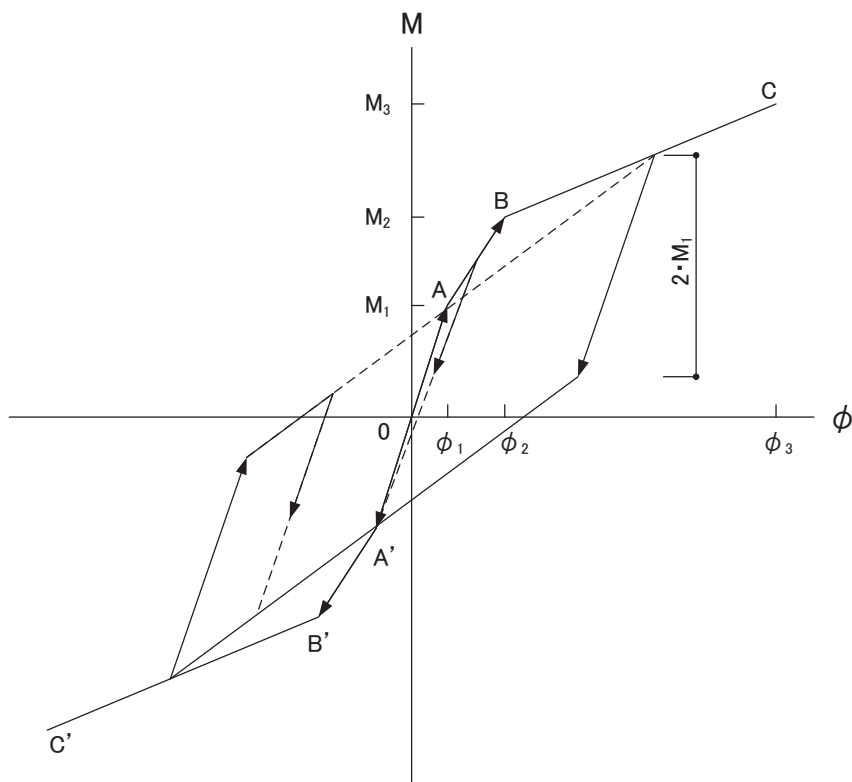
ϕ_2 : 第 2 折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-8 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 3-9 に示す。



- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第 2 折点を超えていなければ、負側第 2 折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点はスケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-9 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) スケルトンカーブの諸数値

補助ボイラー建屋の各耐震壁について算出したせん断力及び曲げモーメントのスケルトンカーブの諸数値を表 3-5 及び表 3-6 に示す。

表 3-5 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

NS 方向

O. P. (m)	τ_1 (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
26.00 ~ 20.00	1.64	2.22	4.71	0.169	0.508	4.00
20.00 ~ 15.00	1.84	2.48	4.74	0.189	0.567	4.00
15.00 ~ 9.00	1.81	2.44	4.57	0.187	0.560	4.00

表 3-6 曲げモーメントのスケルトンカーブ ($M - \phi$ 関係)

NS 方向

O. P. (m)	M_1 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
26.00 ~ 20.00	0.285	0.393	0.539	0.631	6.43	129
20.00 ~ 15.00	0.327	0.519	0.665	0.745	6.68	134
15.00 ~ 9.00	0.703	1.10	1.48	0.762	6.82	136

3.6.2 材料物性の不確かさ

解析においては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基本ケースにおける建屋応答を確認した上で、建屋応答への影響の大きい地震動に対して検討を実施する。さらに補助ボイラー建屋は波及的影響の評価対象であることから、上位クラス施設（制御建屋）で選定した地震動においても実施する方針とし、基準地震動 $S_s - D1$ 、 $S_s - D2$ 、 $S_s - D3$ 、 $S_s - F3$ 及び $S_s - N1$ に対して実施することとする。

材料物性の不確かさのうち、建屋剛性については、基準地震動 S_s 入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動 S_s について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。なお、終局耐力については、実機のコンクリート強度が設計基準強度より高い傾向にあり、終局耐力はその分高いほうに上振れすることが考えられるが、終局耐力の増加は建屋の変形を抑制する方向の評価となることから、これを考慮しない。

地盤物性の不確かさについては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す通り、基礎固定モデルであり、入力地震動は建屋基礎固定点に直接入力することから、これを考慮しない。

材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケースを表 3-7 に示す。

表 3-7 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

対象地震動	ケース名	スケルトンカーブ		建屋減衰
		初期剛性	終局耐力	
基準地震動 S_s (NS 方向)	ケース 1 (基本ケース)	設計基準強度を用いて JEAG 式で評価	設計基準強度を用いて JEAG 式で評価	5%
	ケース 4*1	基本ケースの 0.38 倍*2	同上	同上

注記*1：不確かさケースのケース名について，制御建屋との相対変位を評価する観点から，初期剛性の不確かさを考慮するケース名は，添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」におけるケース 4（建屋剛性：初期剛性の不確かさを考慮，地盤物性：標準地盤）と同様に「ケース 4」としている。

*2：建屋剛性（初期剛性）の不確かさについて，基準地震動 S_s 入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動 S_s について評価し，最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。具体的には，基準地震動 S_s 入力前後の 1 次固有振動数の比 ($f_{S_s \text{ 入力後}}/f_{S_s \text{ 入力前}}$) から算定した剛性比を基本ケースの初期剛性に掛けることによって算定する。

3.7 評価方法

補助ボイラー建屋の波及的影響の評価は、基準地震動 S_s における質点系モデルの地震応答解析結果を用い、以下のとおり評価する。

なお、以下の評価には、材料物性の不確かさを考慮する。

3.7.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

構造物全体としての変形性能の評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、応答せん断ひずみを算出し、最大応答せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

3.7.2 相対変位による評価方法

相対変位による評価は、「3.5 解析方法」に示す補助ボイラー建屋の地震応答解析モデルによる解析結果と添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」における地震応答解析結果から、地震動毎に最大応答変位の和を算出し、その値が許容限界を超えないことを確認する。最大相対変位を算出する際の基準点は、補助ボイラー建屋は基礎固定点、制御建屋は基礎底面レベルの地盤面とする。

また、衝突のおそれのある床レベルに地震応答解析モデルの質点がない場合には、当該床レベルの上下質点の応答変位を用いた線形補間により、当該床レベルの変位を算出する。

更に、上記の最大相対変位が許容限界を超える場合には、各建屋の時刻歴応答変位による相対変位が、許容限界を超えないことを確認する。

なお、補助ボイラー建屋は基礎固定モデルのため地盤物性の不確かさは考慮していないことから、地震応答解析ケースはケース 1 とケース 4 の 2 ケースである一方、制御建屋では地盤物性の不確かさを考慮しており、地震応答解析ケースは 6 ケースとしている。このため、相対変位による評価にあたっては、添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」における地震応答解析ケースのうち制御建屋のケース 1, 2, 3 は補助ボイラー建屋のケース 1 と、制御建屋のケース 4, 5, 6 は補助ボイラー建屋のケース 4 との相対変位とする。

4. 評価結果

4.1 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期，固有振動数及び刺激係数）を表 4-1 に，刺激関数図を図 4-1 に示す。

なお，刺激係数は，各次の固有ベクトル{u}に対し，最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

表 4-1 固有値解析結果（NS 方向）

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.084	11.97	1.318	建屋全体 1 次
2	0.037	26.97	0.246	建屋全体 2 次
3	0.029	35.04	0.243	建屋全体 3 次

注記*：各次の固有ベクトル{u}に対し，最大振幅が 1.0 となるように規準化

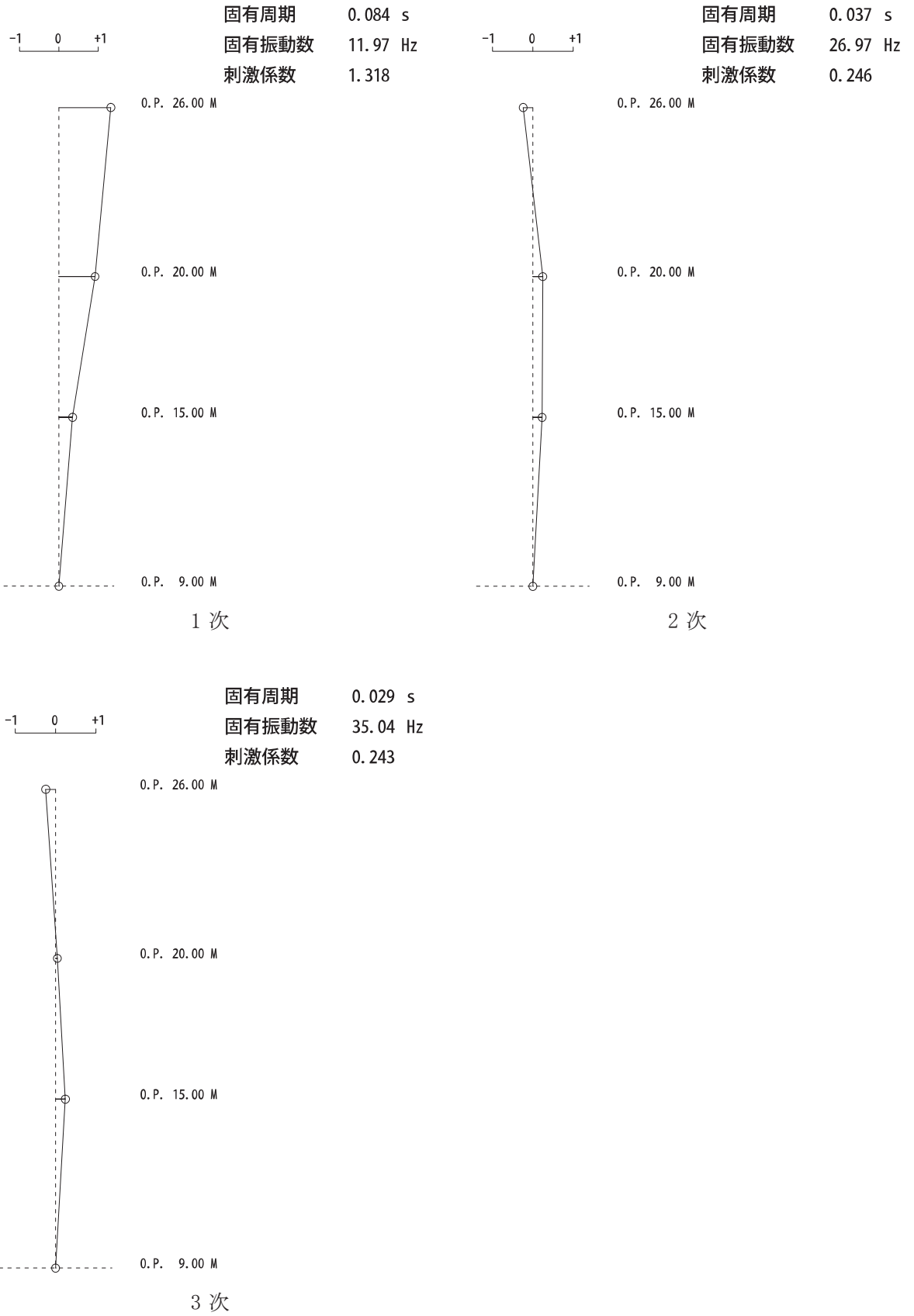


图 4-1 刺激関数図 (NS 方向)

4.2 構造物全体としての変形性能の評価結果

基準地震動 S_s に対する最大応答せん断ひずみ (NS 方向) を表 4-1 に示す。

その結果、ケース 1 (基本ケース) において、最大応答せん断ひずみは 1.16×10^{-3} (要素番号(2), $S_s - D 2$) である。また、材料物性の不確かさを考慮した場合の最大応答せん断ひずみは、最大で 1.21×10^{-3} (要素番号(2), ケース 4, $S_s - D 2$) であり、いずれの場合においても許容限界 (4.00×10^{-3}) を超えないことを確認した。

表 4-2 建屋の最大応答せん断ひずみ (NS 方向)

(単位: $\times 10^{-3}$)

方向 \ ケース	ケース 1 (基本ケース)	ケース 4	許容限界
NS	1.16 ($S_s - D 2$)	1.21 ($S_s - D 2$)	4.00

注: () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 $S_s - D 1$, $S_s - D 2$, $S_s - D 3$, $S_s - F 3$ 及び $S_s - N 1$ に対して実施。

4.3 相対変位による評価結果

基準地震動 S_s に対する建屋間の最大相対変位 (NS 方向) を表 4-2 に示す。

その結果、ケース 1 (基本ケース) において、最大相対変位は、補助ボイラー建屋質点レベル 0. P. 26. 00m (制御建屋質点レベル 0. P. 29. 15~0. P. 22. 95m の中間レベル) で 33. 7mm ($S_s - D 2$) である。また、材料物性の不確かさを考慮した場合の最大相対変位は、ケース 1 と同一の床レベルで 45. 2mm ($S_s - D 2$, ケース 6) であり、いずれの場合においても許容限界 (100mm) を超えないことを確認した。

表 4-3 補助ボイラー建屋と制御建屋の最大相対変位 (NS 方向, 絶対値和)

(単位 : mm)

補助ボイラー建屋		制御建屋		ケース 1 (基本ケース)	ケース 2*1	ケース 3*1	ケース 4	ケース 5*1	ケース 6*1	許容 限界
質点 番号	0. P. (m)	質点 番号	0. P. (m)							
1	26. 00	*2	26. 00	33. 7 ($S_s - D 2$)	33. 6 ($S_s - D 2$)	33. 8 ($S_s - D 2$)	45. 1 ($S_s - D 2$)	45. 1 ($S_s - D 2$)	45. 2 ($S_s - D 2$)	100
2	20. 00	3	19. 50	24. 6 ($S_s - D 2$)	24. 5 ($S_s - D 2$)	24. 7 ($S_s - D 2$)	31. 4 ($S_s - D 2$)	31. 3 ($S_s - D 2$)	31. 5 ($S_s - D 2$)	
3	15. 00	4	15. 00	13. 0 ($S_s - D 1$)	13. 0 ($S_s - D 1$)	13. 1 ($S_s - D 2$)	18. 8 ($S_s - D 1$)	18. 7 ($S_s - D 1$)	18. 9 ($S_s - D 1$)	

注 : () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 $S_s - D 1$, $S_s - D 2$, $S_s - D 3$, $S_s - F 3$ 及び $S_s - N 1$ に対して実施。

注記*1 : 補助ボイラー建屋は基礎固定モデルのため地盤物性の不確かさは考慮していないことから、地震応答解析ケースはケース 1 とケース 4 の 2 ケースである一方、制御建屋では地盤物性の不確かさを考慮しており、地震応答解析ケースは 6 ケースとしている。このため、相対変位による評価にあたっては、添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」における地震応答解析ケースのうち制御建屋のケース 1, 2, 3 は補助ボイラー建屋のケース 1 と、制御建屋のケース 4, 5, 6 は補助ボイラー建屋のケース 4 との相対変位とする。

*2 : 補助ボイラー建屋の質点番号 1 (0. P. 26. 00m) の応答変位に加算する制御建屋の応答変位は、制御建屋の上下階の質点間 (0. P. 29. 15m~0. P. 22. 95m) で線形補間して算定する。

VI-2-11-2-5 第1号機制御建屋の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要.....	1
2. 基本方針.....	1
2.1 位置.....	1
2.2 構造概要.....	2
2.3 評価方針.....	11
2.4 適用規格・基準等.....	12
3. 評価方法.....	13
3.1 評価対象部位及び評価方針.....	13
3.2 評価に用いる地震波.....	15
3.3 荷重及び荷重の組合せ.....	19
3.4 許容限界.....	20
3.5 解析方法.....	21
3.6 解析条件.....	27
3.7 評価方法.....	38
4. 評価結果.....	39
4.1 固有値解析結果.....	39
4.2 構造物全体としての変形性能の評価結果.....	41
4.3 相対変位による評価結果.....	42

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、第1号機制御建屋が制御建屋に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価は、制御建屋の有する機能が保持されることを確認するために、施設の損傷、転倒、落下等による影響では、第1号機制御建屋の構造物全体としての変形性能の評価を、建屋間の相対変位による影響では、制御建屋への衝突の有無を確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

第1号機制御建屋の設置位置を図2-1に示す。

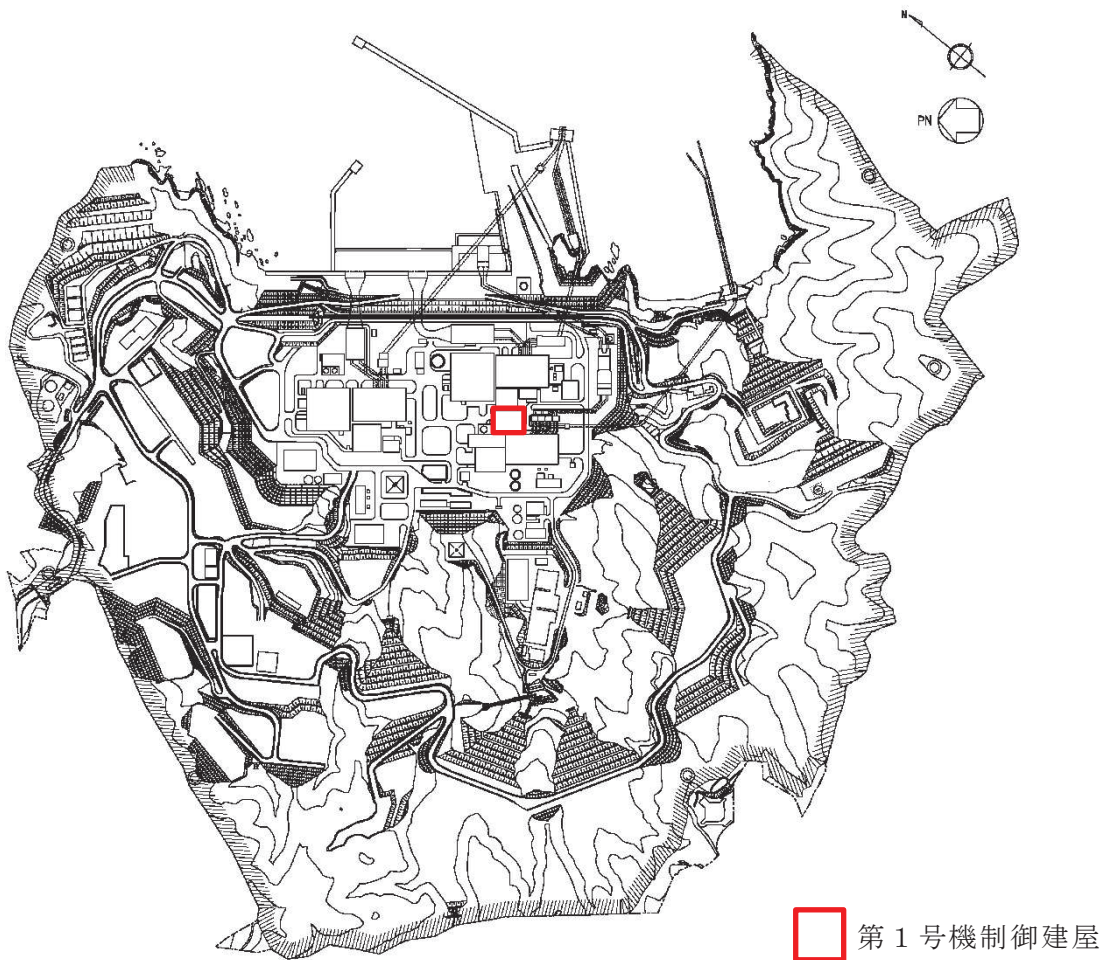


図2-1 第1号機制御建屋の設置位置

2.2 構造概要

第1号機制御建屋は、地下3階、地上3階で、基礎底面からの高さは約29.2m（地上部約14.4m、地下部14.8m）、平面は54.0m（NS）×41.0m（EW）*である。

建屋の構造は鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）であり、その主たる耐震要素は耐震壁である。

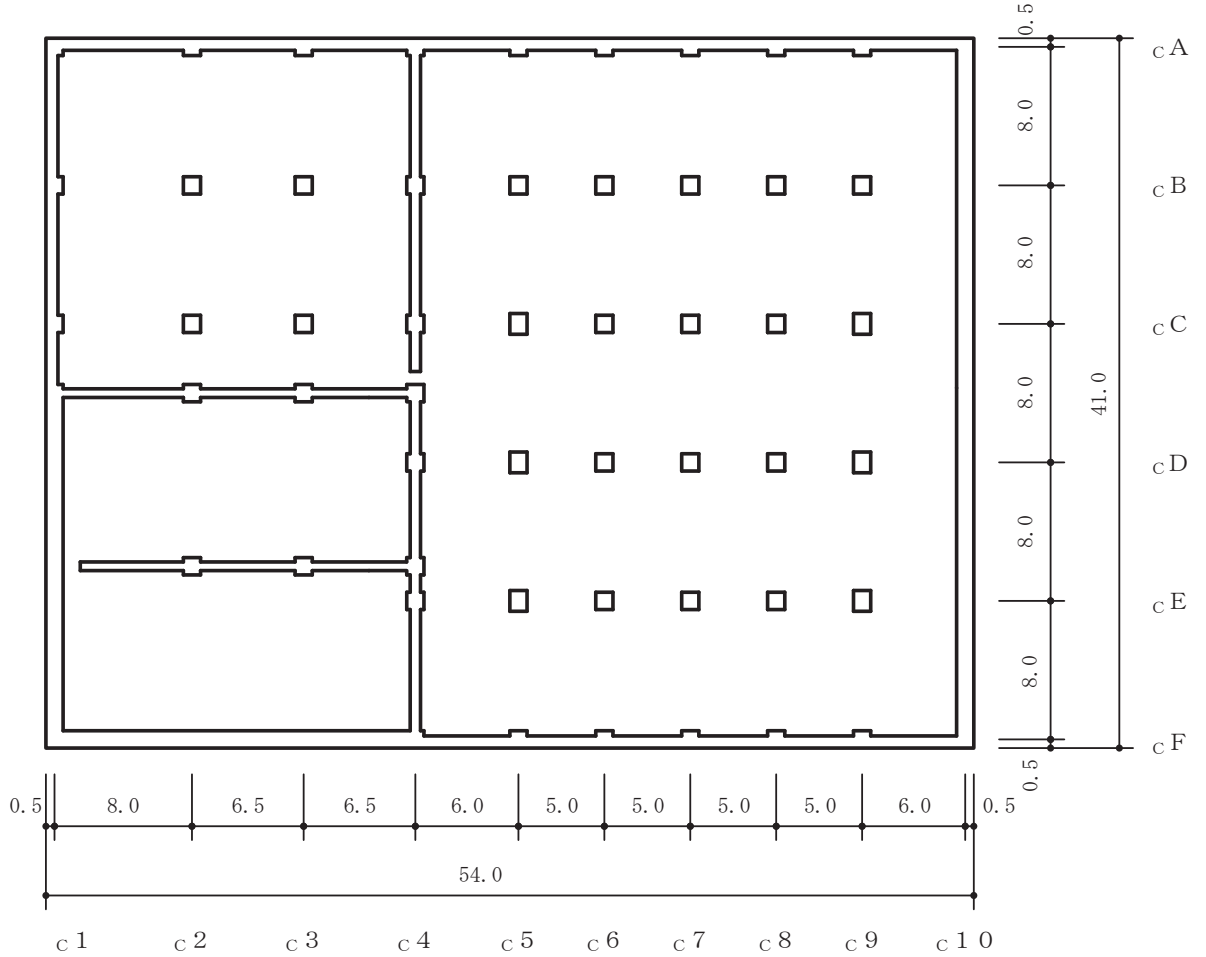
第1号機制御建屋の基礎は、厚さ1.5mのべた基礎で、支持地盤である岩盤上に直接又はマンメイドロックを介して設置されている。

第1号機制御建屋の概略平面図を図2-2に概略断面図を図2-3に、建屋配置図を図2-4に、第1号機制御建屋と制御建屋のクリアランスを図2-5に示す。

注記*：建屋寸法は壁外面押えとする。



O 2 ⑥ VI-2-11-2-5 R 5

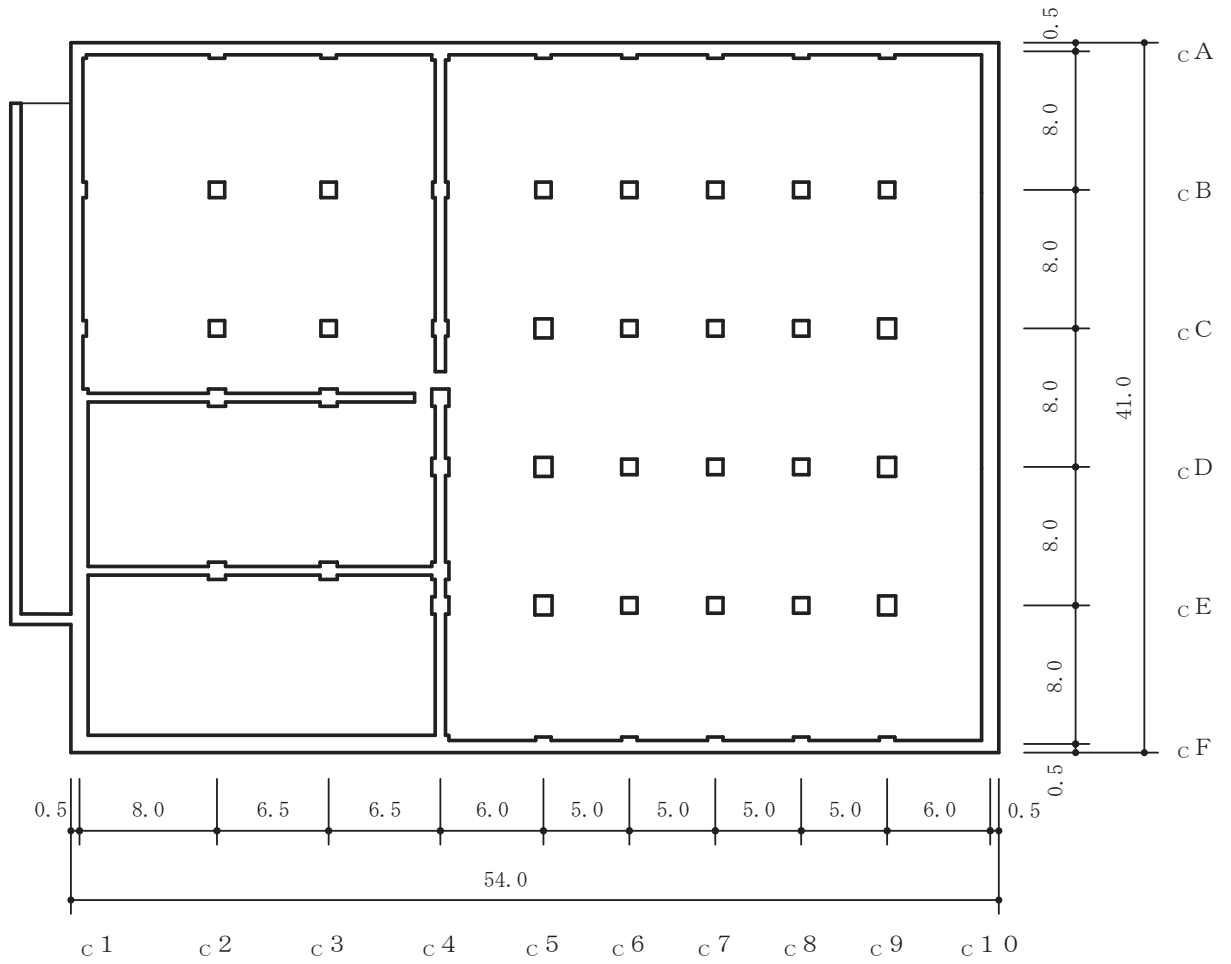


(単位：m)

図 2-2(1) 第 1 号機制御建屋の概略平面図 (0.P. * 1.5m)

注記* : 0.P. は女川原子力発電所工事用基準面であり, 東京湾平均海面 (T.P.) -0.74m である。

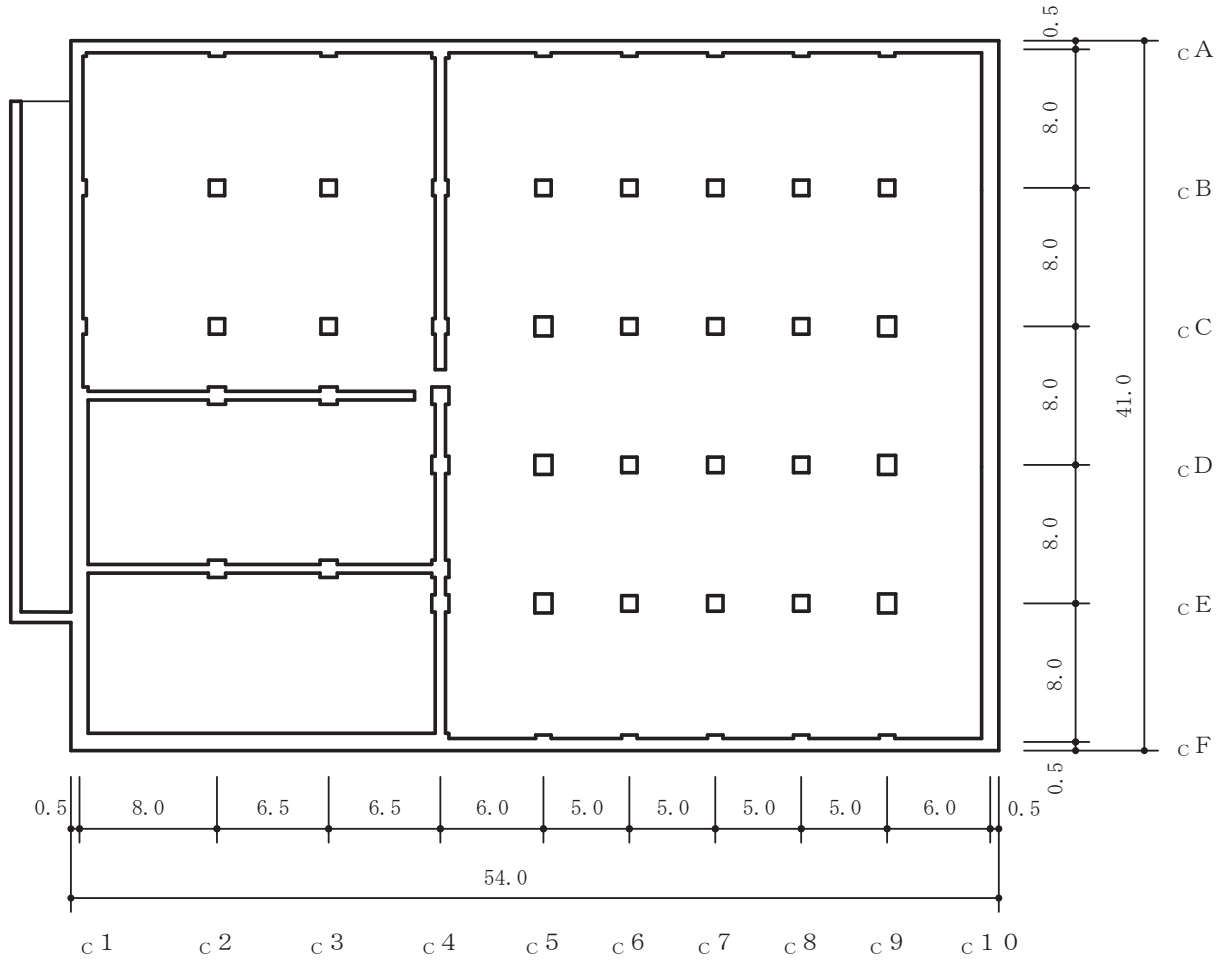
○ 2 ⑥ VI-2-11-2-5 R 5



(単位 : m)

図 2-2(2) 第 1 号機制御建屋の概略平面図 (0. P. 5. 0m)

○ 2 ⑥ VI-2-11-2-5 R 5

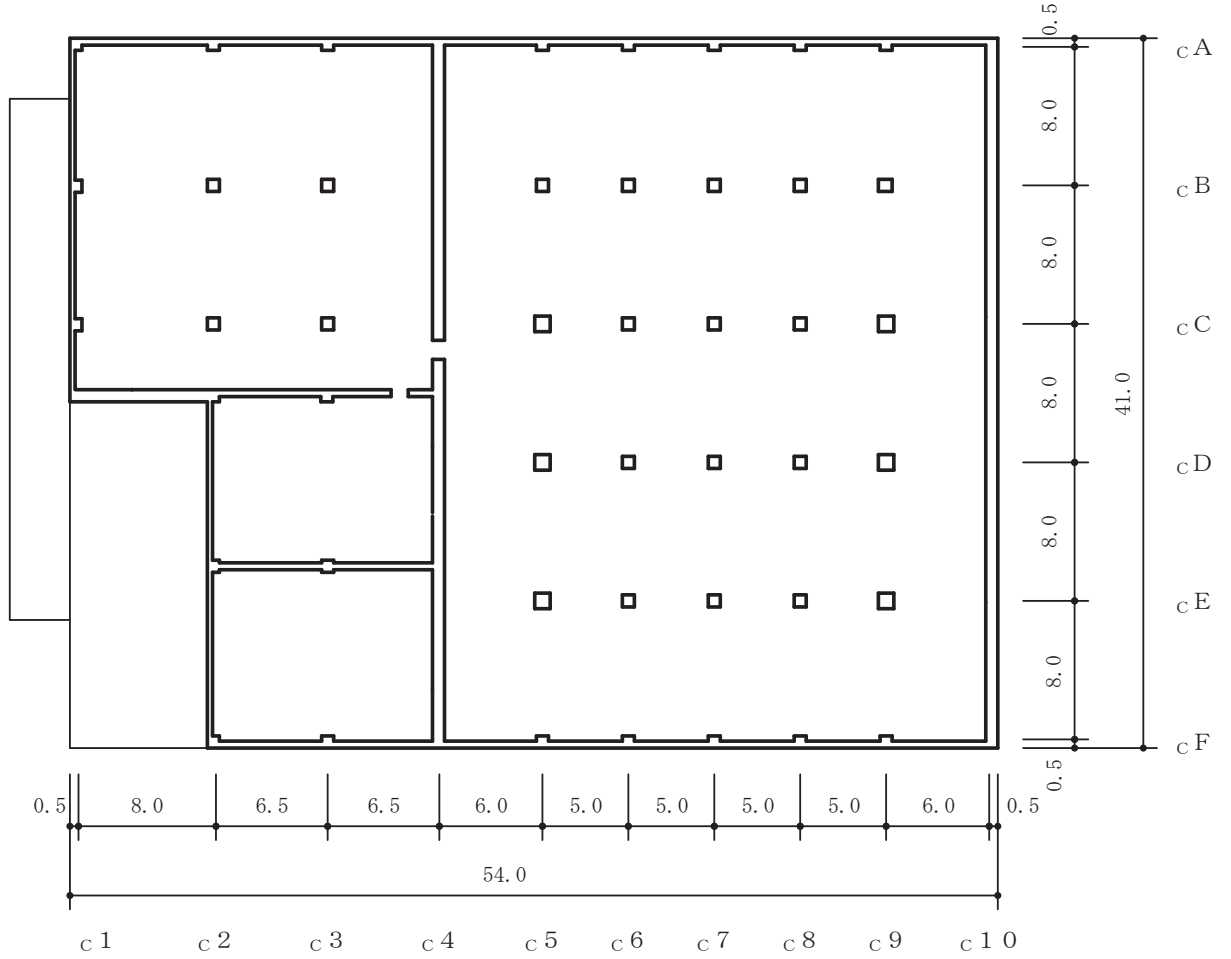


(単位 : m)

図 2-2(3) 第 1 号機制御建屋の概略平面図 (0.P. 10.5m)



O 2 ⑥ VI-2-11-2-5 R 5

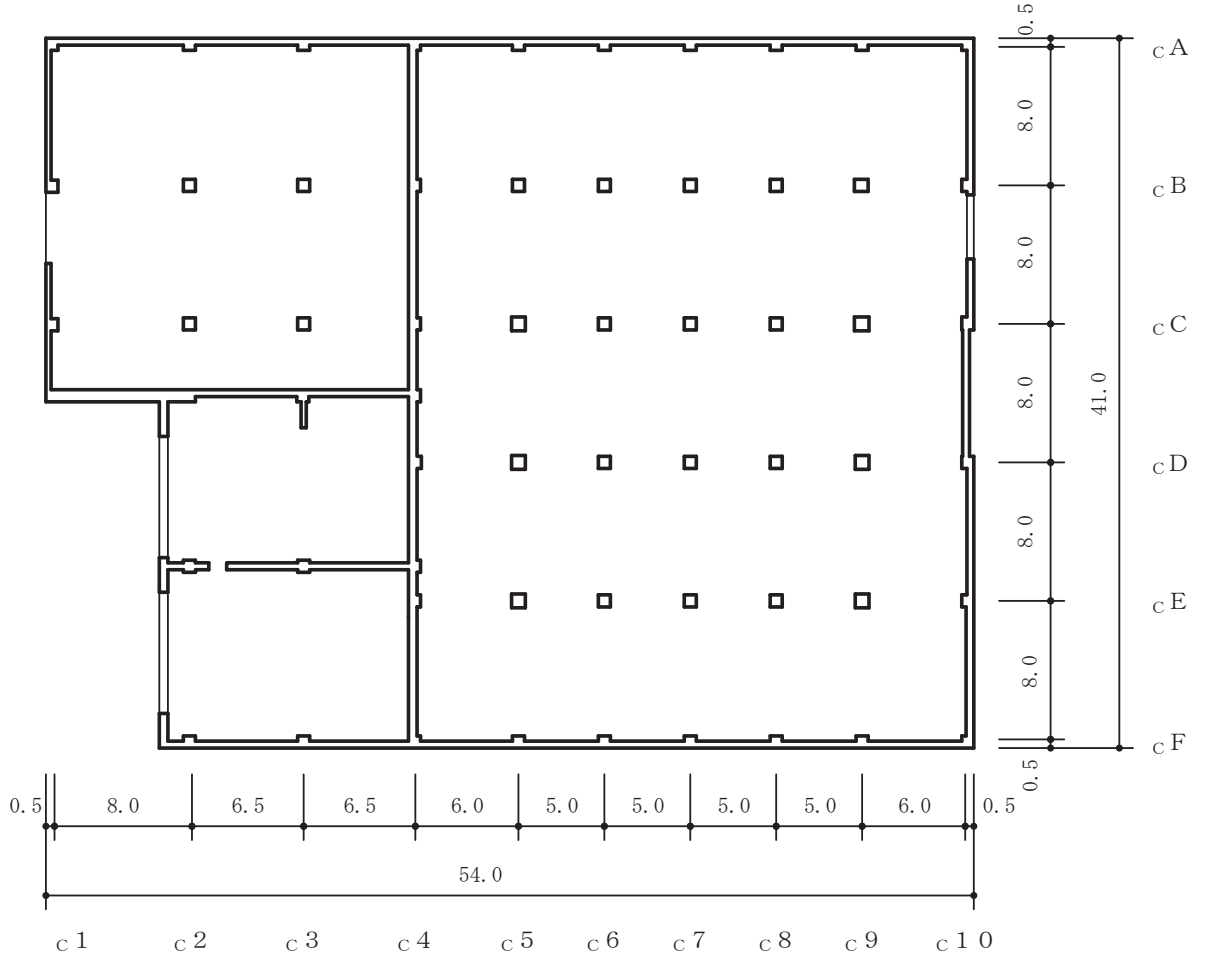


(単位：m)

図 2-2(4) 第 1 号機制御建屋の概略平面図 (0.P. 15.0m)



O 2 ⑥ VI-2-11-2-5 R 5

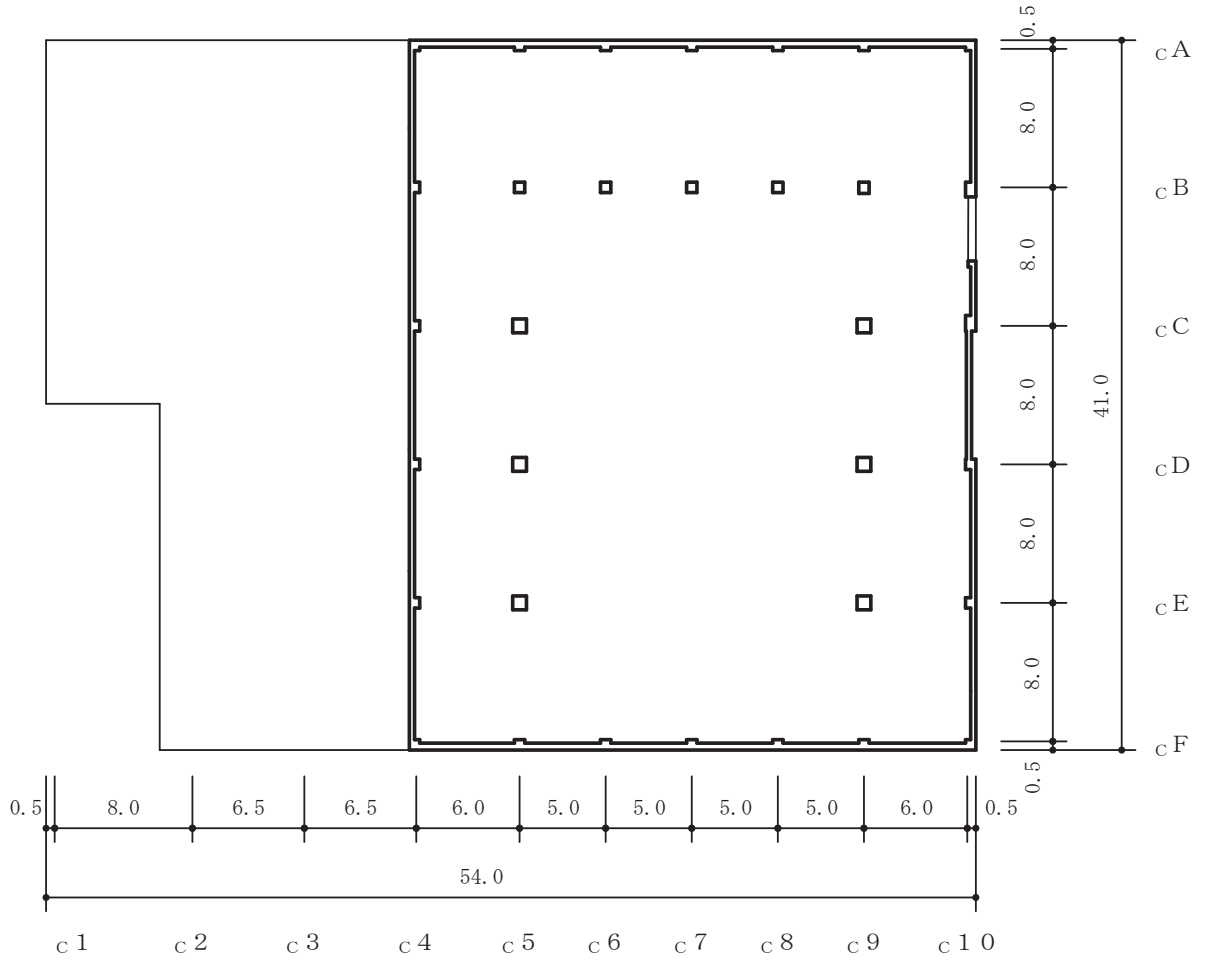


(単位 : m)

図 2-2(5) 第 1 号機制御建屋の概略平面図 (0.P. 19.5m)

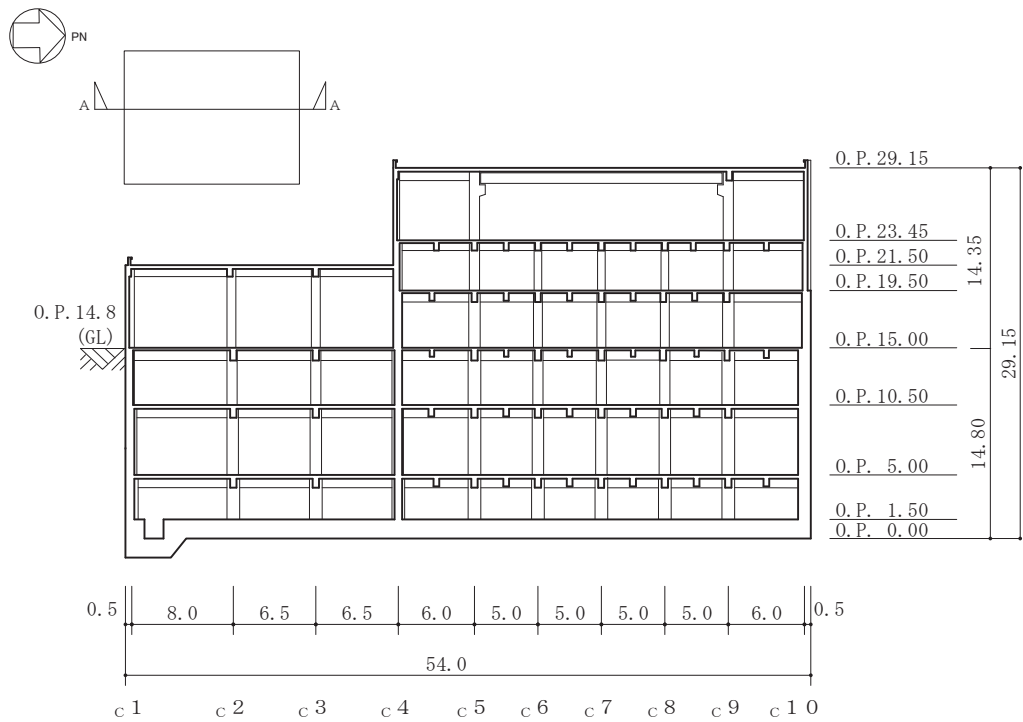


02 ⑥ VI-2-11-2-5 R5



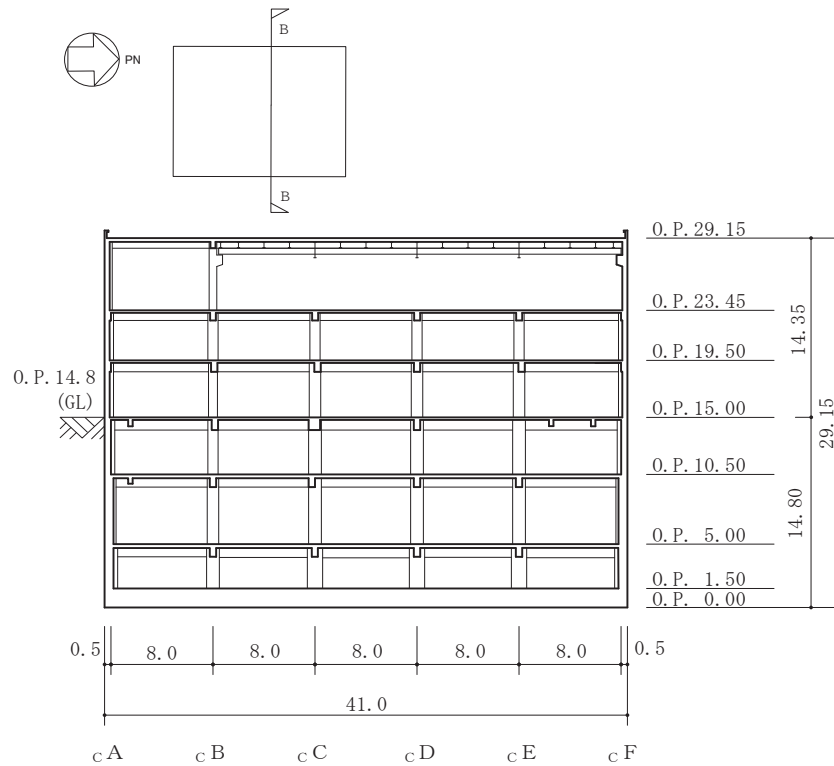
(単位：m)

図 2-2(6) 第 1 号機制御建屋の概略平面図 (0.P. 23.45m)



(単位 : m)

図 2-3(1) 第 1 号機制御建屋の概略断面図 (A-A 断面, NS 方向)



(単位 : m)

図 2-3(2) 第 1 号機制御建屋の概略断面図 (B-B 断面, EW 方向)

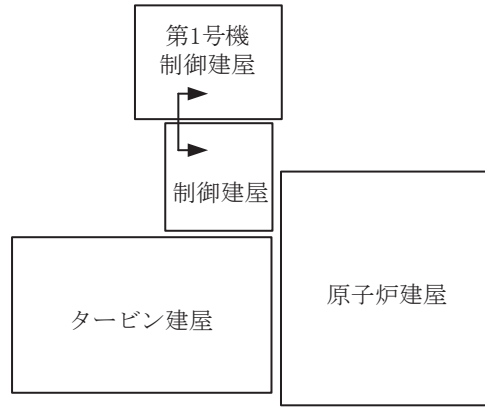


図 2-4 建屋配置図

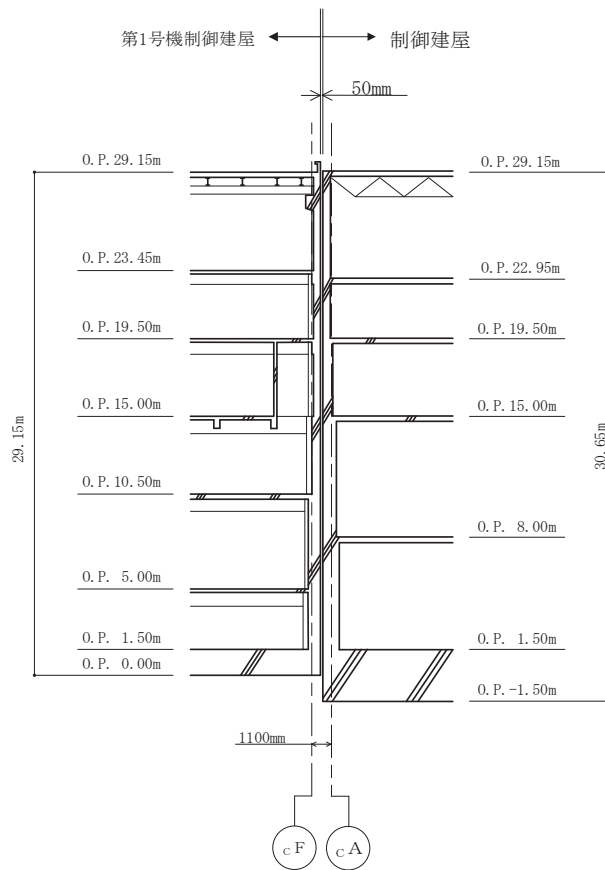


図 2-5 第 1 号機制御建屋と制御建屋のクリアランス

2.3 評価方針

第1号機制御建屋は、制御建屋と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価を行う。

第1号機制御建屋の設計基準対象施設に対する波及的影響の評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。第1号機制御建屋の波及的影響の評価は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価において、施設の損傷、転倒、落下等による影響では、構造物全体としての変形性能について行う。建屋間の相対変位による影響では、制御建屋との相対変位による評価を行うことで、制御建屋への衝突の有無の確認を行う。この相対変位による評価では、第1号機制御建屋の最大応答変位及び添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」に基づく最大応答変位を用いる。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。

なお、第1号機制御建屋は、その配置上、制御建屋と接触する可能性が高いEW方向に対して波及的影響の評価を行う。

また、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価においては、 S_s 地震時に対する評価を行う。ここで第1号機制御建屋では、設計基準事故時及び重大事故等時の状態における圧力、温度等の条件に有意な差異がないことから、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価は、設計基準対象施設に対する波及的影響の評価と同一となる。

2.4 適用規格・基準等

第1号機制御建屋の波及的影響評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法（昭和25年5月24日法律第201号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和25年11月16日政令第338号）
- ・ 日本建築学会 1979年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補-1984）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- ・ 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）（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

第1号機制御建屋の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

構造物全体としての変形性能の評価では、質点系モデルを用いた地震応答解析結果により求められる耐震壁の最大応答せん断ひずみが、許容限界を超えないことを確認する。

制御建屋との相対変位による評価では、両建屋の最大応答変位の絶対値和（以下「最大相対変位」という。）と建屋間のクリアランスの大小関係により、隣接する制御建屋への衝突の有無を確認する。なお、最大相対変位が許容限界を超過する場合には、両建屋の時刻歴上の相対変位から衝突の有無を確認する。

以上の評価では、材料物性の不確かさを考慮する。

図3-1に波及的影響の評価フローを示す。

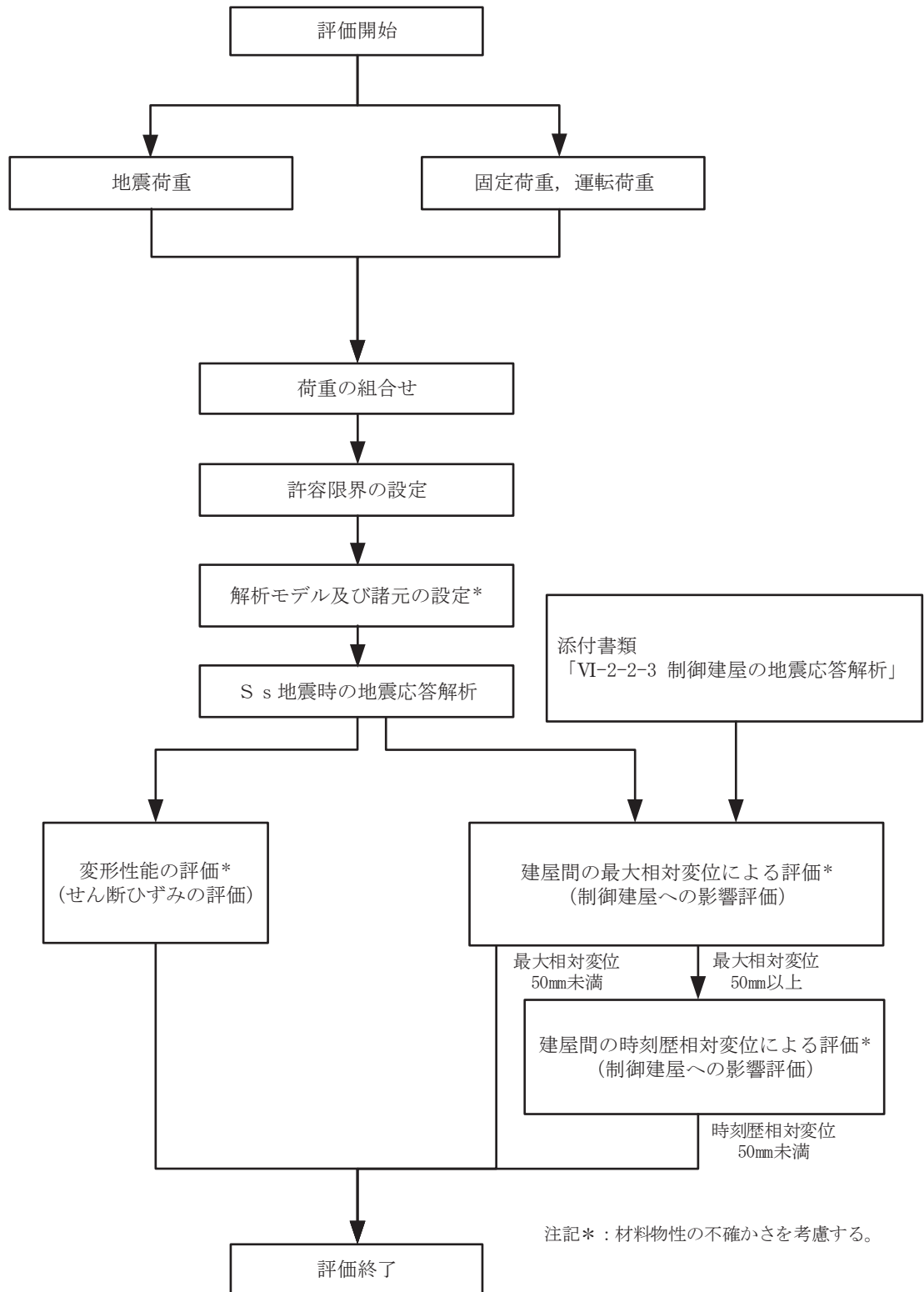


図 3-1 第 1 号機制御建屋の波及的影響の評価フロー

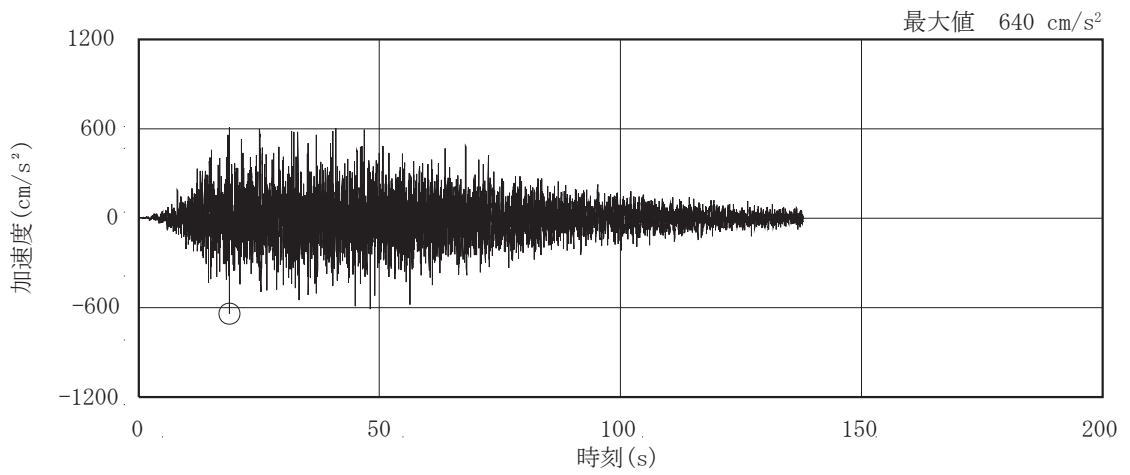
3.2 評価に用いる地震波

第1号機制御建屋の地震応答解析に用いる地震波は、上位クラス施設である制御建屋の評価に適用した添付書類「VI-2-1-2 基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する地震波のうち、基準地震動 S_s とする。

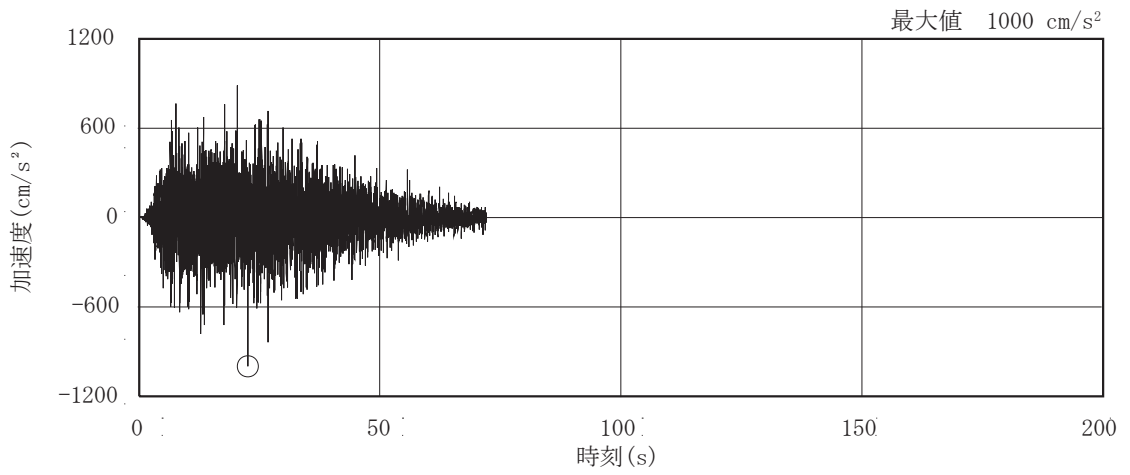
基準地震動 S_s の最大加速度一覧を表 3-1 に、加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを、図 3-2 及び図 3-3 に示す。

表 3-1 基準地震動 S_s の最大加速度一覧

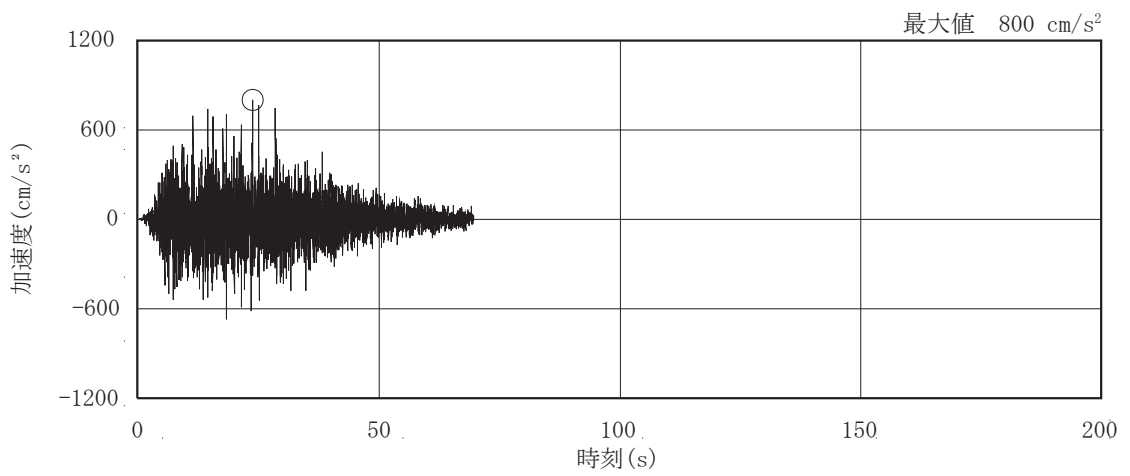
基準地震動		最大加速度 (cm/s ²)	
		水平方向	鉛直方向
S _s -D 1	プレート間地震の応答スペクトルに基づく手法による基準地震動	640	430
S _s -D 2	海洋プレート内地震 (SMGA マントル内) の応答スペクトルに基づく手法による基準地震動	1000	600
S _s -D 3	海洋プレート内地震 (SMGA 地殻内) の応答スペクトルに基づく手法による基準地震動	800	500
S _s -F 1	プレート間地震の断層モデルを用いた手法による基準地震動 (応力降下量 (短周期レベル) の不確かさ)	717	393
S _s -F 2	プレート間地震の断層モデルを用いた手法による基準地震動 (SMGA 位置と応力降下量 (短周期レベル) の不確かさの重畳)	722	396
S _s -F 3	海洋プレート内地震 (SMGA マントル内) の断層モデルを用いた手法による基準地震動 (SMGA マントル内集約)	835	443
S _s -N 1	2004 年北海道留萌支庁南部地震 (K-NET 港町) の検討結果に保守性を考慮した地震動	620	320



(a) S s - D 1

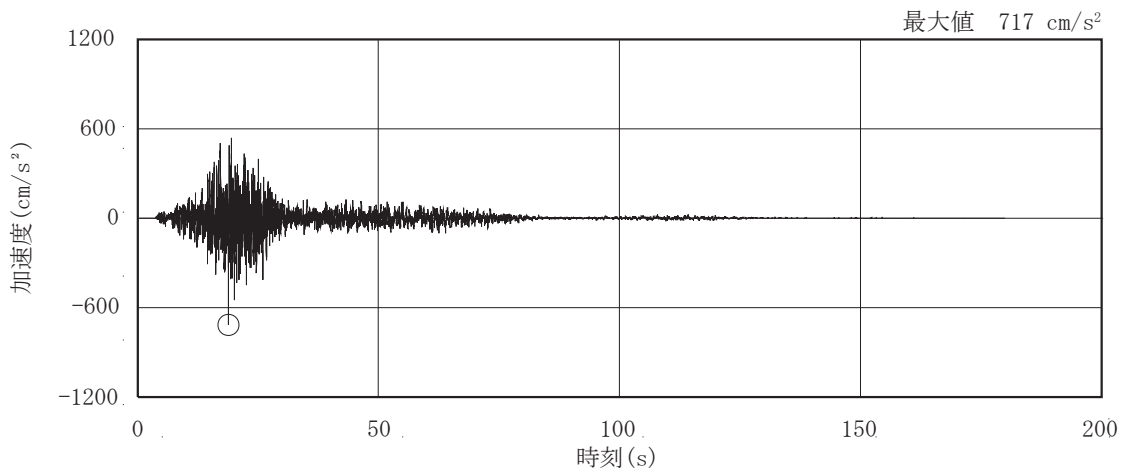


(b) S s - D 2

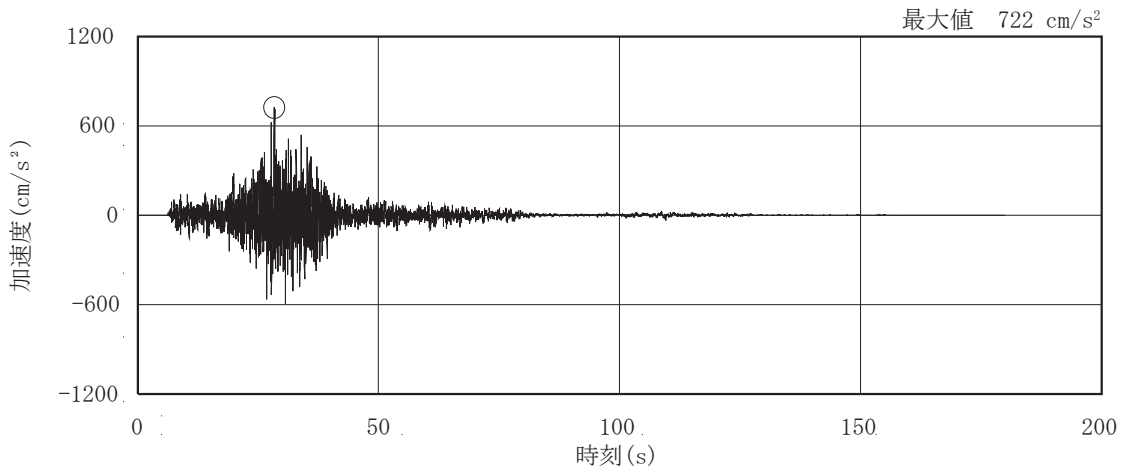


(c) S s - D 3

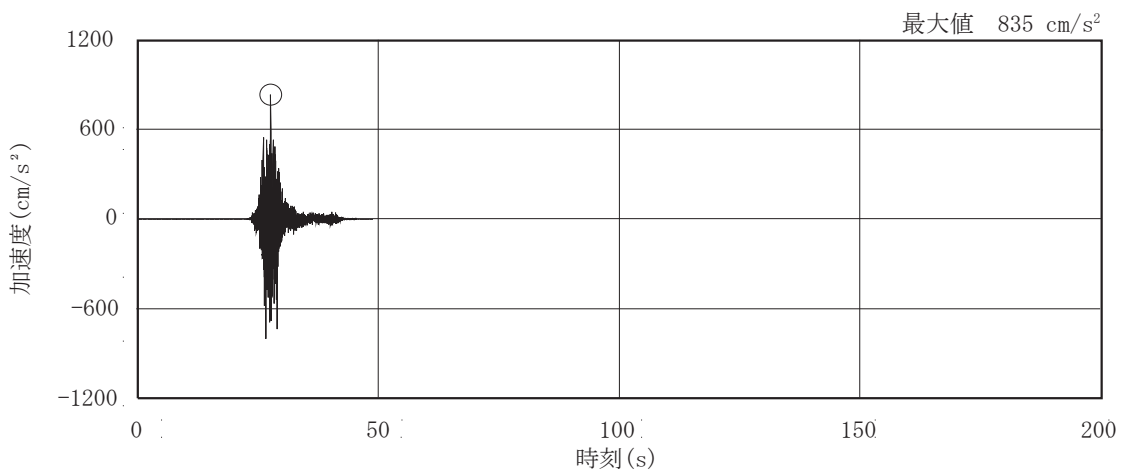
图 3-2(1) 加速度時刻歷波形 (基準地震動 S s , 水平方向) (1/3)



(d) S s - F 1

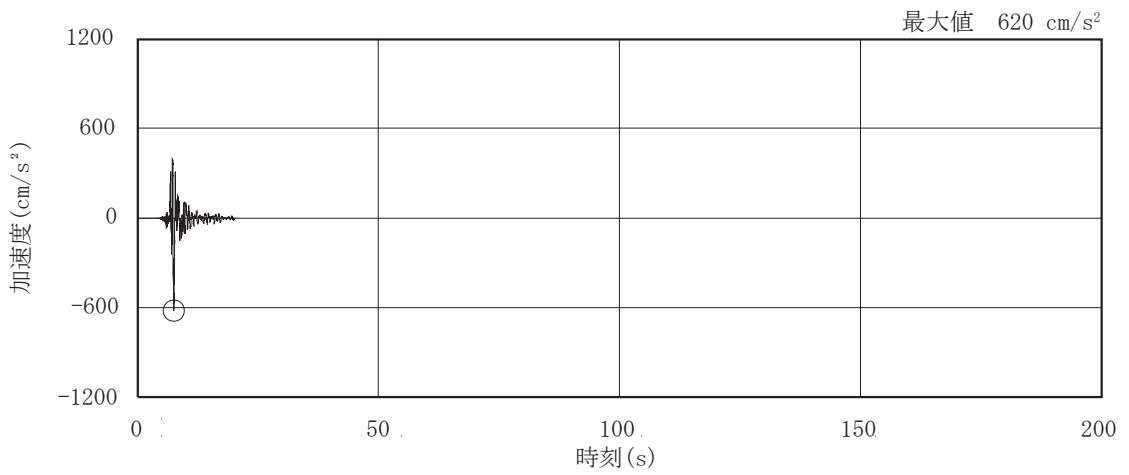


(e) S s - F 2



(f) S s - F 3

图 3-2(2) 加速度時刻歷波形 (基準地震動 S s , 水平方向) (2/3)



(g) S s - N 1

図 3-2(3) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s , 水平方向) (3/3)

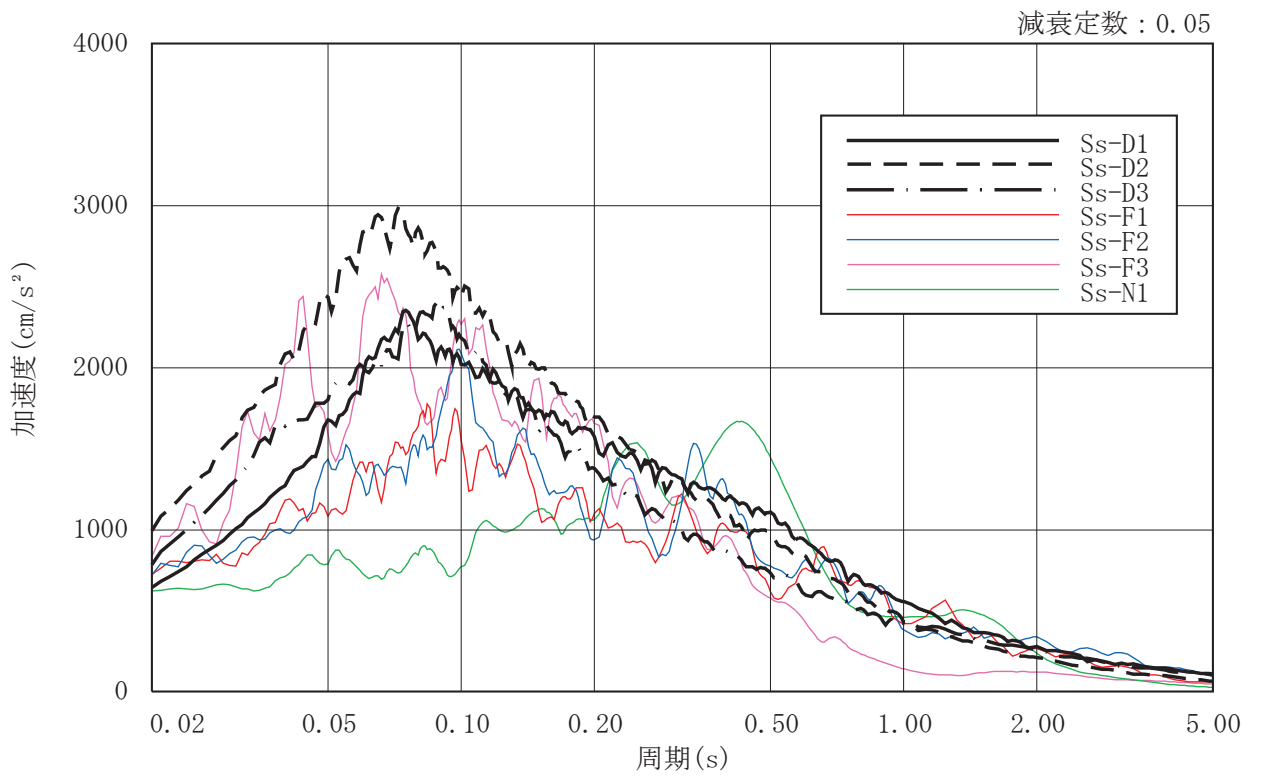


図 3-3 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s , 水平方向)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。その荷重の組合せを表 3-2 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重組合せ
S _s 地震時	G + P + S _s

[記号の説明]

G : 固定荷重

P : 地震と組み合わせべきプラントの運転状態における運転荷重

S_s : 基準地震動 S_s により定まる地震力

3.4 許容限界

第1号機制御建屋の制御建屋に対する波及的影響の評価における許容限界は添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき、表3-3及び表3-4のとおり設定する。

表3-3 波及的影響の評価における許容限界
(設計基準対象施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部 位	機能維持のための考え方	許容限界
制御建屋に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S _s	耐震壁	最大応答せん断ひずみが構造物全体としての構造強度の確認のための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10 ⁻³
		第1号機制御建屋及び制御建屋	建屋間の最大相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	相対変位 50mm

表3-4 波及的影響の評価における許容限界
(重大事故等対処施設に対する評価)

機能設計上の性能目標	地震力	部 位	機能維持のための考え方	許容限界
制御建屋に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S _s	耐震壁	最大応答せん断ひずみが構造物全体としての構造強度の確認のための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 4.0×10 ⁻³
		第1号機制御建屋及び制御建屋	建屋間の最大相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	相対変位 50mm

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

(1) 地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、建屋を曲げ変形とせん断変形をする耐震壁部及び面内せん断変形をする床スラブ部からなる質点系モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成モデルとする。

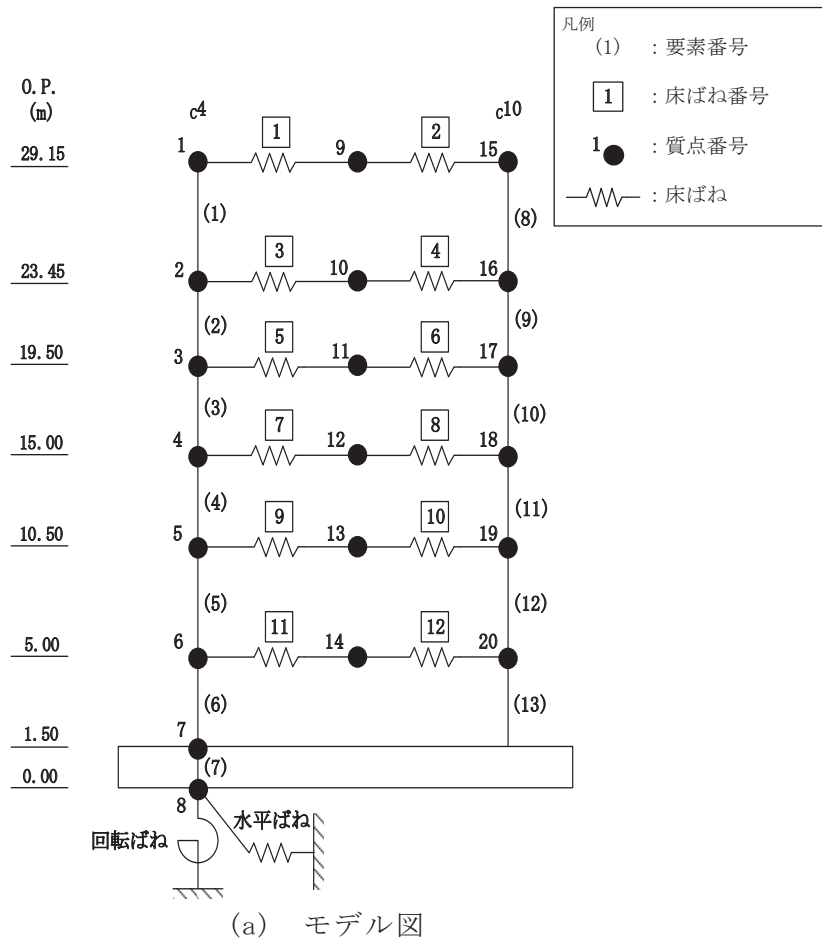
水平方向の地震応答解析モデル及び諸元を図 3-4 に示す。なお、平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震等の地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等に伴う初期剛性の低下について、観測記録を用いた検討により確認したことから解析モデルに考慮する。復元力特性の設定にあたっては、地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等の要因は初期剛性及びその後の剛性を低下させるが、機能維持限界耐力及び終局耐力は既工認の復元力特性の各耐力を上回っていることを試験等により確認したことから、この復元力特性に初期剛性低下を反映して適用する。耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数を表 3-5 に示す。

(2) 地盤ばね

基礎版底面下の地盤は、水平方向の地震応答解析モデルにおいては水平ばね及び回転ばねで置換している。この水平ばね及び回転ばねは、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」により、基礎版底面下の地盤を等価な半無限地盤と見なして、振動アドミッタンス理論に基づいて評価している。いずれのばねも振動数に依存した複素剛性として表現されるが、図 3-5 に示すようにばね定数として、実部の静的な値(K_0)を、また、減衰係数(C_0)として、建屋－地盤連成モデルの 1 次固有円振動数(ω_1)に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。このうち、回転ばねには、基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。基礎底面ばねの評価には解析コード「ADMITHF」を用いる。評価に用いる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。地盤ばね定数及び減衰係数を表 3-6 に、地盤モデルの等価地盤物性値を表 3-7 に示す。

(3) 入力地震動

地震応答解析モデルへの入力地震動は、「3.2 評価に用いる地震波」に示す基準地震動 S_s とし、建屋基礎底面レベルに直接入力する。図 3-6 に、地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。



質点番号	
質点重量(×10kN)	

標高 O.P. (m)	建屋		
	c4		c10
29.15	1	9	15
	1043	368	1210
23.45	2	10	16
	790	997	833
19.50	3	11	17
	2194	1093	735
15.00	4	12	18
	3281	1200	896
10.50	5	13	19
	3555	1649	1216
5.00	6	14	20
	2503	1253	1045
1.50	7		
	6825		
0.00	8		
	3908		

回転慣性重量* = $5.28 \times 10^7 \text{kN} \cdot \text{m}^2 / \text{rad}$
 注記* : 回転慣性重量は基礎下質点(質点番号8)に集約している。

(b) 質点重量・回転慣性重量

図 3-4(1) 地震応答解析モデル (EW 方向) (1/2)

要素番号
せん断断面積(m ²)
断面2次モーメント(×10 ² m ⁴)

標高 O.P. (m)	建屋	
	c4	c10
29.15	(1)	(8)
	12.3	11.2
	37.3	36.6
23.45	(2)	(9)
	20.5	14.9
	64.4	41.6
19.50	(3)	(10)
	28.7	20.3
	73.3	50.9
15.00	(4)	(11)
	53.1	41.0
	197.0	88.2
10.50	(5)	(12)
	59.5	41.0
	235.0	100.1
5.00	(6)	(13)
	59.5	41.0
	235.0	100.1
1.50	(7)	
	2214.0	
	3101.5	

コンクリート部

ヤング係数 E 9.27×10^3 (N/mm²)

せん断弾性係数 G 3.97×10^3 (N/mm²)

ポアソン比 ν 0.167

減衰定数 h 5%

(c) せん断断面積・断面2次モーメント

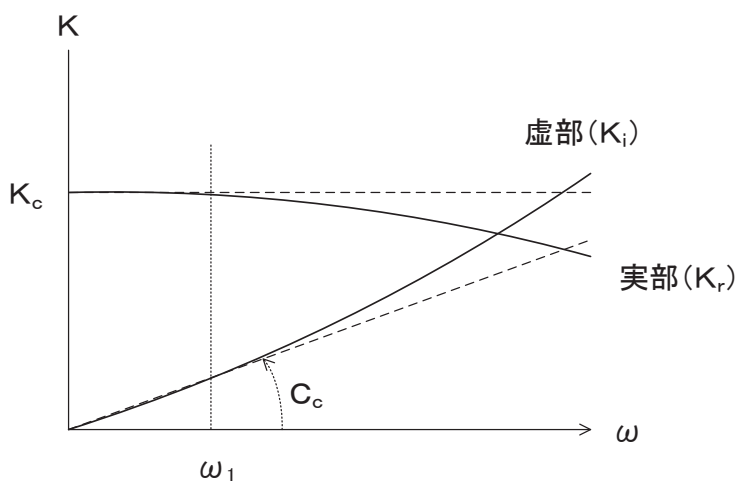
O.P. (m)	床ばね 番号	せん断ばね (×10 ⁵ kN/m)
29.15	①	66.2
	②	66.2
23.45	③	44.1
	④	44.1
19.50	⑤	44.1
	⑥	44.1
15.00	⑦	44.1
	⑧	44.1
10.50	⑨	66.2
	⑩	66.2
5.00	⑪	44.1
	⑫	44.1

(d) 床ばねのばね定数

図 3-4(2) 地震応答解析モデル (EW 方向) (2/2)

表 3-5 耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数

方向	建屋全体
EW	0.45



ばね定数：底面ばねは 0Hz のばね定数 K_0 で定数化

減衰係数：建屋—地盤連成系の 1 次固有円振動数 ω_1 に対応する虚部の値と原点とを結ぶ直線の傾き C_0 で定数化

図 3-5 地盤ばねの定数化の概要

表 3-6 地盤ばね定数と減衰係数 (EW 方向)

地盤ばね 成分	ばね定数 K_c	減衰係数 C_c
底面・水平	8.637×10^8 (kN/m)	7.757×10^6 (kN・s/m)
底面・回転	4.271×10^{11} (kN・m/rad)	2.712×10^8 (kN・m・s/rad)

表 3-7 地盤モデルの等価地盤物性値

せん断波速度 V_s (m/s)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G (N/mm ²)
1620	0.390	6.86×10^3

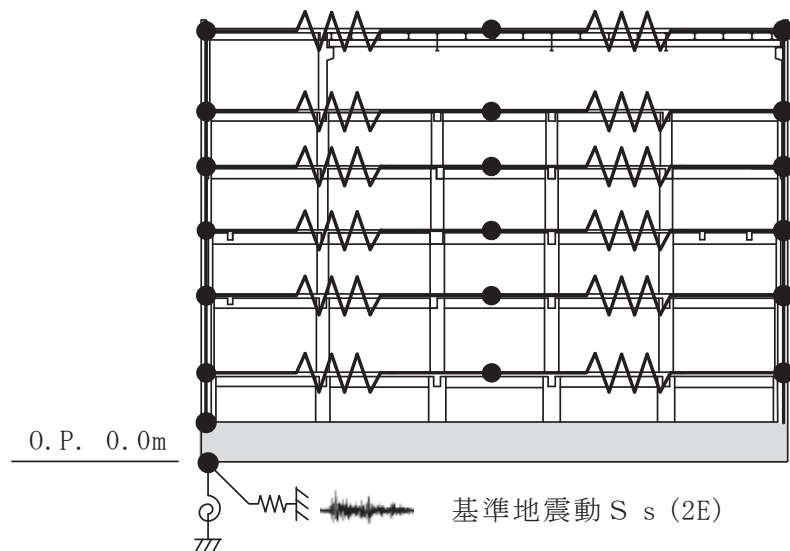


図 3-6 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図 (水平方向)

3.5.2 解析方法

第1号機制御建屋の地震応答解析には，解析コード「NUPP4」を用いる。

建物・構築物の地震応答解析は，添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の解析方法に基づき，時刻歴応答解析により実施する。

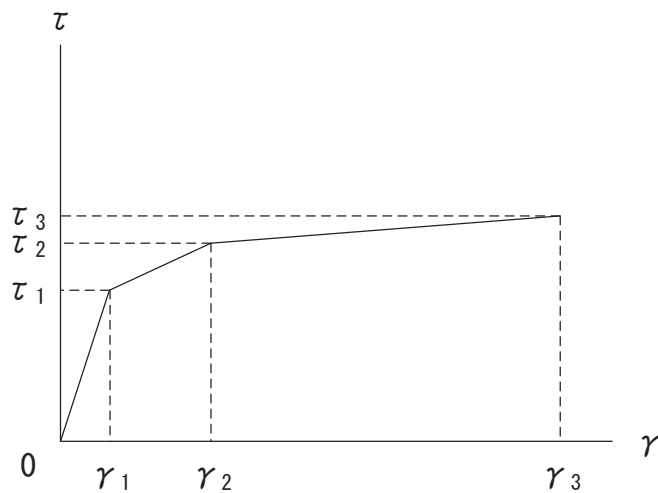
なお，地震応答解析に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.6 解析条件

3.6.1 建物・構築物の復元力特性

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係 ($\tau - \gamma$ 関係)

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係 ($\tau - \gamma$ 関係) は, 「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトンカーブとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図 3-7 に示す。

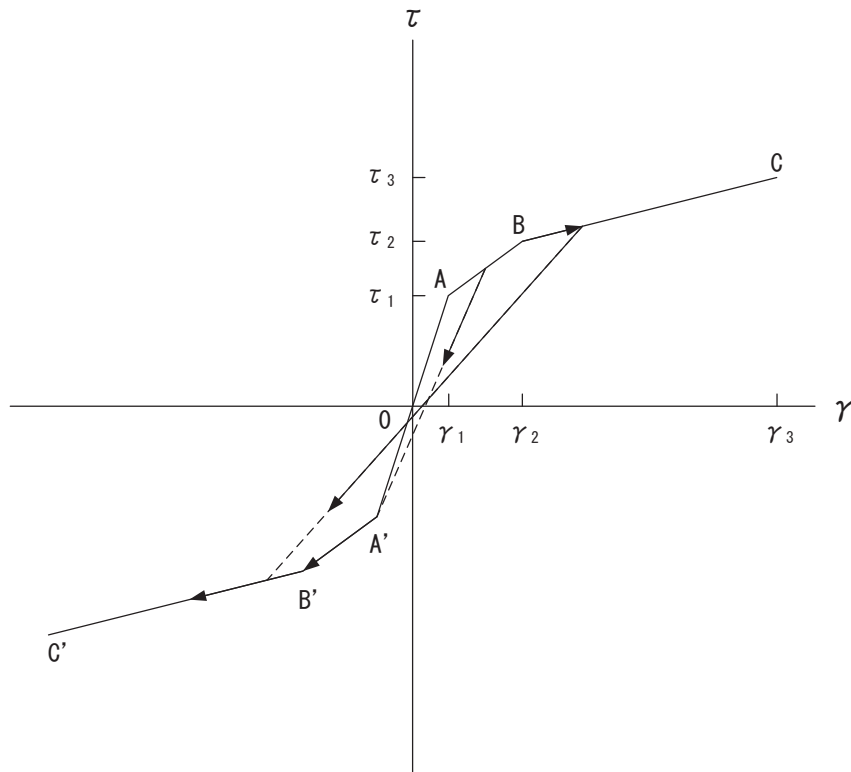


- τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度
- τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)

図 3-7 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図 3-8 に示す。

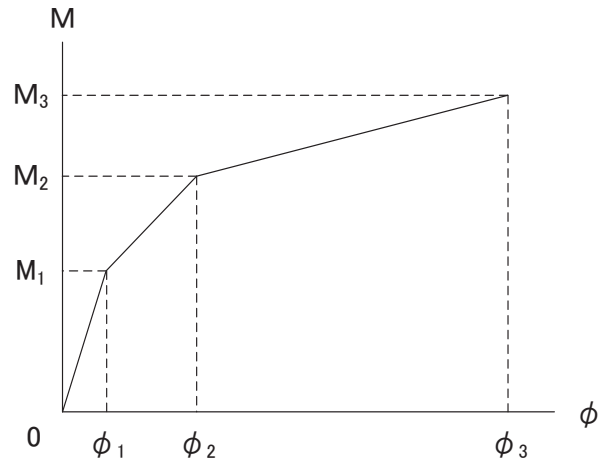


- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：負側最大点指向
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-8 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は, 「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトンカーブとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図 3-9 に示す。



M_1 : 第 1 折点の曲げモーメント

M_2 : 第 2 折点の曲げモーメント

M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第 1 折点の曲率

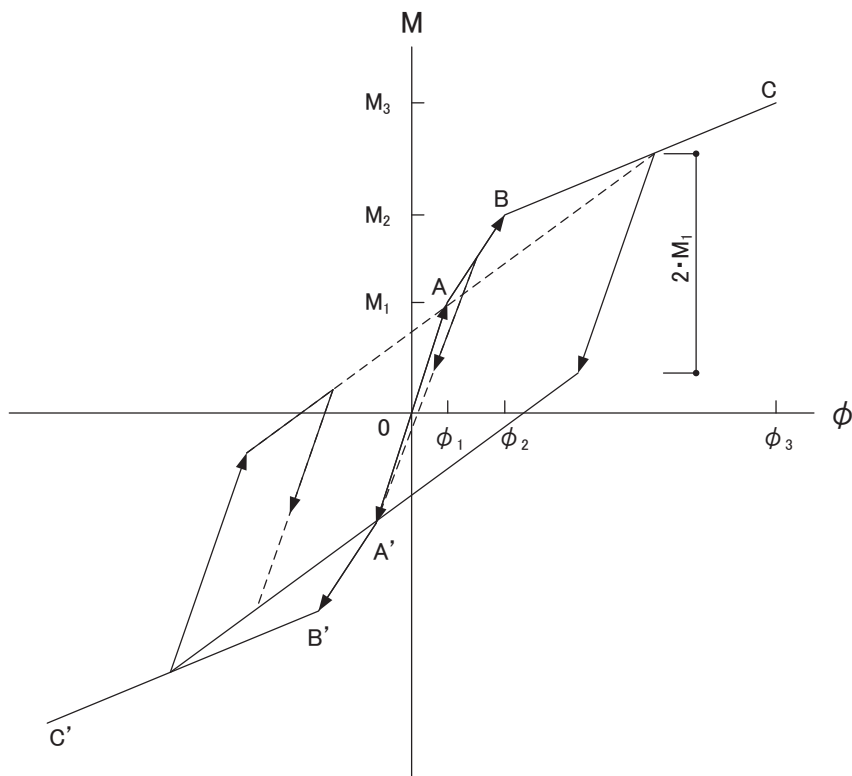
ϕ_2 : 第 2 折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-9 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図 3-10 に示す。

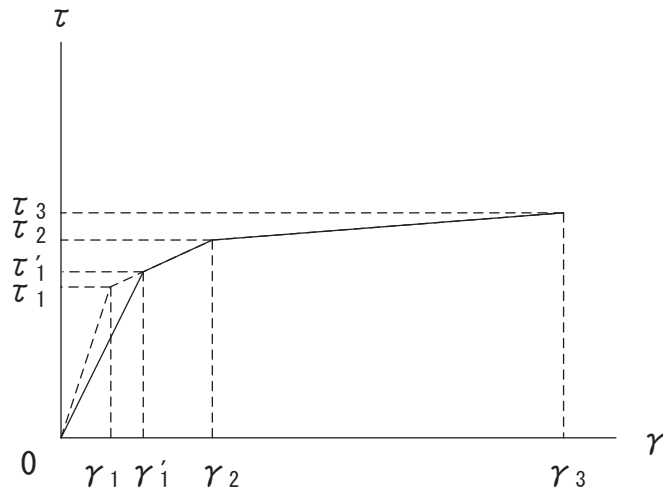


- a. 0-A 間：弾性範囲
- b. A-B 間：負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第 1 折点を越えていない時は負側第 1 折点に向かう。
- c. B-C 間：最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第 2 折点を超えていなければ、負側第 2 折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点はスケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-10 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) 剛性低下を考慮したスケルトンカーブの設定

設計基準強度により算定したスケルトンカーブに対して，地震観測記録に基づき評価した建屋剛性に整合するようにスケルトンカーブの初期剛性を補正する。剛性低下を考慮したスケルトンカーブの概念を図 3-11 及び図 3-12 に示す。



τ_1 : 第 1 折点のせん断応力度

τ_2 : 第 2 折点のせん断応力度

τ_3 : 終局点のせん断応力度

γ_1 : 第 1 折点のせん断ひずみ

γ_2 : 第 2 折点のせん断ひずみ

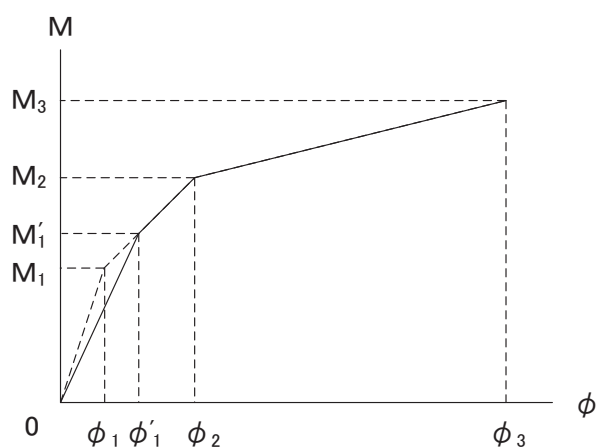
γ_3 : 終局点のせん断ひずみ ($=4 \times 10^{-3}$)

τ'_1 : 初期剛性補正後の第 1 折点のせん断応力度

γ'_1 : 初期剛性補正後の第 1 折点のせん断ひずみ

注 : 剛性低下を考慮したスケルトンカーブの τ'_1 及び γ'_1 は J E A G 式とは対応しない。

図 3-11 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係のスケルトンカーブの初期剛性の補正



M_1 : 第1折点の曲げモーメント

M_2 : 第2折点の曲げモーメント

M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第1折点の曲率

ϕ_2 : 第2折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

M'_1 : 初期剛性補正後の第1折点の曲げモーメント

ϕ'_1 : 初期剛性補正後の第1折点の曲率

注 : 剛性低下を考慮したスケルトンカーブの M'_1 及び ϕ'_1 はJ E A G式とは対応しない。

図 3-12 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の
スケルトンカーブの初期剛性の補正

(6) スケルトンカーブの諸数値

第1号機制御建屋の各耐震壁について算出したせん断力及び曲げモーメントのスケルトンカーブの諸数値を表3-8及び表3-9に示す。

表3-8 せん断力のスケルトンカーブ ($\tau - \gamma$ 関係)

EW 方向

c4

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
29.15 ~ 23.45	2.11	-	5.23	0.532	-	4.00
23.45 ~ 19.50	2.23	-	5.00	0.563	-	4.00
19.50 ~ 15.00	2.25	-	5.22	0.565	-	4.00
15.00 ~ 10.50	2.29	-	5.29	0.576	-	4.00
10.50 ~ 5.00	2.38	-	5.95	0.600	-	4.00
5.00 ~ 1.50	2.47	-	5.95	0.622	-	4.00

c10

O. P. (m)	τ_1' (N/mm ²)	τ_2 (N/mm ²)	τ_3 (N/mm ²)	γ_1' ($\times 10^{-3}$)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
29.15 ~ 23.45	2.12	-	5.23	0.535	-	4.00
23.45 ~ 19.50	2.23	-	5.29	0.561	-	4.00
19.50 ~ 15.00	2.29	-	5.23	0.578	-	4.00
15.00 ~ 10.50	2.25	-	5.04	0.565	-	4.00
10.50 ~ 5.00	2.33	-	5.16	0.587	-	4.00
5.00 ~ 1.50	2.42	-	5.13	0.609	-	4.00

表 3-9 曲げモーメントのスケルトンカーブ (M-φ 関係)

EW 方向

c4

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
29.15 ~ 23.45	0.461	0.787	1.13	1.33	4.93	98.6
23.45 ~ 19.50	0.833	1.42	2.01	1.40	4.95	99.1
19.50 ~ 15.00	1.05	1.88	2.79	1.55	5.17	103
15.00 ~ 10.50	2.69	4.70	6.80	1.47	4.99	99.7
10.50 ~ 5.00	3.64	6.27	9.20	1.67	5.08	102
5.00 ~ 1.50	3.91	6.54	9.49	1.80	5.12	102

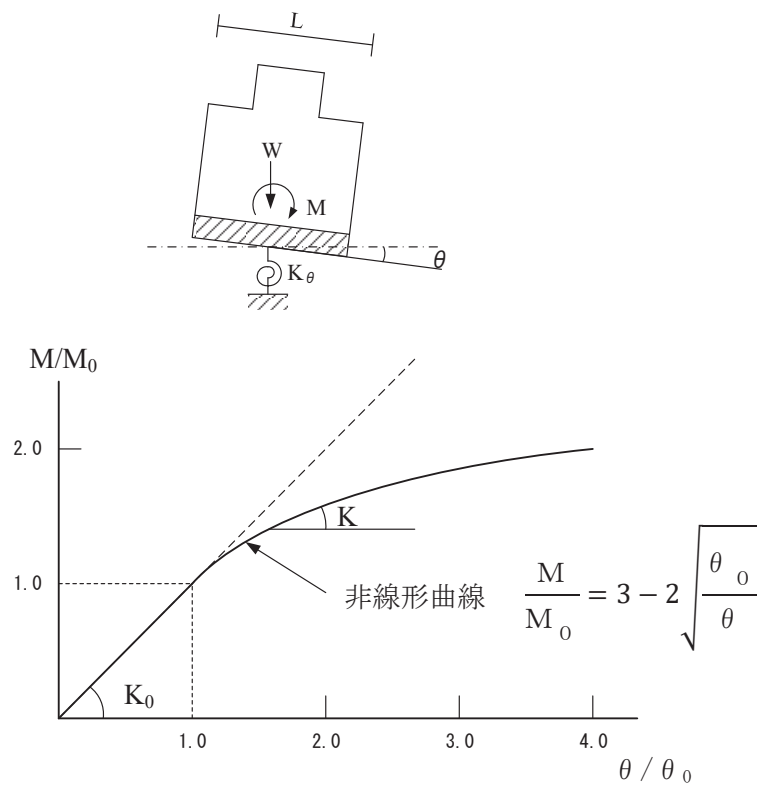
c10

O. P. (m)	M_1' ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_2 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	M_3 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	ϕ_1' ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}/\text{m}$)
29.15 ~ 23.45	0.434	0.725	1.03	1.28	4.87	97.4
23.45 ~ 19.50	0.574	1.01	1.44	1.49	5.05	101
19.50 ~ 15.00	0.699	1.24	1.75	1.48	5.05	101
15.00 ~ 10.50	1.26	2.17	3.14	1.54	5.15	103
10.50 ~ 5.00	1.60	2.73	3.91	1.72	5.22	104
5.00 ~ 1.50	1.72	2.86	4.05	1.86	5.28	106

3.6.2 地盤の回転ばねの復元力特性

地盤の回転ばねに関する曲げモーメントー回転角の関係は「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき、浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。回転ばねの曲げモーメントー回転角の関係を図 3-13 に示す。

浮上り時の地盤の回転ばねの剛性は、図 3-13 の曲線で表され、減衰係数は、回転ばねの接線剛性に比例するものとして考慮する。



- M : 転倒モーメント
- M₀ : 浮上り限界転倒モーメント (=W・L/6)
- θ : 回転角
- θ₀ : 浮上り限界回転角
- K₀ : 地盤の回転ばね定数 (浮上り前)
- K : 地盤の回転ばね定数 (浮上り後)
- W : 建屋総重量
- L : 建屋基礎幅

図 3-13 回転ばねのモーメントー回転角の関係

3.6.3 材料物性の不確かさ

解析においては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基本ケースにおける建屋応答を確認した上で、建屋応答への影響の大きい地震動に対して検討を実施する。さらに第1号機制御建屋は波及的影響の評価対象であることから、上位クラス施設（制御建屋）で選定した地震動においても実施する方針とし、基準地震動 S_s-D1 、 S_s-D2 、 S_s-D3 、 S_s-F3 及び S_s-N1 に対して実施することとする。

材料物性の不確かさのうち、地盤物性については、地盤調査結果の平均値をもとに設定した数値を基本ケースとし、支持地盤のせん断波速度のばらつきは、変動係数±7%を考慮し、底面地盤ばねの算定に適用する。

建屋剛性の不確かさについて、水平方向については基準地震動 S_s 入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動 S_s について評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。なお、終局耐力については、実機のコンクリート強度が設計基準強度より高い傾向にあり、終局耐力はその分高いほうに上振れすることが考えられるが、終局耐力の増加は建屋の変形を抑制する方向の評価となることから、これを考慮しない。

材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケースを表3-10に、地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性を表3-11に示す。

表 3-10 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

対象地震動	ケース名	スケルトン曲線		建屋減衰	地盤物性
		初期剛性	終局耐力		底面地盤ばね
基準地震動 S _s (EW 方向)	ケース1 (基本ケース)	2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析により補正	設計基準強度を用い、JEAG式で評価	5%	標準地盤
	ケース2	同上	同上	同上	標準地盤 +σ
	ケース3				標準地盤 -σ
	ケース4	基本ケースの0.75倍*	同上	同上	標準地盤
	ケース5				標準地盤 +σ
	ケース6				標準地盤 -σ

注記*：建屋剛性（初期剛性）の不確かさについて、基準地震動S_s入力後の建屋全体の平均的な剛性低下を全ての基準地震動S_sについて評価し、最も剛性低下するケースの低下後の剛性を初期剛性の不確かさとして考慮する。具体的には、基準地震動S_s入力前後の1次固有振動数の比（f_{Ss}入力後/f_{Ss}入力前）から算定した剛性比を基本ケースの初期剛性に掛けることによって算定する。

表 3-11 地盤物性の不確かさを考慮した解析用地盤物性

	等価地盤のせん断波速度 (m/s)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G (N/mm ²)
基本ケース	1620	0.390	6.86×10 ³
+σ相当	1730	0.390	7.86×10 ³
-σ相当	1510	0.390	5.94×10 ³

3.7 評価方法

第1号機制御建屋の波及的影響の評価は、基準地震動 S_s における質点系モデルの地震応答解析結果を用い、以下のとおり評価する。

なお、以下の評価には、材料物性の不確かさを考慮する。

3.7.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

構造物全体としての変形性能の評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、応答せん断ひずみを算出し、最大応答せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

3.7.2 相対変位による評価方法

相対変位による評価は、「3.5 解析方法」に示す第1号機制御建屋の地震応答解析モデルによる解析結果と添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」における地震応答解析結果から、地震動毎に最大応答変位の和を算出し、その値が許容限界を超えないことを確認する。最大相対変位を算出する際の基準点は、各建屋の基礎底面レベルの地盤面とする。

また、衝突のおそれのある床レベルに地震応答解析モデルの質点がない場合には、当該床レベルの上下の質点の応答変位を用いた線形補間により、当該床レベルの変位を算出する。

更に、上記の最大相対変位が許容限界を超える場合には、各建屋の時刻歴応答変位による相対変位が、許容限界を超えないことを確認する。

4. 評価結果

4.1 固有値解析結果

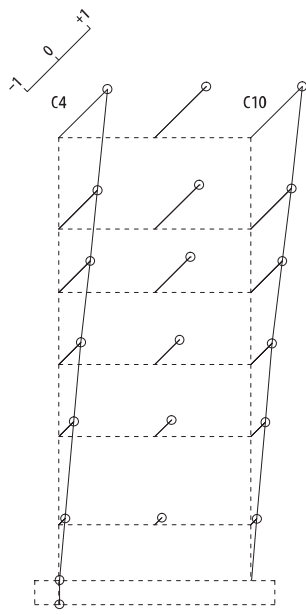
基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期，固有振動数及び刺激係数）を表 4-1 に，刺激関数図を図 4-1 に示す。

なお，刺激係数は，各次の固有ベクトル{u}に対し，最大振幅が 1.0 となるように規準化した値を示す。

表 4-1 固有値解析結果（EW 方向）

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.209	4.79	1.628	建屋全体 1 次
2	0.104	9.64	0.881	建屋全体 2 次
3	0.083	12.01	0.199	
4	0.078	12.74	0.584	建屋全体 3 次
5	0.076	13.12	0.040	
6	0.075	13.42	0.068	
7	0.071	14.07	0.006	
8	0.064	15.67	0.248	
9	0.051	19.52	0.304	

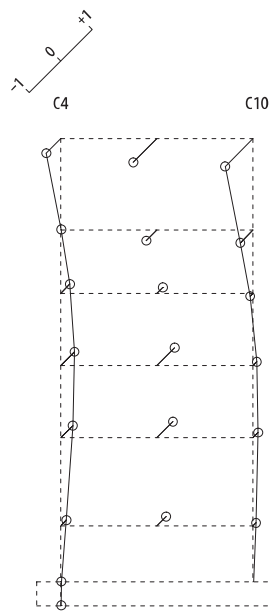
注記*：各次の固有ベクトル{u}に対し，最大振幅が 1.0 となるように規準化



固有周期 0.209 s
固有振動数 4.79 Hz
刺激係数 1.628

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

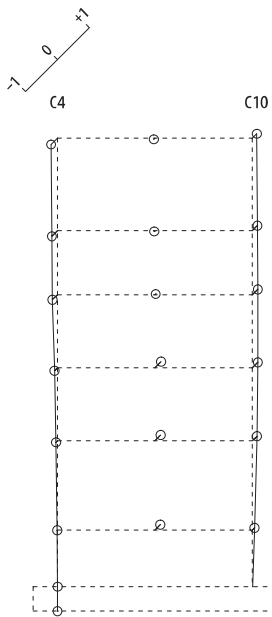
1 次



固有周期 0.104 s
固有振動数 9.64 Hz
刺激係数 0.881

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

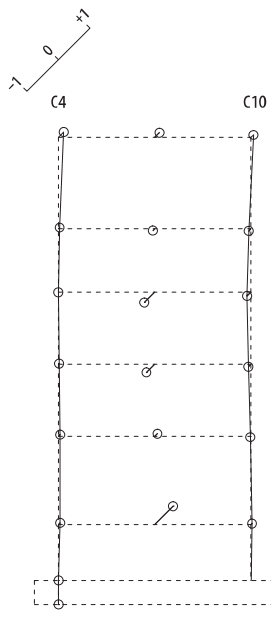
2 次



固有周期 0.083 s
固有振動数 12.01 Hz
刺激係数 0.199

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

3 次



固有周期 0.078 s
固有振動数 12.74 Hz
刺激係数 0.584

OP+29.15M
OP+23.45M
OP+19.5 M
OP+15.0 M
OP+10.5 M
OP +5.0 M
OP 1.5 M
OP 0.0 M

4 次

図 4-1 刺激関数図 (EW 方向)

4.2 構造物全体としての変形性能の評価結果

基準地震動 S_s に対する最大応答せん断ひずみ (EW 方向) を表 4-2 に示す。

その結果, ケース 1 (基本ケース) において, 最大応答せん断ひずみは 1.79×10^{-3} (要素番号(9), $S_s - D 2$) である。また, 材料物性の不確かさを考慮した場合の最大応答せん断ひずみは, 最大で 1.86×10^{-3} (要素番号(9), ケース 5, $S_s - D 2$) であり, いずれの場合においても許容限界 (4.00×10^{-3}) を超えないことを確認した。

表 4-2 建屋の最大応答せん断ひずみ (EW 方向)

(単位: $\times 10^{-3}$)

ケース 方向	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	許容限界
EW	1.79 ($S_s - D 2$)	1.80 ($S_s - D 2$)	1.79 ($S_s - D 2$)	1.85 ($S_s - D 2$)	1.86 ($S_s - D 2$)	1.84 ($S_s - D 2$)	4.00

注: () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は, 基準地震動 $S_s - D 1$, $S_s - D 2$, $S_s - D 3$, $S_s - F 3$ 及び $S_s - N 1$ に対して実施。

4.3 相対変位による評価結果

4.3.1 最大相対変位による評価結果

基準地震動 S_s に対する建屋間の最大相対変位 (EW 方向) を表 4-3 に示す。その結果, 最大相対変位は, ケース 1~6 の制御建屋質点レベル 0. P. 29. 15m (第 1 号機制御建屋質点レベル 0. P. 29. 15m) とケース 4~6 の制御建屋質点レベル 0. P. 22. 95m (第 1 号機制御建屋質点レベル 0. P. 23. 45m) において許容限界を超える。

表 4-3 第 1 号機制御建屋と制御建屋の最大相対変位 (EW 方向, 絶対値和)

(単位: mm)

第 1 号機 制御建屋		制御建屋		ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	許容 限界
質点 番号	0. P. (m)	質点 番号	0. P. (m)							
1, 9, 15	29. 15	1, 9, 10	29. 15	58. 1 ($S_s - D 2$)	57. 8 ($S_s - D 2$)	58. 3 ($S_s - D 2$)	67. 9 ($S_s - D 1$)	67. 9 ($S_s - D 1$)	68. 0 ($S_s - D 1$)	50
2, 10, 16	23. 45	2, 11	22. 95	48. 4 ($S_s - D 2$)	48. 3 ($S_s - D 2$)	48. 5 ($S_s - D 2$)	56. 5 ($S_s - N 1$)	56. 2 ($S_s - N 1$)	56. 9 ($S_s - N 1$)	
3, 11, 17	19. 50	3, 12	19. 50	37. 1 ($S_s - D 2$)	37. 1 ($S_s - D 2$)	37. 5 ($S_s - D 1$)	46. 5 ($S_s - N 1$)	46. 2 ($S_s - N 1$)	46. 8 ($S_s - N 1$)	
4, 12, 18	15. 00	4, 13	15. 00	24. 2 ($S_s - D 1$)	23. 9 ($S_s - D 1$)	24. 4 ($S_s - D 1$)	32. 3 ($S_s - N 1$)	32. 0 ($S_s - N 1$)	32. 5 ($S_s - N 1$)	

注: () 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は, 基準地震動 $S_s - D 1$, $S_s - D 2$, $S_s - D 3$, $S_s - F 3$ 及び $S_s - N 1$ に対して実施。

4.3.2 時刻歴相対変位による評価結果

最大相対変位が許容限界（50mm）を超えたケース及びレベルの時刻歴相対変位の最大値を表 4-4 に示す。

材料物性の不確かさを考慮した時刻歴相対変位の最大値は 16.3mm であり、基準地震動 S_s 時に相対変位が許容限界を超えないことを確認した。

材料物性の不確かさを考慮した基準地震動 S_s 地震時において、時刻歴相対変位を算定したケース 1~6 の O.P. 29.15m 及びケース 4~6 の O.P. 23.45m において最大となる時刻歴相対変位波形を図 4-2 に示す。

表 4-4 時刻歴相対変位の最大値

単位 (mm)

第 1 号機 制御建屋	制御建屋	ケース 1 (基本ケース)	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	許容 限界
O.P. (m)	O.P. (m)							
29.15	29.15	16.1 (S_s-F3)	15.9 (S_s-F3)	16.3 (S_s-F3)	9.5 (S_s-D3)	9.5 (S_s-D3)	9.5 (S_s-D3)	50
23.45	22.95	—	—	—	6.4 (S_s-D1)	6.4 (S_s-D1)	6.4 (S_s-D1)	

注：() 内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、基準地震動 S_s-D1 、 S_s-D2 、 S_s-D3 、 S_s-F3 及び S_s-N1 に対して実施。

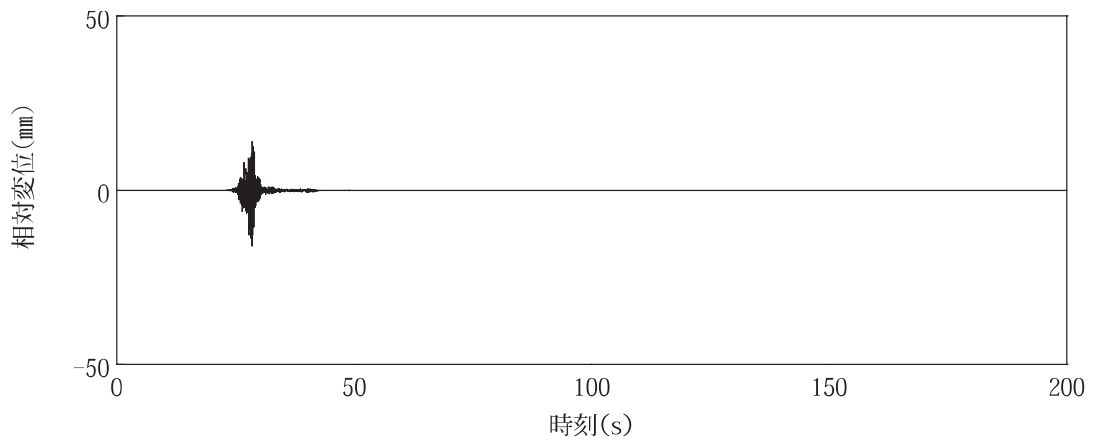


図 4-2 (1) 時刻歴相対変位波形

(S s - F 3 , 0.P. 29. 15m , ケース 1 , 時刻歴相対変位 : 16. 1mm)

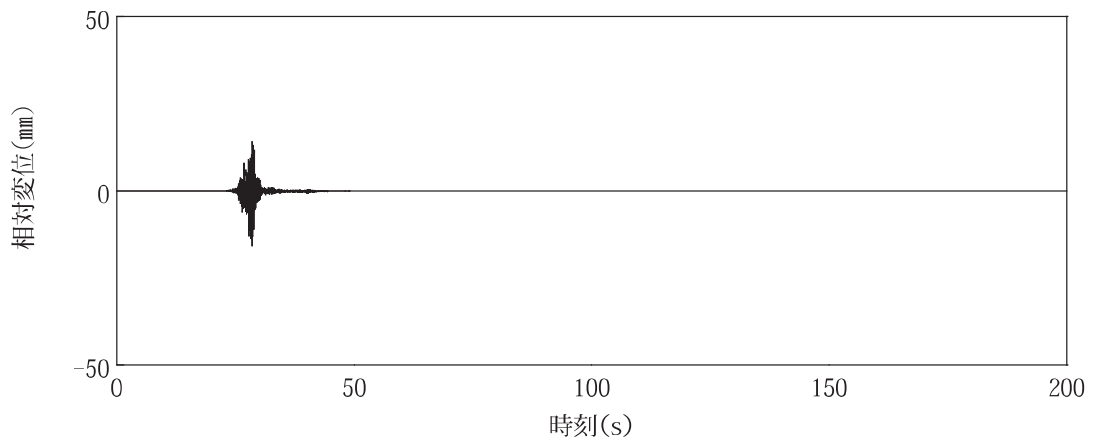


図 4-2 (2) 時刻歴相対変位波形

(S s - F 3 , 0.P. 29. 15m , ケース 2 , 時刻歴相対変位 : 15. 9mm)

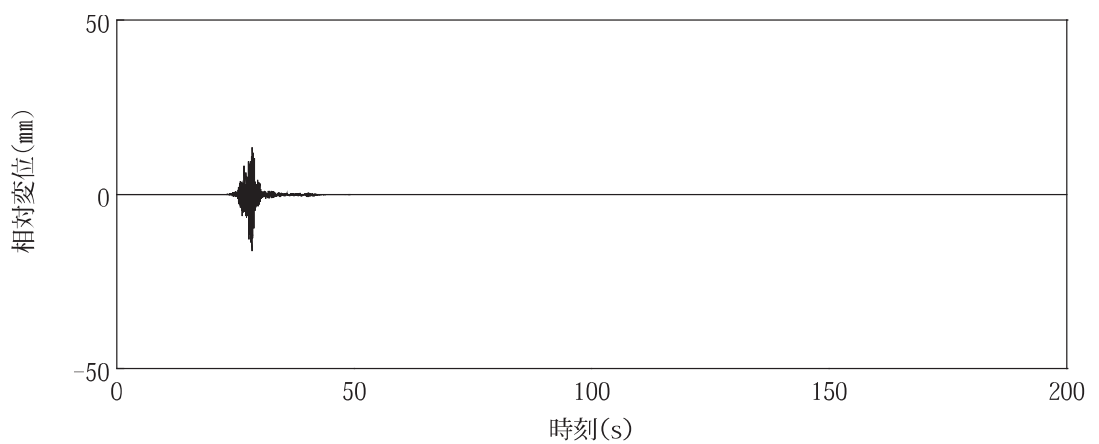


図 4-2 (3) 時刻歴相対変位波形

(S s - F 3 , 0.P. 29. 15m , ケース 3 , 時刻歴相対変位 : 16. 3mm)

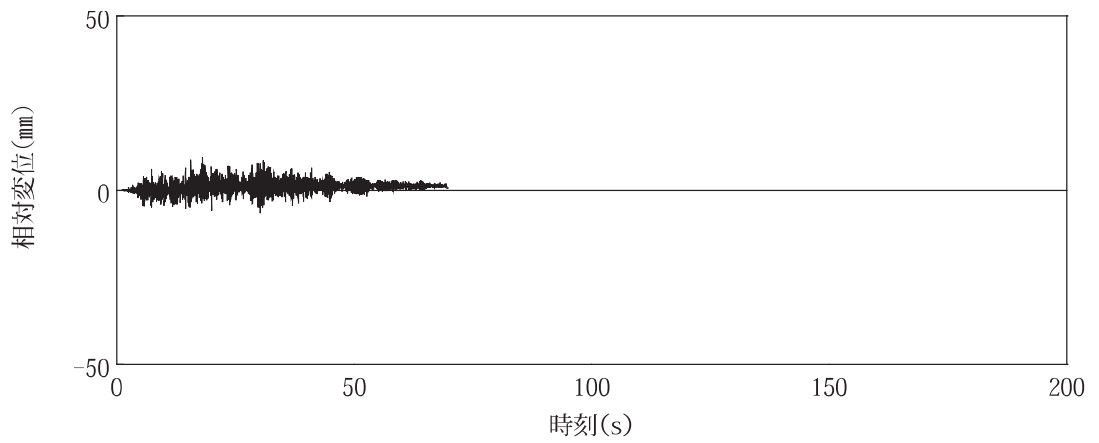


図 4-2 (4) 時刻歴相対変位波形
(S s - D 3 , O.P. 29.15m, ケース 4, 時刻歴相対変位 : 9.5mm)

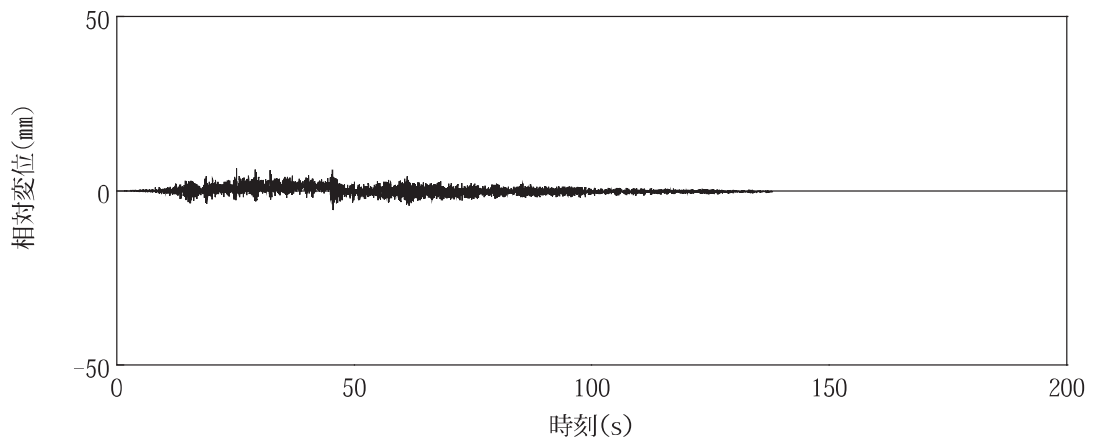


図 4-2 (5) 時刻歴相対変位波形
(S s - D 1 , O.P. 23.45m, ケース 4, 時刻歴相対変位 : 6.4mm)

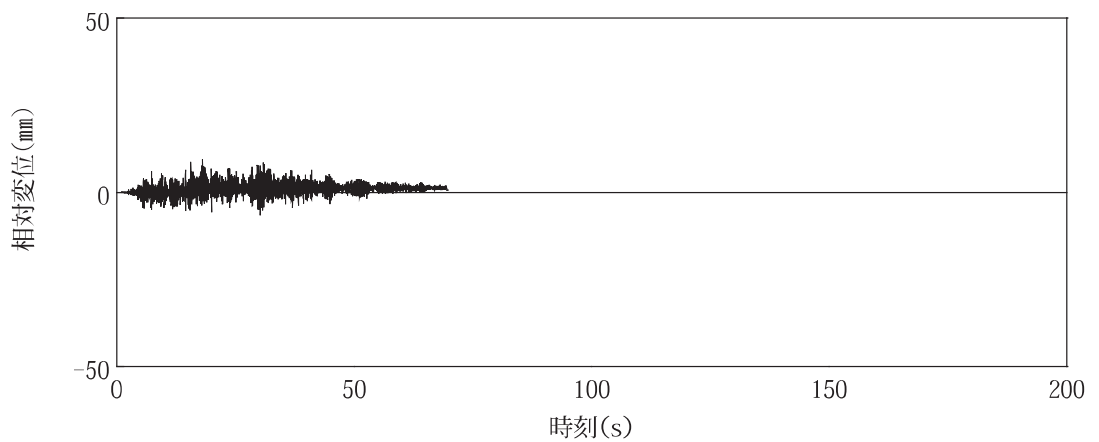


図 4-2 (6) 時刻歴相対変位波形
(S s - D 3 , O.P. 29.15m, ケース 5, 時刻歴相対変位 : 9.5mm)

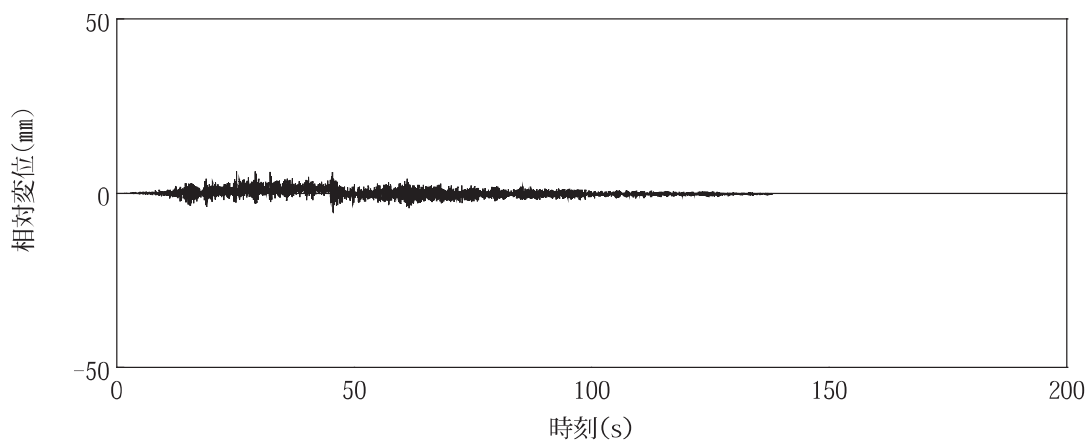


図 4-2 (7) 時刻歴相対変位波形
(S s - D 1 , 0.P. 23. 45m, ケース 5, 時刻歴相対変位 : 6. 4mm)

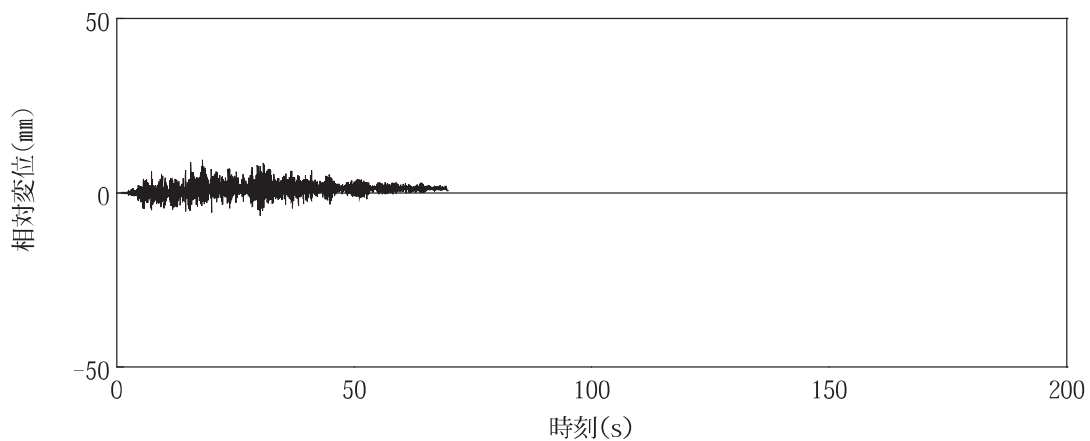


図 4-2 (8) 時刻歴相対変位波形
(S s - D 3 , 0.P. 29. 15m, ケース 6, 時刻歴相対変位 : 9. 5mm)

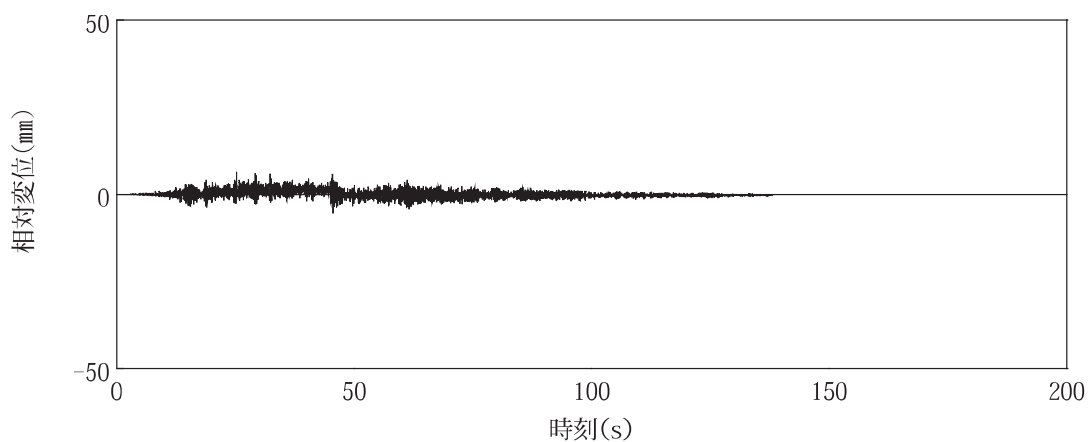


図 4-2 (9) 時刻歴相対変位波形
(S s - D 1 , 0.P. 23. 45m, ケース 6, 時刻歴相対変位 : 6. 4mm)

VI-2-11-2-6 ほう酸水注入系テストタンクの耐震性についての
計算書

目次

1.	概要	1
2.	一般事項	1
2.1	配置概要	1
2.2	構造計画	2
2.3	評価方針	3
2.4	適用規格・基準等	4
2.5	記号の説明	5
2.6	計算精度と数値の丸め方	13
3.	評価部位	14
4.	構造強度評価	14
4.1	構造強度評価方法	14
4.2	荷重の組合せ及び許容応力	14
4.2.1	荷重の組合せ及び許容応力状態	14
4.2.2	許容応力	14
4.2.3	使用材料の許容応力評価条件	14
4.3	固有周期	17
4.4	計算方法	24
4.4.1	応力の計算方法	24
4.5	計算条件	43
4.6	応力の評価	43
4.6.1	胴の応力評価	43
4.6.2	脚の応力評価	43
4.6.3	ボルトの応力評価	47
5.	評価結果	48
5.1	設計基準対象施設としての評価結果	48
6.	引用文献	55

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の耐震評価方針に基づき、下位クラス設備であるほう酸水注入系テストタンクが上位クラス施設と同じ運転状態において基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、近傍に設置された上位クラス施設であるほう酸水注入系ポンプ出口圧力（S クラス施設）に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

ほう酸水注入系テストタンクは原子炉建屋 2 階に設置される。ほう酸水注入系テストタンクは図 2-1 の位置関係図に示すように、上位クラスであるほう酸水注入系ポンプ出口圧力に隣接しており、転倒によりほう酸水注入系ポンプ出口圧力に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。



図 2-1 ほう酸水注入系テストタンクとほう酸水注入系ポンプ出口圧力の位置関係

2.2 構造計画

ほう酸水注入系テストタンクの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画

構造の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>胴を4個の脚で支持し、脚をそれぞれ基礎ボルトで架台に据え付ける。また、架台は架台基礎ボルトにより基礎に据え付ける。</p>	<p>上面及び下面に平板を有するたて置円筒形</p>	<p>概略構造図</p> <p>1956</p> <p>1416</p> <p>760</p> <p>200</p> <p>250</p> <p>φ 965</p> <p>胴</p> <p>脚</p> <p>基礎ボルト</p> <p>架台</p> <p>架台基礎ボルト</p> <p>A-A 断面図 (4ヶ所)</p> <p>B-B 断面図</p> <p>C-C 断面図</p> <p>(単位 : mm)</p>

2.3 評価方針

ほう酸水注入系テストタンクの応力評価は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定したSクラス設備と同じ運転状態における荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」にて示すほう酸水注入系テストタンクの部位を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する箇所において、「4.3 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを、「4.1 構造強度評価方法」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

ほう酸水注入系テストタンクの耐震評価フローを図 2-2 に示す。

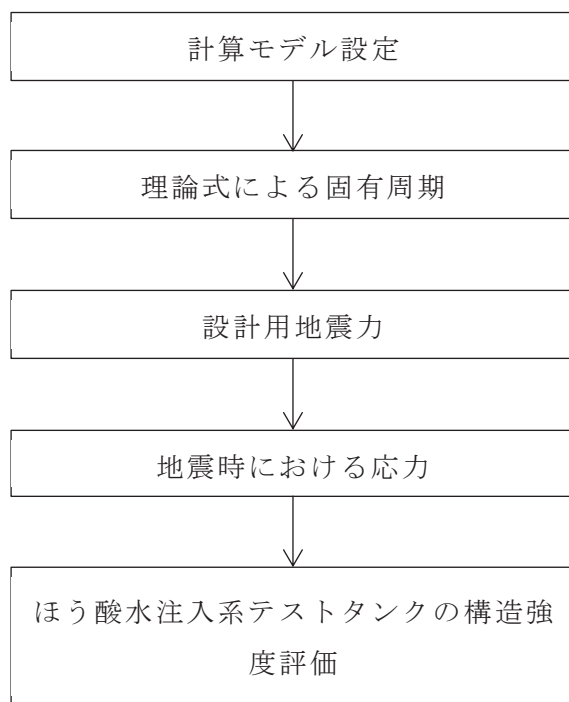


図 2-2 ほう酸水注入系テストタンクの耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1987
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・
補 - 1984
- (3) 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
- (4) 発電用原子力設備規格 設計・建設規格（以下「設計・建設規格」という。）

2.5 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_b	基礎ボルトの軸断面積	mm^2
A_{bf}	架台基礎ボルトの軸断面積	mm^2
A_{bk}	架台基礎ボルトの軸最小断面積	mm^2
A_e	胴の有効せん断断面積	mm^2
A_f	脚の圧縮フランジの断面積	mm^2
A_s	脚の断面積	mm^2
A_{s1}	脚の半径方向軸に対するせん断断面積	mm^2
A_{s2}	脚の周方向軸に対するせん断断面積	mm^2
A_{sf}	脚の圧縮フランジとせいの6分の1から成るT形断面の断面積	mm^2
A_{sr}	脚の半径方向軸に対する有効せん断断面積	mm^2
A_{st}	脚の周方向軸に対する有効せん断断面積	mm^2
a	脚底板の半径方向幅	mm
b	脚底板の周方向幅	mm
C	脚の座屈曲げモーメントに対する修正係数	—
C_1	脚の胴付け根部のアタッチメントの幅の2分の1（胴の周方向）	mm
C_2	脚の胴付け根部のアタッチメントの幅の2分の1（胴の軸方向）	mm
$C_{\ell j}$	周方向モーメントによる応力の補正係数（引用文献(2)より得られる値） （ $j=1$ ：周方向応力， $j=2$ ：軸方向応力）	—
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
$C_{\ell j}$	鉛直方向モーメントによる応力の補正係数（引用文献(2)より得られる値） （ $j=1$ ：周方向応力， $j=2$ ：軸方向応力）	—
D_i	胴の内径	mm
d_1	脚底板端面から基礎ボルト中心までの半径方向の距離	mm
d_2	脚底板端面から基礎ボルト中心までの周方向の距離	mm
d_b	ボルトの呼び径	mm
E	胴の縦弾性係数	MPa
E_{bf}	架台基礎ボルトの縦弾性係数	MPa
E_f	架台の縦弾性係数	MPa
E_s	脚の縦弾性係数	MPa
e	脚中心から偏心荷重作用点までの距離	mm
F^*	設計・建設規格 SSB-3121.3又はSSB-3133に定める値	MPa
F_o	振動モデル系における水平力	N
F_b	基礎ボルトに作用する引張力	N

記号	記号の説明	単位
F_{bX}	X方向地震により架台基礎ボルト1本あたりに作用する引張力	N
F_{bZ}	Z方向地震により架台基礎ボルト1本あたりに作用する引張力	N
F_v	鉛直方向荷重	N
f_{br}	脚の半径方向軸まわりの許容曲げ応力	MPa
f_{bt}	脚の半径方向に直角な方向の軸まわりの許容曲げ応力	MPa
f_c	脚の許容圧縮応力	MPa
f_b	せん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力	MPa
f_t	脚の許容引張応力	MPa
f_{to}	引張力のみを受ける基礎ボルトの許容引張応力	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力	MPa
G	胴のせん断弾性係数	MPa
G_s	脚のせん断弾性係数	MPa
G_{bf}	架台基礎ボルトのせん断弾性係数	MPa
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s ²
H	水頭	mm
h	脚断面のせい	mm
I	胴の断面二次モーメント	mm ⁴
I_{Hf}	架台の水平力に対する断面二次モーメント	mm ⁴
I_{Vf}	架台の鉛直力に対する断面二次モーメント	mm ⁴
i	脚の弱軸についての断面二次半径	mm
i_f	脚の圧縮フランジとせいの6分の1から成るT形断面のウェブ軸まわりの断面二次半径	mm
I_{sf}	脚の圧縮フランジとせいの6分の1から成るT形断面のウェブ軸まわりの断面二次モーメント	mm ⁴
I_{sr}	脚の半径方向軸に対する断面二次モーメント	mm ⁴
I_{st}	脚の周方向軸に対する断面二次モーメント	mm ⁴
J_s	脚のねじりモーメント係数	mm ⁴
K_{1j}, K_{2j}	引用文献(2)によるアタッチメントパラメータの補正係数 ($j=1$: 周方向応力, $j=2$: 軸方向応力)	—
K_c	胴の脚付け根部における周方向曲げモーメントに対する局部ばね定数 (引用文献(1)より得られる値)	—
K_H	ばね定数 (水平方向)	N/m
K_{Hb}	水平力による架台基礎ボルトばね定数	N/m
K_{Hf}	架台ばね定数 (水平方向)	N/m

記号	記号の説明	単位
K_{HV}	容器ばね定数（水平方向）	N/m
K_{ℓ}	胴の脚付け根部における長手方向曲げモーメントに対する局部ばね定数（引用文献(1)より得られる値）	—
K_r	胴の脚付け根部における半径方向荷重に対する局部ばね定数（引用文献(1)より得られる値）	—
K_V	ばね定数（鉛直方向）	N/m
K_{Vb}	架台基礎ボルトばね定数（鉛直方向）	N/m
K_{Vf}	架台ばね定数（鉛直方向）	N/m
K_{VV}	容器ばね定数（鉛直方向）	N/m
k_c, k_{ℓ}	引用文献(1)によるアタッチメントパラメータの周方向及び軸方向の補正係数	—
ℓ	脚の長さ	mm
ℓ_b	架台基礎ボルトの有効長さ	mm
ℓ_c	脚の中立軸間の距離	mm
ℓ_f	架台基礎ボルトの軸間距離	mm
ℓ_{fx}	X方向地震により引張を受る架台基礎ボルトと転倒支点となる架台基礎ボルトの軸間距離	mm
ℓ_g	架台から容器重心までの距離	mm
ℓ_h	基礎から容器重心までの距離	mm
ℓ_k	脚の有効座屈長さ	mm
M_1	Z方向地震による胴の脚付け根部の鉛直方向モーメント	N・mm
M_3	Z方向地震による胴の脚付け根部のねじりモーメント	N・mm
M_c	Z方向地震による胴の脚付け根部の周方向モーメント	N・mm
M_{ℓ}	運転時質量による胴の脚付け根部の鉛直方向モーメント	N・mm
$M_{\ell 2}$	鉛直地震力による胴の脚付け根部の鉛直方向モーメント	N・mm
M_{s1}, M_{s2}	脚の上下両端に作用する曲げモーメント	N・mm
M_x	胴に生じる軸方向の曲げモーメント	N・mm
M_{ϕ}	胴に生じる周方向の曲げモーメント	N・mm
M_{x1}	X方向地震により脚の底部に作用する合成モーメント	N・mm
M_{z1}	Z方向地震により第1脚及び第3脚の底部に作用する合成モーメント	N・mm
M_{z2}	Z方向地震により第2脚及び第4脚の底部に作用する合成モーメント	N・mm
m	ほう酸水注入系テストタンクの運転時質量	kg
m_o	容器の運転時質量	kg

記号	記号の説明	単位
N_x	胴に生じる軸方向の膜力	N/mm
N_ϕ	胴に生じる周方向の膜力	N/mm
n	脚1個当たりの基礎ボルトの本数	—
n_b	架台基礎ボルトの本数	—
n_{Hb}	引張りを受ける架台基礎ボルトの本数	—
n_{Hk}	水平方向ばね定数として考慮する架台基礎ボルトの本数	—
n_{Vk}	鉛直方向ばね定数として考慮する架台基礎ボルトの本数	—
n_1	Z方向地震により第1脚及び第3脚の脚1個当たりの引張りを受ける基礎ボルトの本数	—
n_2	Z方向地震により第2脚及び第4脚の脚1個当たりの引張りを受ける基礎ボルトの本数	—
P	運転時質量による胴の脚付け根部の半径方向荷重	N
P_1	Z方向地震による胴の脚付け根部の半径方向荷重	N
P_2	鉛直方向地震による胴の脚付け根部の半径方向荷重	N
Q	Z方向地震による胴の脚付け根部の周方向荷重	N
R	運転時質量による脚の軸力	N
R_1	Z方向地震により脚に作用する軸力	N
R_2	鉛直方向地震による脚に作用する軸力	N
R_{x1}	X方向地震により脚に作用する軸力	N
R_{z1}	Z方向地震により第1脚及び第3脚に作用する軸力	N
R_{z2}	Z方向地震により第2脚及び第4脚に作用する軸力	N
r_m	胴の平均半径	mm
S	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表5に定める値	MPa
S_a	胴の許容応力	MPa
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める値	MPa
s	基礎ボルトと基礎又は架台の縦弾性係数比	—
T_H	水平方向の固有周期	s
T_V	鉛直方向の固有周期	s
t	胴板の厚さ	mm
u	脚の中心軸から胴板の厚さの中心までの距離	mm
X_n	基礎又は架台が圧縮力を受ける幅	mm
Z_{sp}	脚のねじり断面係数	mm ³
Z_{sr}	脚の半径方向軸に対する断面係数	mm ³
Z_{st}	脚の周方向軸に対する断面係数	mm ³
β, β_1, β_2	引用文献(2)によるアタッチメントパラメータ	—
γ	引用文献(2)によるシェルパラメータ	—

記号	記号の説明	単位
δ_H	水平力 F_o による胴重心の水平方向変位量	mm
δ_V	胴重心の鉛直方向変位量	mm
Δ_r	運転時質量による胴の半径方向局部変位量	mm
Δ_{r1}	水平力 F_o による胴の半径方向局部変位量	mm
Δ_{x1}	水平力 F_o による第1脚上端の水平方向変位量	mm
Δ_{x3}	水平力 F_o による第2脚上端の水平方向変位量	mm
Δ_{y1}	水平力 F_o による第1脚の鉛直方向変位量	mm
Δ_{y2}	鉛直方向荷重 F_v による支持脚の鉛直方向変位量	mm
Δ_{y3}	鉛直方向荷重 F_v による胴の鉛直方向変位量	mm
Δ_{y4}	運転時質量による胴付け根部における局部傾き角による鉛直方向変位量	mm
θ	運転時質量による胴の脚付け根部における局部傾き角	rad
θ_o	水平力 F_o による胴の中心軸の傾き角	rad
θ_1	水平力 F_o による第1脚の傾き角	rad
$\theta_{1'}$	水平力 F_o による胴の第1脚付け根部における局部傾き角	rad
θ_3	水平力 F_o による第2脚の傾き角	rad
Λ	脚の限界細長比	—
λ	脚の有効細長比	—
ν	座屈に対する安全率	—
π	円周率	—
ρ'	液体の密度 (=比重 $\times 10^{-6}$)	kg/mm ³
σ_o	胴の一次一般膜応力の最大値	MPa
$\sigma_{o\phi}$	胴の周方向の一次一般膜応力	MPa
σ_{ox}	胴の軸方向の一次一般膜応力	MPa
σ_1	胴の一次応力の最大値	MPa
σ_2	胴の一次+二次応力の最大値	MPa
σ_{25}, σ_{26}	X方向地震が作用した場合の胴の脚付け根部の第1評価点及び第2評価点における組合せ一次+二次応力	MPa
σ_b	基礎ボルトに生じる引張応力の最大値	MPa
σ_{b1}, σ_{b2}	Z方向地震により基礎ボルトに生じる引張応力	MPa
σ_{b3}	X方向地震により基礎ボルトに生じる引張応力	MPa
σ_{bf}	架台基礎ボルトに生じる引張応力の最大値	MPa
σ_{bx}	X方向地震により架台基礎ボルトに生じる引張応力	MPa
σ_{bz}	Z方向地震により架台基礎ボルトに生じる引張応力	MPa
σ_s	脚の組合せ応力の最大値	MPa

記号	記号の説明	単位
σ_{s1}, σ_{s2}	運転時質量による脚の圧縮及び曲げ応力	MPa
σ_{s3}, σ_{s4}	鉛直方向地震による脚の圧縮及び曲げ応力	MPa
$\sigma_{s5}, \sigma_{s6}, \sigma_{s7}$	Z方向地震による脚の圧縮並びに第1脚及び第2脚の曲げ応力	MPa
$\sigma_{s8}, \sigma_{s9}, \sigma_{s10}$	X方向地震による脚の圧縮並びに半径方向及び周方向の曲げ応力	MPa
σ_{sc}	脚の圧縮応力の和	MPa
σ_{sr}	脚の半径方向軸まわりの圧縮側曲げ応力の和	MPa
σ_{st}	脚の半径方向に直角な軸まわりの圧縮側曲げ応力の和	MPa
σ_{sx}	X方向地震が作用した場合の脚の組合せ応力	MPa
$\sigma_{sz1}, \sigma_{sz2}$	Z方向地震が作用した場合の第1脚及び第2脚の組合せ応力	MPa
$\sigma_{\phi1}, \sigma_{x1}$	静水頭又は内圧による胴の周方向及び軸方向応力	MPa
$\sigma_{\phi2}$	鉛直方向地震による胴の周方向応力	MPa
σ_{x2}	運転時質量による胴の軸方向応力	MPa
$\sigma_{\phi3}, \sigma_{x3}$	運転時質量により生じる鉛直方向モーメントによる胴の周方向及び軸方向応力	MPa
$\sigma_{\phi4}, \sigma_{x4}$	運転時質量により生じる半径方向荷重による胴の周方向及び軸方向応力	MPa
σ_{x5}	水平方向地震が作用した場合の転倒モーメントによる胴の軸方向応力	MPa
σ_{x7}	鉛直方向地震による胴の軸方向応力	MPa
$\sigma_{\phi8}, \sigma_{x8}$	鉛直方向地震により生じる鉛直方向モーメントによる胴の周方向及び軸方向応力	MPa
$\sigma_{\phi9}, \sigma_{x9}$	鉛直方向地震により生じる半径方向荷重による胴の周方向及び軸方向応力	MPa
$\sigma_{\phi10}, \sigma_{x10}$	鉛直方向地震により生じる鉛直方向モーメントによる胴の周方向及び軸方向応力	MPa
$\sigma_{\phi11}, \sigma_{x11}$	鉛直方向地震により生じる半径方向荷重による胴の周方向及び軸方向応力	MPa
$\sigma_{\phi61}, \sigma_{x61}, \sigma_{\phi62}, \sigma_{x62}$	Z方向地震が作用した場合の半径方向荷重による胴の周方向及び軸方向応力	MPa

記号	記号の説明	単位
$\sigma_{\phi 7 1},$ $\sigma_{x 7 1},$ $\sigma_{\phi 7 2},$ $\sigma_{x 7 2}$	Z 方向地震が作用した場合の鉛直方向モーメントによる胴の周方向及び軸方向応力	MPa
$\sigma_{\phi 8 1},$ $\sigma_{x 8 1},$ $\sigma_{\phi 8 2},$ $\sigma_{x 8 2}$	Z 方向地震が作用した場合の周方向モーメントによる胴の周方向及び軸方向応力	MPa
$\sigma_{\phi 9 1},$ $\sigma_{x 9 1},$ $\sigma_{\phi 9 2},$ $\sigma_{x 9 2}$	X 方向地震が作用した場合の半径方向荷重による胴の周方向及び軸方向応力	MPa
$\sigma_{\phi 1 0 1},$ $\sigma_{x 1 0 1},$ $\sigma_{\phi 1 0 2},$ $\sigma_{x 1 0 2}$	X 方向地震が作用した場合の鉛直方向モーメントによる胴の周方向及び軸方向応力	MPa
$\sigma_{\phi 1 1 1},$ $\sigma_{x 1 1 1},$ $\sigma_{\phi 1 1 2},$ $\sigma_{x 1 1 2}$	X 方向地震が作用した場合の周方向モーメントによる胴の周方向及び軸方向応力	MPa
$\sigma_{x x 1},$ $\sigma_{x x 2}$	X 方向地震が作用した場合の胴の脚付け根部の第1評価点及び第2評価点における軸方向一次応力の和	MPa
$\sigma_{x x 3},$ $\sigma_{x x 4}$	X 方向地震が作用した場合の胴の脚付け根部の第1評価点及び第2評価点における軸方向一次+二次応力の和	MPa
$\sigma_{x z 1},$ $\sigma_{x z 2}$	Z 方向地震が作用した場合の胴の第1脚付け根部の第1評価点及び第2評価点における軸方向一次応力の和	MPa
$\sigma_{x z 3},$ $\sigma_{x z 4}$	Z 方向地震が作用した場合の胴の第2脚付け根部の第1評価点及び第2評価点における軸方向一次応力の和	MPa
$\sigma_{x z 5},$ $\sigma_{x z 6}$	Z 方向地震が作用した場合の胴の第1脚付け根部の第1評価点及び第2評価点における軸方向一次+二次応力の和	MPa
$\sigma_{x z 7},$ $\sigma_{x z 8}$	Z 方向地震が作用した場合の胴の第2脚付け根部の第1評価点及び第2評価点における軸方向一次+二次応力の和	MPa
$\sigma_{\phi x 1},$ $\sigma_{\phi x 2}$	X 方向地震が作用した場合の胴の脚付け根部の第1評価点及び第2評価点における周方向一次応力の和	MPa
$\sigma_{\phi x 3},$ $\sigma_{\phi x 4}$	X 方向地震が作用した場合の胴の脚付け根部の第1評価点及び第2評価点における周方向一次+二次応力の和	MPa

記号	記号の説明	単位
$\sigma_{\phi z 1,}$ $\sigma_{\phi z 2}$	Z方向地震が作用した場合の胴の第1脚付け根部の第1評価点及び第2評価点における周方向一次応力の和	MPa
$\sigma_{\phi z 3,}$ $\sigma_{\phi z 4}$	Z方向地震が作用した場合の胴の第2脚付け根部の第1評価点及び第2評価点における周方向一次応力の和	MPa
$\sigma_{\phi z 5,}$ $\sigma_{\phi z 6}$	Z方向地震が作用した場合の胴の第1脚付け根部の第1評価点及び第2評価点における周方向一次+二次応力の和	MPa
$\sigma_{\phi z 7,}$ $\sigma_{\phi z 8}$	Z方向地震が作用した場合の胴の第2脚付け根部の第1評価点及び第2評価点における周方向一次+二次応力の和	MPa
τ_3	Z方向地震により胴の脚付け根部に生じるねじりモーメントによるせん断応力	MPa
τ_6	X方向地震により胴の脚付け根部に生じるねじりモーメントによるせん断応力	MPa
τ_b	基礎ボルトに生じるせん断応力の最大値	MPa
τ_{bf}	架台基礎ボルトに生じるせん断応力の最大値	MPa
τ_{b1}	Z方向地震により第1脚及び第3脚の基礎ボルトに生じるせん断応力	MPa
τ_{b2}	Z方向地震により第2脚及び第4脚の基礎ボルトに生じるせん断応力	MPa
τ_{bX}	X方向地震により架台基礎ボルトに生じるせん断応力	MPa
τ_{bZ}	Z方向地震により架台基礎ボルトに生じるせん断応力	MPa
τ_{b3}	X方向地震により基礎ボルトに生じるせん断応力	MPa
τ_{c1}	Z方向地震により胴の脚付け根部に生じる周方向せん断応力	MPa
τ_{c4}	X方向地震により胴の脚付け根部に生じる周方向せん断応力	MPa
$\tau_{\ell 1}$	運転時質量により胴の脚付け根部に生じる軸方向せん断応力	MPa
$\tau_{\ell 2}$	Z方向地震により胴の脚付け根部に生じる軸方向せん断応力	MPa
$\tau_{\ell 3}$	鉛直方向地震より胴の脚付け根部に生じる軸方向せん断応力	MPa
$\tau_{\ell 5}$	X方向地震により胴の脚付け根部に生じる軸方向せん断応力	MPa
τ_{s1}	運転時質量による脚のせん断応力	MPa
τ_{s2}	鉛直方向地震による脚のせん断応力	MPa
$\tau_{s3,}$ τ_{s4}	Z方向地震による第1脚及び第2脚のせん断応力	MPa
τ_{s5}	X方向地震による脚のせん断応力	MPa

2.6 計算精度と数値の丸め方

計算精度は、有効数字 6 桁以上を確保する。

本資料で表示する数値の丸め方は、表 2-1 に示すとおりである。

表 2-1 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
震度	—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位
温度	℃	—	—	整数位
比重	—	小数点以下第 3 位	四捨五入	小数点以下第 2 位
質量	kg	—	—	整数位
長さ	下記以外の長さ	mm	—	整数位 ^{*1}
	胴板の厚さ	mm	—	小数点以下第 1 位
面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
モーメント	N・mm	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
力	N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
角度	rad	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
算出応力	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位 ^{*3}

注記*1：設計上定める値が小数点以下第 1 位の場合は、小数点以下第 1 位表示とする。

*2：絶対値が 1000 以上のときは、べき数表示とする。

*3：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は、比例法により補間した値の小数点以下第 1 位を切り捨て、整数位までの値とする。

3. 評価部位

ほう酸水注入系テストタンクの耐震評価は、「4.1 構造強度評価方法」に示す条件に基づき、ほう酸水注入系テストタンクの転倒により、上位クラス設備が損傷することを防止するために、胴、脚、基礎ボルト、及び架台基礎ボルトについて評価を実施する。ほう酸水注入系テストタンクの耐震評価部位については、表 2-1 の概略構造図に示す。

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

- (1) 容器及び内容物の質量は重心に集中するものとする。
- (2) 地震力は容器に対して水平方向及び鉛直方向から作用するものとする。
- (3) 胴を 4 個の脚で支持し、脚はボルトで架台に据え付けているため、固定端として評価する。
- (4) 計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

4.2 荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

ほう酸水注入系テストタンクの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象設備の評価に用いるものを表 4-1 に示す。

4.2.2 許容応力

ほう酸水注入系テストタンクの許容応力は、添付資料「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 4-2、表 4-3 のとおりとする。

4.2.3 使用材料の許容応力評価条件

ほう酸水注入系テストタンクの使用材料の許容応力評価のうち設計基準対象設備の評価に用いるものを表 4-4 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対処設備）

施設区分		機器名称	耐震設計上の重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
計測制御システム施設	ほう酸水注入設備	ほう酸水注入系テストタンク	C	クラス 3 容器*1	$D + P_D + M_D + S_s$	IV _A S

注記*1：クラス3容器の支持構造物を含む。

表 4-2 許容応力（クラス 2，クラス 3 容器）

許容応力状態	許容限界*1			
	一次一般膜応力	一次膜応力＋一次曲げ応力	一次＋二次応力	一次＋二次＋ピーク応力
IV _A S	$0.6 \cdot S_u$	左欄の 1.5 倍の値	*2 基準地震動 S_s のみによる疲労解析を行い，疲労累積係数が 1.0 以下であること。 ただし，地震動のみによる一次＋二次応力の変動値が $2 \cdot S_y$ 以下であれば，疲労解析は不要。	

注記*1：座屈に対する評価が必要な場合には，クラスMC容器の座屈に対する評価式による。

*2： $2 \cdot S_y$ を超える場合は弾塑性解析を行う。この場合，設計・建設規格 PVB-3300(PVB-3313 を除く。 S_m は $2/3 \cdot S_y$ と読み替える。)の簡易弾塑性解析を用いる。

表 4-3 許容応力（クラス 2, 3 支持構造物）

許容応力状態	許容限界* ¹ (ボルト等以外)		許容限界* ¹ (ボルト等)	
	一次応力		一次応力	
	引張り	組合せ	引張り	せん断
IV _{AS}	$1.5 \cdot f t^*$	$1.5 \cdot f t^*$	$1.5 \cdot f t^*$	$1.5 \cdot f s^*$

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

表 4-4 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (RT) (MPa)
		最高使用温度					
胴板	SUS304	最高使用温度	66	—	188	479	—
脚	SUS304	周囲環境温度	50	—	198	504	205
基礎ボルト	SS400 (40mm<径≤100mm)	周囲環境温度	50	—	211	394	—
架台基礎ボルト	SS400 (40mm<径≤100mm)	周囲環境温度	50	—	211	394	—

4.3 固有周期

(1) 計算モデル

容器は、2.2項より脚下端の支持条件を組み合わせることによって次の計算モデルができる。

- a. 第1脚及び第2脚とも固定の場合
 図4-1にa項の変形モードを示す。

(2) 固有周期

- a. 水平方向の固有周期

水平方向は、架台基礎ボルト、架台、容器のばね定数を合成し、設備全体の固有周期を算出する。

(a) 容器ばね定数

容器はそれぞれの脚及び胴について、荷重、モーメント及び変形の釣合い条件の方程式を作ることにより、以下のようにばね定数を求める。

第1脚及び第2脚とも固定の場合（図4-1参照）

水平力の釣合いより

$$2 \cdot P_1 + 2 \cdot Q = F_0 \quad \dots\dots\dots (4.3.1)$$

転倒モーメントの釣合いより

$$2 \cdot M_1 - 2 \cdot M_3 + 2 \cdot R_1 \cdot r_m = F_0 \cdot (\ell_g - \ell) \quad \dots\dots\dots (4.3.2)$$

ただし、

$$r_m = (D_i + t) / 2 \quad \dots\dots\dots (4.3.3)$$

水平力 F_0 による第1脚の水平方向変位量、傾き角及び鉛直方向変位量は

$$\Delta_{x1} = \frac{P_1 \cdot \ell^3}{3 \cdot E_s \cdot I_{st}} + \frac{P_1 \cdot \ell}{G_s \cdot A_{sr}} + \frac{(M_1 - R_1 \cdot u) \cdot \ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{st}} \quad \dots\dots\dots (4.3.4)$$

ここで、（図4-1参照）

$$u = \frac{\ell_c}{2} - r_m \quad \dots\dots\dots (4.3.5)$$

$$\theta_1 = \frac{(M_1 - R_1 \cdot u) \cdot \ell}{E_s \cdot I_{st}} + \frac{P_1 \cdot \ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{st}} \quad \dots\dots\dots (4.3.6)$$

$$\Delta_{y1} = \frac{R_1 \cdot \ell}{A_s \cdot E_s} \quad \dots\dots\dots (4.3.7)$$

水平力 F_0 による胴の半径方向局部変位量と局部傾き角は

$$\Delta_{r1} = \frac{K_r \cdot P_1}{r_m \cdot E} \dots\dots\dots (4.3.8)$$

$$\theta_{1'} = \frac{K_\ell \cdot M_1}{r_m^3 \cdot \beta^2 \cdot E} \dots\dots\dots (4.3.9)$$

ここで、 K_r 及び K_ℓ は引用文献 (1) に基づく胴の半径方向荷重による局部変位と長手方向曲げモーメントによる局部傾き角に対する定数であり、シェルパラメータ γ 及びアタッチメントパラメータ β は、以下のように定義する。

$$r_m = (D_i + t) / 2 \dots\dots\dots (4.3.10)$$

$$\gamma = r_m / t \dots\dots\dots (4.3.11)$$

$$\beta_1 = C_1 / r_m \dots\dots\dots (4.3.12)$$

$$\beta_2 = C_2 / r_m \dots\dots\dots (4.3.13)$$

$$\beta = k_\ell \cdot \sqrt[3]{\beta_1 \cdot \beta_2^2} \dots\dots\dots (4.3.14)$$

水平力 F_0 による第2脚の傾き角（胴の中心軸の傾き角に同じ。）と水平方向変位量は

$$\theta_0 = \frac{-M_3 \cdot \ell}{E_s \cdot I_{sr}} + \frac{Q \cdot \ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{sr}} \dots\dots\dots (4.3.15)$$

$$\Delta_{x3} = \frac{Q \cdot \ell^3}{3 \cdot E_s \cdot I_{sr}} + \frac{Q \cdot \ell}{G_s \cdot A_{st}} + \frac{M_3 \cdot \ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{sr}} \dots\dots (4.3.16)$$

第1脚と胴の傾き角の釣合いより

$$\theta_1 + \theta_{1'} - \theta_0 = 0 \dots\dots\dots (4.3.17)$$

水平力 F_0 による第2脚のねじれ角と胴の局部傾き角は等しいから

$$\theta_3 = \frac{(Q \cdot u - M_c) \cdot \ell}{G_s \cdot J_s} = \frac{K_c \cdot M_c}{r_m^3 \cdot \beta^2 \cdot E} \dots\dots\dots (4.3.18)$$

ここで、 K_c は、引用文献 (1) に基づく胴の周方向曲げモーメントによる局部傾き角に対する定数であり、シェルパラメータ γ 及びアタッチメントパラメータ β は、(4.3.10) 式～(4.3.14) 式とする。ただし、(4.3.14) 式の k_ℓ を k_c 、 β_1 を β_2 及び β_2 を β_1 に置き換える。

脚と胴の水平方向変位量の釣合いより

$$\Delta_{x1} + \Delta_{r1} = \Delta_{x3} + u \cdot \theta_3 \dots\dots\dots (4.3.19)$$

さらに、鉛直方向の釣合いより

$$\Delta_{y1} - u \cdot \theta_1 - r_m \cdot \theta_0 = 0 \dots\dots\dots (4.3.20)$$

(4.3.20) 式へ (4.3.6) 式, (4.3.7) 式及び (4.3.15) 式を代入して

$$\frac{R_1 \cdot \ell}{A_s \cdot E_s} - \frac{u \cdot (M_1 - R_1 \cdot u) \cdot \ell}{E_s \cdot I_{st}} - \frac{u \cdot P_1 \cdot \ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{st}} + \frac{r_m \cdot M_3 \cdot \ell}{E_s \cdot I_{sr}} - \frac{r_m \cdot Q \cdot \ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{sr}} = 0 \quad \dots\dots\dots (4.3.21)$$

(4.3.17) 式へ (4.3.6) 式, (4.3.9) 式及び (4.3.15) 式を代入して

$$\frac{M_3 \cdot \ell}{E_s \cdot I_{sr}} - \frac{Q \cdot \ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{sr}} + \frac{(M_1 - R_1 \cdot u) \cdot \ell}{E_s \cdot I_{st}} + \frac{P_1 \cdot \ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{st}} + \frac{K_\ell \cdot M_1}{r_m^3 \cdot \beta^2 \cdot E} = 0 \quad \dots\dots\dots (4.3.22)$$

(4.3.18) 式を変形して

$$\frac{u \cdot Q \cdot \ell}{G_s \cdot J_s} - \frac{M_c \cdot \ell}{G_s \cdot J_s} - \frac{K_c \cdot M_c}{r_m^3 \cdot \beta^2 \cdot E} = 0 \quad \dots\dots\dots (4.3.23)$$

(4.3.19) 式へ (4.3.4) 式, (4.3.8) 式, (4.3.16) 式及び (4.3.18) 式を代入して

$$\frac{P_1 \cdot \ell^3}{3 \cdot E_s \cdot I_{st}} + \frac{P_1 \cdot \ell}{G_s \cdot A_{sr}} + \frac{(M_1 - R_1 \cdot u) \cdot \ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{st}} + \frac{K_r \cdot P_1}{r_m \cdot E} - \frac{Q \cdot \ell^3}{3 \cdot E_s \cdot I_{sr}} - \frac{Q \cdot \ell}{G_s \cdot A_{st}} + \frac{M_3 \cdot \ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{sr}} - \frac{u \cdot K_c \cdot M_c}{r_m^3 \cdot \beta^2 \cdot E} = 0 \quad \dots\dots (4.3.24)$$

以上より, 6変数 P_1, Q, R_1, M_1, M_3 及び M_c に対して (4.3.1) 式, (4.3.2) 式及び (4.3.21) 式～(4.3.24) 式を連立させ, Δ_{x1}, Δ_{r1} 及び θ_0 を求める。

胴重心の変位量 δ_H , 容器ばね定数 K_{HV} は次式で求める。

$$\delta_H = \Delta_{x1} + \Delta_{r1} + (\ell_g - \ell) \cdot \theta_0 + \frac{(\ell_g - \ell)^3}{3 \cdot E \cdot I} \cdot F_0 + \frac{(\ell_g - \ell)}{G \cdot A_e} \cdot F_0 \quad \dots\dots\dots (4.3.25)$$

$$K_{HV} = \frac{1000 \cdot F_0}{\delta_H} \quad \dots\dots\dots (4.3.26)$$

ここで, 胴の断面性能は次式で求める。

$$I = \frac{\pi}{8} \cdot (D_i + t)^3 \cdot t \quad \dots\dots\dots (4.3.27)$$

$$A_e = \frac{2}{3} \cdot \pi \cdot (D_i + t) \cdot t \quad \dots\dots\dots (4.3.28)$$

(b) 架台基礎ボルトばね定数

図4-2に示すとおり，水平力にて架台基礎ボルトには，せん断力を受けることとなるため，ばね定数としては，せん断剛性を考慮し次式で求める。

$$K_{Hb} = \frac{1000 \cdot n_{Hk} \cdot A_{bk} \cdot G_{bf}}{\ell_b} \dots\dots\dots (4.3.29)$$

ここで， G_{bf} は架台基礎ボルトのせん断弾性係数であり，ポアソン比 $\nu = 0.3$ とし，以下のとおり算出する。

$$G_{bf} = \frac{E_{bf}}{2 \cdot (1 + \nu)} \dots\dots\dots (4.3.30)$$

(c) 架台ばね定数

図 4-2 に示すとおり，架台はH鋼を組み合わせた構造物となっているが，架台ばね定数の算出に当たっては，図 4-3 のとおり，より剛性が低くなるH鋼材単体の断面形状のみ考慮する。

水平方向荷重による両端支持のH鋼架台のばね定数は次式で求める。

$$K_{Hf} = \frac{1000 \cdot 48 \cdot E_f \cdot I_{Hf}}{\ell_f^3} \dots\dots\dots (4.3.31)$$

(d) 合成ばね定数

(a) から (c) で求めたばね定数より直列型合成ばね定数を次式で求める。

$$\frac{1}{K_H} = \frac{1}{K_{Hv}} + \frac{1}{K_{Hb}} + \frac{1}{K_{Hf}} \dots\dots\dots (4.3.32)$$

(e) 固有周期

ほう酸水注入系テストタンクの水平方向の固有周期 T_H は次式で求める。

$$T_H = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_H}} \dots\dots\dots (4.3.33)$$

b. 鉛直方向の固有周期

鉛直方向は，架台基礎ボルト，架台，容器のばね定数を合成し，設備全体の固有周期を算出する。

(a) 容器ばね定数

鉛直方向荷重 F_v による支持脚の鉛直方向変位量と胴の鉛直方向変位量は次式で求める。

$$\Delta_{y2} = \frac{F_v \cdot \ell}{4 \cdot A_s \cdot E_s} \dots\dots\dots (4.3.34)$$

$$\Delta_{y3} = \frac{F_v \cdot (\ell_g - \ell)}{A \cdot E} \dots\dots\dots (4.3.35)$$

ここで、

$$A = \pi \cdot (D_i + t) \cdot t \quad \dots\dots\dots (4.3.36)$$

運転時質量による胴の脚付け根部における局部傾き角による鉛直方向変位は次式で求める。

$$\Delta_{y4} = \theta \cdot u \quad \dots\dots\dots (4.3.37)$$

局部傾き角は脚下端の支持条件により、脚下端が固定の場合

$$\theta = \frac{K_\ell \cdot M_\ell}{r_m^3 \cdot \beta^2 \cdot E} \quad \dots\dots\dots (4.3.38)$$

ここで、

$$M_\ell = \left\{ \left(\frac{\ell^3}{12 \cdot E_s \cdot I_{st}} + \frac{\ell}{G_s \cdot A_{sr}} + \frac{K_r}{r_m \cdot E} \right) \cdot \frac{F_v \cdot u \cdot \ell}{4 \cdot E_s \cdot I_{st}} \right. \\ \left. \cdot \left(\frac{\ell}{E_s \cdot I_{st}} + \frac{K_\ell}{r_m^3 \cdot \beta^2 \cdot E} \right) - \left(\frac{\ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{st}} \right)^2 \right\} \quad \dots\dots\dots (4.3.39)$$

以上により、胴重心の鉛直方向変位量 δ_v 、ばね定数 K_{vv} は次式で求める。

$$\delta_v = \Delta_{y2} + \Delta_{y3} + \Delta_{y4} \quad \dots\dots\dots (4.3.40)$$

$$K_{vv} = \frac{1000 \cdot F_v}{\delta_v} \quad \dots\dots\dots (4.3.41)$$

(b) 架台基礎ボルトばね定数

鉛直方向荷重により架台基礎ボルトに引張力が作用するため、ばね定数は次式で求める。

$$K_{vb} = \frac{1000 \cdot n_{vk} \cdot A_{bk} \cdot E_{bf}}{\ell_b} \quad \dots\dots\dots (4.3.42)$$

(c) 架台ばね定数

図 4-2 に示すとおり、架台はH鋼を組み合わせた構造物となっているが、架台ばね定数の算出に当たっては、図 4-3 のとおり、より剛性が低くなるH鋼材単体の断面形状のみ考慮する。

鉛直方向荷重による両端支持のH鋼架台のばね定数は次式で求める。

$$K_{vf} = \frac{1000 \cdot 48 \cdot E_f \cdot I_{vf}}{\ell_f^3} \quad \dots\dots\dots (4.3.43)$$

(d) 合成ばね定数

(a) から (c) で求めたばね定数より直列型合成ばね定数を次式で求める。

$$\frac{1}{K_v} = \frac{1}{K_{vv}} + \frac{1}{K_{vb}} + \frac{1}{K_{vf}} \quad \dots\dots\dots (4.3.44)$$

(e) 固有周期

ほう酸水注入系テストタンクの鉛直方向の固有周期 T_H は次式で求める。

$$T_v = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_v}} \quad \dots\dots\dots (4.3.45)$$

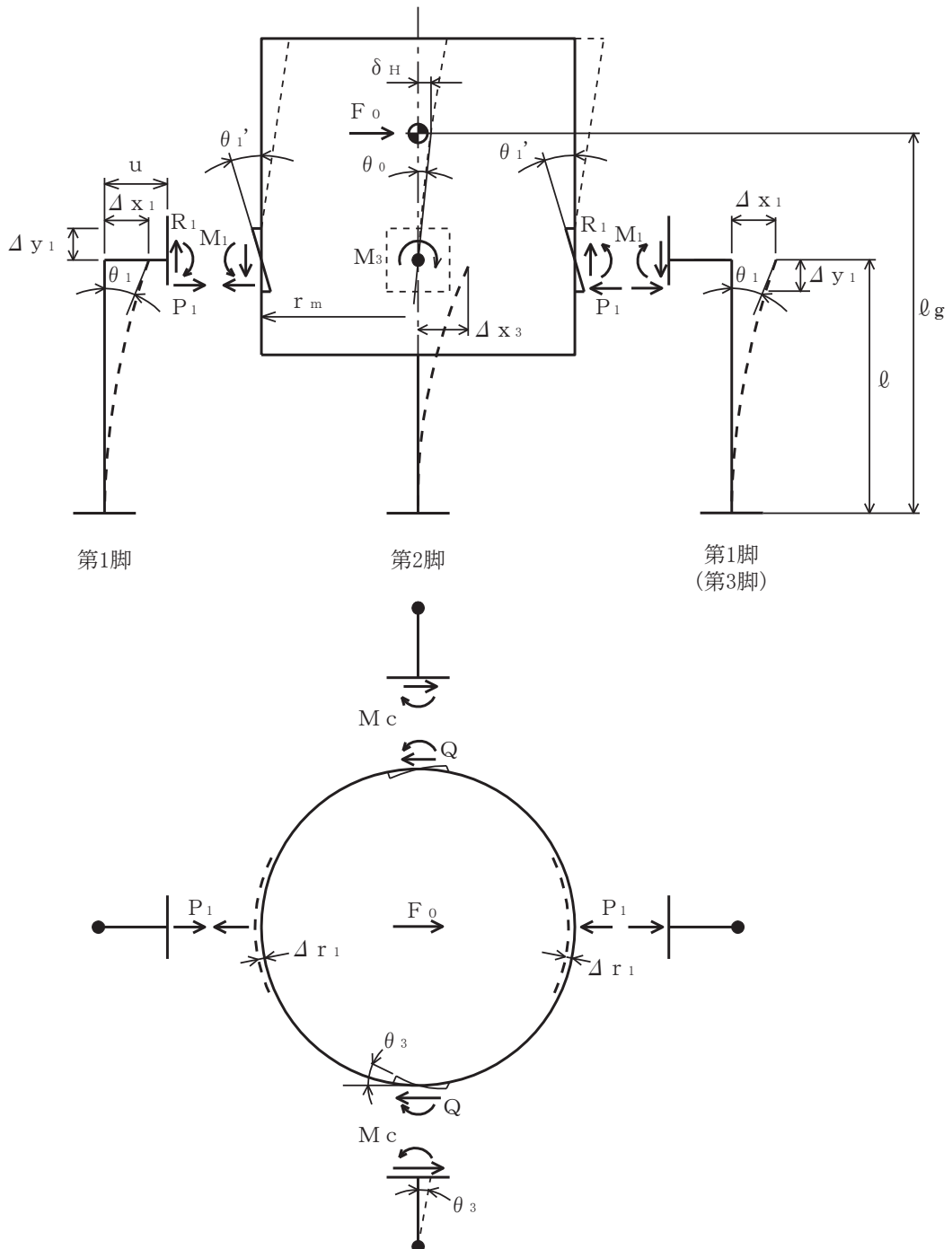


図 4-1 第 1 脚及び第 2 脚とも脚下端が固定されている場合の変形モード

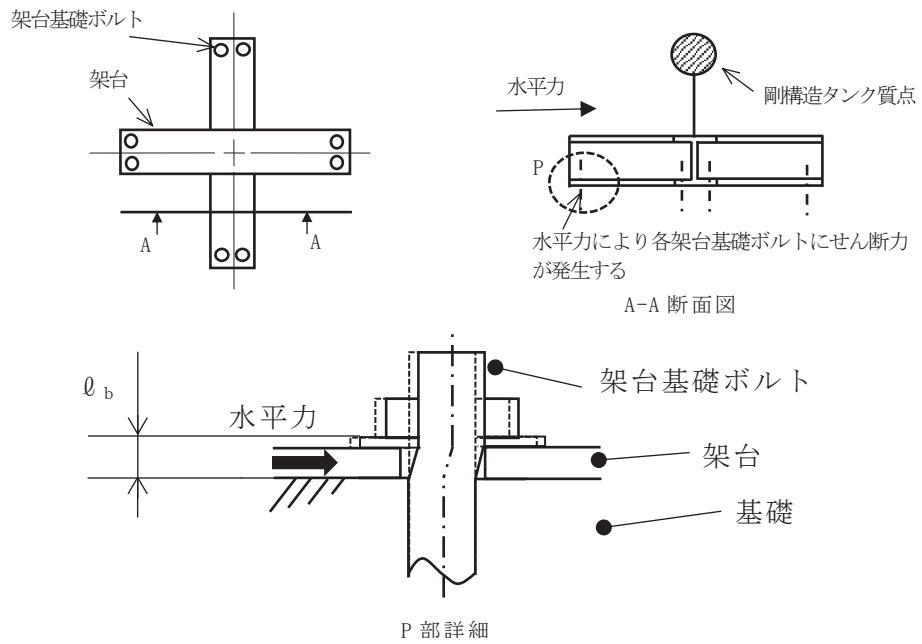


図 4-2 架台基礎ボルトの水平方向ばね定数計算モデル

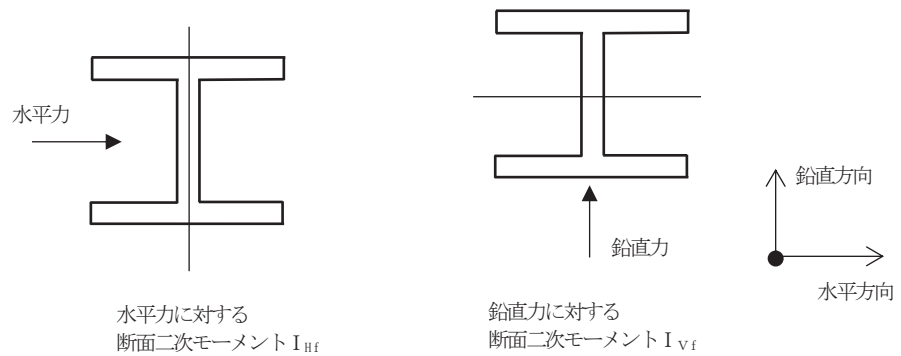


図 4-3 架台ばね定数計算モデル

(3) 固有周期の計算結果

計算の結果、固有周期は 0.05 秒以下であり、剛であることを確認した。
固有周期の計算結果を表 4-5 に示す。

表 4-5 固有周期 (単位: s)

水平	
鉛直	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.4 計算方法

4.4.1 応力の計算方法

応力計算において、絶対値和を用いる。

4.4.1.1 胴の応力

(1) 静水頭による応力

静水頭による場合（鉛直方向地震時を含む。）

$$\sigma_{\phi 1} = \frac{\rho' \cdot g \cdot H \cdot D_i}{2 \cdot t} \dots\dots\dots (4.4.1.1.1)$$

$$\sigma_{\phi 2} = \frac{\rho' \cdot g \cdot H \cdot D_i \cdot C_v}{2 \cdot t} \dots\dots\dots (4.4.1.1.2)$$

$$\sigma_{x 1} = 0 \dots\dots\dots (4.4.1.1.3)$$

(2) 運転時質量及び鉛直方向地震による応力

$$\sigma_{x 2} = \frac{m_o \cdot g}{\pi \cdot (D_i + t) \cdot t} \dots\dots\dots (4.4.1.1.4)$$

$$\sigma_{x 7} = \frac{m_o \cdot g \cdot C_v}{\pi \cdot (D_i + t) \cdot t} \dots\dots\dots (4.4.1.1.5)$$

(3) 運転時質量による胴の脚付け根部の応力

脚下端が固定の場合

脚の半径方向変位量と胴の半径方向局部変位量は等しいから

$$\begin{aligned} \Delta_r &= \frac{-P \cdot \ell^3}{3 \cdot E_s \cdot I_{st}} + \frac{-P \cdot \ell}{G_s \cdot A_{sr}} + \frac{(R \cdot u - M\ell) \cdot \ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{st}} \\ &= \frac{K_r \cdot P}{r_m \cdot E} \dots\dots\dots (4.4.1.1.6) \end{aligned}$$

また、脚上端の傾き角と胴の局部傾き角は等しい

から

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{(R \cdot u - M\ell) \cdot \ell}{E_s \cdot I_{st}} + \frac{-P \cdot \ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{st}} \\ &= \frac{K\ell \cdot M\ell}{r_m^3 \cdot \beta^2 \cdot E} \dots\dots\dots (4.4.1.1.7) \end{aligned}$$

ここで、

$$R = \frac{m_o \cdot g}{4} \dots\dots\dots (4.4.1.1.8)$$

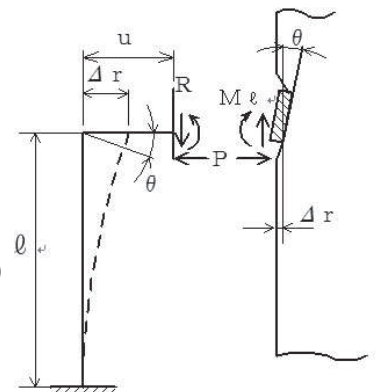


図 4-4 脚下端が固定されている場合の運転時質量による脚及び胴の変形

したがって、(4.4.1.1.8) 式を (4.4.1.1.6) 式及び (4.4.1.1.7) 式に代入した式を連立することにより、 M_ℓ を以下のように求める。

$$M_\ell = \left\{ \left(\frac{\ell^3}{12 \cdot E_s \cdot I_{st}} + \frac{\ell}{G_s \cdot A_{sr}} + \frac{K_r}{r_m \cdot E} \right) \cdot \frac{m_o \cdot g \cdot u \cdot \ell}{4 \cdot E_s \cdot I_{st}} \right\} \\ \left/ \left\{ \left(\frac{\ell^3}{3 \cdot E_s \cdot I_{st}} + \frac{\ell}{G_s \cdot A_{sr}} + \frac{K_r}{r_m \cdot E} \right) \cdot \left(\frac{\ell}{E_s \cdot I_{st}} + \frac{K_\ell}{r_m^3 \cdot \beta^2 \cdot E} \right) - \left(\frac{\ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{st}} \right)^2 \right\} \right. \\ \left. \dots\dots\dots (4.4.1.1.9) \right.$$

P は (4.4.1.1.6) 式に (4.4.1.1.8) 式を代入して整理すると

$$P = \frac{\frac{m_o \cdot g}{4} \cdot u - M_\ell}{2 \cdot E_s \cdot I_{st}} \cdot \ell^2 \\ \frac{\ell^3}{3 \cdot E_s \cdot I_{st}} + \frac{\ell}{G_s \cdot A_{sr}} + \frac{K_r}{r_m \cdot E} \\ \dots\dots\dots (4.4.1.1.10)$$

となる。

鉛直方向曲げモーメント M_ℓ により生じる胴の周方向応力及び軸方向応力は引用文献(2)により次のようにして求める。

シェルパラメータ γ 及びアタッチメントパラメータ β を以下のように定義する。

$$r_m = (D_i + t) / 2 \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.11)$$

$$\gamma = r_m / t \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.12)$$

$$\beta_1 = C_1 / r_m \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.13)$$

$$\beta_2 = C_2 / r_m \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.14)$$

$$\beta = \sqrt[3]{\beta_1 \cdot \beta_2^2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.15)$$

ただし、 $\beta \leq 0.5$

シェルパラメータ γ 及びアタッチメントパラメータ β によって引用文献(2)の図より値(以下*を付記するもの)を求めることにより、次式で求める。

$$\sigma_{\phi 3} = \left\{ \frac{N_\phi}{M_\ell / (r_m^2 \cdot \beta)} \right\}^* \cdot \left(\frac{M_\ell}{r_m^2 \cdot t \cdot \beta} \right) \cdot C_{\ell 1} \quad \dots (4.4.1.1.16)$$

$$\sigma_{x 3} = \left\{ \frac{N_x}{M_\ell / (r_m^2 \cdot \beta)} \right\}^* \cdot \left(\frac{M_\ell}{r_m^2 \cdot t \cdot \beta} \right) \cdot C_{\ell 2} \quad \dots (4.4.1.1.17)$$

半径方向荷重 P により生じる胴の周方向応力及び軸方向応力は

$$\sigma_{\phi 4} = \left(\frac{N_{\phi}}{P / r_m} \right)^* \cdot \left(\frac{P}{r_m \cdot t} \right) \dots\dots\dots (4.4.1.1.18)$$

$$\sigma_{x 4} = \left(\frac{N_x}{P / r_m} \right)^* \cdot \left(\frac{P}{r_m \cdot t} \right) \dots\dots\dots (4.4.1.1.19)$$

ここで、 γ 及び β は (4.4.1.1.11) 式～(4.4.1.1.15) 式によるが、(4.4.1.1.15) 式を

$4 \geq \beta_1 / \beta_2 \geq 1$ のとき

$$\beta = \left\{ 1 - \frac{1}{3} \cdot (\beta_1 / \beta_2 - 1) \cdot (1 - K_{1j}) \right\} \cdot \sqrt{\beta_1 \cdot \beta_2} \dots (4.4.1.1.20)$$

ただし、 $\beta \leq 0.5$

$\frac{1}{4} \leq \beta_1 / \beta_2 < 1$ のとき

$$\beta = \left\{ 1 - \frac{4}{3} \cdot (1 - \beta_1 / \beta_2) \cdot (1 - K_{2j}) \right\} \cdot \sqrt{\beta_1 \cdot \beta_2} \dots\dots\dots (4.4.1.1.21)$$

ただし、 $\beta \leq 0.5$

に置き換える。

反力 R によるせん断応力は

$$\tau_{\theta 1} = \frac{R}{4 \cdot C_2 \cdot t} \dots\dots\dots (4.4.1.1.22)$$

(4) 水平方向地震による胴の曲げ応力

水平方向地震により胴に転倒モーメントが作用するため、脚が取り付く胴の円周上に以下の曲げ応力が発生する。

$$\sigma_{x5} = \frac{C_H \cdot m_o \cdot g \cdot (\ell_g - \ell) \cdot (D_i + 2 \cdot t)}{2 \cdot I} \quad \dots \quad (4.4.1.1.23)$$

(5) Z方向地震による胴の脚付け根部の応力

4.3項の固有周期計算において(4.3.1)式及び(4.3.2)式の水平力 F_o を $C_H \cdot m_o \cdot g$ に置き換えて得られる数値を使用する。

a. 一次応力

半径方向荷重 P_1 により生じる胴の周方向応力及び軸方向応力は(4.4.1.1.18)式及び(4.4.1.1.19)式と同様にして

$$\sigma_{\phi 61} = \left(\frac{N_\phi}{P_1 / r_m} \right)^* \cdot \left(\frac{P_1}{r_m \cdot t} \right) \quad \dots \quad (4.4.1.1.24)$$

$$\sigma_{x61} = \left(\frac{N_x}{P_1 / r_m} \right)^* \cdot \left(\frac{P_1}{r_m \cdot t} \right) \quad \dots \quad (4.4.1.1.25)$$

鉛直方向曲げモーメント M_1 により生じる胴の周方向応力及び軸方向応力は(4.4.1.1.16)式及び(4.4.1.1.17)式と同様にして

$$\sigma_{\phi 71} = \left\{ \frac{N_\phi}{M_1 / (r_m^2 \cdot \beta)} \right\}^* \cdot \left(\frac{M_1}{r_m^2 \cdot t \cdot \beta} \right) \cdot C_{\ell 1} \quad \dots \quad (4.4.1.1.26)$$

$$\sigma_{x71} = \left\{ \frac{N_x}{M_1 / (r_m^2 \cdot \beta)} \right\}^* \cdot \left(\frac{M_1}{r_m^2 \cdot t \cdot \beta} \right) \cdot C_{\ell 2} \quad \dots \quad (4.4.1.1.27)$$

周方向曲げモーメント M_c により生じる胴の周方向応力及び軸方向応力は(4.4.1.1.16)式及び(4.4.1.1.17)式と同様にして

$$\sigma_{\phi 81} = \left\{ \frac{N_\phi}{M_c / (r_m^2 \cdot \beta)} \right\}^* \cdot \left(\frac{M_c}{r_m^2 \cdot t \cdot \beta} \right) \cdot C_{c1} \quad \dots \quad (4.4.1.1.28)$$

$$\sigma_{x81} = \left\{ \frac{N_x}{M_c / (r_m^2 \cdot \beta)} \right\}^* \cdot \left(\frac{M_c}{r_m^2 \cdot t \cdot \beta} \right) \cdot C_{c2} \quad \dots \quad (4.4.1.1.29)$$

ここで、 γ 及び β は(4.4.1.1.11)式～(4.4.1.1.15)式によるが、(4.4.1.1.15)式を

$$\beta = \sqrt[3]{\beta_1^2 \cdot \beta_2} \quad \dots \quad (4.4.1.1.30)$$

ただし、 $\beta \leq 0.5$
に置き換える。

周方向せん断力Qによるせん断応力は

$$\tau_{c1} = \frac{Q}{4 \cdot C_1 \cdot t} \dots\dots\dots (4.4.1.1.31)$$

鉛直方向せん断力R₁によるせん断応力は

$$\tau_{c2} = \frac{R_1}{4 \cdot C_2 \cdot t} \dots\dots\dots (4.4.1.1.32)$$

ねじりモーメントM₃により生じる胴のせん断応力は

$$\tau_3 = \frac{M_3}{2 \cdot \pi \cdot C_1^2 \cdot t} \dots\dots\dots (4.4.1.1.33)$$

ここで、C₁ > C₂のときC₁をC₂に置き換える。(図4-5参照)

b. 二次応力

半径方向荷重P₁により生じる胴の周方向応力及び軸方向応力は

$$\sigma_{\phi 62} = \left(\frac{M_\phi}{P_1} \right)^* \cdot \left(\frac{6 \cdot P_1}{t^2} \right) \dots\dots\dots (4.4.1.1.34)$$

$$\sigma_{x 62} = \left(\frac{M_x}{P_1} \right)^* \cdot \left(\frac{6 \cdot P_1}{t^2} \right) \dots\dots\dots (4.4.1.1.35)$$

鉛直方向曲げモーメントM₁により生じる胴の周方向応力及び軸方向応力は

$$\sigma_{\phi 72} = \left\{ \frac{M_\phi}{M_1 / (r_m \cdot \beta)} \right\}^* \cdot \left(\frac{6 \cdot M_1}{r_m \cdot t^2 \cdot \beta} \right) \dots\dots (4.4.1.1.36)$$

$$\sigma_{x 72} = \left\{ \frac{M_x}{M_1 / (r_m \cdot \beta)} \right\}^* \cdot \left(\frac{6 \cdot M_1}{r_m \cdot t^2 \cdot \beta} \right) \dots\dots (4.4.1.1.37)$$

周方向曲げモーメントM_cにより生じる胴の周方向応力及び軸方向応力は

$$\sigma_{\phi 82} = \left\{ \frac{M_\phi}{M_c / (r_m \cdot \beta)} \right\}^* \cdot \left(\frac{6 \cdot M_c}{r_m \cdot t^2 \cdot \beta} \right) \dots\dots (4.4.1.1.38)$$

$$\sigma_{x 82} = \left\{ \frac{M_x}{M_c / (r_m \cdot \beta)} \right\}^* \cdot \left(\frac{6 \cdot M_c}{r_m \cdot t^2 \cdot \beta} \right) \dots\dots (4.4.1.1.39)$$

(6) X方向地震による胴の脚付け根部の応力

a. 一次応力

半径方向荷重 P_1 により生じる胴の周方向応力及び軸方向応力は

$$\sigma_{\phi 91} = \sigma_{\phi 61} / \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.40)$$

$$\sigma_{x 91} = \sigma_{x 61} / \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.41)$$

鉛直方向曲げモーメント M_1 により生じる胴の周方向応力及び軸方向応力は

$$\sigma_{\phi 101} = \sigma_{\phi 71} / \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.42)$$

$$\sigma_{x 101} = \sigma_{x 71} / \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.43)$$

周方向曲げモーメント M_c により生じる胴の周方向応力及び軸方向応力は

$$\sigma_{\phi 111} = \sigma_{\phi 81} / \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.44)$$

$$\sigma_{x 111} = \sigma_{x 81} / \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.45)$$

周方向せん断力 Q によるせん断応力は

$$\tau_{c4} = \tau_{c1} / \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.46)$$

鉛直方向せん断力 R_1 によるせん断応力は

$$\tau_{l5} = \tau_{l2} / \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.47)$$

ねじりモーメント M_3 により生じる胴のせん断応力は

$$\tau_6 = \tau_3 / \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.48)$$

b. 二次応力

半径方向荷重 P_1 により生じる胴の周方向応力及び軸方向応力は

$$\sigma_{\phi 92} = \sigma_{\phi 62} / \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.49)$$

$$\sigma_{x 92} = \sigma_{x 62} / \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.50)$$

鉛直方向曲げモーメント M_1 により生じる胴の周方向応力及び軸方向応力は

$$\sigma_{\phi 102} = \sigma_{\phi 72} / \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.51)$$

$$\sigma_{x 102} = \sigma_{x 72} / \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.52)$$

周方向曲げモーメント M_c により生じる胴の周方向応力及び軸方向応力は

$$\sigma_{\phi 112} = \sigma_{\phi 82} / \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.53)$$

$$\sigma_{x 112} = \sigma_{x 82} / \sqrt{2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.54)$$

(7) 鉛直方向地震による胴の脚付け根部の応力

脚下端が固定の場合の軸力，胴の脚付け根部の鉛直方向モーメント及び半径方向荷重を以下のように求める。

$$R_2 = \frac{m_o \cdot g \cdot C_v}{4} \dots\dots\dots (4.4.1.1.55)$$

$$M_{\ell 2} = \left\{ \left(\frac{\ell^3}{12 \cdot E_s \cdot I_{st}} + \frac{\ell}{G_s \cdot A_{sr}} + \frac{K_r}{r_m \cdot E} \right) \cdot \frac{R_2 \cdot u \cdot \ell}{E_s \cdot I_{st}} \right\} \\ \left\{ \left(\frac{\ell^3}{3 \cdot E_s \cdot I_{st}} + \frac{\ell}{G_s \cdot A_{sr}} + \frac{K_r}{r_m \cdot E} \right) \cdot \left(\frac{\ell}{E_s \cdot I_{st}} + \frac{K_{\ell}}{r_m^3 \cdot \beta^2 \cdot E} \right) - \left(\frac{\ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{st}} \right)^2 \right\} \\ \dots\dots\dots (4.4.1.1.56)$$

$$P_2 = \frac{(R_2 \cdot u - M_{\ell 2}) \cdot \ell^2}{2 \cdot E_s \cdot I_{st}} \\ \left\{ \left(\frac{\ell^3}{3 \cdot E_s \cdot I_{st}} + \frac{\ell}{G_s \cdot A_{sr}} + \frac{K_r}{r_m \cdot E} \right) \dots\dots \right. \dots\dots (4.4.1.1.57)$$

a. 一次応力

鉛直方向曲げモーメント $M_{\ell 2}$ により生じる胴の周方向及び軸方向応力は次式で求める。

$$\sigma_{\phi 8} = \left\{ \frac{N_{\phi}}{M_{\ell 2} / (r_m^2 \cdot \beta)} \right\}^* \cdot \left(\frac{M_{\ell 2}}{r_m^2 \cdot t \cdot \beta} \right) \cdot C_{\ell 1} \dots (4.4.1.1.58)$$

$$\sigma_{x 8} = \left\{ \frac{N_x}{M_{\ell 2} / (r_m^2 \cdot \beta)} \right\}^* \cdot \left(\frac{M_{\ell 2}}{r_m^2 \cdot t \cdot \beta} \right) \cdot C_{\ell 2} \dots (4.4.1.1.59)$$

半径方向荷重 P_2 により生じる胴の周方向及び軸方向応力は次式で求める。

$$\sigma_{\phi 9} = \left(\frac{N_{\phi}}{P_2 / r_m} \right)^* \cdot \left(\frac{P_2}{r_m \cdot t} \right) \dots\dots\dots (4.4.1.1.60)$$

$$\sigma_{x 9} = \left(\frac{N_x}{P_2 / r_m} \right)^* \cdot \left(\frac{P_2}{r_m \cdot t} \right) \dots\dots\dots (4.4.1.1.61)$$

b. 二次応力

鉛直方向曲げモーメント $M_{\theta 2}$ により生じる胴の周方向及び軸方向応力は次式で求める。

$$\sigma_{\phi 10} = \left\{ \frac{M_{\phi}}{M_{\theta 2} / (r_m \cdot \beta)} \right\}^* \cdot \left(\frac{6 \cdot M_{\theta 2}}{r_m \cdot t^2 \cdot \beta} \right) \quad \dots \quad (4.4.1.1.62)$$

$$\sigma_{x 10} = \left\{ \frac{M_x}{M_{\theta 2} / (r_m \cdot \beta)} \right\}^* \cdot \left(\frac{6 \cdot M_{\theta 2}}{r_m \cdot t^2 \cdot \beta} \right) \quad \dots \quad (4.4.1.1.63)$$

半径方向荷重 P_2 により生じる胴の周方向及び軸方向応力は次式で求める。

$$\sigma_{\phi 11} = \left(\frac{M_{\phi}}{P_2} \right)^* \cdot \left(\frac{6 \cdot P_2}{t^2} \right) \quad \dots \quad (4.4.1.1.64)$$

$$\sigma_{x 11} = \left(\frac{M_x}{P_2} \right)^* \cdot \left(\frac{6 \cdot P_2}{t^2} \right) \quad \dots \quad (4.4.1.1.65)$$

せん断応力は次による。

$$\tau_{\theta 3} = \frac{R_2}{4 \cdot C_2 \cdot t} \quad \dots \quad (4.4.1.1.66)$$

(8) 組合せ応力

(1) ~ (7) によって求めた胴の脚付け根部に生じる応力を以下のように組み合わせる。

a. 一次一般膜応力

$$\sigma_0 = \text{Max} \{ \text{周方向応力 } (\sigma_{0\phi}), \text{ 軸方向応力 } (\sigma_{0x}) \} \quad \dots \quad (4.4.1.1.67)$$

$$\sigma_{0\phi} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 2} \quad \dots \quad (4.4.1.1.68)$$

$$\sigma_{0x} = \sigma_{x 1} + \sigma_{x 2} + \sigma_{x 5} + \sigma_{x 7} \quad \dots \quad (4.4.1.1.69)$$

b. Z方向地震及び鉛直方向地震が作用した場合の組合せ一次応力

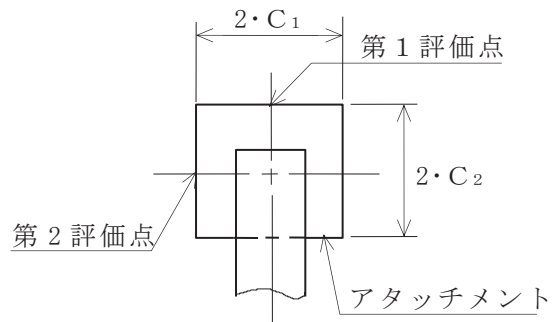


図4-5 胴の評価点

(a) 第1脚付け根部

第1評価点については

$$\sigma_{\phi z 1} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 3} + \sigma_{\phi 4} + \sigma_{\phi 61} + \sigma_{\phi 71} + \sigma_{\phi 2} + \sigma_{\phi 8} + \sigma_{\phi 9} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.70)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{x z 1} = & \sigma_{x 1} + \sigma_{x 2} + \sigma_{x 3} + \sigma_{x 4} + \sigma_{x 5} + \sigma_{x 61} \\ & + \sigma_{x 71} + \sigma_{x 7} + \sigma_{x 8} + \sigma_{x 9} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.71) \end{aligned}$$

$$\sigma_{11} = \frac{1}{2} \cdot \left\{ (\sigma_{\phi z 1} + \sigma_{x z 1}) + \sqrt{(\sigma_{\phi z 1} - \sigma_{x z 1})^2} \right\} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.72)$$

第2評価点については

$$\sigma_{\phi z 2} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 4} + \sigma_{\phi 2} + \sigma_{\phi 61} + \sigma_{\phi 9} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.73)$$

$$\sigma_{x z 2} = \sigma_{x 1} + \sigma_{x 2} + \sigma_{x 4} + \sigma_{x 5} + \sigma_{x 61} + \sigma_{x 7} + \sigma_{x 9} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.74)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{12} = & \frac{1}{2} \cdot \\ & \left\{ (\sigma_{\phi z 2} + \sigma_{x z 2}) + \sqrt{(\sigma_{\phi z 2} - \sigma_{x z 2})^2 + 4 \cdot (\tau_{\ell 1} + \tau_{\ell 2} + \tau_{\ell 3})^2} \right\} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.75) \end{aligned}$$

(b) 第2脚付け根部

第1評価点については

$$\sigma_{\phi z 3} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 3} + \sigma_{\phi 4} + \sigma_{\phi 2} + \sigma_{\phi 8} + \sigma_{\phi 9} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.76)$$

$$\sigma_{x z 3} = \sigma_{x 1} + \sigma_{x 2} + \sigma_{x 3} + \sigma_{x 4} + \sigma_{x 7} + \sigma_{x 8} + \sigma_{x 9} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.77)$$

$$\sigma_{13} = \frac{1}{2} \cdot \left\{ (\sigma_{\phi z 3} + \sigma_{x z 3}) + \sqrt{(\sigma_{\phi z 3} - \sigma_{x z 3})^2 + 4 \cdot (\tau_{c 1} + \tau_3)^2} \right\} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.78)$$

第2評価点については

$$\sigma_{\phi z 4} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 4} + \sigma_{\phi 2} + \sigma_{\phi 9} + \sigma_{\phi 81} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.79)$$

$$\sigma_{x z 4} = \sigma_{x 1} + \sigma_{x 2} + \sigma_{x 4} + \sigma_{x 7} + \sigma_{x 9} + \sigma_{x 81} \quad \dots\dots (4.4.1.1.80)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{14} = & \frac{1}{2} \cdot \\ & \left\{ (\sigma_{\phi z 4} + \sigma_{x z 4}) + \sqrt{(\sigma_{\phi z 4} - \sigma_{x z 4})^2 + 4 \cdot (\tau_{\ell 1} + \tau_3 + \tau_{\ell 3})^2} \right\} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.81) \end{aligned}$$

- c. X方向地震及び鉛直方向地震が作用した場合の組合せ一次応力
第1評価点については

$$\sigma_{\phi x 1} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 3} + \sigma_{\phi 4} + \sigma_{\phi 9 1} + \sigma_{\phi 1 0 1} + \sigma_{\phi 2} + \sigma_{\phi 8} + \sigma_{\phi 9} \dots\dots\dots (4.4.1.1.82)$$

$$\sigma_{x x 1} = \sigma_{x 1} + \sigma_{x 2} + \sigma_{x 3} + \sigma_{x 4} + \sigma_{x 5} + \sigma_{x 9 1} + \sigma_{x 1 0 1} + \sigma_{x 7} + \sigma_{x 8} + \sigma_{x 9} \dots\dots\dots (4.4.1.1.83)$$

$$\sigma_{1 5} = \frac{1}{2} \cdot \left\{ (\sigma_{\phi x 1} + \sigma_{x x 1}) + \sqrt{(\sigma_{\phi x 1} - \sigma_{x x 1})^2 + 4 \cdot (\tau_{c 4} + \tau_6)^2} \right\} \dots\dots\dots (4.4.1.1.84)$$

第2評価点については

$$\sigma_{\phi x 2} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 4} + \sigma_{\phi 2} + \sigma_{\phi 9 1} + \sigma_{\phi 1 1 1} + \sigma_{\phi 9} \dots\dots (4.4.1.1.85)$$

$$\sigma_{x x 2} = \sigma_{x 1} + \sigma_{x 2} + \sigma_{x 4} + \sigma_{x 5} + \sigma_{x 9 1} + \sigma_{x 1 1 1} + \sigma_{x 7} + \sigma_{x 9} \dots\dots\dots (4.4.1.1.86)$$

$$\sigma_{1 6} = \frac{1}{2} \cdot \left\{ (\sigma_{\phi x 2} + \sigma_{x x 2}) + \sqrt{(\sigma_{\phi x 2} - \sigma_{x x 2})^2 + 4 \cdot (\tau_{\ell 1} + \tau_{\ell 5} + \tau_6 + \tau_{\ell 3})^2} \right\} \dots\dots\dots (4.4.1.1.87)$$

- d. 胴の一次応力の最大値

ここで、b項及びc項により組み合わせた一次応力のうち最大のものを σ_1 とする。

$$\sigma_1 = \text{Max} (\sigma_{1 1}, \sigma_{1 2}, \sigma_{1 3}, \sigma_{1 4}, \sigma_{1 5}, \sigma_{1 6}) \dots\dots\dots (4.4.1.1.88)$$

- e. 地震力のみによる一次+二次応力の変動値

Z方向地震及び鉛直方向地震が作用した場合

- (a) 第1脚付け根部

第1評価点については

$$\sigma_{\phi z 5} = \sigma_{\phi 2} + \sigma_{\phi 8} + \sigma_{\phi 9} + \sigma_{\phi 1 0} + \sigma_{\phi 1 1} + \sigma_{\phi 6 1} + \sigma_{\phi 6 2} + \sigma_{\phi 7 1} + \sigma_{\phi 7 2} \dots\dots\dots (4.4.1.1.89)$$

$$\sigma_{x z 5} = \sigma_{x 7} + \sigma_{x 8} + \sigma_{x 9} + \sigma_{x 1 0} + \sigma_{x 1 1} + \sigma_{x 5} + \sigma_{x 6 1} + \sigma_{x 6 2} + \sigma_{x 7 1} + \sigma_{x 7 2} \dots\dots\dots (4.4.1.1.90)$$

$$\sigma_{2 1} = \sigma_{\phi z 5} + \sigma_{x z 5} + \sqrt{(\sigma_{\phi z 5} - \sigma_{x z 5})^2} \dots\dots\dots (4.4.1.1.91)$$

第2評価点については

$$\sigma_{\phi z 6} = \sigma_{\phi 2} + \sigma_{\phi 9} + \sigma_{\phi 11} + \sigma_{\phi 61} + \sigma_{\phi 62} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.92)$$

$$\sigma_{x z 6} = \sigma_{x 7} + \sigma_{x 9} + \sigma_{x 11} + \sigma_{x 5} + \sigma_{x 61} + \sigma_{x 62} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.93)$$

$$\sigma_{22} = \sigma_{\phi z 6} + \sigma_{x z 6} + \sqrt{(\sigma_{\phi z 6} - \sigma_{x z 6})^2 + 4 \cdot (\tau_{\ell 2} + \tau_{\ell 3})^2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.94)$$

(b) 第2脚付け根部

第1評価点については

$$\sigma_{\phi z 7} = \sigma_{\phi 2} + \sigma_{\phi 8} + \sigma_{\phi 9} + \sigma_{\phi 10} + \sigma_{\phi 11} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.95)$$

$$\sigma_{x z 7} = \sigma_{x 7} + \sigma_{x 8} + \sigma_{x 9} + \sigma_{x 10} + \sigma_{x 11} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.96)$$

$$\sigma_{23} = \sigma_{\phi z 7} + \sigma_{x z 7} + \sqrt{(\sigma_{\phi z 7} - \sigma_{x z 7})^2 + 4 \cdot (\tau_{c1} + \tau_3)^2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.97)$$

第2評価点については

$$\sigma_{\phi z 8} = \sigma_{\phi 2} + \sigma_{\phi 9} + \sigma_{\phi 11} + \sigma_{\phi 81} + \sigma_{\phi 82} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.98)$$

$$\sigma_{x z 8} = \sigma_{x 7} + \sigma_{x 9} + \sigma_{x 11} + \sigma_{x 81} + \sigma_{x 82} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.99)$$

$$\sigma_{24} = \sigma_{\phi z 8} + \sigma_{x z 8} + \sqrt{(\sigma_{\phi z 8} - \sigma_{x z 8})^2 + 4 \cdot (\tau_3 + \tau_{\ell 3})^2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.100)$$

f. 地震力のみによる一次+二次応力の変動値
X方向地震及び鉛直方向地震が作用した場合

(a) 第1脚付け根部

第1評価点については

$$\begin{aligned} \sigma_{\phi x 3} = & \sigma_{\phi 2} + \sigma_{\phi 8} + \sigma_{\phi 9} + \sigma_{\phi 10} + \sigma_{\phi 11} \\ & + \sigma_{\phi 91} + \sigma_{\phi 101} + \sigma_{\phi 92} + \sigma_{\phi 102} \\ & \dots\dots\dots (4.4.1.1.101) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{x x 3} = & \sigma_{x 7} + \sigma_{x 8} + \sigma_{x 9} + \sigma_{x 10} + \sigma_{x 11} \\ & + \sigma_{x 5} + \sigma_{x 91} + \sigma_{x 101} + \sigma_{x 92} + \sigma_{x 102} \\ & \dots\dots\dots (4.4.1.1.102) \end{aligned}$$

$$\sigma_{25} = \sigma_{\phi x 3} + \sigma_{x x 3} + \sqrt{(\sigma_{\phi x 3} - \sigma_{x x 3})^2 + 4(\tau_{c4} + \tau_6)^2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.1.103)$$

第2評価点については

$$\sigma_{\phi x 4} = \sigma_{\phi 9} + \sigma_{\phi 11} + \sigma_{\phi 91} + \sigma_{\phi 92} + \sigma_{\phi 111} + \sigma_{\phi 112} \dots \dots \dots (4.4.1.1.104)$$

$$\sigma_{x x 4} = \sigma_{x 7} + \sigma_{x 9} + \sigma_{x 11} + \sigma_{x 5} + \sigma_{x 91} + \sigma_{x 92} + \sigma_{x 111} + \sigma_{x 112} \dots \dots \dots (4.4.1.1.105)$$

$$\sigma_{26} = \sigma_{\phi x 4} + \sigma_{x x 4} + \sqrt{(\sigma_{\phi x 4} - \sigma_{x x 4})^2 + 4(\tau_{\phi 5} + \tau_{\phi 6} + \tau_{\phi 3})^2} \dots \dots \dots (4.4.1.1.106)$$

g. 胴の一次+二次応力の最大値

ここで、e項及びf項により組み合わせた一次応力のうち最大のものを σ_2 とする。

$$\sigma_2 = \text{Max} (\sigma_{21}, \sigma_{22}, \sigma_{23}, \sigma_{24}, \sigma_{25}, \sigma_{26}) \dots \dots \dots (4.4.1.1.107)$$

4.4.1.2 脚の応力

脚にかかる荷重について計算する。

(1) 運転時質量による応力

$$\sigma_{s1} = \frac{R}{A_s} \dots\dots\dots (4.4.1.2.1)$$

$$\sigma_{s2} = \frac{\text{Max}(|R \cdot u - M_\ell - P \cdot \ell|, |R \cdot u - M_\ell|)}{Z_{st}} \dots\dots (4.4.1.2.2)$$

$$\tau_{s1} = \frac{P}{A_{s1}} \dots\dots\dots (4.4.1.2.3)$$

(2) 鉛直方向地震による応力

$$\sigma_{s3} = \frac{R_2}{A_s} \dots\dots\dots (4.4.1.2.4)$$

$$\sigma_{s4} = \frac{\text{Max}(|R_2 \cdot u - M_{\ell 2} - P_2 \cdot \ell|, |R_2 \cdot u - M_{\ell 2}|)}{Z_{st}} \dots\dots\dots (4.4.1.2.5)$$

$$\tau_{s2} = \frac{P_2}{A_{s1}} \dots\dots\dots (4.4.1.2.6)$$

(3) Z方向地震による応力

第1脚については

$$\sigma_{s5} = \frac{R_1}{A_s} \dots\dots\dots (4.4.1.2.7)$$

$$\sigma_{s6} = \frac{\text{Max}(|R_1 \cdot u - M_1 - P_1 \cdot \ell|, |R_1 \cdot u - M_1|)}{Z_{st}} \dots\dots\dots (4.4.1.2.8)$$

$$\tau_{s3} = \frac{P_1}{A_{s1}} \dots\dots\dots (4.4.1.2.9)$$

第2脚については

$$\sigma_{s7} = \frac{\text{Max}(|Q \cdot \ell - M_3|, |M_3|)}{Z_{sr}} \dots\dots\dots (4.4.1.2.10)$$

$$\tau_{s4} = \frac{Q}{A_{s2}} + \frac{Q \cdot u - M_c}{Z_{sp}} \dots\dots\dots (4.4.1.2.11)$$

(4) X方向地震による応力

$$\sigma_{s8} = \frac{R_1}{\sqrt{2} \cdot A_s} \dots\dots\dots (4.4.1.2.12)$$

$$\sigma_{s9} = \frac{\text{Max}(|R_1 \cdot u - M_1 - P_1 \cdot \varrho|, |R_1 \cdot u - M_1|)}{\sqrt{2} \cdot Z_{st}} \dots\dots\dots (4.4.1.2.13)$$

$$\sigma_{s10} = \frac{\text{Max}(|Q \cdot \varrho - M_3|, |M_3|)}{\sqrt{2} \cdot Z_{sr}} \dots\dots\dots (4.4.1.2.14)$$

$$\tau_{s5} = \frac{P_1}{\sqrt{2} \cdot A_{s1}} + \frac{Q}{\sqrt{2} \cdot A_{s2}} + \frac{Q \cdot u - M_c}{\sqrt{2} \cdot Z_{sp}} \dots\dots\dots (4.4.1.2.15)$$

(5) 組合せ応力

脚の最大応力は次式で求める。

a. Z方向地震及び鉛直方向地震が作用した場合

第1脚については

$$\sigma_{sz1} = \sqrt{(\sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3} + \sigma_{s4} + \sigma_{s5} + \sigma_{s6})^2 + 3 \cdot (\tau_{s1} + \tau_{s2} + \tau_{s3})^2} \dots\dots\dots (4.4.1.2.16)$$

第2脚については

$$\sigma_{sz2} = \sqrt{(\sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3} + \sigma_{s4} + \sigma_{s7})^2 + 3 \cdot (\tau_{s1} + \tau_{s2} + \tau_{s4})^2} \dots\dots\dots (4.4.1.2.17)$$

b. X方向地震及び鉛直方向地震が作用した場合

$$\sigma_{sx} = \sqrt{(\sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3} + \sigma_{s4} + \sigma_{s8} + \sigma_{s9} + \sigma_{s10})^2 + 3 \cdot (\tau_{s1} + \tau_{s2} + \tau_{s5})^2} \dots\dots\dots (4.4.1.2.18)$$

ここで、組み合わせた応力のうち最大のものを σ_s とする。

$$\sigma_s = \text{Max}(\sigma_{sz1}, \sigma_{sz2}, \sigma_{sx}) \dots\dots\dots (4.4.1.2.19)$$

4.4.1.3 ボルトの応力

基礎又は架台には鉛直荷重，水平方向のせん断力，鉛直軸まわりのねじりモーメント及び転倒モーメントが作用する。

(1) 基礎ボルトにZ方向地震及び鉛直方向地震が作用した場合

a. 引張応力

脚底部に作用するモーメント及び鉛直荷重は，第1脚及び第3脚については脚下端が固定の場合

$$M_{z1} = \left| P_1 \cdot \ell + M_1 - R_1 \cdot u \right| + \left| (P - P_2) \cdot \ell + (M_\ell - M_{\ell 2}) - (R - R_2) \cdot u \right| \dots \quad (4.4.1.3.1)$$

$$R_{z1} = R - R_2 - R_1 \dots \dots \dots (4.4.1.3.2)$$

モーメントと鉛直荷重の比を

$$e = M_{z1} / R_{z1} \dots \dots \dots (4.4.1.3.3)$$

とする。

図4-6のように脚底面においてボルト位置に圧縮荷重がかかる状況では，ボルトに引張力は作用しないため，引張力の評価は行わない。

一方，鉛直荷重（軸力） R_{z1} が負になる場合に相当する $e < 0$ のとき，ボルトに引張力が作用する。

また，図4-7のようにボルト位置に圧縮荷重がかからない状況に相当する

$$e > \frac{a}{6} + \frac{d_1}{3} \dots \dots \dots (4.4.1.3.4)$$

のとき，ボルトに引張力が生じる。

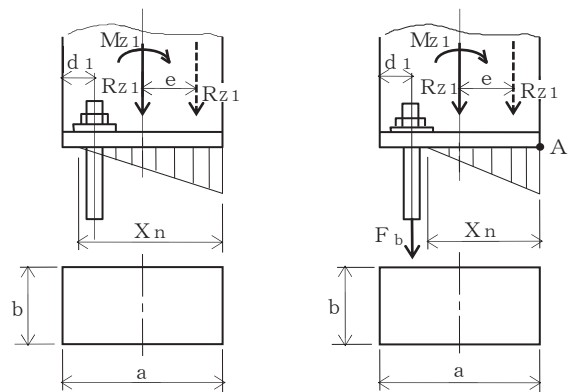


図 4-6
基礎又は架台部に作用する外荷重により生じる荷重の関係（その1）

図 4-7
基礎又は架台部に作用する外荷重により生じる荷重の関係（その2）

このとき図4-7において、鉛直荷重の釣合い、A点まわりのモーメントの釣合い、ボルトの伸びと基礎又は架台の縮みの関係から中立軸の位置 X_n は、

$$X_n^3 + 3 \cdot \left(e - \frac{a}{2} \right) \cdot X_n^2 - \frac{6 \cdot s \cdot A_b \cdot n_1}{b} \cdot \left(e + \frac{a}{2} - d_1 \right) \cdot (a - d_1 - X_n) = 0 \quad \dots\dots\dots (4.4.1.3.5)$$

より求めることができ、ボルトに生じる引張力は、

$$F_b = \frac{R_{z1} \cdot \left(e - \frac{a}{2} + \frac{X_n}{3} \right)}{a - d_1 - \frac{X_n}{3}} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.3.6)$$

となる。

したがって、ボルトに生じる引張応力は次式で求める。

$$\sigma_{b1} = \frac{F_b}{n_1 \cdot A_b} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.3.7)$$

第2脚及び第4脚のボルトについては、脚下端が固定の場合

$$M_{z2} = \sqrt{(Q \cdot \ell - M_3)^2 + \left\{ (P - P_2) \cdot \ell + (M_\ell - M_{\ell 2}) - (R - R_2) \cdot u \right\}^2} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.3.8)$$

$$R_{z2} = R - R_2 \quad \dots\dots\dots (4.4.1.3.9)$$

(4.4.1.3.3) 式の M_{z1} を M_{z2} 及び R_{z1} を R_{z2} に置き換え、(4.4.1.3.3) 式～(4.4.1.3.7) 式で得られたボルトの応力を σ_{b2} とする。

ただし、上式中で a を b 、 b を a 、 d_1 を d_2 及び n_1 を n_2 に置き換えた場合に得られるボルトの引張応力が、 σ_{b2} より大きいときは、その値を σ_{b2} とする。

b. せん断応力

第1脚及び第3脚のボルトについては

$$\tau_{b1} = \frac{P_1 + P + P_2}{n \cdot A_b} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.3.10)$$

第2脚及び第4脚のボルトについては

$$\tau_{b2} = \frac{\sqrt{Q^2 + (P + P_2)^2}}{n \cdot A_b} + \frac{Q \cdot u - M_c}{n \cdot A_b \cdot \sqrt{\left(\frac{a - 2 \cdot d_1}{2} \right)^2 + \left(\frac{b - 2 \cdot d_2}{2} \right)^2}} \quad \dots\dots\dots (4.4.1.3.11)$$

(2) 基礎ボルトに X 方向地震及び鉛直方向地震が作用した場合

a. 引張応力

脚底部に作用するモーメント及び鉛直荷重は、第1脚及び第4脚については、脚下端が固定の場合

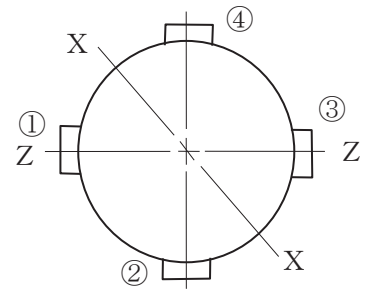


図 4-8 地震力の作用する方向

$$M_{x1} = \left[\left\{ \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot (P_1 \cdot \ell + M_1 - R_1 \cdot u) \right\}^2 + \left\{ (P - P_2) \cdot \ell + (M\ell - M\ell_2) - (R - R_2) \cdot u \right\}^2 + \left\{ \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot (Q \cdot \ell - M_3) \right\}^2 \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots (4.4.1.3.12)$$

$$R_{x1} = R - R_2 - \frac{R_1}{\sqrt{2}} \dots\dots\dots (4.4.1.3.13)$$

(4.4.1.3.3) 式の M_{z1} を M_{x1} 、 R_{z1} を R_{x1} 及び (4.4.1.3.6) 式の R_{z1} を R_{x1} に置き換え、(4.4.1.3.3) 式～(4.4.1.3.7) 式で得られたボルトの応力を σ_{b3} とする。

ただし、 a を b 、 b を a 、 d_1 を d_2 及び n_1 を n_2 に置き換えた場合に得られるボルトの引張応力が σ_{b3} より大きいときはその値を σ_{b3} とする。

b. せん断応力

第1脚～第4脚のボルトについては

$$\tau_{b3} = \frac{\sqrt{\left(\frac{P_1}{\sqrt{2}} + P + P_2\right)^2 + \left(\frac{Q}{\sqrt{2}}\right)^2}}{n \cdot A_b} + \frac{Q \cdot u - M_c}{\sqrt{2} \cdot n \cdot A_b \cdot \sqrt{\left(\frac{a - 2 \cdot d_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{b - 2 \cdot d_2}{2}\right)^2}} \dots\dots\dots (4.4.1.3.14)$$

R 5 VI-2-11-2-6 ⑥ O 2

(3) 基礎ボルトに生じる最大応力

(1) 及び (2) より求められたボルトの応力のうち最大のものを σ_b 及び τ_b とする。

a. ボルトの最大引張応力

$$\sigma_b = \text{Max}(\sigma_{b1}, \sigma_{b2}, \sigma_{b3}) \dots\dots\dots (4.4.1.3.15)$$

b. ボルトの最大せん断応力

$$\tau_b = \text{Max}(\tau_{b1}, \tau_{b2}, \tau_{b3}) \dots\dots\dots (4.4.1.3.16)$$

(4) 架台基礎ボルトに Z 方向地震及び鉛直方向地震が作用した場合

a. 引張応力

架台基礎ボルトに対する引張力は最も厳しい条件として、図4-9で最外列のボルトを支点とする転倒を考え、これを片側の最外列のボルトで受けるものとして計算する。

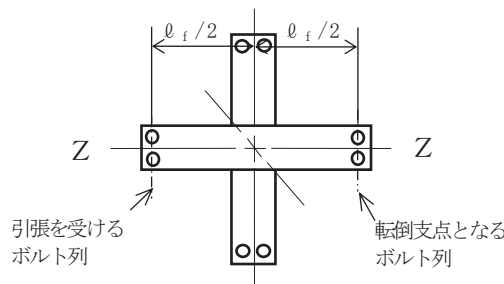


図 4-9 計算モデル

架台基礎ボルト 1 本当たりに作用する引張力は

$$F_{bz} = \frac{C_H \cdot m \cdot g \cdot \ell_h - (1 - C_v) m \cdot g \cdot \frac{\ell_f}{2}}{n_{Hb} \cdot \ell_f} \dots\dots\dots (4.4.1.3.17)$$

引張応力は

$$\sigma_{bz} = \frac{F_{bz}}{A_{bf}} \dots\dots\dots (4.4.1.3.18)$$

b. せん断応力

架台基礎ボルトに対するせん断力は架台基礎ボルト全本数で受けるものとしせん断力は

$$\tau_{bz} = \frac{C_H \cdot m \cdot g}{n_b \cdot A_{bf}} \dots\dots\dots (4.4.1.3.19)$$

(5) 架台基礎ボルトに X 方向地震及び鉛直方向地震が作用した場合

a. 引張応力

架台基礎ボルトに対する引張力は最も厳しい条件として、図4-10で最外列のボルトを支点とする転倒を考え、これを片側の最外列のボルトで受けるものとして計算する。

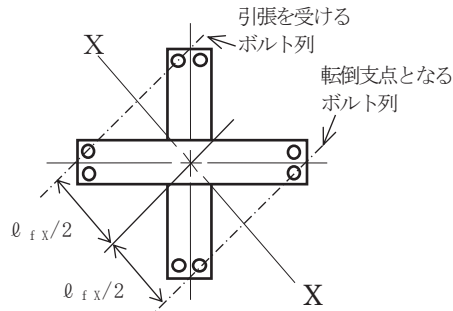


図 4-10 計算モデル

架台基礎ボルト 1 本あたりに作用する引張力は

$$F_{bx} = \frac{C_H \cdot m \cdot g \cdot \ell_h - (1 - C_V) m \cdot g \cdot \frac{\ell_{fx}}{2}}{n_{Hb} \cdot \ell_{fx}} \dots \dots \dots (4.4.1.3.20)$$

引張応力は

$$\sigma_{bx} = \frac{F_{bx}}{A_{bf}} \dots \dots \dots (4.4.1.3.21)$$

b. せん断応力

架台基礎ボルトに対するせん断力は架台基礎ボルト全本数で受けるものとしせん断力は

$$\tau_{bx} = \frac{C_H \cdot m \cdot g}{n_b \cdot A_{bf}} \dots \dots \dots (4.4.1.3.22)$$

(6) 架台基礎ボルトに生じる最大応力

(4) 及び (5) より求められたボルトの応力のうち最大のものを σ_{bf} 及び τ_{bf} とする。

a. 架台基礎ボルトの最大引張応力

$$\sigma_{bf} = \text{Max}(\sigma_{bz}, \sigma_{bx}) \dots \dots \dots (4.4.1.3.23)$$

b. ボルトの最大せん断応力

$$\tau_{bf} = \text{Max}(\tau_{bz}, \tau_{bx}) \dots \dots \dots (4.4.1.3.24)$$

4.5 計算条件

応力計算に用いる計算条件は、本計算書の【ほう酸水注入系テストタンクの耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.6 応力の評価

4.6.1 胴の応力評価

4.4.1.1 項で求めた組合せ応力が胴の最高使用温度における許容応力 S_a 以下であること。ただし、 S_a は下表による。

応力の種類	許容応力 S_a
	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
一次一般膜応力	設計引張強さ S_u の 0.6 倍
一次応力	上記の 1.5 倍の値
一次応力と二次応力の和	地震動のみによる一次応力と二次応力の和の変動値が設計降伏点 S_y の 2 倍以下であれば、疲れ解析は不要とする。

4.6.2 脚の応力評価

(1) 4.4.1.2 項で求めた脚の組合せ応力が許容引張応力 f_t 以下であること。ただし、 f_t は下表による。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_t	$1.5 \cdot \left(\frac{F^*}{1.5} \right)$

(2) 圧縮応力と曲げによる圧縮側応力の組合せは次式を満足すること。(座屈の評価)

$$\frac{\sigma_{s r}}{f_{b r}} + \frac{\sigma_{s t}}{f_{b t}} + \frac{\sigma_{s c}}{f_c} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (4.6.2.1)$$

a. f_c は次による。

$\lambda \leq \Lambda$ のとき

$$f_c = 1.5 \cdot \left\{ 1 - 0.4 \cdot \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} \cdot \frac{F}{v} \quad \dots\dots\dots (4.6.2.2)$$

$\lambda > \Lambda$ のとき

$$f_c = 1.5 \cdot 0.277 \cdot F \cdot \left(\frac{\Lambda}{\lambda} \right)^2 \quad \dots\dots\dots (4.6.2.3)$$

ここで、

$$\lambda = \frac{\ell_k}{i} \quad \dots\dots\dots (4.6.2.4)$$

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_s}{0.6 \cdot F}} \quad \dots\dots\dots (4.6.2.5)$$

$$v = 1.5 + \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \quad \dots\dots\dots (4.6.2.6)$$

$$i = \sqrt{\frac{\text{Min} (I_{s t}, I_{s r})}{A_s}} \quad \dots\dots\dots (4.6.2.7)$$

ℓ_k は有効座屈長さで脚下端を固定とする場合は $1.2 \cdot \ell$ とする。

b. $f_{b r}$, $f_{b t}$ は次による。

(a) 脚が鋼管の場合

$$f_{b r} = f_{b t} = f_t \quad \dots\dots\dots (4.6.2.8)$$

(b) 脚が形鋼の場合で弱軸が半径方向軸の場合

イ. H形鋼

$$f_{b r} = f_t \quad \dots\dots\dots (4.6.2.9)$$

$f_{b t}$ は次の 2 つの式により計算した値のうちいずれか大きい値又は f_t の

いずれか小さい方の値とする。

$$f_{b t} = \left(1 - 0.4 \cdot \frac{\ell^2}{C \cdot \Lambda^2 \cdot i_f^2} \right) \cdot f_t \quad \dots\dots\dots (4.6.2.10)$$

$$f_{b t} = \left(\frac{0.433 \cdot E_s \cdot A_f}{\ell \cdot h} \right) \cdot 1.5 \quad \dots\dots\dots (4.6.2.11)$$

ここで、 i_f は脚の圧縮フランジとはりのせいの6分の1から成るT形断面のウェッブ軸まわりの断面二次半径で次式による。

$$i_f = \sqrt{\frac{I_{sf}}{A_{sf}}} \dots\dots\dots (4.6.2.12)$$

Cは次の計算式より計算した値又は2.3のうちいずれか小さい方の値とし、 M_{s2} 及び M_{s1} はそれぞれの脚の両端における強軸まわりの曲げモーメントとする。

この場合において M_{s2} と M_{s1} との比は1より小さいものとし、単曲率の場合を正に、複曲率の場合を負とする。

$$C = 1.75 - 1.05 \cdot \left(\frac{M_{s2}}{M_{s1}}\right) + 0.3 \cdot \left(\frac{M_{s2}}{M_{s1}}\right)^2 \dots\dots\dots (4.6.2.13)$$

脚が形鋼の場合で強軸が半径方向軸の場合(b)と同様にして求められた f_{br} を f_{bt} に、 f_{bt} を f_{br} に置き換える。

c. 応力の区分は次のようにする。

(a) Z方向地震が作用した場合の第1脚及び第3脚について

$$\sigma_{sc} = \sigma_{s1} + \sigma_{s3} + \sigma_{s5} \dots\dots\dots (4.6.2.14)$$

$$\sigma_{st} = \sigma_{s2} + \sigma_{s4} + \sigma_{s6} \dots\dots\dots (4.6.2.15)$$

$$\sigma_{sr} = 0 \dots\dots\dots (4.6.2.16)$$

脚の強軸が半径方向に直角で、脚下端がその軸まわりに固定の場合、強軸まわりの曲げモーメント M_{s1} 及び M_{s2} は次の2つの式より計算し、 M_{s2} の絶対値が M_{s1} の絶対値より大きいときは M_{s1} と M_{s2} を置き換える。(以下同じ。)

$$M_{s1} = -(M\ell + M\ell_2 + M_1) + (R + R_2 + R_1) \cdot u \dots\dots (4.6.2.17)$$

$$M_{s2} = -(P + P_2 + P_1) \cdot \ell - (M\ell + M\ell_2 + M_1) + (R + R_2 + R_1) \cdot u \dots\dots (4.6.2.18)$$

脚の強軸が半径方向に直角で、脚下端がその軸まわりに単純支持の場合、Cは1.75とする。

(b) Z方向地震が作用した場合の第2脚及び第4脚について

$$\sigma_{sc} = \sigma_{s1} + \sigma_{s3} \dots\dots\dots (4.6.2.19)$$

$$\sigma_{st} = \sigma_{s2} + \sigma_{s4} \dots\dots\dots (4.6.2.20)$$

$$\sigma_{sr} = \sigma_{s7} \dots\dots\dots (4.6.2.21)$$

脚の強軸が半径方向で、脚下端がその軸まわりに固定の場合、強軸まわりの曲げモーメントは

$$M_{s1} = M_3 \dots\dots\dots (4.6.2.22)$$

$$M_{s2} = M_3 - Q \cdot \ell \dots\dots\dots (4.6.2.23)$$

脚の強軸が半径方向に直角で，脚下端がその軸まわりに固定の場合，強軸まわりの曲げモーメントは

$$M_{s1} = -(M_\ell + M_{\ell 2}) + (R + R_2) \cdot u \quad \dots\dots\dots (4.6.2.24)$$

$$M_{s2} = -(P + P_2) \cdot \ell - (M_\ell + M_{\ell 2}) + (R + R_2) \cdot u \quad \dots (4.6.2.25)$$

脚下端が強軸まわりに単純支持の場合，Cは1.75とする。

(c) X方向地震が作用した場合について

$$\sigma_{sc} = \sigma_{s1} + \sigma_{s3} + \sigma_{s8} \quad \dots\dots\dots (4.6.2.26)$$

$$\sigma_{st} = \sigma_{s2} + \sigma_{s4} + \sigma_{s9} \quad \dots\dots\dots (4.6.2.27)$$

$$\sigma_{sr} = \sigma_{s10} \quad \dots\dots\dots (4.6.2.28)$$

脚の強軸が半径方向に直角で，脚下端がその軸まわりに固定の場合，強軸まわりの曲げモーメントは

$$M_{s1} = -(M_\ell + M_{\ell 2}) + (R + R_2) \cdot u + \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot (-M_1 + R_1 \cdot u) \quad \dots\dots\dots (4.6.2.29)$$

$$M_{s2} = -(P + P_2) \cdot \ell - (M_\ell + M_{\ell 2}) + (R + R_2) \cdot u + \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot (-P_1 - M_1 + R_1 \cdot u) \quad \dots (4.6.2.30)$$

脚の強軸が半径方向で脚下端がその軸まわりに固定の場合，強軸まわりの曲げモーメントは

$$M_{s1} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot M_3 \quad \dots\dots\dots (4.6.2.31)$$

$$M_{s2} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot (M_3 - Q \cdot \ell) \quad \dots\dots\dots (4.6.2.32)$$

脚下端が強軸まわりに単純支持の場合，Cは1.75とする。

4.6.3 ボルトの応力評価

4.4.1.3項で求めた基礎ボルトの引張応力 σ_b は次式により求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。

せん断応力 τ_b はせん断力のみを受けるボルトの許容せん断力 f_{sb} 以下であること。

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau \quad \dots\dots\dots (4.6.3.1)$$

かつ,

$$f_{ts} \leq f_{to} \quad \dots\dots\dots (4.6.3.2)$$

ただし f_{to} 及び f_{sb} は下表による。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{to}	$\frac{F^*}{2} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

5. 評価結果

5.1 設計基準対象施設としての評価結果

ほう酸水注入系テストタンクの設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており，設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

【ほう酸水注入系テストタンクの耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s		最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	周囲環境温度 (°C)	比重
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度				
ほう酸水注入系テストタンク	C	原子炉建屋 O.P. 22.50*			—	—	C _H =2.12	C _V =1.56	静水頭	66	50	1.00

注記*：基準床レベルを示す。

1.2 機器要目

m (kg)	m ₀ (kg)	D _i (mm)	t (mm)	E (MPa)	E _{b f} (MPa)	E _f (MPa)	E _s (MPa)	G (MPa)	G _s (MPa)	G _{b f} (MPa)	ℓ (mm)	ℓ _b (mm)	ℓ _c (mm)	ℓ _f (mm)	ℓ _{f x} (mm)	ℓ _g (mm)	ℓ _h (mm)
		965	4.0	192000* ¹	200000* ²	200000* ²	193000* ²	73700* ¹	74200* ²	76900* ²	300	16.6	1031	950	785	760	1010

H (mm)	K _c	K _ℓ	K _r	C ₁ (mm)	C ₂ (mm)	I _{H f} (mm ⁴)	I _{V f} (mm ⁴)	I _{s f} (mm ⁴)	I _{s r} (mm ⁴)	I _{s t} (mm ⁴)	A _f (mm ²)	A _s (mm ²)	A _{s f} (mm ²)	A _{s r} (mm ²)	A _{s t} (mm ²)	A _{s 1} (mm ²)	A _{s 2} (mm ²)
1260.8	18788	2666	41938	75	125	3.650×10 ⁷	1.070×10 ⁸	8.349×10 ⁴	1.993×10 ⁶	1.682×10 ⁵	400	1.359×10 ³	452	444.4	420	533.3	504

Z _{s p} (mm ³)	Z _{s r} (mm ³)	Z _{s t} (mm ³)	K _{1 1} * ³	K _{1 2} * ³	K _{2 1} * ³	K _{2 2} * ³	C _{ℓ 1}	C _{ℓ 2}	C _{c 1}	C _{c 2}
2.889×10 ³	3.987×10 ⁴	6.727×10 ³								

J _s (mm ⁴)	h (mm)	s	n	n ₁	n ₂	n _b	n _{H b}	n _{H k}	n _{V k}	a (mm)	b (mm)	A _b (mm ²)	A _{b f} (mm ²)	A _{b k} (mm ²)	d ₁ (mm)	d ₂ (mm)
2.311×10 ⁴	100	1	4	2	2	8	2	8	8	122	206	201.1 (M16)	201.1 (M16)	150.3 (M16)	25	25

S _y (胴板) (MPa)	S _u (胴板) (MPa)	S (胴板) (MPa)	S _y (脚) (MPa)	S _u (脚) (MPa)	F* (脚) (MPa)	S _y (基礎ボルト) (MPa)	S _u (基礎ボルト) (MPa)	F* (基礎ボルト) (MPa)	S _y (架台基礎ボルト) (MPa)	S _u (架台基礎ボルト) (MPa)	F* (架台基礎ボルト) (MPa)
188* ¹	479* ¹	—	198* ²	504* ²	205* ²	211* ² (40mm<径≤100mm)	394* ²	253* ²	211* ² (40mm<径≤100mm)	394* ²	253* ²

注記*1：最高使用温度で算出

*2：周囲環境温度で算出

*3：表中で上段は一次応力，下段は二次応力の係数とする。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

1.3. 計算数値

1.3.1 胴に生じる応力

(1) 一次一般膜応力

(単位：MPa)

応力	静水頭又は内圧による応力	静水頭又は内圧による応力 (鉛直方向地震時)	運転時質量による応力	水平方向地震による応力	鉛直方向地震による応力	組合せ一次一般膜応力
			自重による応力	転倒モーメントによる応力	鉛直方向荷重による応力	
周方向	$\sigma_{\phi 1}=2$	$\sigma_{\phi 2}=3$	—	—	—	$\sigma_0=7$
軸方向	$\sigma_{x 1}=0$	—	$\sigma_{x 2}=1$	$\sigma_{x 5}=4$	$\sigma_{x 7}=2$	
せん断	—	—	—	—	—	

(2) 一次応力

(単位: MPa)

地震の方向	評価点	応力	静水頭又は内圧による応力	静水頭又は内圧による応力 (鉛直方向地震時)	運転時質量による応力			水平方向地震による応力				鉛直方向地震による応力			組合せ一次応力
					自重による応力	曲げモーメントによる応力	半径方向荷重による応力	転倒モーメントによる応力	半径方向荷重による応力	鉛直方向モーメントによる応力	周方向モーメントによる応力	鉛直方向荷重による応力	鉛直方向モーメントによる応力	半径方向荷重による応力	
Z方向及び鉛直方向	第一評価点	周方向	$\sigma_{\phi 1}=2$	$\sigma_{\phi 2}=3$	—	$\sigma_{\phi 3}=2$	$\sigma_{\phi 4}=1$	—	$\sigma_{\phi 61}=6$	$\sigma_{\phi 71}=7$	—	—	$\sigma_{\phi 8}=3$	$\sigma_{\phi 9}=1$	$\sigma_{11}=21$
		軸方向	$\sigma_{x 1}=0$	—	$\sigma_{x 2}=1$	$\sigma_{x 3}=2$	$\sigma_{x 4}=1$	$\sigma_{x 5}=4$	$\sigma_{x 61}=6$	$\sigma_{x 71}=5$	—	$\sigma_{x 7}=2$	$\sigma_{x 8}=2$	$\sigma_{x 9}=1$	
		せん断	—	—	—			—				—			
	第二評価点	周方向	$\sigma_{\phi 1}=2$	$\sigma_{\phi 2}=3$	—	—	$\sigma_{\phi 4}=1$	—	$\sigma_{\phi 61}=6$	—	—	—	—	$\sigma_{\phi 9}=1$	$\sigma_{12}=23$
		軸方向	$\sigma_{x 1}=0$	—	$\sigma_{x 2}=1$	—	$\sigma_{x 4}=1$	$\sigma_{x 5}=4$	$\sigma_{x 61}=6$	—	—	$\sigma_{x 7}=2$	—	$\sigma_{x 9}=1$	
		せん断	—	—	$\tau_{\theta 1}=2$			$\tau_{\theta 2}=8$				$\tau_{\theta 3}=3$			
	第一評価点	周方向	$\sigma_{\phi 1}=2$	$\sigma_{\phi 2}=3$	—	$\sigma_{\phi 3}=2$	$\sigma_{\phi 4}=1$	—	—	—	—	—	$\sigma_{\phi 8}=3$	$\sigma_{\phi 9}=1$	$\sigma_{13}=29$
		軸方向	$\sigma_{x 1}=0$	—	$\sigma_{x 2}=1$	$\sigma_{x 3}=2$	$\sigma_{x 4}=1$	—	—	—	—	$\sigma_{x 7}=2$	$\sigma_{x 8}=2$	$\sigma_{x 9}=1$	
		せん断	—	—	—			$\tau_3=12$		$\tau_{C1}=10$		—			
第二評価点	周方向	$\sigma_{\phi 1}=2$	$\sigma_{\phi 2}=3$	—	—	$\sigma_{\phi 4}=1$	—	—	—	$\sigma_{\phi 81}=3$	—	—	$\sigma_{\phi 9}=1$	$\sigma_{14}=29$	
	軸方向	$\sigma_{x 1}=0$	—	$\sigma_{x 2}=1$	—	$\sigma_{x 4}=1$	—	—	—	$\sigma_{x 81}=16$	$\sigma_{x 7}=2$	—	$\sigma_{x 9}=1$		
	せん断	—	—	$\tau_{\theta 1}=2$			$\tau_3=12$				$\tau_{\theta 3}=3$				
X方向及び鉛直方向	第一評価点	周方向	$\sigma_{\phi 1}=2$	$\sigma_{\phi 2}=3$	—	$\sigma_{\phi 3}=2$	$\sigma_{\phi 4}=1$	—	$\sigma_{\phi 91}=4$	$\sigma_{\phi 101}=5$	—	—	$\sigma_{\phi 8}=3$	$\sigma_{\phi 9}=1$	$\sigma_{15}=32$
		軸方向	$\sigma_{x 1}=0$	—	$\sigma_{x 2}=1$	$\sigma_{x 3}=2$	$\sigma_{x 4}=1$	$\sigma_{x 5}=4$	$\sigma_{x 91}=5$	$\sigma_{x 101}=4$	—	$\sigma_{x 7}=2$	$\sigma_{x 8}=2$	$\sigma_{x 9}=1$	
		せん断	—	—	—			$\tau_6=8$		$\tau_{C4}=7$		—			
	第二評価点	周方向	$\sigma_{\phi 1}=2$	$\sigma_{\phi 2}=3$	—	—	$\sigma_{\phi 4}=1$	—	$\sigma_{\phi 91}=4$	—	$\sigma_{\phi 111}=2$	—	—	$\sigma_{\phi 9}=1$	$\sigma_{16}=34$
		軸方向	$\sigma_{x 1}=0$	—	$\sigma_{x 2}=1$	—	$\sigma_{x 4}=1$	$\sigma_{x 5}=4$	$\sigma_{x 91}=5$	—	$\sigma_{x 111}=11$	$\sigma_{x 7}=2$	—	$\sigma_{x 9}=1$	
		せん断	—	—	$\tau_{\theta 1}=2$			$\tau_6=8$		$\tau_{\theta 5}=5$		$\tau_{\theta 3}=3$			

(3) 地震動のみによる一次応力+二次応力

(単位：MPa)

地震の方向	評価点	応力	水平方向地震による応力						鉛直方向地震による応力						組合せ一次応力
			転倒モーメントによる応力	半径方向荷重による応力		鉛直方向モーメントによる応力		周方向モーメントによる応力		鉛直方向荷重による応力	鉛直方向モーメントによる応力		周半径方向荷重による応力		
Z方向及び鉛直方向	第一評価点	周方向	—	$\sigma_{\phi 61}=6$	$\sigma_{\phi 62}=26$	$\sigma_{\phi 71}=7$	$\sigma_{\phi 72}=13$	—	—	$\sigma_{\phi 2}=3$	$\sigma_{\phi 8}=3$	$\sigma_{\phi 10}=6$	$\sigma_{\phi 9}=1$	$\sigma_{\phi 11}=2$	$\sigma_{21}=125$
		軸方向	$\sigma_{x5}=4$	$\sigma_{x61}=6$	$\sigma_{x62}=14$	$\sigma_{x71}=5$	$\sigma_{x72}=13$	—	—	$\sigma_{x7}=2$	$\sigma_{x8}=2$	$\sigma_{x10}=5$	$\sigma_{x9}=1$	$\sigma_{x11}=1$	
		せん断	—						—						
	第二評価点	周方向	—	$\sigma_{\phi 61}=6$	$\sigma_{\phi 62}=26$	—	—	—	—	$\sigma_{\phi 2}=3$	—	—	$\sigma_{\phi 9}=1$	$\sigma_{\phi 11}=2$	$\sigma_{22}=83$
		軸方向	$\sigma_{x5}=4$	$\sigma_{x61}=6$	$\sigma_{x62}=14$	—	—	—	—	$\sigma_{x7}=2$	—	—	$\sigma_{x9}=1$	$\sigma_{x11}=1$	
		せん断	$\tau_{\ell 2}=8$						$\tau_{\ell 3}=3$						
Z方向及び鉛直方向	第一評価点	周方向	—	—	—	—	—	—	—	$\sigma_{\phi 2}=3$	$\sigma_{\phi 8}=3$	$\sigma_{\phi 10}=6$	$\sigma_{\phi 9}=1$	$\sigma_{\phi 11}=2$	$\sigma_{23}=64$
		軸方向	—	—	—	—	—	—	—	$\sigma_{x7}=2$	$\sigma_{x8}=2$	$\sigma_{x10}=5$	$\sigma_{x9}=1$	$\sigma_{x11}=1$	
		せん断	$\tau_3=12$			$\tau_{C1}=10$			—						
	第二評価点	周方向	—	—	—	—	—	$\sigma_{\phi 81}=3$	$\sigma_{\phi 82}=67$	$\sigma_{\phi 2}=3$	—	—	$\sigma_{\phi 9}=1$	$\sigma_{\phi 11}=2$	$\sigma_{24}=160$
		軸方向	—	—	—	—	—	$\sigma_{x81}=16$	$\sigma_{x82}=28$	$\sigma_{x7}=2$	—	—	$\sigma_{x9}=1$	$\sigma_{x11}=1$	
		せん断	$\tau_3=12$						$\tau_{\ell 3}=3$						
X方向及び鉛直方向	第一評価点	周方向	—	$\sigma_{\phi 91}=4$	$\sigma_{\phi 92}=18$	$\sigma_{\phi 101}=5$	$\sigma_{\phi 102}=9$	—	—	$\sigma_{\phi 2}=3$	$\sigma_{\phi 8}=3$	$\sigma_{\phi 10}=6$	$\sigma_{\phi 9}=1$	$\sigma_{\phi 11}=2$	$\sigma_{25}=118$
		軸方向	$\sigma_{x5}=4$	$\sigma_{x91}=5$	$\sigma_{x92}=10$	$\sigma_{x101}=4$	$\sigma_{x102}=9$	—	—	$\sigma_{x7}=2$	$\sigma_{x8}=2$	$\sigma_{x10}=5$	$\sigma_{x9}=1$	$\sigma_{x11}=1$	
		せん断	$\tau_6=8$			$\tau_{C4}=7$			—						
	第二評価点	周方向	—	$\sigma_{\phi 91}=4$	$\sigma_{\phi 92}=18$	—	—	$\sigma_{\phi 111}=2$	$\sigma_{\phi 112}=48$	—	—	—	$\sigma_{\phi 9}=1$	$\sigma_{\phi 11}=2$	$\sigma_{26}=162$
		軸方向	$\sigma_{x5}=4$	$\sigma_{x91}=5$	$\sigma_{x92}=10$	—	—	$\sigma_{x111}=11$	$\sigma_{x112}=20$	$\sigma_{x7}=2$	—	—	$\sigma_{x9}=1$	$\sigma_{x11}=1$	
		せん断	$\tau_6=8$			$\tau_{\ell 5}=5$			$\tau_{\ell 3}=3$						

1.3.2 脚に生じる応力

(単位：MPa)

地震の方向		運転時質量による応力			水平方向地震による応力			鉛直方向地震による応力			組合せ応力	
		圧縮	曲げ	せん断	圧縮	曲げ	せん断	圧縮	曲げ	せん断		
Z方向及び鉛直方向	第1脚側	$\sigma_{s1}=3$	$\sigma_{s2}=4$	$\tau_{s1}=0$	$\sigma_{s5}=11$	$\sigma_{s6}=30$	$\tau_{s3}=2$	$\sigma_{s3}=4$	$\sigma_{s4}=6$	$\tau_{s2}=1$	$\sigma_{sZ1}=55$	
	第2脚側	$\sigma_{s1}=3$	$\sigma_{s2}=4$	$\tau_{s1}=0$	—	$\sigma_{s7}=45$	$\tau_{s4}=39$	$\sigma_{s3}=4$	$\sigma_{s4}=6$	$\tau_{s2}=1$	$\sigma_{sZ2}=90$	
X方向及び鉛直方向		$\sigma_{s1}=3$	$\sigma_{s2}=4$	$\tau_{s1}=0$	$\sigma_{s8}=8$	$\sigma_{s9}=21$	$\sigma_{s10}=32$	$\tau_{s5}=29$	$\sigma_{s3}=4$	$\sigma_{s4}=6$	$\tau_{s2}=1$	$\sigma_{sX}=90$

1.3.3 基礎ボルトに生じる応力

(単位：MPa)

地震の方向		引張応力	せん断応力
Z方向及び鉛直方向	第1脚側	$\sigma_{b1}=1$	$\tau_{b1}=2$
	第2脚側	$\sigma_{b2}=51$	$\tau_{b2}=15$
	第3脚側	$\sigma_{b1}=1$	$\tau_{b1}=2$
	第4脚側	$\sigma_{b2}=51$	$\tau_{b2}=15$
X方向及び鉛直方向	第1脚側	$\sigma_{b3}=52$	$\tau_{b3}=11$
	第2脚側	$\sigma_{b3}=52$	$\tau_{b3}=11$
	第3脚側	$\sigma_{b3}=52$	$\tau_{b3}=11$
	第4脚側	$\sigma_{b3}=52$	$\tau_{b3}=11$

53

1.3.4 架台基礎ボルトに生じる応力

(単位：MPa)

地震の方向	引張応力	せん断応力
Z方向及び鉛直方向	$\sigma_{bz}=84$	$\tau_{bz}=18$
X方向及び鉛直方向	$\sigma_{bx}=99$	$\tau_{bx}=18$

1.4. 結論

1.4.1 固有周期

(単位：s)

方向	固有周期
水平方向	
鉛直方向	

1.4.2 応力

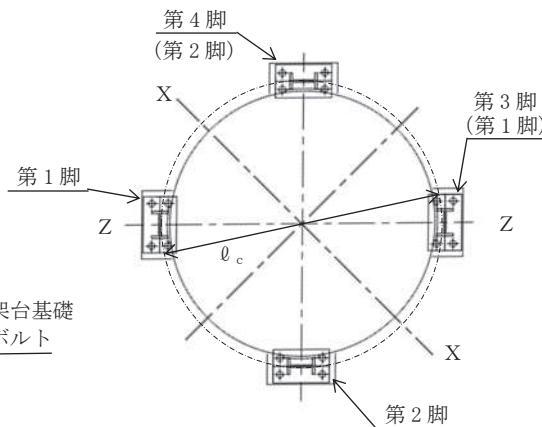
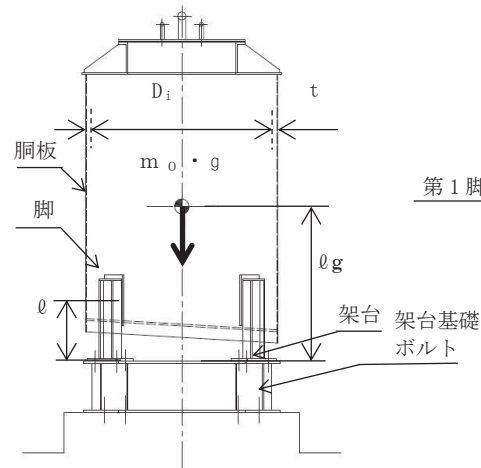
(単位：MPa)

部材	材料	応力	算出応力	許容応力
胴板	SUS304	一次一般膜	$\sigma_0=7$	$S_a=287$
		一次	$\sigma_1=34$	$S_a=431$
		一次+二次	$\sigma_2=162$	$S_a=377$
脚	SUS304	組合せ	$\sigma_s=90$	$f_t=205$
		圧縮と曲げの組合せ (座屈の評価)	$\frac{\sigma_{sr}}{f_{br}} + \frac{\sigma_{st}}{f_{bt}} + \frac{\sigma_{sc}}{f_c} \leq 1$ 0.37	
基礎ボルト	SS400	引張り	$\sigma_b=52$	$f_{ts}=190^*$
		せん断	$\tau_b=15$	$f_{sb}=146$
架台基礎ボルト	SS400	引張り	$\sigma_{bf}=99$	$f_{ts}=190^*$
		せん断	$\tau_{bf}=18$	$f_{sb}=146$

すべて許容応力以下である。

注記* : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

E4



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

6. 引用文献

- (1) Bijlaard, P.P : Stresses from Radial Loads and External Moments in Cylindrical Pressure Vessels, The Welding Journal, 34(12), Research Supplment, 1955.
- (2) Wichman, K.R. et al. : Local Stresses in Spherical and Cylindrical Shell due to External Loadings, Welding Reserch Council bulletin, March 1979 revision of WRC bulletin 107 / August 1965.

VI-2-11-2-7 中央制御室天井照明の耐震性についての計算書

まえがき

本書は、工事計画認可申請書に添付する波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設のうち中央制御室天井照明の耐震計算について、説明するものである。

本書は、以下により構成される。

- (1) 中央制御室天井照明の耐震性についての計算書
- (2) 排煙ダクトの耐震性についての計算書

目次

(1) 中央制御室天井照明の耐震性についての計算書	1
1. 概要	2
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	2
2.3 評価方針	4
2.4 適用基準	5
2.5 記号の説明	6
2.6 計算精度と数値の丸め方	8
3. 評価部位	9
4. 地震応答解析及び構造強度評価	10
4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法	10
4.2 荷重の組合せ及び許容限界	10
4.2.1 荷重の組合せ	10
4.2.2 許容限界	10
4.2.3 使用材料の許容応力評価条件	10
4.3 解析モデル及び諸元	13
4.3.1 天井照明上部	13
4.3.2 天井照明下部	16
4.4 固有周期	18
4.5 設計用地震力	24
4.6 計算方法	26
4.7 計算条件	28
4.8 許容応力度	29
5. 評価結果	30
5.1 設計基準対象施設としての評価結果	30
5.2 重大事故等対処設備としての評価結果	30

(2)	排煙ダクトの耐震性についての計算書	33
1.	概要	34
2.	一般事項	34
2.1	配置概要	34
2.2	構造計画	34
2.3	評価方針	36
2.4	適用基準	38
2.5	記号の説明	39
2.5.1	矩形ダクトの記号の説明	39
2.5.2	支持構造物の記号の説明	40
2.6	計算精度と数値の丸め方	41
3.	評価部位	41
4.	固有振動数	42
4.1	固有振動数の計算方法	42
5.	構造強度評価	43
5.1	構造強度評価方法	43
5.2	荷重の組合せ及び許容限界	44
5.2.1	荷重の組合せ及び許容応力状態	44
5.2.2	許容限界	44
5.2.3	使用材料の許容応力評価条件	44
5.3	設計用地震力	49
6.	評価結果	50
6.1	設計基準対象施設としての評価結果	50
6.2	重大事故等対処設備としての評価結果	50
7.	支持構造物設計の基本方針	51
7.1	支持構造物の構造及び種類	51
7.2	支持構造物の耐震性確認	54

(1) 中央制御室天井照明の耐震性についての計算書

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき、下位クラス設備である中央制御室天井照明が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、下部に設置された上位クラス施設である原子炉制御盤、原子炉補機制御盤等に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

中央制御室天井照明は、図 2-1 の上位クラス配置図に示す上位クラス施設である原子炉制御盤及び原子炉補機制御盤等の上部に設置されており、落下時に原子炉制御盤、原子炉補機制御盤等に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

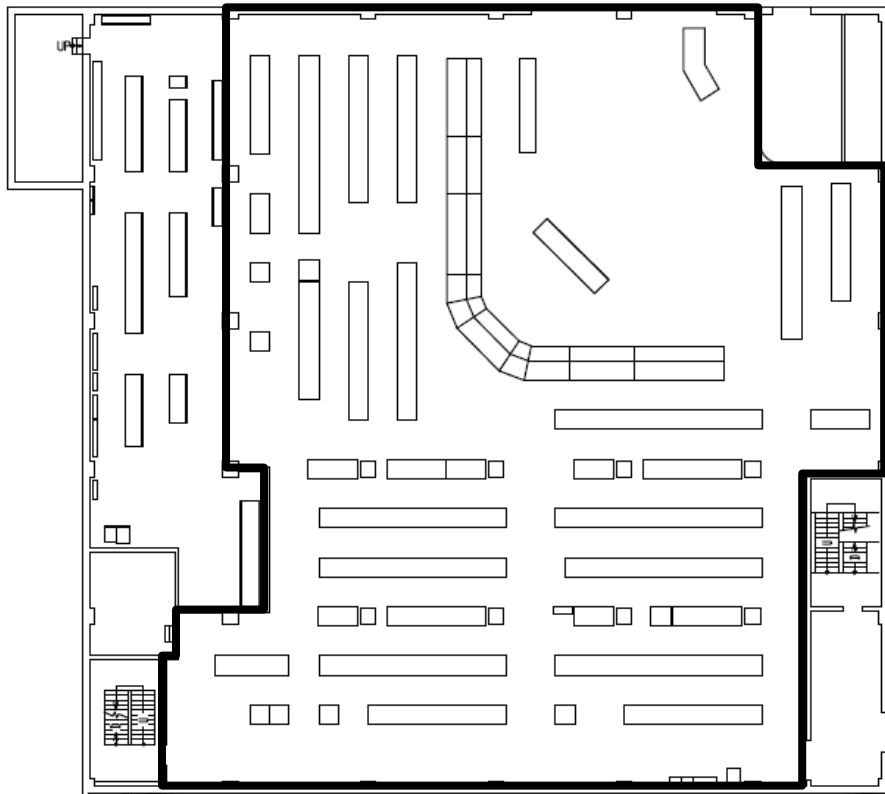


図 2-1 中央制御室内上位クラス施設配置図（黒枠：評価対象範囲）

2.2 構造計画

中央制御室天井照明の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>中央制御室天井照明は吊具等を介して格子状鋼製フレームに接続されている。</p> <p>格子状鋼製フレームは、中央制御室天井スラブに埋め込まれたインサートから吊りボルト、ブレース材により吊られている。</p>	<p>吊りボルト、ブレース材 (垂直補強), ブレース材 (斜め補強), 格子状鋼製フレーム及びレースウェイによる吊下げ型の照明装置。なお、本計算書では吊りボルト、ブレース材 (垂直補強), ブレース材 (斜め補強), 格子状鋼製フレームを「天井照明上部」と呼び、レースウェイ, 吊りボルト (照明支持材) 及び照明器具を「天井照明下部」と呼ぶ。</p>	<p style="text-align: right;">立面図</p> <p style="text-align: right;">平面図</p>

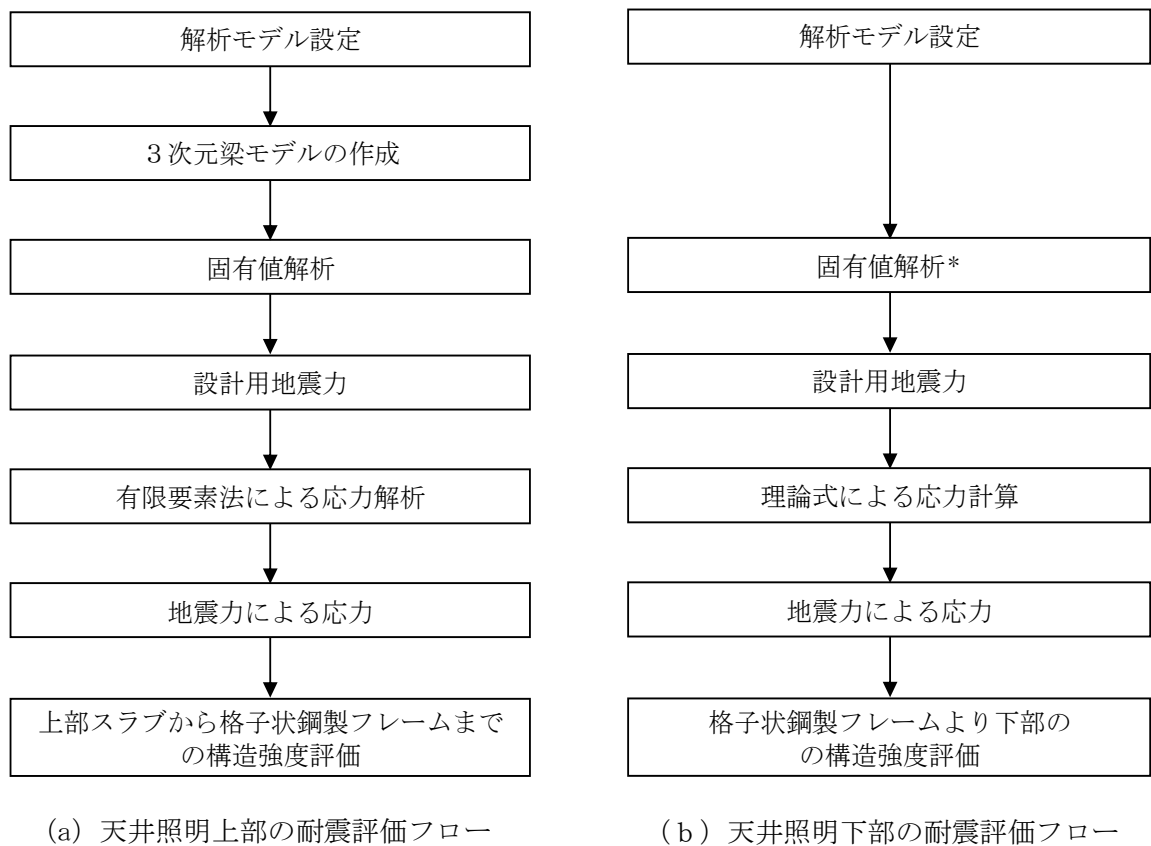
2.3 評価方針

中央制御室天井照明の応力評価は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3. 耐震評価方針」に従い実施する。

評価については、「2.2 構造計画」にて示す中央制御室天井照明の部位を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する箇所において「4.4 固有周期」に示す固有周期に基づく設計用地震力により応力等が許容限界内に収まることを、「4.6 計算方法」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

天井照明下部は、取付位置 (O.P. 29. 150m) における床応答曲線上の全周期帯の最大応答加速度による応力計算を行う。

中央制御室天井照明の耐震評価フローを図 2-2 に示す。



注記*: 天井照明下部は、取付位置 (O.P. 29. 150m) における床応答曲線上の全周期帯の最大応答加速度を用いることから、固有値解析を行わない。

図 2-2 中央制御室天井照明の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用基準を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1－1987）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補－1984）
- ・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）
- ・建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- ・日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-（以下、「S 規準」という。）
- ・2013 年 建築物における天井脱落対策に係る技術基準の解説（国土交通省）

2.5 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A	断面積	mm ²
A _s	せん断断面積	mm ²
A _{sy}	y軸方向のせん断断面積	mm ²
A _{sz}	z軸方向のせん断断面積	mm ²
E	縦弾性係数	N/mm ²
ν	ポアソン比	—
C _{H1}	天井照明上部の評価に用いる水平方向設計震度	—
C _{V1}	天井照明上部の評価に用いる鉛直方向設計震度	—
C _{H2}	天井照明下部の評価に用いる水平方向設計震度	—
C _{V2}	天井照明下部の評価に用いる鉛直方向設計震度	—
f_c	許容圧縮応力度	N/mm ²
f_t	許容引張応力度	N/mm ²
f_b	許容曲げ応力度	N/mm ²
f_{bx}	x軸まわりの許容曲げ応力度	N/mm ²
f_{by}	y軸まわりの許容曲げ応力度	N/mm ²
f_s	許容せん断応力度	N/mm ²
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s ²
M	曲げモーメント	N·mm
Q	せん断応力	N
T	引張応力	N
N	圧縮応力	N
I _y	水平方向の断面二次モーメント	mm ⁴
I _z	鉛直方向の断面二次モーメント	mm ⁴
Z _p	断面係数	mm ³
Z _y	y軸まわりの断面係数	mm ³
Z _z	z軸まわりの断面係数	mm ³
σ_c	圧縮応力度	N/mm ²
σ_t	引張応力度	N/mm ²
σ_b	曲げ応力度	N/mm ²
σ_{bx}	x軸まわりの曲げ応力度	N/mm ²
σ_{by}	y軸まわりの曲げ応力度	N/mm ²
τ	せん断応力度	N/mm ²

記号	記号の説明	単位
F	鋼材の基準強度	N/mm ²
λ	細長比	—
Λ	限界細長比	—
m_1	吊りボルト（照明支持材）及び照明機器の質量	kg
m_2	レースウェイの質量	kg/m
P	吊りボルト（照明支持材）に掛かる自重による軸力	N
N_D	水平及び鉛直方向の地震による軸力	N

2.6 計算精度と数値の丸め方

表示する数値の丸め方は、表 2-2 に示すとおりとする。

表 2-2 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
震度	—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位
質量	kg	—	—	整数位
面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁
算出応力	N/mm ²	有効数字 4 桁目	切上げ	有効数字 3 桁
許容応力	N/mm ²	有効数字 4 桁目	切捨て	有効数字 3 桁
検定値	—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位

3. 評価部位

中央制御室天井照明は、吊りボルト、格子状鋼製フレーム、レースウェイ等を介して建屋躯体部から吊り下げる構造となっている。よって、中央制御室天井照明が落下することにより、波及的影響を及ぼさないことを確認する観点から、吊構造を構成する部材を評価箇所として選定する。中央制御室天井照明の耐震評価部位を図 3-1 に示す。

(1) 天井照明上部の評価箇所

応力解析での評価対象部位は、図 3-1 の概略構造図に示す部材のうち格子状鋼製フレーム(上段及び下段)、ブレース材(垂直補強及び斜め補強)及び吊りボルトとする。

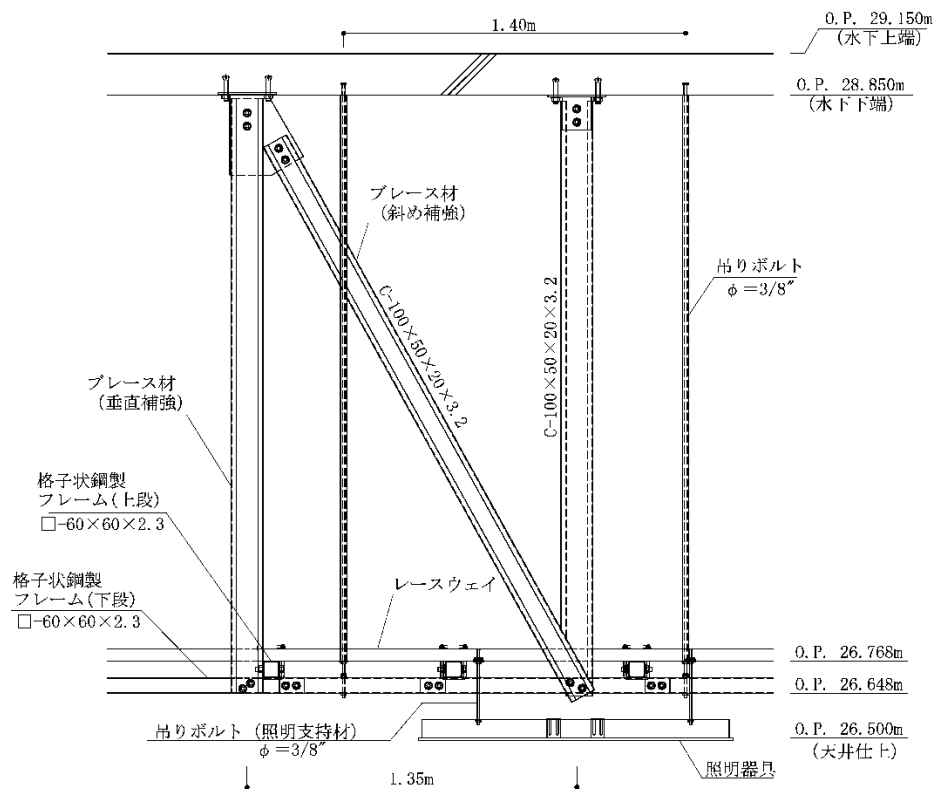


図 3-1 概略構造図

(2) 天井照明下部の評価箇所

天井照明下部の評価対象部位は、図 3-1 の概略構造図に示す部材のうち吊りボルト(照明支持材)及びレースウェイとする。

4. 地震応答解析及び構造強度評価

4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法

- (1) 中央制御室天井照明は、原子炉建屋躯体天井面に格子状鋼製フレーム及び吊りボルトを介して設置されている。
- (2) 中央制御室天井照明の重量には、耐震評価部位である吊りボルト（照明支持材）及びレースウェイに加えて、照明器具等を考慮する。
- (3) 地震力は、固有値解析結果を踏まえて設定するものとする。
- (4) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

4.2 荷重の組合せ及び許容限界

4.2.1 荷重の組合せ

中央制御室天井照明の荷重の組合せのうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-1 に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-2 に示す。

4.2.2 許容限界

中央制御室天井照明の許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 4-3 のとおりとする。

4.2.3 使用材料の許容応力評価条件

中央制御室天井照明の鋼材の許容応力度を表 4-4 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震設計上の 重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ*2
その他	その他	中央制御室 天井照明	C	—*1	D + S s

注記*1：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

*2：「D」は固定荷重を，「S s」は基準地震動 S s による地震荷重を表す。

表 4-2 荷重の組合せ（重大事故等対処設備）

施設区分		機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ*4
その他	その他	中央制御室 天井照明	—	—*3	D + S s

注記*3：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

*4：「D」は固定荷重を，「S s」は基準地震動 S s による地震荷重を表す。

表 4-3 許容限界

要求機能	機能設計上の性能目標	外力の状態	部位	機能維持のための考え方	許容限界(評価基準値)
波及的影響防止	上位クラス施設に波及的な影響を及ぼさないこと	S s 地震時	天井照明上部 天井照明下部	部材に生じる応力が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	S 規準における短期許容応力度に基づく許容値

表 4-4 鋼材の許容応力度

(単位：N/mm²)

鋼材種類		F 値	短期	
			圧縮 引張 曲げ	せん断
SSC400	t ≤ 40	235	235	135
STKR400				
SWRM		205*	205	—
SGHC		205	205	118

注記*：F 値が規定されていないため、「2013 年 建築物における天井脱落対策に係る技術基準の解説（国土交通省）」に記載されている値を準用する。

4.3 解析モデル及び諸元

4.3.1 天井照明上部

天井照明上部の解析モデルを図 4-1 に示す。

- (1) 解析モデルの鋼材諸元及び部材の断面性能を表 4-5 及び表 4-6 に示す。
- (2) 解析モデルは、各部材を表 4-7 に示す要素を用いてモデル化する。なお、モデル化は基本部材の軸心で行うものとする。境界条件は、梁要素としている格子状鋼製フレームの交差部及び継手部は剛接合とする。一方、格子状鋼製フレームの壁との取り合い部は、図 4-2 に示すとおり壁に固定された端部金物と端部金物に溶接された振れ止めプレート内に拘束される形状であることからピン接合とする。また、曲げモーメントを負担しないトラス要素としている吊りボルト、ブレース材（垂直補強）及びブレース材（斜め補強）の端部はピン接合とする。
- (3) 解析モデルへの質量の入力方法を図 4-3 に示す。質量の入力手順は、以下のとおり。
 - <step a> 照明機器等（表 4-16(a)のうち 2～7 に示す設備）の単位面積質量を与え、格子状鋼製フレームの交点を四辺とした剛性無しのシェル要素を用いて自重解析を行う。
 - <step b> シェル要素を取り除き、step a の自重解析の結果により得られる各節点質量を当該節点に与える。
 - <step c> step b の節点質量考慮した後に、モデル化した天井照明上部の部材自重を考慮する。
- (4) 解析コードは「fappase」を使用し、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-5-63 計算機プログラム（解析コード）の概要・fappase」に示す。

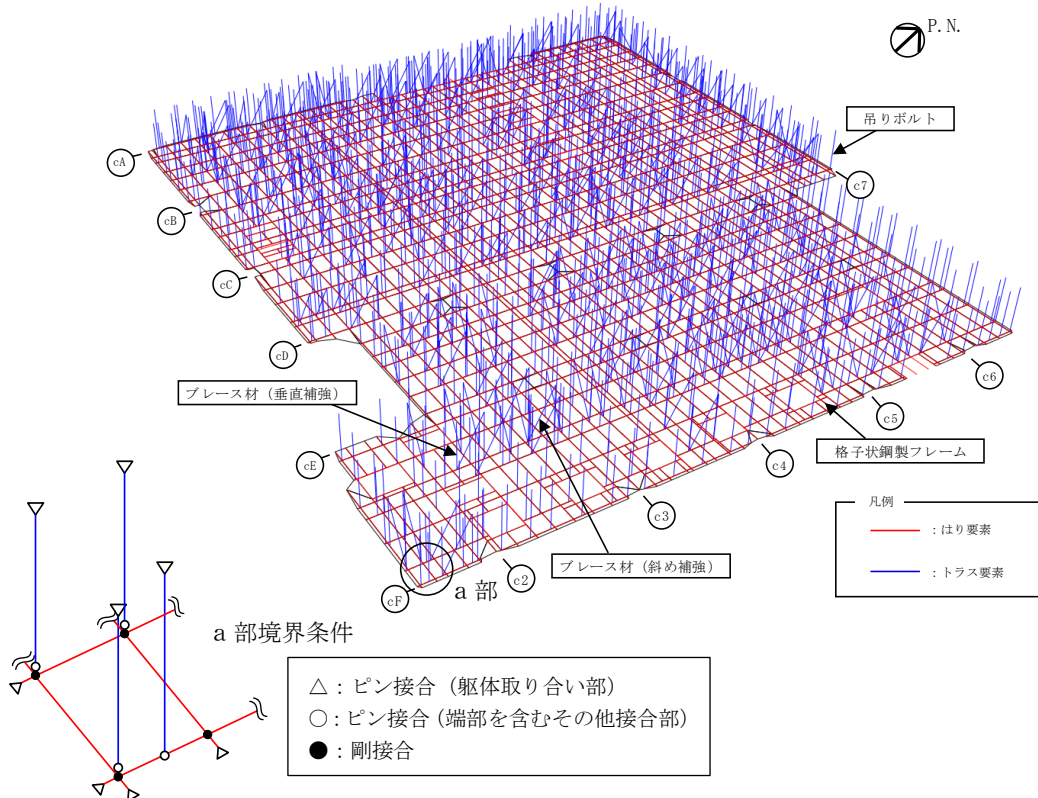


図 4-1 天井照明上部の解析モデル

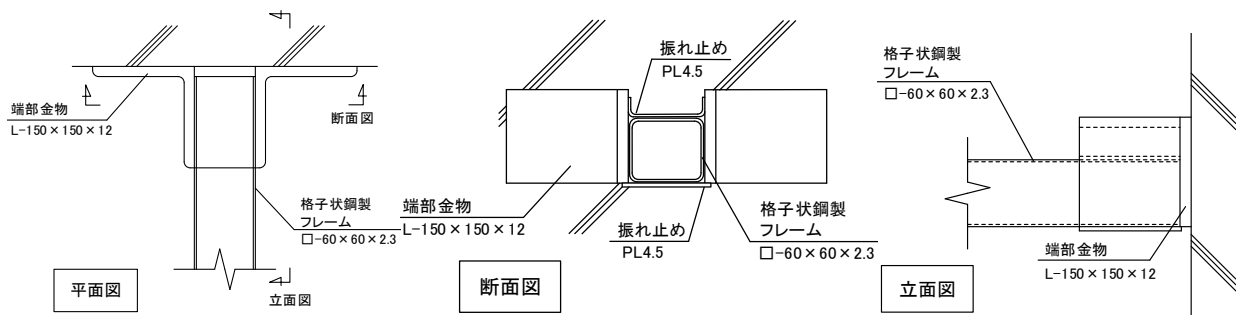


図 4-2 壁と格子状鋼製フレームの取り付け図

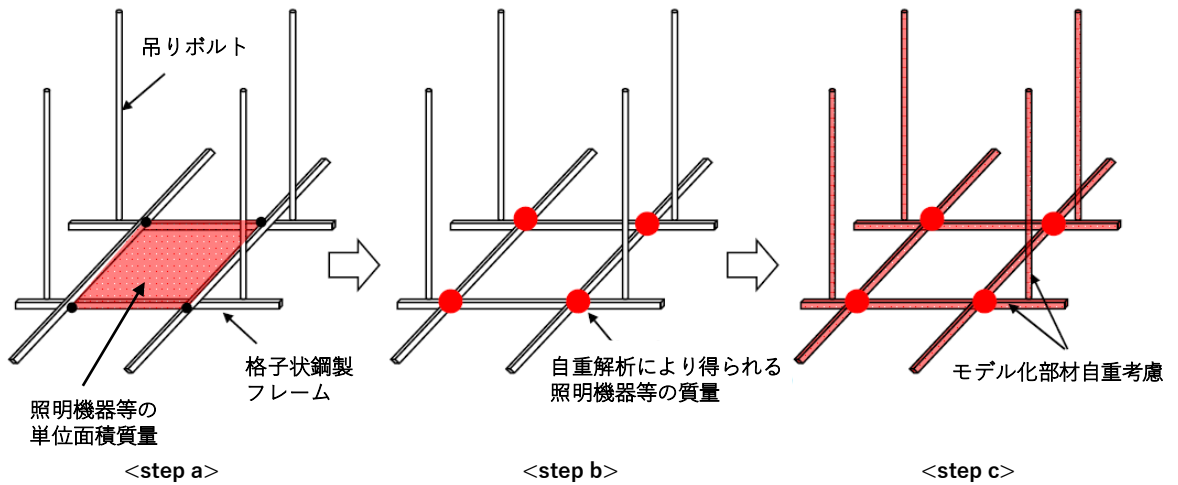


図 4-3 質量の入力手順（天井照明上部解析時）

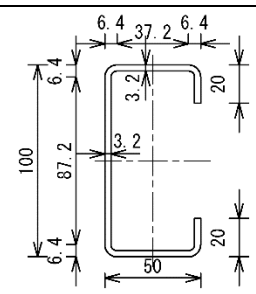
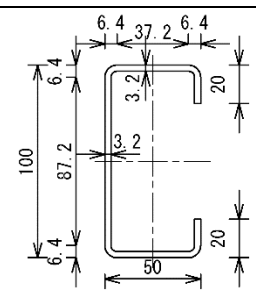
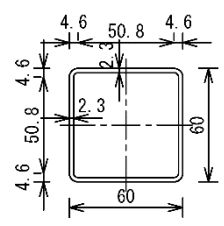
表 4-5 鋼材の諸元

項目	記号	単位	入力値
縦弾性係数	E	N/mm ²	205000
ポアソン比	ν	—	0.3

表 4-6 断面性能

部位	断面積 A [mm ²]	せん断 断面積		断面二次 モーメント		断面係数		
		A _{Sy} [mm ²]	A _{Sz} [mm ²]	I _y [mm ⁴]	I _z [mm ⁴]	Z _y [mm ³]	Z _z [mm ³]	Z _p [mm ³]
ブレース材 (垂直補強)	700.7	—	—	—	—	—	—	—
ブレース材 (斜め補強)	700.7	—	—	—	—	—	—	—
格子状鋼製 フレーム	517.2	276	276	283000	283000	9440	9440	—
吊りボルト	49.1	—	—	—	—	—	—	—

表 4-7 使用要素

部位	使用要素	使用材料	使用断面	備考
ブレース材 (垂直補強)	トラス要素	SSC400	 C-100×50×20×3.2	
ブレース材 (斜め補強)	トラス要素	SSC400	 C-100×50×20×3.2	
格子状鋼製 フレーム	はり要素	STKR400	 □-60×60×2.3	
吊りボルト	トラス要素	SWRM	$\phi = 3/8''$	

4.3.2 天井照明下部

天井照明下部のうちレースウェイ及び吊りボルト（照明支持材）の解析モデルを図 4-4 及び図 4-5 に示す。

- (1) 解析モデルの鋼材諸元及び部材の断面性能を表 4-8 及び表 4-9 に示す。
- (2) レースウェイの解析モデルは、表 4-10 に示す要素を用い、最大スパンを対象に 2 連梁にてモデル化する。レースウェイの応力は、図 4-4 に示す解析モデルでモデル化した吊りボルト（照明支持材）及び照明機器の質量 m_1 並びにレースウェイの質量 m_2 に水平及び鉛直方向の設計震度を作用させて算定する。
- (3) 吊りボルト（照明支持材）の応力は下式に示す水平及び鉛直方向の地震による軸力 N_D を考慮して算定する。

$$N_D = P \cdot \sqrt{C_{H2}^2 + (1 + C_{V2})^2}$$

ここで、 N_D : 水平及び鉛直方向の地震による軸力 (N)

P : 吊りボルト（照明支持材）に掛かる自重による軸力 (N)

C_{H2} : 天井照明下部の評価に用いる水平方向設計震度

C_{V2} : 天井照明下部の評価に用いる鉛直方向設計震度

- (4) 解析コードは「KANSAS2」を使用し、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-5-63 計算機プログラム（解析コード）の概要・KANSAS2」に示す。

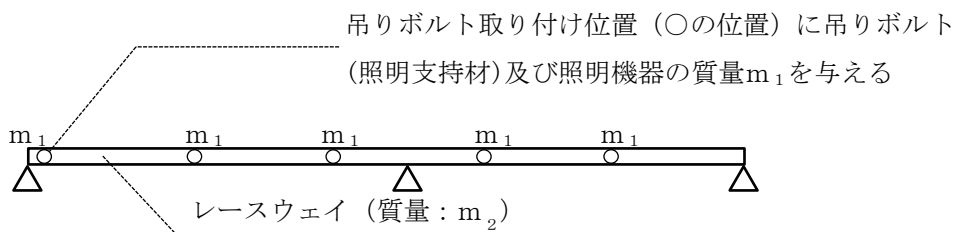


図 4-4 レースウェイの解析モデル

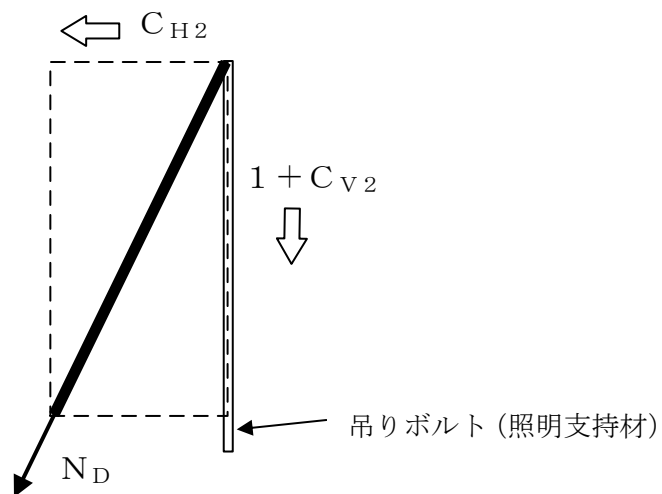


図 4-5 吊りボルト（照明支持材）の解析モデル

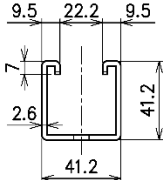
表 4-8 鋼材の諸元

項目	記号	単位	入力値
縦弾性係数	E	N/mm ²	205000
ポアソン比	ν	—	0.3

表 4-9 断面性能

部位	断面積 A [mm ²]	せん断 断面積		断面二次 モーメント		断面係数		
		A _{sy} [mm ²]	A _{sz} [mm ²]	I _y [mm ⁴]	I _z [mm ⁴]	Z _y [mm ³]	Z _z [mm ³]	Z _p [mm ³]
吊りボルト (照明支持材)	49.1	—	—	—	—	—	—	—
レースウェイ	343.7	187.2	93.6	93300	73800	4530	3240	—

表 4-10 使用要素

部位	使用要素	使用材料	使用断面	備考
吊りボルト (照明支持材)	トラス要素	SWRM	$\phi = 3/8''$	
レースウェイ	はり要素	SGHC		

4.4 固有周期

図 4-1 の解析モデルを用いた天井照明上部の固有値解析結果を表 4-11 に示す。また、全体の 1 次から 5 次までの固有モード図を図 4-6～図 4-10 に示す。固有周期は 0.05s 以下であり剛であることを確認した。

天井照明下部は、取付位置 (O. P. 29. 150m) における床応答曲線上の全周期帯の最大応答加速度による応力計算を行う。

表 4-11 固有値解析結果 (天井照明上部)

次数	卓越するモード*	固有周期(s)	水平方向刺激係数		鉛直方向刺激係数
			X 方向	Y 方向	
1 次	—	0.042	0.007	0.000	1.172
2 次	—	0.042	0.001	0.023	0.276
3 次	—	0.042	0.010	0.005	0.890
4 次	—	0.041	0.002	0.000	1.527
5 次	水平	0.041	1.890	0.017	0.018
6 次	—	0.040	0.157	0.002	0.889
7 次	—	0.038	0.001	0.036	1.397
8 次	—	0.038	0.005	0.000	0.501
9 次	—	0.037	0.003	0.029	1.499
10 次	—	0.037	0.001	0.000	1.442
11 次	—	0.037	0.005	0.011	1.505
12 次	鉛直	0.037	0.005	0.002	2.343
13 次	—	0.036	0.001	0.029	0.394
14 次	—	0.035	0.006	0.005	1.263
15 次	—	0.035	0.012	0.004	1.653
16 次	—	0.035	0.013	0.003	1.702
17 次	—	0.035	0.099	0.065	1.547
18 次	—	0.035	0.001	0.009	1.499
19 次	—	0.034	0.003	0.016	0.533
20 次	—	0.034	0.039	0.055	1.195

注記* : 刺激係数が最大になるものを、卓越する振動モードとして選定する。

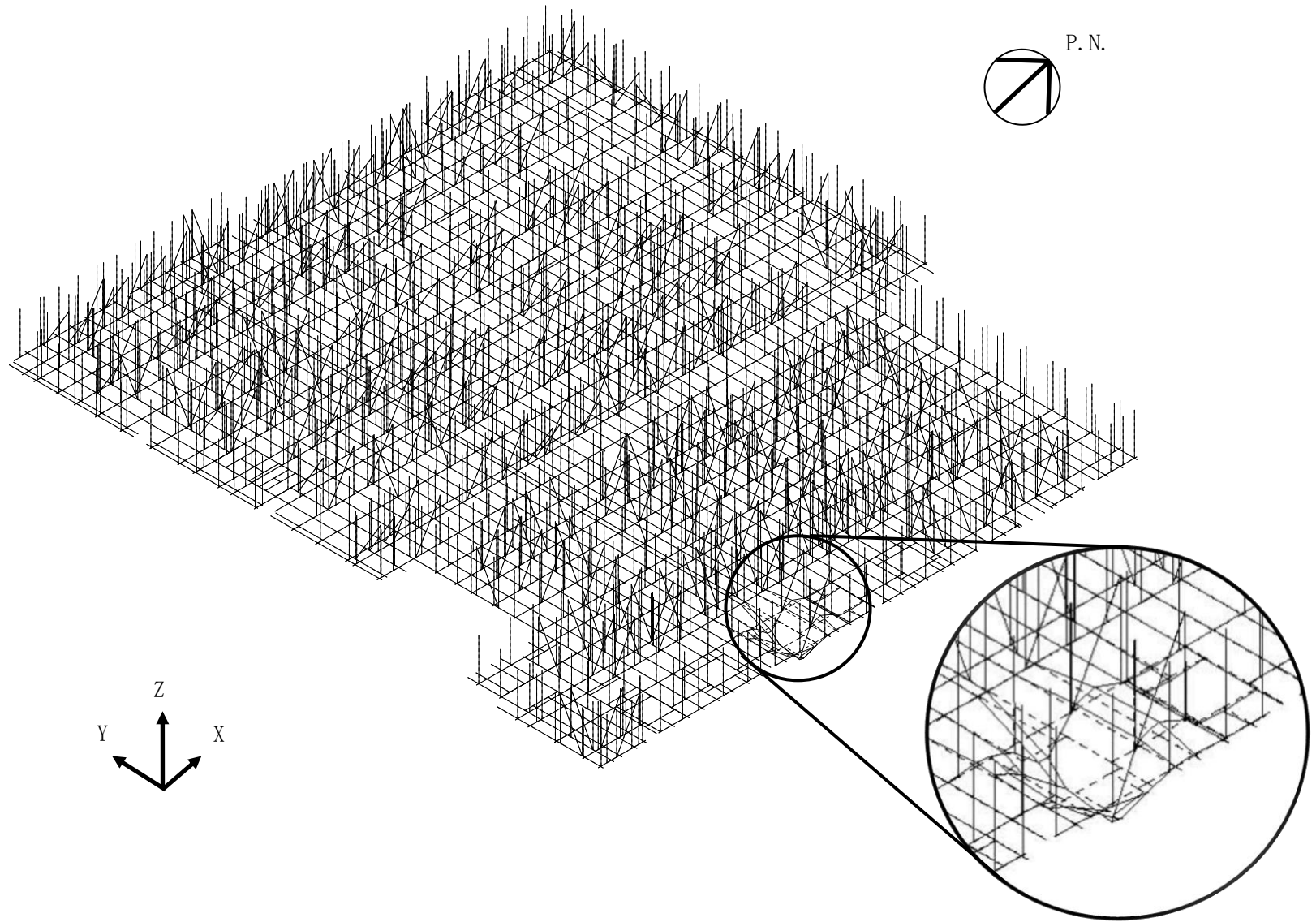


図 4-6 固有モード図 (1次)

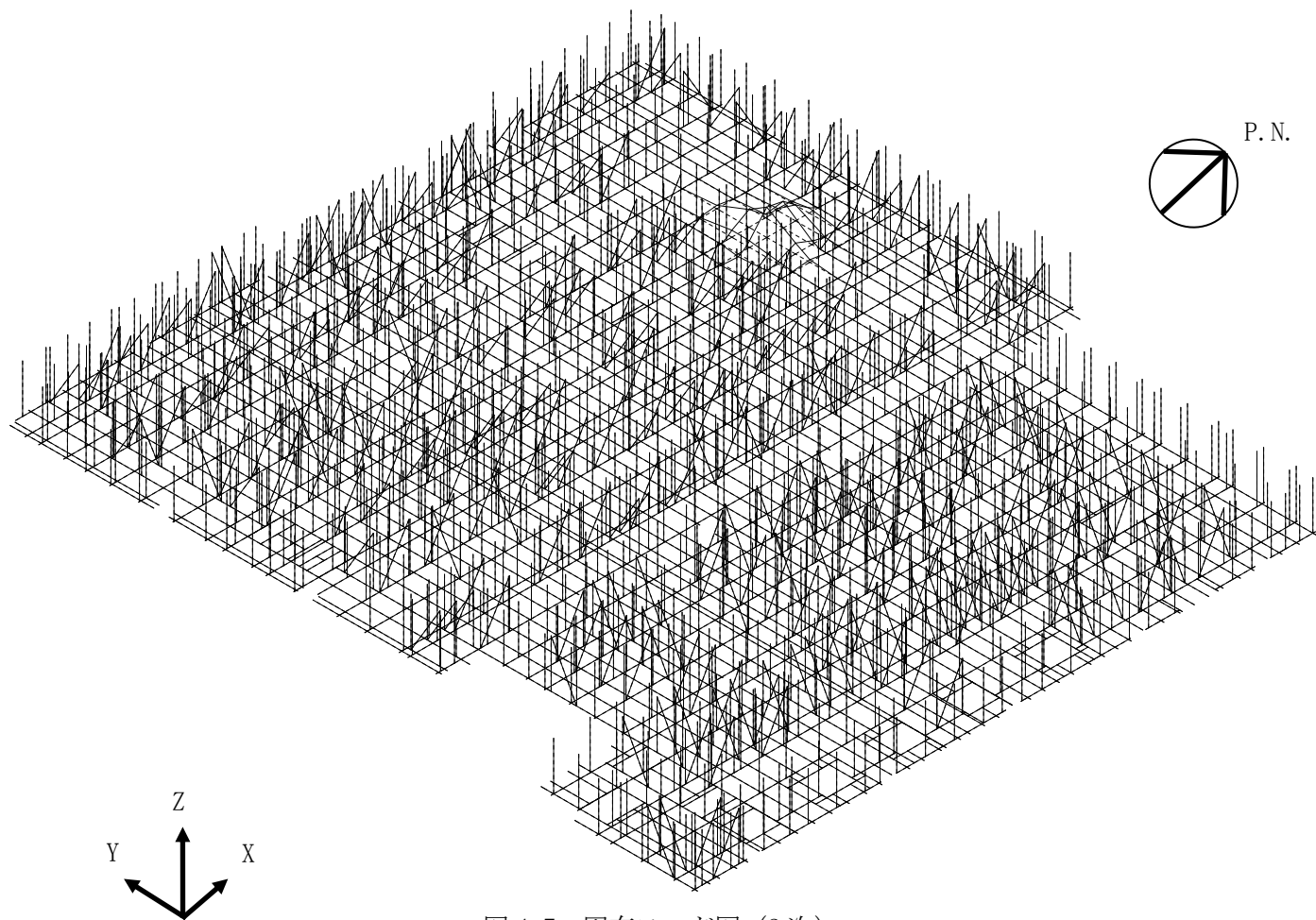


図 4-7 固有モード図 (2次)

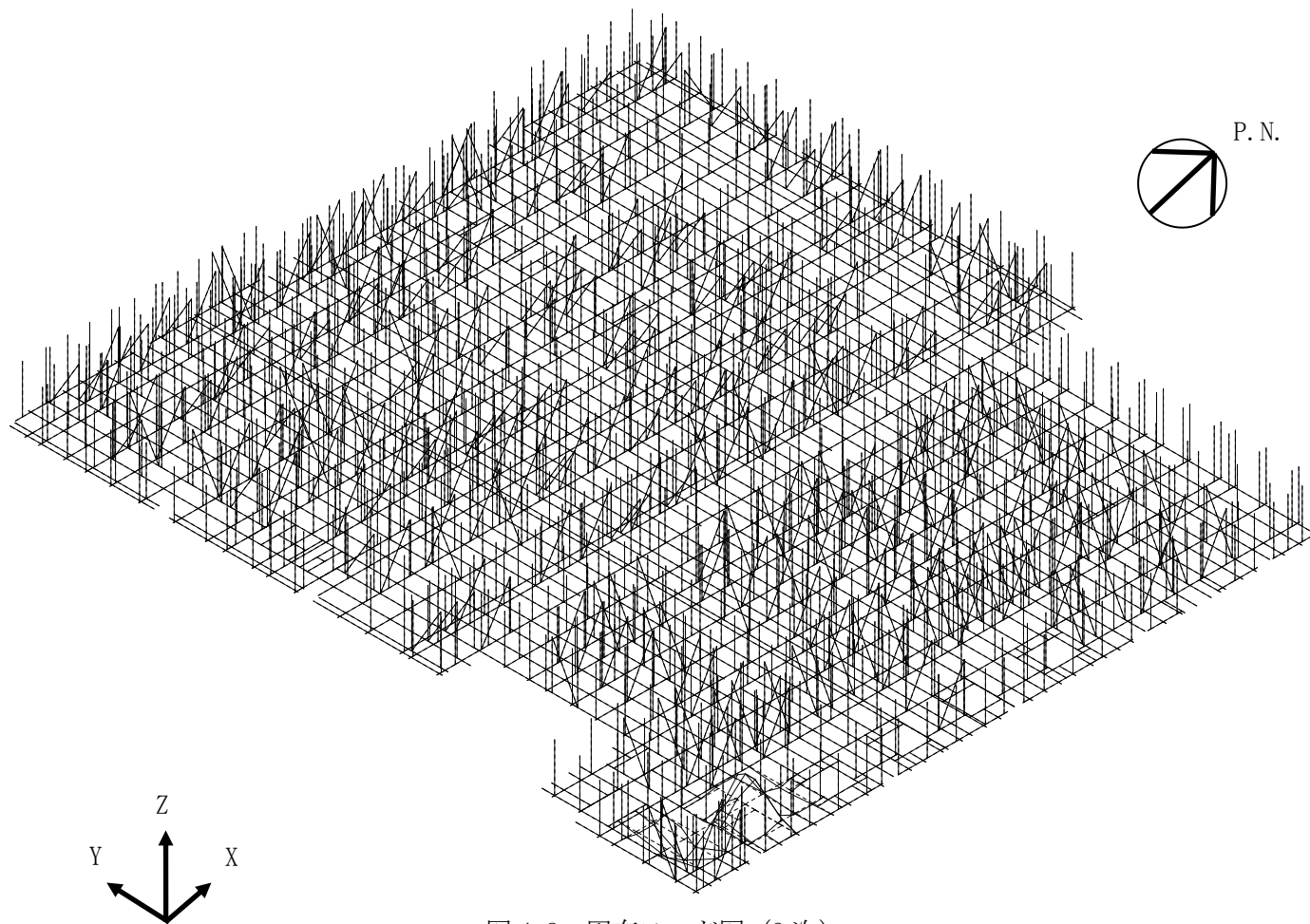


図 4-8 固有モード図 (3 次)

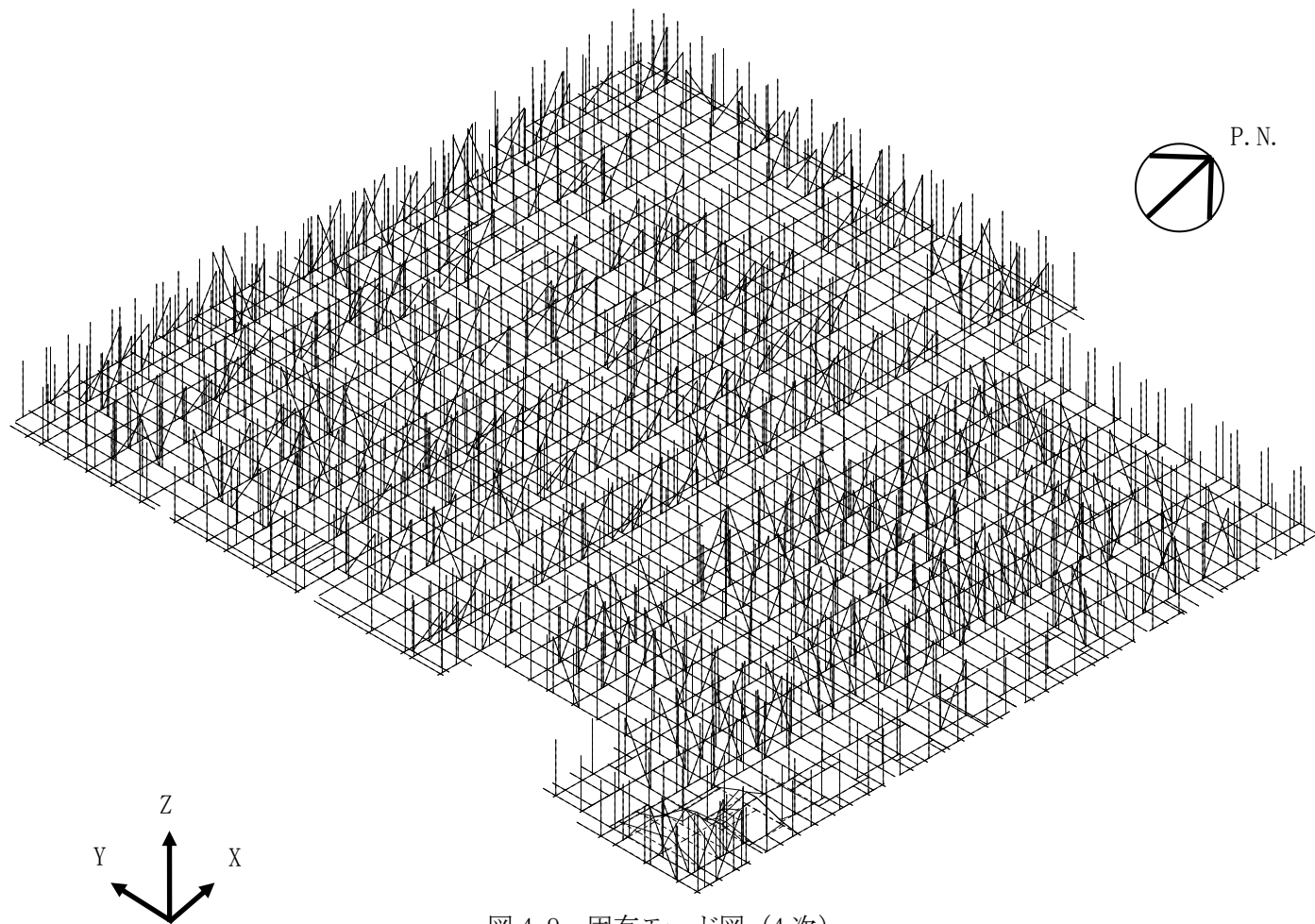


図 4-9 固有モード図 (4次)

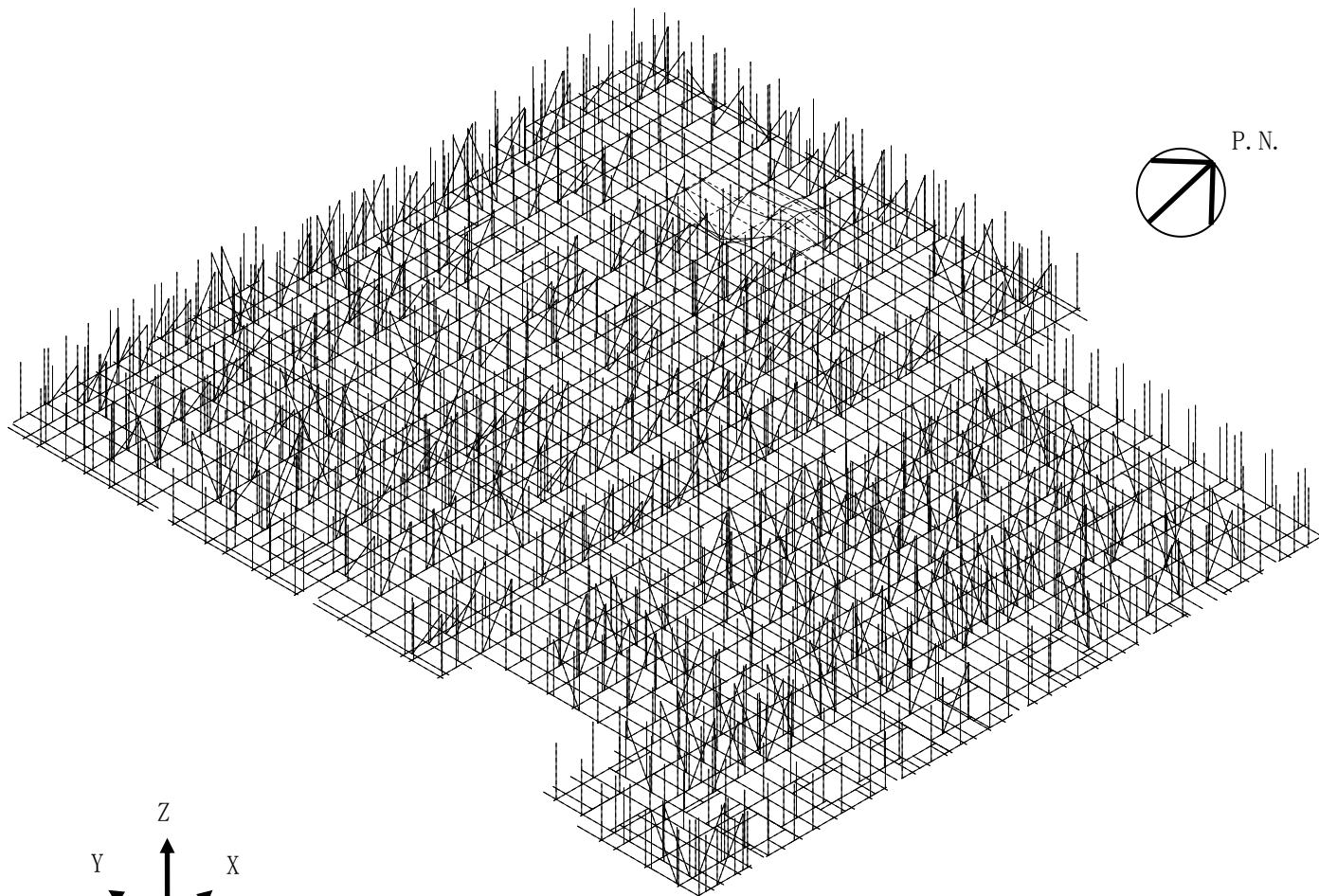


図 4-10 固有モード図 (5次)

4.5 設計用地震力

(1) 天井照明上部

天井照明上部に用いる設計用地震力を表 4-12 及び表 4-13 に示す。基準地震動 S_s による地震力は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

表 4-12 設計用地震力（設計基準対象施設）

建物・構築物	据付場所及び 床面高さ (m)	基準地震動 S_s	
		水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度
制御建屋	0. P. 29. 150 (0. P. 22. 950* ¹)	$C_{H1}=4.05$	$C_{V1}=2.29$

注記*1：基準床レベルを示す。

表 4-13 設計用地震力（重大事故等対処設備）

建物・構築物	据付場所及び 床面高さ (m)	基準地震動 S_s	
		水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度
制御建屋	0. P. 29. 150 (0. P. 22. 950* ²)	$C_{H1}=4.05$	$C_{V1}=2.29$

注記*2：基準床レベルを示す。

(2) 天井照明下部

天井照明下部に用いる設計用地震力を表 4-14 及び表 4-15 に示す。格子状鋼製フレームより下部の天井照明は取付位置 (O. P. 29.150m) における床応答曲線上の全周期帯の最大応答加速度を評価用加速度として耐震評価を行う。

表 4-14 設計用地震力 (設計基準対象施設)

建物・構築物	据付場所及び床面高さ (m)	減衰定数 (%)	基準地震動 S s	
			水平方向設計震度	鉛直方向設計震度
制御建屋	O. P. 29.150 (O. P. 22.950*1)	2.0*2	C _{H2} =26.12	C _{V2} =14.87

注記*1: 基準床レベルを示す。

*2: 添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の減衰定数を用いる。

表 4-15 設計用地震力 (重大事故等対処設備)

建物・構築物	据付場所及び床面高さ (m)	減衰定数 (%)	基準地震動 S s	
			水平方向設計震度	鉛直方向設計震度
制御建屋	O. P. 29.150 (O. P. 22.950*3)	2.0*4	C _{H2} =26.12	C _{V2} =14.87

注記*3: 基準床レベルを示す。

*4: 添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の減衰定数を用いる。

4.6 計算方法

S 規準に基づき、ブレース材（垂直補強）、ブレース材（斜め補強）、格子状鋼製フレーム、吊りボルト、吊りボルト（照明支持材）及びブレースウェイの断面に生じる軸力及び曲げモーメント並びにせん断応力が短期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認する。

(1) 圧縮応力に対する断面の評価方法

圧縮応力が生じる部材は、座屈を考慮し、部材に生じる圧縮応力度が許容圧縮応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで、

σ_c : 圧縮応力度 (= N/A) (N/mm^2)

N : 圧縮応力 (N)

A : 断面積 (mm^2)

f_c : 許容圧縮応力度 (N/mm^2)

(2) 引張応力に対する断面の評価方法

引張応力が生じる部材は、部材に生じる引張応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_t : 引張応力度 (= T/A) (N/mm^2)

T : 引張応力 (N)

A : 断面積 (mm^2)

f_t : 許容引張応力度 (N/mm^2)

(3) 曲げモーメントに対する断面の評価方法

曲げモーメントが生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる最大曲げ応力度が終局強度に基づく曲げ応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は、面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sigma_{bX}}{f_{bX}} + \frac{\sigma_{bY}}{f_{bY}} \leq 1$$

ここで、

σ_{bX}, σ_{bY} : X 軸まわり及び Y 軸まわりの曲げ応力度(=M/Z) (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

f_{bX}, f_{bY} : X 軸まわり及び Y 軸まわりの許容曲げ応力度 (N/mm²)

(4) 曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は、部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は、面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_{bX} + \sigma_{bY})^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

τ : せん断応力度(=Q/A_s) (N/mm²)

Q : せん断応力 (N)

A_s : せん断断面積 (mm²)

(5) 引張応力、曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

引張応力、曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は、面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_t + \sigma_{bX} + \sigma_{bY})^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

4.7 計算条件

応力解析に用いる各部品の質量を、以下の表 4-16 に示す。また、荷重条件は、常時と地震時増分を考慮した。常時は鉛直下方に重力加速度を作用させた状態とした。なお、天井照明上部の解析時において、天井照明下部のレースウェイ及び吊りボルト（照明支持材）の重量は(a)天井照明上部の照明機器の項目に含まれている。

表 4-16 各部品の質量一覧

(a) 天井照明上部

No.	項目	単位体積質量及び 単位質量	設置数	重量[N]	備考
1	部材自重	8637 kg/m ³	—	—	
2	火災感知器	5.98 kg/箇所	34	1992	
3	自動火災報知 設備電線管	950 kg/本	1	9316	
4	天井下地	4.07 kg/m ²	—	—	
5	天井仕上げ材	0.70 kg/m ²	—	—	
6	照明機器	3.23 kg/m ²	—	—	
7	その他付帯物	1.00 kg/m ²	—	—	防災照明, スピーカー, PHS アンテナ

(b) 天井照明下部レースウェイ

No.	項目	単位質量	設置数	重量[N]	備考
1	部材自重	2.78 kg/m	—	—	
2	照明機器	20.6 N/本	—	20.6	

(c) 吊りボルト(照明支持材)

No.	項目	単位質量	設置数	重量[N]	備考
1	照明機器	20.6 N/本	—	20.6	

4.8 許容応力度

4.6 項で求めた各応力度が表 4-17 に示す許容引張応力度 f_t 、許容曲げ応力度 f_b 、許容せん断応力度 f_s 又は許容圧縮応力度 f_c 以下であること。

表 4-17 許容応力度

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合	
許容引張応力度 f_t	$\frac{F}{1.5} \cdot 1.5$	
許容曲げ応力度 f_b	$\frac{F}{1.5} \cdot 1.5$	
許容せん断応力度 f_s	$\frac{F}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$	
許容圧縮応力度 f_c	$\frac{(1-2/5 \cdot (\lambda/\Lambda)^2) \cdot F \cdot 1.5}{3/2+2/3 \cdot (\lambda/\Lambda)^2}$	$(\lambda \leq \Lambda)$
	$\frac{18/65 \cdot F \cdot 1.5}{(\lambda/\Lambda)^2}$	$(\lambda > \Lambda)$

5. 評価結果

5.1 設計基準対象施設としての評価結果

中央制御室天井照明の設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の【天井照明上部の耐震性についての計算結果】及び【天井照明下部の耐震性についての計算結果】に示す。

5.2 重大事故等対処設備としての評価結果

重大事故等対処設備としての荷重の組合せ及び許容応力は、設計基準対象施設としての荷重の組合せ及び許容応力と同様であるため、記載を省略する。

【天井照明上部の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	固有周期 (s)		基準地震動 S s	
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度
天井照明上部	C	0. P. 29. 150 (0. P. 22. 950*)	0. 041	0. 037	C _{H1} =4. 05	C _{V1} =2. 29

注記* : 基準床レベルを示す。

1.2 評価結果

項目	応力度		許容応力度		検定値		備考
ブレース材 (垂直補強)	σ_c (N/mm ²)	23. 0	f_c (N/mm ²)	75. 5	σ_c / f_c	0. 31	細長比を考慮
ブレース材 (斜め補強)	σ_c (N/mm ²)	29. 8	f_c (N/mm ²)	58. 9	σ_c / f_c	0. 51	
格子状鋼製 フレーム	σ_{bx} (N/mm ²)	10. 1	f_t (N/mm ²)	235	$\frac{\sqrt{(\sigma_t + \sigma_{bx} + \sigma_{by})^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t}$	0. 44	引張応力, 曲げモーメント及びせん断応力の組合せ
	σ_{by} (N/mm ²)	84. 4					
	σ_t (N/mm ²)	2. 36					
	τ (N/mm ²)	20. 7					
吊りボルト	σ_c (N/mm ²)	7. 24	f_c (N/mm ²)	19. 5	σ_c / f_c	0. 38	細長比を考慮

【天井照明下部の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ (m)	基準地震動 S _s	
			水平方向設計震度	鉛直方向設計震度
天井照明下部	C	0. P. 29. 150 (0. P. 22. 950*)	C _{H2} =26. 12	C _{V2} =14. 87

注記 * : 基準床レベルを示す。

1.2 評価結果

項目	応力度		許容応力度		検定値		備考
レースウェイ	σ_{bX} (N/mm ²)	46. 3	f_{bX} (N/mm ²)	205	$\frac{\sigma_{bX}}{f_{bX}} + \frac{\sigma_{bY}}{f_{bY}}$	0. 87	面内方向及び面外方向の曲げモーメントの組合せ
	σ_{bY} (N/mm ²)	124	f_{bY} (N/mm ²)	192			
	τ (N/mm ²)	17. 4	f_t (N/mm ²)	205	$\frac{\sqrt{(\sigma_{bX} + \sigma_{bY})^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t}$	0. 85	曲げモーメント及びせん断応力の組合せ
吊りボルト (照明支持材)	σ_t (N/mm ²)	12. 9	f_t (N/mm ²)	205	σ_t / f_t	0. 07	

(2) 排煙ダクトの耐震性についての計算書

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」, 「VI-2-1-12-2 ダクト及び支持構造物の耐震計算について」及び「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき、下位クラス設備である排煙ダクトが基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、下部に設置された上位クラス施設である原子炉制御盤, 原子炉補機制御盤等に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

排煙ダクトの配置図を図 2-1 に示す。

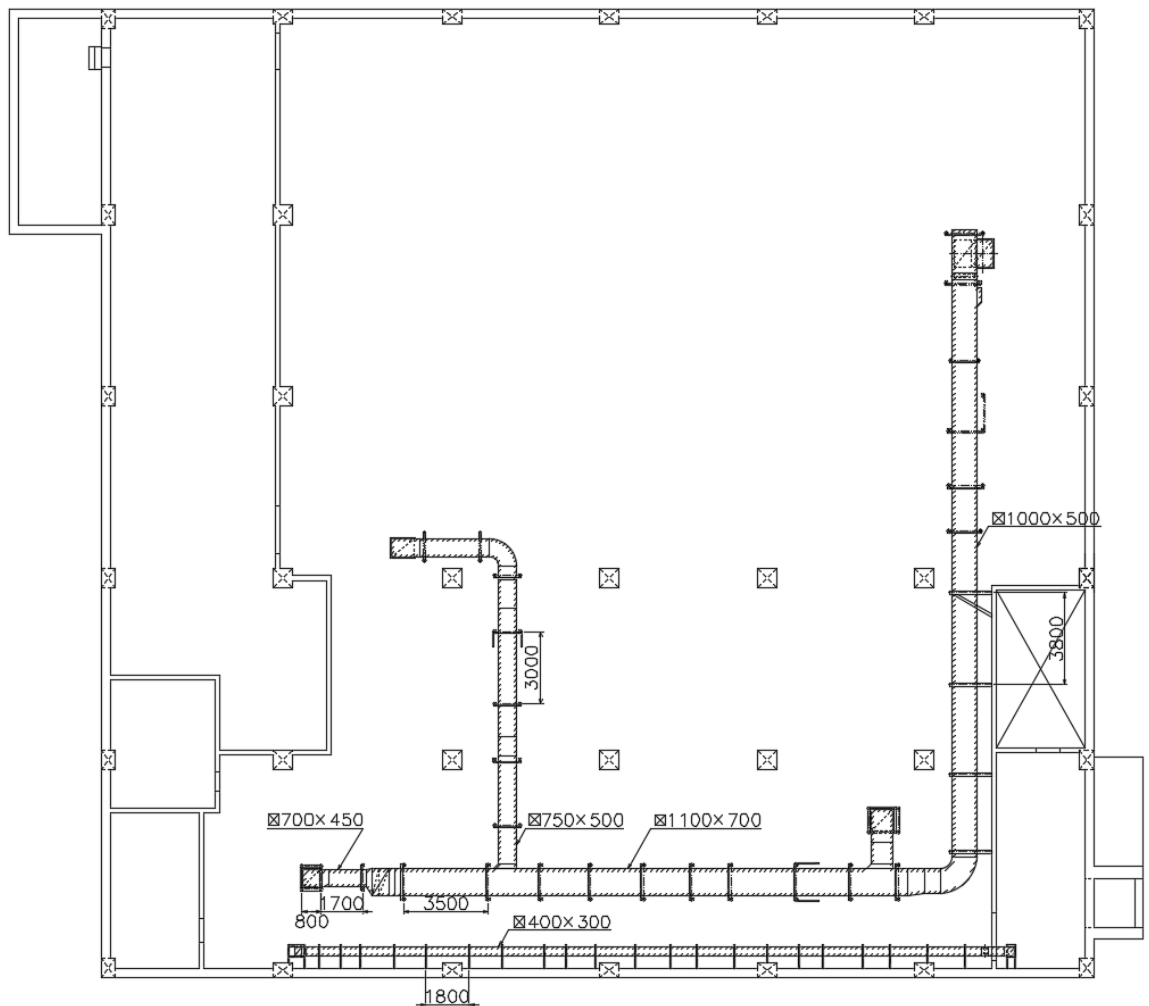
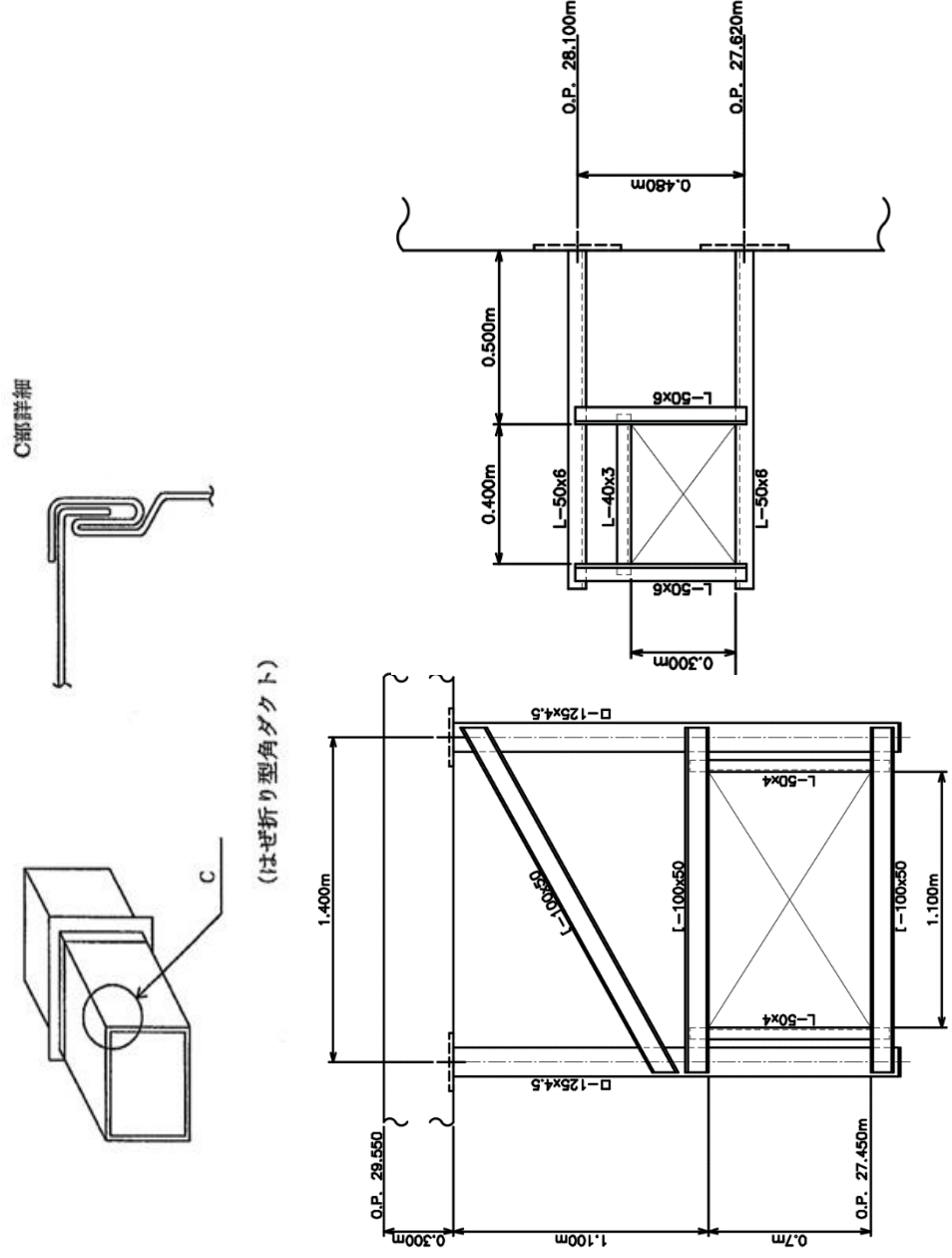


図 2-1 2号制御建屋中央制御室排煙ダクト配置図

2.2 構造計画

排煙ダクトの構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画

<p>計画の概要</p>		<p>概略構造図</p>	
<p>基礎・支持構造</p>		<p>矩形ダクト</p>	 <p>(はげ折り型角ダクト)</p>
<p>支持構造物を介して躯体へ支持されている。</p>			

2.3 評価方針

排煙ダクト及びその支持構造物は適切な剛性を有するとともに、許容座屈曲げモーメントを満足する支持間隔とすることにより耐震性を確保する。

支持間隔の算定は、ダクトの固有振動数 (f_d) が十分剛 (20Hz 以上) となるよう算定する手法を用いて支持間隔を決定する。支持点間隔設定手順を図 2-2 に示す。こうして定められた支持間隔以内で支持することにより耐震性を確保する。直管部、曲管部、重量物の取付部の支持間隔に対する方針を以下に示す。

(1) 直管部

直管部は、図 2-2 で求まる支持間隔以下で支持するものとする。また、直管部が長い箇所には軸方向を拘束する支持構造物を設ける。

(2) 曲管部

曲管部は、直管部に比べ剛性及び強度が低下するが、図 2-2 で求まる支持間隔は、曲管部の縮小率を包絡する支持間隔としている。そのため、曲管部も、図 2-2 で求まる支持間隔以下で支持する。

(3) 重量物の取付部

ダクトに自動ダンパ、弁等の重量物を取り付く場合は、重量物自体又は近傍を支持するものとする。なお、近傍を支持する場合には、図 2-2 で求まる支持間隔と、当該重量物を考慮した支持間隔を用いて、支持点を設計する。

(4) ダクトの支持構造物

ダクトの支持構造物は、建屋の壁や天井等に埋め込まれた埋込金物より支持するものとする。

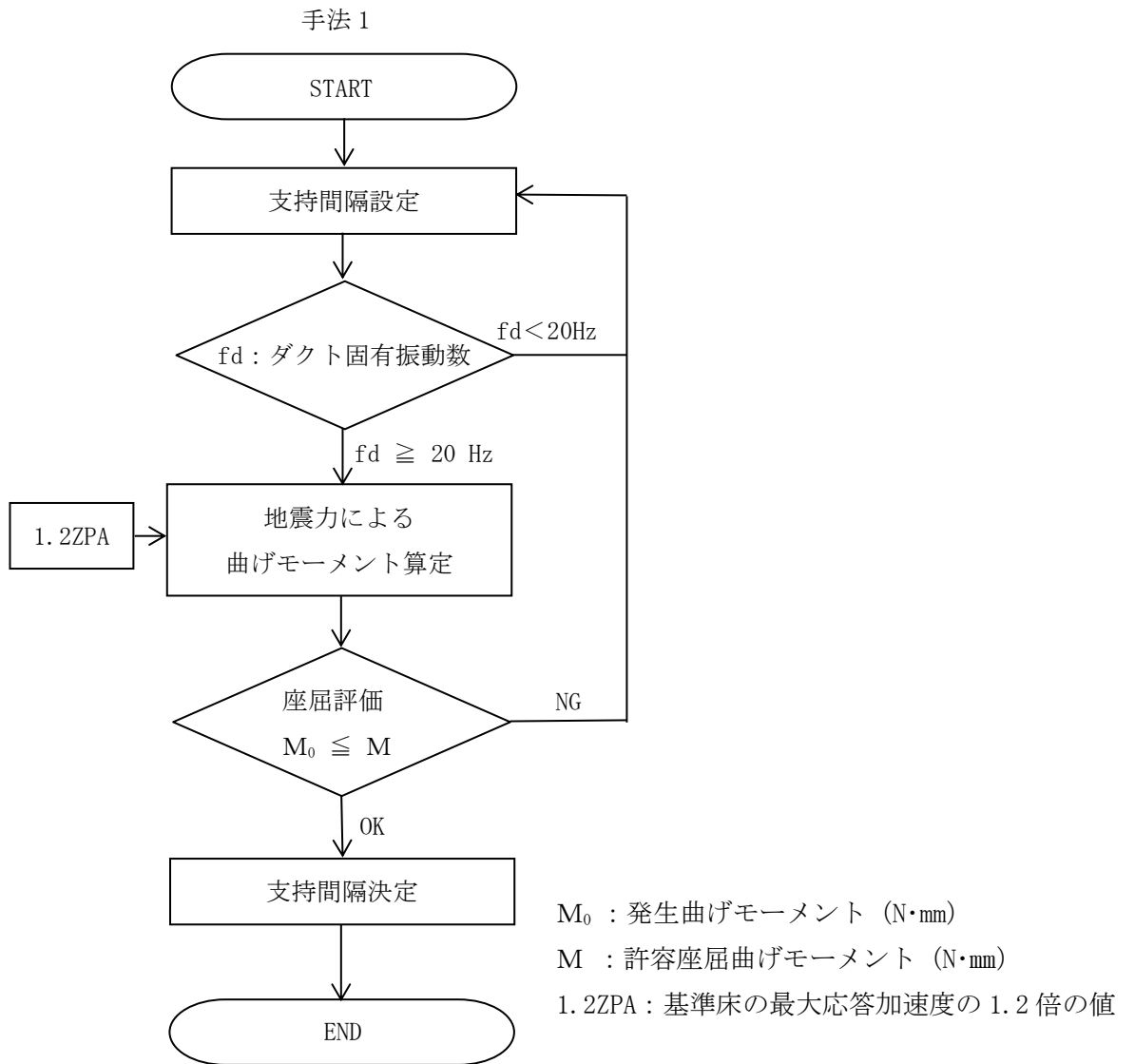


図 2-2 ダクト支持点間隔設定手順

2.4 適用基準

適用基準を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1－1987）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補－1984）
- ・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）
- ・J S M E S N C 1-2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格（以下「設計・建設規格」という。）
- ・J I S G 3 3 0 2-2019 熔融亜鉛めっき鋼板及び鋼帯
- ・J I S G 3 3 2 1-2019 熔融 55%アルミニウム－亜鉛合金めっき鋼板及び鋼帯

2.5 記号の説明

2.5.1 矩形ダクトの記号の説明

記号	記号の説明	単位
f	固有振動数	Hz
π	円周率	—
ℓ	両端単純支持間隔	mm
E	縦弾性係数	MPa
g	重力加速度	mm/s ²
I	断面二次モーメント	mm ⁴
W	ダクト単位長さ重量	N/mm
β	断面二次モーメントの安全係数* (<input type="text"/>)	—
a	ダクト長辺寸法	mm
b	ダクト短辺寸法	mm
ae	ダクトフランジの有効幅	mm
be	ダクトウェブの有効幅	mm
t	ダクト板厚	mm
a/b	アスペクト比	—
M ₀	発生曲げモーメント	N・mm
α	設計震度	—
M	許容座屈曲げモーメント	N・mm
S	許容座屈曲げモーメントの安全係数 (= <input type="text"/>)	—
M _T	座屈限界曲げモーメント	N・mm
λ	座屈限界曲げモーメントの補正係数*	—
ν	ポアソン比 (=0.3)	—
σ_y	降伏点	MPa
γ	座屈限界曲げモーメントの安全係数* (= <input type="text"/>)	—

注記*：出典 共同研究報告書「機器配管系の合理的な耐震設計手法の確立に関する研究」より、理論値と実験値の比率から定まる近似曲線を用いる。

2.5.2 支持構造物の記号の説明

記号	記号の説明	単位
f_t	許容引張応力	MPa
f_s	許容せん断応力	MPa
f_b	許容曲げ応力	MPa
σ_t	引張（圧縮）応力	MPa
σ_b	曲げ応力	MPa
τ	せん断応力	MPa
σ	組合せ応力	MPa
A	引張（圧縮）応力計算に用いる断面積	mm^2
A_s	せん断応力計算に用いる断面積	mm^2
Z	曲げ応力計算に用いる断面係数	mm^3
N	引張（圧縮）方向荷重	N
Q	せん断方向荷重	N
M_0	曲げモーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$

2.6 計算精度と数値の丸め方

精度は6桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は、表2-2に示すとおりである。

表2-2 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位
震度	—	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
温度	°C	—	—	整数位
質量	kg	—	—	整数位
長さ	mm	—	—	整数位 ^{*1}
面積	mm ²	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁 ^{*2}
モーメント	N・mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁 ^{*2}
力	N	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁 ^{*2}
発生応力	MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力 ^{*3}	MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位

注記*1：設計上定める値が小数点以下の場合は、小数点以下表示とする。

*2：絶対値が1000以上のときはべき数表示とする。

*3：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の間における引張強さ及び降伏点は、比例法により補間した値の小数点以下第1位を切り捨て、整数位までの値とする。

3. 評価部位

ダクトの耐震評価は「5.1 構造強度評価方法」に示す条件に基づき、ダクトについて評価を実施する。

4. 固有振動数

4.1 固有振動数の計算方法

(1) 計算モデル

ダクト系は、図 4-1 に示す両端を支持構造物で支持された両端単純支持はりにモデル化する。

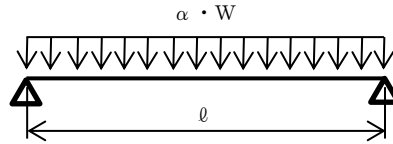


図 4-1 両端単純支持はり

(2) 固有振動数

両端単純支持された矩形ダクトの固有振動数は、次式で与えられる。算出に用いる矩形ダクトの断面図を図 4-2 に示す。

$$f = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I \cdot g}{W}} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここで、

$$I = \boxed{} \dots\dots\dots (4.2)$$

(4.1) 及び(4.2)式は共同研究報告書「機器配管系の合理的な耐震設計手法の確立に関する研究」による。

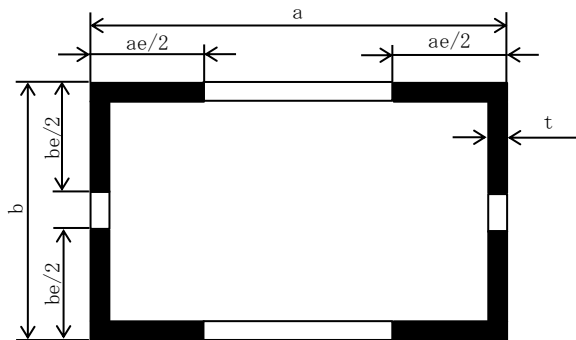


図 4-2 矩形ダクトの断面図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5. 構造強度評価

5.1 構造強度評価方法

矩形ダクトの座屈評価を示す。地震時、両端単純支持された矩形ダクトに生じる曲げモーメントは次式で与えられる。

$$M_0 = \frac{\alpha \cdot W \cdot \ell^2}{8} \dots\dots\dots (5.1)$$

ここで、矩形ダクトの座屈による大変形を防ぐために矩形ダクトに生じる曲げモーメントが許容座屈曲げモーメント以下となるようにする。

$$M_0 \leq M \dots\dots\dots (5.2)$$

(5.1)、(5.2) 式より許容座屈曲げモーメントから定まる支持間隔は次式で与えられる。

$$\ell = \sqrt{\frac{8 \cdot M}{W \cdot \alpha}} \dots\dots\dots (5.3)$$

ここで、

$$M = S \cdot M_T \dots\dots\dots (5.4)$$

$$M_T = \boxed{} \dots\dots\dots (5.5)$$

$$I = \boxed{} \dots\dots\dots (5.6)$$

(5.2)から(5.6)式は共同研究報告書「機器配管系の合理的な耐震設計手法の確立に関する研究」による。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5.2 荷重の組合せ及び許容限界

5.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

ダクトの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 5-1 に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 5-2 に示す。

5.2.2 許容限界

ダクトの許容限界を表 5-3 及び表 5-4 に、支持構造物の許容限界を表 5-5 に示す。

5.2.3 使用材料の許容応力評価条件

ダクト及び支持構造物の許容応力のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 5-6 に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 5-7 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ及び許容応力状態 (設計基準対象施設)

施設区分	機器名称	耐震設計上の 重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他	排煙ダクト	—	—*1	$D + P_D + M_D + S_S$	IV_{AS}

注記*1：クラス4管の荷重の組合せ及び許容応力状態適用する。

表 5-2 荷重の組合せ及び許容応力状態 (重大事故等対処設備)

施設区分	機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他	排煙ダクト	—	—	$D + P_D + M_D + S_S$	IV_{AS}
				$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_S^{*2}$	V_{AS} (V_{AS} として IV_{AS} の許 容限界を用い る。)

注記*2：「 $D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_S$ 」は「 $D + P_D + M_D + S_S$ 」の評価に包絡されるため、評価結果の記載を省略する。

表 5-3 許容限界 (クラス 4 管)

許容応力状態	許容限界
IV _A S	地震時の加速度に対し機能が保たれるようサポートのスペン長を最大許容ピッチ以下に確保すること。 (最大許容ピッチは式(5.3) から(5.6)に基づき座屈限界曲げモーメントより算出する。)

表 5-4 許容限界 (重大事故等クラス 2 管 (クラス 4 管))

許容応力状態	許容限界
IV _A S	地震時の加速度に対し機能が保たれるようサポートのスペン長を最大許容ピッチ以下に確保すること。 (最大許容ピッチは式(5.3) から(5.6)に基づき座屈限界曲げモーメントより算出する。)
V _A S	

表 5-5 許容限界（その他の支持構造物及び重大事故等その他の支持構造物）*3

許容応力状態	許容限界*1 (ボルト等以外)			
	一次応力			
	引張	せん断	曲げ	組合せ*2
IV _A S	$1.5 \cdot f_t$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_b$	$1.5 \cdot f_t$
V _A S (V _A Sとして、IV _A Sの許容限界を用いる。)	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$	$1.5 \cdot f_b^*$	$1.5 \cdot f_t^*$

注記*1：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

*2：組合せ応力の許容応力は，設計・建設規格に基づく値とする。

3： f_t^ ， f_s^* ， f_b^* は， f_t ， f_s ， f_b の値を算出する際に設計・建設規格 SSB-3121.1(1)本文中「付録材料図表 Part5 表 8 に定める値」とあるのを「付録材料図表 Part5 表 8 に定める値の 1.2 倍の値」と読み替えて計算した値とする。

表 5-6 使用材料の許容応力評価条件 (設計基準対象施設)

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)
		最高使用温度	50				
ダクト	SGCC	最高使用温度	50	—	184*1	—	—
支持架構	SS400	最高使用温度	50	—	241	394	—

注記*1：設計・建設規格付録材料図表に記載がないため，J I S G 3 3 0 2 「熔融亜鉛めっき鋼板及び鋼帯」又はJ I S G

3 3 2 1 「熔融 55%アルミニウム一亜鉛合金めっき鋼板及び鋼帯」に記載の S_y205 (MPa) を常温における値とし，また

設計・建設規格付録材料図表に記載のある鋼材のうち常温値と 75°C物性値から線形補間で求められる 50°C物性値は，常温値より 1 ～ 5 %程度低減されることから，保守的に常温値から 10%減した値とする。

表 5-7 使用材料の許容応力評価条件 (重大事故等対処設備)

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)
		最高使用温度	50				
ダクト	SGCC	最高使用温度	50	—	184*2	—	—
支持架構	SS400	最高使用温度	50	—	241	394	—

注記*2：設計・建設規格付録材料図表に記載がないため，J I S G 3 3 0 2 「熔融亜鉛めっき鋼板及び鋼帯」又はJ I S G

3 3 2 1 「熔融 55%アルミニウム一亜鉛合金めっき鋼板及び鋼帯」に記載の S_y205 (MPa) を常温における値とし，また

設計・建設規格付録材料図表に記載のある鋼材のうち常温値と 75°C物性値から線形補間で求められる 50°C物性値は，常温値より 1 ～ 5 %程度低減されることから，保守的に常温値から 10%減した値とする。

5.3 設計用地震力

本計算書において評価に用いる静的震度及び基準地震動 S_s による地震力は添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づく。計算に考慮する設計用地震力を表 5-8 及び表 5-9 に示す。

表 5-8 設計用地震力（設計基準対象施設）

建物・構築物	据付場所及び 床面高さ (m)	基準地震動 S_s	
		水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度
制御建屋	0. P. 29. 150 (0. P. 22. 950* ¹)	4. 05	2. 29

注記*1：基準床レベルを示す。

表 5-9 設計用地震力（重大事故等対処設備）

建物・構築物	据付場所及び 床面高さ (m)	基準地震動 S_s	
		水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度
制御建屋	0. P. 29. 150 (0. P. 22. 950* ²)	4. 05	2. 29

注記*2：基準床レベルを示す。

6. 評価結果

6.1 設計基準対象施設としての評価結果

排煙ダクトの耐震支持間隔は、「2.3 評価方針」に示す手法から定めており、設計基準対象施設としての支持間隔を表 6-1 に示す。この支持間隔以内で支持することにより、耐震性を確保する。

表 6-1 排煙ダクトの耐震支持間隔（設計基準対象施設としての評価結果）

ダクト種別*1	ダクト*2		板厚*2	支持間隔*2 (fd≥20Hz)	発生曲げモーメント M ₀ (N・mm)	許容座屈曲げモーメント M (N・mm)
	長辺	短辺				
亜鉛鉄板 はぜ折り型 角ダクト	400	300	0.8			
	700	450	1.0			
	750	500	1.0			
	1000	500	1.0			
	1100	700	1.0			

注記*1：すべて保温材有り。

*2：単位：mm

6.2 重大事故等対処設備としての評価結果

重大事故等対処設備としての支持間隔は、設計基準対象施設としての支持間隔と同様であるため、記載を省略する。

7. 支持構造物設計の基本方針

7.1 支持構造物の構造及び種類

支持構造物は、形鋼を組み合わせた溶接構造を原則とし、その用途に応じて以下に大別する。

- (1) ダクト軸直角の2方向を拘束するもの
- (2) ダクト軸方向及び軸直角の3方向を拘束するもの

図7-1～図7-3に支持構造物の代表例を示す。

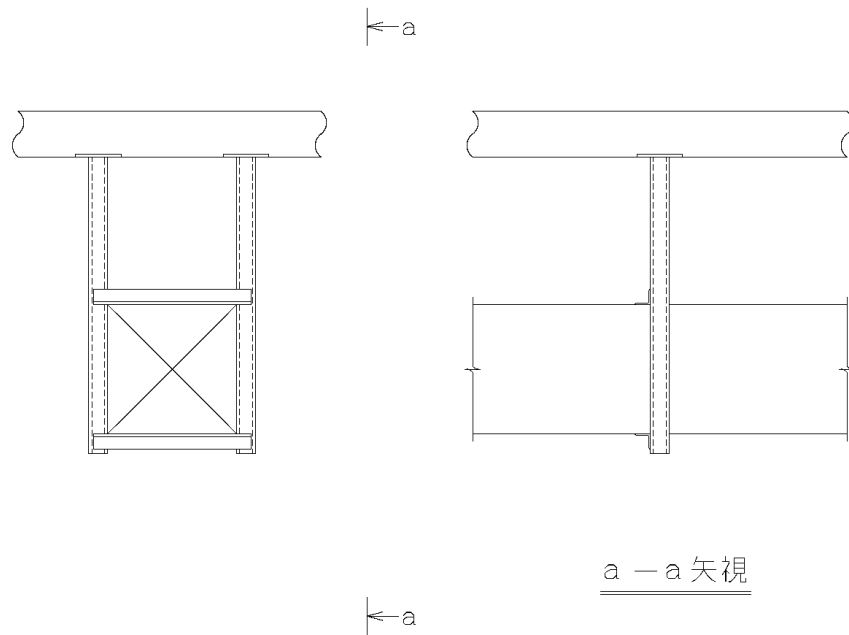


図7-1 2方向（軸直角方向）拘束の代表例

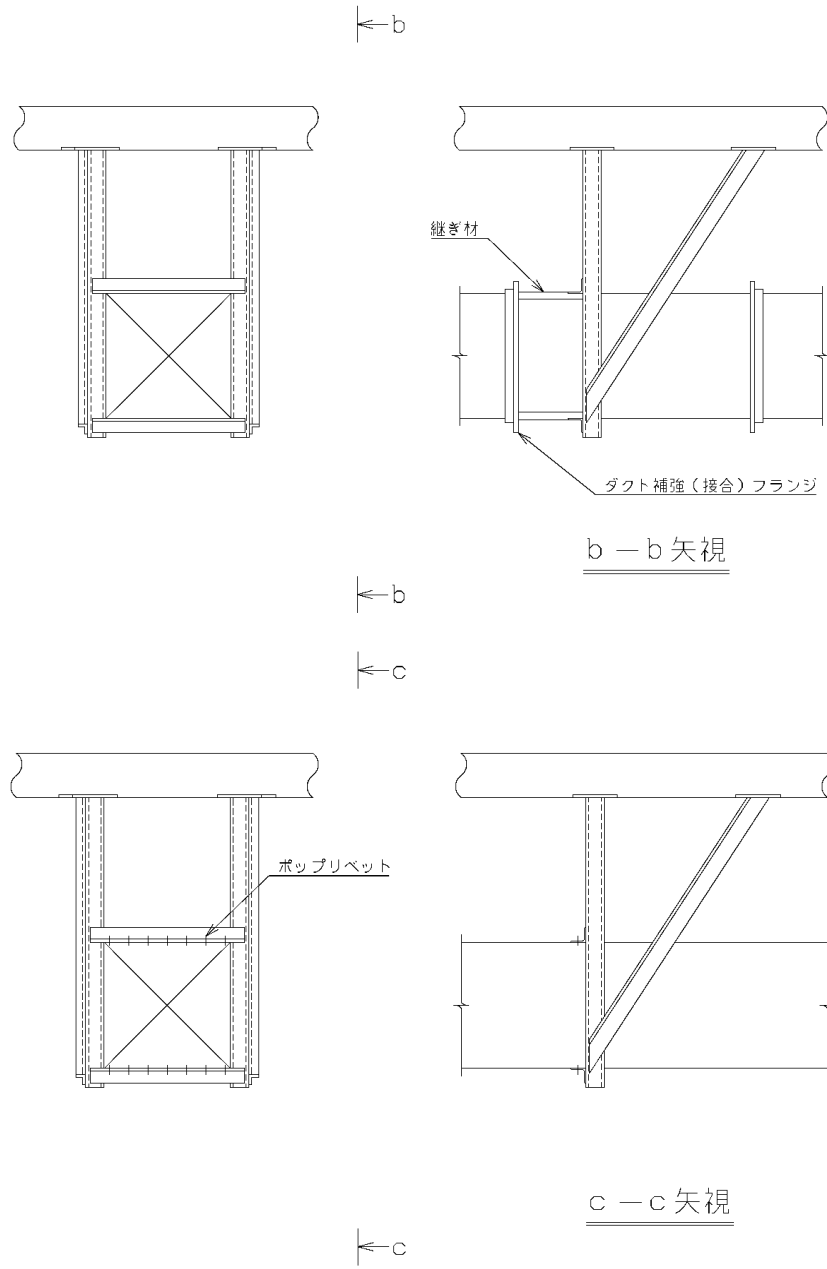


図 7-2 3 方向（軸方向及び軸直角方向）拘束の代表例

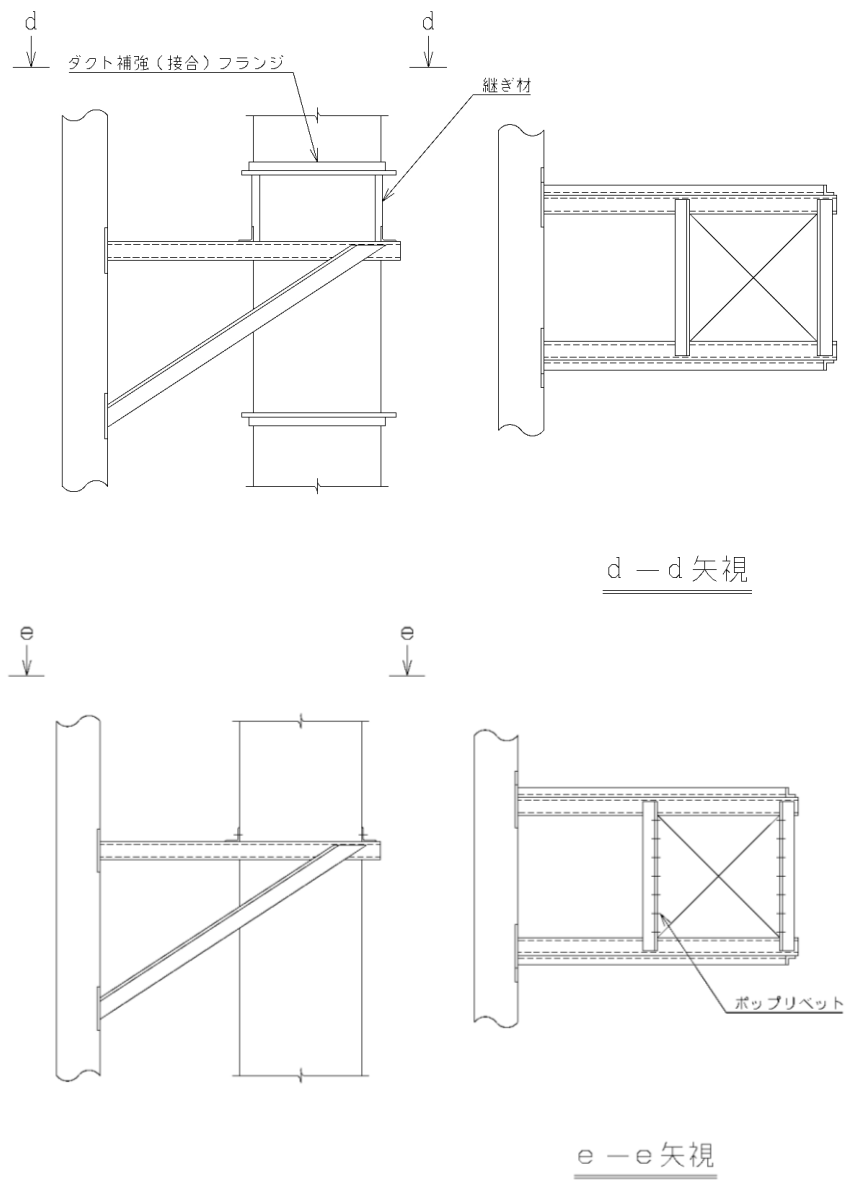


図 7-3 垂直ダクトの支持の代表例

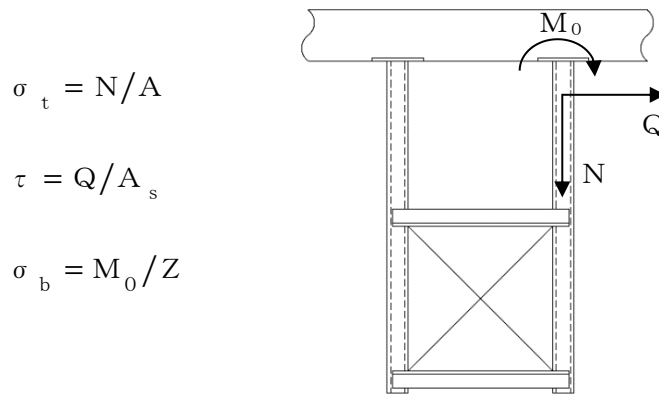
7.2 支持構造物の耐震性確認

各支持構造物を，型式（R 2，R 3）ごとに分類し，そのうち型式ごとに最大の発生応力となる支持構造物を代表として，その耐震性の確認結果を表 7-1 に示す。

耐震性の確認には，解析コード「MSC NASTRAN」を使用する。なお，評価に用いる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-5-40 計算機プログラム（解析コード）の概要・MSC NASTRAN」に示す。

また，支持構造物の強度計算式を以下に示す。

なお，以下に示す計算式は代表的な形状に対するものであり，記載のない形状についても同様の計算式で計算できる。



したがって，

$$1.5 \cdot f_t^* \geq \sigma = \sqrt{(\sigma_t + \sigma_b)^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

表 7-1 ダクト支持構造物の耐震性確認結果

構造物	型式*	許容応力 状態	応力分類	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
支持架構	R 2	IV _{AS}	組合せ	235	275
	R 3	IV _{AS}	組合せ	50	275

注記*：「R 2」はダクト軸直角の 2 方向を拘束するもの，「R 3」はダクト軸方向及び軸直角の 3 方向を拘束するものを示す。

VI-2-11-2-8 原子炉建屋クレーンの耐震性についての計算書

目次

1.	概要	1
2.	一般事項	1
2.1	配置概要	1
2.2	構造計画	2
2.3	評価方針	3
2.4	適用規格・基準等	4
2.5	記号の説明	5
2.6	計算精度と数値の丸め方	7
3.	評価部位	7
4.	地震応答解析及び構造強度評価	8
4.1	地震応答解析及び構造強度評価方法	8
4.2	荷重の組合せ及び許容応力	10
4.2.1	荷重の組合せ及び許容応力状態	10
4.2.2	許容応力	10
4.2.3	使用材料の許容応力評価条件及び許容荷重評価条件	10
4.3	解析モデル及び諸元	15
4.4	固有周期	19
4.5	設計用地震力	23
4.6	計算方法	30
4.6.1	クレーン本体ガーダの応力の計算方法	30
4.6.2	脱線防止ラグの応力の計算方法	34
4.6.3	トロリストッパの応力の計算方法	35
4.6.4	浮上り量の計算方法	37
4.6.5	吊具の荷重計算方法	37
4.7	計算条件	37
4.8	応力の評価	38
4.8.1	クレーン本体ガーダの応力評価	38
4.8.2	脱線防止ラグの応力評価	38
4.8.3	トロリストッパの応力評価	38
4.8.4	浮上り量の評価	39
4.8.5	吊具の評価	39
5.	評価結果	40
5.1	設計基準対象施設としての評価結果	40
5.2	重大事故等対処設備としての評価結果	40
6.	引用文献	40

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の耐震評価方針に基づき、下位クラス設備である原子炉建屋クレーン（B クラス施設）が上位クラス施設と同じ運転状態において基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、下部に設置された上位クラス施設である使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等（S クラス施設及び重大事故等対処設備）に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

原子炉建屋クレーンは、原子炉建屋 O.P. 41.20m に設置される。原子炉建屋クレーンは、図 2-1 の位置関係図に示すように、上位クラス施設である使用済燃料貯蔵ラックが設置された使用済燃料プール上に移動可能であることから、転倒又は落下により使用済燃料貯蔵ラック及び使用済燃料プールに対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

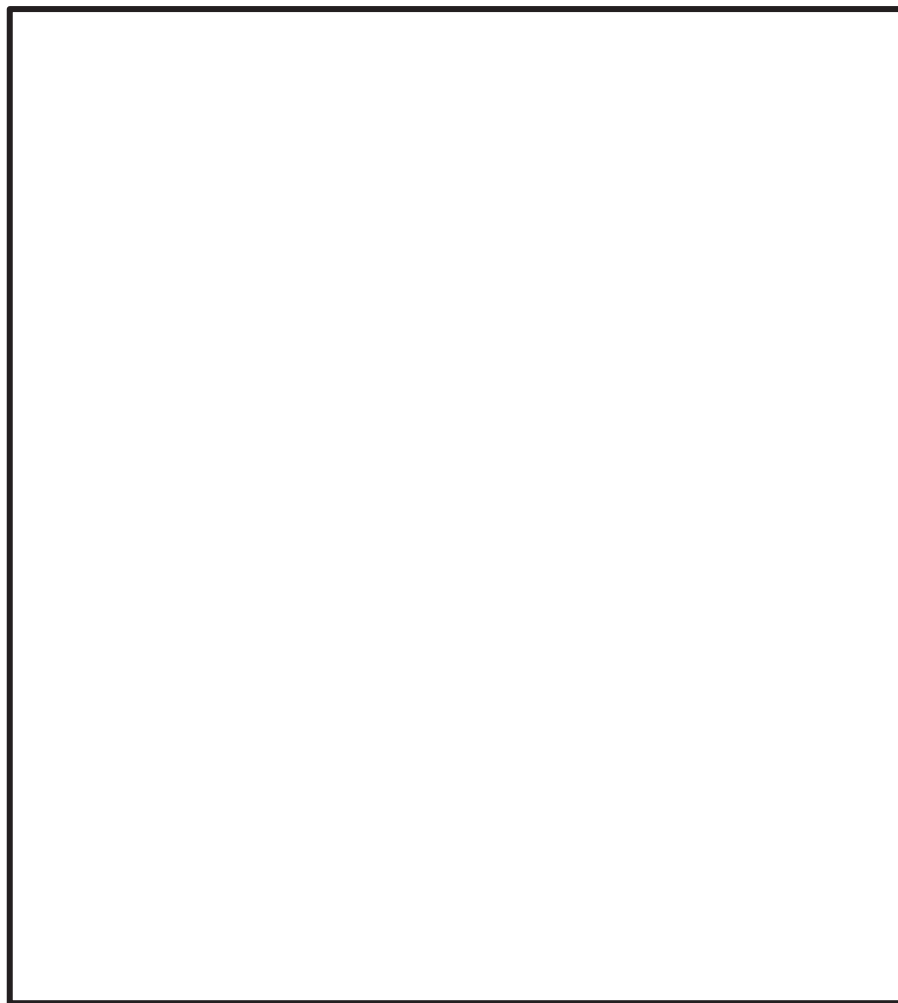


図 2-1 原子炉建屋クレーンの位置関係図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2 構造計画

原子炉建屋クレーンの構造計画を表 2-1 に示す。

表2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>原子炉建屋 O.P. 41.20m のランウェイガーダ上に設けた走行レール上をクレーン本体ガーダが走行し、クレーン本体ガーダ上部の横行レール上をトロリが横行する。クレーン本体ガーダは脱線防止ラグ、トロリはトロリストoppaを走行部付近に備えており、各々浮上り代を設けた（鉛直方向の浮上りを拘束しない）構造である。</p> <p>また、吊荷はトロリに設置されたワイヤロープ及びフックを介して吊上げ・吊下げ・移動の作業を行う。</p>	<p>クレーン本体ガーダ トロリ 脱線防止ラグ トロリストoppa ワイヤロープ フック</p>	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.3 評価方針

原子炉建屋クレーンの応力評価は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定したSクラス施設及び重大事故等対処設備と同じ運転状態における、荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」にて示す原子炉建屋クレーンの部位を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する箇所において、「4. 地震応答解析及び構造強度評価」により算出した基準地震動 S_s による荷重に基づく応力等が許容限界内に収まることを、「4.6 計算方法」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

原子炉建屋クレーンの耐震評価フローを図2-2に示す。

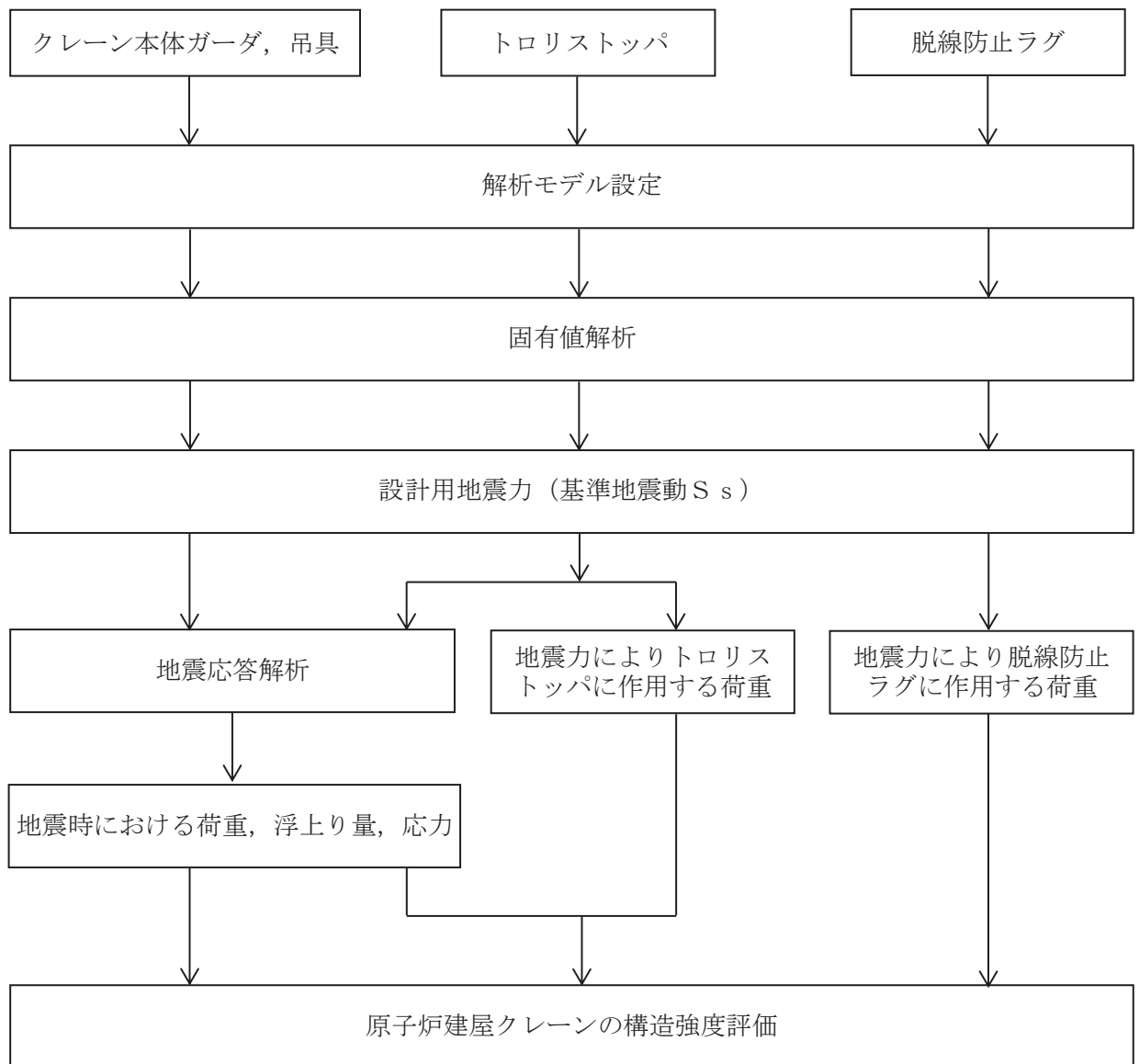


図2-2 原子炉建屋クレーンの耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社) 日本電気協会
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補一
1984 (社) 日本電気協会
- (3) 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) 日本電気協会
- (4) 発電用原子力設備規格 設計・建設規格 ((社) 日本機械学会, 2005/2007)
(以下「設計・建設規格」という。)
- (5) J A C S 1 6 0 0 -1968 クレーン用フック規格

2.5 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_1	脱線防止ラグの断面積	mm^2
A_2	トロリストッパの断面積	mm^2
A_3	トロリストッパ根元部のせん断断面積	mm^2
A_V	ガーダ端部の主桁及び補桁の断面積	mm^2
C_H	摩擦係数より求めた水平方向設計震度 (EW 方向)	—
C_{H1}	水平方向設計震度 (NS 方向)	—
E_G	クレーン本体ガーダの縦弾性係数	MPa
E_W	ワイヤロープの縦弾性係数	MPa
F^*	設計・建設規格 SSB-3121.3 に定める値	MPa
F_1	脱線防止ラグ 1 個あたりに作用する力	N
F_2	トロリストッパ 1 個あたりに作用する力	N
f_t	許容引張応力	MPa
f_c	許容圧縮応力	MPa
f_s	許容せん断応力	MPa
f_b	許容曲げ応力	MPa
f_{w1}	吊具 (ワイヤロープ) の許容荷重	N
f_{w2}	吊具 (フック) の許容荷重	N
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
H_g	クレーン本体ガーダの許容浮上り量	mm
H_t	トロリの許容浮上り量	mm
h_g	クレーン本体ガーダの浮上り量	mm
h_t	トロリの浮上り量	mm
L	トロリストッパ高さ	mm
l_1	脱線防止ラグ鉛直材の長さ	mm
l_2	脱線防止ラグ水平材の長さ	mm
l_3	トロリストッパ鉛直材の長さ	mm
l_4	トロリストッパ水平材の長さ	mm
l_5	トロリストッパ当たり面拡張部材の長さ	mm
l_6	トロリストッパ根元溶接部の長さ (短)	mm
l_7	トロリストッパ根元溶接部の長さ (長)	mm
M_1	トロリストッパ根元部の曲げモーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_H	ガーダ中央部の水平曲げモーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_V	ガーダ中央部の鉛直曲げモーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
m_G	クレーン本体ガーダ部全質量 (サドル, ロッカービームを含む。)	kg
m_m	主巻定格荷重 (質量)	kg
m_t	トロリ質量 (ワイヤロープ及びフック含む。)	kg

記号	記号の説明	単位
P_w	吊具（ワイヤロープ及びフック）に加わる荷重	N
Q	ガーダ端部のせん断力	N
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める値	MPa
t_1	脱線防止ラグ鉛直材の板厚	mm
t_2	脱線防止ラグ水平材の板厚	mm
t_3	トロリストッパ鉛直材の板厚	mm
t_4	トロリストッパ水平材の板厚	mm
t_5	トロリストッパ当たり面拡張部材の板厚	mm
t_6	トロリストッパ根元溶接部の板厚	mm
Z_1	トロリストッパ根元部の断面係数	mm ³
Z_x	ガーダ中央部の X 軸に関する断面係数	mm ³
Z_y	ガーダ中央部の Y 軸に関する断面係数	mm ³
ν	ポアソン比	—
Σ_m	クレーン総質量 ($m_t + m_G$)	kg
σ_{bg}	クレーンガーダ中央部の曲げ応力	MPa
σ_{bt}	トロリストッパ根元部の曲げ応力	MPa
σ_{cs}	脱線防止ラグの圧縮応力	MPa
σ_{ct}	トロリストッパの圧縮応力	MPa
σ_{Hb}	M_H によるガーダ中央部の曲げ応力	MPa
σ_{vb}	M_v によるガーダ中央部の曲げ応力	MPa
σ_{cot}	トロリストッパ根元部の組合せ応力	MPa
τ_g	ガーダ端部のせん断応力	MPa
τ_t	トロリストッパ根元部のせん断応力	MPa

2.6 計算精度と数値の丸め方

計算精度は、有効数字 6 桁以上を確保する。

本資料で表示する数値の丸め方は、表 2-2 に示すとおりとする。

表 2-2 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
設計震度	—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位
温度	°C	—	—	整数位
質量	kg	—	—	整数位
長さ	mm	—	—	整数位 ^{*1}
面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
断面係数	mm ³	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
モーメント	N・mm	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
力	N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
算出応力	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位 ^{*3}

注記*1：設計上定める値が小数点以下第 1 位の場合は、小数点以下第 1 位表示とする。

*2：絶対値が 1000 以上のときは、べき数表示とする。

*3：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は、比例法により補間した値の小数点以下第 1 位を切り捨て、整数位までの値とする。

3. 評価部位

原子炉建屋クレーンの耐震評価は、「4.1 地震応答解析および構造強度評価方法」に示す条件に基づき、クレーン及び吊荷の落下により、上位クラス施設が損傷することを防止するために、クレーン本体ガーダ、脱線防止ラグ、トロリストッパ及び吊具（ワイヤロープ及びフック）について実施する。原子炉建屋クレーンの耐震評価部位については表 2-1 の概略構造図に示す。

4. 地震応答解析及び構造強度評価

4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法

(1) 構造概要

図4-1に構造概要図を示す。

耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

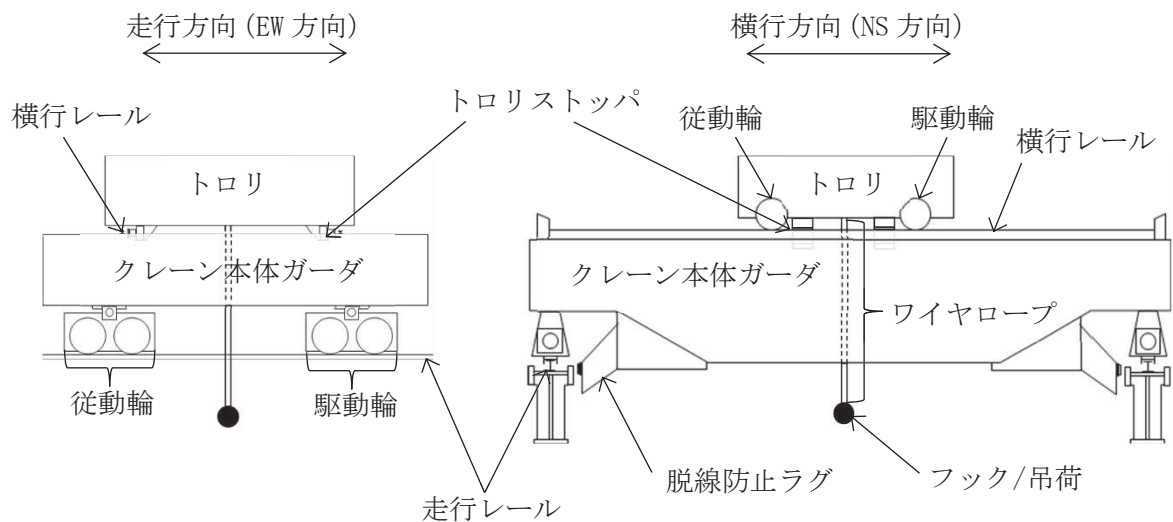


図4-1 構造概要図

(2) 走行方向 (EW方向) 水平力

- a. クレーンは、クレーン本体ガーダ及びクレーン本体ガーダを介してトロリが走行レール上に乗っている構造で建屋とは固定されていないため、最大静止摩擦力以上の水平力が走行方向 (EW方向) に加えられた場合、すべりが生じる。このため、クレーン自身にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。
- b. クレーンの走行車輪は8個であり、そのうちの4個は駆動輪、他の4個が従動輪である。
- c. 駆動輪は、電動機及び減速機等の回転部分と連結されているため、地震の加速度を車輪部に入れると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の力が加えられた場合、すべりが生じる。
- d. 従動輪は、回転部分が連結されていないため、駆動輪のみで水平力を受ける。
- e. トロリは、走行方向 (EW 方向) 水平力が横行レールに対して直角方向であり、トロリがトロリストoppaで拘束されているため、水平力がクレーン本体ガーダに作用する。

(3) 横行方向 (NS 方向) 水平力

a. クレーン本体ガーダ関係

横行方向 (NS 方向) は、走行レールに対して直角方向であり、クレーン本体ガーダが脱線防止ラグで拘束されているため、水平力がクレーン本体ガーダに作用する。

b. トロリ関係

- (a) トロリはクレーン本体ガーダ上の横行レール上に乗っている構造で、クレーン本体ガーダとは固定されていないため、最大静止摩擦力以上の水平力がトロリに加えられた場合、すべりが生じる。このため、トロリ自身にはレールと横行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。
- (b) トロリの横行車輪は4個であり、そのうちの2個は駆動輪、他の2個は従動輪である。
- (c) トロリの駆動輪は、電動機及び減速機等の回転部分と連結されているため、地震の加速度を車輪部に入れると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の力が加えられた場合、すべりが生じる。
- (d) トロリの従動輪は、回転部分が連結されていないので、駆動輪のみで水平力を受ける。

(4) 鉛直方向 (UD方向)

クレーン及びトロリは、レール上にあり、鉛直下向き方向には建屋により支持される。鉛直上向き方向には固定されていないため、鉛直方向 (UD 方向) には浮上りを考慮する。

(5) 評価ケース

表4-1に示す解析ケースにて評価を実施する。設計基準対象施設としての条件に対しては、クレーンの運転状態と待機状態を想定しケース1~3について評価する。重大事故等対処設備としての条件に対しては、クレーンの待機状態を想定しケース3について評価する。

なお、トロリ位置中央の場合、吊荷有のケースが吊荷無のケースより厳しい条件であることから、トロリ位置中央、吊荷無のケースは評価対象外とする。

表4-1 評価ケース

評価対象		クレーン本体ガーダ, 浮上り量, 吊具		
		1	2	3
評価ケース No.		1	2	3
トロリ位置	中央	●*	—	—
	端部	—	●*	○

●：吊荷有 ○：吊荷無

注記 *：吊具については、落下評価も実施する。

(6) 地震力

地震力は、原子炉建屋クレーンに対して水平方向及び鉛直方向から個別に作用するものとし、「基準地震動S_s」を用いる。クレーン本体ガーダ及び吊具 (ワイヤロープ及びフック) に作用する荷重並びにクレーン本体ガーダ及びトロリの浮上り量については、非線形時刻歴応答解析による評価を実施する。また、脱線防止ラグ、トロリストoppaについては、設計用地震力による評価を実施する。

4.2 荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

原子炉建屋クレーンの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-2 に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-3 に示す。

4.2.2 許容応力

原子炉建屋クレーンの許容応力は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 4-4 に示す。

4.2.3 使用材料の許容応力評価条件及び許容荷重評価条件

原子炉建屋クレーンの使用材料の許容応力評価条件及び許容荷重評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-5 及び表 4-6 に、重大事故等対処設備に用いるものを表 4-7 に示す。

表 4-2 荷重の組合せ及び許容応力状態 (設計基準対象施設)

施設区分		機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設 及び貯蔵施設	燃料取扱設備	原子炉建屋 クレーン	B	—*	$D + P_D + M_D + S_s$	IV_{AS}

注記* : その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-3 荷重の組合せ及び許容応力状態 (重大事故等対処設備)

施設区分		機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設 及び貯蔵施設	燃料取扱設備	原子炉建屋 クレーン	—	—*	$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	V_{AS} (V_{AS} として、 IV_{AS} の許容限 界を用いる。)

注記* : その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表4-4 許容応力（その他の支持構造物及び重大事故等その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2 (ボルト等以外)			
	一次応力			
	せん断	圧縮	曲げ	組合せ
IV _A S	1.5・f _s *	1.5・f _c *	1.5・f _b *	1.5・f _t *
V _A S (V _A Sとして、IV _A Sの許容限界を用いる。)				

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対しても評価を行う。

*2：当該の応力が生じない場合、規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

表 4-5 使用材料の許容応力評価条件 (設計基準対象施設)

評価部位		材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)
クレーン本体 ガーダ	ガーダ 中央部	[Redacted]	最高使用温度	50	—	[Redacted]	[Redacted]	—
	ガーダ 端部							
脱線防止ラグ			最高使用温度	50	—			—
トロリストッパ		最高使用温度	50	—	—			

表 4-6 使用材料の許容荷重評価条件 (設計基準対象施設)

評価部位	材料	温度条件 (°C)		定格荷重 (N)	安全率	許容荷重 (N)
ワイヤロープ	[Redacted]	最高使用温度	50	1.226×10^6	12.03	1.475×10^7
フック		最高使用温度	50	1.226×10^6	12.91	1.583×10^7

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-7 使用材料の許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

評価部位		材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (RT) (MPa)
クレーン本体 ガーダ	ガーダ 中央部	[Redacted]	最高使用温度	100	—	[Redacted]	[Redacted]	—
	ガーダ 端部							
脱線防止ラグ			最高使用温度	100	—			—
トロリストッパ		最高使用温度	100	—	—			

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.3 解析モデル及び諸元

原子炉建屋クレーンの解析モデルを図 4-3 に、解析モデルの概要を以下に示す。また、機器の諸元を本計算書の【原子炉建屋クレーンの耐震性についての計算結果】の機器要目に示す。

- (1) クレーンは、はり要素、シェル要素及び非線形要素を用いた FEM モデルとし、クレーンの質量としてクレーン本体ガーダ部、トロリ及び吊荷を考慮する。
- (2) 地震応答解析に用いる減衰定数は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に基づき、水平方向及び鉛直方向ともに 2.0%を用いる。

なお、減衰定数は Rayleigh 減衰により、減衰定数 2.0%となる固有周期点を 2Hz 及び 20Hz に設定することで与える。この固有周期点は、原子炉建屋クレーンの鉛直方向の 1 次固有周期が最長で であることを踏まえて設定している。

- (3) 固有値解析において、車輪部とレールの境界部は、3 方向を拘束したモデルとする。
- (4) クレーンと車輪部については、4.1(1)項にて示したクレーンの構造の特徴を踏まえて、解析の入力条件を以下のとおり設定する。

a. クレーンのすべりを考慮した水平力の設定

最大静止摩擦力以上の力が加われば、車輪がレール上をすべることを考慮した水平力を設定する。ここで、摩擦係数を $\mu = 0.3$ とし、クレーン各構造部材に発生する水平力は、走行車輪の数と駆動輪の数との関係から以下に示す式から求める。

クレーン本体ガーダの走行方向 (EW 方向) に作用する水平力

$$\text{鉛直方向荷重} \times \mu \times \frac{4}{8} = \text{鉛直方向荷重} \times 0.15$$

トロリの走行方向 (NS 方向) に作用する水平力

$$\text{鉛直方向荷重} \times \mu \times \frac{2}{8} = \text{鉛直方向荷重} \times 0.15$$

b. 浮上りによる衝突の減衰

クレーン及びトロリの浮上りによる衝突の減衰は、引用文献(1)の試験にて得られた反発係数 e から換算した減衰比 h として、を用いる。反発係数 e と減衰比 h との関係式は次式に、関係図を図 4-2 に示す。

$$e = \exp\left(-\frac{h \pi}{\sqrt{1-h^2}}\right)$$

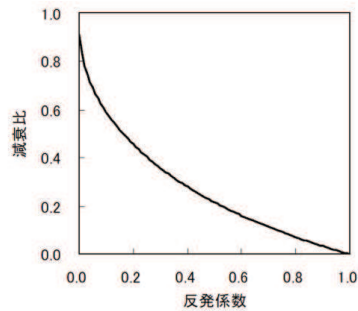


図4-2 反発係数と減衰比の関係

- (5) 固有値解析及び地震応答解析には、解析コード「ABAQUS」を用いる。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。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

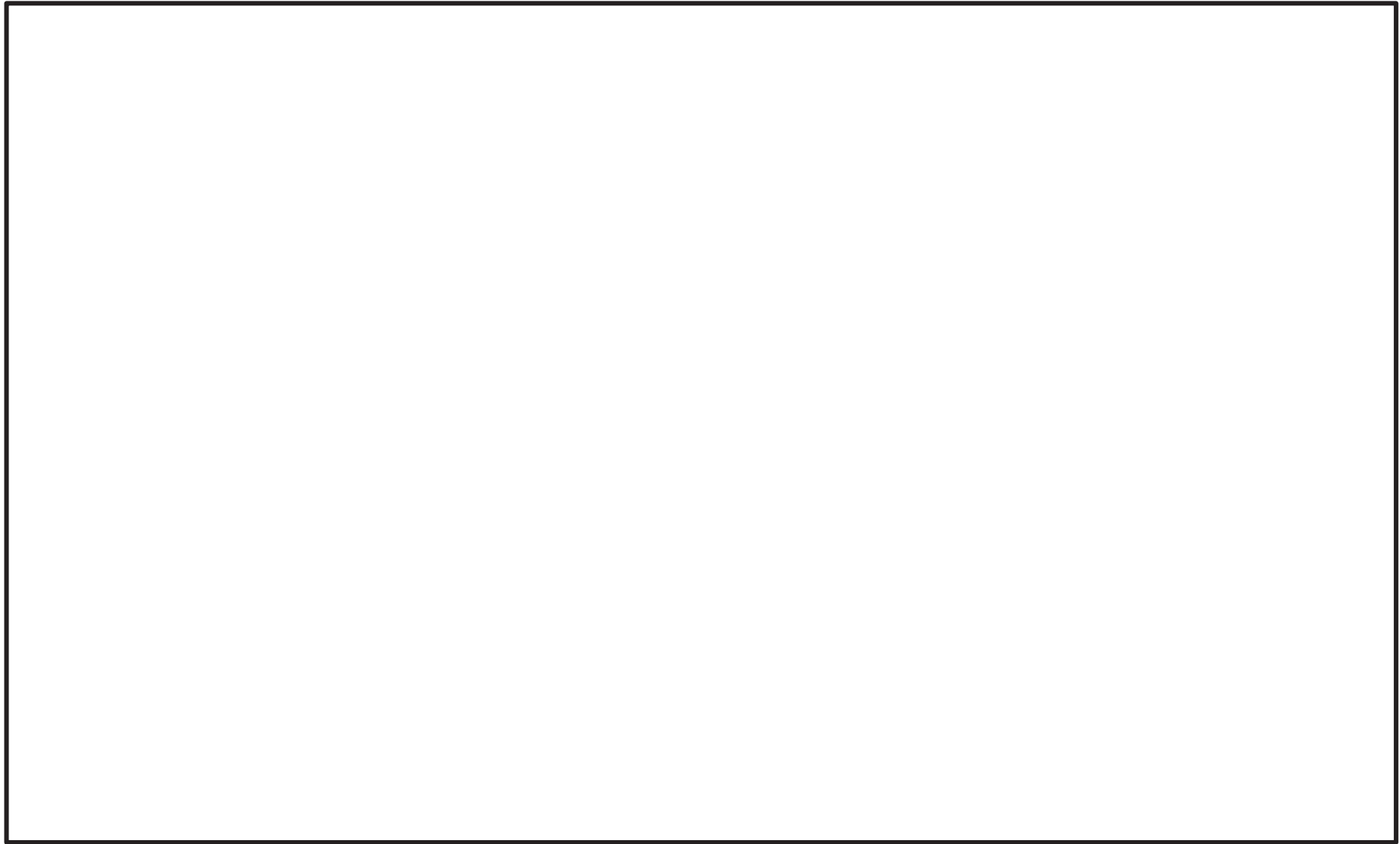


図4-3(1) 原子炉建屋クレーン解析モデル（固有値解析時）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

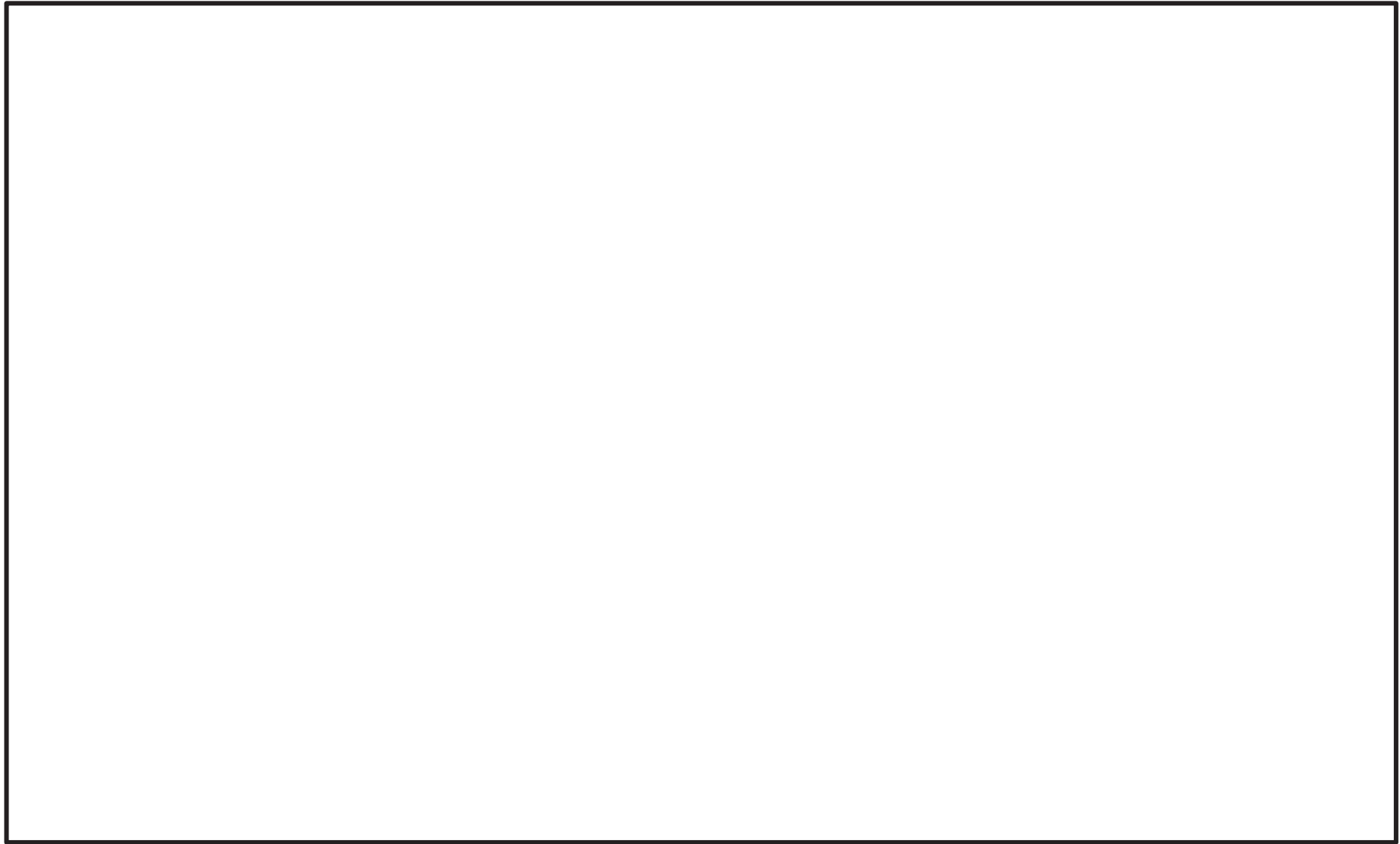


図4-3(2) 原子炉建屋クレーン解析モデル（地震応答解析時）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.4 固有周期

設計基準対象施設としての検討ケース時における固有値解析結果を表 4-8 に、重大事故等対処設備としての検討ケース時における固有値解析結果を表 4-9 に示す。なお、設計基準対象施設としての検討ケース時における固有値解析結果は、評価結果の厳しくなるトロリ位置中央、吊荷有の評価ケースについて記載する。

また、振動モード図について図 4-4 及び図 4-5 に示す。

表 4-8 設計基準対象施設の検討ケース時の固有値解析結果（トロリ位置中央，吊荷有）

モード	卓越方向	固有周期 (s)	刺激係数*		
			水平方向		鉛直方向
			NS	EW	
1	鉛直方向				
2	水平 (EW) 方向				
3	鉛直方向				
4	鉛直方向				
5	—				
6	—				
7	水平 (EW) 方向				
8	水平 (NS) 方向				
9	水平 (NS) 方向				
10	水平 (EW) 方向				
11	鉛直方向				
12	鉛直方向				
13	水平 (EW) 方向				
14	水平 (NS) 方向				

注記*：刺激係数は、モード質量を正規化し、固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。

表 4-9 重大事故等対処設備の検討ケース時の固有値解析結果（トロリ位置端部，吊荷無）

モード	卓越方向	固有周期 (s)	刺激係数*		
			水平方向		鉛直方向
			NS	EW	
1	鉛直方向	<div style="border: 2px solid black; width: 100%; height: 100%;"></div>			
2	水平（EW）方向				
3	鉛直方向				
4	水平（EW）方向				
5	鉛直方向				
6	水平（NS）方向				
7	鉛直方向				
8	水平（NS）方向				
9	鉛直方向				
10	鉛直方向				
11	水平（NS）方向				

注記*：刺激係数は，モード質量を正規化し，固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。

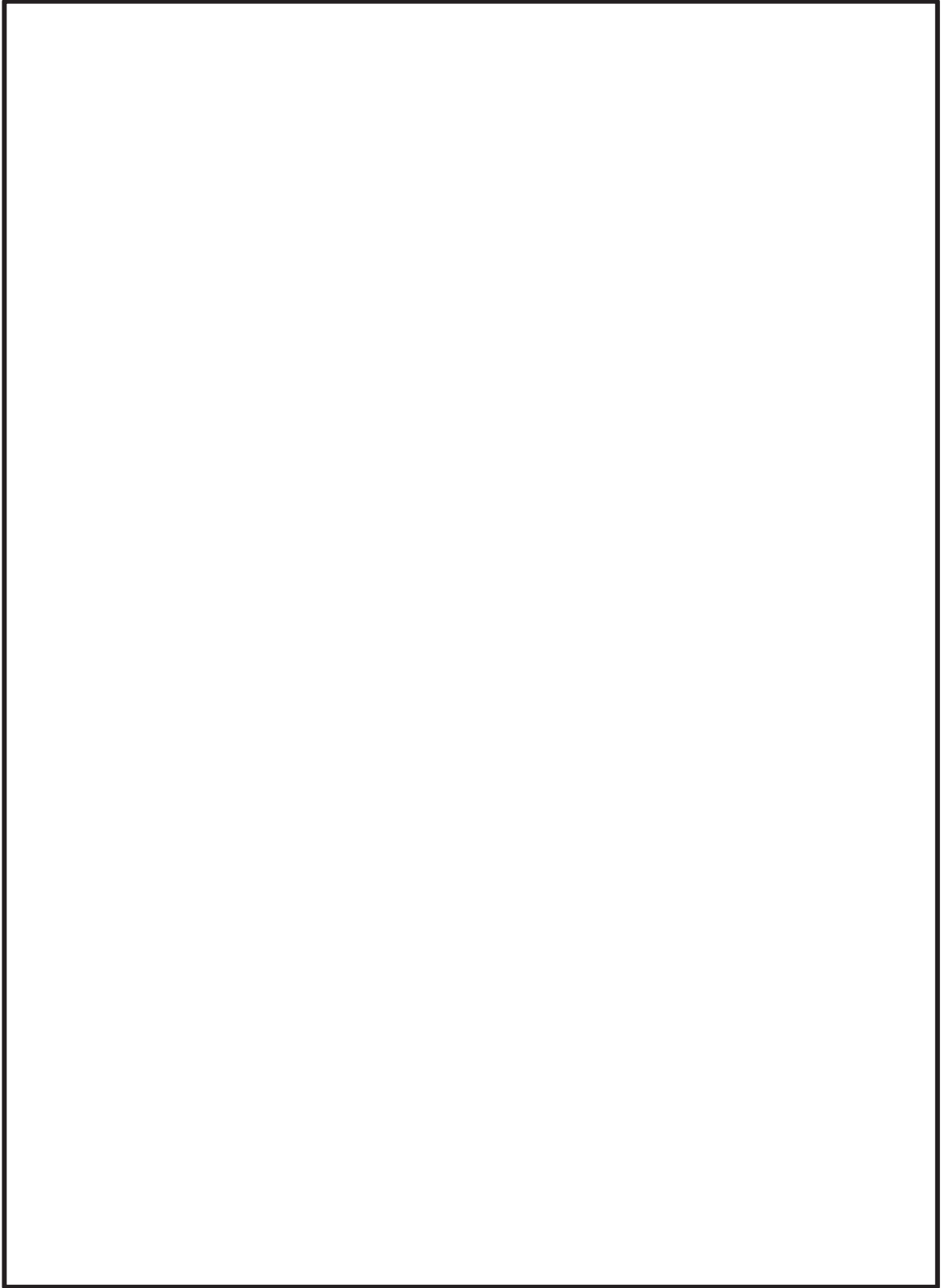


図 4-4 設計基準対象施設の検討ケース時の振動モード図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

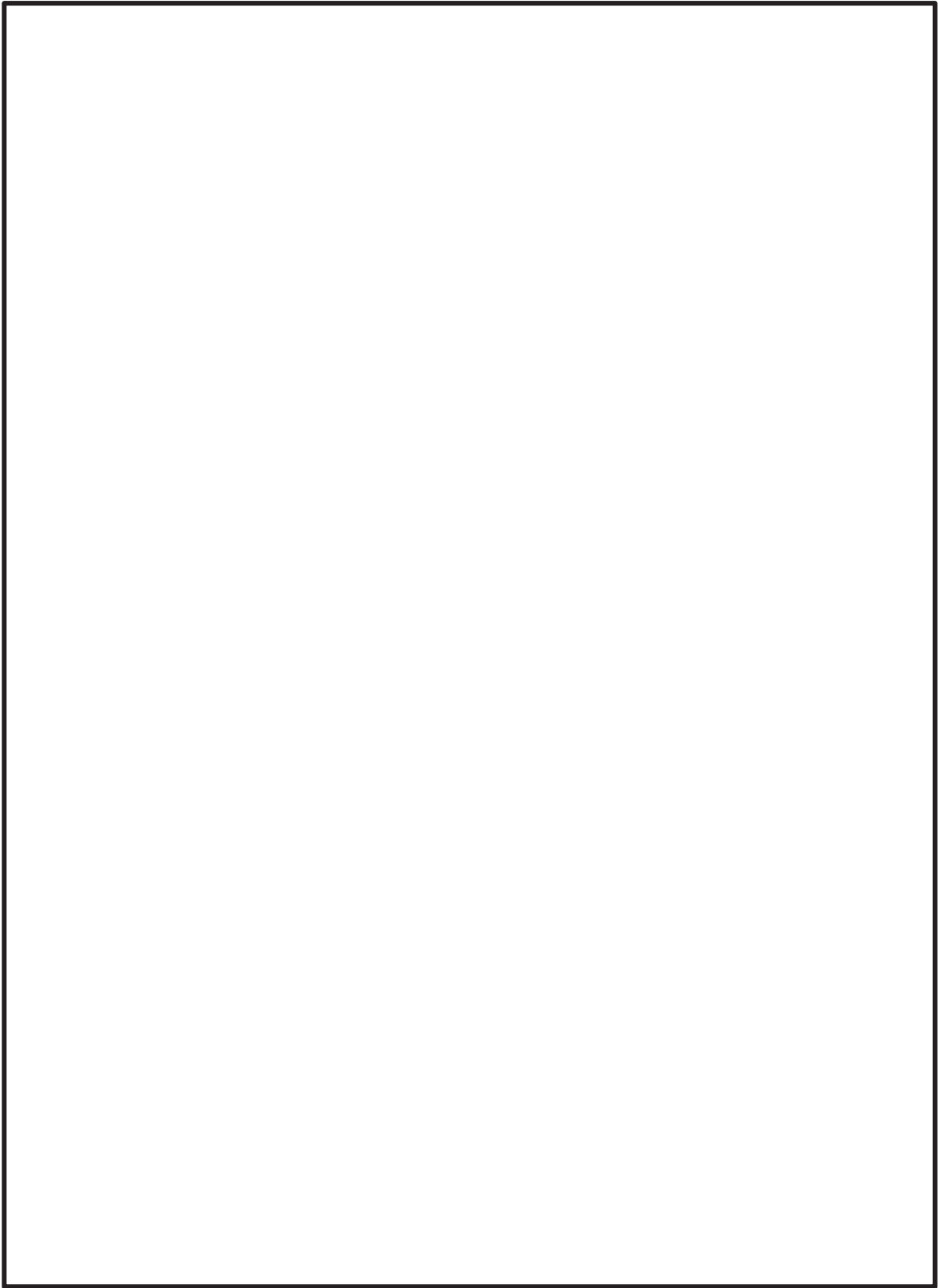


図 4-5 重大事故等対処設備の検討ケース時の振動モード図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.5 設計用地震力

脱線防止ラグ及びトロリストoppaの評価に用いる設計用地震力を表 4-10 及び表 4-11 に示す。「基準地震動 S_s 」による地震力は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

表 4-10 設計用地震力（設計基準対象施設）

据付場所 及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)			基準地震動 S_s		
	水平方向		鉛直方向 (UD 方向)	水平方向設計震度		鉛直方向 設計震度
	走行方向 (EW 方向)	横行方向 (NS 方向)		走行方向 (EW 方向)	横行方向 (NS 方向)	
原子炉建屋 O. P. 41. 20 ^{*1}	— ^{*2}	— ^{*2}	— ^{*2}	^{*3, *4} $C_H=0.15$	^{*5} $C_{H1}=3.43$	— ^{*6}

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：固有周期より設計震度を算出しないため、「—」と記載する。

*3：摩擦係数より求めた水平方向設計震度

*4：トロリストoppaの評価に適用する。

*5：据付場所における水平方向の設計用最大応答加速度（1.2ZPA）

時刻歴応答解析から求まる水平力と 1.2ZPA から求まる水平力を比較し、1.2ZPA から求まる水平力が大きい場合に脱線防止ラグの評価に適用する。

*6：鉛直方向の設計震度は使用しないため、「—」と記載する。

表 4-11 設計用地震力（重大事故等対処設備）

据付場所 及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)			基準地震動 S_s		
	水平方向		鉛直方向 (UD 方向)	水平方向設計震度		鉛直方向 設計震度
	走行方向 (EW 方向)	横行方向 (NS 方向)		走行方向 (EW 方向)	横行方向 (NS 方向)	
原子炉建屋 O. P. 41. 20 ^{*1}	— ^{*2}	— ^{*2}	— ^{*2}	^{*3, *4} $C_H=0.15$	^{*5} $C_{H1}=3.43$	— ^{*6}

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：固有周期より設計震度を算出しないため、「—」と記載する。

*3：摩擦係数より求めた水平方向設計震度

*4：トロリストoppaの評価に適用する。

*5：据付場所における水平方向の設計用最大応答加速度（1.2ZPA）

時刻歴応答解析から求まる水平力と 1.2ZPA から求まる水平力を比較し、1.2ZPA から求まる水平力が大きい場合に脱線防止ラグの評価に適用する。

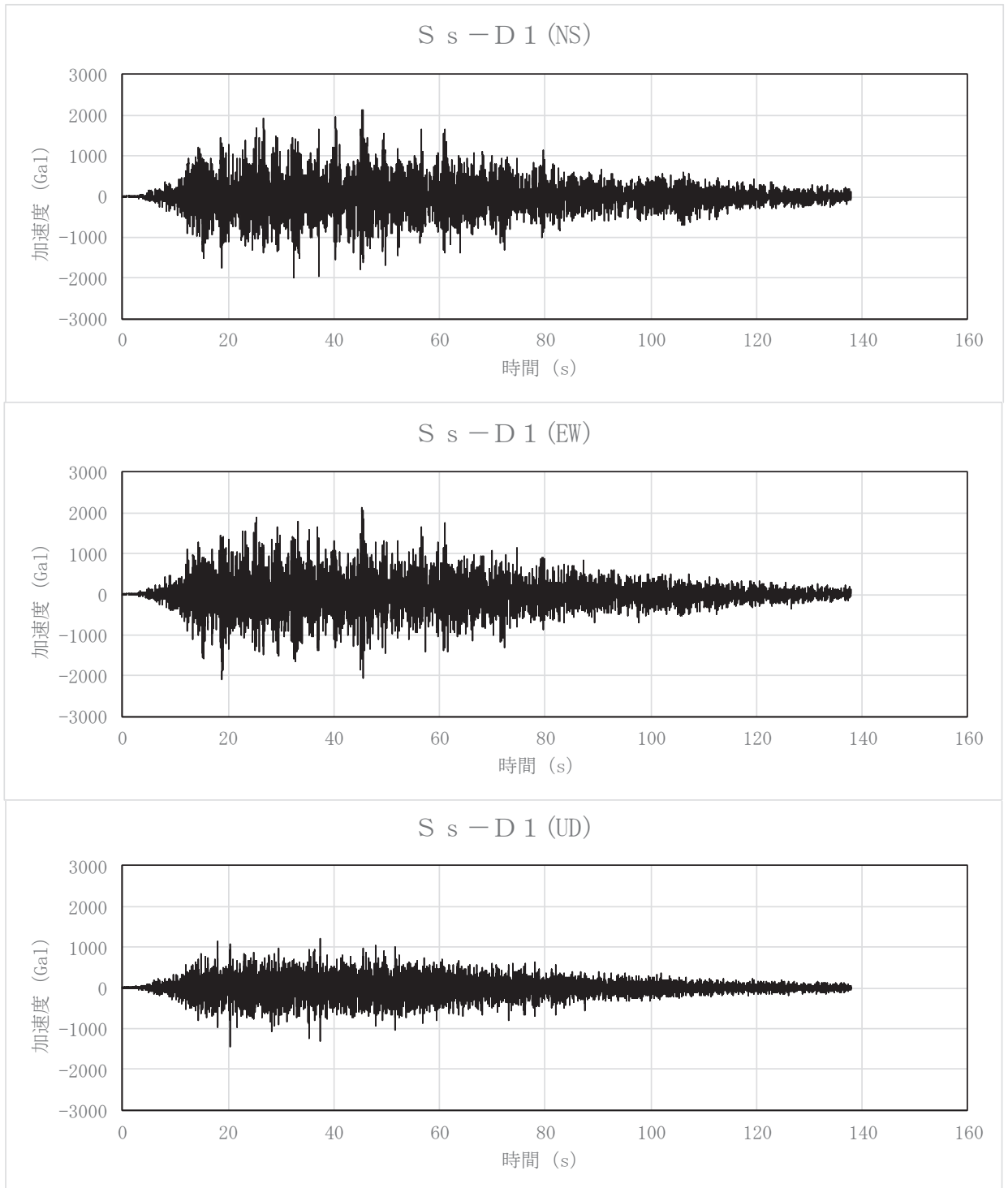
*6：鉛直方向の設計震度は使用しないため、「—」と記載する。

クレーン本体ガーダ及び吊具（ワイヤロープ及びフック）に作用する荷重並びにクレーン本体ガーダ及びトロリの浮上り量に対する地震応答解析は、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」で得られる原子炉建屋 0. P. 41. 20m の時刻歴加速度波を入力とし、水平 2 方向と鉛直方向地震力の同時入力による非線形時刻歴応答解析を実施する。時刻歴加速度波形を次頁以降の(1)～(5)に示す。なお、原子炉建屋クレーンの評価に適用する地震動は、設計用床応答曲線と原子炉建屋クレーンの固有周期の関係から評価が厳しくなる基準地震動を選定している。

また、時刻歴応答解析に対する保守性の考慮として、基準となる時刻歴加速度波（固有周期シフトを考慮していないもの）による解析に加えて、A S M E Boiler Pressure Vessel Code SECTION III, DIVISION1-NONMANDATORY APPENDIX N-1222.3 Time History Broadening の規定を参考に時刻歴加速度波を時間軸方向に±10%シフトさせた時刻歴加速度波による解析も実施する。さらに、±10%シフトさせた応答スペクトルのピークにクレーンの固有周期が存在する場合は、A S M E の規定に基づきピーク位置を考慮した評価も行う。

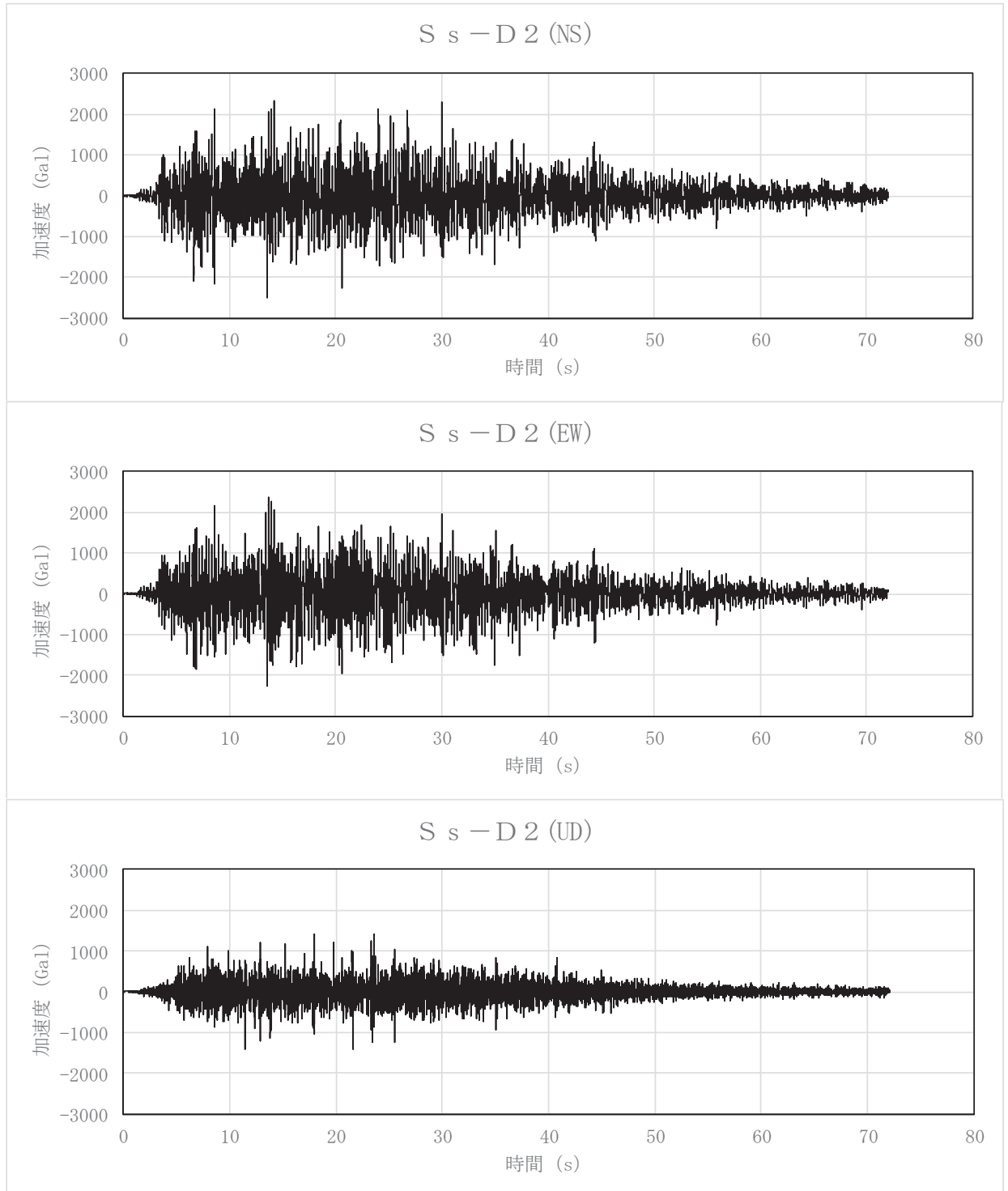
(1) 原子炉建屋の解析ケース：ケース1（基本ケース）

地震波：S_s-D1



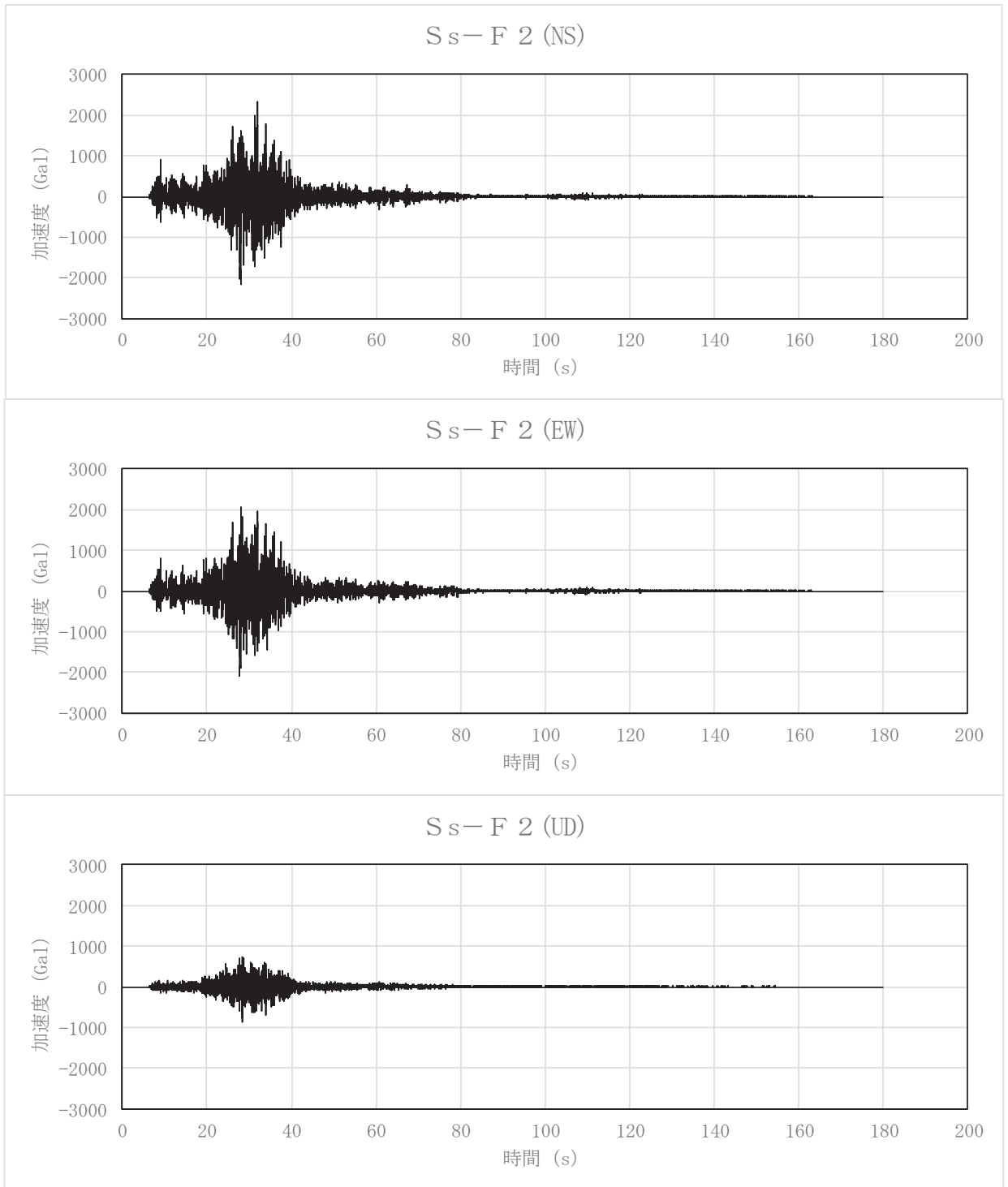
(2) 原子炉建屋の解析ケース：ケース1（基本ケース）

地震波：S_s-D2

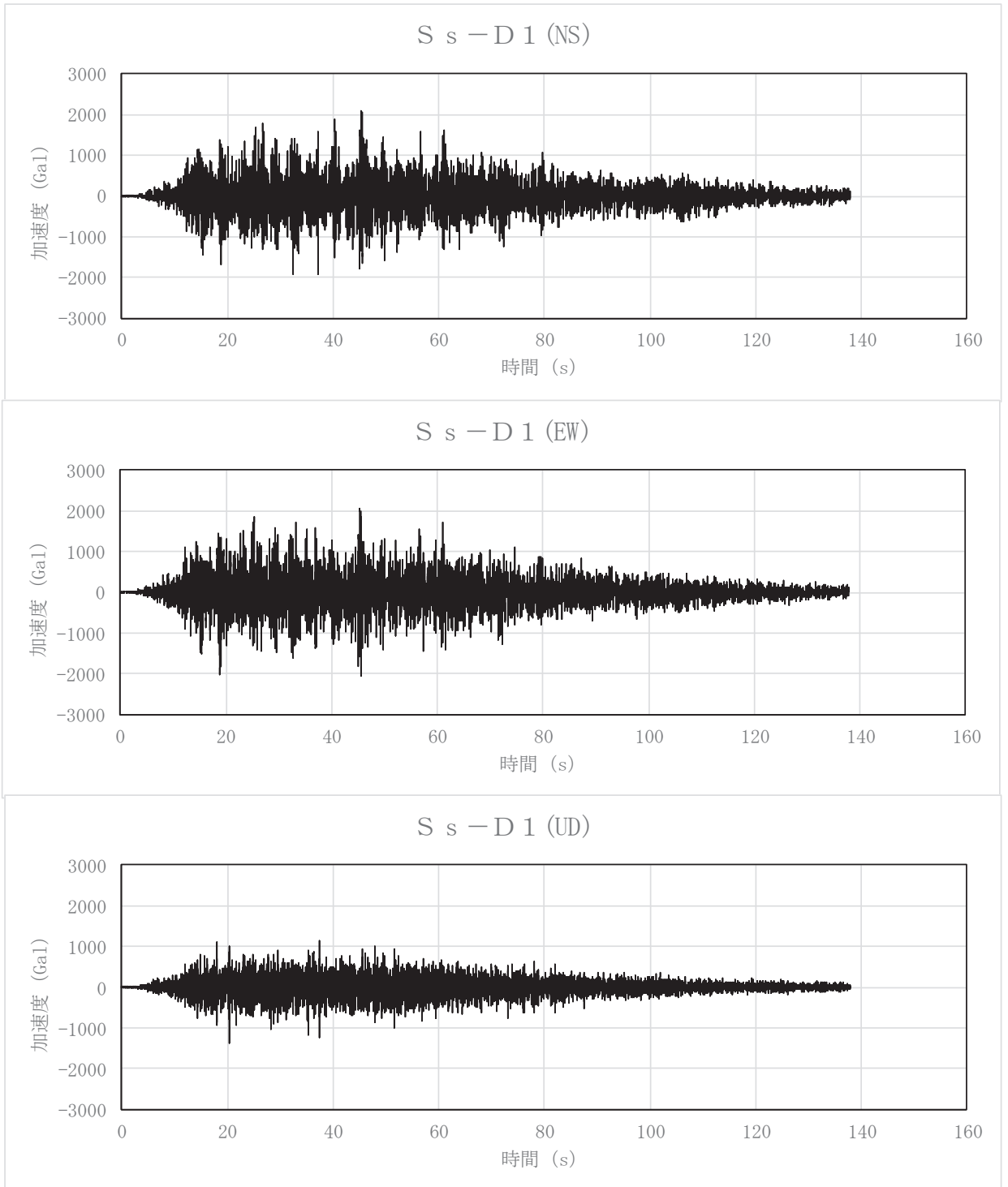


(3) 原子炉建屋の解析ケース：ケース1（基本ケース）

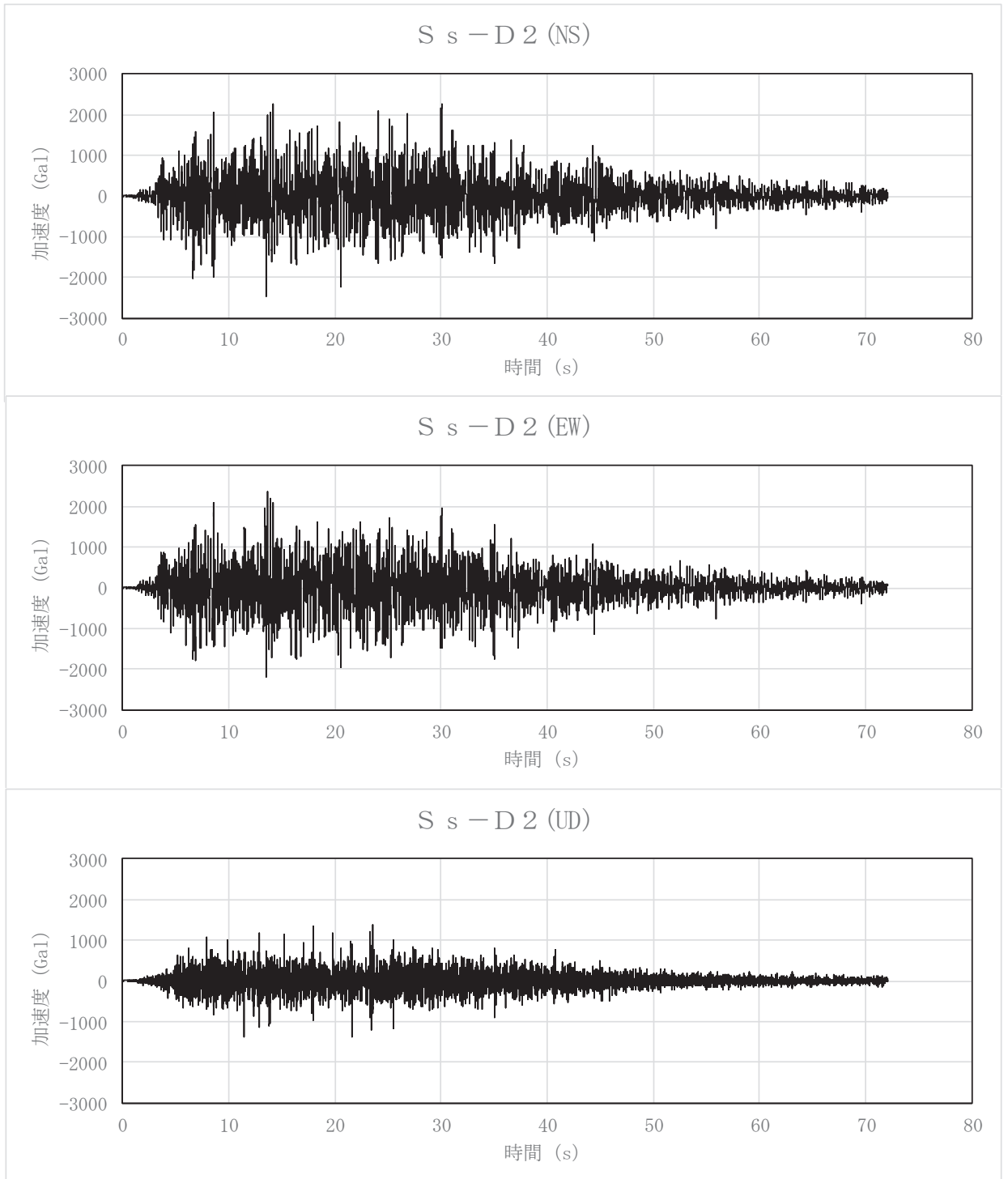
地震波：S_s-F 2



- (4) 原子炉建屋の解析ケース：ケース3（不確かさケース 地盤剛性- σ ）
地震波：S_s-D1



- (5) 原子炉建屋の解析ケース：ケース3（不確かさケース 地盤剛性- σ ）
地震波：S_s-D2



4.6 計算方法

4.6.1 クレーン本体ガーダの応力の計算方法

(1) 設計荷重

クレーン本体ガーダに加わる荷重を図 4-3 の解析モデルを用いて、非線形時刻歴応答解析により求める。表 4-12 に解析モデルの概要を示す。

また、本評価の時刻歴解析には、4.5 項に示す時刻歴解析の保守性を考慮する。

表 4-12 解析モデルの概要

解析モデル		
構造物	クレーン本体ガーダ	
	トロリ	
	吊具	吊荷
		ワイヤロープ
車輪部	クレーン本体ガーダ車輪	
	トロリ車輪	
解析モデル図		図 4-3

(2) 曲げ応力

クレーン本体ガーダに対する最大曲げ応力を図 4-6 を用いて計算する。

ガーダ中央部の鉛直曲げモーメントによるガーダ中央部の曲げ応力： σ_{Vb}

$$\sigma_{Vb} = \frac{M_V}{Z_X} \dots\dots\dots (4.6.1.1)$$

ガーダ中央部の水平曲げモーメントによるガーダ中央部の曲げ応力： σ_{Hb}

$$\sigma_{Hb} = \frac{M_H}{Z_Y} \dots\dots\dots (4.6.1.2)$$

ガーダ中央部の曲げ応力： σ_{bg}

なお、ガーダ中央部の曲げ応力については、非線形時刻歴応答解析により求まる時刻ごとの M_V と M_H から σ_{Vb} と σ_{Hb} を算出し、(4.6.1.3)式によって計算される σ_{bg} の最大値を用いる。

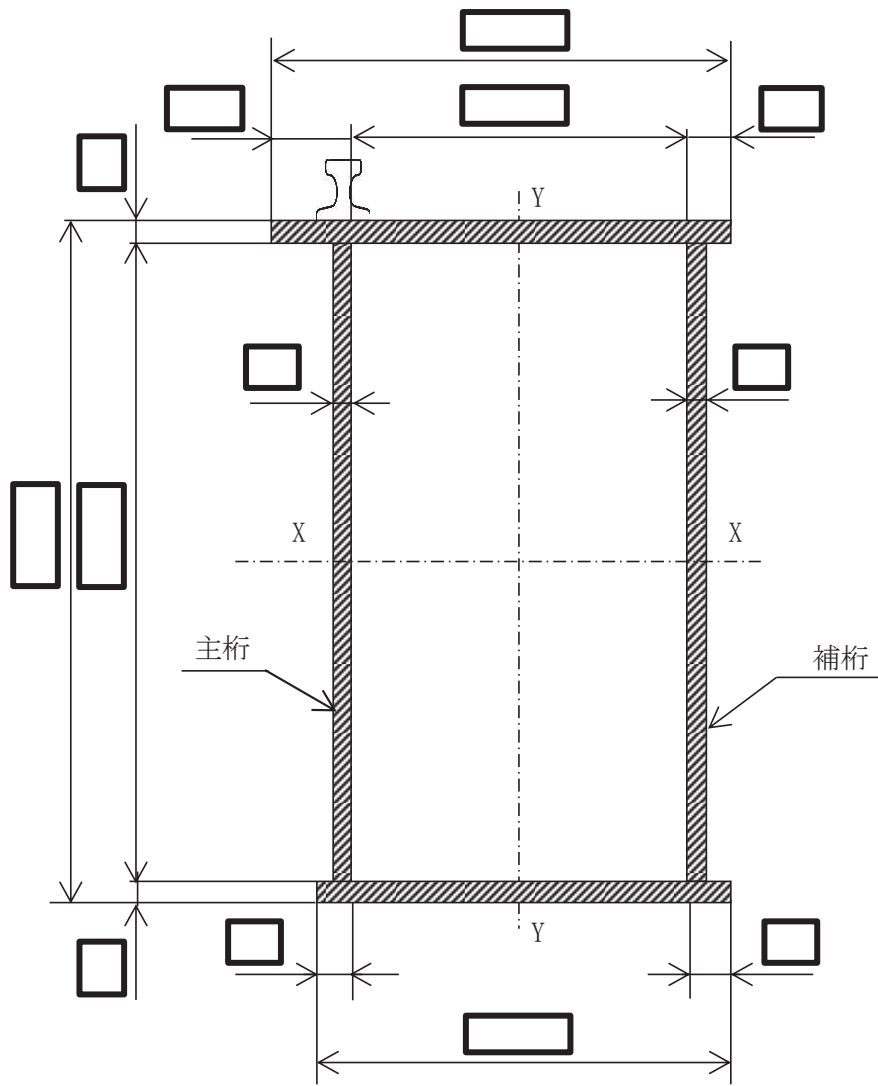
$$\sigma_{bg} = \sigma_{Vb} + \sigma_{Hb} \dots\dots\dots (4.6.1.3)$$

(3) せん断応力

クレーン本体ガーダに対する最大のせん断応力を図 4-7 を用いて計算する。

ガーダ端部のせん断応力： τ_g

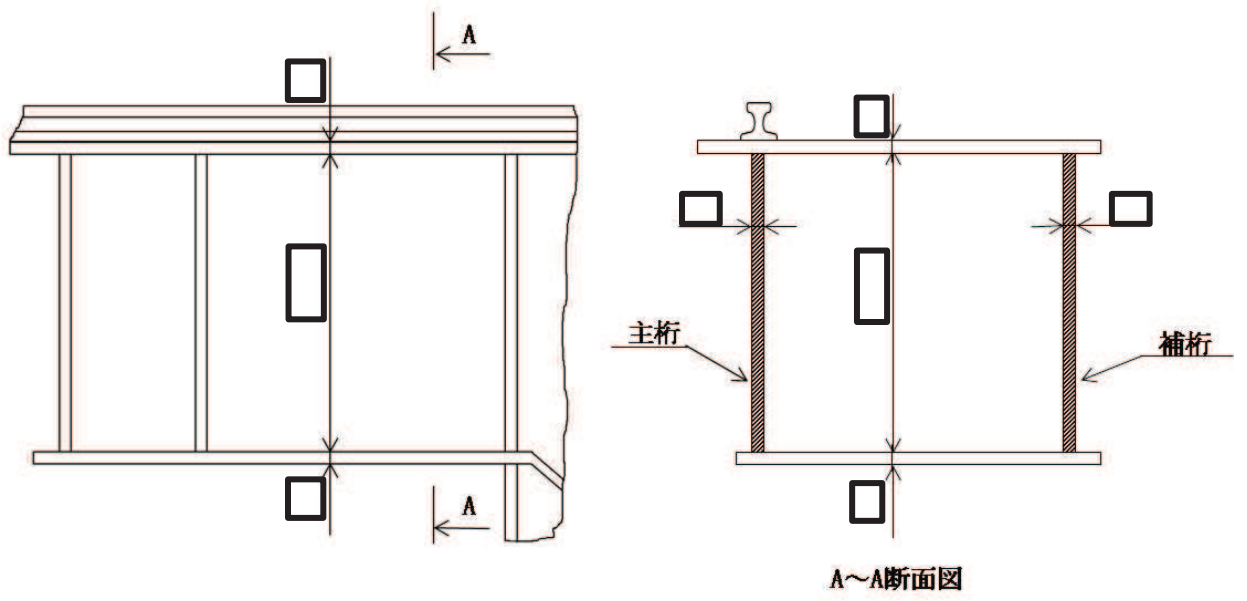
$$\tau_g = \frac{Q}{A_V} \dots\dots\dots (4.6.1.4)$$



注：斜線部は評価部材を示す。

図 4-6 ガーダ中央部詳細 (単位：mm)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



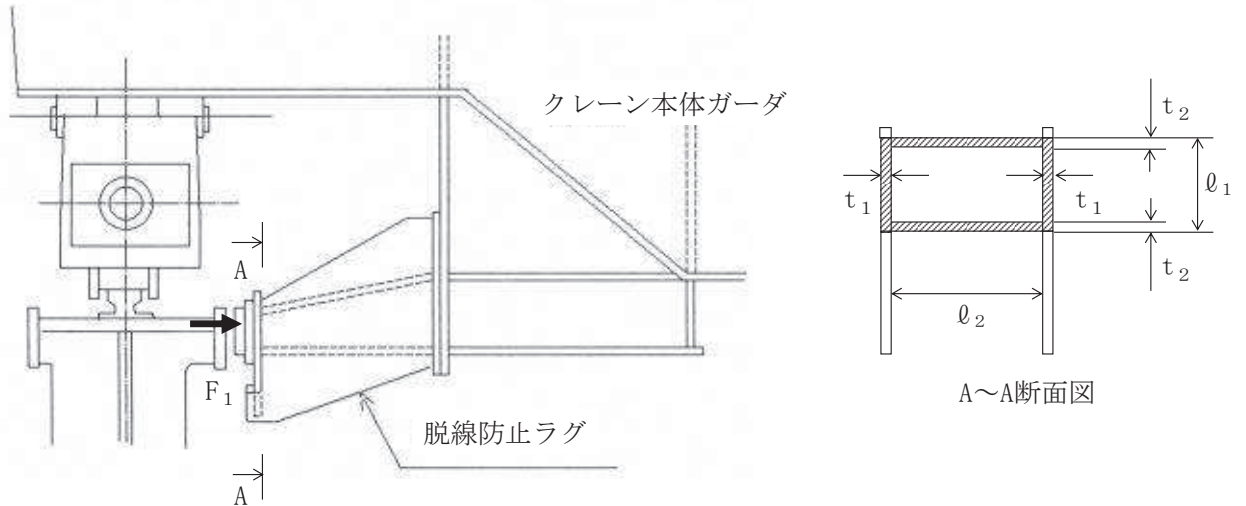
注：斜線部は評価部材を示す。

図 4-7 ガーダ端部詳細 (単位：mm)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.6.2 脱線防止ラグの応力の計算方法

脱線防止ラグには、自重及び水平方向地震（NS 方向）によって水平力が作用する。図 4-8 に脱線防止ラグの構造概要図を示す。



注：斜線部は評価部材を示す。

図 4-8 脱線防止ラグの構造概要図

脱線防止ラグに生じる応力は、自重及び水平方向地震（NS 方向）による水平力を片側にある脱線防止ラグ 2 個で受けるものとして理論式により計算する。

なお、横行方向（NS 方向）に支配的なモード（最も刺激係数の高いモード）は、剛領域（20Hz 以上）の固有周期であることを踏まえ、時刻歴応答解析から求まる水平力とクレーン据付場所における設計用最大応答加速度(1.2ZPA)より求まる水平力を比較し、発生荷重がより大きくなった設計用最大応答加速度(1.2ZPA) から求まる水平力(4.6.2.1式)を適用する。

脱線防止ラグ 1 個あたりに作用する力： F_1

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot \Sigma m \cdot g \cdot C_{H1} \quad \dots\dots\dots (4.6.2.1)$$

脱線防止ラグの断面積： A_1

$$A_1 = 2 \cdot (t_1 \cdot l_1 + t_2 \cdot l_2) \quad \dots\dots\dots (4.6.2.2)$$

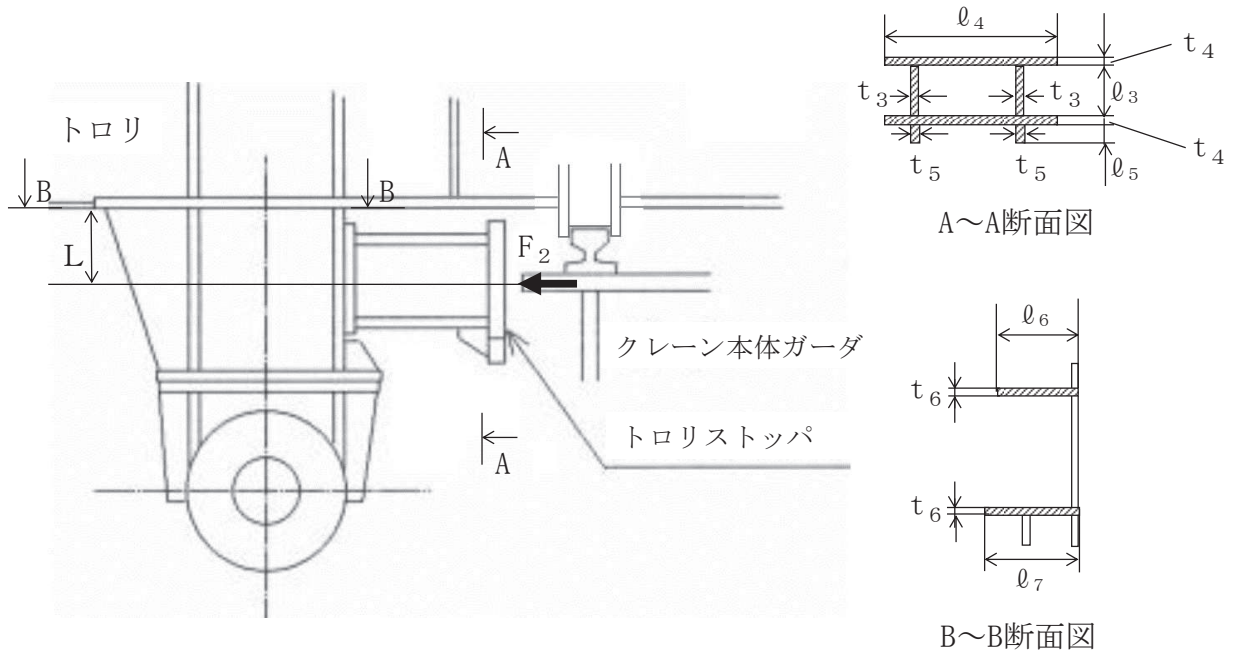
脱線防止ラグの圧縮応力： σ_{cs}

$$\sigma_{cs} = \frac{F_1}{A_1} \quad \dots\dots\dots (4.6.2.3)$$

4.6.3 トロリストッパの応力の計算方法

トロリストッパには、自重及び水平方向地震（EW 方向）によって水平力が作用する。

図 4-9 にトロリストッパの構造概要図を示す。



注：斜線部は評価部材を示す。

図 4-9 トロリストッパの構造概要図

トロリストッパに生じる応力は、自重及び水平方向地震（EW 方向）による水平力を片側にあるトロリストッパ 2 個で受けるものとして理論式により計算する。

トロリストッパ 1 個あたりに作用する力： F_2

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot m_t \cdot g \cdot C_H \quad \dots \quad (4.6.3.1)$$

トロリストッパの断面積： A_2

$$A_2 = 2 \cdot (t_3 \cdot l_3 + t_4 \cdot l_4 + t_5 \cdot l_5) \quad \dots \quad (4.6.3.2)$$

トロリストッパの圧縮応力： σ_{ct}

$$\sigma_{ct} = \frac{F_2}{A_2} \quad \dots \quad (4.6.3.3)$$

トロリストツパ根元部の曲げモーメント： M_1

$$M_1 = F_2 \cdot L \quad \dots\dots\dots (4.6.3.4)$$

トロリストツパ根元部の曲げ応力： σ_{bt}

$$\sigma_{bt} = \frac{M_1}{Z_1} \quad \dots\dots\dots (4.6.3.5)$$

トロリストツパ根元部のせん断断面積： A_3

$$A_3 = t_6 \cdot (\varrho_6 + \varrho_7) \quad \dots\dots\dots (4.6.3.6)$$

トロリストツパ根元部のせん断応力： τ_t

$$\tau_t = \frac{F_2}{A_3} \quad \dots\dots\dots (4.6.3.7)$$

トロリストツパ根元部の組合せ応力： σ_{cot}

$$\sigma_{cot} = \sqrt{\sigma_{bt}^2 + 3 \cdot \tau_t^2} \quad \dots\dots\dots (4.6.3.8)$$

4.6.4 浮上り量の計算方法

(1) クレーン本体ガーダの浮上り量

クレーン本体ガーダの浮上り量 h_g を図 4-3 の解析モデルを用いて、非線形時刻歴応答解析により求める。

(2) トロリの浮上り量

トロリの浮上り量 h_t を図 4-3 の解析モデルを用いて、非線形時刻歴応答解析により求める。

4.6.5 吊具の荷重計算方法

吊具に加わる荷重 P_w を図 4-3 の解析モデルを用いて、非線形時刻歴応答解析により求める。

ワイヤロープ及びフックの計算に当たっては、以下の基本事項で行うものとする。

- ・吊荷荷重を受ける部位は、巻上ドラム、ワイヤロープ、フック、シーブ及びエコライザ（平衡装置）で、このうち吊荷を直接吊るもので、損傷・破断により落下に至る可能性があるワイヤロープ及びフックを評価対象とする。
- ・ワイヤロープに作用する荷重は、ロープに取り付けられたエコライザ及びフックブロック（動滑車）の回転により、自動的に荷重を吊合い状態に保つことから、評価では 掛けのワイヤロープに均等に荷重が作用するものとして実施する。
- ・吊荷荷重算出の解析に当たっては、クレーン評価で実施の時刻歴解析の結果よりワイヤロープの鉛直方向の荷重を抽出し、その最大値を用いるものとする。
- ・ワイヤロープは、引張方向に荷重が作用する場合のみ引張ばねとして作用するよう設定し、圧縮方向の荷重を受けない設定とする。このようなモデルにて時刻歴解析を実施することで、吊荷の浮上りを含めた挙動を模擬する。
- ・吊荷の質量は、クレーンの定格質量 とする。
- ・鉛直方向の荷重を考える場合において、ワイヤロープの長さを短くすれば固有周期が短くなり、吊荷の速度変化が大きくなることから、衝撃荷重が大きくなる。したがって、ワイヤロープの長さは保守的に運用上限位置での長さを用いることとする。

4.7 計算条件

応力解析に用いる自重（クレーン本体ガーダ、吊具）及び荷重（地震荷重）は、本計算書の【原子炉建屋クレーンの耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.8 応力の評価

4.8.1 クレーン本体ガーダの応力評価

4.6.1(2)項で求めたガーダ中央部の曲げ応力 σ_{bg} が、下記許容曲げ応力 f_b 以下であること。

4.6.1(3)項で求めたガーダ端部のせん断応力 τ_g が、下記許容せん断応力 f_s 以下であること。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容曲げ応力 f_b	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_s	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

4.8.2 脱線防止ラグの応力評価

4.6.2項で求めた脱線防止ラグの圧縮応力 σ_{cs} が、下記許容圧縮応力 f_c 以下であること。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容圧縮応力 f_c	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$

4.8.3 トロリストップの応力評価

4.6.3項で求めたトロリストップの圧縮応力 σ_{ct} 、曲げ応力 σ_{bt} 、せん断応力 τ_t 及び組合せ応力 σ_{cot} が、下記許容圧縮応力 f_c 、許容曲げ応力 f_b 、許容せん断応力 f_s 及び許容組合せ応力 f_t 以下であること。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容圧縮応力 f_c	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$
許容曲げ応力 f_b	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_s	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$
許容組合せ応力 f_t	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$

4.8.4 浮上り量の評価

(1) クレーン本体ガードの浮上り量の評価

4.6.4(1)項で求めたクレーン本体ガードの浮上り量 h_g が、図4-10に示す許容浮上り量 H_g 以下であること。なお、 H_g は脱線防止ラグがランウェイガードに対して当たり面で衝突可能な範囲として定めた値とする。

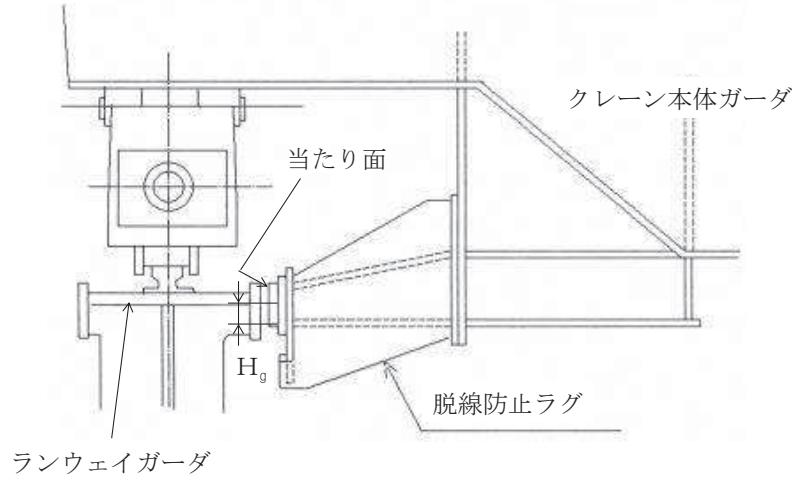


図4-10 許容浮上り量 H_g の概要図

(2) トロリの浮上り量の評価

4.6.4(2)項で求めたトロリの浮上り量 h_t が、図4-11に示す許容浮上り量 H_t 以下であること。なお、 H_t はトロリストoppaがクレーン本体ガードに対して当たり面で衝突可能な範囲として定めた値とする。

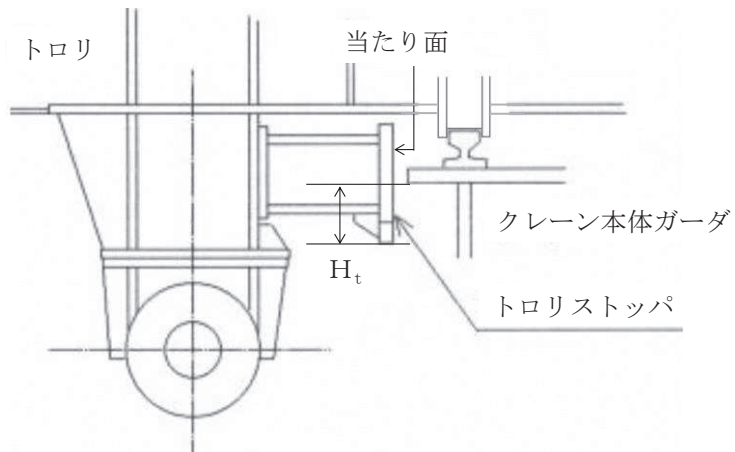


図4-11 許容浮上り量 H_t の概要図

4.8.5 吊具の評価

4.6.5項で求めた吊具の荷重 P_w が、許容荷重 f_{w1} 及び f_{w2} 以下であること。

5. 評価結果

5.1 設計基準対象施設としての評価結果

原子炉建屋クレーンの設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

5.2 重大事故等対処設備としての評価結果

重大事故等時の状態を考慮した場合の耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

6. 引用文献

- (1) 平成 19 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験 (クレーン類) に関わる報告書 (08 耐部報-0021, (独) 原子力安全基盤機構)

【原子炉建屋クレーンの耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震 重要度分類	据付場所 及び床面高さ (m)	固有周期 (s)			基準地震動 S_s			周囲環境 温度 (°C)
			水平方向		鉛直方向 (UD 方向)	水平方向設計震度		鉛直方向 設計震度	
			走行方向 (EW 方向)	横行方向 (NS 方向)		走行方向 (EW 方向)	横行方向 (NS 方向)		
原子炉建屋 クレーン	B	原子炉建屋 O.P. 41.20*1	—	—	—	*2, *3 $C_H=0.15$	*4 $C_{H1}=3.43$	—	50

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：摩擦係数より求めた水平方向設計震度

*3：トロリストッパの評価に適用する。

*4：据付場所における水平方向の設計用最大応答加速度（1.2ZPA）。時刻歴応答解析から求まる水平力と 1.2ZPA から求まる水平力を比較し、1.2ZPA から求まる水平力が大きい場合に脱線防止ラグの評価に適用する。

1.2 機器要目

m_G (kg)	m_t (kg)	m_m (kg)	Σm (kg)	M_V (N・mm)	M_H (N・mm)	M_1 (N・mm)	Q (N)	E_G (MPa)	E_w (MPa)	ν

l_1 (mm)	l_2 (mm)	l_3 (mm)	l_4 (mm)	l_5 (mm)	l_6 (mm)	l_7 (mm)	t_1 (mm)	t_2 (mm)	t_3 (mm)	t_4 (mm)	t_5 (mm)	t_6 (mm)

L (mm)	A_V (mm ²)	A_1 (mm ²)	A_2 (mm ²)	A_3 (mm ²)	Z_X (mm ³)	Z_Y (mm ³)	Z_1 (mm ³)

注記*：トロリの浮上りを考慮した長さ。

クレーン本体ガーダ						脱線防止ラグ			トロリストッパ			吊具	
ガーダ中央部			ガーダ端部			S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)	f_{w1} (N)	f_{w2} (N)
S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)								
											1.475×10^7	1.583×10^7	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

1.3 計算数値

1.3.1 クレーン本体ガーダに生じる応力 (単位：MPa)

	曲げ応力	せん断応力
クレーン本体ガーダ	$\sigma_{bg} = 267$	$\tau_g = 42$

曲げ応力は、表 4-1 の評価ケース No. 1 の評価結果

せん断応力は、表 4-1 の評価ケース No. 2 の評価結果

1.3.2 脱線防止ラグに生じる応力 (単位：MPa)

	圧縮応力
脱線防止ラグ	$\sigma_{cs} = 261$

圧縮応力は、表 4-1 の評価ケース No. 1～3 の評価結果

1.3.3 トロリストッパに生じる応力 (単位：MPa)

	圧縮応力
トロリストッパ当たり面	$\sigma_{ct} = 3$

圧縮応力は、表 4-1 の評価ケース No. 1～3 の評価結果

(単位：MPa)

	曲げ応力	せん断応力	組合せ応力
トロリストッパ根元部	$\sigma_{bt} = 24$	$\tau_t = 9$	$\sigma_{cot} = 29$

曲げ応力、せん断応力、組合せ応力は、表 4-1 の評価ケース No. 1 の評価結果

1.3.4 浮上り量 (単位：mm)

	浮上り量
クレーン本体ガーダ	$h_g = 49$
トロリ	$h_t = 34$

クレーン本体ガーダの浮上り量は、表 4-1 の評価ケース No. 2 の評価結果

トロリの浮上り量は、表 4-1 の評価ケース No. 1 の評価結果

1.3.5 吊荷荷重 (単位：N)

部材		算出荷重
吊具	ワイヤロープ	$P_w = 7.789 \times 10^6$
	フック	$P_w = 7.789 \times 10^6$

吊具の算出荷重は、表 4-1 の評価ケース No. 1 の評価結果

1.4 評価結果

1.4.1 応力

(単位：MPa)

部位		材料	応力	算出応力	許容応力
クレーン本体 ガーダ	中央部		曲げ	$\sigma_{bg} = 267$	$f_b = 336$
	端部		せん断	$\tau_g = 42$	$f_s = 193$
脱線防止ラグ			圧縮	$\sigma_{cs} = 261$	$f_c = 336$
トロリ ストッパ	当たり面		圧縮	$\sigma_{ct} = 3$	$f_c = 275$
	根元部		曲げ	$\sigma_{bt} = 24$	$f_b = 275$
			せん断	$\tau_t = 9$	$f_s = 158$
			組合せ	$\sigma_{cot} = 29$	$f_t = 275$

すべて許容応力以下である。

1.4.2 浮上り量

(単位：mm)

	浮上り量	許容浮上り量
クレーン本体ガーダ	$h_g = 49$	$H_g = 62$
トロリ	$h_t = 34$	$H_t = 211$

すべて許容浮上り量以下である。

1.4.3 吊具荷重

(単位：N)

部位		材料	荷重	算出荷重	許容荷重
吊具	ワイヤロープ		吊荷荷重	$P_w = 7.789 \times 10^6$	$f_{w1} = 1.475 \times 10^7$
	フック		吊荷荷重	$P_w = 7.789 \times 10^6$	$f_{w2} = 1.583 \times 10^7$

すべて許容荷重以下である。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2. 重大事故等対処設備

2.1 設計条件

機器名称	設備分類	据付場所 及び床面高さ (m)	固有周期 (s)			基準地震動 S _s			周囲環境 温度 (°C)
			水平方向		鉛直方向 (UD 方向)	水平方向設計震度		鉛直方向 設計震度	
			走行方向 (EW 方向)	横行方向 (NS 方向)		走行方向 (EW 方向)	横行方向 (NS 方向)		
原子炉建屋 クレーン	—	原子炉建屋 0. P. 41. 20* ¹	—	—	—	* ² , * ³ C _H =0. 15	* ⁴ C _{H1} =3. 43	—	100

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：摩擦係数より求めた水平方向設計震度

*3：トロリストッパの評価に適用する。

*4：据付場所における水平方向の設計用最大応答加速度（1. 2ZPA）。時刻歴応答解析から求まる水平力と 1. 2ZPA から求まる水平力を比較し、1. 2ZPA から求まる水平力が大きい場合に脱線防止ラグの評価に適用する。

2.2 機器要目

m _G (kg)	m _t (kg)	Σ m _i (kg)	M _V (N・mm)	M _H (N・mm)	M ₁ (N・mm)	Q (N)	E _G (MPa)	E _w (MPa)	ν
[Redacted]									

ℓ ₁ (mm)	ℓ ₂ (mm)	ℓ ₃ (mm)	ℓ ₄ (mm)	ℓ ₅ (mm)	ℓ ₆ (mm)	ℓ ₇ (mm)	t ₁ (mm)	t ₂ (mm)	t ₃ (mm)	t ₄ (mm)	t ₅ (mm)	t ₆ (mm)
[Redacted]												

L (mm)	A _V (mm ²)	A ₁ (mm ²)	A ₂ (mm ²)	A ₃ (mm ²)	Z _X (mm ³)	Z _Y (mm ³)	Z ₁ (mm ³)
[Redacted]							

注記*：トロリの浮上りを考慮した長さ。

クレーン本体ガーダ						脱線防止ラグ			トロリストッパ		
ガーダ中央部			ガーダ端部			S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)
S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)						
[Redacted]											

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.3 計算数値

2.3.1 クレーン本体ガーダに生じる応力 (単位：MPa)

	曲げ応力	せん断応力
クレーン本体ガーダ	$\sigma_{bg} = 143$	$\tau_g = 30$

曲げ応力，せん断応力は，表 4-1 の評価ケース No. 3 の評価結果

2.3.2 脱線防止ラグに生じる応力 (単位：MPa)

	圧縮応力
脱線防止ラグ	$\sigma_{cs} = 261$

圧縮応力は，表 4-1 の評価ケース No. 3 の評価結果

2.3.3 トロリストッパに生じる応力 (単位：MPa)

	圧縮応力
トロリストッパ当たり面	$\sigma_{ct} = 3$

圧縮応力は，表 4-1 の評価ケース No. 3 の評価結果

(単位：MPa)

	曲げ応力	せん断応力	組合せ応力
トロリストッパ根元部	$\sigma_{bt} = 22$	$\tau_t = 9$	$\sigma_{cot} = 27$

曲げ応力，せん断応力，組合せ応力は，表 4-1 の評価ケース No. 3 の評価結果

2.3.4 浮上り量 (単位：mm)

	浮上り量
クレーン本体ガーダ	$h_g = 15$
トロリ	$h_t = 12$

クレーン本体ガーダ及びトロリの浮上り量は，表 4-1 の評価ケース No. 3 の評価結果

2.4 評価結果

2.4.1 応力

(単位：MPa)

部位		材料	応力	算出応力	許容応力
クレーン本体 ガーダ	中央部		曲げ	$\sigma_{bg}=143$	$f_b=308$
	端部		せん断	$\tau_g=30$	$f_s=177$
脱線防止ラグ			圧縮	$\sigma_{cs}=261$	$f_c=308$
トロリ ストッパ	当たり面		圧縮	$\sigma_{ct}=3$	$f_c=261$
	根元部		曲げ	$\sigma_{bt}=22$	$f_b=261$
			せん断	$\tau_t=9$	$f_s=150$
			組合せ	$\sigma_{cot}=27$	$f_t=261$

すべて許容応力以下である。

2.4.2 浮上り量

(単位：mm)

	浮上り量	許容浮上り量
クレーン本体ガーダ	$h_g=15$	$H_g=62$
トロリ	$h_t=12$	$H_t=211$

すべて許容浮上り量以下である。

VI-2-11-2-9 燃料交換機の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	1
2.1 配置概要	1
2.2 構造計画	2
2.3 評価方針	3
2.4 適用規格・基準等	4
2.5 記号の説明	5
2.6 計算精度と数値の丸め方	9
3. 評価部位	10
4. 地震応答解析及び構造強度評価	10
4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法	10
4.2 荷重の組合せ及び許容応力	11
4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態	11
4.2.2 許容応力	11
4.2.3 使用材料の許容応力評価条件及び許容荷重評価条件	11
4.3 解析モデル及び諸元	16
4.4 固有周期	18
4.5 設計用地震力	21
4.6 計算方法	26
4.6.1 燃料交換機構造物フレームの応力	26
4.6.2 転倒防止装置，走行レール及び横行レールの応力	27
4.6.3 吊具の荷重計算方法	39
4.6.4 吊具の応力計算方法	43
4.7 計算条件	44
4.8 応力の評価	44
4.8.1 燃料交換機構造物フレーム，転倒防止装置，走行レール 及び横行レールの応力評価	44
4.8.2 転倒防止装置取付ボルトの応力評価	44
4.8.3 フックの応力評価	45
4.8.4 ワイヤロープの評価	45
5. 評価結果	46
5.1 設計基準対象施設としての評価結果	46
5.2 重大事故等対処設備としての評価結果	46

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の耐震評価方針に基づき、下位クラス設備である燃料交換機（Bクラス施設）が上位クラス施設と同じ運転状態において基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、下部に設置された上位クラスである使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラック等（Sクラス施設及び重大事故等対処設備）に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

燃料交換機は原子炉建屋3階に設置される。燃料交換機は、図2-1の位置関係図に示すように、燃料交換作業時において、上位クラス施設である使用済燃料貯蔵ラックが設置された使用済燃料プール上にて作業を実施することから、転倒又は落下により使用済燃料貯蔵ラック及び使用済燃料プールに対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

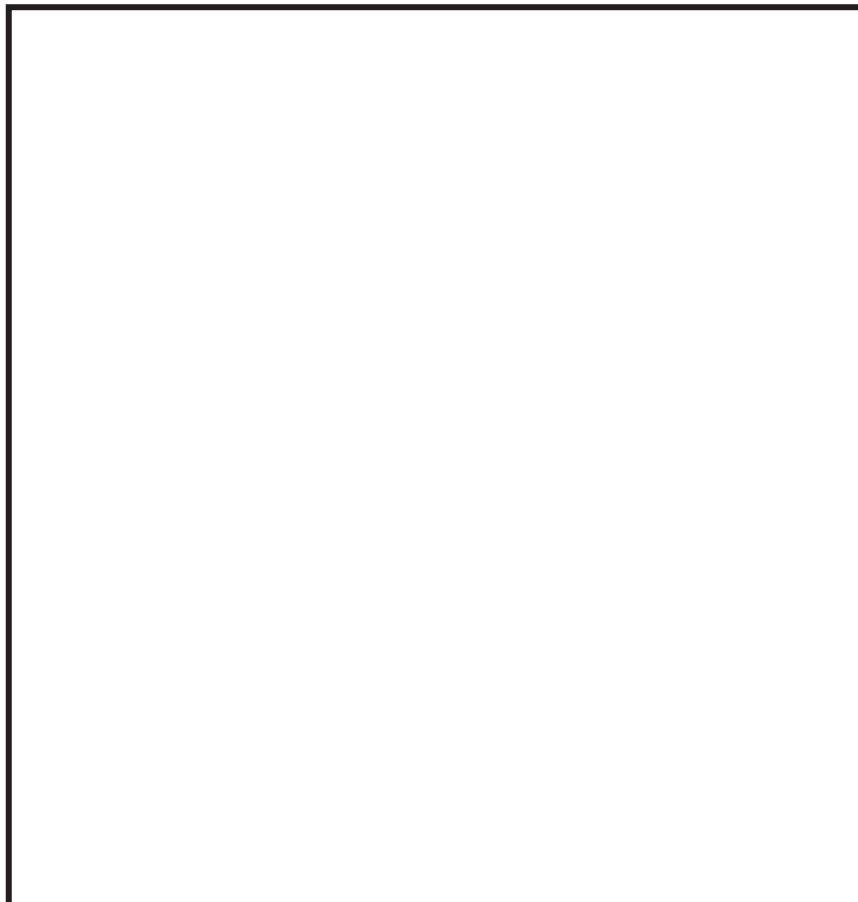


図 2-1 燃料交換機と使用済燃料プール等の位置関係

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2 構造計画

燃料交換機の構造計画を表2-1に示す。

表2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>原子炉建屋 3 階に設けた走行レール上をブリッジが走行し、ブリッジ上部の横行レール上をトロリが横行する。ブリッジ及びトロリは走行部付近に転倒防止装置を備えており、各々レールを抱え込む構造である。また吊荷はトロリに設置されたホイストからのワイヤロープ及びフックを介して吊上げ・吊下げ・移動を行う。</p>	<p>ブリッジ トロリ ブリッジ転倒防止装置 トロリ転倒防止装置 ワイヤロープ フック</p>	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.3 評価方針

燃料交換機の応力評価は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定したSクラス施設及び重大事故等対処設備と同じ運転状態における、荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」にて示す燃料交換機の部位を踏まえ「3. 評価部位」にて設定する箇所において、「4.3 解析モデル及び諸元」及び「4.4 固有周期」で算出した固有周期に基づく基準地震動 S_s による応力等が許容限界内に収まることを、「4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法」にて示す方法によって確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

燃料交換機の耐震評価フローを図 2-2 に示す。

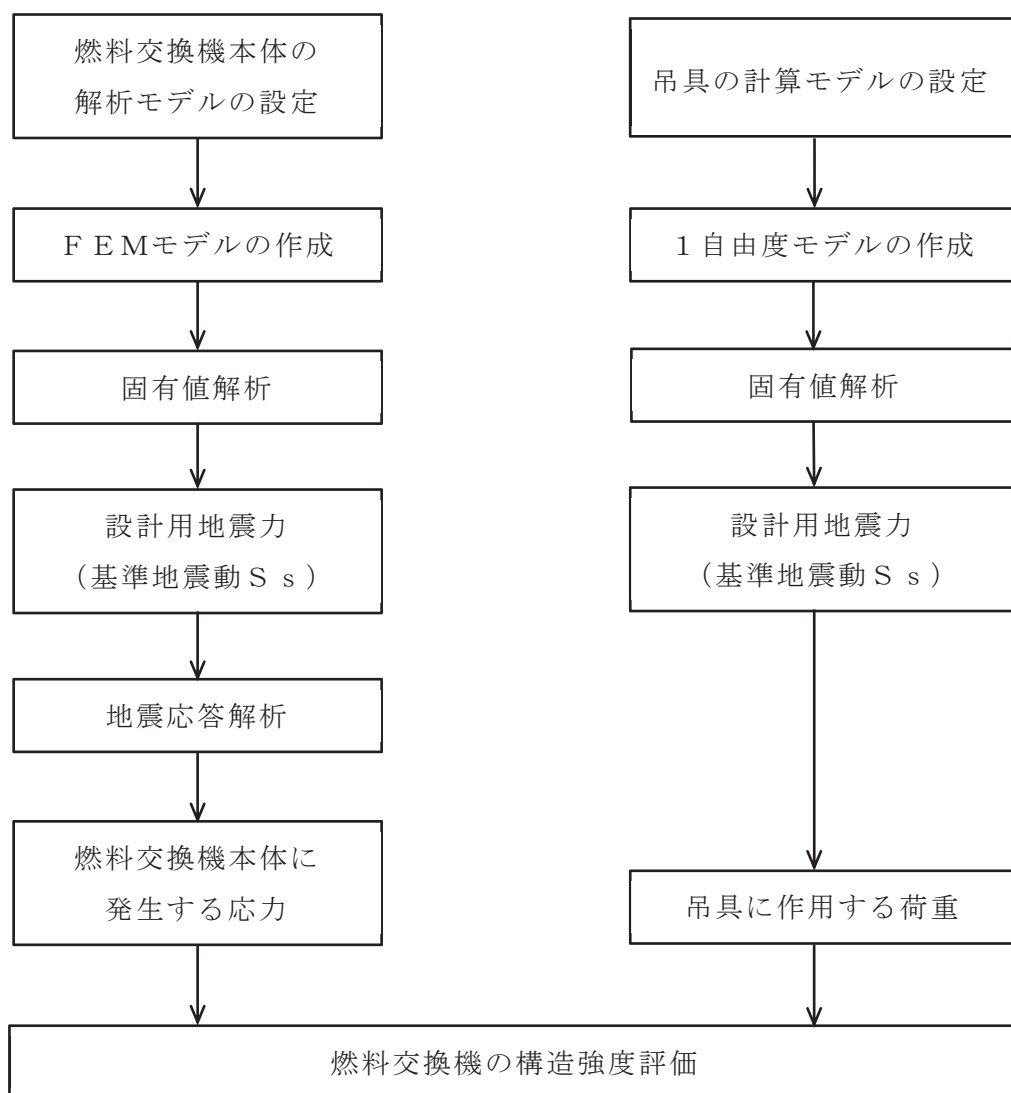


図 2-2 燃料交換機の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 - 1987)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1 ・ 補 - 1984)
- (3) 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)
- (4) J S M E S N C 1 - 2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
(以下「設計・建設規格」という。)

2.5 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_{1B}	ブリッジ転倒防止装置A部の断面積	mm^2
A_{2B}	ブリッジ転倒防止装置B部の断面積	mm^2
A_{3B}	走行レールC部の水平力 F_{HB} を負担する断面積	mm^2
A_{4B}	走行レールC部の鉛直力 F_{vb} を負担する断面積	mm^2
A_{4T}	横行レールC部の水平力 F_{HT} を負担する断面積	mm^2
A_{5T}	横行レールC部の鉛直力 F_{vt} を負担する断面積	mm^2
A_{bB}	ブリッジ転倒防止装置取付ボルト1本の断面積	mm^2
A_h	吊具フックの断面積	mm^2
A_w	ワイヤロープ1本の断面積	mm^2
a_{1B}	ブリッジ転倒防止装置A部の幅	mm
a_{2B}	ブリッジ転倒防止装置B部の幅	mm
a_{3B}	負担力 F_{HB} に対する走行レールC部の厚み	mm
a_{4B}	負担力 F_{vb} に対する走行レールC部の厚み	mm
a_{4T}	負担力 F_{HT} に対する横行レールC部の厚み	mm
a_{5T}	負担力 F_{vt} に対する横行レールC部の厚み	mm
a_f	燃料交換機の鉛直モードの固有周期において基準地震動 S _s に基づく設計用床応答曲線により得られる震度	—
a_w	ワイヤロープ・吊荷の固有周期において基準地震動S _s に 基づく設計用床応答曲線により得られる震度	—
b_{1B}	ブリッジ転倒防止装置A部の走行レール面接触長さ	mm
b_{2B}	ブリッジ転倒防止装置B部の走行レール面接触長さ	mm
b_{3B}	負担力 F_{HB} に対する走行レールウェブの負担長さ	mm
b_{4B}	負担力 F_{vb} に対する走行レールウェブの負担長さ	mm
b_{3T}	トロリ転倒防止装置の負担力が横行レールに作用する有効 長さ	mm
b_{4T}	負担力 F_{HT} に対する横行レールウェブの負担長さ	mm
b_{5T}	負担力 F_{vt} に対する横行レールウェブの負担長さ	mm
C_{H1}	水平方向設計震度	—
C_{H2}	最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
d_{1B}	ブリッジ転倒防止装置取付ボルトの呼び径	mm
E	燃料交換機構造物フレームの縦弾性係数	MPa
E_w	ワイヤロープの縦弾性係数	MPa
F^*	設計・建設規格 SSB-3121.3 又は SSB-3133 に定める値	MPa

記号	記号の説明	単位
F_{bB}	ブリッジ転倒防止装置取付ボルト 1 本にかかる引張荷重	N
F_{HB}	ブリッジ転倒防止装置 1 組に作用する水平力	N
F_{HT}	トロリ転倒防止装置 1 組に作用する水平力	N
F_{vB}	ブリッジ転倒防止装置 1 組に作用する鉛直力	N
F_{vT}	トロリ転倒防止装置 1 組に作用する鉛直力	N
F_{vb}	ブリッジ転倒防止装置爪 1 個に作用する鉛直力	N
F_{vt}	トロリ転倒防止装置爪 1 個に作用する鉛直力	N
F	吊荷の浮上り後の落下によりワイヤロープに発生する荷重	N
F_h	吊荷の浮上り後の落下により吊具フックに発生する荷重	N
F_w	ワイヤロープ 1 本当たりに発生する支持荷重	N
F_{1H}	地震力によりブリッジ転倒防止装置に加わる水平力	N
～		
F_{8H}		
F_{1V}	地震力によりブリッジ転倒防止装置に加わる鉛直力	N
～		
F_{8V}		
F_{9H}	地震力によりトロリ転倒防止装置に加わる水平力	N
～		
F_{12H}		
F_{9V}	地震力によりトロリ転倒防止装置に加わる鉛直力	N
～		
F_{12V}		
f_b	許容曲げ応力	MPa
f_s	許容せん断応力	MPa
f_t	許容引張応力	MPa
f_{sb}	せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力	MPa
f_{to}	引張力のみを受けるボルトの許容引張応力	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力	MPa
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s ²
h_{1B}	ブリッジ転倒防止装置根元部から F_{HB} 作用点までの距離	mm
h_{2B}	ブリッジ転倒防止装置爪部から F_{vb} 作用点までの距離	mm
h_{3B}	ブリッジ転倒防止装置作用点 (F_{HB}) から走行レール C 部までの距離 (高さ)	mm
h_{4B}	ブリッジ転倒防止装置作用点 (F_{vb}) から走行レール C 部までの距離 (高さ)	mm

記号	記号の説明	単位
h_{4T}	トロリ転倒防止装置作用点 (F_{HT}) から横行レールC部までの距離 (高さ)	mm
h_{5T}	トロリ転倒防止装置作用点 (F_{vt}) から横行レールC部までの距離 (高さ)	mm
k_w	ワイヤロープのばね定数	N/mm
L_{1B}	ブリッジ転倒防止装置取付面からブリッジ転倒防止装置作用点 (F_{HB}) までの距離 (高さ)	mm
L_{2B}	ブリッジ転倒防止装置取付ボルトからブリッジ転倒防止装置端部までの距離 (最短部)	mm
L_{3B}	ブリッジ転倒防止装置作用点 (F_{HB}) から走行レール中心までの距離	mm
L_{4B}	ブリッジ転倒防止装置作用点 (F_{vb}) から走行レール中心までの距離	mm
L_{3T}	トロリ転倒防止装置取付ボルトからトロリ転倒防止装置端部までの距離 (最長部)	mm
L_{4T}	トロリ転倒防止装置作用点 (F_{HT}) から横行レール中心までの距離	mm
L_{5T}	トロリ転倒防止装置作用点 (F_{vt}) から横行レール中心までの距離	mm
L_h	吊具フック評価断面図心からフックに発生する荷重の作用点までの距離	mm
L_w	ワイヤロープ長さ	mm
M_{1B}	ブリッジ転倒防止装置A部の曲げモーメント	N・mm
M_{2B}	ブリッジ転倒防止装置B部の曲げモーメント	N・mm
M_{3B}	負担力 F_{HB} による走行レールC部の曲げモーメント	N・mm
M_{4T}	負担力 F_{HT} による横行レールC部の曲げモーメント	N・mm
M_h	吊具フックの曲げモーメント	N・mm
m_{m1}	ワイヤロープに作用する吊荷の質量	kg
m_{m2}	フックに作用する吊荷の質量	kg
n_{1B}	ブリッジ転倒防止装置1組当たりの取付ボルトの本数	—
n_w	ワイヤロープ本数	—
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める値	MPa
T_f	燃料交換機の鉛直方向の固有周期	s
T_w	吊荷の固有周期	s

記号	記号の説明	単位
v_1	吊荷の最大速度	mm/s
v_2	燃料交換機の最大速度	mm/s
Z_{1B}	ブリッジ転倒防止装置A部の断面係数	mm ³
Z_{2B}	ブリッジ転倒防止装置B部の断面係数	mm ³
Z_{3B}	走行レールC部の水平力 F_{HB} を負担する断面係数	mm ³
Z_{4T}	横行レールC部の水平力 F_{HT} を負担する断面係数	mm ³
Z_h	吊具フックの断面係数	mm ³
σ_{1F}	燃料交換機構造物フレームの引張応力	MPa
σ_{1B}	ブリッジ転倒防止装置A部の曲げ応力	MPa
σ_{2B}	ブリッジ転倒防止装置B部の曲げ応力	MPa
σ_{3B}	走行レールC部の曲げ応力	MPa
σ_{4T}	横行レールC部の曲げ応力	MPa
σ_{btB}	ブリッジ転倒防止装置取付ボルトの引張応力	MPa
σ_{c1F}	燃料交換機構造物フレームの組合せ応力	MPa
σ_{c1B}	ブリッジ転倒防止装置A部の組合せ応力	MPa
σ_{c2B}	ブリッジ転倒防止装置B部の組合せ応力	MPa
σ_{c3B}	走行レールC部の組合せ応力	MPa
σ_{c4T}	横行レールC部の組合せ応力	MPa
σ_{t1B}	ブリッジ転倒防止装置A部の引張応力	MPa
σ_{t3B}	走行レールC部の引張応力	MPa
σ_{t4T}	横行レールC部の引張応力	MPa
σ_{bh}	吊具フックの曲げ応力	MPa
σ_{th}	吊具フックの引張応力	MPa
σ_{c4h}	吊具フックの組合せ応力	MPa
τ_{1F}	燃料交換機構造物フレームのせん断応力	MPa
τ_{1B}	ブリッジ転倒防止装置A部のせん断応力	MPa
τ_{2B}	ブリッジ転倒防止装置B部のせん断応力	MPa
τ_{3B}	走行レールC部のせん断応力	MPa
τ_{4T}	横行レールC部のせん断応力	MPa
τ_{bB}	ブリッジ転倒防止装置取付ボルトのせん断応力	MPa
μ	最大静止摩擦係数	—
ν	燃料交換機構造物フレームのポアソン比	—

注：記号について、ブリッジ、トロリで評価方法が異なる部材については個別に定義しているが、同様の評価方法の場合、トロリ転倒防止装置及び横行レールについての評価に用いる記号は、記号右端添字に_B又は_bが付くものは_B→_T又は_b→_tに置き換えるものとする。

2.6 計算精度と数値の丸め方

精度は、有効数字 6 桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は表 2-2 に示すとおりである。

表 2-2 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
震度	—	小数点以下第 3 位	切上げ	小数点以下第 2 位
温度	℃	—	—	整数位
質量	kg	—	—	整数位
長さ	下記以外の長さ	mm	—	整数位 ^{*1}
	厚さ	mm	—	小数点以下第 1 位
断面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
モーメント	N・mm	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
力	N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
縦弾性係数	MPa	有効数字 4 桁目	四捨五入	有効数字 3 桁 ^{*2}
算出応力	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位 ^{*3}

注記*1：設計上定める値が小数点以下第 1 位の場合は、小数点以下第 1 位表示とする。

また、小数点以下第 2 位の場合は、小数点以下第 2 位表示とする。

*2：絶対値が 1000 以上のときは、べき数表示とする。

*3：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の間における引張強さ及び降伏点は、比例法により補間した値の小数点以下第 1 位を切り捨て、整数位までの値とする。

3. 評価部位

燃料交換機の耐震評価は、「4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法」に示す条件に基づき、燃料交換機及び吊荷の落下により、上位クラス設備が損傷することを防止するために、燃料交換機構造物フレーム、ブリッジ転倒防止装置、トロリ転倒防止装置、走行レール、横行レール及び吊具（ワイヤロープ及びフック）について実施する。燃料交換機の耐震評価部位については、表2-1の概略構造図に示す。

4. 地震応答解析及び構造強度評価

4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法

(1) 構造概要図を図4-1に示す。燃料交換機のブリッジ及びトロリは、各々走行レール及び横行レール上に載っているため地震時、走行方向に対しては、最大静止摩擦力以上の水平力が加わった場合に滑りを生じる。

ブリッジ及びトロリの車輪は各々4個であり、そのうち各々2個は摩擦を受ける駆動輪であり、他の2個は従動輪である。

ゆえに、最大静止摩擦係数を $\mu = 0.3$ とすれば、水平力は以下のとおりとなる。

$$\text{水平力} = \text{鉛直方向荷重} \times \mu \times 2 / 4 = \text{鉛直方向荷重} \times 0.15$$

(2) ブリッジは、走行方向に直角な方向に対しては、ブリッジ転倒防止装置によって荷重を支持する。

(3) トロリは、横行方向に直角な方向に対しては、トロリ転倒防止装置によって荷重を支持する。

(4) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

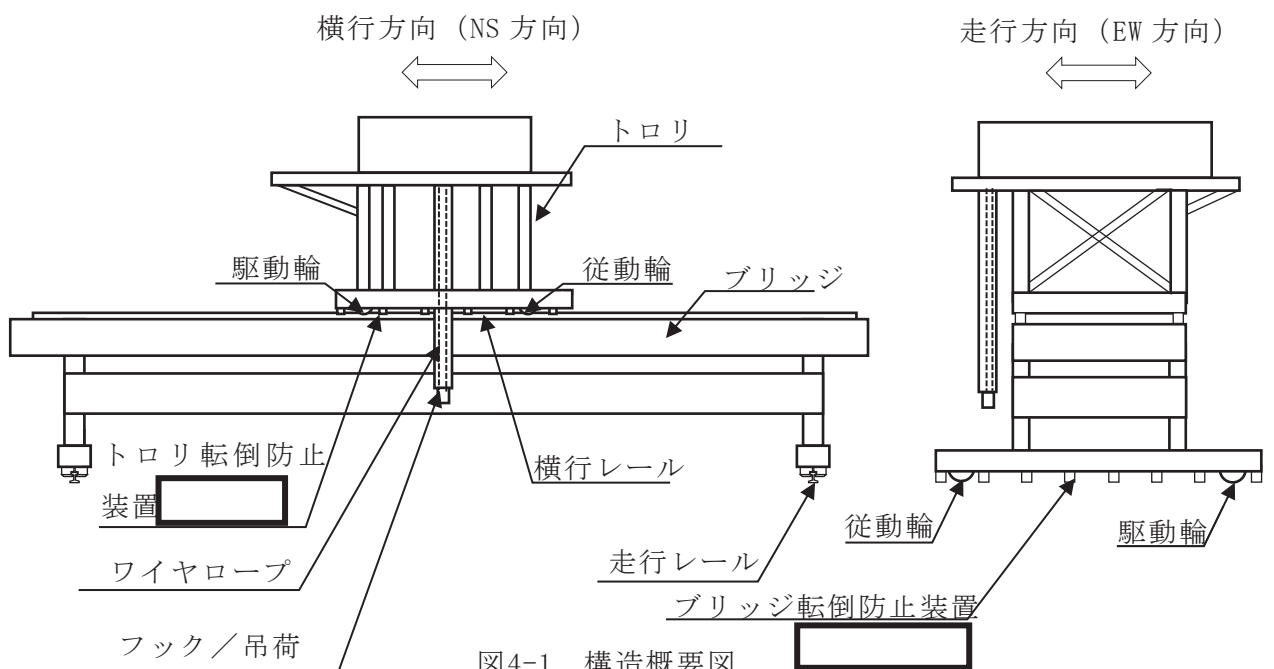


図4-1 構造概要図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(5) 評価ケース

表4-1に示す評価ケースにて評価を実施する。設計基準対象施設としての条件に対する評価条件では、燃料交換機の運転状態を想定し、ケース1, 2について評価する。重大事故等対処設備としての条件に対する評価条件では、燃料交換機の待機状態を想定し、ケース3について評価する。

表4-1 評価ケース

評価対象		燃料交換機本体, 吊具		燃料交換機 本体
評価ケース No.		1	2	3
トロリ位置	中央	●	—	—
	端部	—	●	○

● : 吊荷有 ○ : 吊荷無

(6) 評価方法

燃料交換機の評価は、スペクトルモーダル解析及び静解析を用いる。

4.2 荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

燃料交換機の荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表4-2に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表4-3に示す。

4.2.2 許容応力

燃料交換機の許容応力は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表4-4のとおりとする。

4.2.3 使用材料の許容応力評価条件及び許容荷重評価条件

燃料交換機の使用材料の許容応力評価条件及び許容荷重評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表4-5に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表4-6に示す。

表 4-2 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震設計上の 重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設 及び貯蔵施設	燃料取扱設備	燃料交換機	B	—*	$D + P_D + M_D + S_s$	IV_{AS}

注記*：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-3 荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分		機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱施設 及び貯蔵施設	燃料取扱設備	燃料交換機	—	—*	$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	V_{AS} (V_{AS} として、 IV_{AS} の許容限界 を用いる。)

注記*：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表4-4 許容応力（その他の支持構造物及び重大事故等その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2 (ボルト等以外)				許容限界*2 (ボルト等)	
	一次応力				一次応力	
	引張	せん断	曲げ	組合せ	引張	せん断
IV _A S	1.5・f _t *	1.5・f _s *	1.5・f _b *	1.5・f _t *	1.5・f _t *	1.5・f _s *
V _A S (V _A Sとして、IV _A Sの許容限界を用いる。)						

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対しても評価を行う。

*2：当該の応力が生じない場合、規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

表 4-5(1) 使用材料の許容応力評価条件 (設計基準対象施設)

評価部位			材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (RT) (MPa)
燃料交換機構造物フレーム				周囲環境温度	50	—			—
ブリッジ	転倒防止装置	本体		周囲環境温度	50	—			—
		取付ボルト		周囲環境温度	50	—			—
トロリ	転倒防止装置	本体		周囲環境温度	50	—			—
		取付ボルト		周囲環境温度	50	—			—
走行レール				周囲環境温度	50	—			—
横行レール				周囲環境温度	50	—			—
フック				周囲環境温度	50	—			—

注記* : の値のうち、裕度最小部位の材料 の値を記載

表 4-5(2) 使用材料の許容荷重評価条件 (設計基準対象施設)

評価部位	材料	温度条件 (°C)		定格荷重* (N)	安全率	許容荷重 (N)
ワイヤロープ	<input type="text"/>	周囲環境温度	50	5.109×10 ³	21.68	1.108×10 ⁵

注記* : 吊荷定格荷重に吊具荷重を考慮した値

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-6 使用材料の許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

評価部位			材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (RT) (MPa)
燃料交換機構造物フレーム				周囲環境温度	100	—			—
ブリッジ	転倒防止装置	本体		周囲環境温度	100	—			—
		取付ボルト		周囲環境温度	100	—			—
トロリ	転倒防止装置	本体		周囲環境温度	100	—			—
		取付ボルト		周囲環境温度	100	—			—
走行レール				周囲環境温度	100	—			—
横行レール				周囲環境温度	100	—			—

注記* : の値のうち、裕度最小部位の材料 の値を記載

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.3 解析モデル及び諸元

燃料交換機の解析モデルを図 4-2 に、解析モデルの概要を以下に示す。

また、機器諸元を本計算書の【燃料交換機の耐震性についての計算結果】の機器要目に示す。

- (1) 燃料交換機の耐震計算に用いる解析モデルは、はり要素を用いたFEMモデルとする。
- (2) 燃料交換機の質量としてブリッジ、トロリの構造物及び搭載機器を考える。
- (3) 燃料交換機の下部は剛な床に支持されているものとする。
- (4) 境界条件として、燃料交換機ブリッジ車輪／転倒防止装置のNS方向及びUD方向を拘束し、EW方向は滑る条件とする。また、ブリッジとトロリとは、3方向を拘束したモデルとする。
- (5) 解析コードは、「MSC NASTRAN」を使用し、固有値及び荷重を求める。なお、評価に用いる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。

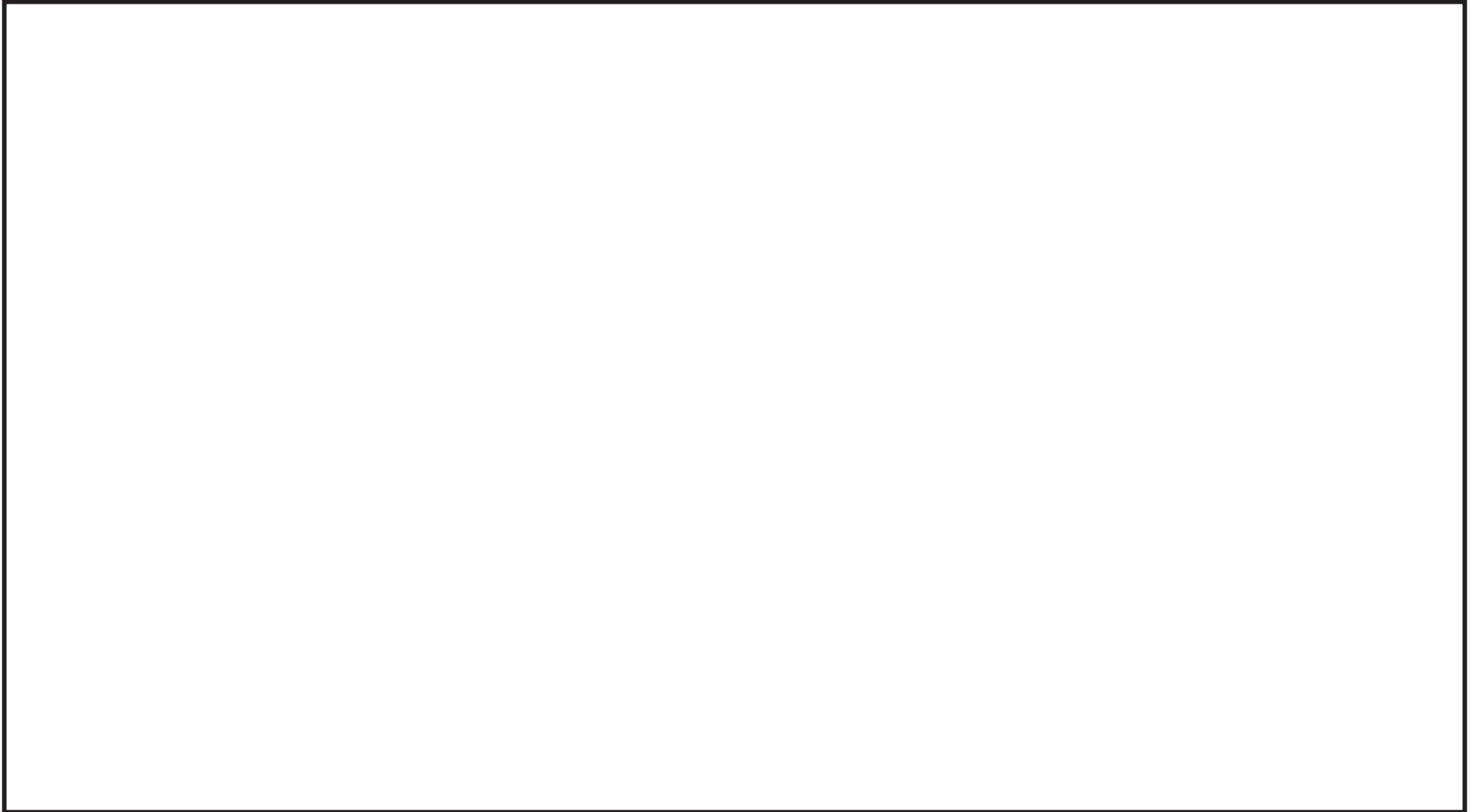


図4-2 燃料交換機解析モデル

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.4 固有周期

固有値解析の結果を表4-7に示す。また、振動モード図を図4-3, 及び図4-4に示す。

ブリッジについては走行方向（EW方向）、トロリについては横行方向（NS方向）に対しては、最大静止摩擦力以上の水平力が加わった場合に滑りを生じるが、固有値解析では、走行レール（原子炉建屋3階床）と車輪、ブリッジとトロリの結合を考慮した燃料交換機全体解析モデルで実施する。

表4-7(1) 固有値解析結果（トロリ位置：中央）

次数	卓越方向	固有周期 (s)	刺激係数*		
			水平方向		鉛直方向
			NS 方向	EW 方向	
1	水平（EW）方向	[Redacted]			
2	鉛直方向				
3	水平（NS）方向				
4	水平（EW）方向				
5	水平（NS）方向				

注：設計基準対象施設としての評価の場合（評価ケース No. 1）

注記*：刺激係数は、モード質量を正規化し、固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。

表4-7(2) 固有値解析結果（トロリ位置：端部）

次数	卓越方向	固有周期 (s)	刺激係数*		
			水平方向		鉛直方向
			NS 方向	EW 方向	
1	水平（NS）方向	[Redacted]			
2	水平（EW）方向				
3	鉛直方向				
4	水平（EW）方向				
5	水平（EW）方向				

注：重大事故等対処設備としての評価の場合（評価ケース No. 3）

注記*：刺激係数は、モード質量を正規化し、固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

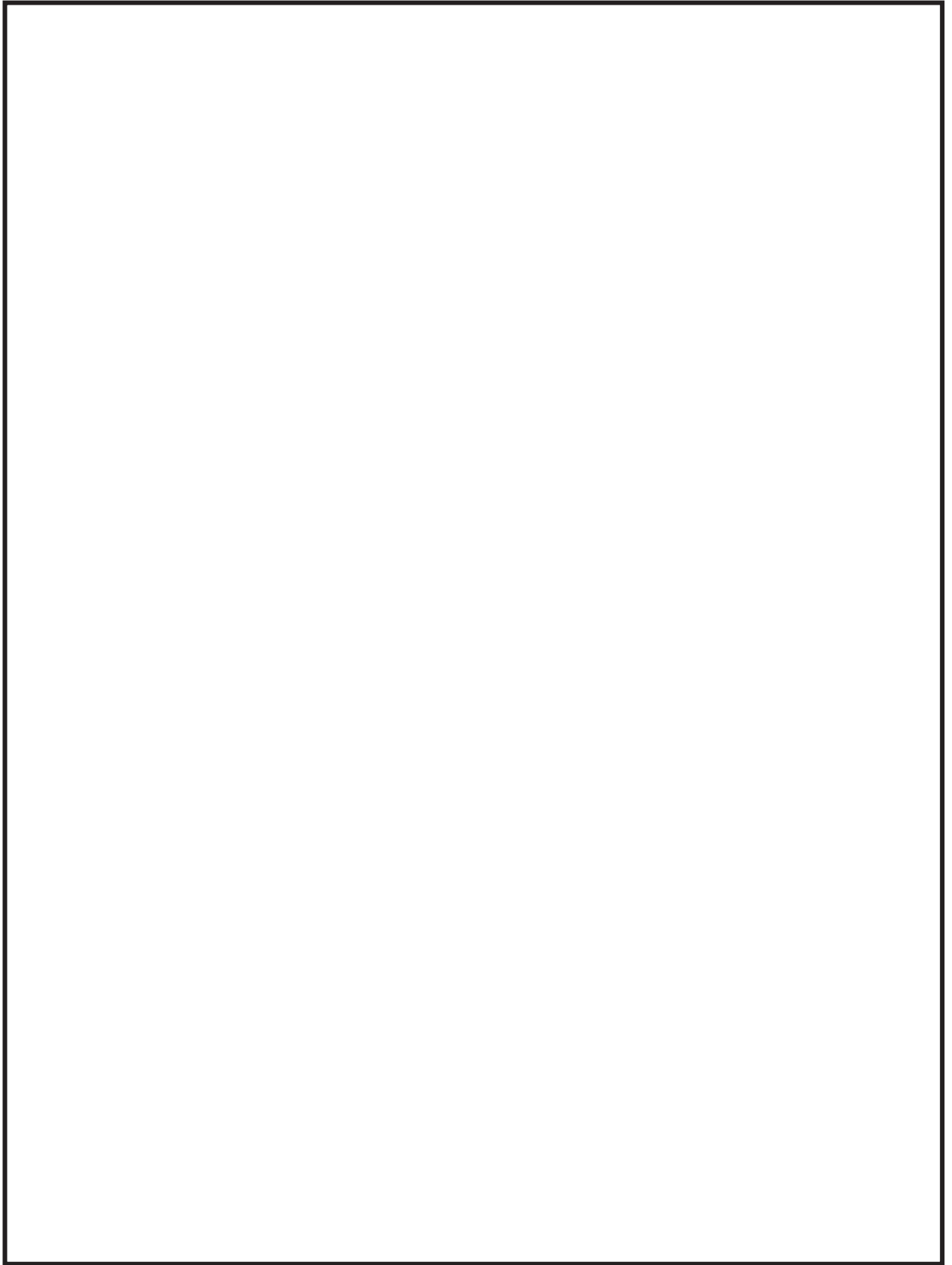


図 4-3 振動モード図（トロリ位置中央）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

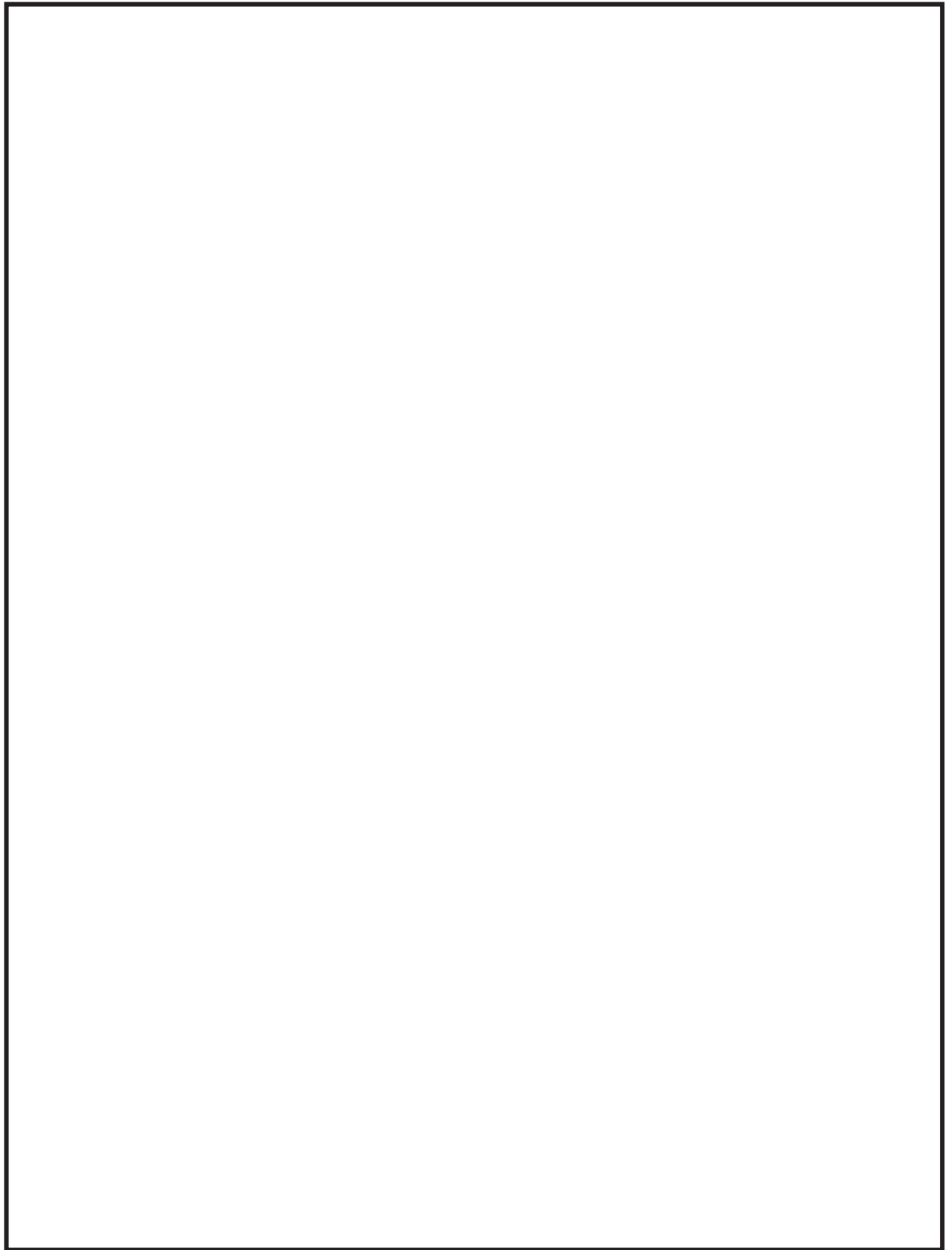


図 4-4 振動モード図（トロリ位置：端部）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.5 設計用地震力

評価に用いる設計用地震力を表4-8及び表4-9に示す。基準地震動 S_s による地震力は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき策定した設計用床応答曲線（図4-5～図4-7）より求める。減衰定数は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の減衰定数を用いる。

なお、「4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法」に記載のとおり、燃料交換機は、走行方向（EW 方向）に滑りを生じ、最大静止摩擦力以上の水平力が加わらないことから、走行方向（EW 方向）の地震応答解析は行わないため、水平方向には横行方向（NS 方向）の設計用床応答曲線を用いる。

表 4-8 設計用地震力（設計基準対象施設）

据付場所及び床面高さ(m)		原子炉建屋 O.P. 33.20* ¹				
固有周期(s)		水平： <input style="width: 50px; height: 15px;" type="text"/>		鉛直： <input style="width: 50px; height: 15px;" type="text"/>		
減衰定数(%)		水平：2.0		鉛直：2.0(1.5)* ⁴		
地震力		基準地震動 S_s				
モード	固有周期(s)	応答水平震度				応答鉛直震度* ⁵
		ブリッジ		トロリ		
		NS 方向* ⁵	EW 方向	NS 方向* ⁵	EW 方向	
1次		$C_{H2} = 0.15^{*7}$		$C_{H2} = 0.15^{*7}$		
2次						
3次						
4次						
5次						
動的地震力* ⁶		$C_{H1} = 2.65$		$C_{H1} = 2.65$		1.77

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：評価上厳しくなるトロリ位置が中央の場合の値。

*3：動的解析を実施する NS 方向が卓越するモードの値。

*4：()外は燃料交換機のトロリ位置が中央の場合、()内は燃料交換機のトロリ位置が端部の場合。

*5：各モードの固有周期に対し、設計用床応答曲線 (S_s) より得られる震度を示す。

*6： S_s に基づく設計用最大応答加速度より求めた震度を示す。

*7：この方向は滑りを生じ最大静止摩擦力以上の水平力は加わらないため、最大静止摩擦係数により水平方向設計震度を求めた。

表 4-9 設計用地震力（重大事故等対処設備）

据付場所及び床面高さ(m)		原子炉建屋 0.P. 33.20* ¹				
固有周期(s)		水平： <input type="text"/>		鉛直： <input type="text"/>		
減衰定数(%)		水平：2.0		鉛直：1.5		
地震力		基準地震動 S _s				
モード	固有周期(s)	応答水平震度				応答鉛直震度* ³
		ブリッジ		トロリ		
		NS 方向* ³	EW 方向	NS 方向* ³	EW 方向	
1次		C _{H2} = 0.15* ⁵		C _{H2} = 0.15* ⁵		
2次						
3次						
4次						
5次						
動的地震力* ⁴		C _{H1} = 2.65		C _{H1} = 2.65	1.77	

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：トロリ位置が端部にある場合の値。

*3：各モードの固有周期に対し、設計用床応答曲線（S_s）より得られる震度を示す。

*4：S_sに基づく設計用最大応答加速度より求めた震度を示す。

*5：この方向は滑りを生じ最大静止摩擦力以上の水平力は加わらないため、最大静止摩擦係数により水平方向設計震度を求めた。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

構造物名：原子炉建屋

標高：0.P. 33.200m

減衰定数：2.0%

波形名：基準地震動 S s

—— 水平 (NS) 方向

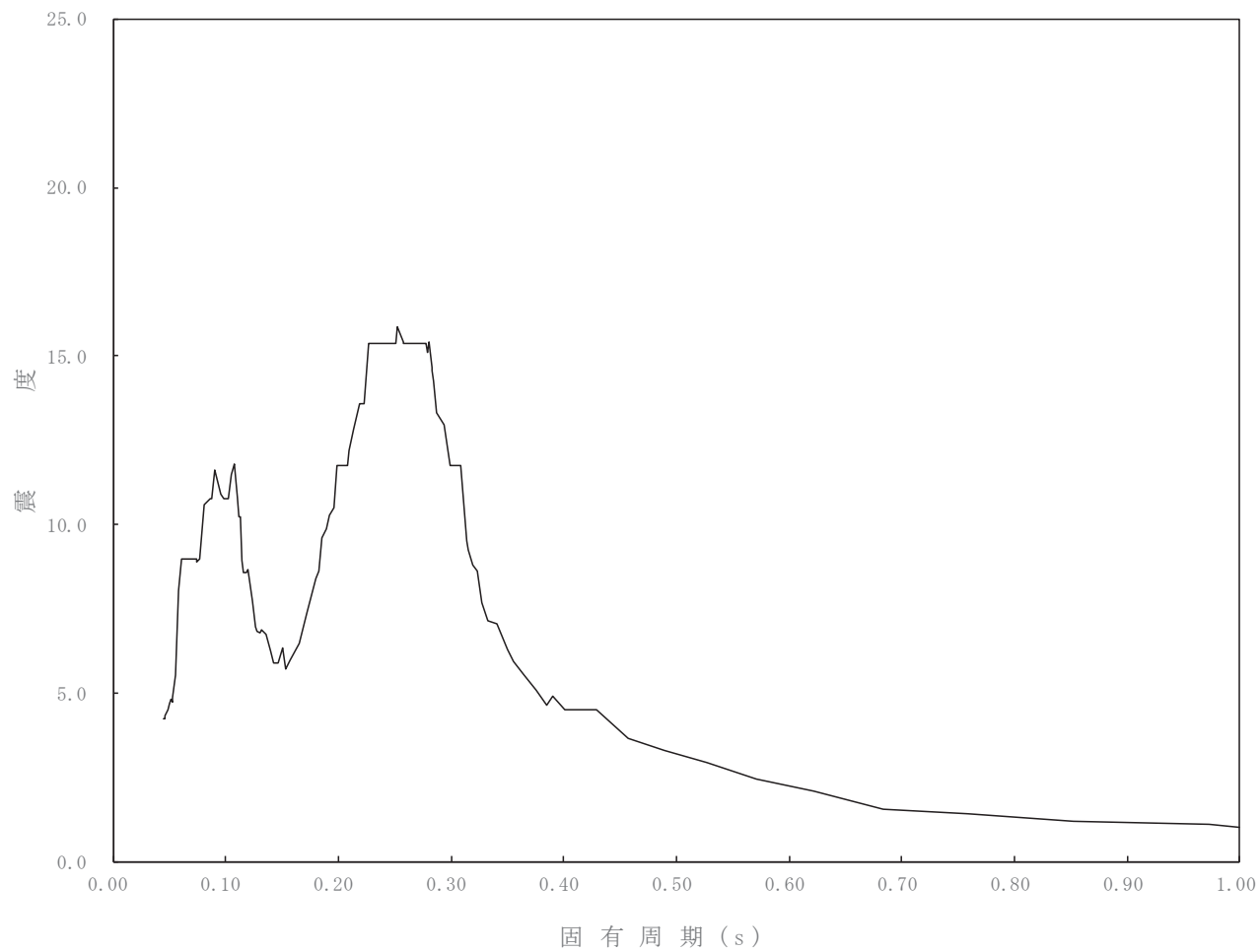


図 4-5 設計用床応答曲線 (水平方向)

構造物名：原子炉建屋

標高：O.P. 33.200m

減衰定数：2.0%

波形名：基準地震動 S s

—— 鉛直方向

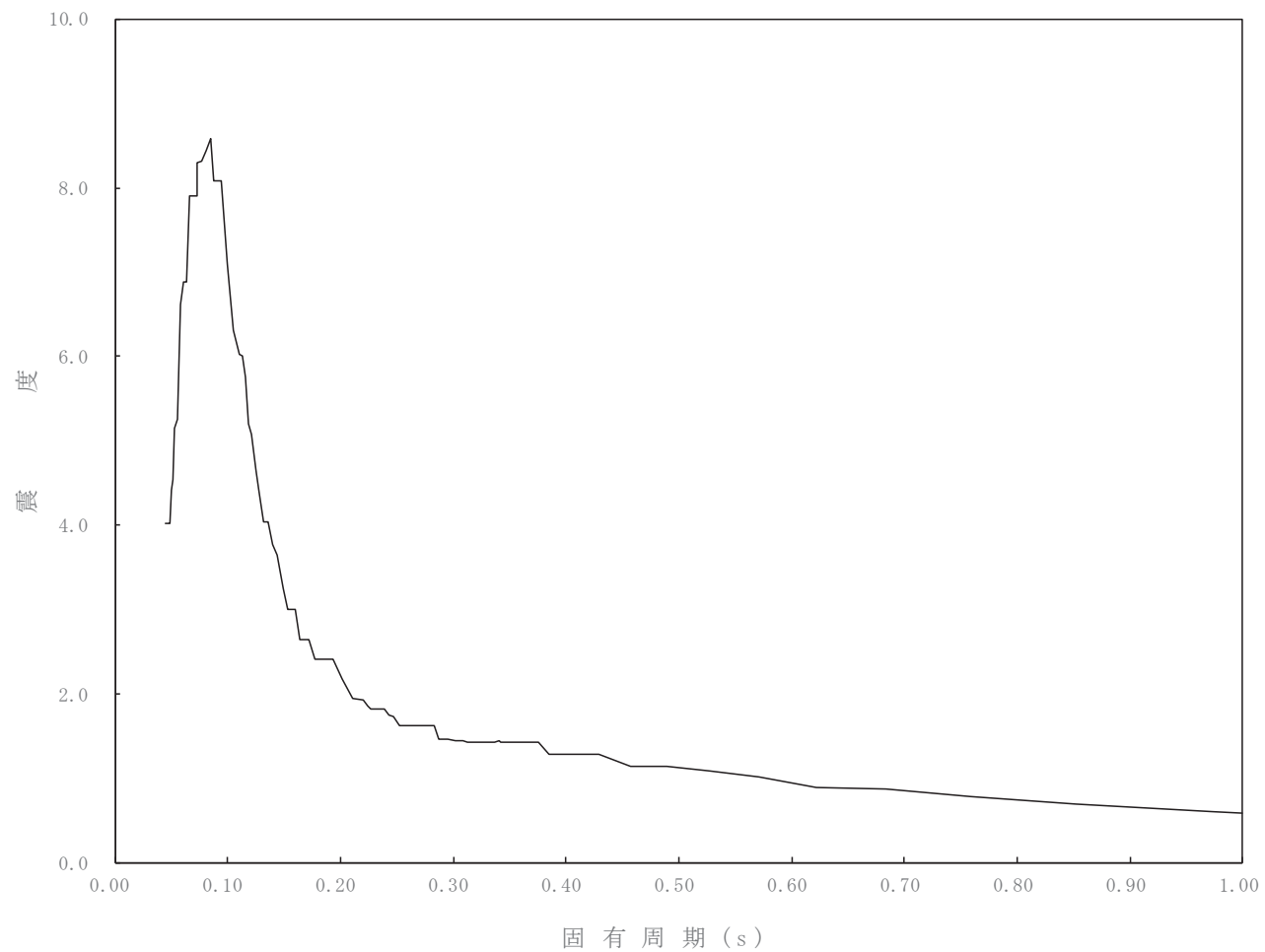


図 4-6 設計用床応答曲線 (鉛直方向：トリ位置中央)

構造物名：原子炉建屋

標高：0.P. 33.200m

減衰定数：1.5%

波形名：基準地震動 S s

—— 鉛直方向

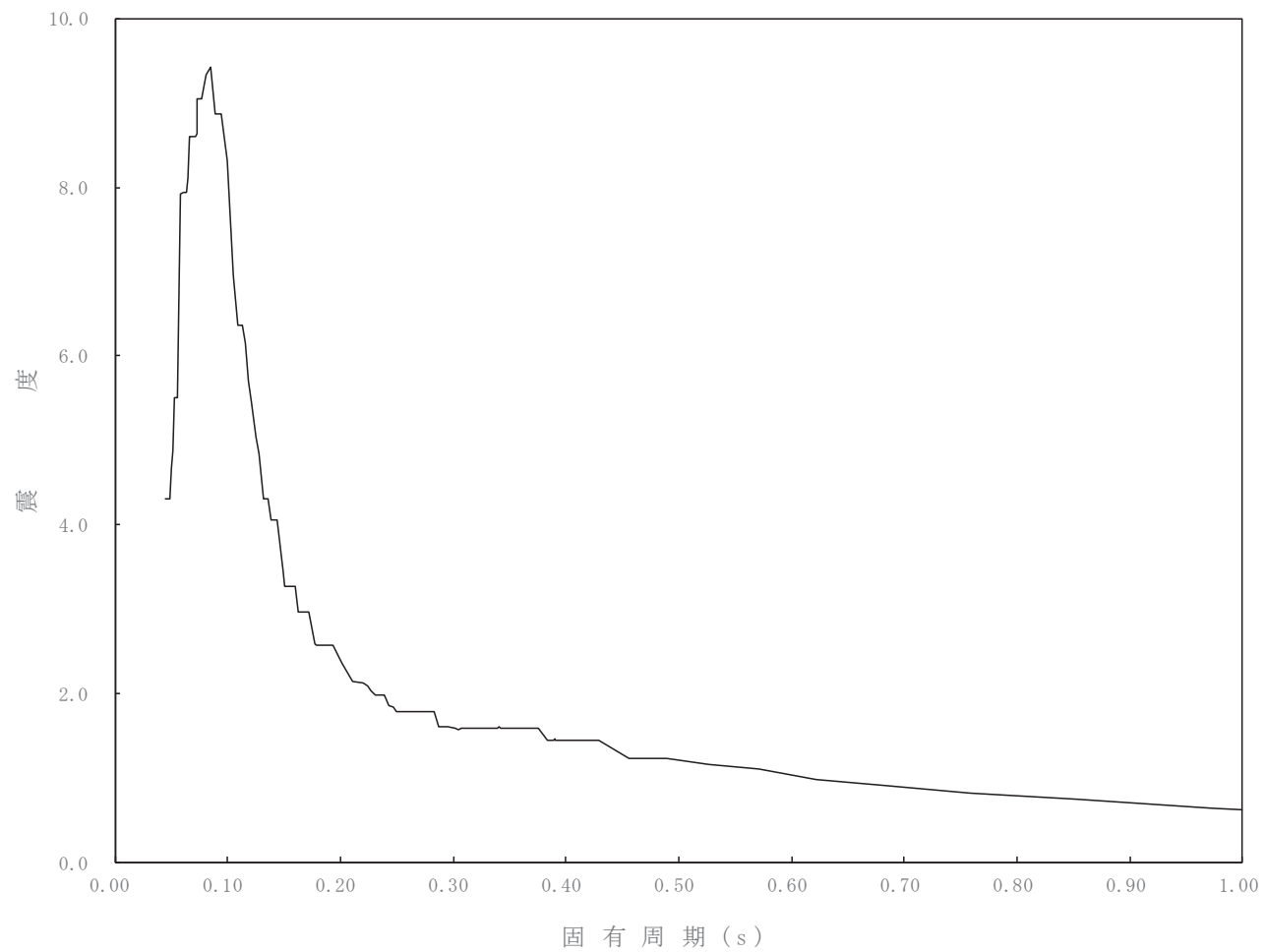


図 4-7 設計用床応答曲線 (鉛直方向：トリ位置端部)

4.6 計算方法

4.6.1 燃料交換機構造物フレームの応力

(1) 計算方法

燃料交換機構造物フレームに発生する応力は、スペクトルモーダル解析及び静解析により求める。燃料交換機の構造物フレームの応力は図 4-2 の解析モデルにおいて、解析コード「MSC NASTRAN」を使用し計算する。

燃料交換機構造物フレームの評価断面図（最小裕度部材）を図 4-8 に示す。

a. 燃料交換機構造物フレームの応力

(a) 組合せ応力

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c1F} = \sqrt{\sigma_{1F}^2 + 3 \cdot \tau_{1F}^2} \quad \dots \dots \dots (4.6.1.1)$$

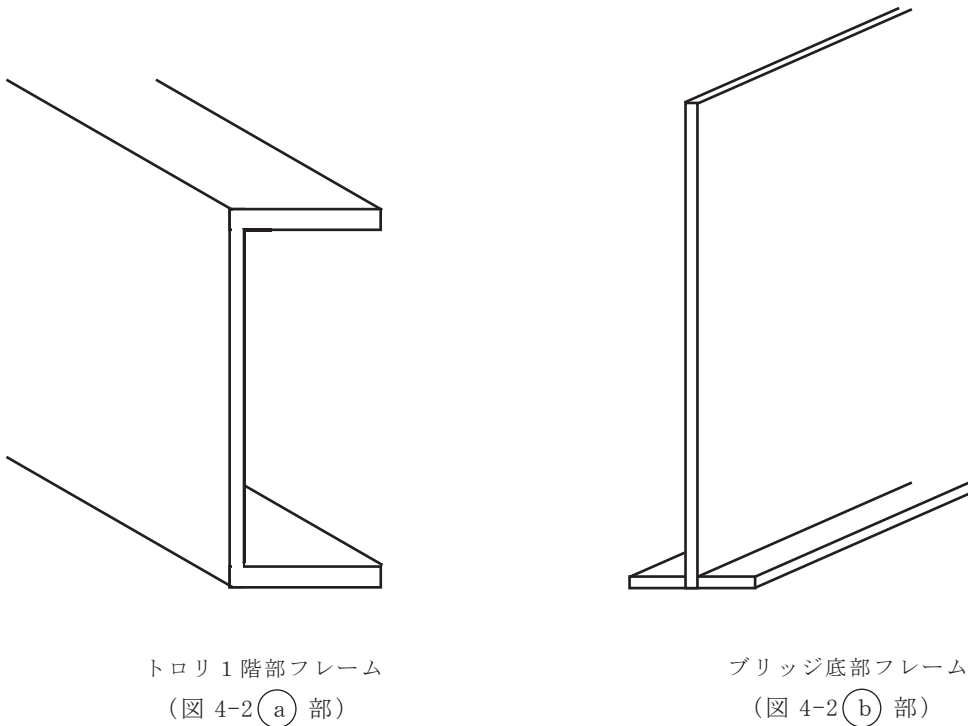


図 4-8 燃料交換機構造物フレーム評価断面図

4.6.2 転倒防止装置，走行レール及び横行レールの応力

(1) 計算方法（ブリッジ）

ブリッジ転倒防止装置に加わる荷重（ $F_{1H} \sim F_{8H}$ ， $F_{1V} \sim F_{8V}$ ）は，スペクトルモーダル解析及び静解析により求める。

a. ブリッジ転倒防止装置の応力

ブリッジ転倒防止装置の応力を図 4-9 を用いて計算する。転倒防止装置 1 組に作用する負担力は， F_{HB} （ $F_{1H} \sim F_{8H}$ の平均値）及び F_{VB} （ $F_{1V} \sim F_{8V}$ の平均値）とする。

鉛直力 F_{VB} は 2 個の爪に分散し，1 個当たりの負担力は次式となる。

$$F_{Vb} = \frac{F_{VB}}{2} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.1)$$

(a) 曲げ応力

・ A 部

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{1B} = F_{HB} \cdot h_{1B} + F_{Vb} \cdot \left[h_{2B} + \frac{a_{1B}}{2} \right] \quad \dots \dots \dots (4.6.2.2)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{1B} = \frac{a_{1B}^2 \cdot b_{1B}}{6} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.3)$$

したがって，曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{1B} = \frac{M_{1B}}{Z_{1B}} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.4)$$

・ B 部

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{2B} = F_{Vb} \cdot h_{2B} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.5)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{2B} = \frac{a_{2B}^2 \cdot b_{2B}}{6} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.6)$$

したがって，曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{2B} = \frac{M_{2B}}{Z_{2B}} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.7)$$

(b) 引張応力

- ・ A 部

断面積は次式となる。

$$A_{1B} = a_{1B} \cdot b_{1B} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.8)$$

したがって、引張応力は次式となる。

$$\sigma_{t1B} = \frac{F_{vb}}{A_{1B}} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.9)$$

(c) せん断応力

- ・ A 部

せん断力を受ける断面積は次式となる。

$$A_{1B} = a_{1B} \cdot b_{1B} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.10)$$

負担力 F_{HB} によるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{1B} = \frac{F_{HB}}{A_{1B}} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.11)$$

- ・ B 部

せん断力を受ける断面積は次式となる。

$$A_{2B} = a_{2B} \cdot b_{2B} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.12)$$

負担力 F_{vb} によるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{2B} = \frac{F_{vb}}{A_{2B}} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.13)$$

(d) 組合せ応力

- ・ A 部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c1B} = \sqrt{(\sigma_{1B} + \sigma_{t1B})^2 + 3 \cdot \tau_{1B}^2} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.14)$$

- ・ B 部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c2B} = \sqrt{\sigma_{2B}^2 + 3 \cdot \tau_{2B}^2} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.15)$$

(e) 取付ボルトの引張応力

引張荷重及びせん断力を受けるボルト 1 本の断面積は次式となる。

$$A_{bB} = \frac{\pi}{4} \cdot d_{1B}^2 \quad \dots \dots \dots (4.6.2.16)$$

ブリッジ転倒防止装置取付ボルトにかかるモーメントは次式となる。

$$M_{bB} = F_{HB} \cdot L_{1B} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.17)$$

ブリッジ転倒防止装置取付ボルト 1 本にかかる引張荷重は次式となる。

$$F_{bB} = \frac{M_{bB}}{L_{2B} \cdot n_{1B} / 2} + \frac{F_{VB}}{n_{1B}} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.18)$$

したがって、引張応力は次式となる。

$$\sigma_{btB} = \frac{F_{bB}}{A_{bB}} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.19)$$

(f) 取付ボルトのせん断応力

せん断力は、取付ボルト $n_{1B} / 2$ 本で受けるものとし、ボルト 1 本にかかるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{bB} = \frac{F_{HB}}{n_{1B} / 2 \cdot A_{bB}} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.20)$$

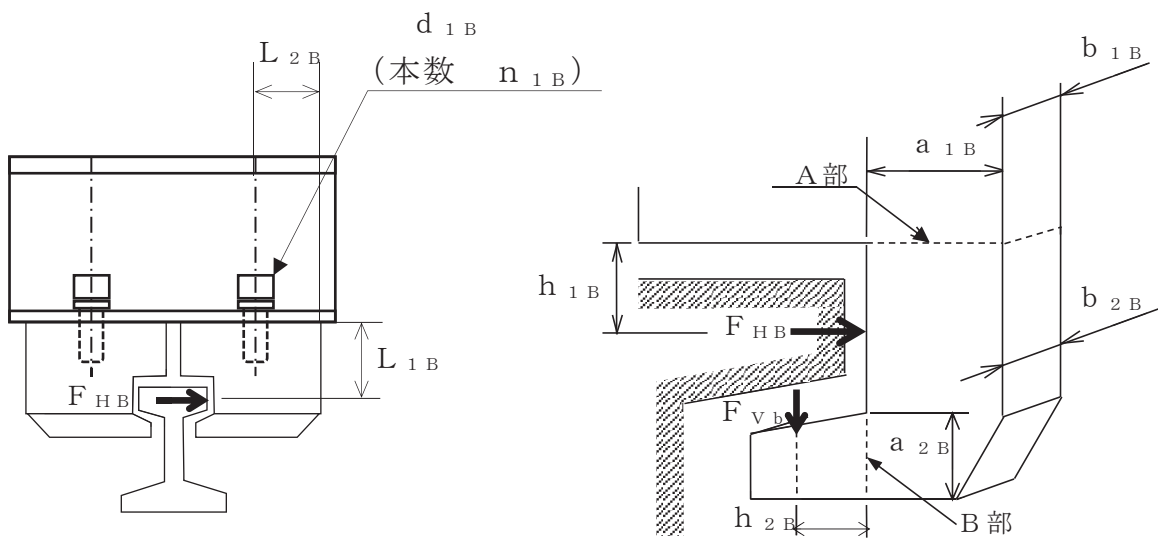


図 4-9 ブリッジ転倒防止装置

b. 走行レールの応力

ブリッジ転倒防止装置に作用する水平力 F_{HB} は図 4-10(1) に示す斜線部のように走行レールウェブに分散する。

ブリッジ転倒防止装置に作用する鉛直力 F_{Vb} は図 4-10(2) に示す斜線部のように走行レールウェブに分散する。

(a) 曲げ応力

鉛直力 F_{Vb} による曲げ応力は 0 である。

水平力 F_{HB} による曲げ応力について、走行レールウェブの負担長さは次式となる。

$$b_{3B} = b_{2B} + 2 \cdot (h_{3B} + L_{3B}) \quad \dots \dots \dots (4.6.2.21)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{3B} = \frac{a_{3B}^2 \cdot b_{3B}}{6} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.22)$$

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{3B} = F_{HB} \cdot h_{3B} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.23)$$

したがって、C 部に発生する曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{3B} = \frac{M_{3B}}{Z_{3B}} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.24)$$

(b) 引張応力

水平力 F_{HB} による引張応力は 0 である。

鉛直力 F_{Vb} による引張応力について、走行レールウェブの負担長さは次式となる。

$$b_{4B} = b_{2B} + 2 \cdot (h_{4B} + L_{4B}) \quad \dots \dots \dots (4.6.2.25)$$

断面積は次式となる。

$$A_{4B} = a_{4B} \cdot b_{4B} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.26)$$

したがって、C 部に発生する引張応力は次式となる。

$$\sigma_{t3B} = \frac{2 \cdot F_{Vb}}{A_{4B}} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.27)$$

(c) せん断応力

鉛直力 F_{Vb} によるせん断応力は 0 である。

水平力 F_{HB} によるせん断力を走行レールウェブで負担する断面積は次式となる。

$$A_{3B} = a_{3B} \cdot b_{3B} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.28)$$

したがって、C部に発生するせん断応力は次式となる。

$$\tau_{3B} = \frac{F_{HB}}{A_{3B}} \dots \dots \dots (4.6.2.29)$$

(d) 組合せ応力

C部の組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c3B} = \sqrt{(\sigma_{3B} + \sigma_{t3B})^2 + 3 \cdot \tau_{3B}^2} \dots \dots \dots (4.6.2.30)$$

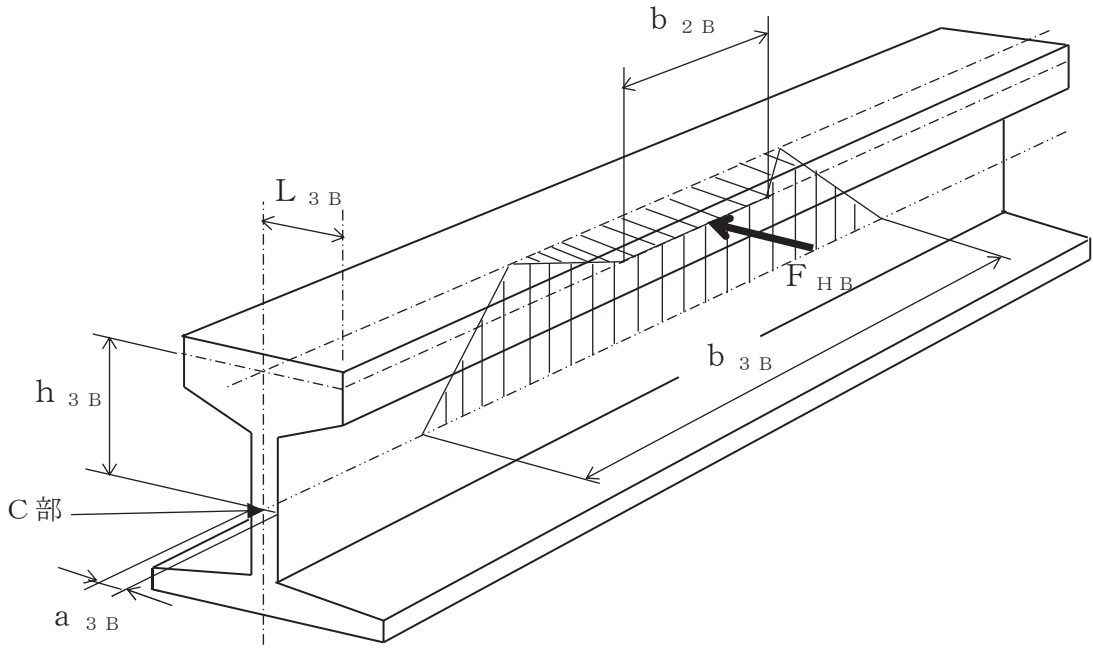


図 4-10(1) 走行レールウェブ水平力 (F_{HB}) 負担部位

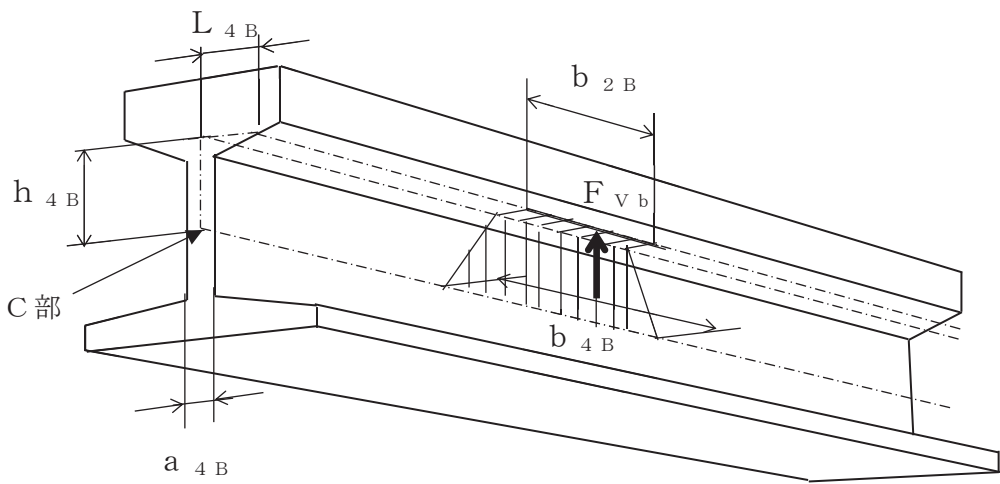


図 4-10(2) 走行レールウェブ鉛直力 (F_{Vb}) 負担部位

(2) 計算方法（トロリ）

トロリ転倒防止装置に加わる荷重（ $F_{9H} \sim F_{12H}$, $F_{9V} \sim F_{12V}$ ）は、スペクトルモーダル解析及び静解析により求める。

a. トロリ転倒防止装置の応力

トロリ転倒防止装置の応力を図 4-11 を用いて計算する。転倒防止装置 1 組に作用する負担力は、 F_{HT} （ $F_{9H} \sim F_{12H}$ の平均値）及び F_{VT} （ $F_{9V} \sim F_{12V}$ の平均値）とする。

鉛直力 F_{VT} は 2 個の爪に分散し、1 個当たりの負担力は次式となる。

$$F_{Vt} = \frac{F_{VT}}{2} \dots \dots \dots (4.6.2.31)$$

(a) 曲げ応力

・ A 部

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{1T} = F_{HT} \cdot h_{1T} + F_{Vt} \cdot \left[h_{2T} + \frac{a_{1T}}{2} \right] \dots \dots \dots (4.6.2.32)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{1T} = \frac{a_{1T}^2 \cdot b_{1T}}{6} \dots \dots \dots (4.6.2.33)$$

したがって、曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{1T} = \frac{M_{1T}}{Z_{1T}} \dots \dots \dots (4.6.2.34)$$

・ B 部

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{2T} = F_{Vt} \cdot h_{2T} \dots \dots \dots (4.6.2.35)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{2T} = \frac{a_{2T}^2 \cdot b_{2T}}{6} \dots \dots \dots (4.6.2.36)$$

したがって、曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{2T} = \frac{M_{2T}}{Z_{2T}} \dots \dots \dots (4.6.2.37)$$

(b) 引張応力

・ A 部

断面積は次式となる。

$$A_{1T} = a_{1T} \cdot b_{1T} \dots \dots \dots (4.6.2.38)$$

したがって，引張応力は次式となる。

$$\sigma_{t1T} = \frac{F_{vt}}{A_{1T}} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.39)$$

(c) せん断応力

・ A 部

せん断力を受ける断面積は次式となる。

$$A_{1T} = a_{1T} \cdot b_{1T} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.40)$$

負担力 F_{HT} によるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{1T} = \frac{F_{HT}}{A_{1T}} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.41)$$

・ B 部

せん断力を受ける断面積は次式となる。

$$A_{2T} = a_{2T} \cdot b_{2T} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.42)$$

負担力 F_{vt} によるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{2T} = \frac{F_{vt}}{A_{2T}} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.43)$$

(d) 組合せ応力

・ A 部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c1T} = \sqrt{(\sigma_{1T} + \sigma_{t1T})^2 + 3 \cdot \tau_{1T}^2} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.44)$$

・ B 部

組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c2T} = \sqrt{\sigma_{2T}^2 + 3 \cdot \tau_{2T}^2} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.45)$$

(e) 取付ボルトの引張応力

引張荷重及びせん断力を受けるボルト 1 本の断面積は次式となる。

$$A_{bT} = \frac{\pi}{4} \cdot d_{1T}^2 \quad \dots \dots \dots (4.6.2.46)$$

トロリ転倒防止装置取付ボルトにかかるモーメントは次式となる。

$$M_{bT} = F_{HT} \cdot L_{1T} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.47)$$

トロリ転倒防止装置取付ボルト1本にかかる引張荷重は次式となる。

$$F_{bT} = \frac{M_{bT} \cdot L_{3T}}{(L_{2T}^2 + L_{3T}^2) \cdot n_{1T} / 2} + \frac{F_{vT}}{n_{1T}} \quad \dots \quad (4.6.2.48)$$

したがって、引張応力は次式となる。

$$\sigma_{btT} = \frac{F_{bT}}{A_{bT}} \quad \dots \quad (4.6.2.49)$$

(f) 取付ボルトのせん断応力

せん断力は、取付ボルト n_{1T} 本で受けるものとし、ボルト1本にかかるせん断応力は次式となる。

$$\tau_{btT} = \frac{F_{HT}}{n_{1T} \cdot A_{bT}} \quad \dots \quad (4.6.2.50)$$

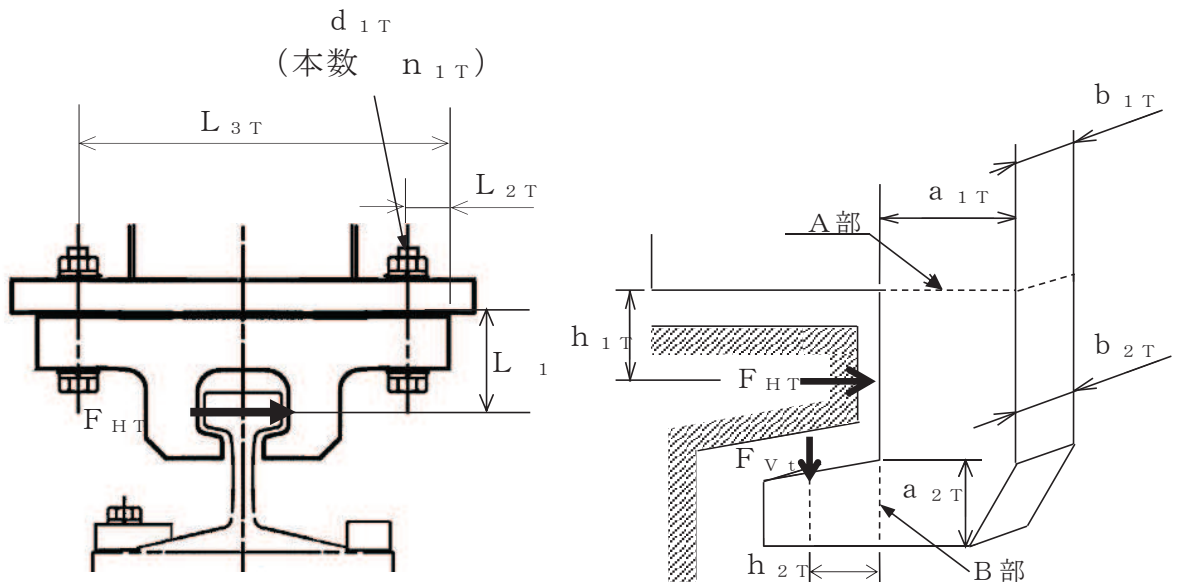


図 4-11 トロリ転倒防止装置

b. 横行レールの応力

トロリ転倒防止装置に作用する水平力 F_{HT} は図 4-12(1) に示す斜線部のよ
うに横行レールウェブに分散する。

トロリ転倒防止装置に作用する鉛直力 F_{Vt} は図 4-12(2) に示す斜線部のよ
うに横行レールウェブに分散する。

(a) 曲げ応力

鉛直力 F_{Vt} による曲げ応力は 0 である。

水平力 F_{HT} による曲げ応力について、横行レールウェブの負担長さは次式
となる。

$$b_{4T} = b_{3T} + 2 \cdot (h_{4T} + L_{4T}) \quad \dots \dots \dots (4.6.2.51)$$

断面係数は次式となる。

$$Z_{4T} = \frac{a_{4T}^2 \cdot b_{4T}}{6} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.52)$$

曲げモーメントは次式となる。

$$M_{4T} = 2 \cdot F_{HT} \cdot h_{4T} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.53)$$

したがって、C 部に発生する曲げ応力は次式となる。

$$\sigma_{4T} = \frac{M_{4T}}{Z_{4T}} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.54)$$

(b) 引張応力

水平力 F_{HT} による引張応力は 0 である。

鉛直力 F_{Vt} による引張応力について、横行レールウェブの負担長さは次式
となる。

$$b_{5T} = b_{3T} + 2 \cdot (h_{5T} + L_{5T}) \quad \dots \dots \dots (4.6.2.55)$$

断面積は次式となる。

$$A_{5T} = a_{5T} \cdot b_{5T} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.56)$$

したがって、C 部に発生する引張応力は次式となる。

$$\sigma_{t4T} = \frac{2 \cdot F_{Vt}}{A_{5T}} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.57)$$

(c) せん断応力

鉛直力 F_{Vt} によるせん断応力は 0 である。

水平力 F_{HT} によるせん断力を横行レールで負担する断面積は次式となる。

$$A_{4T} = a_{4T} \cdot b_{4T} \quad \dots \dots \dots (4.6.2.58)$$

したがって、C部に発生するせん断応力は次式となる。

$$\tau_{4T} = \frac{2 \cdot F_{HT}}{A_{4T}} \dots \dots \dots (4.6.2.59)$$

(d) 組合せ応力

C部の組合せ応力は次式となる。

$$\sigma_{c4T} = \sqrt{(\sigma_{4T} + \sigma_{t4T})^2 + 3 \cdot \tau_{4T}^2} \dots \dots \dots (4.6.2.60)$$

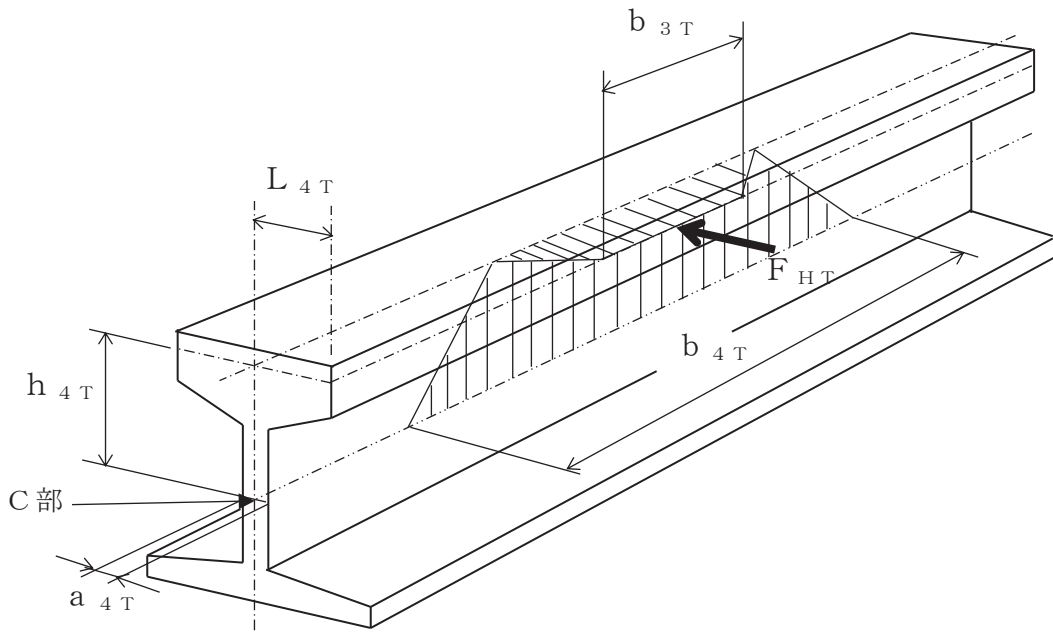


図 4-12(1) 横行レールウェブ水平力 (F_{HT}) 負担部位

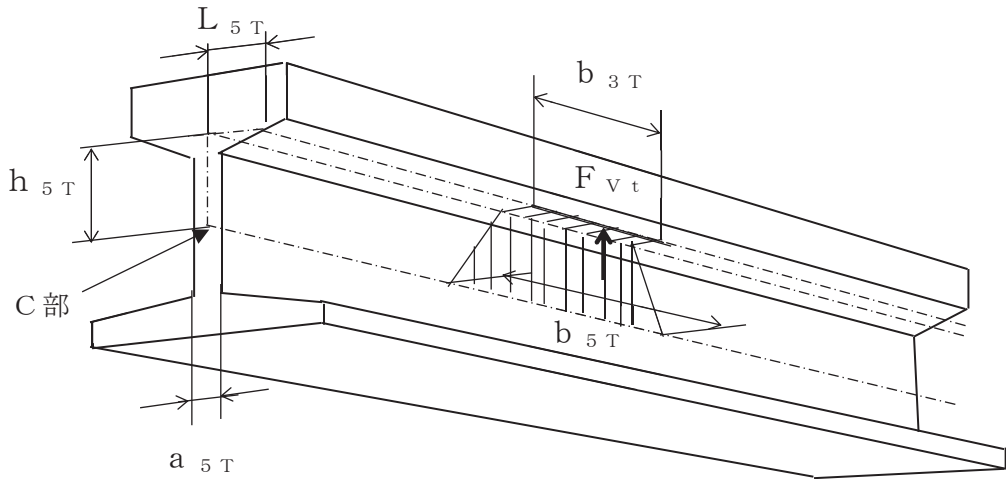


図 4-12(2) 横行レールウェブ鉛直力 (F_{Vt}) 負担部位

4.6.3 吊具の荷重計算方法

燃料交換機の吊荷荷重を受ける各部分は、ブリッジ、トロリ、ワイヤロープ及びフックで、このうち吊荷を直接吊るもので、損傷・破断により落下に至る可能性があるワイヤロープとフックを評価対象とする。

ワイヤロープ及びフックの計算に当たっては、以下の基本事項で行うものとする。

- ・吊荷は水中にあり、実際の吊下げでは水の抵抗を受けるが、評価に当たっては、気中での吊下げを想定して保守的に水の抵抗はないものとして行う。
- ・燃料交換機及び吊荷の速度算出に当たっては、燃料交換機、吊荷質量及びワイヤロープ長さの評価条件を、固有周期と床応答曲線の関係から評価が厳しくなるように設定する。

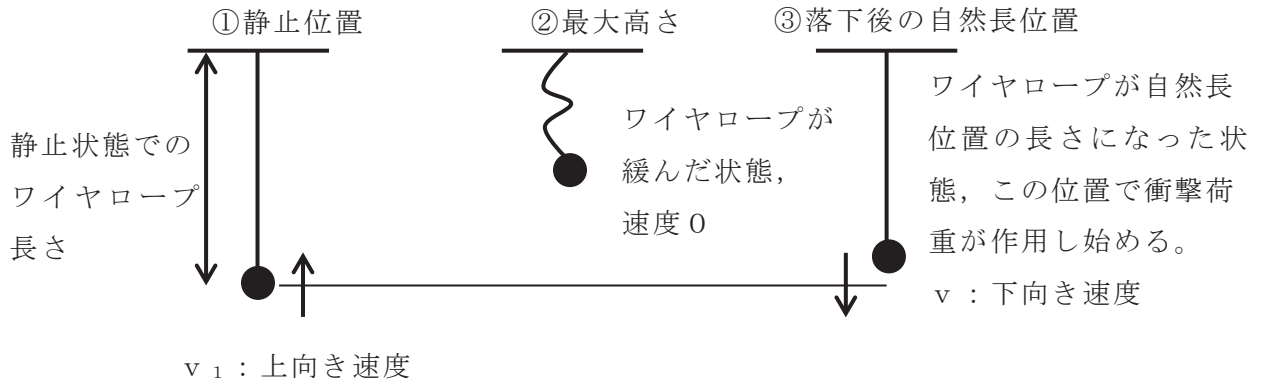
①ワイヤロープ長さは、固有周期に対する床応答特性（加速度）がより厳しくなる長さとする。評価に当たって、ここでのワイヤロープ長さは吊上げ上端位置とする。

②吊荷の質量は、定格質量で評価を実施する。

- ・ワイヤロープ、フックの荷重は、吊荷を1自由度モデルにより求めた固有周期に対応する加速度、燃料交換機を4.4項より求めた固有周期に対応する加速度をもとに、吊荷が一度浮き上がって落下したときの衝撃荷重を算出する。
- ・燃料交換機と吊荷の位相差が吊荷に及ぼす影響については、吊荷とは逆位相に生じる燃料交換機の色度を、吊荷に作用する相対速度として考慮する。
- ・衝撃荷重は、吊荷が持っている運動量の保存則を考慮して算出する。
- ・水平方向地震に伴い、吊荷が振り子運動を起こして吊具に遠心力が作用するが、その影響については、軽微であることから、評価においては鉛直方向地震だけを考慮するものとする。

(1) 吊荷の浮上り後の落下速度の算出

吊荷は、図 4-13 に示すように、鉛直方向に浮き上がり再び自然長位置に戻った瞬間から、吊具の衝撃荷重を与える。



○ 下向き速度 v

②, ③まではエネルギー保存則より
下向き速度 v は

$$v < v_1$$

となるが、保守的に

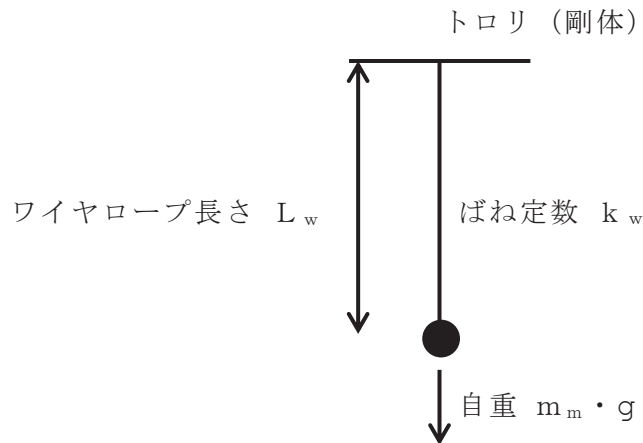
$$v = v_1$$

として評価を行う。

図 4-13 吊荷の浮上りの様子

(2) 吊荷の固有周期

図 4-14 に示すとおり，トロリを剛体としたときの吊荷の固有周期 T_w を算出する。



$$\text{固有周期： } T_w = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{m_m}{k_w}} \quad \dots \dots \dots (4.6.3.1)$$

$$\text{ばね定数： } k_w = \frac{A_w \cdot n_w \cdot E_w}{L_w} \quad \dots \dots \dots (4.6.3.2)$$

図 4-14 吊荷の固有周期の算出

(3) 吊荷・トロリの速度の算出

以下の式に従い，吊荷及び燃料交換機に作用する最大加速度による速度を算出する。

$$v_1 = a_w \cdot g \cdot T_w / (2 \cdot \pi) \quad \dots \dots \dots (4.6.3.3)$$

$$v_2 = a_f \cdot g \cdot T_f / (2 \cdot \pi) \quad \dots \dots \dots (4.6.3.4)$$

(4) 吊具に作用する衝撃荷重

以下のとおり，ワイヤロープ，フックに作用する荷重Fを算出する。

図 4-15 及び図 4-16 に示すように，ワイヤロープの下端にある吊荷の運動量の変化は吊荷とトロリの質量や固有値が異なることから v_1 と v_2 が同値にならないが，保守的にワイヤロープの減衰がなく完全弾性衝突を仮定して反発係数を 1 とすれば以下となる。

$$\text{(力積)} : \int_0^{\frac{T_w}{4}} F \cdot \sin \left(2 \cdot \pi \cdot \frac{t}{T_w} \right) \cdot dt \dots \dots \dots (4.6.3.5)$$

$$\text{(吊荷の運動量の変化)} : m_m \cdot (v_1 + v_2) \dots \dots \dots (4.6.3.6)$$

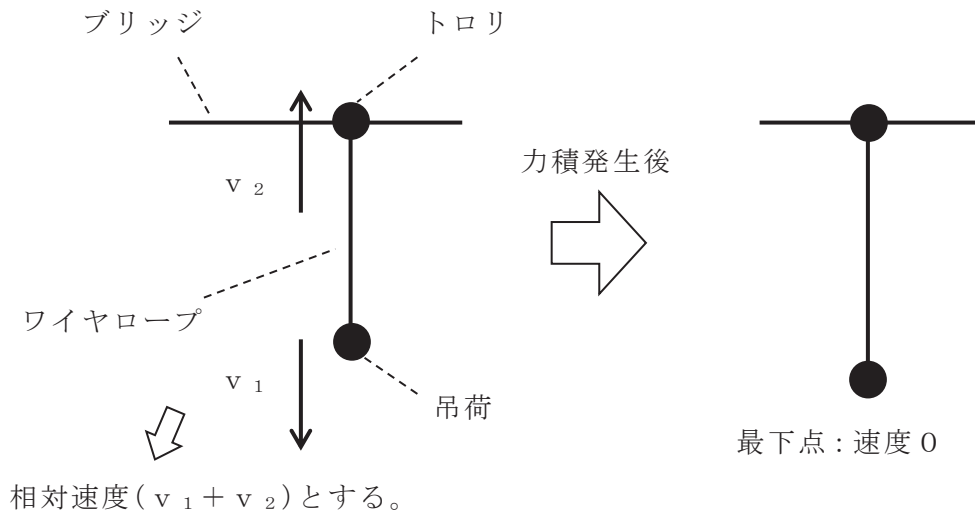


図 4-15 吊荷落下後の速度変化

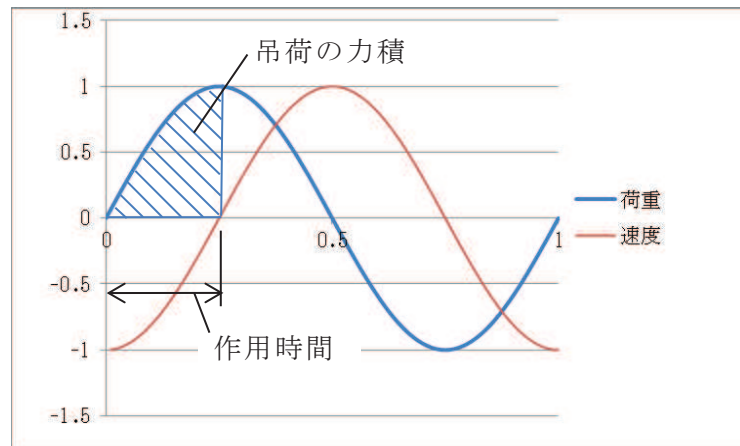


図 4-16 吊荷の力積の概念図

吊荷の運動方向が変化する時間については、ワイヤロープが完全弾性体で、吊荷とトロリの運動が自由振動系であることを仮定すれば、吊荷の固有周期 T_w の 4 分の 1 となる。

以上から、運動量変化及び作用時間をもとに荷重は、自重分を追加して、以下のとおり計算する。

$$F = \frac{2 \cdot \pi \cdot m_{mi} \cdot (v_1 + v_2)}{T_w} + m_{mi} \cdot g \quad \dots \dots \dots (4.6.3.7)$$

$i=1$: ワイヤロープに作用する荷重算定時

$i=2$: フックに作用する荷重算定時

4.6.4 吊具の応力計算方法

ワイヤロープの支持荷重及びフックの応力を、図 4-17 を用いて計算する。

ワイヤロープの支持荷重は次式となる。

$$F_w = \frac{F}{n_w} \quad \dots \dots \dots (4.6.4.1)$$

フックの曲げ応力、引張応力は次式となる。

$$M_h = F_h \cdot L_h \quad \dots \dots \dots (4.6.4.2)$$

$$\sigma_{bh} = \frac{M_h}{Z_h} \quad \dots \dots \dots (4.6.4.3)$$

$$\sigma_{th} = \frac{F_h}{A_h} \quad \dots \dots \dots (4.6.4.4)$$

$$\sigma_{c4h} = \sigma_{bh} + \sigma_{th} \quad \dots \dots \dots (4.6.4.5)$$



図 4-17 ワイヤロープ及びフック

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.7 計算条件

応力解析に用いる自重及び荷重は、本計算書の【燃料交換機の耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.8 応力の評価

4.8.1 燃料交換機構造物フレーム，転倒防止装置，走行レール及び横行レールの応力評価

4.6.1 項及び 4.6.2 項で求めた燃料交換機構造物フレーム，転倒防止装置，走行レール及び横行レールの各応力が次式より求めた許容応力以下であること。

ただし，許容組合せ応力は f_t 以下であること。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容曲げ応力 f_b	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$
許容引張応力 f_t	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_s	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

4.8.2 転倒防止装置取付ボルトの応力評価

4.6.2 項で求めた転倒防止装置取付ボルトの引張応力は，次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。

ただし， f_{t0} は下表による。

$$f_{ts} = \text{Min} [1.4 \cdot f_{t0} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{t0}] \dots \dots \dots (4.8.2.1)$$

せん断応力はせん断力のみを受ける取付ボルトの許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。

ただし， f_{sb} は下表による。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{t0}	$\frac{F^*}{2} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

4.8.3 フックの応力評価

4.6.4 項で求めたフックの応力が許容組合せ応力以下であること。

4.8.4 ワイヤロープの評価

4.6.4 項で求めたワイヤロープの支持荷重が許容荷重以下であること。

5. 評価結果

5.1 設計基準対象施設としての評価結果

燃料交換機の設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力（基準地震動 S_s ）に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

5.2 重大事故等対処設備としての評価結果

重大事故等時の状態を考慮した場合の耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力（基準地震動 S_s ）に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

【燃料交換機の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	据付場所及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		基準地震動 S _s				周囲環境 温度 (°C)	
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度		鉛直方向 設計震度			
燃料交換機	B	原子炉建屋 O. P. 33. 20* ¹			ブリッジ		トロリ		C _v =1. 77 又は* ⁴	50
					NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向		
					C _{H1} =2. 65 又は* ⁴	C _{H2} =0. 15* ⁵	C _{H1} =2. 65 又は* ⁴	C _{H2} =0. 15* ⁵		

注記*1：基準床レベルを示す。

47

*2：評価上厳しくなるトロリ位置が中央にある場合の値。

*3：動的解析を実施する NS 方向が卓越するモードの値。

*4：基準地震動 S_s に基づく設計用床応答曲線より得られる値。

*5：この方向は滑りを生じ最大静止摩擦力以上の水平力は加わらないため、最大静止摩擦係数により水平方向設計震度を求めた。

1.2 機器要目

m_{m1} (kg)	m_{m2} (kg)

n_{1B} (-)	n_{1T} (-)

n_w (-)

E (MPa)	E_w (MPa)

μ (-)	ν (-)

A_{1B} (mm ²)	A_{2B} (mm ²)	A_{3B} (mm ²)	A_{4B} (mm ²)	A_{bB} (mm ²)	A_{1T} (mm ²)	A_{2T} (mm ²)	A_{4T} (mm ²)	A_{5T} (mm ²)	A_{bT} (mm ²)

A_h (mm ²)	A_w (mm ²)

a_{1B} (mm)	a_{2B} (mm)	a_{3B} (mm)	a_{4B} (mm)	a_{1T} (mm)	a_{2T} (mm)	a_{4T} (mm)	a_{5T} (mm)	b_{1B} (mm)	b_{2B} (mm)	b_{3B} (mm)	b_{4B} (mm)	b_{1T} (mm)	b_{2T} (mm)	b_{3T} (mm)	b_{4T} (mm)	b_{5T} (mm)	d_{1B} (mm)	d_{1T} (mm)

48

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

h_{1B} (mm)	h_{2B} (mm)	h_{3B} (mm)	h_{4B} (mm)	h_{1T} (mm)	h_{2T} (mm)	h_{4T} (mm)	h_{5T} (mm)

L_{1B} (mm)	L_{2B} (mm)	L_{3B} (mm)	L_{4B} (mm)	L_{1T} (mm)	L_{2T} (mm)	L_{3T} (mm)	L_{4T} (mm)	L_{5T} (mm)	L_h (mm)	L_w (mm)

Z_{1B} (mm ³)	Z_{2B} (mm ³)	Z_{3B} (mm ³)	Z_{1T} (mm ³)	Z_{2T} (mm ³)	Z_{4T} (mm ³)	Z_h (mm ³)

49

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

燃料交換機構造物フレーム		
S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)

注記*1 :

50

ブリッジ転倒防止装置						トロリ転倒防止装置					
本体			取付ボルト			本体			取付ボルト		
S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)

走行レール		横行レール	
S _u (MPa)	F* (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)

フック
S _u (MPa)

ワイヤロープ
F _w (N)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

1.3 計算数値

F_{HB} (N)	F_{VB} (N)	F_{Vb} (N)	F_{HT} (N)	F_{VT} (N)	F_{Vt} (N)	F (N)	F_h (N)	F_w (N)
3.077×10^5	1.807×10^5	9.036×10^4	4.041×10^4	1.544×10^5	7.722×10^4	1.656×10^5	7.311×10^4	8.281×10^4

K_w (N/mm)

M_{1B} (N·mm)	M_{2B} (N·mm)	M_{3B} (N·mm)	M_{1T} (N·mm)	M_{2T} (N·mm)	M_{4T} (N·mm)	M_{bB} (N·mm)	M_{bT} (N·mm)	M_h (N·mm)
1.768×10^7	1.717×10^6	1.769×10^7	3.567×10^6	1.120×10^6	4.041×10^6	3.077×10^7	3.374×10^6	1.828×10^6

a _w (-)	a _f (-)	T _w (s)	T _f (s)	v ₁ (mm/s)	v ₂ (mm/s)

51

1.4 結論

(単位：MPa)

部位		材料	応力	算出応力	許容応力
燃料交換機構造物フレーム			引張り	$\sigma_{1F} = 239$	
			せん断	$\tau_{1F} = 54$	
			組合せ	$\sigma_{c1F} = 256$	
ブリッジ	B部		曲げ	$\sigma_{2B} = 71$	
			せん断	$\tau_{2B} = 16$	
	組合せ		$\sigma_{c2B} = 76$		
取付ボルト	引張り		$\sigma_{btB} = 213$		
	せん断		$\tau_{bB} = 152$		
トロリ	A部		曲げ	$\sigma_{1T} = 100$	
			引張り	$\sigma_{t1T} = 12$	
	せん断		$\tau_{1T} = 7$		
取付ボルト	組合せ		$\sigma_{c1T} = 112$		
	引張り		$\sigma_{btT} = 102$		
走行レール	C部		せん断	$\tau_{bT} = 23$	
			曲げ	$\sigma_{3B} = 239$	
		引張り	$\sigma_{t3B} = 16$		
		せん断	$\tau_{3B} = 23$		
横行レール	C部	組合せ	$\sigma_{c3B} = 257$		
		曲げ	$\sigma_{4T} = 197$		
		引張り	$\sigma_{t4T} = 37$		
		せん断	$\tau_{4T} = 9$		
組合せ	$\sigma_{c4T} = 234$				

注記* : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出
 すべて許容応力以下である。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(単位：N)

部位		材料	荷重	算出荷重	許容荷重
吊具	ワイヤロープ		支持荷重 F_w	8.281×10^4	

許容荷重以下である。

(単位：MPa)

部位		材料	応力	算出応力	許容応力
吊具	フック		組合せ応力 σ_{C4h}	467	

許容応力以下である。

2. 重大事故等対処設備

2.1 設計条件

機器名称	設備分類	据付場所及び 床面高さ(m)	固有周期(s)		基準地震動 S s				周囲環境 温度 (°C)	
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度					
燃料交換機	—	原子炉建屋 0. P. 33. 20*1			ブリッジ		トロリ		C _v =1.77 又は*2	100
					NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向		
					C _{H1} =2.65 又は*2	C _{H2} =0.15*3	C _{H1} =2.65 又は*2	C _{H2} =0.15*3		

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：基準地震動 S s に基づく設計用床応答曲線より得られる値。

*3：この方向は滑りを生じ最大静止摩擦力以上の水平力は加わらないため、最大静止摩擦係数により水平方向設計震度を求めた。

54

2.2 機器要目

n_{1B} (-)	n_{1T} (-)

E (MPa)

μ (-)	ν (-)

A_{1B} (mm ²)	A_{2B} (mm ²)	A_{3B} (mm ²)	A_{4B} (mm ²)	A_{bB} (mm ²)	A_{1T} (mm ²)	A_{2T} (mm ²)	A_{4T} (mm ²)	A_{5T} (mm ²)	A_{bT} (mm ²)

a_{1B} (mm)	a_{2B} (mm)	a_{3B} (mm)	a_{4B} (mm)	a_{1T} (mm)	a_{2T} (mm)	a_{4T} (mm)	a_{5T} (mm)	b_{1B} (mm)	b_{2B} (mm)	b_{3B} (mm)	b_{4B} (mm)	b_{1T} (mm)	b_{2T} (mm)	b_{3T} (mm)	b_{4T} (mm)	b_{5T} (mm)	d_{1B} (mm)	d_{1T} (mm)

h_{1B} (mm)	h_{2B} (mm)	h_{3B} (mm)	h_{4B} (mm)	h_{1T} (mm)	h_{2T} (mm)	h_{4T} (mm)	h_{5T} (mm)

55

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

L_{1B} (mm)	L_{2B} (mm)	L_{3B} (mm)	L_{4B} (mm)	L_{1T} (mm)	L_{2T} (mm)	L_{3T} (mm)	L_{4T} (mm)	L_{5T} (mm)

Z_{1B} (mm ³)	Z_{2B} (mm ³)	Z_{3B} (mm ³)	Z_{1T} (mm ³)	Z_{2T} (mm ³)	Z_{4T} (mm ³)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

燃料交換機構造物フレーム		
S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)

注記*1 :

--

57

ブリッジ転倒防止装置						トロリ転倒防止装置					
本体			取付ボルト			本体			取付ボルト		
S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)

走行レール		横行レール	
S _u (MPa)	F* (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.3 計算数值

F_{HB} (N)	F_{VB} (N)	F_{Vb} (N)	F_{HT} (N)	F_{VT} (N)	F_{Vt} (N)
2.495×10^5	1.462×10^5	7.312×10^4	3.321×10^4	1.531×10^5	7.656×10^4

M_{1B} (N·mm)	M_{2B} (N·mm)	M_{3B} (N·mm)	M_{1T} (N·mm)	M_{2T} (N·mm)	M_{4T} (N·mm)	M_{bB} (N·mm)	M_{bT} (N·mm)
1.432×10^7	1.389×10^6	1.434×10^7	3.331×10^6	1.110×10^6	3.321×10^6	2.495×10^7	2.773×10^6

2.4 結論

(単位 : MPa)

部位		材料	応力	算出応力	許容応力
燃料交換機構造物フレーム			引張り	$\sigma_{1F}=319$	
			せん断	$\tau_{1F}=17$	
			組合せ	$\sigma_{c1F}=320$	
ブリッジ	B部		曲げ	$\sigma_{2B}=58$	
			せん断	$\tau_{2B}=13$	
	組合せ		$\sigma_{c2B}=62$		
取付ボルト	引張り		$\sigma_{btB}=173$		
	せん断		$\tau_{bB}=123$		
トロリ	A部		曲げ	$\sigma_{1T}=93$	
			引張	$\sigma_{t1T}=12$	
	せん断		$\tau_{1T}=5$		
取付ボルト	組合せ		$\sigma_{c1T}=105$		
	引張り		$\sigma_{btT}=98$		
走行レール	C部		せん断	$\tau_{bT}=19$	
			曲げ	$\sigma_{3B}=194$	
		引張	$\sigma_{t3B}=13$		
		せん断	$\tau_{3B}=18$		
横行レール	C部	組合せ	$\sigma_{c3B}=209$		
		曲げ	$\sigma_{4T}=162$		
		引張り	$\sigma_{t4T}=37$		
		せん断	$\tau_{4T}=8$		
			組合せ	$\sigma_{c4T}=199$	

注記* : $f_{ts} = \text{Min} [1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出
 すべて許容応力以下である。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

VI-2-11-2-10 原子炉しゃへい壁の耐震性についての計算書

目次

1.	概要	1
2.	一般事項	1
2.1	配置概要	1
2.2	構造計画	1
2.3	評価方針	3
2.4	適用規格・基準等	3
2.5	記号の説明	4
2.6	計算精度と数値の丸め方	5
3.	評価部位	6
4.	構造強度評価	7
4.1	構造強度評価方法	7
4.2	荷重の組合せ及び許容応力度	7
4.2.1	荷重の組合せ	7
4.2.2	許容応力度	7
4.3	設計用地震力	8
4.4	計算方法	8
4.5	計算条件	8
4.5.1	原子炉しゃへい壁の応力計算条件	8
4.6	応力の評価	8
5.	評価結果	9
5.1	設計基準対象施設及び重大事故等対処設備としての評価結果	9
6.	参照図書	9

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、下位クラス施設である原子炉しゃへい壁（B クラス施設）が上位クラス施設と同じ運転状態において基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、隣接している上位クラス施設である原子炉圧力容器（S クラス施設及び重大事故等対処設備）に対して波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。以下、設計基準対象施設としての構造強度評価を示す。また、重大事故等時においても波及的影響を及ぼさないことを説明するため、重大事故等時を考慮した構造強度評価を示す。

なお、本計算書においては、新規制対応工認対象となる設計用地震力による荷重に対する評価について記載するものとし、前述の荷重を除く荷重による原子炉しゃへい壁の評価は、平成元年6月8日付け元資庁第2015号にて認可された工事計画の添付書類（参照図書(1)）による（以下「既工認」という。）。

2. 一般事項

2.1 配置概要

原子炉しゃへい壁は、原子炉本体の基礎の上部に設置される。原子炉しゃへい壁は、上位クラス施設である原子炉圧力容器の周辺に設置されており、転倒時に原子炉圧力容器に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

2.2 構造計画

原子炉しゃへい壁の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>原子炉しゃへい壁は、原子炉本体の基礎に支持される。</p> <p>原子炉しゃへい壁の鉛直方向荷重及び水平方向荷重は、原子炉本体の基礎、原子炉格納容器底部を介して原子炉建屋に伝達させる。</p>	<p>鋼板とモルタルからなる構造物であり、主要構造は、内径 <input type="text"/> mm、壁厚 <input type="text"/> mm の円筒形構造物である。</p> <p>なお、モルタルは強度部材として考慮しない。</p>	<p>The diagram shows a cross-section of the reactor structure. At the top is the '原子炉しゃへい壁' (Reactor containment wall). Below it is the '原子炉压力容器' (Reactor pressure vessel). The containment wall is composed of 'モルタル' (Mortar) and '鋼板' (Steel plate). The structure is divided into '開口集中部' (Opening concentration part) and '一般胴部' (General body part). The reactor is supported by '原子炉本体の基礎' (Reactor body foundation) and '原子炉格納容器' (Reactor containment vessel). A reference 'O.P.7040' is noted near the bottom of the vessel.</p> <p style="text-align: right;">(単位：mm)</p>

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.3 評価方針

原子炉しゃへい壁の応力評価は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定したSクラス施設及び重大事故等対処設備と同じ運転状態における、荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」にて示す原子炉しゃへい壁の部位を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する箇所に作用する基準地震動 S_s による荷重に基づく応力等が許容限界内に収まることを、「4.1 構造強度評価方法」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

原子炉しゃへい壁の耐震評価フローを図 2-1 に示す。

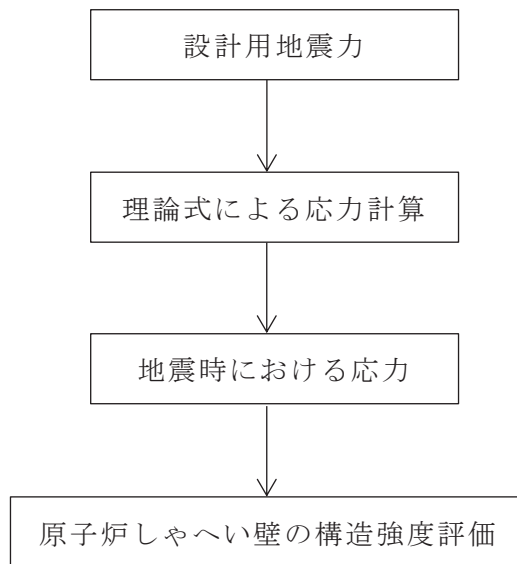


図 2-1 原子炉しゃへい壁の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 - 1987)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1 ・ 補 - 1984)
- (3) 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)
- (4) 日本建築学会 2005年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-

2.5 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A	断面積	mm ²
D	死荷重	—
d	内側円筒の内径	mm
f _b	許容曲げ応力度	N/mm ²
f _c	許容圧縮応力度	N/mm ²
f _s	許容せん断応力度	N/mm ²
f _t	許容引張応力度	N/mm ²
F	許容応力度の基準値	N/mm ²
I	断面二次モーメント	mm ⁴
L	長さ	mm
M	モーメント	N・mm
M _D	機械的荷重	—
M _{SAD}	機械的荷重 (SA 時)	—
P _D	圧力	—
P _{SAD}	圧力 (SA 時)	—
Q	せん断力	N
S _s	基準地震動 S _s により定まる地震力	—
t _i	原子炉しゃへい壁各部の厚さ (i = 1, 2, 3)	mm
W	鉛直荷重	N
W _D	死荷重	N
W _L	活荷重	N
σ	組合せ応力度	N/mm ²
σ _b	曲げ応力度	N/mm ²
σ _c	圧縮応力度	N/mm ²
τ	せん断応力度	N/mm ²

2.6 計算精度と数値の丸め方

計算精度は、有効数字 6 桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は、表 2-2 に示すとおりである。

表 2-2 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
長さ	mm	—	—	整数位 ^{*1}
面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
モーメント	N・mm	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
断面二次モーメント	mm ⁴	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
力	N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁 ^{*2}
算出応力度	N/mm ²	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
許容応力度	N/mm ²	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位 ^{*3}

注記*1：設計上定める値が小数点以下の場合には、小数点以下表示とする。

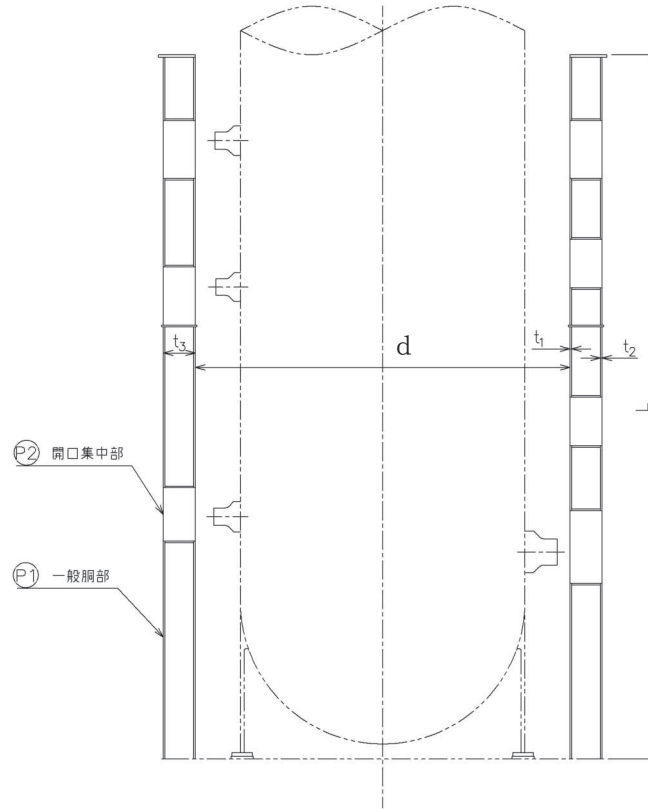
*2：絶対値が 1000 以上のときは、べき数表示とする。

*3：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の中間における引張強さ及び降伏点は、比例法により補間した値の小数点以下第 1 位を切り捨て、整数位までの値とする。

3. 評価部位

原子炉しゃへい壁の耐震評価は、「4.1 構造強度評価方法」に示す条件に基づき、耐震評価上厳しくなる一般胴部及び開口集中部について実施する。

形状及び主要寸法を図 3-1 に、使用材料及び使用部位を表 3-1 に示す。



注： P1 及び P2 は応力評価点を示す。

$d =$ $t_1 =$
 $L =$ $t_2 =$
 $t_3 =$ (鋼板を含む厚さ) (単位：mm)

図 3-1 原子炉しゃへい壁の形状及び主要寸法

表 3-1 使用材料表

使用部位	使用材料
外側円筒鋼板 (原子炉格納容器側)	SM400B
内側円筒鋼板 (原子炉圧力容器側)	

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

- (1) 地震力は、原子炉しゃへい壁に対して、水平方向及び鉛直方向から作用するものとする。
- (2) 耐震計算は、原子炉しゃへい壁の自重、その他すべての付帯物の重量に加えて、地震荷重を考慮する。
- (3) 設計基準対象施設としての評価及び重大事故等時を考慮した評価において、設計用地震力及び許容応力度の値が変わらないことから、同一の条件で構造強度評価を行う。
- (4) 構造強度評価に用いる寸法は、公称値を用いる。
- (5) 概略構造図を表 2-1 に示す。

4.2 荷重の組合せ及び許容応力度

4.2.1 荷重の組合せ

原子炉しゃへい壁の荷重の組合せを表 4-1 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ

名称	荷重の組合せ
原子炉しゃへい壁	$D + P_D + M_D + S_s$
	$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$

4.2.2 許容応力度

原子炉しゃへい壁の許容応力度は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき表 4-2 のとおりとする。

表 4-2 許容応力度

材料	基準値 F	短期許容応力度 (N/mm ²)			
		圧縮	曲げ	せん断	組合せ
SM400B		$1.5 \cdot f_c$	$1.5 \cdot f_b$	$1.5 \cdot f_s$	$1.5 \cdot f_t$

4.3 設計用地震力

耐震評価に用いる設計用地震力を表 4-3 に示す。

原子炉しゃへい壁に加わる鉛直方向地震力及び水平方向地震力は、添付書類「VI-2-3-2 炉心，原子炉圧力容器及び原子炉内部構造物並びに原子炉格納容器及び原子炉本体の基礎の地震応答計算書」により求めた基準地震動 S_s の応答値を用いる。

表 4-3 設計用地震力（設計基準対象施設及び重大事故等対処設備）

耐震重要度 分類	設備 区分	設置高さ (m)	応力評価点	基準地震動 S_s		
				鉛直荷重 W (N)	モーメント M (N・mm)	せん断力 Q (N)
B	生体遮蔽 装置	0. P. 7. 040	一般胴部			
			開口集中部			

4.4 計算方法

原子炉しゃへい壁の応力評価点は，原子炉しゃへい壁を構成する部材の形状及び荷重伝達経路を考慮し，発生応力が大きくなる部位を選定する。選定した応力評価点を表 4-4 及び図 3-1 に示す。

応力計算方法は既工認から変更はなく，既工認に示すとおりである。

表 4-4 応力評価点

応力評価点番号	応力評価点
P1	一般胴部
P2	開口集中部

4.5 計算条件

4.5.1 原子炉しゃへい壁の応力計算条件

応力計算に用いる計算条件は，本計算書の【原子炉しゃへい壁の耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.6 応力の評価

「4.4 計算方法」で求めた各応力度が表 4-2 に示す許容応力度以下であること。

5. 評価結果

5.1 設計基準対象施設及び重大事故等対処設備としての評価結果

原子炉しゃへい壁各部の評価結果を【原子炉しゃへい壁の耐震性についての計算結果】に示す。発生値は許容応力度を満足しており、設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

6. 参照図書

(1) 女川原子力発電所第2号機 第1回工事計画認可申請書

添付書類「IV-2-5-1 原子炉しゃへい壁の耐震性についての計算書」

【原子炉しゃへい壁の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設及び重大事故等対処設備

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度 分類	設置高さ (m)	応力評価点	基準地震動 S _s		
				鉛直荷重 W (N)	モーメント M (N・mm)	せん断力 Q (N)
原子炉 しゃへい壁	B	0. P. 7. 040	一般胴部			
			開口集中部			

1.2 機器要目

W _D (N)	W _L (N)	d (mm)	t ₁ (mm)	t ₂ (mm)	t ₃ (mm)	F (N/mm ²)	A (mm ²)		I (mm ⁴)	
							一般胴部	開口集中部	一般胴部	開口集中部

10

1.3 結論

評価対象設備	評価部位		応力分類	発生値	許容応力度
				N/mm ²	N/mm ²
原子炉 しゃへい壁	P1	一般胴部	圧縮応力度 σ_c	29	
			曲げ応力度 σ_b	44	
			せん断応力度 τ	21	
			組合せ応力度 σ	82	
	P2	開口集中部	圧縮応力度 σ_c	72	
			曲げ応力度 σ_b	69	
			せん断応力度 τ	41	
			組合せ応力度 σ	158	

すべて許容応力度以下である。

注記*：組合せ応力度は、鋼構造設計規準に従い短期応力に対する許容引張応力度（1.5 f t）以下であること。

二

VI-2-11-2-11 原子炉ウェルカバーの耐震性についての計算書

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用規格・基準等	5
3. 評価部位	6
4. 耐震評価	7
4.1 評価概要	7
4.2 荷重及び荷重の組合せ	7
4.2.1 荷重	7
4.2.2 荷重の組合せ	8
4.3 許容荷重	8
4.4 使用材料及び材料の許容応力度	9
4.5 荷重評価方法	9
4.6 計算条件	10
4.7 評価方法	10
5. 評価結果	11

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき、下位クラス施設である原子炉ウェルカバー（Cクラス施設）が上位クラス施設と同じ運転状態において基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、下部に設置された上位クラス施設であるドライウェル（Sクラス施設及び重大事故等対処設備）に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

原子炉ウェルカバーは、図 2-1 の位置関係図に示すように、上位クラス施設であるドライウエルの上部に設置されており、落下時にドライウエルに対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

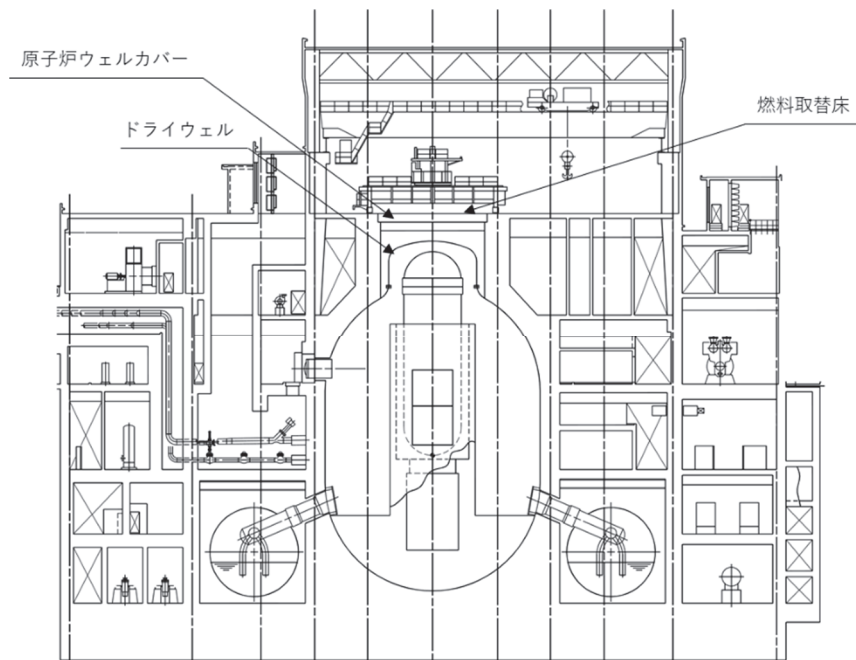


図 2-1 原子炉ウェルカバーとドライウエルの位置関係図

2.2 構造計画

図 2-2 に原子炉ウェルカバー概要図を示す。原子炉ウェルカバーは、ドライウェル直上の燃料取替床(0. P. 33. 20m)に設置された鉄筋コンクリート造の構造部である。

その大きさは、外径約 11.5m、厚さ 1.800m の円盤状となっており、クレーンでの取り外しを考慮して 5 分割で構成されている。

原子炉ウェルカバーは、円盤外周部が原子炉建屋の躯体に支持されている。

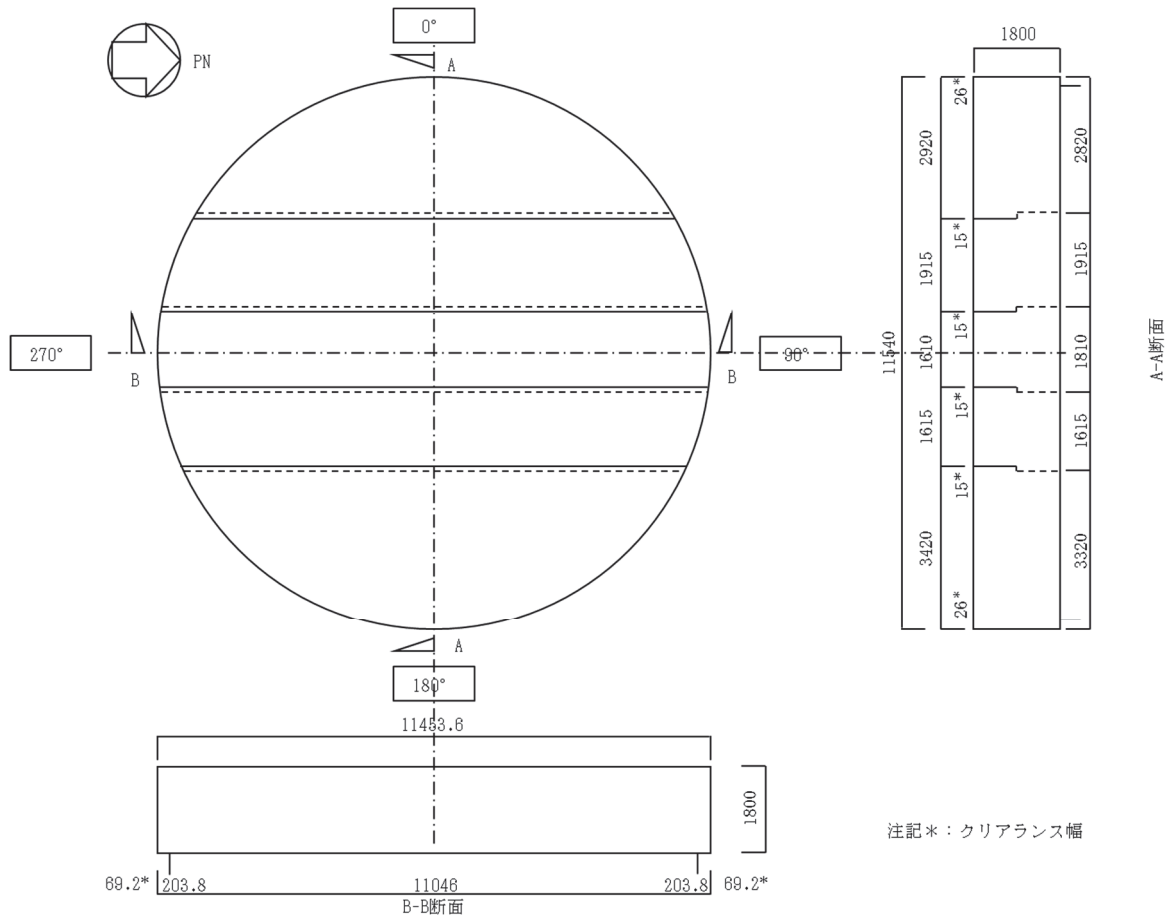


図 2-2 原子炉ウェルカバー概要図(単位 : mm)

2.3 評価方針

原子炉ウェルカバの応力評価は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の「3. 耐震評価方針」に従い実施する。

評価については、「2.2 構造計画」にて示す原子炉ウェルカバの部位を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する箇所において、発生荷重が許容荷重内に収まることを、「4. 耐震評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。地震荷重の設定については、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」により算出された基準地震動 S_s による結果を用いる。

原子炉ウェルカバの耐震評価フローを図 2-3 に示す。

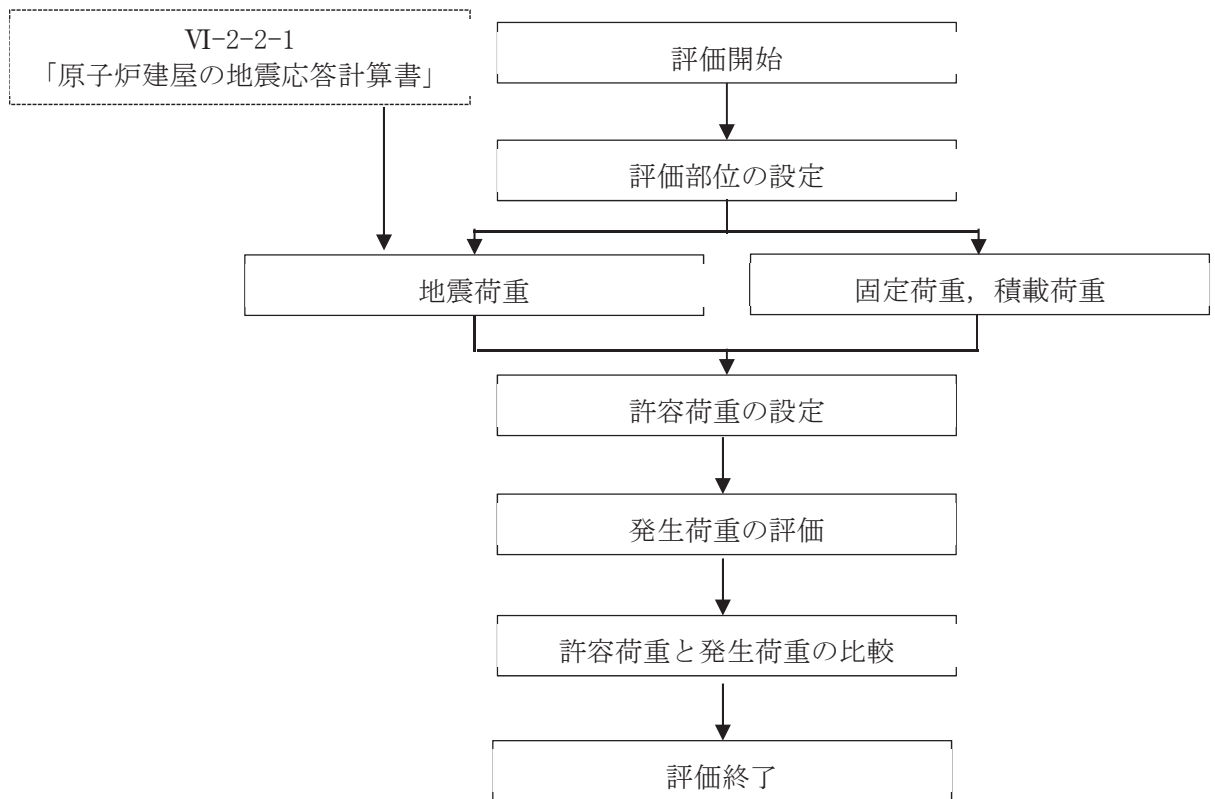


図 2-3 原子炉ウェルカバの耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用規格・基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987(社)日本電気協会
- (2) 建築基準法・同施行令
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—(社)日本建築学会, 1999

3. 評価部位

原子炉ウェルカバーが落下することにより、波及的影響を及ぼさないことを確認する観点から、原子炉ウェルカバー本体及び原子炉建屋躯体の支持部(以下「支持部」という。)を評価部位として選定する。

評価部位を図 3-1 に示す。原子炉ウェルカバー本体は、原子炉建屋の躯体に端部で支持されているため、耐震評価は支持スパンが最も長い中央カバーについて評価を行う。

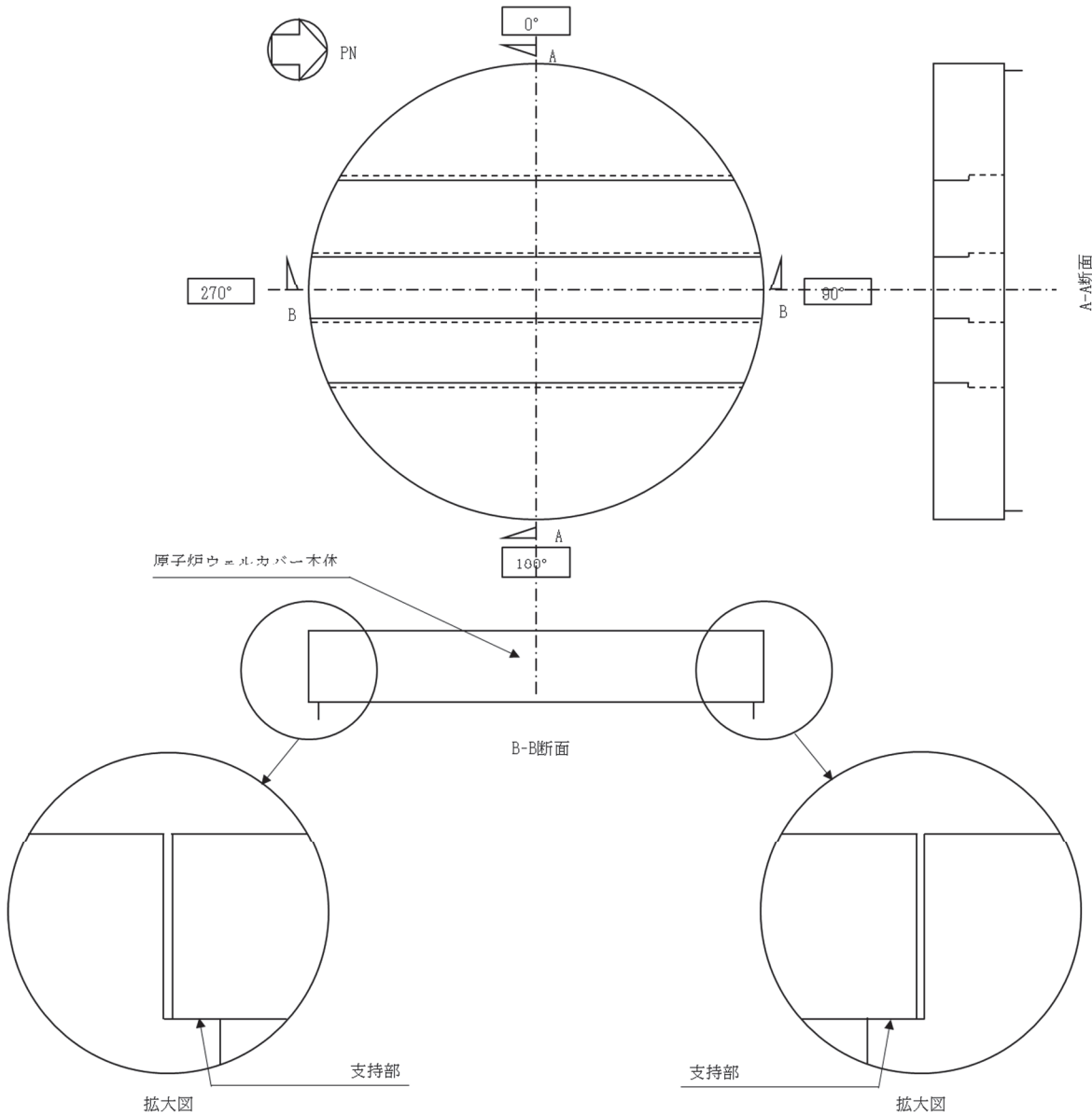


図 3-1 原子炉ウェルカバーの評価部位

4. 耐震評価

4.1 評価概要

原子炉ウェルカバー本体及び支持部に対する評価方法を表 4-1 に示す。

発生荷重が許容荷重より小さいことを確認する。

表 4-1 評価方法

部位	発生荷重	許容荷重
原子炉ウェルカバー 本体	曲げモーメント	許容曲げモーメント
	せん断力	許容せん断力
支持部	圧縮力	許容圧縮力

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 荷重

耐震評価に用いる荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、原子炉ウェルカバーの自重を考慮する。なお、原子炉ウェルカバー本体の単位体積荷重は、鉄筋、コンクリート、鉄板型枠等を考慮して 27kN/m³ とする。

(2) 積載荷重(P)

積載荷重として、1.81kN/m² を考慮する。

(3) 地震荷重(S_s)

地震荷重として、基準地震動 S_s に伴う慣性力を考慮する。鉛直方向の慣性力により原子炉ウェルカバー本体に作用する地震荷重が面外方向に作用するのに対し、水平方向の慣性力により原子炉ウェルカバー本体に作用する水平荷重は剛性の高い面内方向に作用する。また、水平方向の慣性力が作用した際に原子炉ウェルカバー本体を支持する領域は、鉛直方向の慣性力が作用した際に原子炉ウェルカバー本体を支持する領域より広いことから、鉛直方向の慣性力に対して検討を行う。

地震荷重は原子炉ウェルカバー本体の固定荷重と積載荷重の和に評価用鉛直震度 C_v を乗じた下式により算出する。

$$S_s = (G + P) \cdot C_v$$

評価用鉛直震度 C_v は、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」による基準地震動 S_s の地震応答解析結果から算出された、原子炉ウェルカバー本体の設置レベルにおける最大応答鉛直加速度から設定する。最大応答鉛直加速度及び評価用鉛直震度 C_v を表 4-2 に示す。

表 4-2 最大応答鉛直加速度及び評価用鉛直震度

	最大応答鉛直加速度 (m/s ²)			評価用 鉛直震度 C _v	
	ケース 1	ケース 2	ケース 3		
コンクリート 剛性	3.11 地震 シミュレーション	3.11 地震 シミュレーション	3.11 地震 シミュレーション	最大値	
地盤剛性	標準地盤	標準地盤 +σ	標準地盤 -σ		
算出結果	13.81	14.39	13.15	14.39	1.47

4.2.2 荷重の組合せ

評価に用いる荷重の組合せを表 4-3 に示す。

表 4-3 荷重の組合せ

荷重の組合せ
G + P + S _s

4.3 許容荷重

評価に用いる許容荷重を以下に示す。

原子炉ウェルカバー本体の許容曲げモーメント M_a 及び許容せん断力 Q_a は、下式により算出する。

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$Q_a = f_s \cdot B \cdot j$$

$$j = (7/8) \cdot d$$

ここで、

a_t : 引張鉄筋量 (m²)

f_t : 鉄筋の許容引張応力度 (短期) (N/mm²)

j : 曲げ材の応力中心距離 (m)

f_s : コンクリートの許容せん断応力度 (短期) (N/mm²)

B : 原子炉ウェルカバー本体部材幅 (m)

d : 曲げ材の有効せい (m)

支持部の許容圧縮力 N_a は下式により算出する。

$$N_a = f_c \cdot A_c$$

$$A_c = B \cdot \ell$$

ここで、

f_c : コンクリートの許容圧縮応力度(短期) (N/mm²)

A_c : 支持部水平投影面積(m²)

ℓ : かかり代(m)

4.4 使用材料及び材料の許容応力度

コンクリートは普通コンクリートとし、設計基準強度 F_c は32.4 N/mm²とする。鉄筋はSD345を使用する。各使用材料の許容応力度を表4-4及び表4-5に示す。

表 4-4 コンクリートの許容応力度 (単位：N/mm²)

普通コンクリート	設計基準強度 F_c	短期	
		圧縮 f_c	せん断 f_s
	32.4	21.6	1.23

表 4-5 鉄筋の許容応力度 (単位：N/mm²)

鉄筋	材料種別	短期
		引張 f_t
	SD345	345

4.5 荷重評価方法

原子炉ウェルカバー本体に生じる曲げモーメント M 及びせん断力 Q は、単純ばりとして下式により算出する。

$$M = (1/8) \cdot w \cdot L^2$$

$$Q = (1/2) \cdot w \cdot L$$

ここで、

w : 評価用荷重 (kN/m)

L : 支持スパン (m)

支持部には、原子炉ウェルカバー本体からの反力が圧縮力として作用する。支持部に作用する圧縮力 N は、下式により算出する。

$$N = (1/2) \cdot w \cdot L$$

4.6 計算条件

許容荷重及び発生荷重の計算条件を表 4-6 に示す。

表 4-6 許容荷重及び生荷重の計算条件

a_t ($\times 10^{-2} \text{ m}^2$)	j (m)	B (m)	d (m)	A_c (m^2)	ℓ (m)	w (kN/m)	L (m)
1.0103	1.21	1.60	1.38	0.35	0.22	196.05	11.4536

4.7 評価方法

「4.5 荷重評価方法」で求めた曲げモーメント M ，せん断力 Q 及び支持部に作用する圧縮力 N が「4.3 許容荷重」で求めた許容曲げモーメント M_a ，許容せん断力 Q_a 及び許容圧縮力 N_a より小さいことを確認する。

5. 評価結果

原子炉ウェルカバールの耐震評価結果を表 5-1 に示す。各部の発生荷重は許容荷重を下回っており、下部に設置された上位クラス施設であるドライウエルに対して波及的影響を及ぼさないことを確認した。

表 5-1 原子炉ウェルカバールの評価結果

部位	荷重	発生荷重	許容荷重
原子炉ウェルカバール 本体	曲げモーメント (kN・m)	3215	4205
	せん断力 (kN)	1123	2389
支持部	圧縮力 (kN)	1123	7508

VI-2-11-2-12 耐火隔壁の耐震性についての計算書

まえがき

本書は、工事計画認可申請書に添付する波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設のうち耐火隔壁の耐震計算について、説明するものである。

本書は、以下により構成される。

- (1) 耐火隔壁（制御盤）の耐震性についての計算書
- (2) 耐火隔壁（計装ラック）の耐震性についての計算書

(1) 耐火隔壁（制御盤）の耐震性についての計算書

目次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	3
2.3	評価方針	4
2.4	適用規格・基準等	5
2.5	記号の説明	6
2.6	計算精度の数値の丸め方	8
3.	評価部位	9
4.	地震応答解析及び構造強度評価	9
4.1	地震応答解析及び構造強度評価方法	9
4.2	荷重の組合せ及び許容応力	9
4.2.1	荷重の組合せ及び許容応力状態	9
4.2.2	許容応力	9
4.2.3	使用材料の許容応力評価条件	9
4.3	解析モデル及び諸元	12
4.4	固有周期	15
4.4.1	耐火隔壁（制御盤）	15
4.5	設計用地震力	17
4.6	計算方法	18
4.6.1	フレーム部材の応力計算方法	18
4.6.2	基礎ボルトの計算方法	18
4.7	計算条件	19
4.8	応力の評価	19
4.8.1	フレーム部材の応力評価	19
4.8.2	基礎ボルトの応力評価	20
5.	評価結果	21
5.1	設計基準対象施設としての評価結果	21

1. 概要

本計算書は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき、耐火隔壁が基準地震動 S_s による地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、上位クラス施設に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

耐火隔壁（制御盤）は、制御建屋に設置する。耐火隔壁（制御盤）の設置位置を図 2-1 に示す。

本資料では、図 2-1 に示す耐火隔壁（制御盤）の耐震性について示す。

対象とした耐火隔壁（制御盤）は、表 2-1 に示すように、上位クラス施設である制御盤の間に設置されており、耐火隔壁（制御盤）の転倒に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

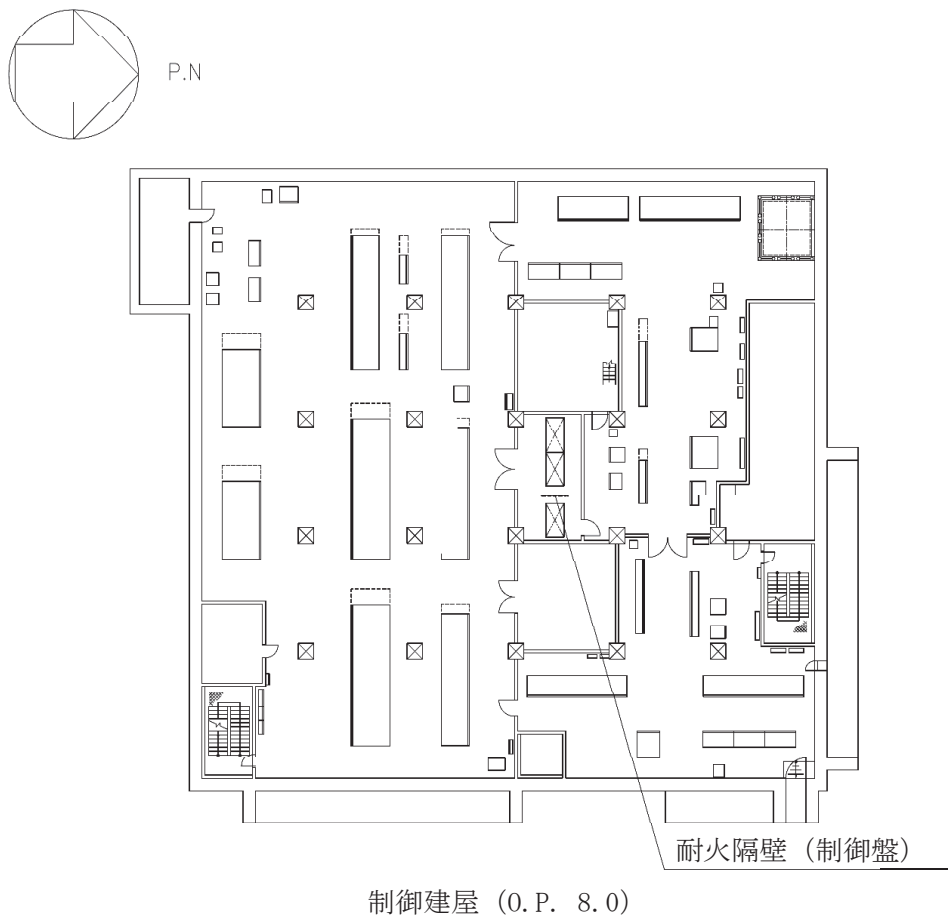


図 2-1 耐火隔壁（制御盤）の設置位置

2.2 構造計画

耐火隔壁（制御盤）の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
耐火隔壁（制御盤）は、基礎ボルトにより建屋躯体である床及び壁に固定される。	耐火隔壁（制御盤）を形成する耐火材 <div style="border: 1px solid black; width: 100px; height: 15px; margin-bottom: 5px;"></div> は、鋼製のフレーム部材により支持し、鋼製のフレーム部材（支柱）は基礎ボルトにより建屋躯体である床及び壁に固定される。	

2.3 評価方針

耐火隔壁（制御盤）の応力評価は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に従い実施する。

評価については、「2.2 構造計画」にて示す耐火隔壁の部位を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する箇所において、「4.3 解析モデル及び諸元」及び「4.4 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを、「4. 地震応答解析及び構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

耐火隔壁の耐震評価フローを図 2-2 に示す。

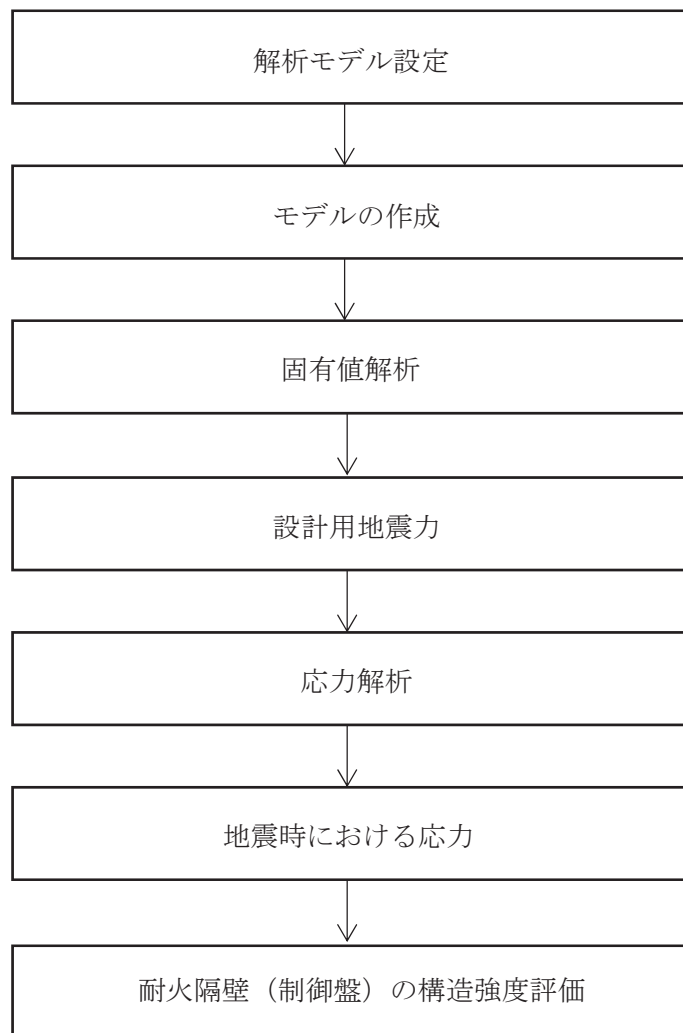


図 2-2 耐火隔壁（制御盤）の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補-1984）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- ・ 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）
- ・ J S M E S N C 1-2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
- ・ 鋼構造設計基準 一許容応力度設計法一（日本建築学会，2005）
- ・ 日本産業規格（J I S）

2.5 記号の説明

表 2-2 耐火隔壁（制御盤）の応力評価に用いる記号の定義（1/2）

記号	記号の説明	単位
A_{rea}	R_1 軸方向の力を受けるフレームの断面積	mm^2
A_{s1}	R_2 軸方向の力を受けるフレームの断面積	mm^2
A_{s2}	R_3 軸方向の力を受けるフレームの断面積	mm^2
d	ボルトの呼び径	mm
A_b	基礎ボルトの軸断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
E	フレームの縦弾性係数	MPa
F^*	設計・建設規格 SSB-3121.3 に定める値	MPa
σ_a	フレームに生じる組合せ応力	MPa
σ_b	フレームに生じる曲げ応力	MPa
τ_s	フレームに生じるせん断応力	MPa
σ_t	フレームに生じる引張応力	MPa
F_b	基礎ボルトに作用する引張力(1 本あたり)	N
Q_b	基礎ボルトに作用するせん断力	N
τ_{bs}	基礎ボルトに生じるせん断応力	MPa
σ_{bt}	基礎ボルトに生じる引張応力	MPa
f_b	許容曲げ応力	MPa
f_s	許容せん断応力	MPa
f_t	許容引張応力	MPa
f_{ts}	せん断応力を同時に受けるボルトの許容引張応力	MPa
f_{to}	ボルトの許容引張応力	MPa
f_{sb}	ボルトの許容せん断応力	MPa
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
L	基礎ボルト間の距離	mm

表 2-2 耐火隔壁（制御盤）の応力評価に用いる記号の定義（2/2）

記号	記号の説明	単位
M_1	R_1 軸廻りのモーメント	$N \cdot mm$
M_2	R_2 軸廻りのモーメント	$N \cdot mm$
M_3	R_3 軸廻りのモーメント	$N \cdot mm$
n	固定端 1 箇所あたりの基礎ボルトの本数	—
n_f	評価上引張力を受けるとして期待する基礎ボルトの本数	—
R_1	R_1 軸方向の力	N
R_2	R_2 軸方向の力	N
R_3	R_3 軸方向の力	N
S_u	設計・建設規格付録材料図表 part5 表 9 に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格付録材料図表 part5 表 8 に定める値	MPa
Z_1	R_3 軸廻りのモーメント M_3 を受けるフレームの断面係数	mm^3
Z_2	R_2 軸廻りのモーメント M_2 を受けるフレームの断面係数	mm^3
Z_{p1}	R_2 軸方向の応力を組合せる時のモーメント M_1 を受けるねじり断面係数	mm^3
Z_{p2}	R_3 軸方向の応力を組合せる時のモーメント M_1 を受けるねじり断面係数	mm^3

2.6 計算精度の数値の丸め方

精度は、有効数字 6 桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は表 2-3 に示すとおりとする。

表 2-3 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
縦弾性係数	MPa	有効数字 4 桁目	四捨五入	有効数字 3 桁
断面係数	mm ³	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁
断面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁
寸法	mm	公称寸法を採用		
固有周期	s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
温度	℃	小数点以下第 1 位	四捨五入	整数
モーメント	N・mm	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁
力	N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁
降伏点	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位
算出応力	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
裕度	—	小数点以下第 3 位	切捨て	小数点以下第 2 位

3. 評価部位

耐火隔壁（制御盤）の耐震評価は、「4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法」に示す条件に基づき、耐震評価上厳しくなるフレーム部材および基礎ボルトについて実施する。耐火隔壁（制御盤）の耐震評価部位については、表 2-1 の概略構造図に示す。

4. 地震応答解析及び構造強度評価

4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法

- (1) 耐火隔壁（制御盤）を形成する耐火材 は、鋼製のフレーム部材により支持し、鋼製のフレーム部材（支柱）は基礎ボルトにより建屋躯体である床及び壁に固定される。
- (2) 地震力は、耐火隔壁（制御盤）に対して水平方向及び鉛直方向から作用するものとし、組み合わせるものとする。
- (3) 動的地震力による解析は固有周期解析の結果、1次固有振動数が 20Hz 以上の場合は剛構造として 1.2ZPA の加速度を静的に作用させた静的解析を行い、20Hz 未満の場合は柔構造としてスペクトルモーダル解析を行う。
- (4) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

4.2 荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

耐火隔壁（制御盤）の荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-1 に示す。

4.2.2 許容応力

耐火隔壁（制御盤）の許容応力は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき表 4-2 に示す。

4.2.3 使用材料の許容応力評価条件

耐火隔壁（制御盤）の使用材料の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-3 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分	機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他	耐火隔壁（制御盤）	C	—*	$D + P_D + M_D + S_s$	IV _{AS}

注記*：その他支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-2 許容応力（その他支持構造物）

許容応力状態	許容限界 ^{*1, *3} (ボルト以外)			許容限界 ^{*2} (ボルト)	
	一次応力			一次応力	
	引張り	せん断	曲げ	引張り	せん断
IV _{AS}	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$	$1.5 \cdot f_b^*$	$1.5 \cdot f_t^*$	$1.5 \cdot f_s^*$

注記*1：鋼構造設計規準（日本建築学会 2005 改定）等の幅厚比の制限を満足させる。

*2：応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対しても評価を行う。

*3：当該の応力が生じない場合、規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

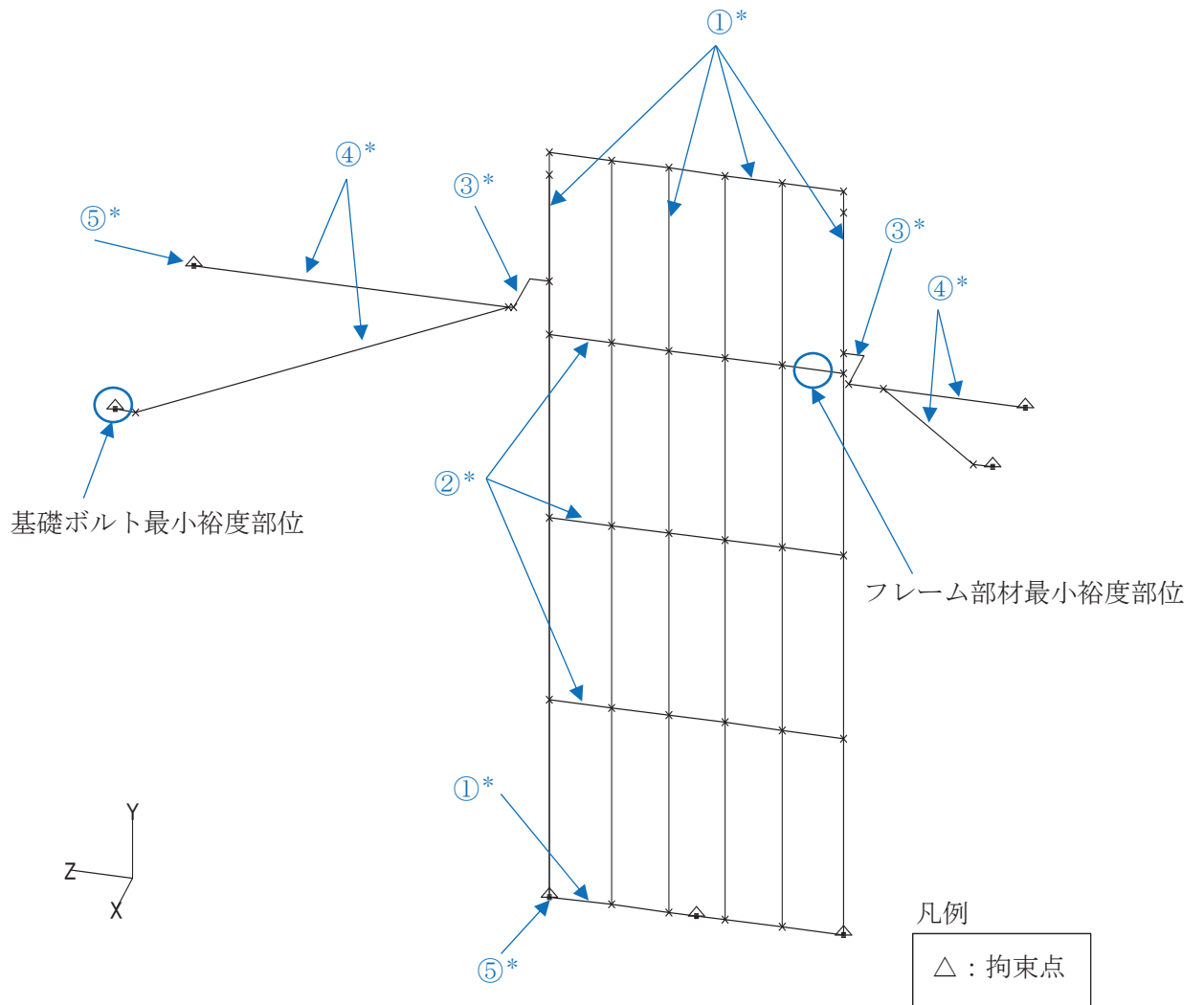
表 4-3 使用材料の許容応力評価条件 (設計基準対象施設)

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)
		フレーム部材		周囲環境温度	40	—	245
基礎ボルト	周囲環境温度	40		—	215	400	—

4.3 解析モデル及び諸元

耐火隔壁（制御盤）の解析モデルを図 4-1 に、解析モデルの概要を以下に示す。また、機器の諸元を本計算書の【耐火隔壁（制御盤）の耐震性についての計算結果】の機器要目に示す。

- (1) 耐火隔壁（制御盤）を構成するフレーム部材をはり要素でモデル化した FEM モデルを用いる。
- (2) 拘束条件は、ベースプレート固定基礎ボルト位置において完全拘束とする。
- (3) モデルの全体質量についてはフレーム部材及び耐火材の質量を加味する。
- (4) 解析コードは、「NX NASTRAN」を使用し、固有周期及び荷重を求める。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、「VI-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・NX NASTRAN」に示す。



注記*: 各部材の諸元については、表 4-4 解析モデルの諸元に示す。

図 4-1 耐火隔壁（制御盤）解析モデル

表 4-4 解析モデルの諸元

	番号	材料	諸元 (数値)	縦弾性 係数 (MPa)	断面積 (mm ²)	断面二次モーメント (mm ⁴)	
						強軸	弱軸
フレーム 部材	①						
	②						
	③						
	④						
基礎ボルト	⑤						
温度条件 (°C)	—	—	40	—	—	—	—
質量 (kg)	—	—	1060	—	—	—	—
ポアソン比	—	—	0.3	—	—	—	—

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.4 固有周期

4.4.1 耐火隔壁（制御盤）

耐火隔壁（制御盤）の固有周期解析の結果を表 4-5 に示す。

表 4-5 固有周期解析結果

モード	方向	固有周期 (s)
1 次	水平 (X 方向)	[Redacted]
15 次	鉛直 (Y 方向)	
4 次	水平 (Z 方向)	

O 2 ⑥ VI-2-11-2-12(1) R 4

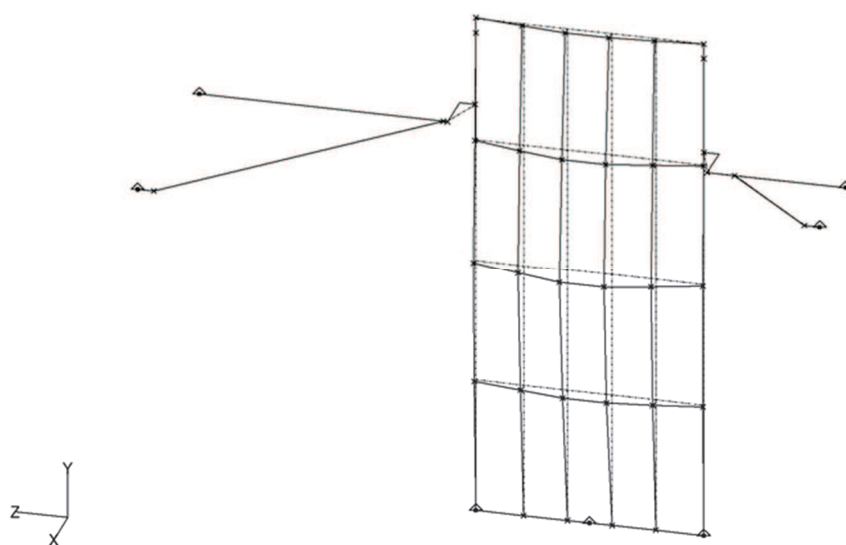


図 4-2 耐火隔壁（制御盤） 1 次固有振動モード図 (X 方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

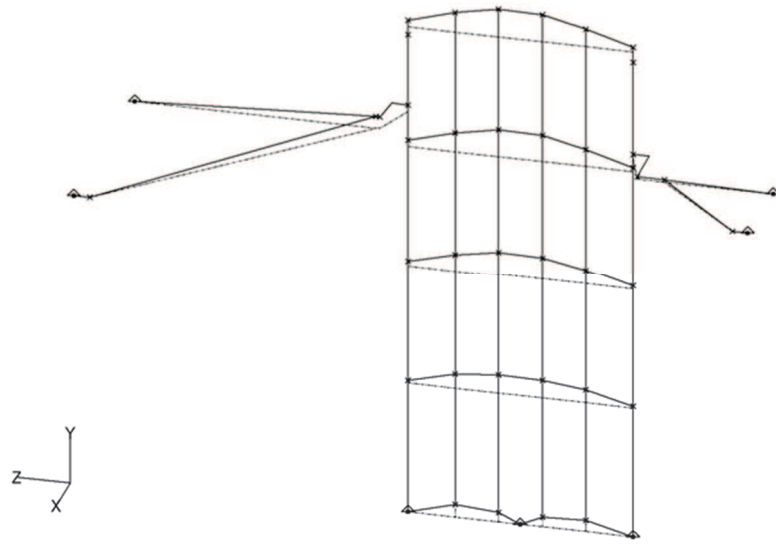


图 4-3 耐火隔壁（制御盤） 15 次固有振動モード図（Y 方向）

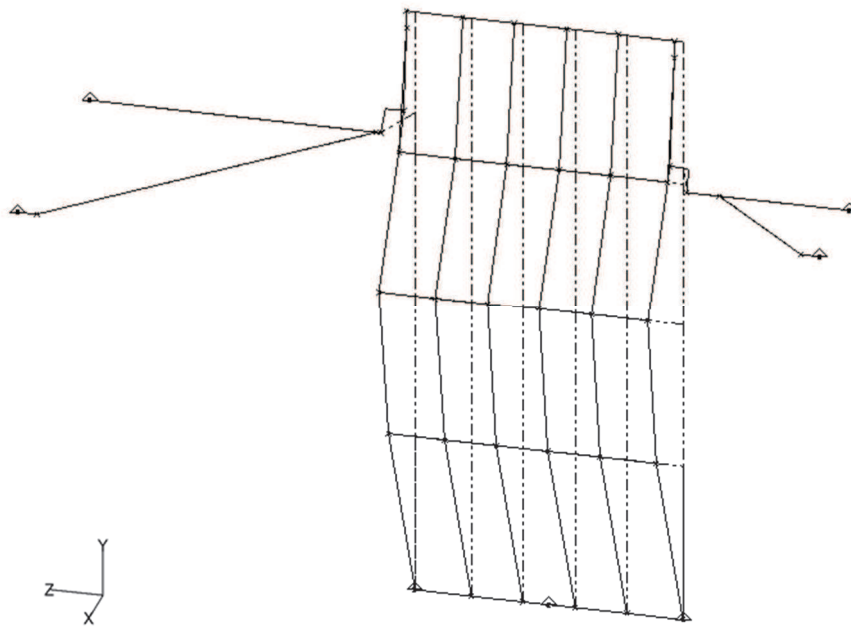


图 4-4 耐火隔壁（制御盤） 4 次固有振動モード図（Z 方向）

4.5 設計用地震力

設計用地震力は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」にて示す耐火隔壁設置位置の上階下階のうちいずれか大きい方の基準地震動 S_s により定まる応答加速度を用いる。応答加速度から算出した設計震度を表 4-6 に示す。

表 4-6 地震荷重の算出に用いる設計震度

設置場所及び床面高さ (m)		設計震度	
		水平方向	鉛直方向
制御建屋	O.P. 8.0 (O.P. 15.0 ^{*1})	2.25 ^{*2}	1.39 ^{*2}

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：耐火隔壁（制御盤）は基礎ボルトにより建屋躯体である床及び壁に固定されるため、設置床上下階のうちいずれか大きい方の基準地震動 S_s により定まる応答加速度を用いる。

4.6 計算方法

4.6.1 フレーム部材の応力計算方法

モデルを用いて解析を行い、フレーム部材に生じる引張応力、せん断応力、曲げ応力ならびに組合せ応力が、許容応力以下となることを確認する。

引張応力

$$\sigma_t = \frac{R_1}{A_{rea}}$$

せん断応力

$$\tau_s = \text{Max} \left[\left(\frac{R_2}{A_{s1}} \right) + \left(\frac{M_1}{Z_{p1}} \right), \left(\frac{R_3}{A_{s2}} \right) + \left(\frac{M_1}{Z_{p2}} \right) \right]$$

曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{M_2}{Z_2} + \frac{M_3}{Z_1}$$

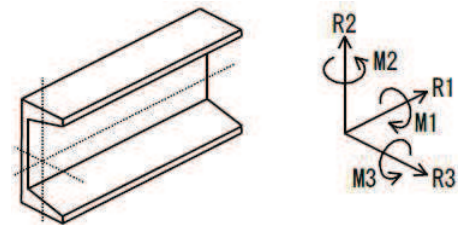


図4-5 フレーム部材応力評価方向

組合せ応力

$$\sigma_a = \sqrt{(\sigma_t + \sigma_b)^2 + 3 \cdot \tau_s^2}$$

4.6.2 基礎ボルトの計算方法

基礎ボルトに生じる引張応力、せん断応力並びに組合せ応力が、許容応力以下となることを確認する。

引張応力

$$\sigma_{bt} = \frac{F_b}{A_b}$$

ここで、基礎ボルトの断面積 A_b は次式により求める。

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2$$

ただし、 F_b が負のときボルトには引張力が生じないので、引張応力の計算は行わない。

せん断応力

$$\tau_{bs} = \frac{Q_b}{n A_b}$$

4.7 計算条件

応力解析に用いる自重及び荷重（地震荷重）は、本計算書の【耐火隔壁（制御盤）の耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.8 応力の評価

4.8.1 フレーム部材の応力評価

4.6.1 項で求めた各応力が下表で定めた許容応力以下であること。ただし、許容組合せ応力は f_t 以下であること。

	基準地震動 S_s による 荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_t	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_s	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$
許容曲げ応力 f_b	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$

4.8.2 基礎ボルトの応力評価

4.6.2 項で求めた基礎ボルトの引張応力 σ_{bt} は許容引張応力 f_{ts} 以下であること。ただし、 f_{to} は下表による。

$$f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_{bs}, f_{to}]$$

せん断応力 τ はせん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。ただし、 f_{sb} は下表による。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{to}	$\frac{F^*}{2} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

5. 評価結果

5.1 設計基準対象施設としての評価結果

耐火隔壁（制御盤）の設計基準対象施設として、フレーム部材および基礎ボルトの最小裕度部位の耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることにより波及的影響を及ぼさないことを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

【耐火隔壁（制御盤）の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		基準地震動 S_s		周辺環境温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	
耐火隔壁 (制御盤)	C	制御建屋 O.P. 8.0 (O.P. 15.0*1)			$C_H=2.25^{*2}$	$C_V=1.39^{*2}$	40

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：耐火隔壁（制御盤）は基礎ボルトにより建屋躯体である床及び壁に固定されるため、設置床上下階のうちいずれか大きい方の階の基準地震動 S_s により定まる応答加速度を用いる。

1.2 機器要目

1.2.1 フレーム部材

部材	E (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)	A_{rea} (mm ²)	Z_1 (mm ³)	Z_2 (mm ³)	A_{s1} (mm ²)	A_{s2} (mm ²)	Z_{p1} (mm ³)	Z_{p2} (mm ³)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

1.2.2 基礎ボルト

部材	E (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)	A _b (mm ²)	d (mm)	n	n _f	L (mm)

1.3 計算数値

1.3.1 フレーム部材に作用する部材力

部材	R ₁ (N)	R ₂ (N)	R ₃ (N)	M ₁ (N・mm)	M ₂ (N・mm)	M ₃ (N・mm)

1.3.2 基礎ボルトに作用する発生力

部材	F _b (N)	Q _b (N)

1.4 結論

1.4.1 固有周期 (単位：s)

モード	方向	固有周期
1次	水平 (X 方向)	
15次	鉛直 (Y 方向)	
4次	水平 (Z 方向)	

1.4.2 応力 (単位：MPa)

部材	材料	応力	基準地震動 S _s	
			算出応力	許容応力
フレーム部材		引張	$\sigma_t = 5$	$f_t = 280$
		せん断	$\tau_s = 9$	$f_s = 161$
		曲げ	$\sigma_b = 33$	$f_b = 280$
		組合せ (引張+曲げ+せん断)	$\sigma_a = 41$	$f_t = 280$
基礎ボルト		引張	$\sigma_{bt} = 28$	$f_{ts} = 154^*$
		せん断	$\tau_{bs} = 31$	$f_{sb} = 119$

すべて許容応力以下である。

注記* : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_{bs}, f_{to}]$ より算出

(2) 耐火隔壁（計装ラック）の耐震性についての計算書

目次

1.	概要	1
2.	一般事項	2
2.1	配置概要	2
2.2	構造計画	8
2.3	評価方針	10
2.4	適用規格・基準等	11
2.5	記号の説明	12
2.6	計算精度の数値の丸め方	14
3.	評価部位	15
4.	地震応答解析及び構造強度評価	15
4.1	地震応答解析及び構造強度評価方法	15
4.2	荷重の組合せ及び許容応力	15
4.2.1	荷重の組合せ及び許容応力状態	15
4.2.2	許容応力	15
4.2.3	使用材料の許容応力評価条件	15
4.3	解析モデル及び諸元	19
4.4	固有周期	24
4.4.1	耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))	24
4.4.2	耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域))	26
4.5	設計用地震力	28
4.6	計算方法	29
4.6.1	フレーム部材の応力計算方法	29
4.6.2	基礎ボルトの計算方法	29
4.7	計算条件	30
4.8	応力の評価	30
4.8.1	フレーム部材の応力評価	30
4.8.2	基礎ボルトの応力評価	31
5.	評価結果	32
5.1	設計基準対象施設としての評価結果	32
5.2	重大事故等対処設備としての評価結果	32

1. 概要

本計算書は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定している耐震評価方針に基づき、耐火隔壁が基準地震動 S_s による地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、上位クラス施設に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

耐火隔壁（計装ラック）は鋼製であり，原子炉建屋に設置する。耐火隔壁（計装ラック）の設置位置を図 2-1～図 2-5 に示す。

本資料では，図 2-1～図 2-5 に示す耐火隔壁のうち，構造強度評価の評価部位である基礎ボルトとフレーム部材においてそれぞれ最も裕度が厳しい耐火隔壁を代表として，耐震性について示す。

対象とした耐火隔壁（計装ラック）は，表 2-1 に示すように，上位クラス施設である計測装置の周囲に設置されており，耐火隔壁（計装ラック）の転倒に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

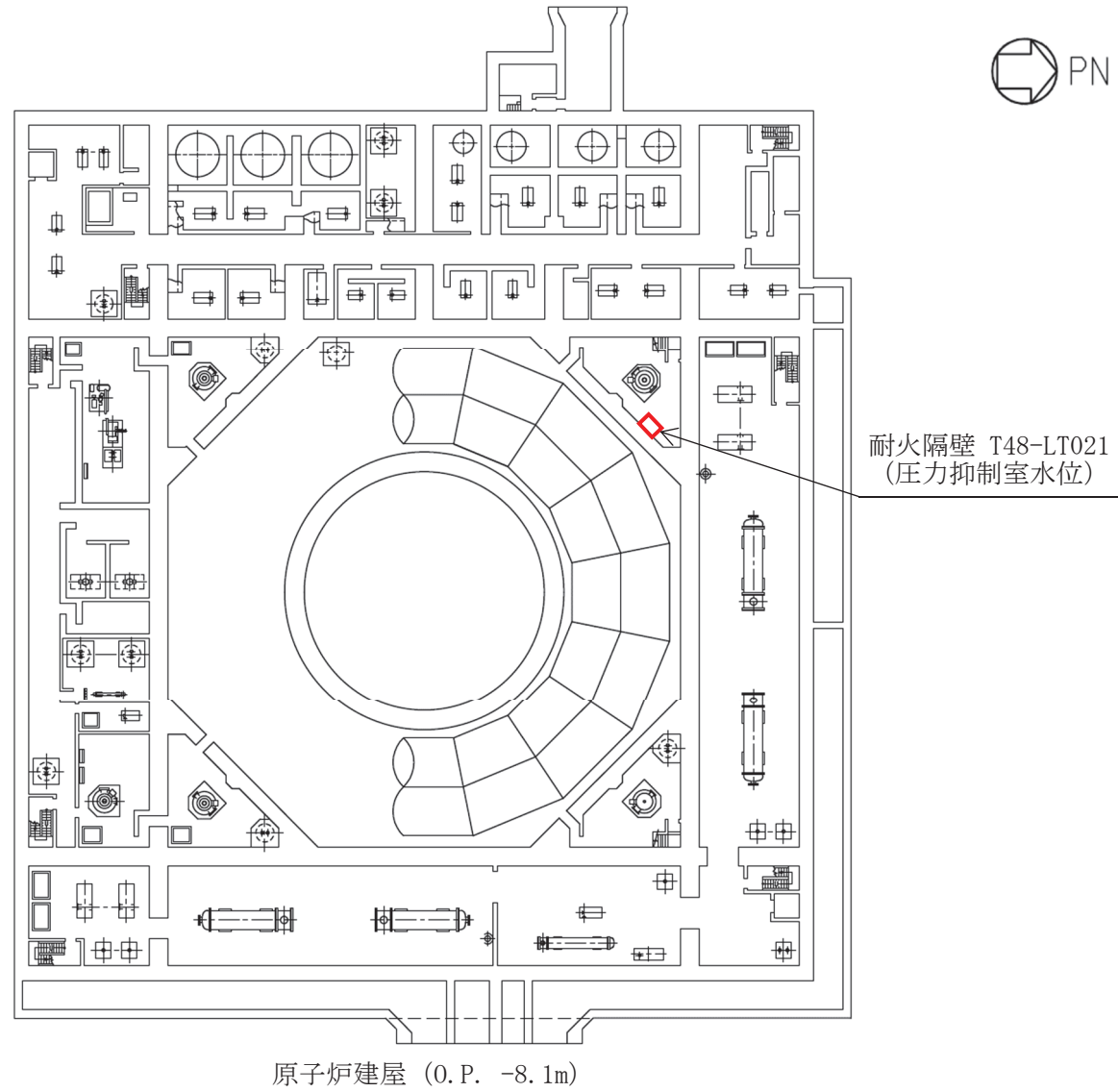


図 2-1 耐火隔壁 T48-LT021 (压力抑制室水位) の設置位置

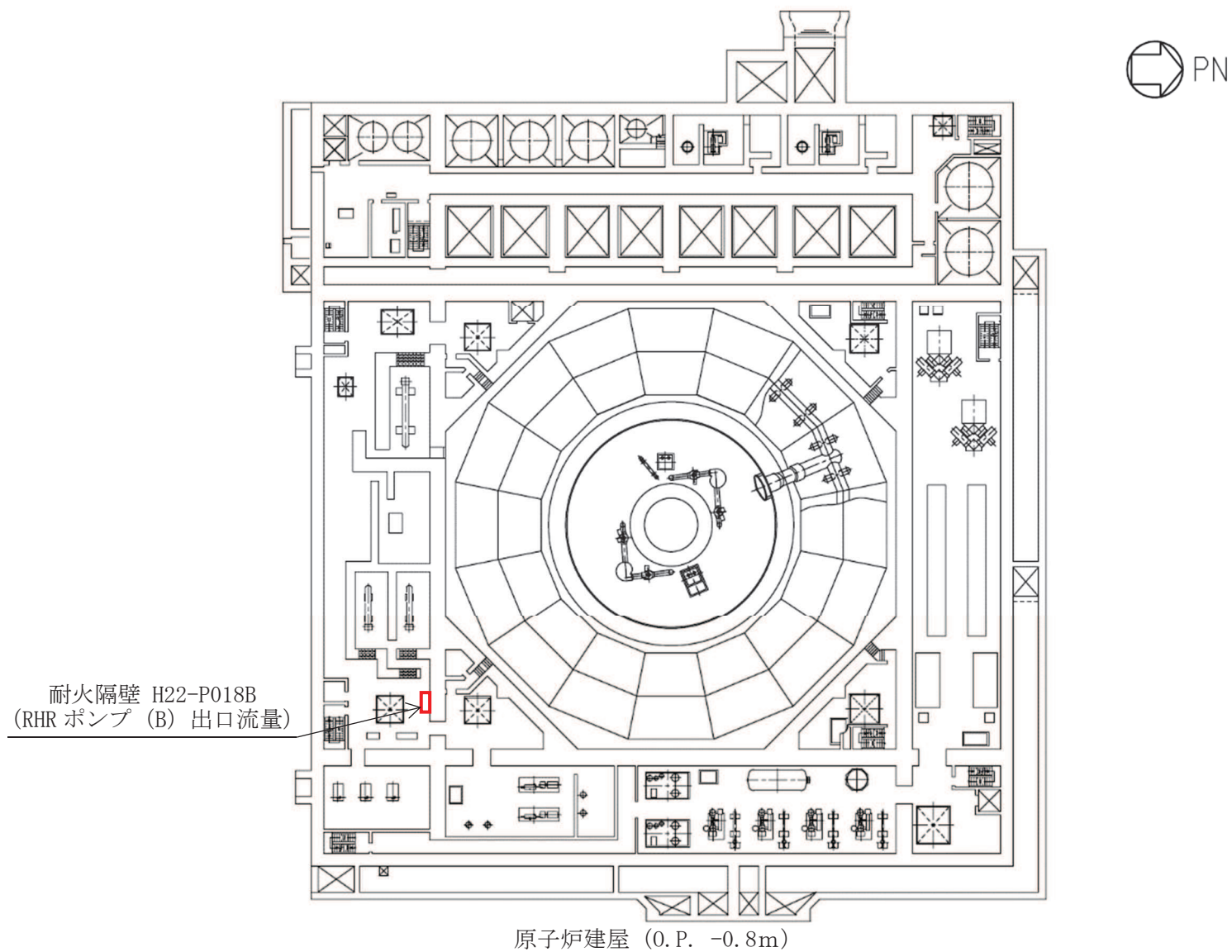


図 2-2 耐火隔壁 H22-P018B (RHR ポンプ (B) 出口流量) の設置位置

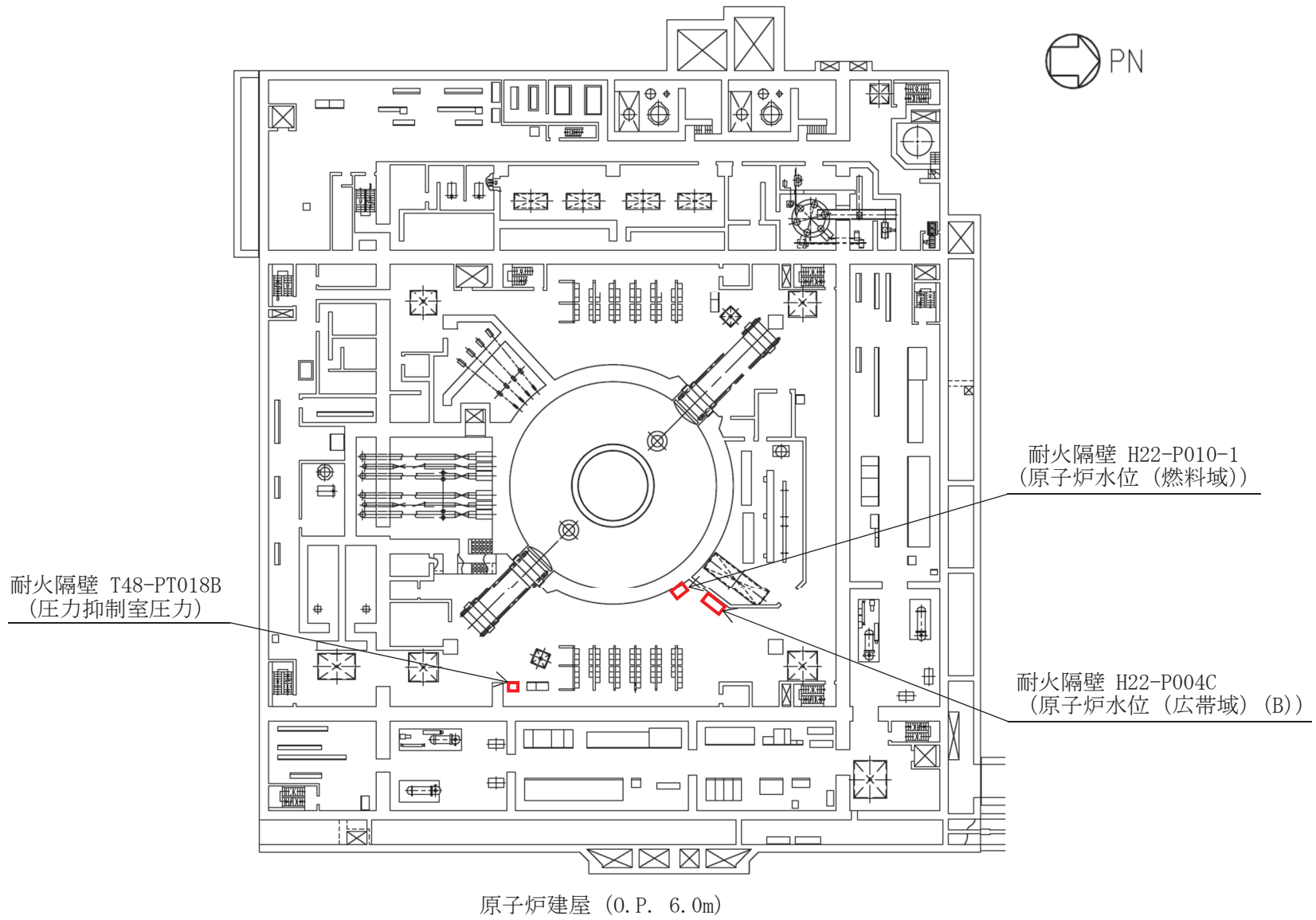
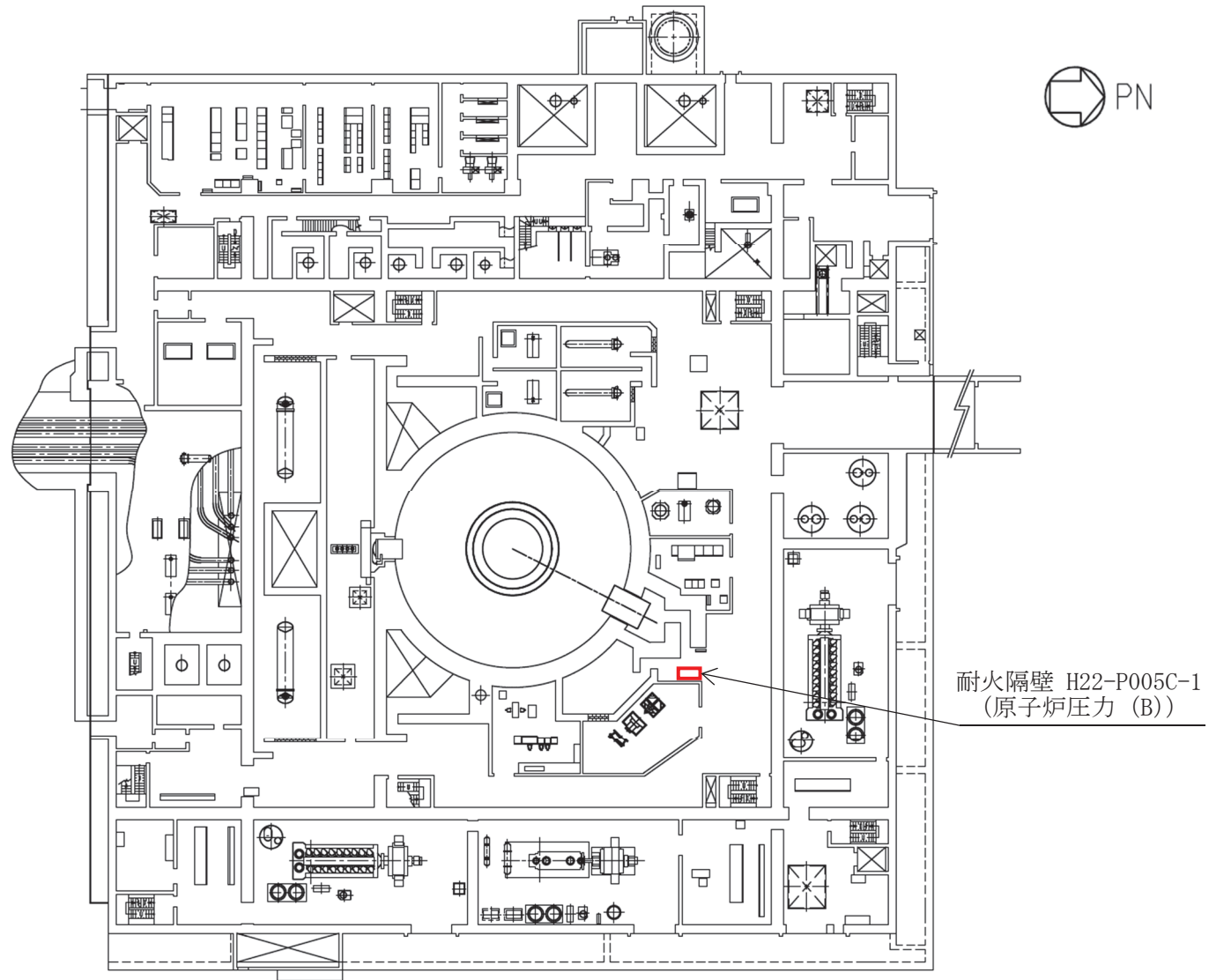
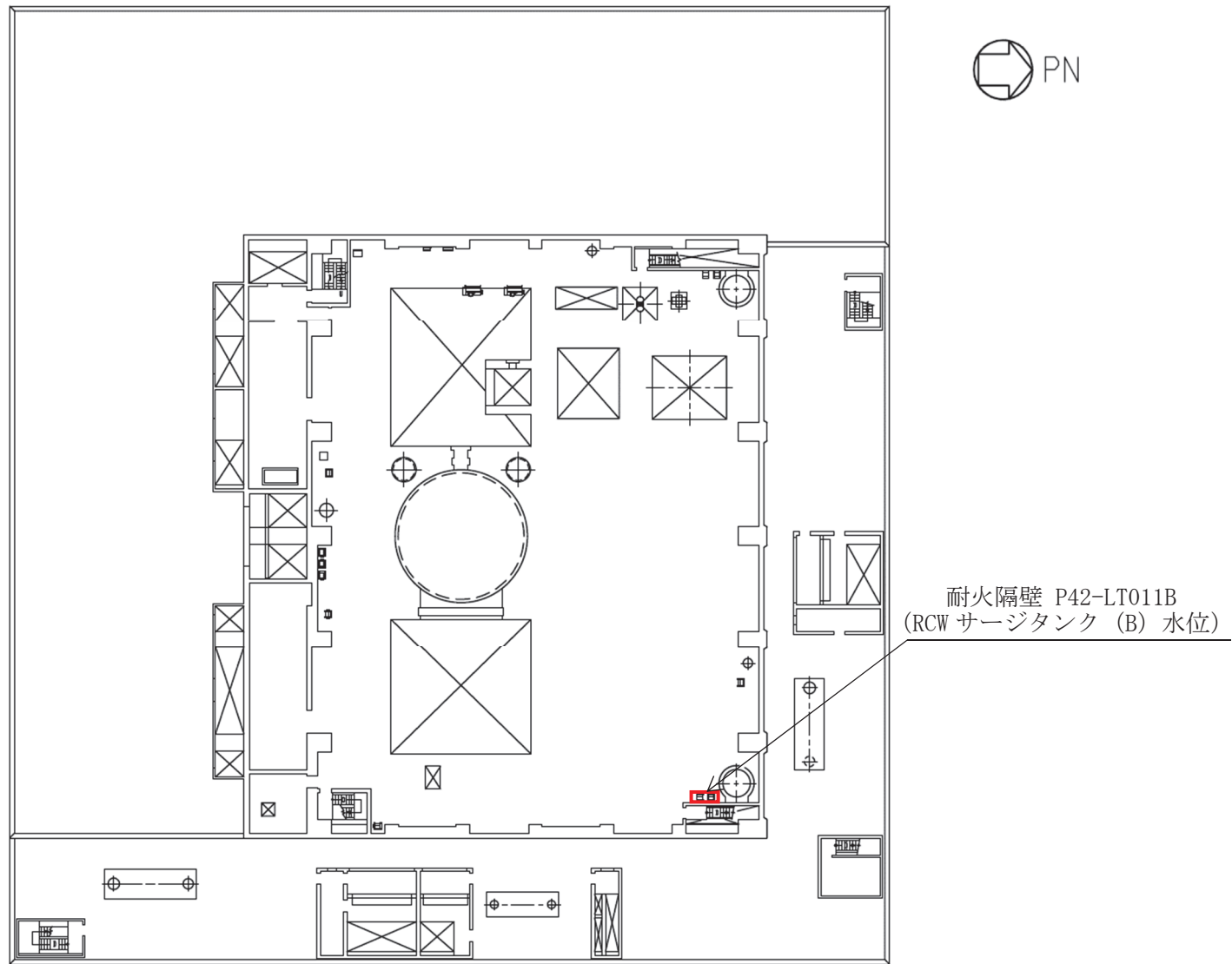


図 2-3 耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域)), H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B)), T48-PT018B (压力抑制室压力) の設置位置



原子炉建屋 (O.P. 15.0m)

図 2-4 耐火隔壁 H22-P005C-1 (原子炉圧力 (B)) の設置位置



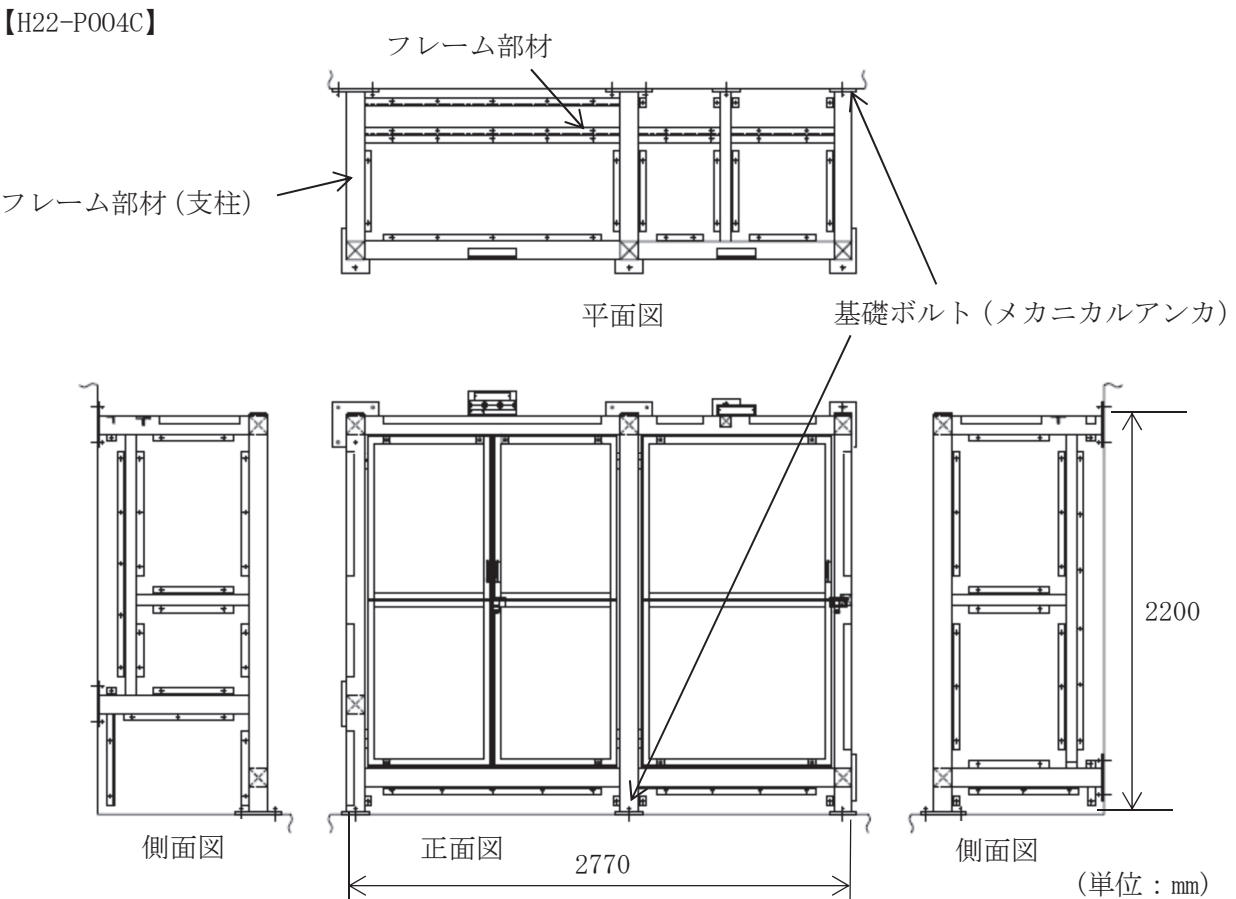
原子炉建屋 (O.P. 33.2m)

図 2-5 耐火隔壁 P42-LT011B (RCW サージタンク (B) 水位) の設置位置

2.2 構造計画

耐火隔壁（計装ラック）の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画（1/2）

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
耐火隔壁（計装ラック）は、基礎ボルトにより建屋躯体である床及び壁に固定される。	耐火隔壁（計装ラック）を形成する鋼板（発泡性耐火被覆 付）は、鋼製のフレーム部材により支持し、鋼製のフレーム部材（支柱）は基礎ボルトにより建屋躯体である床及び壁に固定される。	<p>【H22-P004C】</p>  <p>側面図</p> <p>正面図 2770</p> <p>側面図 2200</p> <p>(単位：mm)</p>

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 2-1 構造計画 (2/2)

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
耐火隔壁（計装ラック）は、基礎ボルトにより建屋躯体である床及び壁に固定される。	耐火隔壁（計装ラック）を形成する鋼板（発泡性耐火被覆 [] 付）は、鋼製のフレーム部材により支持し、鋼製のフレーム部材（支柱）は基礎ボルトにより建屋躯体である床及び壁に固定される。	<p>【H22-P010-1】</p> <p>基礎ボルト (メカニカルアンカ)</p> <p>フレーム部材</p> <p>平面図</p> <p>正面図</p> <p>側面図</p> <p>フレーム部材 (支柱)</p> <p>2440</p> <p>1850</p> <p>(単位: mm)</p>

6

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.3 評価方針

耐火隔壁（計装ラック）の応力評価は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に従い実施する。

評価については、「2.2 構造計画」にて示す耐火隔壁の部位を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する箇所において、「4.3 解析モデル及び諸元」及び「4.4 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを、「4. 地震応答解析及び構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

耐火隔壁（計装ラック）の耐震評価フローを図 2-6 に示す。

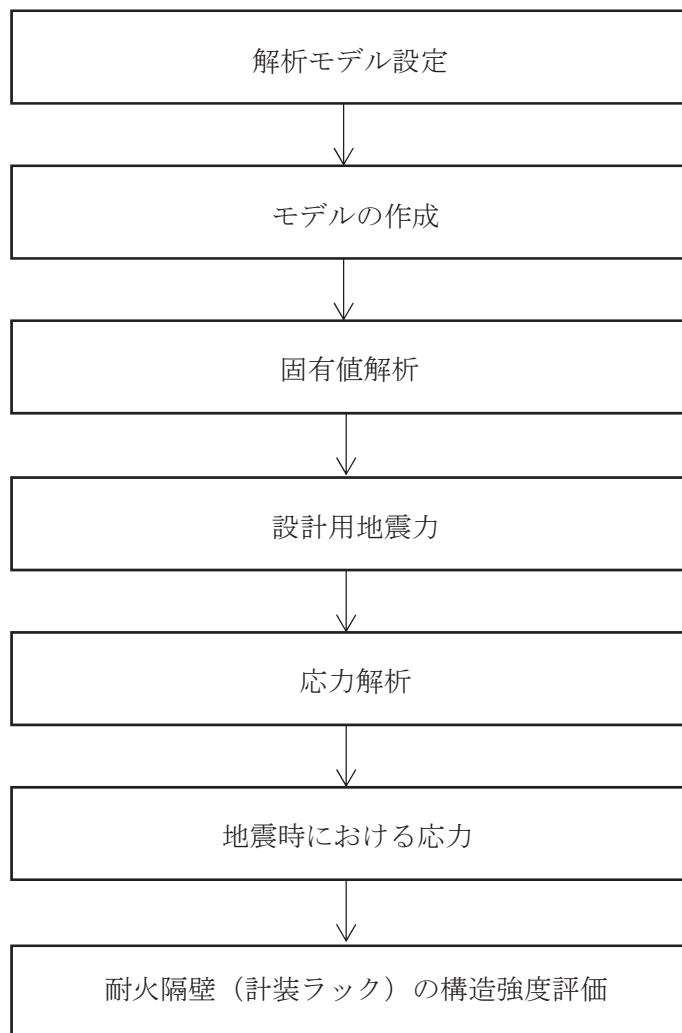


図 2-6 耐火隔壁（計装ラック）の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補-1984）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- ・ 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）
- ・ J S M E S N C 1-2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
- ・ 鋼構造設計基準 一許容応力度設計法一（日本建築学会，2005）
- ・ 日本産業規格（J I S）

2.5 記号の説明

表 2-2 耐火隔壁（計装ラック）の応力評価に用いる記号の定義（1/2）

記号	記号の説明	単位
$A_{r e a}$	R_1 軸方向の力を受けるフレームの断面積	mm^2
$A_{s 1}$	R_2 軸方向の力を受けるフレームの断面積	mm^2
$A_{s 2}$	R_3 軸方向の力を受けるフレームの断面積	mm^2
d	ボルトの呼び径	mm
A_b	基礎ボルトの軸断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
E	フレームの縦弾性係数	MPa
F^*	設計・建設規格 SSB-3121.3 に定める値	MPa
σ_a	フレームに生じる組合せ応力	MPa
σ_b	フレームに生じる曲げ応力	MPa
τ_s	フレームに生じるせん断応力	MPa
σ_t	フレームに生じる引張応力	MPa
F_b	基礎ボルトに作用する引張力(1 本あたり)	N
Q_b	基礎ボルトに作用するせん断力	N
$\tau_{b s}$	基礎ボルトに生じるせん断応力	MPa
$\sigma_{b t}$	基礎ボルトに生じる引張応力	MPa
f_b	許容曲げ応力	MPa
f_s	許容せん断応力	MPa
f_t	許容引張応力	MPa
$f_{t s}$	せん断応力を同時に受けるボルトの許容引張応力	MPa
$f_{t o}$	ボルトの許容引張応力	MPa
$f_{s b}$	ボルトの許容せん断応力	MPa
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
L	基礎ボルト間の距離	mm

表 2-2 耐火隔壁（計装ラック）の応力評価に用いる記号の定義（2/2）

記号	記号の説明	単位
M_1	R_1 軸廻りのモーメント	$N \cdot mm$
M_2	R_2 軸廻りのモーメント	$N \cdot mm$
M_3	R_3 軸廻りのモーメント	$N \cdot mm$
n	固定端 1 箇所あたりの基礎ボルトの本数	—
n_{FH}	評価上引張力を受けるとして期待する基礎ボルトの本数（水平方向）	—
n_{FV}	評価上引張力を受けるとして期待する基礎ボルトの本数（鉛直方向）	—
R_1	R_1 軸方向の力	N
R_2	R_2 軸方向の力	N
R_3	R_3 軸方向の力	N
S_u	設計・建設規格付録材料図表 part5 表 9 に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格付録材料図表 part5 表 8 に定める値	MPa
Z_1	R_3 軸廻りのモーメント M_3 を受けるフレームの断面係数	mm^3
Z_2	R_2 軸廻りのモーメント M_2 を受けるフレームの断面係数	mm^3
Z_{p1}	R_2 軸方向の応力を組合せる時のモーメント M_1 を受けるねじり断面係数	mm^3
Z_{p2}	R_3 軸方向の応力を組合せる時のモーメント M_1 を受けるねじり断面係数	mm^3

2.6 計算精度の数値の丸め方

精度は、有効数字 6 桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は表 2-3 に示すとおりとする。

表 2-3 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
縦弾性係数	MPa	有効数字 4 桁目	四捨五入	有効数字 3 桁
断面係数	mm ³	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁
断面積	mm ²	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁
寸法	mm	公称寸法を採用		
固有周期	s	小数点以下第 4 位	四捨五入	小数点以下第 3 位
温度	℃	小数点以下第 1 位	四捨五入	整数
モーメント	N・mm	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁
力	N	有効数字 5 桁目	四捨五入	有効数字 4 桁
降伏点	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第 1 位	切捨て	整数位
算出応力	MPa	小数点以下第 1 位	切上げ	整数位
裕度	—	小数点以下第 3 位	切捨て	小数点以下第 2 位

3. 評価部位

耐火隔壁（計装ラック）の耐震評価は、「4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法」に示す条件に基づき、耐震評価上厳しくなるフレーム部材および基礎ボルトについて実施する。耐火隔壁（計装ラック）の耐震評価部位については、表 2-1 の概略構造図に示す。

4. 地震応答解析及び構造強度評価

4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法

- (1) 耐火隔壁（計装ラック）を形成する鋼板（発泡性耐火被覆 付）は、鋼製のフレーム部材により支持し、鋼製のフレーム部材（支柱）は基礎ボルトにより建屋躯体である床及び壁に固定される。
- (2) 地震力は、耐火隔壁（計装ラック）に対して水平方向及び鉛直方向から作用するものとし、組み合わせるものとする。
- (3) 動的地震力による解析は固有周期解析の結果、1次固有振動数が 20Hz 以上の場合は剛構造として 1.2ZPA の加速度を静的に作用させた静的解析を行い、20Hz 未満の場合は柔構造としてスペクトルモーダル解析を行う。
- (4) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

4.2 荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

耐火隔壁（計装ラック）の荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-1 に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-2 に示す。

4.2.2 許容応力

耐火隔壁（計装ラック）の許容応力は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき表 4-3 に示す。

4.2.3 使用材料の許容応力評価条件

耐火隔壁（計装ラック）の使用材料の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-4 に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-5 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分	機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他	耐火隔壁 (計装ラック)	C	—*	$D + P_D + M_D + S_s$	IV_{AS}

注記*：その他支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-2 荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分	機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
その他	耐火隔壁 (計装ラック)	—	—*	$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	V_{AS} (V_{AS} として IV_{AS} の 許容限界を用いる。)

注記*：その他支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-3 許容応力（その他支持構造物及び重大事故その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *3 (ボルト等以外)			許容限界*2 (ボルト等)	
	一次応力			一次応力	
	引張り	せん断	曲げ	引張り	せん断
IV _{AS}	1.5・f _t * 1.5・f _s * 1.5・f _b *	1.5・f _s *	1.5・f _b *	1.5・f _t *	1.5・f _s *
V _{AS} (V _{AS} としてIV _{AS} の許容限界を用いる。)					

注記*1：鋼構造設計規準（日本建築学会 2005 改定）等の幅厚比の制限を満足させる。

*2：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

*3：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

表 4-4 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)
フレーム部材	STKR400	周囲環境温度	40	—	245	400	—
	SS400 (40mm < 径 ≤ 100mm)			—	215	400	—
基礎ボルト	SS400 (40mm < 径 ≤ 100mm)			—	215	400	—

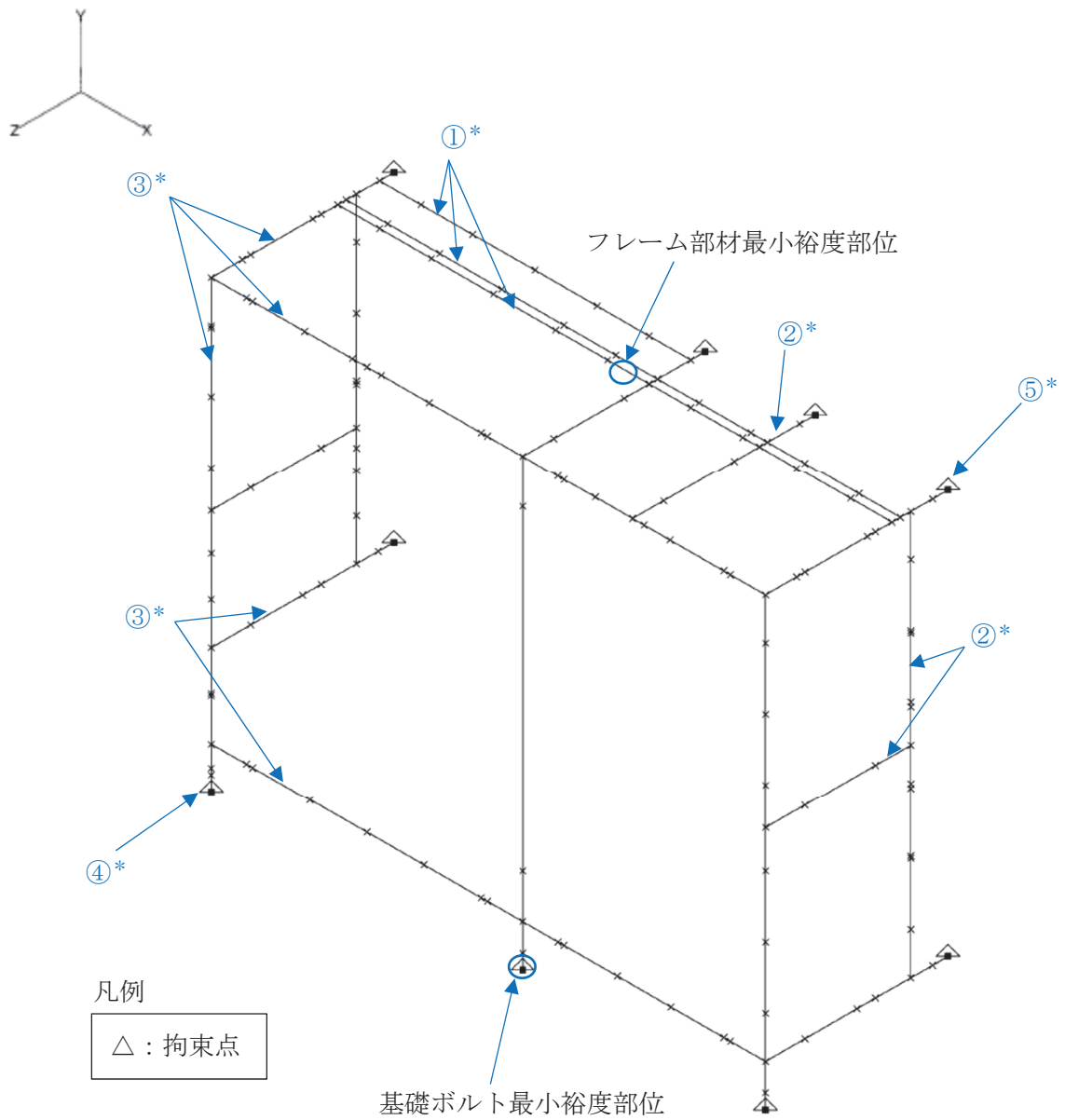
表 4-5 使用材料の許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)
フレーム部材	STKR400	周囲環境温度	66	—	216	385	—
	SS400 (40mm < 径 ≤ 100mm)			—	206	385	—
基礎ボルト	SS400 (40mm < 径 ≤ 100mm)			—	206	385	—

4.3 解析モデル及び諸元

耐火隔壁（計装ラック）の解析モデルを図 4-1 及び図 4-2 に、解析モデルの概要を以下に示す。また、機器の諸元を本計算書の【耐火隔壁（計装ラック）の耐震性についての計算結果】の機器要目に示す。

- (1) 耐火隔壁（計装ラック）を構成するフレーム部材をはり要素でモデル化した FEM モデルを用いる。
- (2) 拘束条件は、ベースプレート固定基礎ボルト位置において完全拘束とする。
- (3) モデルの全体質量についてはフレーム部材及び耐火材の質量を加味する。
- (4) 解析コードは、「NX NASTRAN」を使用し、固有周期及び荷重を求める。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、「VI-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・NX NASTRAN」に示す。



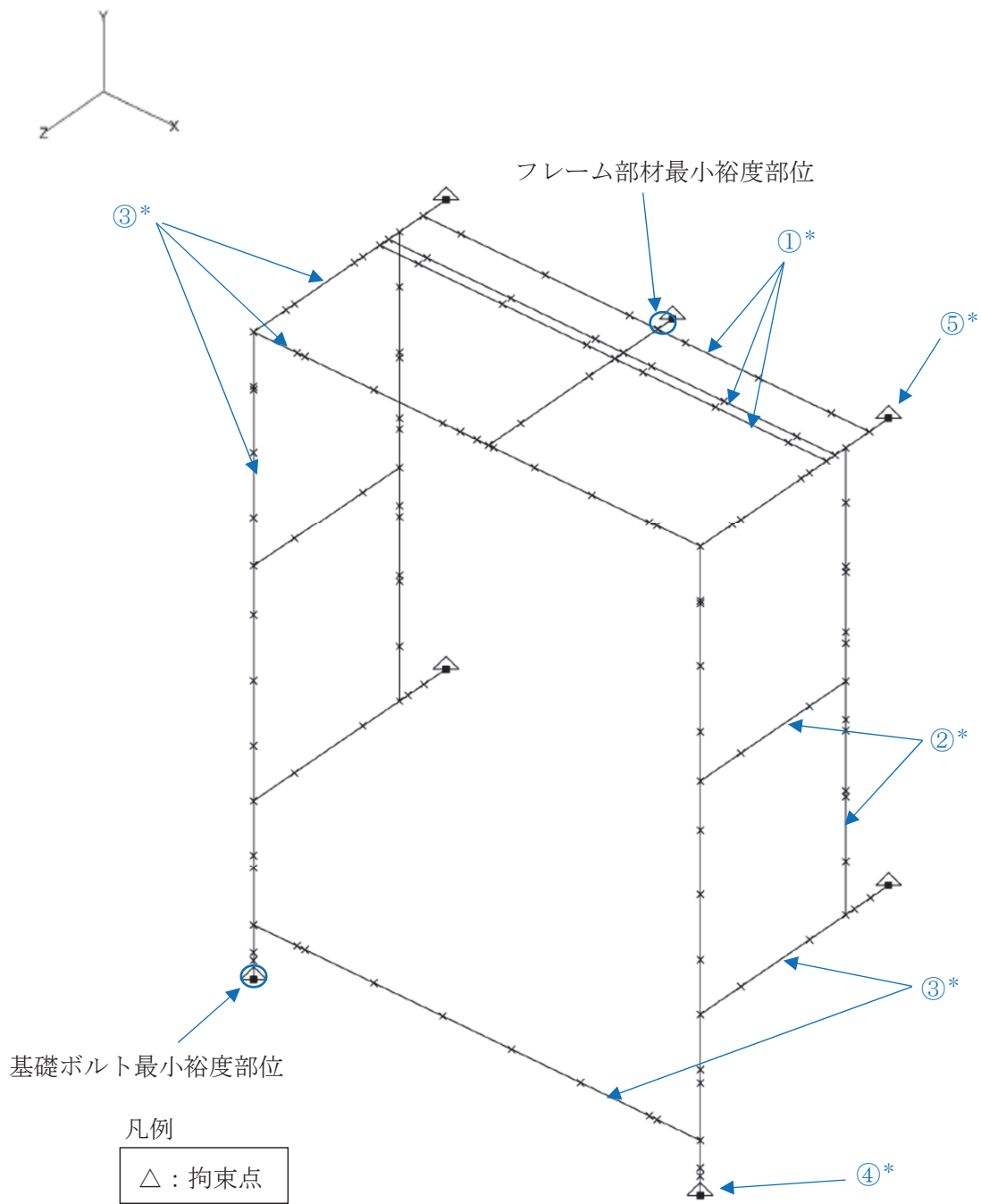
注記*：各部材の諸元については、

表 4-6 耐火隔壁 H22-P004C（原子炉水位（広帯域）（B））解析モデルの諸元に示す。

図 4-1 耐火隔壁 H22-P004C（原子炉水位（広帯域）（B））解析モデル

表 4-6 耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B)) 解析モデルの諸元

	番号	材料	諸元 (数値)	縦弾性 係数 (MPa)	断面積 (mm ²)	断面二次モーメント (mm ⁴)	
						強軸	弱軸
フレーム 部材	①						
	②						
	③						
基礎ボルト	④						
	⑤						
温度条件 (°C)	—	—	66	—	—	—	—
質量 (kg)	—	—	595	—	—	—	—
ポアソン比	—	—	0.3	—	—	—	—



注記* : 各部材の諸元については,
 表 4-7 耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域)) 解析モデルの諸元に示す。

図 4-2 耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域)) 解析モデル

表 4-7 耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域)) 解析モデルの諸元

	番号	材料	諸元 (数値)	縦弾性 係数 (MPa)	断面積 (mm ²)	断面二次モーメント (mm ⁴)	
						強軸	弱軸
フレーム 部材	①						
	②						
	③						
基礎ボルト	④						
	⑤						
温度条件 (°C)	—	—	66	—	—	—	—
質量 (kg)	—	—	510	—	—	—	—
ポアソン比	—	—	0.3	—	—	—	—

O 2 ⑥ VI-2-11-2-12(2) R 4

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.4 固有周期

4.4.1 耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))

耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B)) の固有周期解析の結果を表 4-8 に示す。

表 4-8 固有周期解析結果

モード	方向	固有周期 (s)
1次	水平 (X 方向)	
2次	鉛直 (Y 方向)	
3次	水平 (Z 方向)	

O 2 ⑥ VI-2-11-2-12(2) R 4

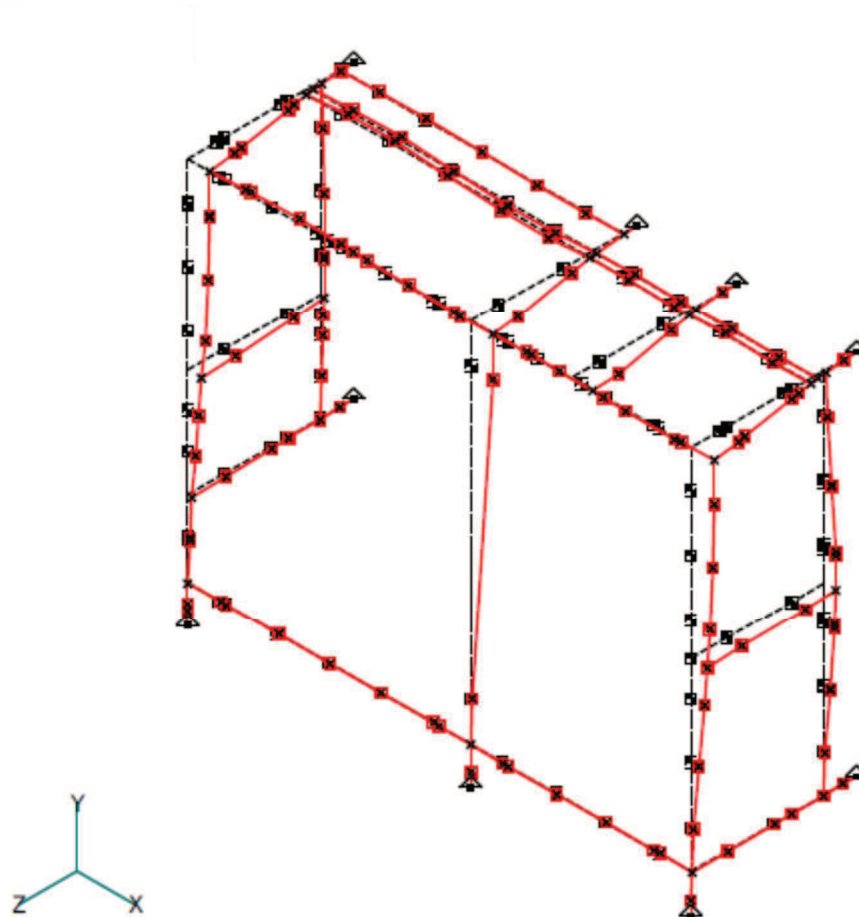


図 4-3 耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B)) 1次固有振動モード図 (X 方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

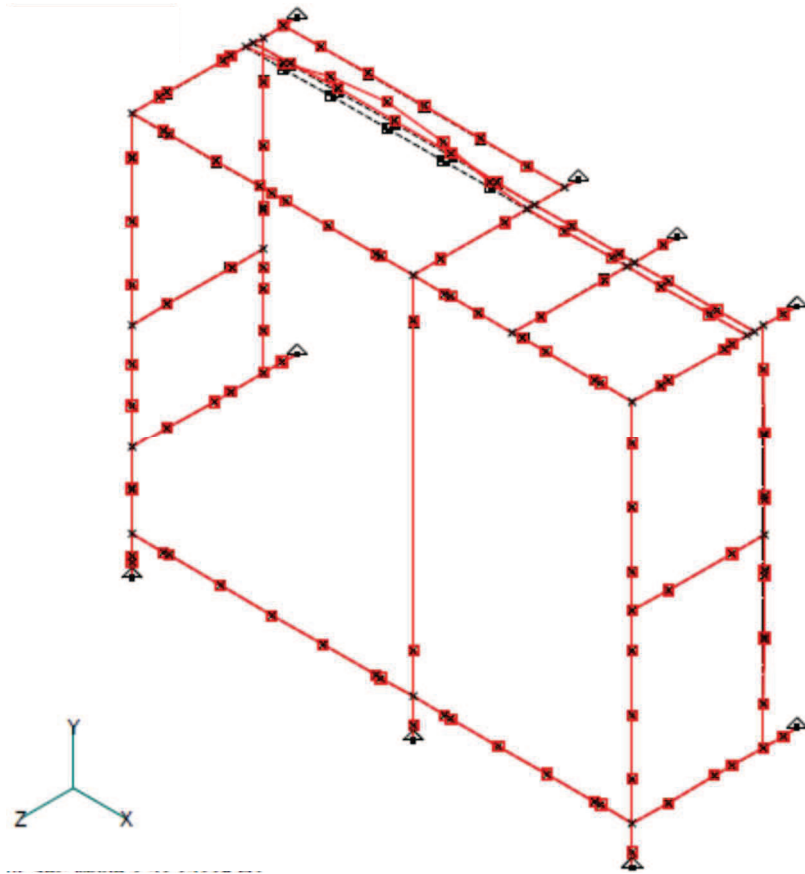


图 4-4 耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B)) 2次固有振動モード図 (Y方向)

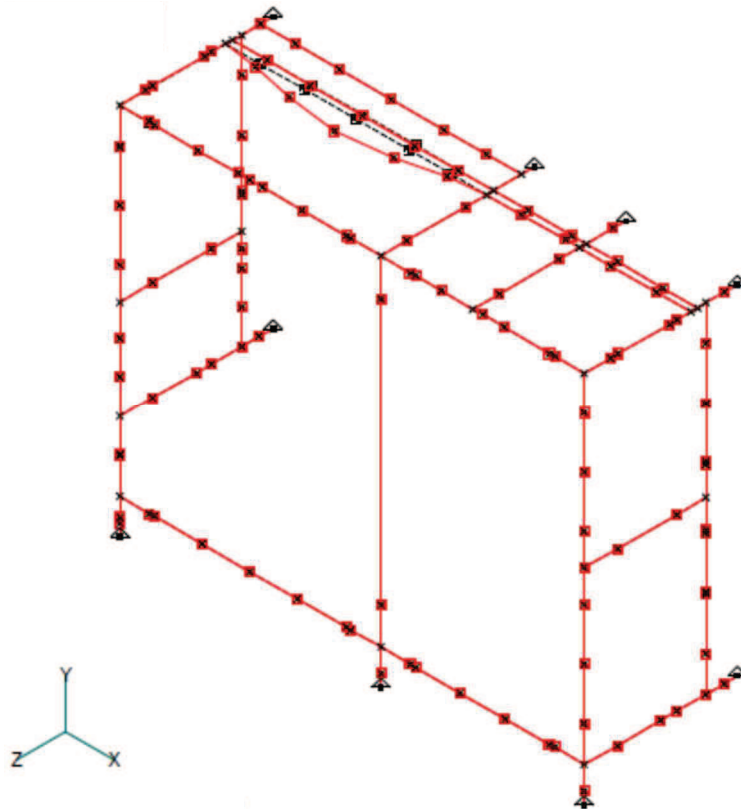


图 4-5 耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B)) 3次固有振動モード図 (Z方向)

4.4.2 耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域))

耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域)) の固有周期解析の結果を表 4-9 に示す。

表 4-9 固有周期解析結果

モード	方向	固有周期 (s)
1次	水平 (X 方向)	
9次	鉛直 (Y 方向)	
5次	水平 (Z 方向)	

O 2 ⑥ VI-2-11-2-12(2) R 4

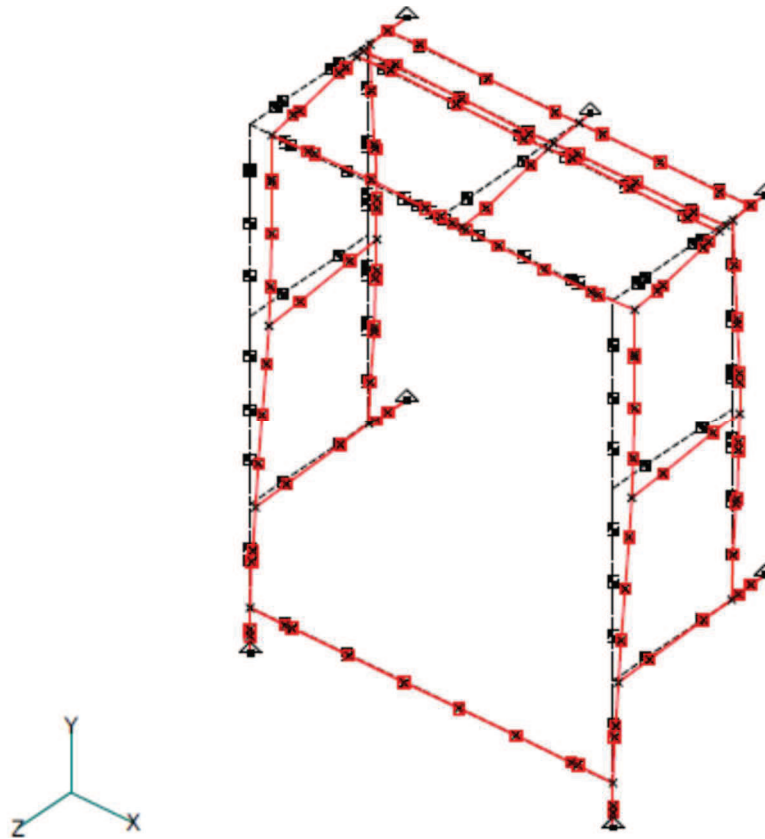


図 4-6 耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域)) 1次固有振動モード図 (X 方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

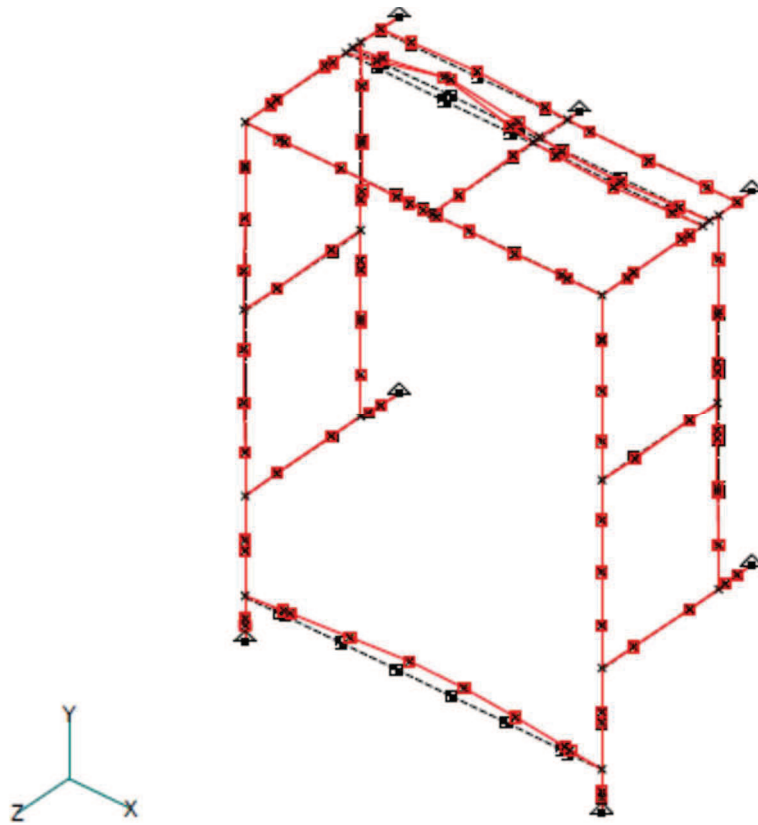


图 4-7 耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域)) 9次固有振動モード図 (Y方向)

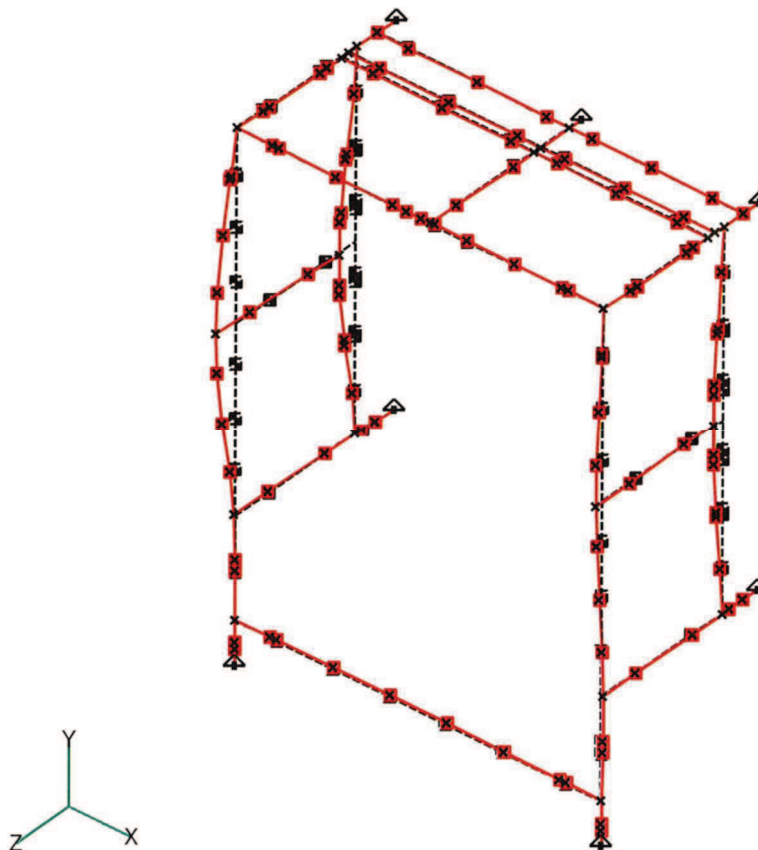


图 4-8 耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域)) 5次固有振動モード図 (Z方向)

4.5 設計用地震力

設計用地震力は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」にて示す耐火隔壁設置位置の上階下階のうちいずれか大きい方の基準地震動 S_s により定まる応答加速度を用いる。応答加速度から算出した設計震度を表 4-10 に示す。

表 4-10 地震荷重の算出に用いる設計震度

設置場所及び床面高さ (m)		設計震度	
		水平方向	鉛直方向
原子炉建屋	O.P. 6.0 (O.P. 15.0 ^{*1})	1.97 ^{*2}	1.37 ^{*2}

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：耐火隔壁（計装ラック）は基礎ボルトにより建屋躯体である床及び壁に固定されるため、設置床上下階のうちいずれか大きい方の基準地震動 S_s により定まる応答加速度を用いる。

4.6 計算方法

4.6.1 フレーム部材の応力計算方法

モデルを用いて解析を行い、フレーム部材に生じる引張応力、せん断応力、曲げ応力ならびに組合せ応力が、許容応力以下となることを確認する。

引張応力

$$\sigma_t = \frac{R_1}{A_{rea}}$$

せん断応力

$$\tau_s = \text{Max} \left[\left(\frac{R_2}{A_{s1}} \right) + \left(\frac{M_1}{Z_{p1}} \right), \left(\frac{R_3}{A_{s2}} \right) + \left(\frac{M_1}{Z_{p2}} \right) \right]$$

曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{M_2}{Z_2} + \frac{M_3}{Z_1}$$

組合せ応力

$$\sigma_a = \sqrt{(\sigma_t + \sigma_b)^2 + 3 \cdot \tau_s^2}$$

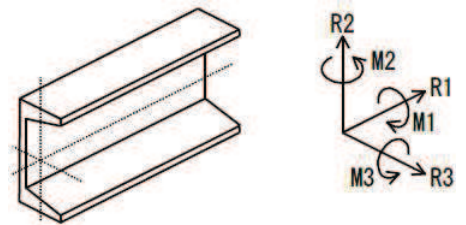


図 4-9 フレーム部材応力評価方向

4.6.2 基礎ボルトの計算方法

基礎ボルトに生じる引張応力、せん断応力並びに組合せ応力が、許容応力以下となることを確認する。

引張応力

$$\sigma_{bt} = \frac{F_b}{A_b}$$

ここで、基礎ボルトの断面積 A_b は次式により求める。

$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot d^2$$

ただし、 F_b が負のときボルトには引張力が生じないので、引張力の計算は行わない。

せん断応力

$$\tau_{bs} = \frac{Q_b}{n A_b}$$

4.7 計算条件

応力解析に用いる自重及び荷重（地震荷重）は、本計算書の【耐火隔壁（計装ラック）の耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.8 応力の評価

4.8.1 フレーム部材の応力評価

4.6.1 項で求めた各応力が下表で定めた許容応力以下であること。ただし、許容組合せ応力は f_t 以下であること。

	基準地震動 S_s による 荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_t	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_s	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$
許容曲げ応力 f_b	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$

4.8.2 基礎ボルトの応力評価

4.6.2 項で求めた基礎ボルトの引張応力 σ_{bt} は許容引張応力 f_{ts} 以下であること。ただし、 f_{to} は下表による。

$$f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_{bs}, f_{to}]$$

せん断応力 τ はせん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。ただし、 f_{sb} は下表による。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{to}	$\frac{F^*}{2} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

5. 評価結果

5.1 設計基準対象施設としての評価結果

耐火隔壁（計装ラック）の設計基準対象施設として、フレーム部材および基礎ボルトの最小裕度部位の耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることにより波及的影響を及ぼさないことを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

5.2 重大事故等対処設備としての評価結果

耐火隔壁（計装ラック）の重大事故等時の状態を考慮した場合の、フレーム部材および基礎ボルトの最小裕度部位の耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることにより波及的影響を及ぼさないことを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

【耐火隔壁（計装ラック）の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		基準地震動 S_s		周辺環境温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	
耐火隔壁 H22- P004C（原子炉水位 （広帯域）(B)）	C	原子炉建屋 O.P. 6.0 (O.P. 15.0* ¹)			$C_H=1.97^{*2}$	$C_V=1.37^{*2}$	40
耐火隔壁 H22- P010-1（原子炉水 位（燃料域））	C	原子炉建屋 O.P. 6.0 (O.P. 15.0* ¹)			$C_H=1.97^{*2}$	$C_V=1.37^{*2}$	40

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：耐火隔壁（計装ラック）は基礎ボルトにより建屋躯体である床及び壁に固定されるため、設置床上下階のうちいずれか大きい方の階の基準地震動 S_s により定まる応答加速度を用いる。

1.2 機器要目

1.2.1 フレーム部材

機器名称	部材	E (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)	A _{r e a} (mm ²)	Z ₁ (mm ³)	Z ₂ (mm ³)	A _{s1} (mm ²)	A _{s2} (mm ²)	Z _{p1} (mm ³)	Z _{p2} (mm ³)
耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))												
耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域))												

1.2.2 基礎ボルト

機器名称	部材	E (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)	A _b (mm ²)	d (mm)	n	n _{fH}	n _{fV}	L (mm)
耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))											
耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域))											

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

1.3 計算数値

1.3.1 フレーム部材に作用する部材力

機器名称	部材	R_1 (N)	R_2 (N)	R_3 (N)	M_1 (N・mm)	M_2 (N・mm)	M_3 (N・mm)
耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))							
耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域))							

35

1.3.2 基礎ボルトに作用する発生力

機器名称	部材	F_b (N)	Q_b (N)
耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))			
耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域))			

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

1.4 結論

1.4.1 固有周期

(単位：s)

機器名称	モード	方向	固有周期
耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))	1次	水平 (X 方向)	
	2次	鉛直 (Y 方向)	
	3次	水平 (Z 方向)	
耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域))	1次	水平 (X 方向)	
	9次	鉛直 (Y 方向)	
	5次	水平 (Z 方向)	

1.4.2 応力

(単位：MPa)

機器名称	部材	材料	応力	基準地震動 S _s	
				算出応力	許容応力
耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))	フレーム部材	[Redacted]	引張	$\sigma_t = 1$	$f_t = 258$
			せん断	$\tau_s = 2$	$f_s = 148$
			曲げ	$\sigma_b = 40$	$f_b = 258$
			組合せ (引張+曲げ+せん断)	$\sigma_a = 40$	$f_t = 258$
	基礎ボルト		引張	$\sigma_{bt} = 92$	$f_{ts} = 154^*$
			せん断	$\tau_{bs} = 8$	$f_{sb} = 119$
耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域))	フレーム部材	[Redacted]	引張	$\sigma_t = 1$	$f_t = 280$
			せん断	$\tau_s = 5$	$f_s = 161$
			曲げ	$\sigma_b = 32$	$f_b = 280$
			組合せ (引張+曲げ+せん断)	$\sigma_a = 33$	$f_t = 280$
	基礎ボルト		引張	$\sigma_{bt} = 93$	$f_{ts} = 154^*$
			せん断	$\tau_{bs} = 7$	$f_{sb} = 119$

すべて許容応力以下である。

注記* : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_{bs}, f_{to}]$ より算出

2. 重大事故等対処設備

2.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		基準地震動 S_s		周辺環境温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向 設計震度	鉛直方向 設計震度	
耐火隔壁 H22- P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))	—	原子炉建屋 O.P. 6.0 (O.P. 15.0 ^{*1})			$C_H=1.97^{*2}$	$C_V=1.37^{*2}$	66
耐火隔壁 H22- P010-1 (原子炉水 位 (燃料域))	—	原子炉建屋 O.P. 6.0 (O.P. 15.0 ^{*1})			$C_H=1.97^{*2}$	$C_V=1.37^{*2}$	66

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：耐火隔壁（計装ラック）は基礎ボルトにより建屋躯体である床及び壁に固定されるため、設置床上下階のうちいずれか大きい方の階の基準地震動 S_s により定まる応答加速度を用いる。

2.2 機器要目

2.2.1 フレーム部材

機器名称	部材	E (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)	A _{r e a} (mm ²)	Z ₁ (mm ³)	Z ₂ (mm ³)	A _{s1} (mm ²)	A _{s2} (mm ²)	Z _{p1} (mm ³)	Z _{p2} (mm ³)
耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))												
耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域))												

2.2.2 基礎ボルト

機器名称	部材	E (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)	A _b (mm ²)	d (mm)	n	n _{fH}	n _{fV}	L (mm)
耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))											
耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域))											

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.3 計算数値

2.3.1 フレーム部材に作用する部材力

機器名称	部材	R_1 (N)	R_2 (N)	R_3 (N)	M_1 (N・mm)	M_2 (N・mm)	M_3 (N・mm)
耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))							
耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域))							

2.3.2 基礎ボルトに作用する発生力

機器名称	部材	F_b (N)	Q_b (N)
耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))			
耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域))			

40

2.4 結論

2.4.1 固有周期

(単位：s)

機器名称	モード	方向	固有周期
耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))	1次	水平 (X方向)	
	2次	鉛直 (Y方向)	
	3次	水平 (Z方向)	
耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域))	1次	水平 (X方向)	
	9次	鉛直 (Y方向)	
	5次	水平 (Z方向)	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.4.2 応力

(単位：MPa)

機器名称	部材	材料	応力	基準地震動 S _s	
				算出応力	許容応力
耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))	フレーム部材	[Redacted]	引張	$\sigma_t = 1$	$f_t = 247$
			せん断	$\tau_s = 2$	$f_s = 142$
			曲げ	$\sigma_b = 40$	$f_b = 247$
			組合せ (引張+曲げ+せん断)	$\sigma_a = 40$	$f_t = 247$
	基礎ボルト		引張	$\sigma_{bt} = 92$	$f_{ts} = 148^*$
			せん断	$\tau_{bs} = 8$	$f_{sb} = 114$
耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域))	フレーム部材	[Redacted]	引張	$\sigma_t = 1$	$f_t = 260$
			せん断	$\tau_s = 5$	$f_s = 150$
			曲げ	$\sigma_b = 32$	$f_b = 260$
			組合せ (引張+曲げ+せん断)	$\sigma_a = 33$	$f_t = 260$
	基礎ボルト		引張	$\sigma_{bt} = 93$	$f_{ts} = 148^*$
			せん断	$\tau_{bs} = 7$	$f_{sb} = 114$

すべて許容応力以下である。

注記* : $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_{bs}, f_{to}]$ より算出

3. 代表機器の選定結果及び全機器の評価結果

機器名称	据付場所及び 床面高さ (m)	評価結果 (基準地震動 S s)									
		フレーム部材					基礎ボルト				
		応力	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	裕度	代表	応力	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)	裕度	代表
耐火隔壁 T48-LT021 (圧力抑制室水位)	原子炉建屋 O.P. -8.1*	組合せ (引張+曲げ +せん断)	6	261	43.5		引張	18	148	8.22	
耐火隔壁 H22-P018B (RHR ポンプ (B) 出口流量)	原子炉建屋 O.P. -0.8*	組合せ (引張+曲げ +せん断)	33	260	7.87		引張	81	148	1.82	
耐火隔壁 H22-P010-1 (原子炉水位 (燃料域))	原子炉建屋 O.P. 6.0*	組合せ (引張+曲げ +せん断)	33	260	7.87		引張	93	148	1.59	○
耐火隔壁 H22-P004C (原子炉水位 (広帯域) (B))	原子炉建屋 O.P. 6.0*	組合せ (引張+曲げ +せん断)	40	247	6.17	○	引張	92	148	1.60	
耐火隔壁 T48-PT018B (圧力抑制室圧力)	原子炉建屋 O.P. 6.0*	組合せ (引張+曲げ +せん断)	13	280	21.53		引張	46	154	3.34	
耐火隔壁 H22-P005C-1 (原子炉圧力 (B))	原子炉建屋 O.P. 15.0*	組合せ (引張+曲げ +せん断)	33	247	7.48		引張	85	148	1.74	
耐火隔壁 P42-LT011B (RCW サージタンク (B) 水位)	原子炉建屋 O.P. 33.2*	組合せ (引張+曲げ +せん断)	28	258	9.21		引張	60	154	2.56	

注記* : 基準床レベルを示す。

すべて許容応力以下である

VI-2-11-2-13 制御棒貯蔵ラックの耐震性についての計算書

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	1
2.1 配置概要	1
2.2 構造計画	2
2.3 評価方針	3
2.4 適用規格・基準等	4
2.5 記号の説明	5
2.6 計算精度と数値の丸め方	6
3. 評価部位	7
4. 地震応答解析及び構造強度評価	7
4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法	7
4.2 荷重の組合せ及び許容応力	8
4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態	8
4.2.2 許容応力	8
4.2.3 使用材料の許容応力評価条件	8
4.3 解析モデル及び諸元	13
4.4 固有周期	14
4.5 設計用地震力	16
4.6 計算方法	18
4.6.1 部材の応力	18
4.6.2 基礎ボルトの応力	19
4.7 計算条件	21
4.8 応力の評価	21
4.8.1 部材の応力評価	21
4.8.2 基礎ボルトの応力評価	21
5. 評価結果	22
5.1 設計基準対象施設としての評価結果	22
5.2 重大事故等対処設備としての評価結果	22

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、下位クラス設備である制御棒貯蔵ラック（以下「ラック」という。）（Bクラスの施設）が上位クラスと同じ運転状態において基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、近傍に設置された上位クラス施設である使用済燃料貯蔵ラック（Sクラスの施設及び重大事故等対処設備）に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

ラックは原子炉建屋の使用済燃料プール内に設置されるが、図2-1の位置関係図に示すように、上位クラス施設である使用済燃料貯蔵ラック近傍に設置されていることから、転倒又は落下により使用済燃料貯蔵ラックに対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

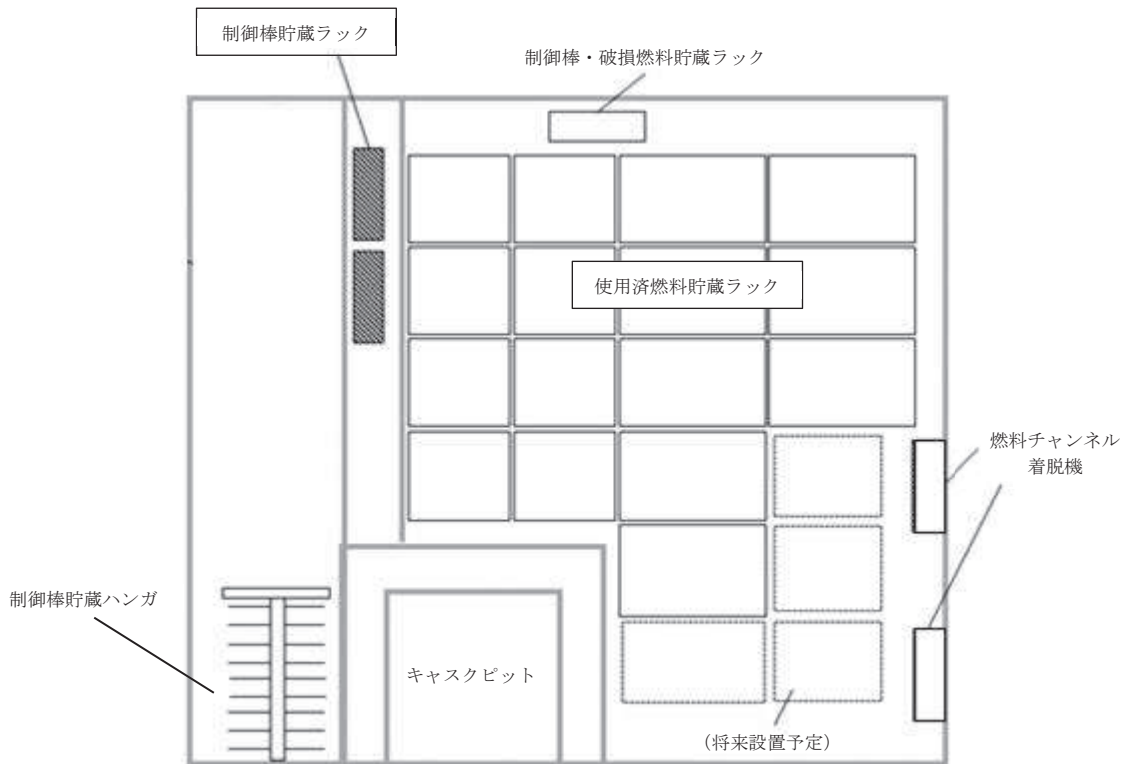


図2-1 ラックの位置関係図

2.2 構造計画

ラックの構造計画を表2-1に示す。

表2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
<p>ラックは、たて置き形でベースは基礎ボルトを介して使用済燃料プールの床に固定される。</p>	<p>ステンレス鋼製たて置きラック（コラム、上部枠、ブレース、補強板、ベースで構成される溶接構造物）であり、ラックの制御棒着座部には、各1本の制御棒が貯蔵される（計12本貯蔵）。</p>	

2.3 評価方針

ラックの応力評価は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定したSクラスの施設及び重大事故等対処設備と同じ運転状態における、荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」にて示すラックの部位を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する箇所において、「4.3 解析モデル及び諸元」及び「4.4 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを、「4. 地震応答解析及び構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。確認結果を「5. 評価結果」に示す。

ラックの耐震評価フローを図2-2に示す。

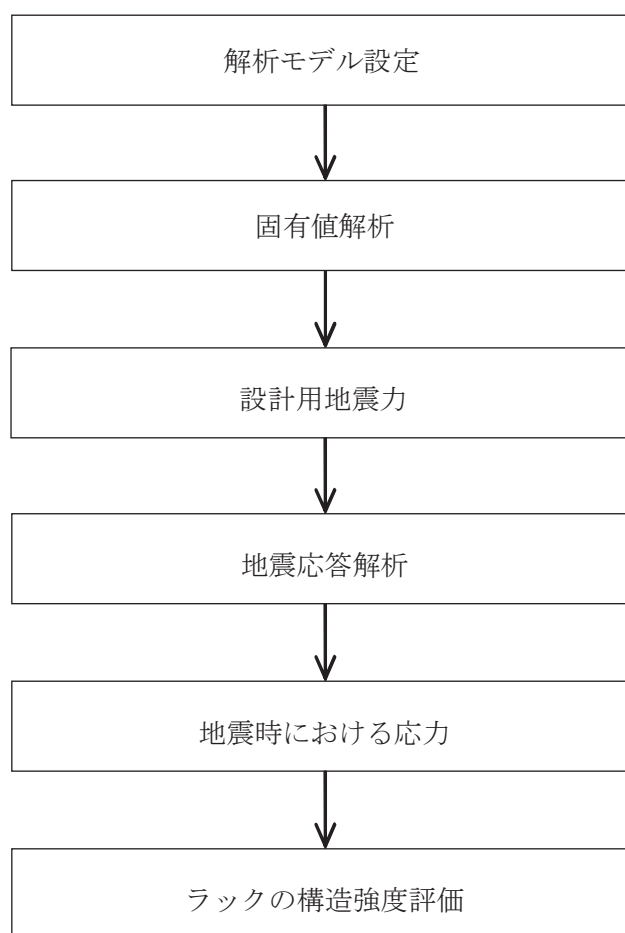


図2-2 ラックの耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1・補-1984)
- (3) 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)
- (4) J S M E S N C 1 -2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
(以下「設計・建設規格」という。)

2.5 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_b	基礎ボルトの軸断面積	mm^2
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
E	縦弾性係数	MPa
F^*	設計・建設規格 SSB-3121.3又はSSB-3133に定める値	MPa
F_i	ベース底部に働くせん断力	N
$f_{j i}$	基礎ボルトに働く引張力（1本当たり）	N
$f_{s b}$	せん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力	MPa
f_t	部材の許容引張応力	MPa
$f_{t o}$	引張力のみを受ける基礎ボルトの許容引張応力	MPa
$f_{t s}$	引張力とせん断力を同時に受ける基礎ボルトの許容引張応力	MPa
g	重力加速度（=9.80665）	m/s^2
$l_{g i}$	ベース端から重心までの距離	mm
$l_{j i}$	ベース端から基礎ボルトまでの距離	mm
M_i	ベース底部の転倒モーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
m	制御棒貯蔵時のラック全質量	kg
m_{CR}	制御棒の質量	kg
m_R	ラックの質量	kg
n	基礎ボルトの全本数	—
t	部材の板厚	mm
$n_{j i}$	基礎ボルト各部の本数	—
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める値	MPa
$S_y(RT)$	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める材料の 40℃における値	MPa
σ_b	基礎ボルトに生じる引張応力	MPa
σ_x, σ_y	部材に生じる引張応力	MPa
$\sigma_{f a}$	部材に生じる組合せ応力	MPa
τ_b	基礎ボルトに生じるせん断応力	MPa
$\tau_{x y}$	部材に生じるせん断応力	MPa

注1： F_i 、 $f_{j i}$ 、 $l_{g i}$ 、 $l_{j i}$ 、 M_i 及び $n_{j i}$ の添字*i*の意味は、以下のとおりとする。

$i = N$ ：NS（長辺）方向

$i = E$ ：EW（短辺）方向

注2： $f_{j i}$ 、 $l_{j i}$ 及び $n_{j i}$ の添字*j*はボルトの列番号を示すものとする。

2.6 計算精度と数値の丸め方

計算精度は、有効数字6桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は、表2-2に示すとおりである。

表2-2 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位
震度	—	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
温度	℃	—	—	整数位
質量	kg	—	—	整数位
長さ	mm	—	—	整数位 ^{*1}
面積	mm ²	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁 ^{*2}
モーメント	N・mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁 ^{*2}
力	N	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁 ^{*2}
縦弾性係数	MPa	有効数字4桁目	四捨五入	有効数字3桁 ^{*2}
算出応力	MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位 ^{*3}

注記*1：設計上定める値が小数点以下第1位の場合は、小数点以下第1位表示とする。

*2：絶対値が1000以上のときはべき数表示とする。

*3：設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の間における設計引張強さ及び降伏点は、比例法により補間した値の小数点以下第1位を切り捨て、整数位までの値とする。

3. 評価部位

ラックの耐震評価は、「4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法」に示す条件に基づき、耐震評価上厳しくなる上部枠、コラム、補強板、ブレース、ベース及び基礎ボルトについて実施する。ラックの耐震評価部位については、表2-1の概略構造図に示す。

4. 地震応答解析及び構造強度評価

4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法

- (1) 地震応答解析には、シェル要素を用いた3次元有限要素法モデルによるスペクトルモーダル解析を用いる。
- (2) ラックは、原子炉建屋の使用済燃料プールの底部(O. P. 22. 915m)に基礎ボルトにより固定されるものとする。
- (3) ラックの質量には、制御棒12本の質量及びラック自身の質量のほか、ラック及び制御棒外形の水の付加質量*を考慮する。
- (4) 地震力は、ラックに対して水平方向から作用するものとする。
ここで、水平方向地震力は、ラックの長辺方向に作用する場合と短辺方向に作用する場合を考慮する。
また、鉛直方向地震力は、水平方向地震力と同時に不利な方向に作用するものとする。

注記*：機器が流体中で加速度を受けた場合に質量が増加したような効果を模擬した質量

4.2 荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

ラックの荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表4-1に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表4-2に示す。

4.2.2 許容応力

ラックの許容応力は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき表4-3に示す。

4.2.3 使用材料の許容応力評価条件

ラックの使用材料の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表4-4に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表4-5に示す。

表4-1 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の 取扱施設及び 貯蔵施設	使用済燃料 貯蔵設備	制御棒貯蔵 ラック	B	—*	$D + P_D + M_D + S_s$	IV_{AS}

注記*：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表4-2 荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分		機器名称	設備分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の 取扱施設及び 貯蔵施設	使用済燃料 貯蔵設備	制御棒貯蔵 ラック	—	—*	$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	V_{AS} (V_{AS} として IV_{AS} の許容 限界を用いる。)

注記*：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表4-3 許容応力（その他の支持構造物及び重大事故等その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2 (ボルト等以外)		許容限界*1, *2 (ボルト等)	
	一次応力		一次応力	
	組合せ		引張り	せん断
IV _A S	1.5・f _t *		1.5・f _t *	1.5・f _s *
V _A S (V _A SとしてIV _A Sの許容 限界を用いる。)	1.5・f _t *		1.5・f _t *	1.5・f _s *

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

*2：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

表4-4 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)
		上部枠	最高使用温度	66	188	479
コラム	最高使用温度	66	188	479	205	
補強板	最高使用温度	66	188	479	205	
ブレース	最高使用温度	66	188	479	205	
ベース	最高使用温度	66	188	479	205	
基礎ボルト	最高使用温度	66	696	867	725	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表4-5 使用材料の許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)
		上部枠	最高使用温度	100	171	441
コラム	最高使用温度	100	171	441	205	
補強板	最高使用温度	100	171	441	205	
ブレース	最高使用温度	100	171	441	205	
ベース	最高使用温度	100	171	441	205	
基礎ボルト	最高使用温度	100	666	846	725	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.3 解析モデル及び諸元

ラックの解析モデルを図4-1に、解析モデルの概要を以下に示す。また、機器の諸元を本計算書の【制御棒貯蔵ラックの耐震性についての計算結果】の機器要目に示す。

- (1) ラックは、シェル要素を用いた3次元有限要素モデルとする。ベースは基礎ボルトをモデル化したバネ要素を介して床に固定されているものとする。
- (2) ラックの質量には、制御棒12本の質量、ラック自身の質量及び付加質量を考慮し、制御棒の付加質量は制御棒支持部に、ラックの付加質量は各部材に分配する。
- (3) 解析コードは、「MSC NASTRAN」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付資料「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

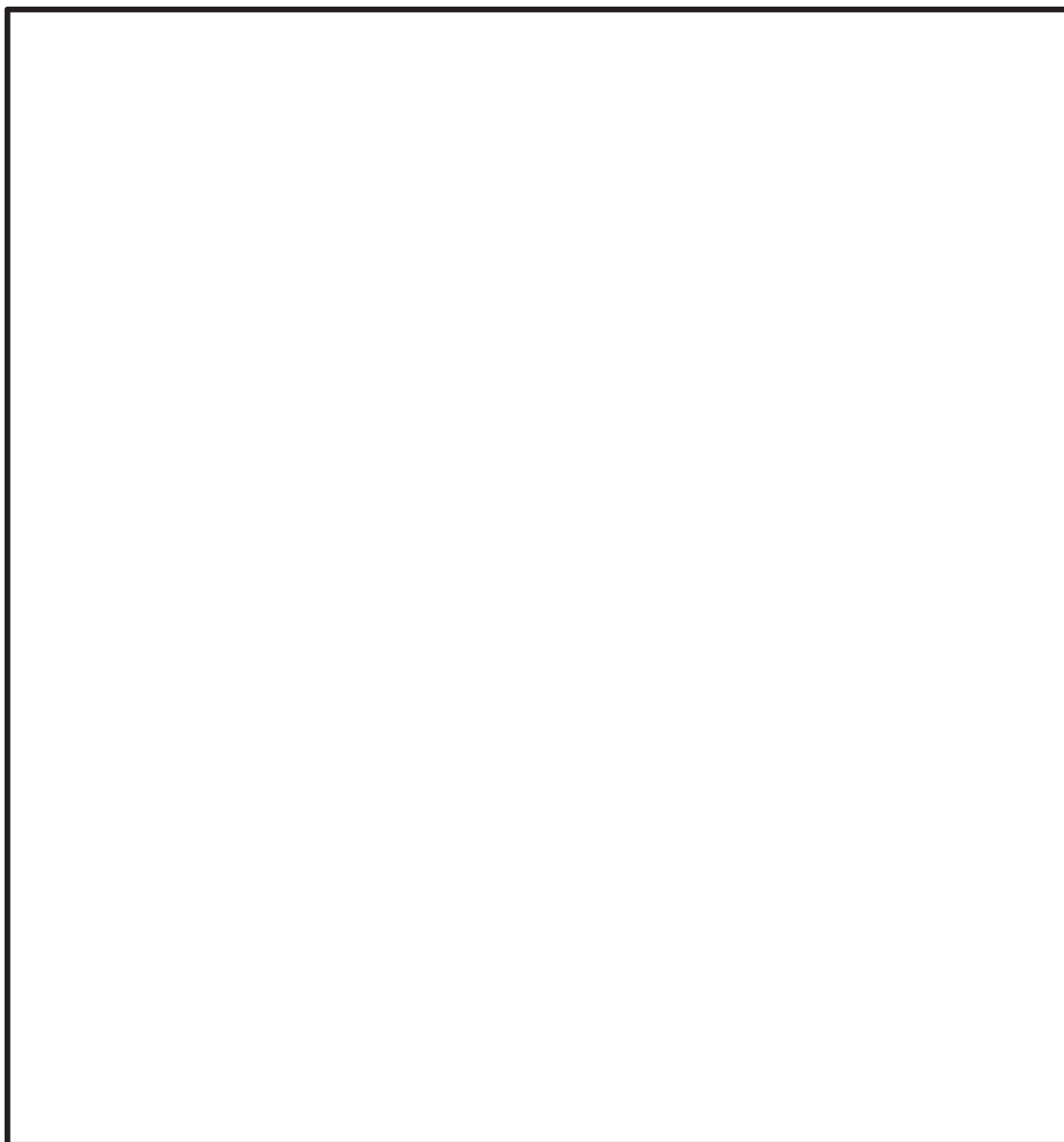


図4-1 ラック解析モデル

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.4 固有周期

固有値解析の結果を表4-6に、振動モード図を図4-2、図4-3及び図4-4に示す。鉛直方向は、6次モード以降で卓越し、固有周期は、0.05秒以下であり、剛であることを確認した。

表4-6 固有値解析結果

モード	卓越方向	固有周期 (s)	水平方向刺激係数*		鉛直方向 刺激係数*
			X方向	Y方向	
1次	水平方向				
2次	水平方向				
6次	鉛直方向				

注記*：刺激係数は、モード質量を正規化し、固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。



図4-2 振動モード (1次モード 水平方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

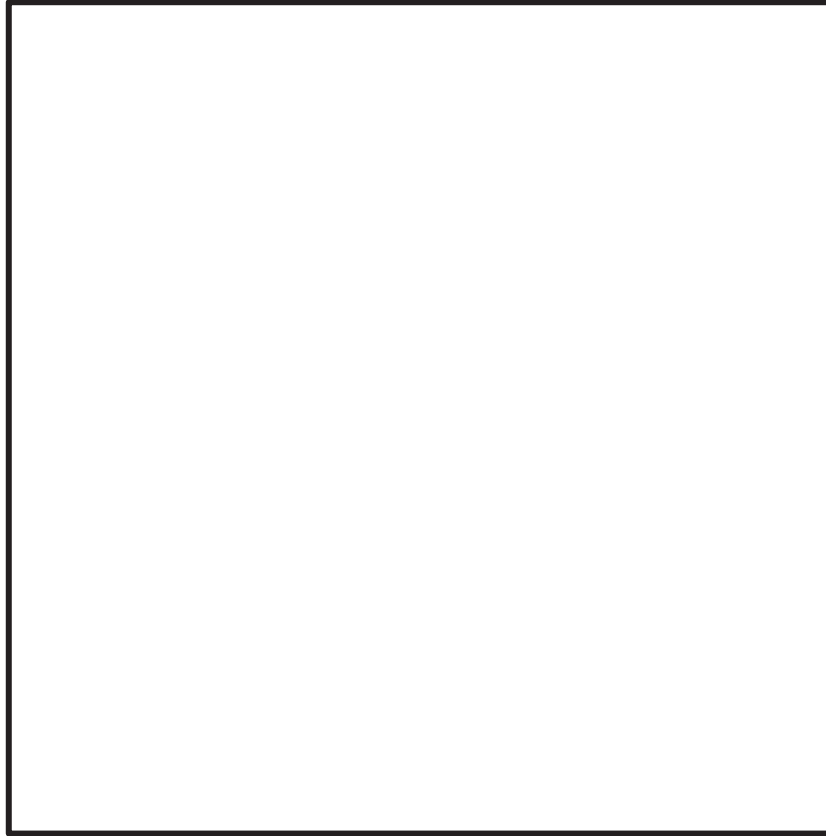


図4-3 振動モード (2次モード 水平方向)

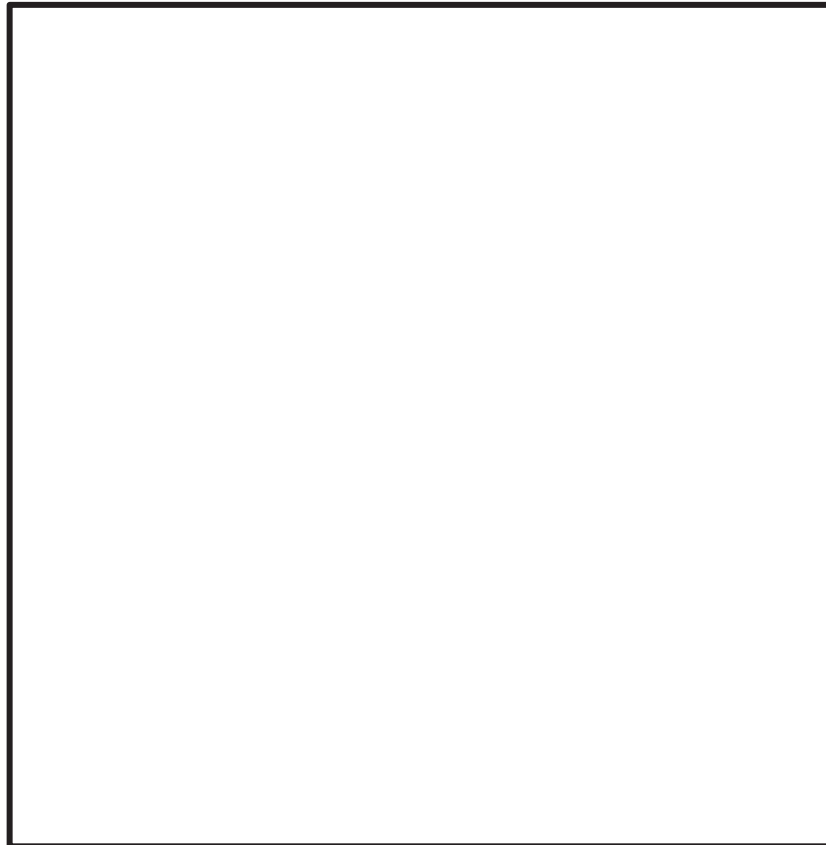


図4-4 振動モード (6次モード 鉛直方向)

4.5 設計用地震力

「基準地震動 S_s」による地震力は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。また、減衰定数は添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の減衰定数を用いる。

評価に用いる設計用地震力を表4-7及び表4-8に示す。

表4-7 設計用地震力（設計基準対象施設）

据付場所及び床面高さ(m)		原子炉建屋 O.P. 22.50* ¹ (O.P. 22.915)		
固有周期(s)				
減衰定数(%)		水平：1.0 鉛直：－		
地震力		基準地震動 S _s		
モード	固有周期(s)	応答水平震度* ⁴		応答鉛直震度* ⁴
		NS 方向	EW 方向	
1次		－	12.71	－
2次		－	－	－
6次		－	－	－
動的地震力* ⁵		2.65	2.65	1.77

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：1次固有周期について記載。

*3：固有値解析により、0.05秒以下であり、剛であることを確認した。

*4：各モードの固有周期に対し、設計用床応答曲線（S_s）より得られる震度を示す。

*5：S_sに基づく設計用最大応答加速度（1.2・ZPA）より定めた震度を示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表4-8 設計用地震力（重大事故等対処設備）

据付場所及び床面高さ(m)		原子炉建屋 O.P. 22.50* ¹ (O.P. 22.915)		
固有周期(s)				
減衰定数(%)		水平：1.0 鉛直：－		
地震力		基準地震動 S _s		
モード	固有周期(s)	応答水平震度* ⁴		応答鉛直震度* ⁴
		NS 方向	EW 方向	
1 次		－	12.71	－
2 次		－	－	－
6 次		－	－	－
動的地震力* ⁵		2.65	2.65	1.77

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：1次固有周期について記載。

*3：固有値解析により，0.05秒以下であり，剛であることを確認した。

*4：各モードの固有周期に対し，設計用床応答曲線（S_s）より得られる震度を示す。

*5：S_sに基づく設計用最大応答加速度（1.2・ZPA）より定めた震度を示す。

4.6 計算方法

4.6.1 部材の応力

シェル要素を用いた部材についての応力計算は、図4-2の解析モデルにて、上部枠、コラム、補強板、ブレース、ベースから成る系全体での応力計算を解析コード「MSC NASTRAN」を使用して行い、本項に示す計算方法に従って組合せ応力を計算する。

解析コード内では、各部材の局所座標系、せん断応力 τ_{xy} 及び引張応力 σ_x 、 σ_y の作用する向きを、図4-5に示すように設定している。

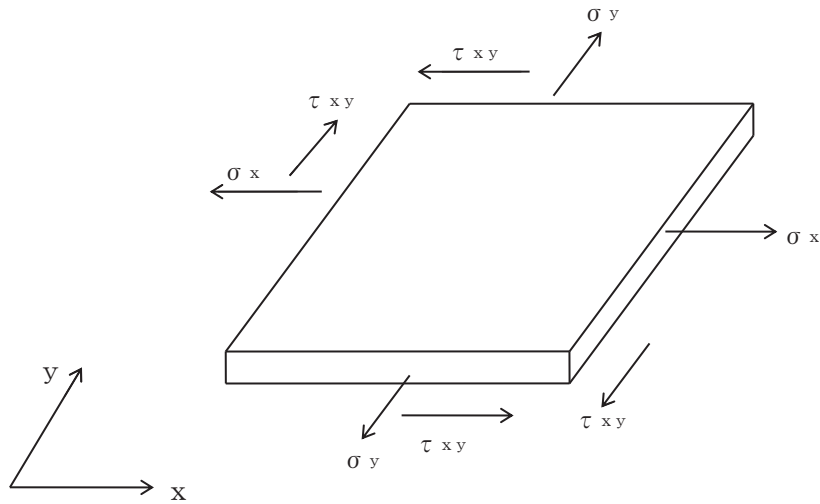


図4-5 シェル要素を用いた部材の応力計算モデル

シェル要素を用いた部材の組合せ応力 σ_{fa} は、シェル要素による応力成分のせん断応力 τ_{xy} 、引張応力 σ_x 、 σ_y を用いて、(4.1) 式より求める。

$$\sigma_{fa} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \dots\dots\dots (4.1)$$

4.6.2 基礎ボルトの応力

ラックの系全体での荷重計算を解析コード「MSC NASTRAN」を使用して行い、求められた地震時のラックに作用する転倒モーメント M_i 、及びベース底部に作用するせん断力 F_i が、図4-6のように負荷されるものとして基礎ボルトの応力を求める。

なお、本計算例ではボルトの列数は、ラックのNS方向として $\ell_{1N} \sim \ell_{4N}$ の4列である。

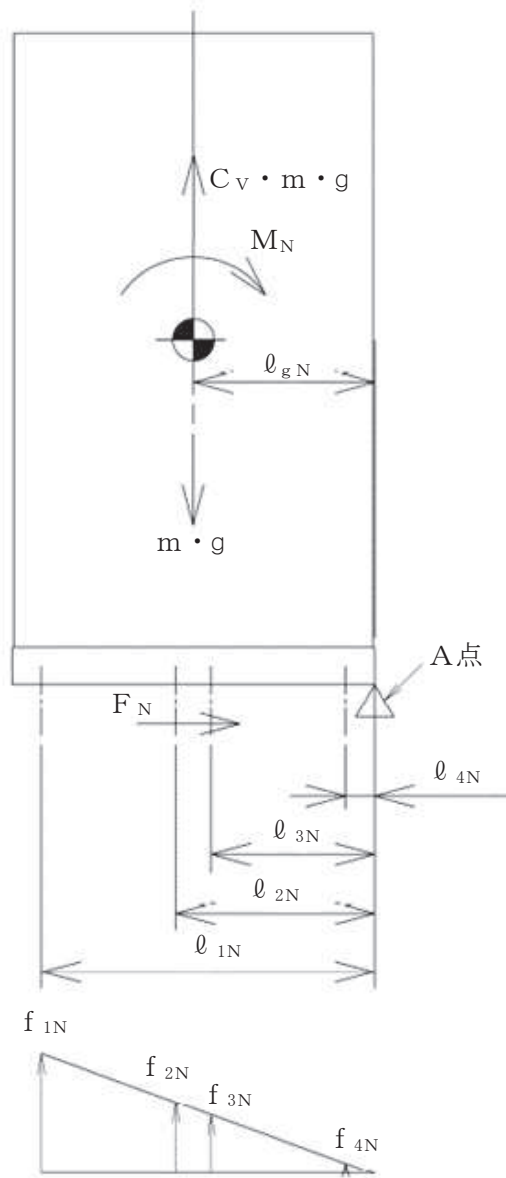


図 4-6 基礎ボルトの荷重状態 (NS 方向)

(1) 引張応力

図4-5において支点まわりのモーメントの平衡により基礎ボルト1本当たりの引張力 $f_{1i} \sim f_{ji}$ を求める。なお、水平方向地震力によるモーメントと鉛直方向地震力によるモーメントの組合せにはSRSS法を適用する。

$f_{1i} > f_{2i} > \dots > f_{ji}$ の関係にあるので f_{1i} のみを (4.2) 式より求める。

$$f_{1i} = \frac{\ell_{1i} \cdot \left\{ \sqrt{M_i^2 + (C_v \cdot m \cdot g \cdot \ell_{gi})^2} - m \cdot g \cdot \ell_{gi} \right\}}{n_{1i} \cdot \ell_{1i}^2 + n_{2i} \cdot \ell_{2i}^2 + \dots + n_{ji} \cdot \ell_{ji}^2} \dots \dots \dots (4.2)$$

したがって、引張力 f_{1i} により基礎ボルトに生じる引張応力 σ_b は、(4.3) 式により求める。

$$\sigma_b = \frac{f_{1i}}{A_b} \dots \dots \dots (4.3)$$

ただし、 f_{1i} の値が負となった場合は、引張力が生じないので以降の引張応力の計算は省略する。

(2) せん断応力

せん断力 F_i により基礎ボルトに生じるせん断応力 τ_b は、(4.4) 式により求める。

$$\tau_b = \frac{F_i}{n \cdot A_b} \dots \dots \dots (4.4)$$

4.7 計算条件

応力解析に用いる自重（ラック）及び荷重（地震荷重）は、本計算書の【制御棒貯蔵ラックの耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.8 応力の評価

4.8.1 部材の応力評価

4.6.1項で求めた部材の組合せ応力 σ_{fa} が、許容引張応力 f_t 以下であること。
ただし、 f_t は下表による。

	基準地震動 S_s による 荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_t	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$

4.8.2 基礎ボルトの応力評価

4.6.2項で求めた基礎ボルトの引張応力 σ_b が、次式よりもとめた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。

また、4.6.2項で求めた基礎ボルトのせん断応力 τ_b が、せん断力のみを受ける基礎ボルトの許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

かつ

$$f_{ts} \leq f_{to} \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

ただし、 f_{to} 及び f_{sb} は下表による。

	基準地震動 S_s による 荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{to}	$\frac{F^*}{2} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

5. 評価結果

5.1 設計基準対象施設としての評価結果

ラックの設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

5.2 重大事故等対処設備としての評価結果

ラックの重大事故時の状態を考慮した場合の耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

【制御棒貯蔵ラックの耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震重要度分類	据付場所及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		基準地震動 S_s		最高使用温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	
制御棒貯蔵ラック	B	原子炉建屋 0.P. 22.50* ¹ (0.P. 22.915)		0.05以下	$C_H=2.65$ 又は* ²	$C_V=1.77$	66

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：基準地震動 S_s に基づく設計用床応答曲線により得られる値

1.2 機器要目

1.2.1 固有周期の算出及び部材の応力評価に用いる要目

項目 部材	材料	t (mm)	E (MPa)	S_y^{*1} (MPa)	$S_y (RT)^{*2}$ (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)
上部枠			1.92×10^5	188	205	479	205
コラム			1.92×10^5	188	205	479	205
補強板			1.92×10^5	188	205	479	205
ブレース			1.92×10^5	188	205	479	205
ベース			1.92×10^5	188	205	479	205

注記*1：最高使用温度で算出

*2：室温で算出

*3～11：部材位置は図5-1に示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

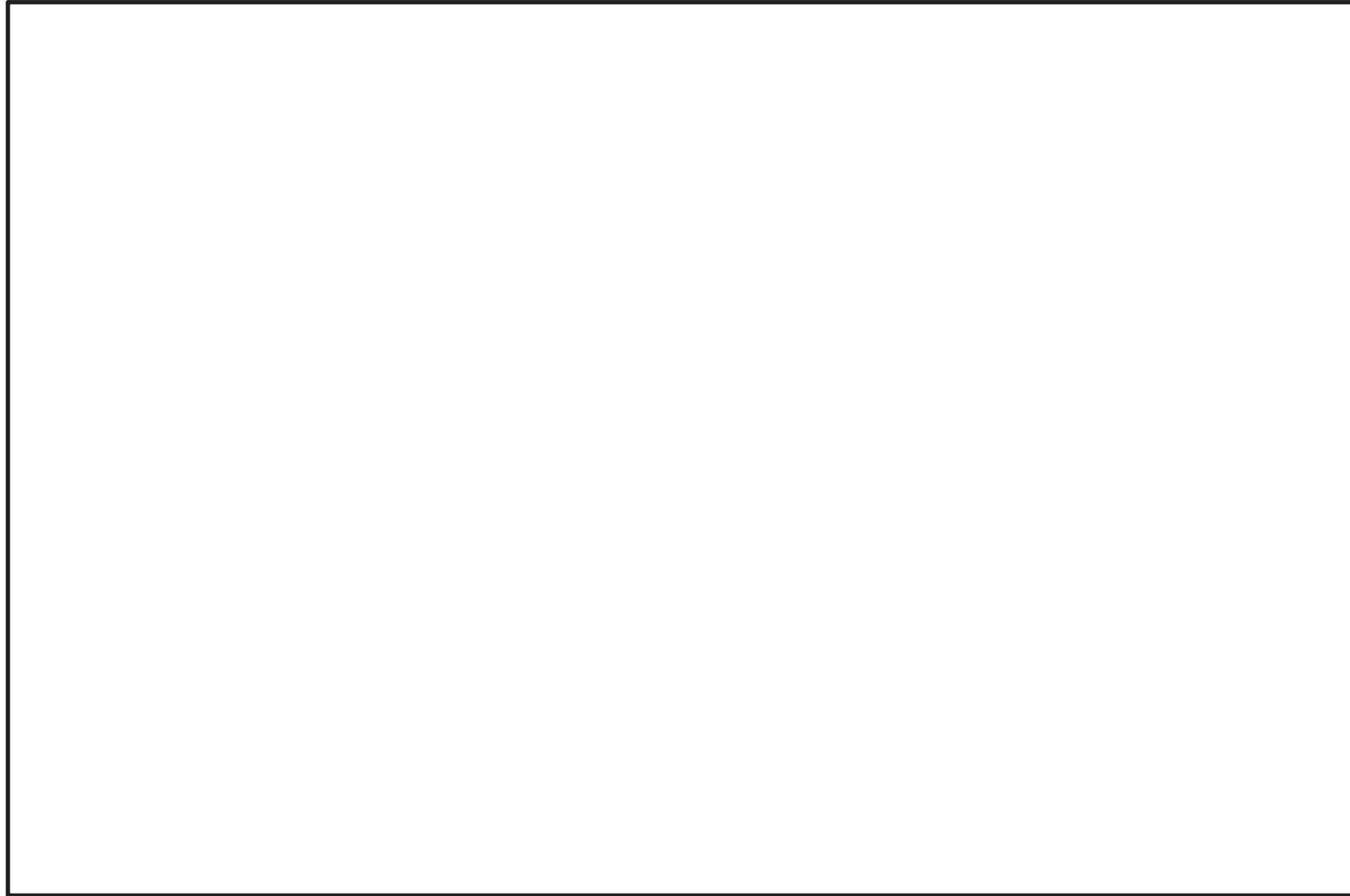


図5-1 ラック構造図(解析時部材厚さ詳細)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

1.2.2 基礎ボルトの応力評価に用いる項目

m (kg)	m _{CR} (kg)	m _R (kg)	A _b (mm ²)	C _V (-)	ℓ _{1N} (mm)	ℓ _{2N} (mm)	ℓ _{3N} (mm)	ℓ _{4N} (mm)	ℓ _{1E} (mm)	ℓ _{2E} (mm)

ℓ _{gN} (mm)	ℓ _{gE} (mm)	n (-)	n _{1N} (-)	n _{2N} (-)	n _{3N} (-)	n _{4N} (-)	n _{1E} (-)	n _{2E} (-)
		8	2	2	2	2	4	4

部材	材料	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)
基礎ボルト		696	867	607

1.3 計算数値

1.3.1 部材に生じる応力

(単位：MPa)

部材	応力	基準地震動 S_s
上部枠	引張り σ_x	4
	引張り σ_y	19
	せん断 τ_{xy}	14
	組合せ σ_{fa}	29
コラム	引張り σ_x	11
	引張り σ_y	91
	せん断 τ_{xy}	2
	組合せ σ_{fa}	86
補強板	引張り σ_x	28
	引張り σ_y	1
	せん断 τ_{xy}	1
	組合せ σ_{fa}	28
ブレース	引張り σ_x	64
	引張り σ_y	7
	せん断 τ_{xy}	5
	組合せ σ_{fa}	61
ベース	引張り σ_x	41
	引張り σ_y	6
	せん断 τ_{xy}	11
	組合せ σ_{fa}	43

1.3.2 基礎ボルトの評価に用いるせん断力及びモーメント

部材	基準地震動 S_s			
	せん断力		モーメント	
基礎ボルト	F_N (N)	F_E (N)	M_N (N・mm)	M_E (N・mm)
	7.505×10^4	1.867×10^5	1.086×10^8	5.564×10^8

1.4 結論

1.4.1 部材に生じる応力

(単位：MPa)

部材	材料	応力	算出応力	許容応力
上部枠		組合せ	$\sigma_{fa} = 29$	$f_t = 205$
コラム		組合せ	$\sigma_{fa} = 86$	$f_t = 205$
補強板		組合せ	$\sigma_{fa} = 28$	$f_t = 205$
ブレース		組合せ	$\sigma_{fa} = 61$	$f_t = 205$
ベース		組合せ	$\sigma_{fa} = 43$	$f_t = 205$

すべて許容応力以下である。

1.4.2 基礎ボルトに生じる応力

(単位：MPa)

部材	材料	応力	算出応力	許容応力
基礎ボルト		引張り	$\sigma_b = 198$	$f_{ts} = 455^*$
		せん断	$\tau_b = 23$	$f_{sb} = 350$

注記*： $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

すべて許容応力以下である。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

【制御棒貯蔵ラックの耐震性についての計算結果】

2. 重大事故等対処設備

2.1 設計条件

機器名称	設備分類	据付場所及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		基準地震動 S _s		最高使用温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	
制御棒貯蔵ラック	—	原子炉建屋 0.P. 22.50* ¹ (0.P. 22.915)		0.05以下	C _H =2.65 又は* ²	C _V =1.77	100

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：基準地震動 S_s に基づく設計用床応答曲線により得られる値

2.2 機器要目

2.2.1 固有周期の算出及び部材の応力評価に用いる要目

項目 部材	材料	t (mm)	E (MPa)	S_y^{*1} (MPa)	$S_y (RT)^{*2}$ (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)
上部枠			1.92×10^5	171	205	441	205
コラム			1.92×10^5	171	205	441	205
補強板			1.92×10^5	171	205	441	205
ブレース			1.92×10^5	171	205	441	205
ベース			1.92×10^5	171	205	441	205

注記*1：最高使用温度で算出

*2：室温で算出

*3～11：部材位置は図5-1に示す。

2.2.2 基礎ボルトの応力評価に用いる項目

m (kg)	m _{CR} (kg)	m _R (kg)	A _b (mm ²)	C _V (-)	ℓ _{1N} (mm)	ℓ _{2N} (mm)	ℓ _{3N} (mm)	ℓ _{4N} (mm)	ℓ _{1E} (mm)	ℓ _{2E} (mm)

ℓ _{gN} (mm)	ℓ _{gE} (mm)	n (-)	n _{1N} (-)	n _{2N} (-)	n _{3N} (-)	n _{4N} (-)	n _{1E} (-)	n _{2E} (-)
		8	2	2	2	2	4	4

部材	材料	S _y (MPa)	S _u (MPa)	F* (MPa)
基礎ボルト		666	846	592

2.3 計算数値

2.3.1 部材に生じる応力

(単位：MPa)

部材	応力	基準地震動 S_s
上部枠	引張り σ_x	4
	引張り σ_y	19
	せん断 τ_{xy}	14
	組合せ σ_{fa}	29
コラム	引張り σ_x	11
	引張り σ_y	91
	せん断 τ_{xy}	2
	組合せ σ_{fa}	86
補強板	引張り σ_x	28
	引張り σ_y	1
	せん断 τ_{xy}	1
	組合せ σ_{fa}	28
ブレース	引張り σ_x	64
	引張り σ_y	7
	せん断 τ_{xy}	5
	組合せ σ_{fa}	61
ベース	引張り σ_x	41
	引張り σ_y	6
	せん断 τ_{xy}	11
	組合せ σ_{fa}	43

2.3.2 基礎ボルトの評価に用いるせん断力及びモーメント

部材	基準地震動 S_s			
	せん断力		モーメント	
基礎ボルト	F_N (N)	F_E (N)	M_N (N・mm)	M_E (N・mm)
		7.505×10^4	1.867×10^5	1.086×10^8

2.4 結論

2.4.1 部材に生じる応力

(単位：MPa)

部材	材料	応力	算出応力	許容応力
上部枠		組合せ	$\sigma_{fa} = 29$	$f_t = 205$
コラム		組合せ	$\sigma_{fa} = 86$	$f_t = 205$
補強板		組合せ	$\sigma_{fa} = 28$	$f_t = 205$
ブレース		組合せ	$\sigma_{fa} = 61$	$f_t = 205$
ベース		組合せ	$\sigma_{fa} = 43$	$f_t = 205$

すべて許容応力以下である。

2.4.2 基礎ボルトに生じる応力

(単位：MPa)

部材	材料	応力	算出応力	許容応力
基礎ボルト		引張り	$\sigma_b = 198$	$f_{ts} = 444^*$
		せん断	$\tau_b = 23$	$f_{sb} = 341$

注記*： $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出

すべて許容応力以下である。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

VI-2-11-2-14 燃料チャンネル着脱機の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 一般事項	1
2.1 配置概要	1
2.2 構造計画	2
2.3 評価方針	3
2.4 適用規格・基準等	4
2.5 記号の説明	5
2.6 計算精度と数値の丸め方	7
3. 評価部位	7
4. 地震応答解析及び構造強度評価	8
4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法	8
4.2 荷重の組合せ及び許容応力	8
4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態	8
4.2.2 許容応力	8
4.2.3 使用材料の許容応力評価条件及び許容荷重評価条件	8
4.3 解析モデル及び諸元	13
4.4 固有周期	15
4.5 設計用地震力	19
4.6 計算方法	20
4.6.1 応力の計算方法	20
4.6.2 荷重の計算方法	23
4.7 計算条件	28
4.8 応力及び荷重の評価	28
4.8.1 フレーム、バックプレート及び可動台の応力評価	28
4.8.2 カーブ上面固定ボルト及びバックプレート押えボルトの応力評価	28
4.8.3 吊具の荷重評価	29
5. 評価結果	29
5.1 設計基準対象施設としての評価結果	29
5.2 重大事故等対処設備としての評価結果	29

1. 概要

本計算書は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の耐震評価方針に基づき、下位クラス設備である燃料チャンネル着脱機（以下「着脱機」という。）（Bクラスの施設）が上位クラス施設と同じ運転状態において基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認することで、下部に設置された上位クラスである使用済燃料貯蔵ラック（Sクラスの施設及び重大事故等対処設備）に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

2. 一般事項

2.1 配置概要

着脱機は、原子炉建屋の使用済燃料プール内に2台設置されている。着脱機は、図2-1の位置関係に示すように、上位クラスの施設である使用済燃料貯蔵ラックの近傍に設置されていることから、転倒又は落下により、使用済燃料貯蔵ラックに対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

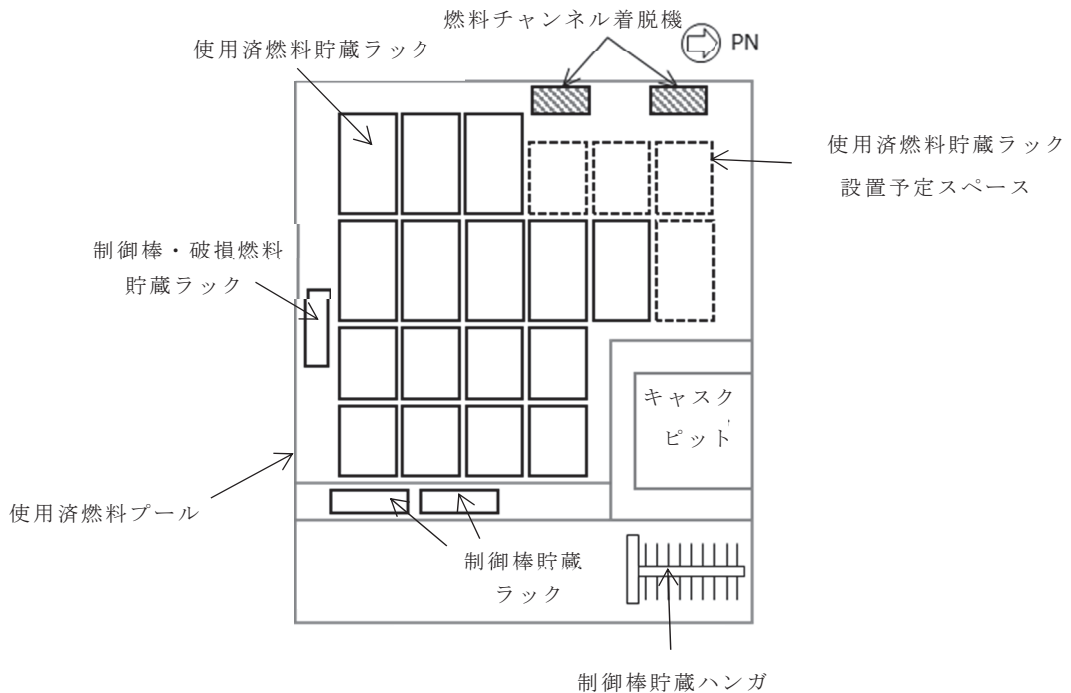


図 2-1 燃料チャンネル着脱機と使用済燃料プール等の位置関係図

2.2 構造計画

着脱機の構造計画を表 2-1 に示す。

表 2-1 構造計画

計画の概要		概略構造図	
基礎・支持構造	主体構造		
<p>フレームに溶接されたサポートブラケットが使用済燃料プール壁面の埋込金物に溶接されたサポートラグに差し込まれている。バックプレートはカーブ上面固定ボルトによりカーブ上部と、バックプレート押えボルトによりプール壁面上部に取り付けられる。</p>	<p>着脱機本体は可動台、フレーム及びバックプレートで構成されており、フレームとバックプレートは溶接により固定されている。可動台はフレームに支持され吊具（チェーン）を介して上下する。</p>		

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.3 評価方針

着脱機の応力評価は、添付資料「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」にて設定したSクラスの施設及び重大事故等対処設備と同じ運転状態における、荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」にて示す着脱機の部位を踏まえ「3. 評価部位」にて設定する箇所において、「4.3 解析モデル及び諸元」及び「4.4 固有周期」で算出した固有周期に基づく設計用地震力による応力等が許容限界内に収まることを、「4.1 地震応答解析及び構造強度評価」にて示す方法にて確認することで実施する。結果確認を「5. 評価結果」に示す。

着脱機の耐震評価フローを図 2-2 に示す。

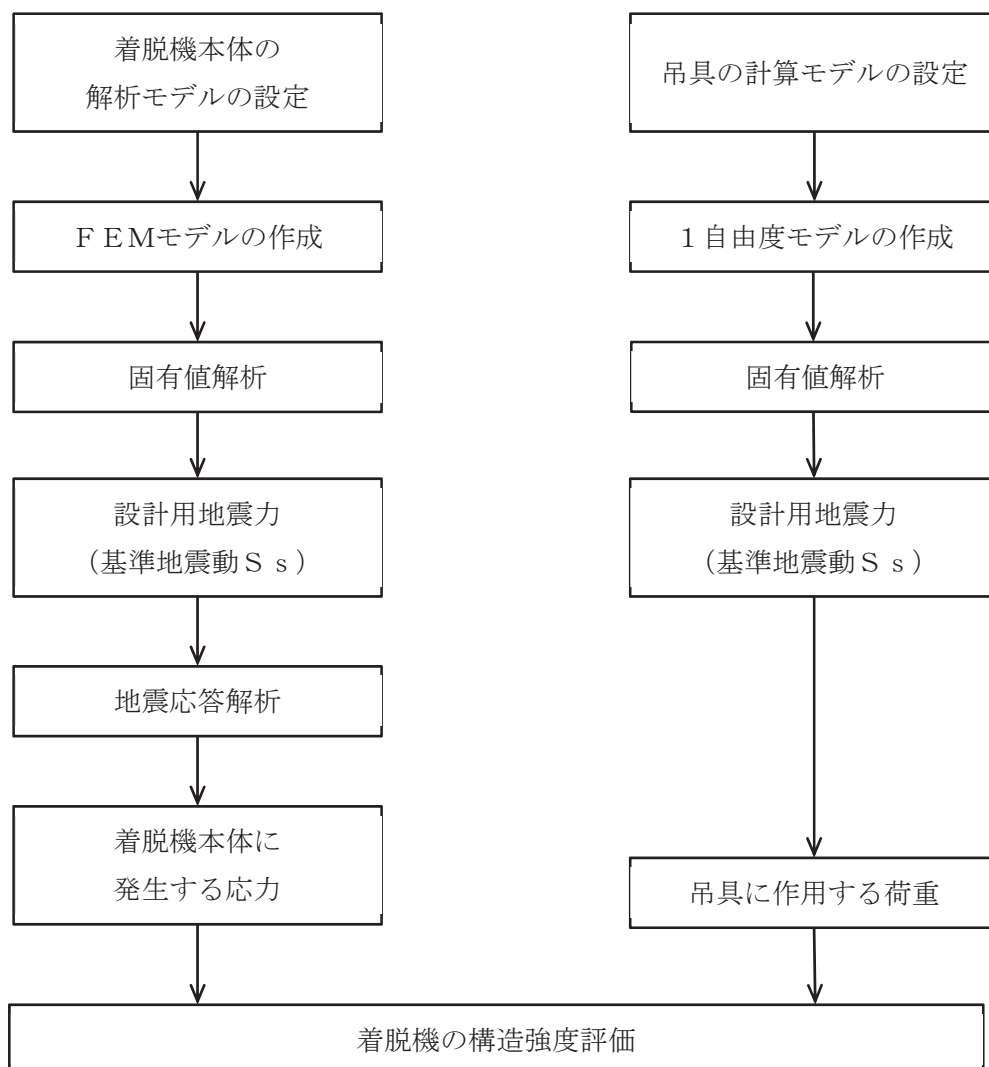


図 2-2 着脱機の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 (J E A G 4 6 0 1 ・
補-1984)
- (3) 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)
- (4) J S M E S N C 1 -2005/2007 発電用原子力設備規格 設計・建設規格
(以下「設計・建設規格」という。)
- (5) 日本産業規格 (J I S)

2.5 記号の説明

記号	記号の説明	単位
A_{1F}	フレームの断面積	mm^2
A_{yF}	せん断断面積 (y 方向)	mm^2
A_{zF}	せん断断面積 (z 方向)	mm^2
A_L	チェーンの許容荷重	N
C_H	水平方向設計震度	—
C_V	鉛直方向設計震度	—
E	フレーム及び可動台の縦弾性係数	MPa
F^*	設計・建設規格 SSB-3121.3 又は SSB-3133 に定める値	MPa
F_{xF}	フレームに作用する軸力	N
F_{yF}	フレームに作用するせん断力 (y 方向)	N
F_{zF}	フレームに作用するせん断力 (z 方向)	N
F_C	チェーンに作用する荷重	N
f_s	許容せん断応力	MPa
f_{sb}	せん断力のみを受けるボルトの許容せん断応力	MPa
f_t	許容引張応力	MPa
f_{to}	引張力のみを受けるボルトの許容引張応力	MPa
f_{ts}	引張力とせん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力	MPa
g	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
M_{xF}	フレームのねじりモーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_{yF}	フレームの y 軸周り曲げモーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
M_{zF}	フレームの z 軸周り曲げモーメント	$\text{N}\cdot\text{mm}$
m_F	フレームの質量	kg
m_K	可動台の質量	kg
m_m	吊荷 (可動台及び燃料) の質量	kg
m_{wH}	水平方向の水の付加質量	kg
m_{wN}	鉛直方向の水の付加質量	kg
S_u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表 9 に定める値	MPa
S_y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表 8 に定める値	MPa
$S_y(RT)$	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表 8 に定める材料の 40°Cにおける値	MPa
K_F	フレームのねじり応力係数	mm^{-3}
Z_{yF}	フレームの y 軸周り断面係数	mm^3
Z_{zF}	フレームの z 軸周り断面係数	mm^3

記号	記号の説明	単位
ν	ポアソン比	—
σ_{tF}	フレームの全引張応力	MPa
σ_{c1F}	フレームの組合せ応力	MPa
σ_{xF}	x方向の荷重によるフレームの引張応力	MPa
σ_{bF}	曲げモーメントによる応力	MPa
τ_{tF}	フレームの全せん断応力	MPa
τ_{1F}	フレームのせん断応力	MPa
τ_{2F}	フレームのねじりモーメントによるせん断応力	MPa
V_1	吊荷の最大速度	mm/s
V_2	着脱機の最大速度	mm/s
k_W	吊具のばね定数	N・mm
T_W	吊荷の固有周期	s
T_f	着脱機鉛直方向の固有周期	s
L_W	吊荷荷重算出に使用するチェーン長さ	mm
a_w	吊荷の固有周期において基準地震動 S_s に基づく設計用床応答曲線により得られる震度	—

注：記号右端添え字にFが付くものは、フレーム評価用を代表で示したもので、バックプレート評価用についてはF→P、可動台評価用についてはF→K、カーブ上面固定ボルト評価用についてはF→Bに、バックプレート押えボルト評価用についてはF→Dに置き換える。

2.6 計算精度と数値の丸め方

精度は6桁以上を確保する。

表示する数値の丸め方は表 2-2 に示す通りとする。

表 2-2 表示する数値の丸め方

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁
固有周期	s	小数点以下第4位	四捨五入	小数点以下第3位
震度	—	小数点以下第3位	切上げ	小数点以下第2位
温度	℃	—	—	整数位
質量	kg	—	—	整数位*2
長さ	下記以外の長さ	mm	—	整数位*1
	厚さ	mm	—	小数点以下第1位
断面積	mm ²	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*2
モーメント	N・mm	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*2
力	N	有効数字5桁目	四捨五入	有効数字4桁*2
縦弾性係数	MPa	有効数字4桁目	四捨五入	有効数字3桁*2
算出応力	MPa	小数点以下第1位	切上げ	整数位
許容応力	MPa	小数点以下第1位	切捨て	整数位*3

注記*1： 設計上定める値が小数点以下の場合は、小数点以下表示とする。

*2： 絶対値が1000以上のときはべき数表示とする。

*3： 設計・建設規格 付録材料図表に記載された温度の間における引張強さ及び降伏点は、比例法により補間した値の小数点以下第1位を切り捨て、整数位までの値とする。

3. 評価部位

着脱機の耐震評価は、「4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法」に示す条件に基づき、着脱機及び吊荷（可動台及び燃料）の転倒、落下により、使用済燃料貯蔵ラックが損傷することを防止するために、着脱機本体（フレーム、バックプレート、可動台、カーブ上面固定ボルト、バックプレート押えボルト）及び吊具（チェーン）について実施する。着脱機の耐震評価部位については、表 2-1 の概略構造図に示す。

4. 地震応答解析及び構造強度評価

4.1 地震応答解析及び構造強度評価方法

- (1) 着脱機本体の応答解析には、はり要素を用いた3次元有限要素法モデルによる静解析を行う。
- (2) 地震力は、着脱機本体（フレーム、バックプレート及び可動台）に対して水平2方向及び鉛直方向から個別に作用するものとし、強度評価において組合せるものとする。
- (3) フレーム及びバックプレートは、使用済燃料プールのカーブ上面固定ボルト、バックプレート押えボルト及びサポートブラケットにより荷重を支持する構造であるため、該当部位の拘束条件を設定する。
- (4) 可動台に搭載される燃料は、集中質量として設定する。
- (5) 可動台はチェーンにより保持されフレームに沿って鉛直方向に昇降するため、可動台の位置について評価条件として新燃料搬入位置、常用上限及び常用下限を選定し、それぞれの評価部位に対して最も厳しい評価条件を適用する。
- (6) 吊具については、鉛直方向の地震力により発生する荷重に対して評価を行う。
- (7) 耐震計算に用いる寸法は、公称値を使用する。

4.2 荷重の組合せ及び許容応力

4.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

着脱機の荷重の組合せ及び許容応力状態のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-1 に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-2 に示す。

4.2.2 許容応力

着脱機の許容応力は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表 4-3 のとおりとする。

4.2.3 使用材料の許容応力評価条件及び許容荷重評価条件

着脱機の許容応力評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-4 に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-6 に示す。

着脱機の許容荷重評価条件のうち設計基準対象施設の評価に用いるものを表 4-5 に、重大事故等対処設備の評価に用いるものを表 4-7 に示す。

表 4-1 荷重の組合せ及び許容応力状態（設計基準対象施設）

施設区分		機器名称	耐震設計上の 重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱 施設及び貯蔵施設	燃料取扱設備	燃料チャンネル 着脱機	B	—*	$D + P_D + M_D + S_s$	$IV_A S$

注記*：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-2 荷重の組合せ及び許容応力状態（重大事故等対処設備）

施設区分		機器名称	耐震設計上の 重要度分類	機器等の区分	荷重の組合せ	許容応力状態
核燃料物質の取扱 施設及び貯蔵施設	燃料取扱設備	燃料チャンネル 着脱機	—	—*	$D + P_{SAD} + M_{SAD} + S_s$	$V_A S$ ($V_A S$ として $IV_A S$ の 許容限界を用いる。)

注記*：その他の支持構造物の荷重の組合せ及び許容応力を適用する。

表 4-3 許容応力（その他の支持構造物及び重大事故等その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界*1, *2 (ボルト等以外)			許容限界*2 (ボルト等)	
	一次応力			一次応力	
	引張	せん断	組合せ	引張	せん断
IV _A S	1.5・f _t *	1.5・f _s *	1.5・f _t *	1.5・f _t *	1.5・f _s *
V _A S (V _A SとしてIV _A Sの許容限界を用いる。)					

注記*1：応力の組合せが考えられる場合には，組合せ応力に対しても評価を行う。

*2：当該の応力が生じない場合，規格基準で省略可能とされている場合及び他の応力で代表可能である場合は評価を省略する。

表 4-4 使用材料の許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (R T) (MPa)
		フレーム		周囲環境温度	66	—	
バックプレート	周囲環境温度	50		—			
可動台	周囲環境温度	66		—			
カーブ上面固定ボルト	周囲環境温度	50		—			
バックプレート 押えボルト	周囲環境温度	50		—			

表 4-5 使用材料の許容荷重評価条件（設計基準対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		定格荷重 (N)	安全率	許容荷重 (N)
チェーン		周囲環境温度	66			

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-6 使用材料の許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		S (MPa)	S _y (MPa)	S _u (MPa)	S _y (RT) (MPa)
		フレーム		周囲環境温度	100	—	
バックプレート	周囲環境温度	100		—			
可動台	周囲環境温度	100		—			
カーブ上面固定ボルト	周囲環境温度	100		—			
バックプレート 押えボルト	周囲環境温度	100		—			

表 4-7 使用材料の許容荷重評価条件（重大事故等対象施設）

評価部材	材料	温度条件 (°C)		定格荷重 (N)	安全率	許容荷重 (N)
		チェーン		周囲環境温度	100	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.3 解析モデル及び諸元

着脱機の解析モデルを図 4-1 に、解析モデル概要を以下に示す。また、機器諸元を【着脱機の耐震性についての計算結果】の機器要目に示す。

- (1) 着脱機本体（フレーム、バックプレート及び可動台）をはり要素でモデル化した有限要素法モデルとする。なお、チェーンはモデル化を行わず質量をチェーンが接続する操作台の質点に付与する。

(2)

(3)

- (4) 鉛直方向の解析にあたっては、可動台の質量はフレーム上部の質点に付与する。
- (5) 質量には着脱機自身の質量、燃料の質量並びに水の付加質量を考慮する。
- (6) 解析コードは「MSC NASTRAN」を使用し、固有値及び荷重を求める。

なお、評価に用いる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。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



図 4-1 解析モデル

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.4 固有周期

固有値解析の結果を表 4-8 に示す。また、振動モード図を図 4-2～図 4-7 に示す。全ての可動台位置において固有周期は 0.05 秒以下であり、剛であることを確認した。

表 4-8 固有値解析結果

可動台位置	モード	固有周期 (s)	卓越方向	刺激係数*1		
				水平方向 (EW)	水平方向 (NS)	鉛直方向
新燃料搬入 位置	1 次	[Blank]	[Blank]	[Blank]	[Blank]	[Blank]
	2 次					
常用上限	1 次					
	2 次					
常用下限	1 次					
	2 次					

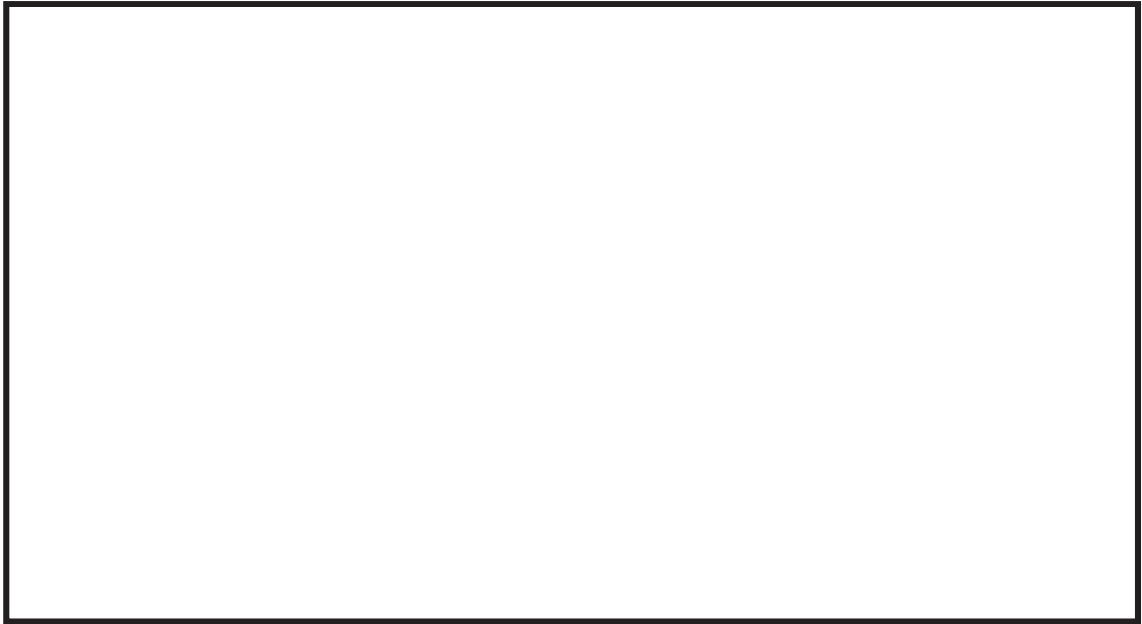
注記*1：刺激係数は、モード質量を正規化し、固有ベクトルと質量マトリックスの積から算出した値を示す。



全体図

拡大図

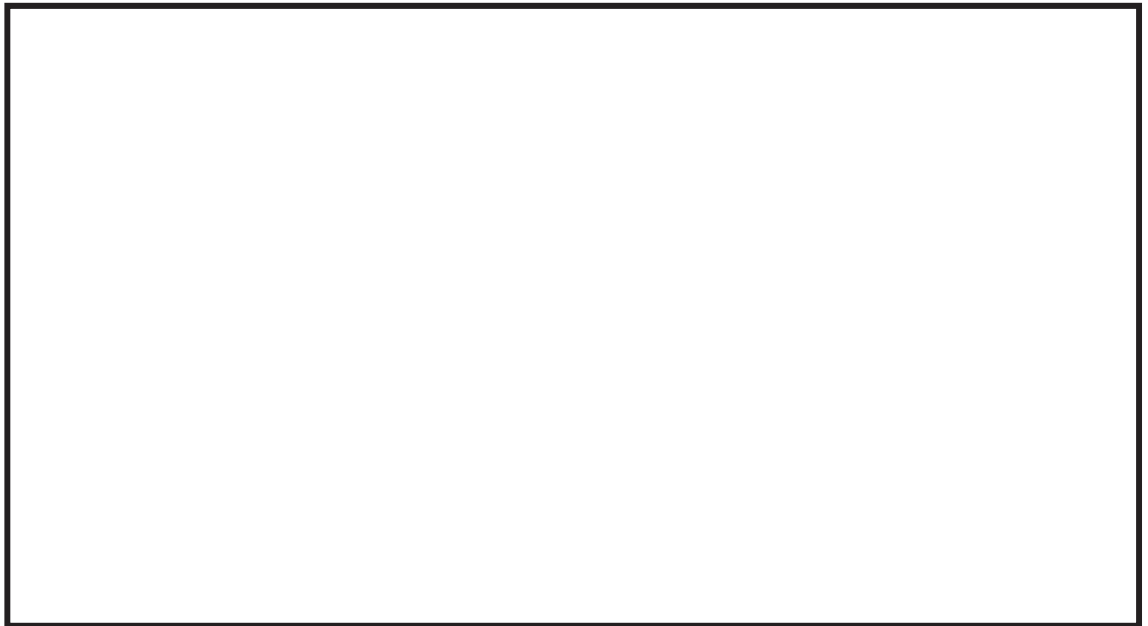
図 4-2 新燃料搬入位置 1 次モード



全体図

拡大図

図 4-3 新燃料搬入位置 2次モード

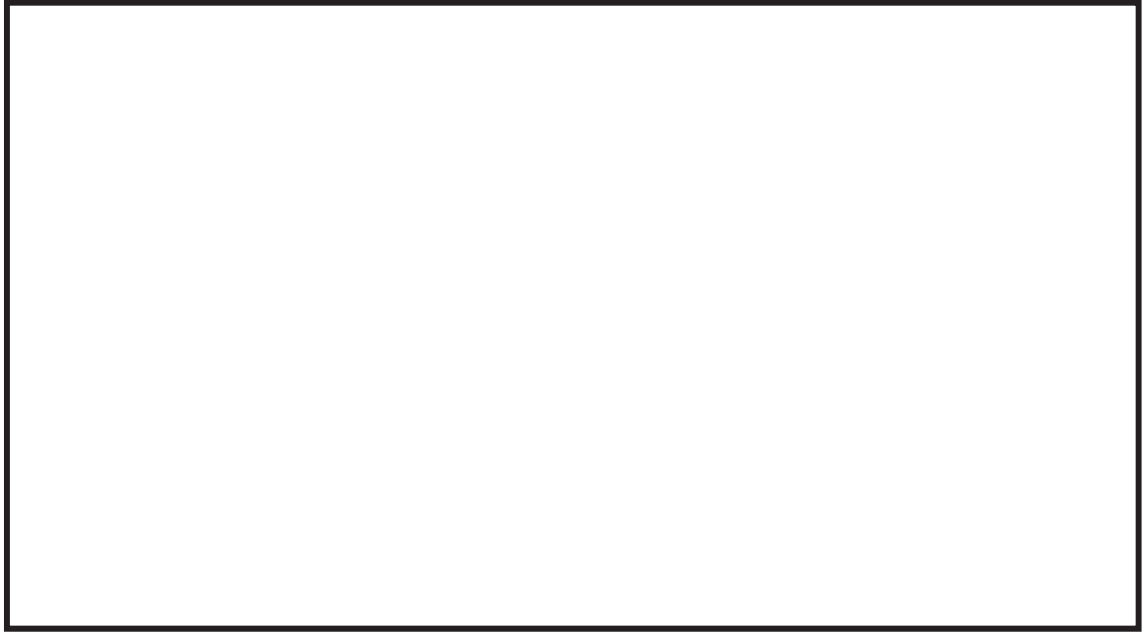


全体図

拡大図

図 4-4 常用上限 1次モード

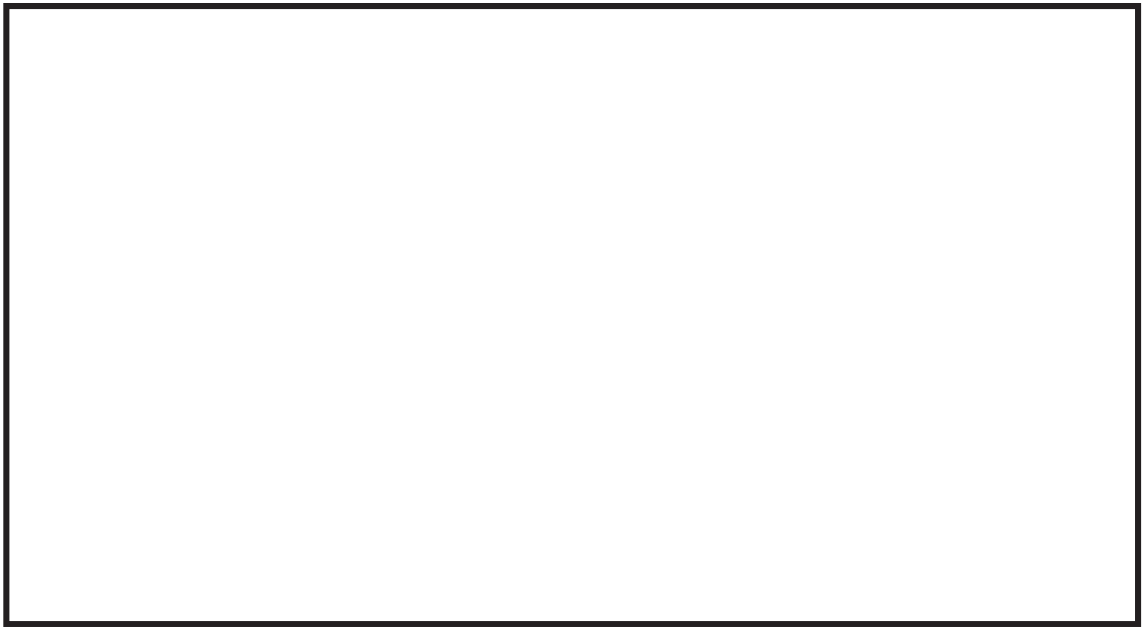
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



全体図

拡大図

図 4-5 常用上限 2次モード



全体図

拡大図

図 4-6 常用下限 1次モード

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



全体図

拡大図

図 4-7 常用下限 2次モード

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.5 設計用地震力

水平方向の基準地震動 S_s による地震力は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に示す作成方法に基づき EW 方向及び NS 方向について個別に策定する。なお、鉛直方向の基準地震動 S_s による地震力は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に記載の設計震度を適用する。

耐震評価に用いる設計用地震力を表 4-9 及び表 4-10 に示す。

表 4-9 設計用地震力（設計基準対象施設）

据付場所 及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度		基準地震動 S_s		
	水平 方向	鉛直 方向	水平 方向 設計 震度	鉛直 方向 設計 震度	水平方向 設計震度		鉛直方向 設計震度
					EW 方向	NS 方向	
原子炉 建屋 O. P. 33. 2*1			—	—	$C_H = 2.40$	$C_H = 2.65$	$C_V = 1.77$

注記*1：基準床レベルを示す。

表 4-10 設計用地震力（重大事故等対処設備）

据付場所 及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S_d 又は静的震度		基準地震動 S_s		
	水平 方向	鉛直 方向	水平 方向 設計 震度	鉛直 方向 設計 震度	水平方向 設計震度		鉛直方向 設計震度
					EW 方向	NS 方向	
原子炉 建屋 O. P. 33. 2*1			—	—	$C_H = 2.40$	$C_H = 2.65$	$C_V = 1.77$

注記*1：基準床レベルを示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.6 計算方法

4.6.1 応力の計算方法

(1) フレームの応力

a. 全引張応力 σ_{tF} の算出

(a) 引張力 F_{xF} による引張応力 σ_{xF}

$$\sigma_{xF} = F_{xF} / A_{1F} \dots \dots \dots (4.6.1.1)$$

(b) 曲げモーメント M_{zF} , M_{yF} による応力 σ_{bF}

$$\sigma_{bF} = M_{zF} / Z_{zF} + M_{yF} / Z_{yF} \dots \dots \dots (4.6.1.2)$$

(c) 全引張応力 σ_{tF}

$$\sigma_{tF} = \sigma_{xF} + \sigma_{bF} \dots \dots \dots (4.6.1.3)$$

b. 全せん断応力 τ_{tF} の算出

(a) せん断力 F_{zF} , F_{yF} によるせん断応力 τ_{1F}

$$\tau_{1F} = \sqrt{(F_{zF} / A_{zF})^2 + (F_{yF} / A_{yF})^2} \dots \dots \dots (4.6.1.4)$$

(b) ねじりモーメント M_{xF} によるせん断応力 τ_{2F}

$$\tau_{2F} = K_F \times M_{xF} \dots \dots \dots (4.6.1.5)$$

(c) 全せん断応力 τ_{tF}

$$\tau_{tF} = \tau_{1F} + \tau_{2F} \dots \dots \dots (4.6.1.6)$$

c. 組合せ応力 σ_{c1F}

$$\sigma_{c1F} = \sqrt{\sigma_{tF}^2 + 3(\tau_{1F} + \tau_{2F})^2} \dots \dots \dots (4.6.1.7)$$

(2) バックプレートの応力

a. 全引張応力 σ_{tP} の算出

(a) 引張力 F_{xP} による引張応力 σ_{xP}

$$\sigma_{xP} = F_{xP} / A_{1P} \dots \dots \dots (4.6.1.8)$$

(b) 曲げモーメント M_{zP} , M_{yP} による応力 σ_{bP}

$$\sigma_{bP} = M_{zP} / Z_{zP} + M_{yP} / Z_{yP} \dots \dots \dots (4.6.1.9)$$

(c) 全引張応力 σ_{tP}

$$\sigma_{tP} = \sigma_{xP} + \sigma_{bP} \dots \dots \dots (4.6.1.10)$$

b. 全せん断応力 τ_{tP} の算出

(a) せん断力 F_{zP} , F_{yP} によるせん断応力 τ_{1P}

$$\tau_{1P} = \sqrt{\left(F_{zP} / A_{zP}\right)^2 + \left(F_{yP} / A_{yP}\right)^2} \dots \dots \dots (4.6.1.11)$$

(b) ねじりモーメント M_{xP} によるせん断応力 τ_{2P}

$$\tau_{2P} = K_P \times M_{xP} \dots \dots \dots (4.6.1.12)$$

(c) 全せん断応力 τ_{tP}

$$\tau_{tP} = \tau_{1P} + \tau_{2P} \dots \dots \dots (4.6.1.13)$$

c. 組合せ応力 σ_{c1P}

$$\sigma_{c1P} = \sqrt{\sigma_{tP}^2 + 3\left(\tau_{1P} + \tau_{2P}\right)^2} \dots \dots \dots (4.6.1.14)$$

(3) 可動台の応力

a. 全引張応力 σ_{tK} の算出

(a) 引張力 F_{xK} による引張応力 σ_{xK}

$$\sigma_{xK} = F_{xK} / A_{1K} \dots \dots \dots (4.6.1.15)$$

(b) 曲げモーメント M_{zK} , M_{yK} による応力 σ_{bK}

$$\sigma_{bK} = M_{zK} / Z_{zK} + M_{yK} / Z_{yK} \dots \dots \dots (4.6.1.16)$$

(c) 全引張応力 σ_{tK}

$$\sigma_{tK} = \sigma_{xK} + \sigma_{bK} \dots \dots \dots (4.6.1.17)$$

b. 全せん断応力 τ_{tK} の算出

(a) せん断力 F_{zK} , F_{yK} によるせん断応力 τ_{1K}

$$\tau_{1K} = \sqrt{\left(F_{zK} / A_{zK}\right)^2 + \left(F_{yK} / A_{yK}\right)^2} \dots \dots \dots (4.6.1.18)$$

(b) ねじりモーメント M_{xK} によるせん断応力 τ_{2K}

$$\tau_{2K} = K_K \times M_{xK} \dots \dots \dots (4.6.1.19)$$

(c) 全せん断応力 τ_{tK}

$$\tau_{tK} = \tau_{1K} + \tau_{2K} \dots \dots \dots (4.6.1.20)$$

c. 組合せ応力 σ_{c1K}

$$\sigma_{c1K} = \sqrt{\sigma_{tK}^2 + 3(\tau_{1K} + \tau_{2K})^2} \dots \dots \dots (4.6.1.21)$$

(4) カーブ上面固定ボルトの応力

a. 全引張応力 σ_{tB} の算出

(a) 引張力 F_{xB} による引張応力 σ_{xB} の算出

$$\sigma_{xB} = F_{xB} / A_{1B} \dots \dots \dots (4.6.1.22)$$

(b) 曲げモーメント M_{zB} , M_{yB} による応力 σ_{bB}

$$\sigma_{bB} = M_{zB} / Z_{zB} + M_{yB} / Z_{yB} \dots \dots \dots (4.6.1.23)$$

(c) 全引張応力 σ_{tB}

$$\sigma_{tB} = \sigma_{xB} + \sigma_{bB} \dots \dots \dots (4.6.1.24)$$

b. せん断力 F_{zB} , F_{yB} によるせん断応力 τ_{1B} の算出

$$\tau_{1B} = \sqrt{(F_{zB} / A_{1B})^2 + (F_{yB} / A_{1B})^2} \dots \dots (4.6.1.25)$$

(5) バックプレート押えボルトの応力

a. 全引張応力 σ_{tD} の算出

(a) 引張力 F_{xD} による引張応力 σ_{xD} の算出

$$\sigma_{xD} = F_{xD} / A_{1D} \dots \dots \dots (4.6.1.26)$$

(b) 曲げモーメント M_{zD} , M_{yD} による応力 σ_{bD}

$$\sigma_{bD} = M_{zD} / Z_{zD} + M_{yD} / Z_{yD} \dots \dots \dots (4.6.1.27)$$

(c) 全引張応力 σ_{tD}

$$\sigma_{tD} = \sigma_{xD} + \sigma_{bD} \quad \dots \dots \dots (4.6.1.28)$$

b. せん断力 F_{zD} , F_{yD} によるせん断応力 τ_{1D} の算出

$$\tau_{1D} = \sqrt{\left(F_{zD}/A_{1D}\right)^2 + \left(F_{yD}/A_{1D}\right)^2} \quad \dots \dots (4.6.1.29)$$

4.6.2 荷重の計算方法

(1) 吊具に作用する荷重

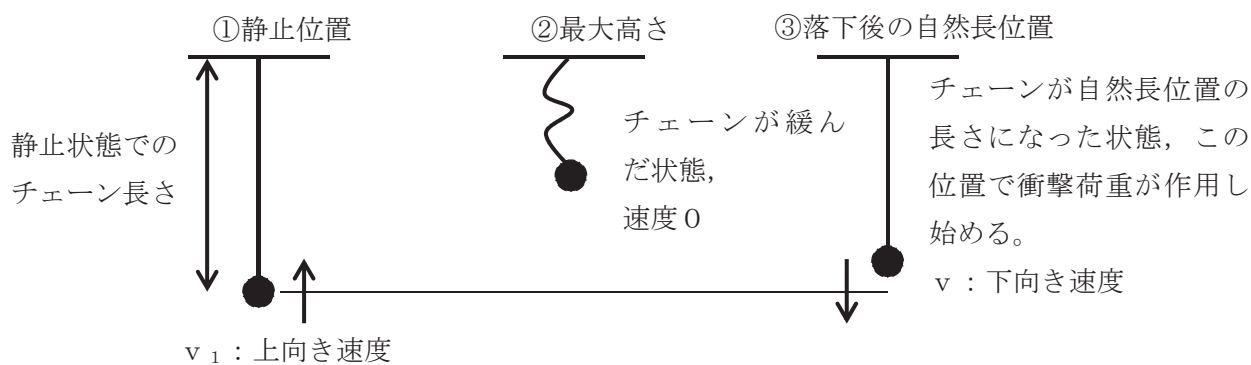
着脱機の吊荷荷重を受ける部位として、損傷・破断により吊荷（可動台及び燃料）の落下に至る可能性がある吊具（チェーン）を評価対象とする。

チェーンの計算に当たっては、以下の基本事項で行うものとする。

- ・吊荷に作用する地震力は、添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき、固有周期 T_w において基準地震動 S_s に基づく設計用床応答曲線により得られる値を適用する。減衰定数は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の減衰定数である % を適用する。
- ・吊荷は水中にあり、実際の吊下げでは水の抵抗を受けるが、評価に当たっては、気中で吊下げを想定して保守的に水の抵抗はないものとして行う。
- ・可動台及び吊荷の速度算出に当たっては、可動台、吊荷質量及びチェーン長さの評価条件を、固有周期と床応答曲線の関係から評価が厳しくなるように設定する。
 - ① チェーン長さは、固有周期に対する床応答特性（加速度）がより厳しくなる長さとする。評価に当たっては、チェーン長さに応じて吊荷の固有周期が変化するため、吊具に作用する荷重を求める際に用いる設計用床応答曲線より、震度が最大となる固有周期に相当する新燃料搬入位置及び常用上限の中間の吊荷位置（チェーン長さ：）での評価を行う。
 - ② 吊荷の質量は、燃料及び可動台の質量ならびに水の付加質量とする。
- ・チェーンの荷重は、吊荷を1自由度モデルにより求めた固有周期に対応する加速度、着脱機を4.5項で設定した設計用震度をもとに、吊荷が一度浮き上がって落下したときの衝撃荷重を算出する。
- ・着脱機と吊荷の位相差が吊荷に及ぼす影響については、吊荷とは逆位相に生じる着脱機を速度を、吊荷に作用する相対速度として考慮する。
- ・衝撃荷重は、吊荷が持っている運動量の保存則を考慮して算出する。

(2) 吊荷の浮上り後の落下速度の算出

吊荷は、図 4-8 に示すように、鉛直方向に浮き上がり再び自然長位置に戻った瞬間から、吊具の衝撃荷重を与える。



○下向き速度 v

②, ③まではエネルギー保存則より

下向き速度 v は

$$v < v_1$$

となるが、保守的に

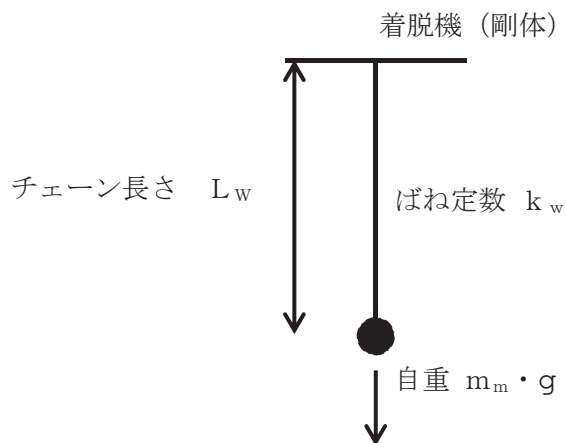
$$v = v_1$$

として評価を行う。

図 4-8 吊荷の浮上りの様子

(3) 吊荷の固有周期

図 4-9 に示すとおり，着脱機を剛体としたときの吊荷の固有周期 T_w を算出する。



固有周期：
$$T_w = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m_m}{k_w}} \quad \dots \quad (4.6.2.1)$$

図 4-9 吊荷の固有周期の算出

(4) 吊荷，着脱機 の速度の算出

以下の式に従い，吊荷及び着脱機に作用する最大加速度による速度を算出する。

$$v_1 = a_w \cdot g \cdot T_w / (2 \cdot \pi) \quad \dots \quad (4.6.2.2)$$

$$v_2 = C_v \cdot g \cdot T_f / (2 \cdot \pi) \quad \dots \quad (4.6.2.3)$$

(5) 吊具に作用する衝撃荷重

以下のとおり，チェーンに作用する荷重Fを算出する。

図 4-10 及び図 4-11 に示すように，チェーンの下端にある吊荷の運動量の変化は吊荷と着脱機の質量や固有値が異なることから v_1 と v_2 が同値にならないが，保守的にチェーンの減衰がなく完全弾性衝突を仮定して反発係数を 1 とすれば以下となる。

$$(\text{力積}) : \int_0^{\frac{T_w}{4}} F \cdot \sin \left(2 \cdot \pi \cdot \frac{t}{T_w} \right) \cdot dt \quad \dots \quad (4.6.2.4)$$

$$(\text{吊荷の運動量の変化}) : m_m \cdot (v_1 + v_2) \quad \dots \quad (4.6.2.5)$$

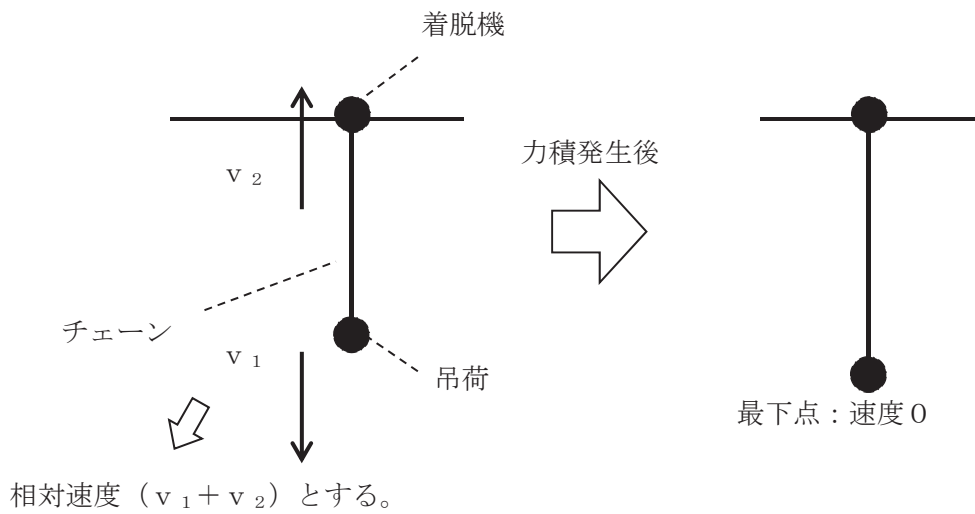


図 4-10 吊荷落下後の速度変化

吊荷の力積

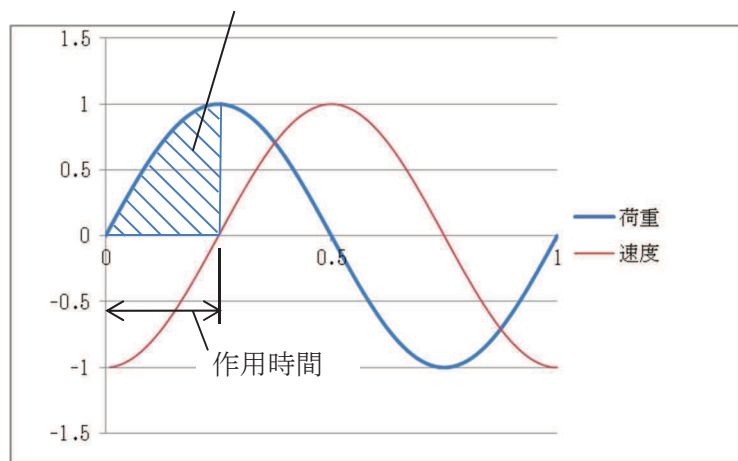


図 4-11 吊荷の力積の概念図

吊荷の運動方向が変化する時間については、チェーンが完全弾性体で、吊荷と着脱機の運動が自由振動系であることを仮定すれば、吊荷の固有周期 T_w の4分の1となる。

以上から、運動量変化及び作用時間をもとに荷重は、自重分を追加して、チェーンに作用する荷重を以下のとおり計算する。

$$F_c = \frac{2 \cdot \pi \cdot m_m \cdot (v_1 + v_2)}{T_w} + m_m \cdot g \quad \dots \quad (4.6.2.6)$$

4.7 計算条件

応力解析に用いる自重（着脱機・吊荷）及び荷重（地震荷重）は、本計算書の【着脱機の耐震性についての計算結果】の設計条件及び機器要目に示す。

4.8 応力及び荷重の評価

4.8.1 フレーム、バックプレート及び可動台の応力評価

4.6.1 項で求めたフレーム、バックプレート及び可動台の発生応力 σ_{tF} 、 σ_{c1F} 、 σ_{tP} 、 σ_{c1P} 及び σ_{tK} 、 σ_{c1K} が、許容引張応力 f_t 以下であること。また τ_{tF} 、 τ_{tP} 及び τ_{tK} が、許容せん断応力 f_s 以下であること。

ただし、各許容応力は下表による。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_t	$\frac{F^*}{1.5} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_s	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

4.8.2 カーブ上面固定ボルト及びバックプレート押えボルトの応力評価

4.6.1 項で求めたカーブ上面固定ボルト及びバックプレート押えボルトの引張応力 σ_{tB} 及び σ_{tD} は次式より求めた許容引張応力 f_{ts} 以下であること。ただし、 f_{to} は下表による。また、バックプレート押えボルト評価用については添え字を B→D に置き換える。

$$f_{ts} = \text{Min} [1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_{1B}, f_{to}] \dots \dots (4.8.2.1)$$

せん断応力 τ_{1B} 及び τ_{1D} は、せん断力のみを受けるカーブ上面固定ボルト及びバックプレート押えボルトの許容せん断応力 f_{sb} 以下であること。ただし、各許容応力は下表による。

	基準地震動 S_s による荷重との組合せの場合
許容引張応力 f_{to}	$\frac{F^*}{2} \cdot 1.5$
許容せん断応力 f_{sb}	$\frac{F^*}{1.5 \cdot \sqrt{3}} \cdot 1.5$

4.8.3 吊具の荷重評価

4.6.2 項で求めたチェーンの荷重が許容荷重以下であること。

5. 評価結果

5.1 設計基準対象施設としての評価結果

着脱機の設計基準対象施設としての耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力（基準地震動 S_s ）に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

5.2 重大事故等対処設備としての評価結果

着脱機の重大事故等時の状態を考慮した場合の耐震評価結果を以下に示す。発生値は許容限界を満足しており、設計用地震力（基準地震動 S_s ）に対して十分な構造強度を有していることを確認した。

(1) 構造強度評価結果

構造強度評価の結果を次頁以降の表に示す。

【着脱機の耐震性についての計算結果】

1. 設計基準対象施設

1.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の重要度分類	据付場所及び床面高さ(m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s			最高使用温度 (°C)	周囲環境温度 (°C)
			水平方向	鉛直方向	水平方向設計震度	鉛直方向設計震度	水平方向設計震度		鉛直方向設計震度		
							EW 方向	NS 方向			
燃料チャンネル着脱機	B	原子炉建屋 O.P. 33.2*1			—	—	C _H =2.40	C _H =2.65	C _V =1.77 又は*2	—	66/50

注記*1： 基準床レベルを示す。

*2： 基準地震動 S_s に基づく設計用床応答曲線により得られる値。吊荷の荷重算出に適用する。

1.2 機器要目

m _F (kg)	m _K (kg)	m _m (kg)	m _{wH} (EW) (kg)	m _{wH} (NS) (kg)	m _{wN} (kg)	A _{1F} (mm ²)	A _{yF} (mm ²)	A _{zF} (mm ²)	K _F (mm ⁻³)	Z _{yF} (mm ³)	Z _{zF} (mm ³)

A _{1K} (mm ²)	A _{yK} (mm ²)	A _{zK} (mm ²)	K _K (mm ⁻³)	Z _{yK} (mm ³)	Z _{zK} (mm ³)	A _{1B} (mm ²)	K _B (mm ⁻³)	Z _{yB} (mm ³)	Z _{zB} (mm ³)	E (MPa)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

A_{1P} (mm ²)	A_{yP} (mm ²)	A_{zP} (mm ²)	K_P (mm ⁻³)	Z_{yP} (mm ³)	Z_{zP} (mm ³)
--------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	------------------------------	--------------------------------	--------------------------------

--	--	--	--	--	--

A_{1D} (mm ²)	K_D (mm ⁻³)	Z_{yD} (mm ³)	Z_{zD} (mm ³)	L_w (mm)
--------------------------------	------------------------------	--------------------------------	--------------------------------	---------------

--	--	--	--	--

S_y (フレーム) (MPa)	S_u (フレーム) (MPa)	$S_y(RT)$ (フレーム) (MPa)	F^* (フレーム) (MPa)
-----------------------	-----------------------	---------------------------	-----------------------

--	--	--	--

S_y (バックプレート) (MPa)	S_u (バックプレート) (MPa)	$S_y(RT)$ (バックプレート) (MPa)	F^* (バックプレート) (MPa)
--------------------------	--------------------------	------------------------------	--------------------------

--	--	--	--

S_y (可動台) (MPa)	S_u (可動台) (MPa)	$S_y(RT)$ (可動台) (MPa)	F^* (可動台) (MPa)
----------------------	----------------------	--------------------------	----------------------

--	--	--	--

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

S _y (カーブ上面固定ボルト) (MPa)	S _u (カーブ上面固定ボルト) (MPa)	S _y (R T) (カーブ上面固定ボルト) (MPa)	F* (カーブ上面固定ボルト) (MPa)

S _y (バックプレート 押えボルト) (MPa)	S _u (バックプレート 押えボルト) (MPa)	S _y (R T) (バックプレート 押えボルト) (MPa)	F* (バックプレート 押えボルト) (MPa)

A _L (チェーン) (N)

1.3 計算数値

1.3.1 フレームの荷重及びモーメント

部 材	基準地震動 S_s					
	荷重			モーメント		
	F_{xF} (N)	F_{yF} (N)	F_{zF} (N)	M_{xF} (N・mm)	M_{yF} (N・mm)	M_{zF} (N・mm)
フレーム						

1.3.2 バックプレートの荷重及びモーメント

部 材	基準地震動 S_s					
	荷重			モーメント		
	F_{xP} (N)	F_{yP} (N)	F_{zP} (N)	M_{xP} (N・mm)	M_{yP} (N・mm)	M_{zP} (N・mm)
バックプレート						

1.3.3 可動台の荷重及びモーメント

部 材	基準地震動 S_s					
	荷重			モーメント		
	F_{xK} (N)	F_{yK} (N)	F_{zK} (N)	M_{xK} (N・mm)	M_{yK} (N・mm)	M_{zK} (N・mm)
可動台						

1.3.4 カーブ上面固定ボルトの荷重及びモーメント

部 材	基準地震動 S s					
	荷 重			モーメント		
	F_{xB} (N)	F_{yB} (N)	F_{zB} (N)	M_{xB} (N・mm)	M_{yB} (N・mm)	M_{zB} (N・mm)
カーブ上面 固定ボルト						

1.3.5 バックプレート押えボルトの荷重及びモーメント

部 材	基準地震動 S s					
	荷 重			モーメント		
	F_{xD} (N)	F_{yD} (N)	F_{zD} (N)	M_{xD} (N・mm)	M_{yD} (N・mm)	M_{zD} (N・mm)
バックプレート 押えボルト						

1.3.6 吊具のばね定数及び吊荷・着脱機の加速度、固有周期並びに最大速度

k_w (N/mm)	a_w (-)	T_w (s)	T_f (s)	v_1 (mm/s)	v_2 (mm/s)

1.4 結論

(単位：MPa)

部 材	材 料	応 力	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度		基準地震動 S s	
			算 出 応 力	許 容 応 力	算 出 応 力	許 容 応 力
フレーム		引 張 り	—	—	$\sigma_{tF} = 12$	$f_t =$
		せ ん 断	—	—	$\tau_{tF} = 52$	$f_s =$
		組 合 せ	—	—	$\sigma_{c1F} = 91$	$f_t =$
バックプレート		引 張 り	—	—	$\sigma_{tP} = 34$	$f_t =$
		せ ん 断	—	—	$\tau_{tP} = 102$	$f_s =$
		組 合 せ	—	—	$\sigma_{c1P} = 180$	$f_t =$
可動台		引 張 り	—	—	$\sigma_{tK} = 39$	$f_t =$
		せ ん 断	—	—	$\tau_{tK} = 20$	$f_s =$
		組 合 せ	—	—	$\sigma_{c1K} = 52$	$f_t =$
カーブ上面 固定ボルト		引 張 り	—	—	$\sigma_{tB} = 38$	$f_{ts} =$
		せ ん 断	—	—	$\tau_{1B} = 2$	$f_{sb} =$
バックプレート 押えボルト		引 張 り	—	—	$\sigma_{tD} = 103$	$f_{ts} =$
	せ ん 断	—	—	$\tau_{1D} = 7$	$f_{sb} =$	

注記*1: $f_{ts} = \text{Min} [1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_{1B}, f_{to}]$ より算出。バックプレート押えボルト評価用については添え字をB→Dに置き換える。すべて許容応力以下である。

(単位：N)

部 材	材 料	荷 重	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s	
			算 出 荷 重	許 容 荷 重	算 出 荷 重	許 容 荷 重
チェーン		吊荷荷重	—	—	F _C = 5.000 × 10 ⁴	A _L =

すべて許容荷重以下である。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2. 重大事故等対処設備

2.1 設計条件

機器名称	耐震設計上の 重要度分類	据付場所 及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)		弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s			最高使用 温度 (°C)	周囲環境 温度 (°C)
			水平 方向	鉛直 方向	水平 方向 設計 震度	鉛直 方向 設計 震度	水平方向 設計震度		鉛直方向 設計震度		
							EW 方向	NS 方向			
燃料チャンネル 着脱機	—	原子炉建屋 0. P. 33. 2*1			—	—	C _H =2.40	C _H =2.65	C _V =1.77 又は*2	—	100

注記*1： 基準床レベルを示す。

*2： 基準地震動 S_sに基づく設計用床応答曲線により得られる値。吊荷の荷重算出に適用する。

2.2 機器要目

m _F (kg)	m _K (kg)	m _m (kg)	m _{wH} (EW) (kg)	m _{wH} (NS) (kg)	m _{wN} (kg)	A _{1F} (mm ²)	A _{yF} (mm ²)	A _{zF} (mm ²)	K _F (mm ⁻³)	Z _{yF} (mm ³)	Z _{zF} (mm ³)

A _{1K} (mm ²)	A _{yK} (mm ²)	A _{zK} (mm ²)	K _K (mm ⁻³)	Z _{yK} (mm ³)	Z _{zK} (mm ³)	A _{1B} (mm ²)	K _B (mm ⁻³)	Z _{yB} (mm ³)	Z _{zB} (mm ³)	E (MPa)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

A_{1P} (mm^2)	A_{yP} (mm^2)	A_{zP} (mm^2)	K_P (mm^{-3})	Z_{yP} (mm^3)	Z_{zP} (mm^3)

A_{1D} (mm^2)	K_D (mm^{-3})	Z_{yD} (mm^3)	Z_{zD} (mm^3)	L_w (mm)

S_y (フレーム) (MPa)	S_u (フレーム) (MPa)	$S_y(RT)$ (フレーム) (MPa)	F^* (フレーム) (MPa)

S_y (バックプレート) (MPa)	S_u (バックプレート) (MPa)	$S_y(RT)$ (バックプレート) (MPa)	F^* (バックプレート) (MPa)

S_y (可動台) (MPa)	S_u (可動台) (MPa)	$S_y(RT)$ (可動台) (MPa)	F^* (可動台) (MPa)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

S _y (カーブ上面固定ボルト) (MPa)	S _u (カーブ上面固定ボルト) (MPa)	S _y (R T) (カーブ上面固定ボルト) (MPa)	F* (カーブ上面固定ボルト) (MPa)

S _y (バックプレート 押えボルト) (MPa)	S _u (バックプレート 押えボルト) (MPa)	S _y (R T) (バックプレート 押えボルト) (MPa)	F* (バックプレート 押えボルト) (MPa)

A _L (チェーン) (N)

2.3 計算数値

2.3.1 フレームの荷重及びモーメント

部 材	基準地震動 S_s					
	荷重			モーメント		
	F_{xF} (N)	F_{yF} (N)	F_{zF} (N)	M_{xF} (N・mm)	M_{yF} (N・mm)	M_{zF} (N・mm)
フレーム						

2.3.2 バックプレートの荷重及びモーメント

部 材	基準地震動 S_s					
	荷重			モーメント		
	F_{xP} (N)	F_{yP} (N)	F_{zP} (N)	M_{xP} (N・mm)	M_{yP} (N・mm)	M_{zP} (N・mm)
バックプレート						

2.3.3 可動台の荷重及びモーメント

部 材	基準地震動 S_s					
	荷重			モーメント		
	F_{xK} (N)	F_{yK} (N)	F_{zK} (N)	M_{xK} (N・mm)	M_{yK} (N・mm)	M_{zK} (N・mm)
可動台						

2.3.4 カーブ上面固定ボルトの荷重及びモーメント

部 材	基準地震動 S _s					
	荷重			モーメント		
	F _{x B} (N)	F _{y B} (N)	F _{z B} (N)	M _{x B} (N・mm)	M _{y B} (N・mm)	M _{z B} (N・mm)
カーブ上面 固定ボルト						

2.3.5 バックプレート押えボルトの荷重及びモーメント

部 材	基準地震動 S _s					
	荷重			モーメント		
	F _{x D} (N)	F _{y D} (N)	F _{z D} (N)	M _{x D} (N・mm)	M _{y D} (N・mm)	M _{z D} (N・mm)
バックプレート 押えボルト						

2.3.6 吊具のばね定数及び吊荷・着脱機の加速度，固有周期並びに最大速度

k _w (N/mm)	a _w (-)	T _w (s)	T _f (s)	v ₁ (mm/s)	v ₂ (mm/s)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.4 結論

(単位：MPa)

部 材	材 料	応 力	弾性設計用地震動 S d 又は静的震度		基準地震動 S s	
			算 出 応 力	許 容 応 力	算 出 応 力	許 容 応 力
フレーム		引 張 り	—	—	$\sigma_{tF} = 12$	$f_t =$
		せ ん 断	—	—	$\tau_{tF} = 52$	$f_s =$
		組 合 せ	—	—	$\sigma_{c1F} = 91$	$f_t =$
バックプレート		引 張 り	—	—	$\sigma_{tP} = 34$	$f_t =$
		せ ん 断	—	—	$\tau_{tP} = 102$	$f_s =$
		組 合 せ	—	—	$\sigma_{c1P} = 180$	$f_t =$
可動台		引 張 り	—	—	$\sigma_{tK} = 39$	$f_t =$
		せ ん 断	—	—	$\tau_{tK} = 20$	$f_s =$
		組 合 せ	—	—	$\sigma_{c1K} = 52$	$f_t =$
カーブ上面 固定ボルト		引 張 り	—	—	$\sigma_{tB} = 38$	$f_{ts} =$
		せ ん 断	—	—	$\tau_{1B} = 2$	$f_{sb} =$
バックプレート 押えボルト		引 張 り	—	—	$\sigma_{tD} = 103$	$f_{ts} =$
	せ ん 断	—	—	$\tau_{1D} = 7$	$f_{sb} =$	

注記*1: $f_{ts} = \text{Min} [1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_{1B}, f_{to}]$ より算出。バックプレート押えボルト評価用については添え字をB→Dに置き換える。すべて許容応力以下である。

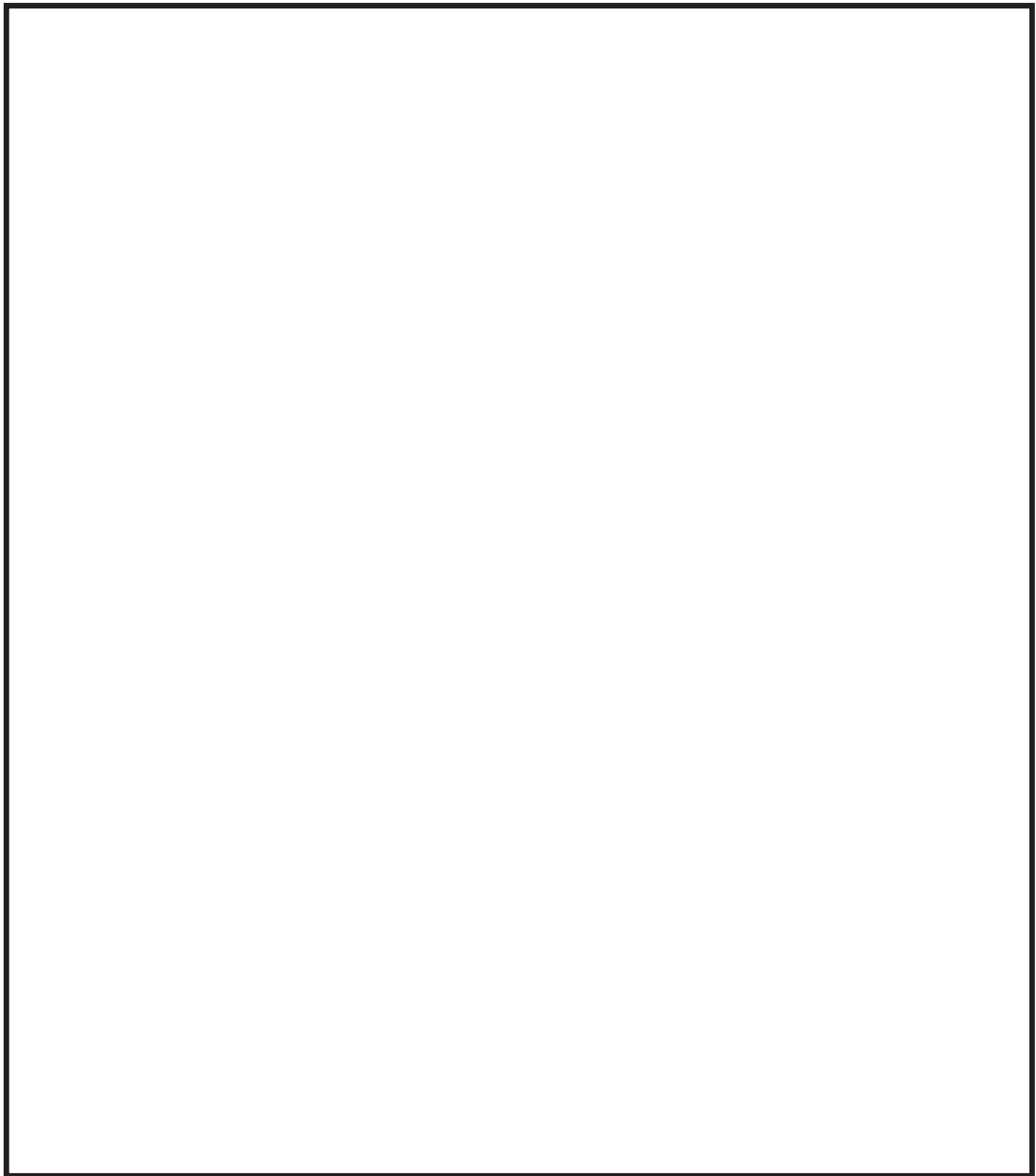
(単位：N)

部 材	材 料	荷 重	弾性設計用地震動 S _d 又は静的震度		基準地震動 S _s	
			算 出 荷 重	許 容 荷 重	算 出 荷 重	許 容 荷 重
チェーン		吊荷荷重	—	—	F _C = 5.000 × 10 ⁴	A _L =

すべて許容荷重以下である。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3. その他の機器要目
(1) 解析モデル図



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(2) 断面性状・材料物性値

部材	要素	部材断面	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)	材料	温度 (°C)	縦弾性係数 (MPa)	ポアソン比 (-)
フレーム	a					66		0.3
可動台	b					66		0.3
操作台	c					50		0.3
操作台 (コーナープレート)	d					50		0.3
操作台 (ステー)	e					50 66		0.3

45

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

部材	要素	部材断面	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)	材料	温度 (°C)	縦弾性係数 (MPa)	ポアソン比 (-)
バックプレート (上板)	f					50		0.3
バックプレート	g					50 66		0.3
バックプレート フレーム	h					66		0.3

注：可動台-フレーム間の部材は剛体要素として設定。

VI-2-11-2-15 第1号機排気筒の耐震性についての計算書

目次

1. 概要.....	1
2. 基本方針.....	2
2.1 位置.....	2
2.2 構造概要.....	3
2.3 評価方針.....	8
2.4 適用規格・基準等.....	9
3. 評価方法.....	10
3.1 評価対象部位及び評価方針.....	10
3.2 評価に用いる地震波.....	12
3.3 荷重及び荷重の組合せ.....	20
3.3.1 荷重.....	20
3.3.2 荷重の組合せ.....	24
3.4 許容限界.....	25
3.5 使用材料及び材料の許容応力度.....	26
3.6 断面の評価方法.....	27
3.6.1 筒身.....	27
3.6.2 鉄塔部.....	29
3.7 地震応答解析.....	30
3.7.1 地震応答解析モデル.....	30
3.7.2 解析方法.....	53
3.7.3 地盤物性及び材料物性の不確かさ.....	53
3.8 解析結果.....	55
3.8.1 固有値解析結果.....	55
3.8.2 地震応答解析結果.....	58
4. 評価結果.....	63
4.1 地震応答解析の評価結果.....	63
4.2 耐震性能の評価結果.....	64
5. 脚部の断面評価.....	73
5.1 評価方法.....	73
5.1.1 概要.....	73
5.2 アンカーボルトに対する検討.....	75
5.2.1 アンカーボルトの引張応力度に対する検討.....	75
5.2.2 アンカーボルトのせん断応力度に対する検討.....	76
5.2.3 引張力とせん断力を同時に受けるアンカーボルトの引張応力度に対する検討	76

5.2.4	コンクリートのコーン状破壊に対する検討.....	77
5.3	ベースプレートに対する検討.....	78
5.3.1	コンクリートの圧縮応力度に対する検討.....	78
5.3.2	ベースプレートのコンクリート圧縮による面外曲げに対する検討（鉄塔脚部）	78
5.3.3	ベースプレートのコンクリート圧縮による面外曲げに対する検討（筒身脚部）	79
5.3.4	ベースプレートのアンカーボルト引張力による面外曲げに対する検討（筒身脚部）	80
5.4	フランジプレートに対する検討（鉄塔脚部）.....	81
5.4.1	フランジプレートの面外曲げに対する検討.....	81
5.5	リブプレートに対する検討.....	82
5.5.1	リブプレートの圧縮応力度に対する検討.....	82
5.5.2	リブプレートのせん断応力度に対する検討.....	83
5.6	評価結果.....	84

別紙 1 第 1 号機排気筒斜面の耐震性についての計算書

1. 概要

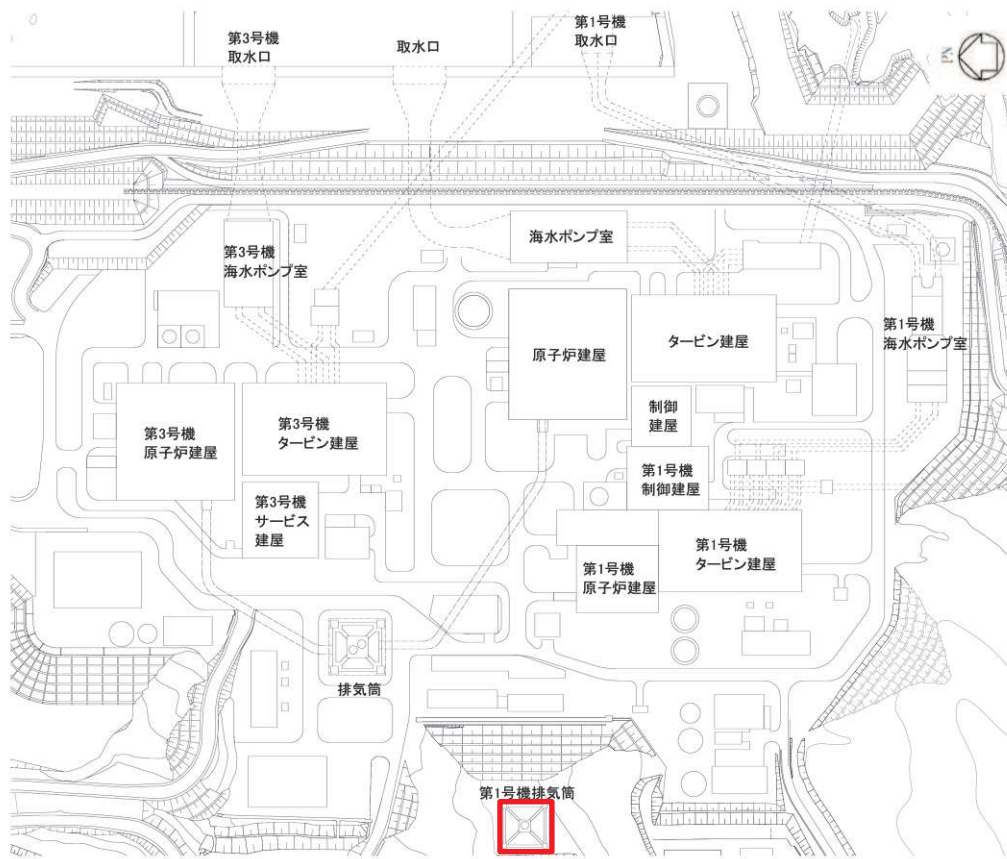
本資料は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、第1号機排気筒が排気筒に対して、波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

その波及的影響の評価は、排気筒の有する機能が保持されることを確認するために、施設の損傷による影響では、第1号機排気筒の主要な構造部材が構造健全性を有することを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

第1号機排気筒の設置位置を図2-1に示す。



第1号機排気筒

図2-1 第1号機排気筒の設置位置

2.2 構造概要

第1号機排気筒は、地上からの高さ125.0m、基部内径5.226m、頂部内径3.2mの鋼板製筒身を鋼管四角形鉄塔で支えた四角鉄塔支持形鋼管構造である。筒身及び鉄塔部はO.P.*65.1m、O.P.86.4m、O.P.103.6m、O.P.118.6m、O.P.144.4m、O.P.164.8mの6つの高さで接続されている。

第1号機排気筒の基礎は、地表面より7m掘り下げた岩盤を基礎面とするマットスラブ形式の直接基礎である。基礎構造は32.0m×32.0mの正方形で厚さ2.5mのスラブ、その上に鉄塔受台4基（外寸法3.0m×3.0m×高さ5.0m）、筒身受台1基（外寸法7.8m×7.8m×高さ5.0m）が付き、それぞれの受台をつなぐ地中梁（幅1.5m×高さ4.2m）から構成される。

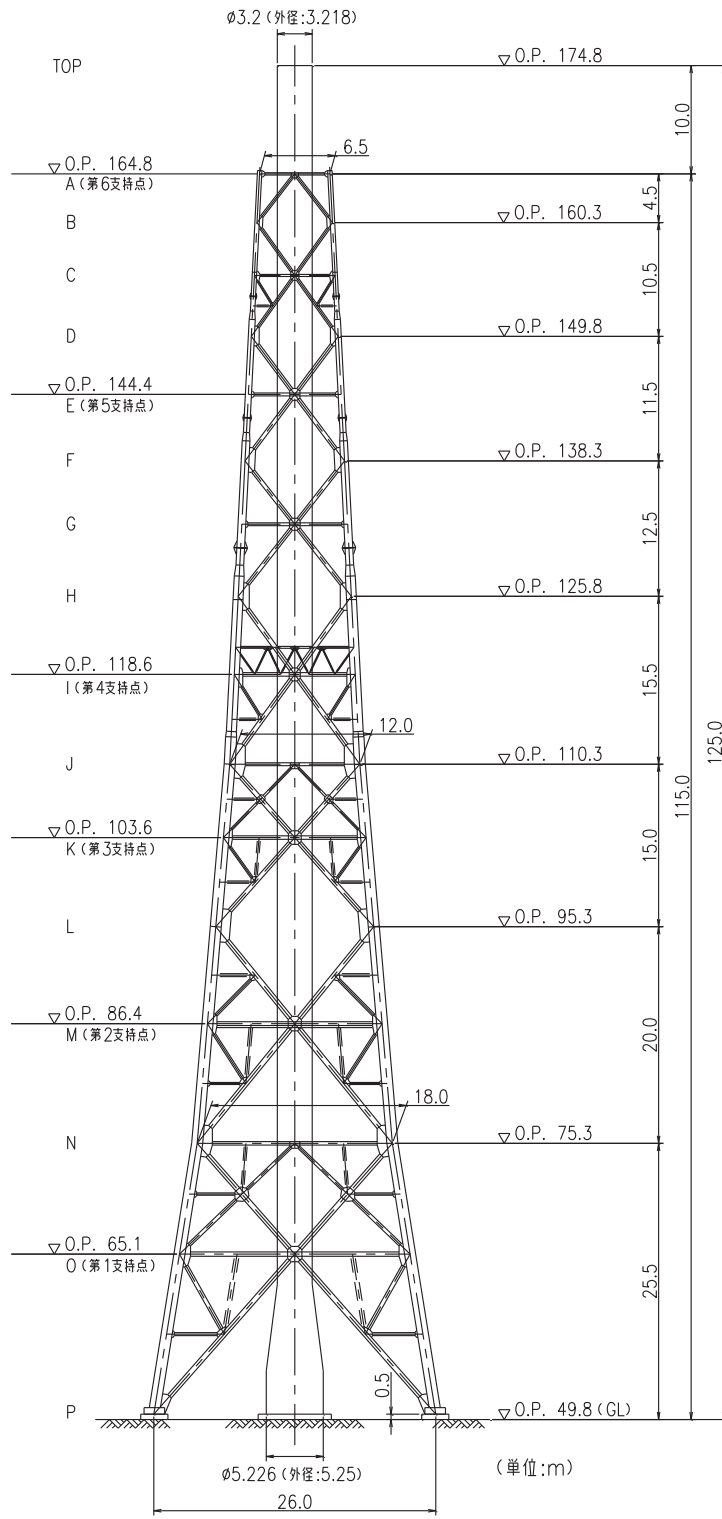
以下に構造概要を示す。

構造概要

- ・ 構造形式 四角鉄塔支持形鋼管構造（支持点：6カ所、1筒身）
- ・ 排気筒高さ 125.0m（O.P.174.8m）
- ・ 鉄塔高さ 115.0m（O.P.164.8m）
- ・ 筒身内径 頂部 3.2m
基部 5.226m
- ・ 鉄塔幅 頂部 6.5m
根開き 26.0m
- ・ 支持点位置 O.P.65.1m、O.P.86.4m、O.P.103.6m、
O.P.118.6m、O.P.144.4m、O.P.164.8m
- ・ 基礎 マットスラブ形式の直接基礎

注記*：O.P.は女川原子力発電所工事用基準面であり、東京湾平均海面(T.P.)
-0.74mである。

第1号機排気筒の概要図、概略平面図を図2-2及び図2-3に、第1号機排気筒の基礎平面図、基礎断面図を図2-4及び図2-5に示す。また、第1号機排気筒と排気筒の位置関係を図2-6に示す。



部材リスト (単位:mm)		SMA400AP			t=9		
主柱材	STK400	1016φ×18.0 ※1	1016φ×16.0 ※1	1016φ×12.7 ※1	711.2φ×12.7	558.8φ×9.5	406.4φ×7.9
	斜材	457.2φ×9.5	406.4φ×7.9	406.4φ×6.4	355.6φ×6.4	355.6φ×6.4	267.4φ×6.6
鉄骨	水平材	406.4φ×6.4	318.5φ×6.9	318.5φ×6.9	267.4φ×6.6	267.4φ×6.6	267.4φ×6.6
		t=12	t=9	t=9	t=9	t=9	t=9
						190.7φ×5.3 216.3φ×5.8	

図 2-2 第 1 号機排気筒の概要図

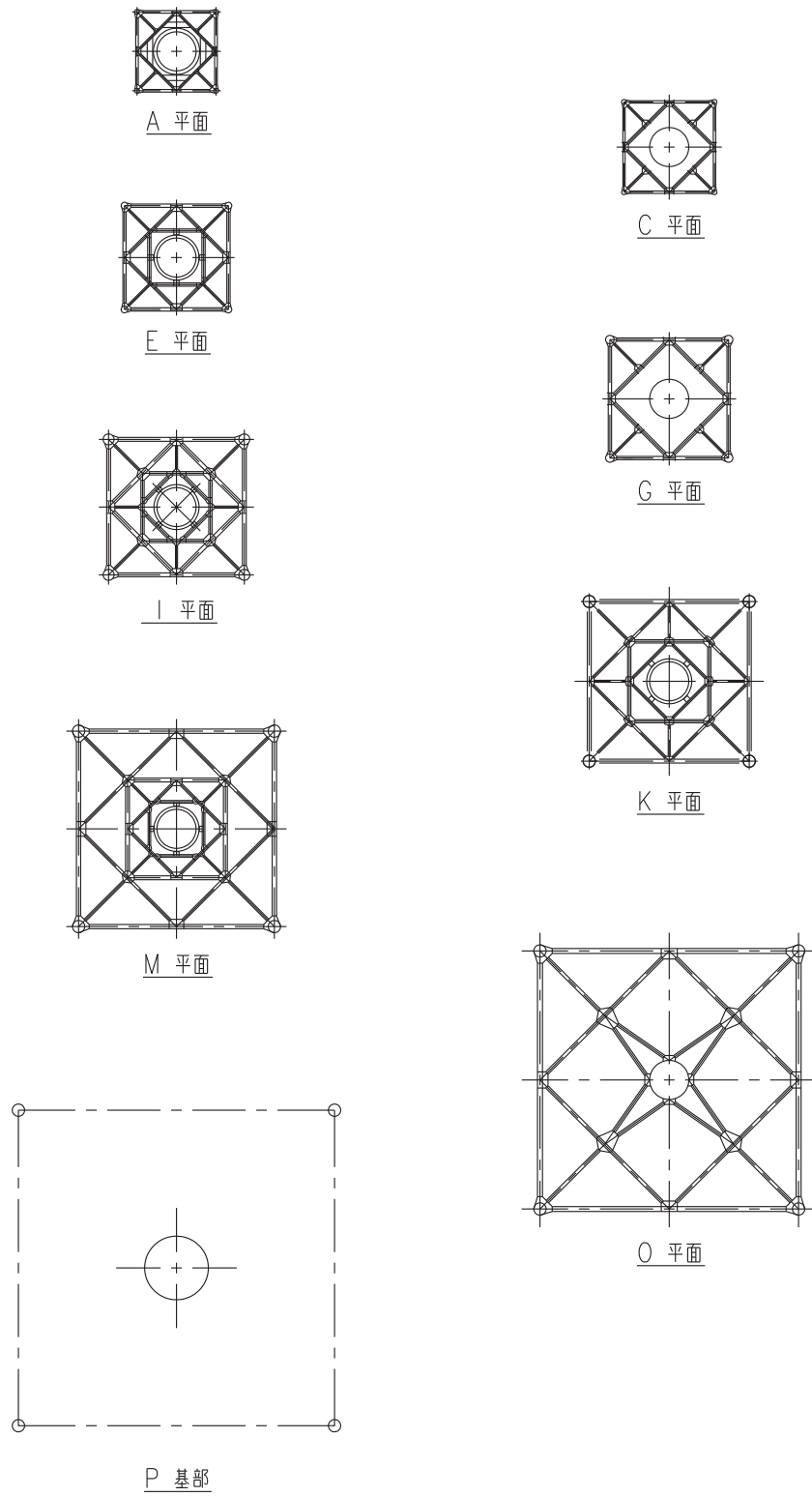
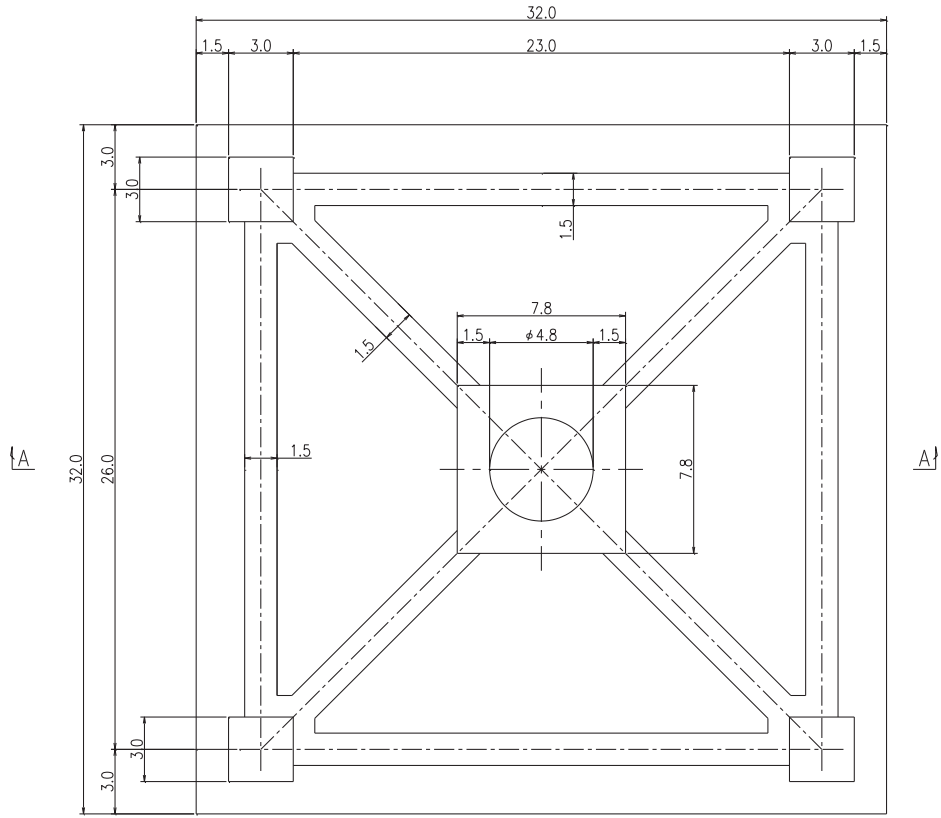
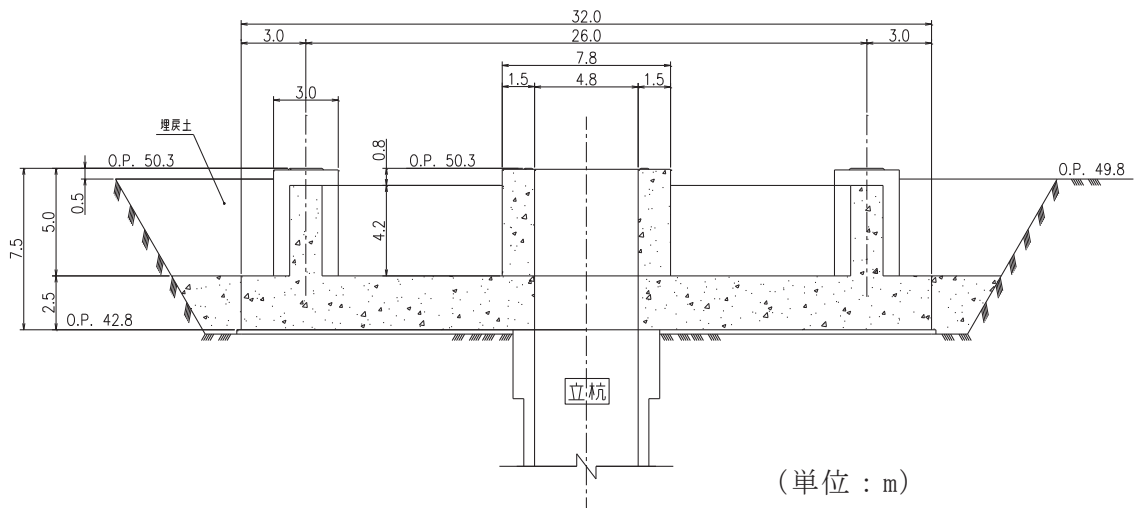


図 2-3 第 1 号機排気筒の概略平面図



(単位：m)

図 2-4 第 1 号機排気筒の基礎平面図



(単位：m)

図 2-5 第 1 号機排気筒の基礎断面図 (A-A 断面)

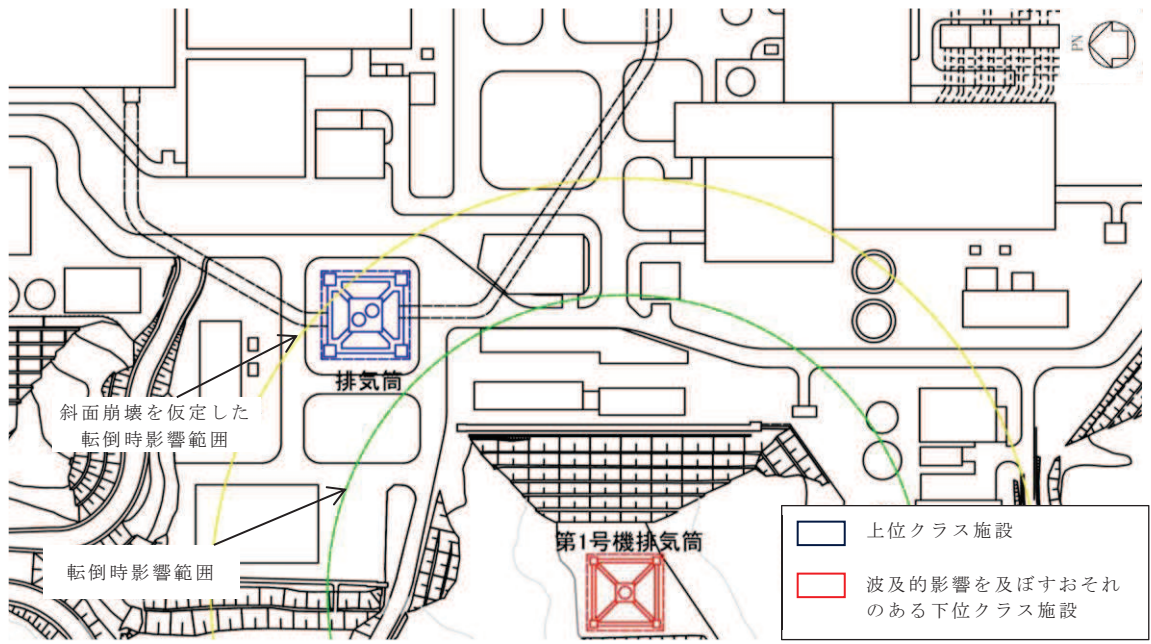


図 2-6 第 1 号機排気筒と排気筒の位置関係

2.3 評価方針

第1号機排気筒の設計基準対象施設に対する波及的影響の評価においては、基準地震動 S_s による地震力に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する波及的影響評価」という。）を行うこととする。

第1号機排気筒の波及的影響の評価は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価を行う。評価方法は、地震応答解析による第1号機排気筒の主要な構造部材の耐震評価を行うことで、排気筒への衝突の有無の確認を行う。評価にあたっては、地盤物性及び材料物性の不確かさを考慮する。

また、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価においては、 S_s 地震時に対する評価を行う。

第1号機排気筒の波及的影響の評価フローを図2-7に示す。

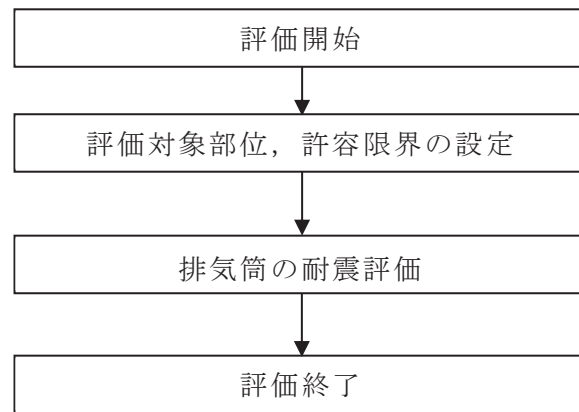


図2-7 第1号機排気筒の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

第1号機排気筒の波及的影響の評価に適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法（昭和25年5月24日法律第201号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和25年11月16日政令第338号）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1 ・ 補-1984）
- ・ 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）
- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）（以下「技術基準解説書」という。）
- ・ 日本建築学会 2005年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-（以下「鋼構造設計規準」という。）
- ・ 日本建築学会 2010年 容器構造設計指針・同解説（以下「容器構造設計指針」という。）
- ・ 日本建築学会 2007年 煙突構造設計指針
- ・ 日本建築センター 1982年 煙突構造設計施工指針
- ・ 日本建築学会 2010年 各種合成構造設計指針・同解説
- ・ 日本建築学会 1999年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 -許容応力度設計法-（以下「RC規準」という。）
- ・ 日本建築学会 2005年 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説

3. 評価方法

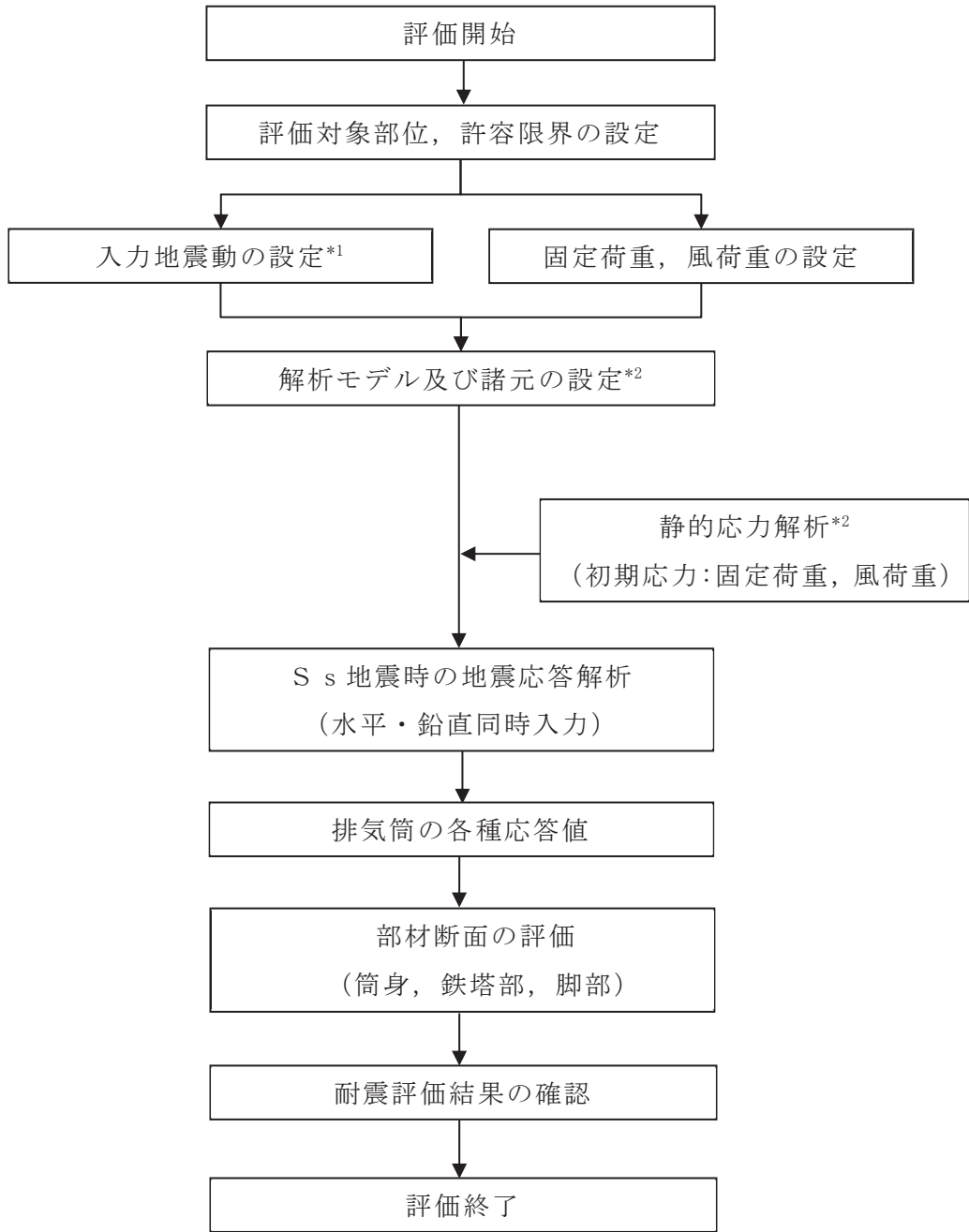
3.1 評価対象部位及び評価方針

第1号機排気筒の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

排気筒の主要な構造部材の構造健全性の評価では、質点系モデルを用いた地震応答解析結果による部材応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認する。

また、排気筒は筒身に作用する荷重を鉄塔が支持する構造であることから、筒身、鉄塔部及び脚部を評価対象部位とする。

第1号機排気筒の耐震評価フローを図3-1に示す。



注記 *1：地盤物性の不確かさを考慮する。

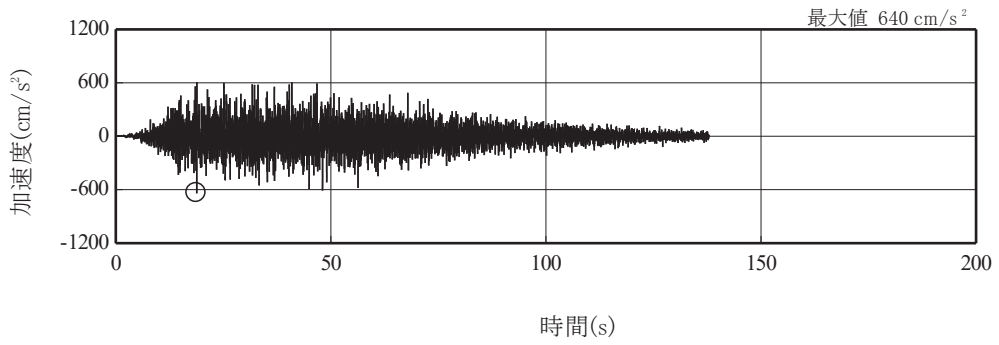
*2：地盤物性及び材料物性の不確かさを考慮する。

図 3-1 第 1 号機排気筒の耐震評価フロー

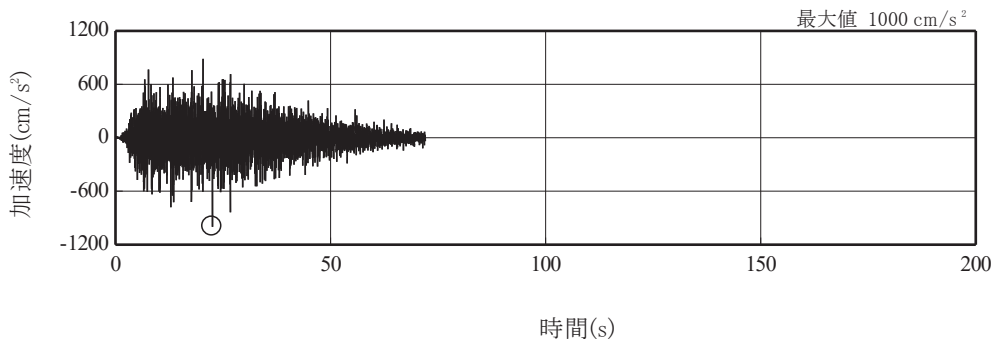
3.2 評価に用いる地震波

第1号機排気筒の地震応答解析に用いる地震波は、上位クラス施設における構造物の評価に適用した添付書類「VI-2-1-2 基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面に想定する地震波のうち、基準地震動 S_s とする。

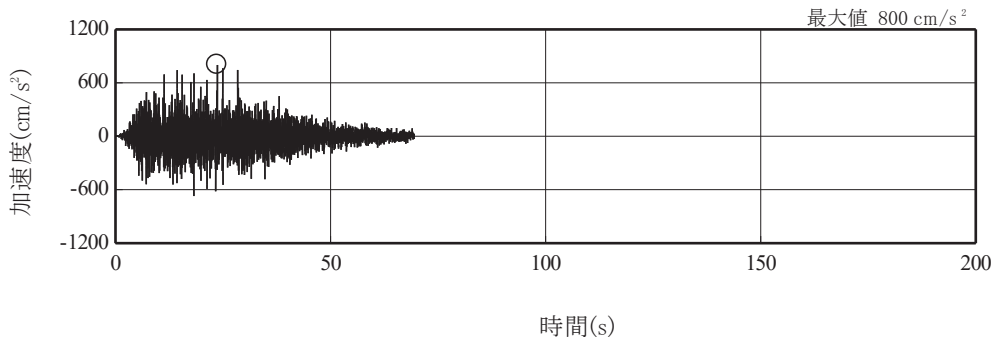
地震応答解析に用いる地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 3-2 及び図 3-3 に示す。



(a) S s - D 1

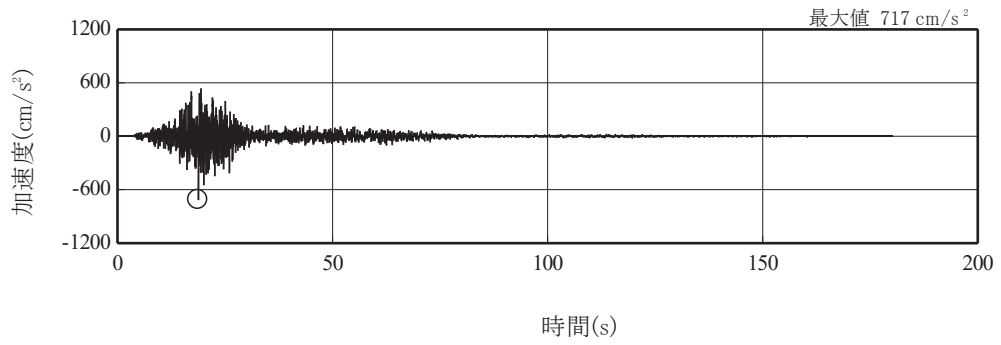


(b) S s - D 2

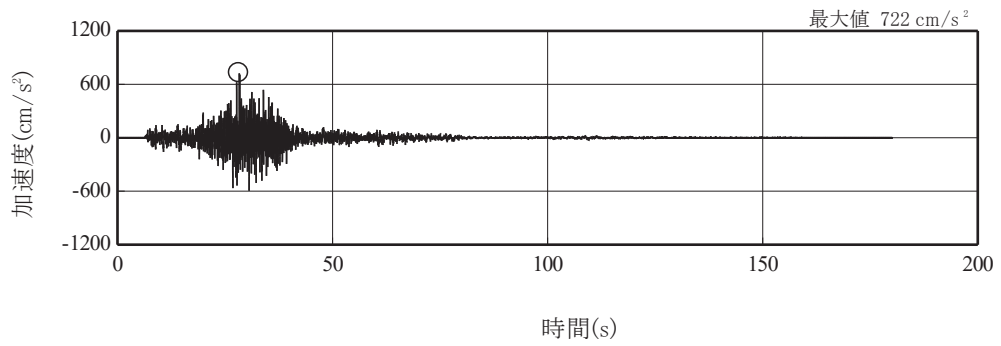


(c) S s - D 3

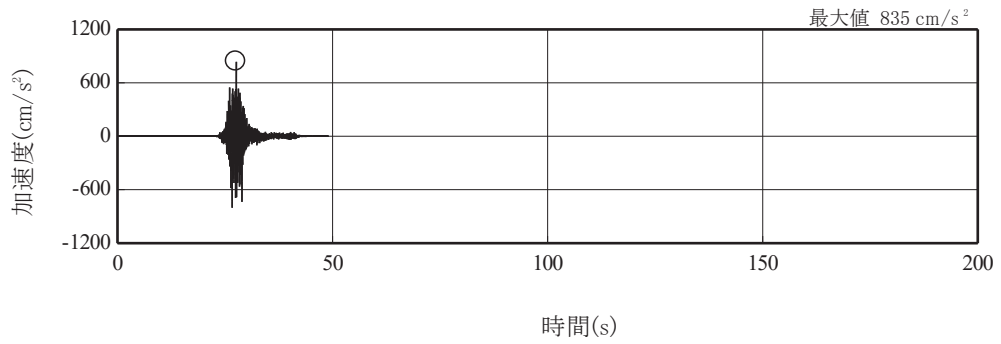
図 3-2(1) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, 水平方向) (1/3)



(d) S s - F 1

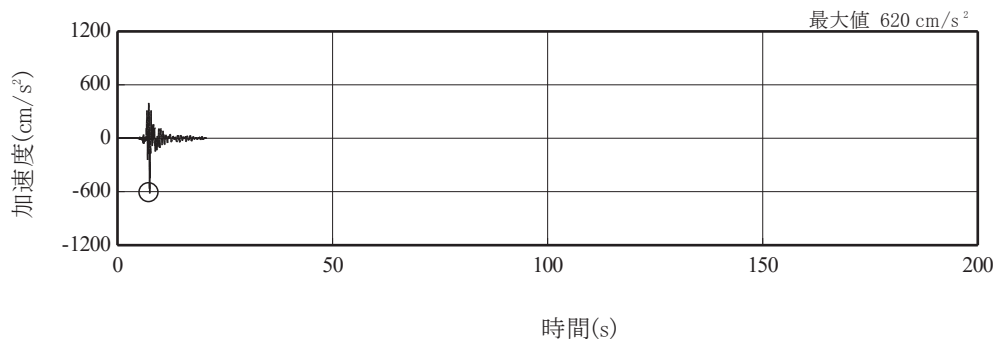


(e) S s - F 2



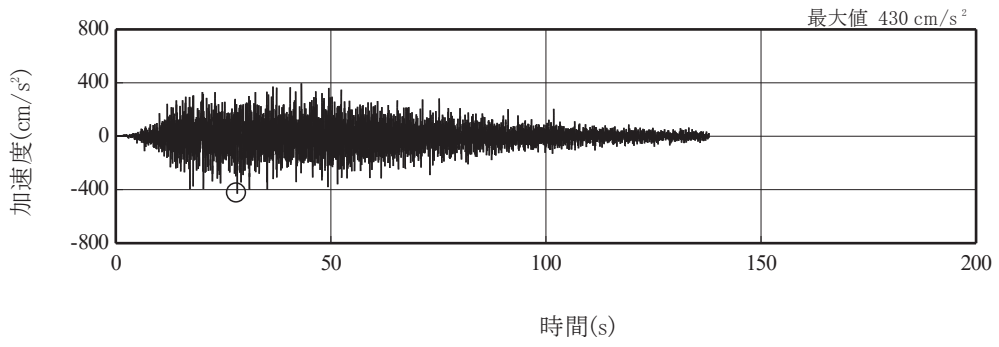
(f) S s - F 3

図 3-2(2) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, 水平方向) (2/3)

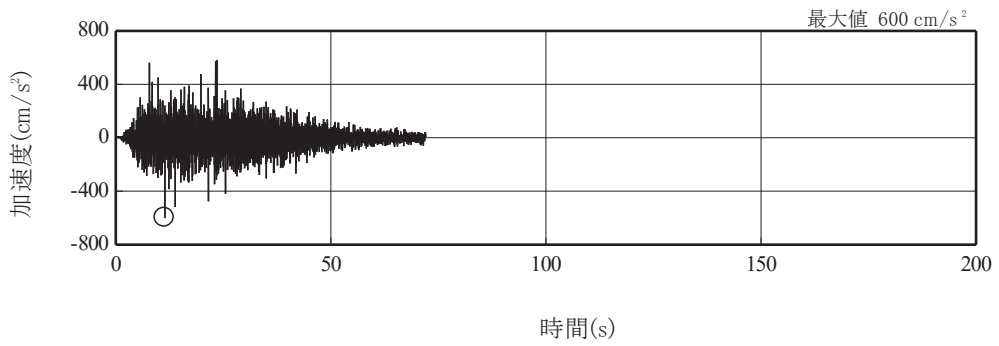


(g) S s - N 1

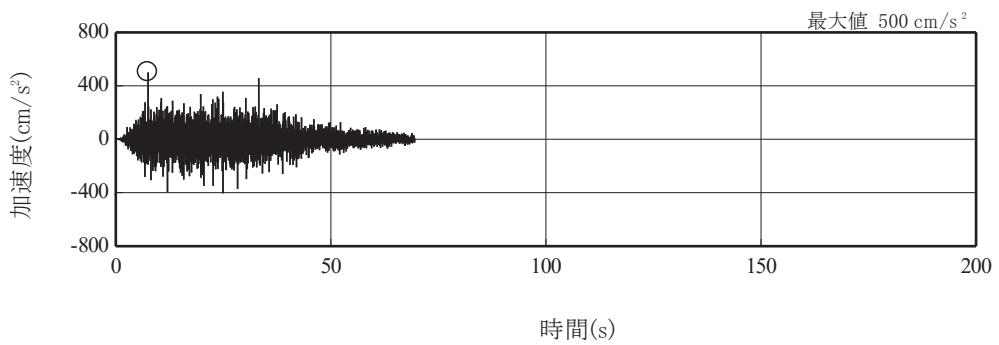
图 3-2(3) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, 水平方向) (3/3)



(a) S s - D 1

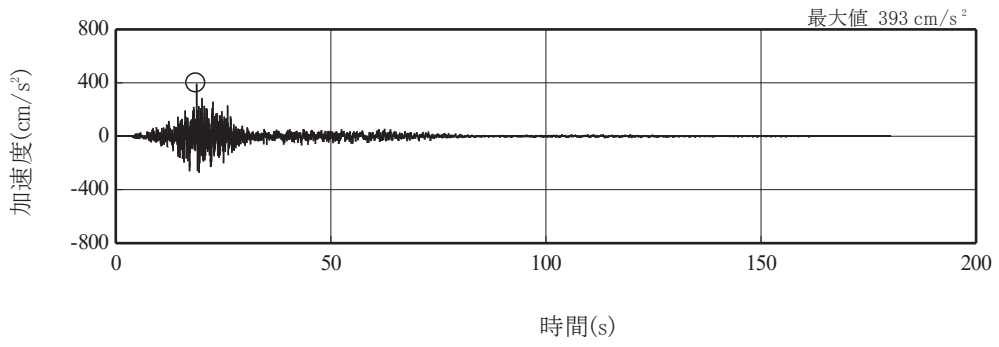


(b) S s - D 2

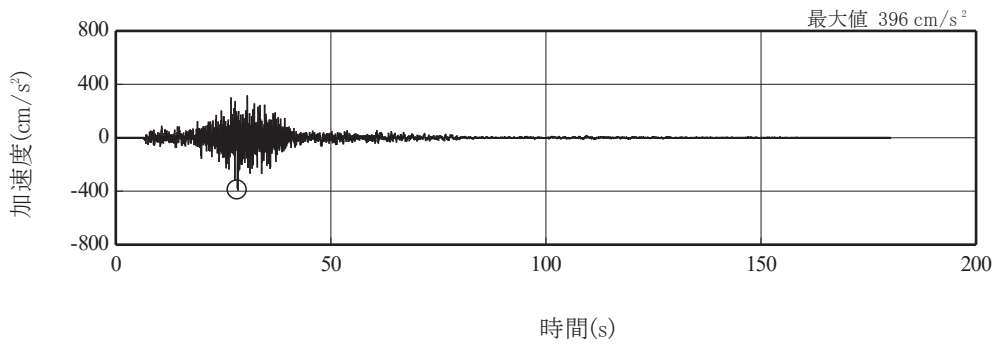


(c) S s - D 3

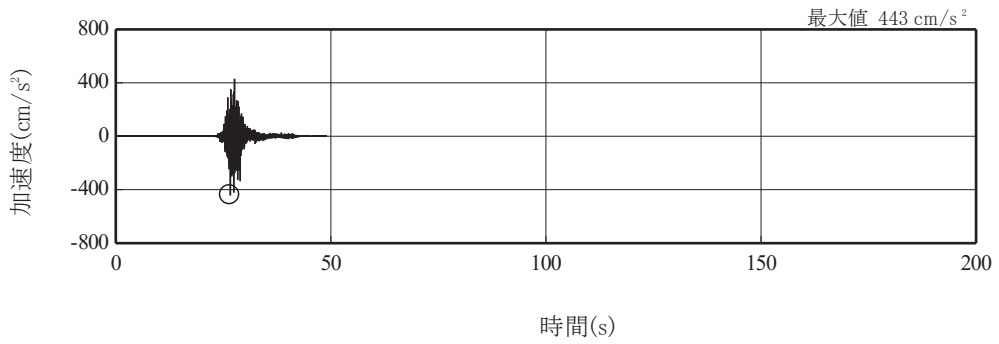
図 3-2(4) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, 鉛直方向) (1/3)



(d) S s - F 1

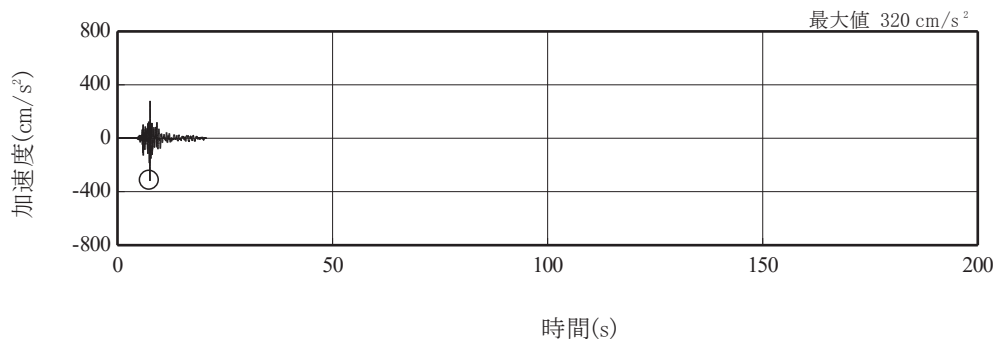


(e) S s - F 2



(f) S s - F 3

図 3-2(5) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, 鉛直方向) (2/3)



(g) S s - N 1

图 3-2(6) 加速度時刻歴波形 (基準地震動 S s, 鉛直方向) (3/3)

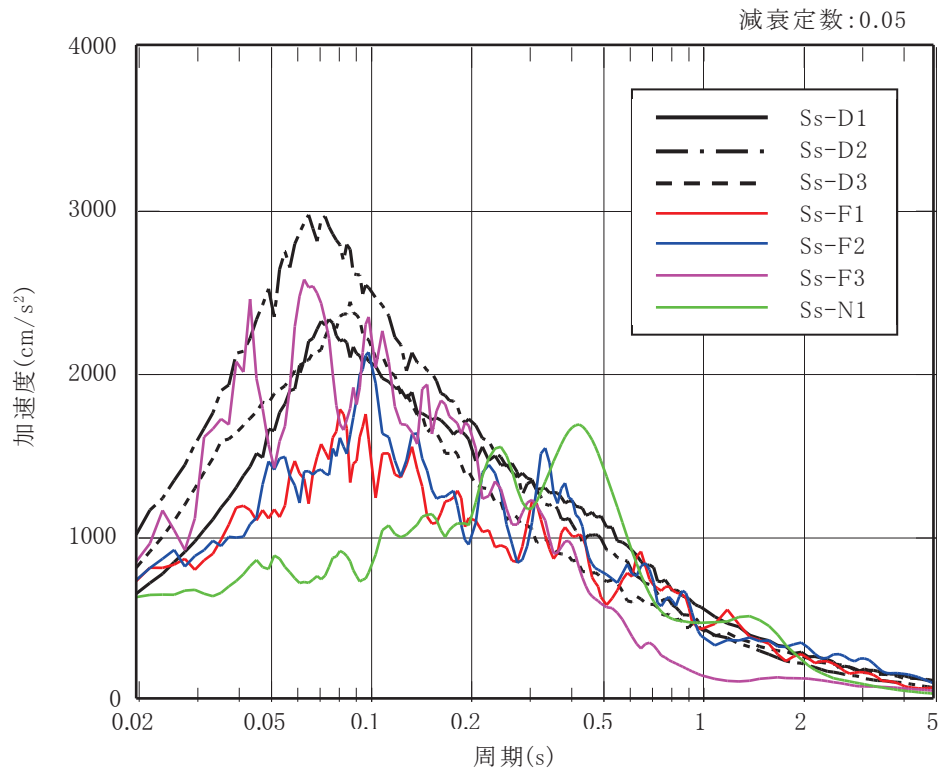


図 3-3(1) 加速度応答スペクトル (基準地震動 S_s , 水平方向)

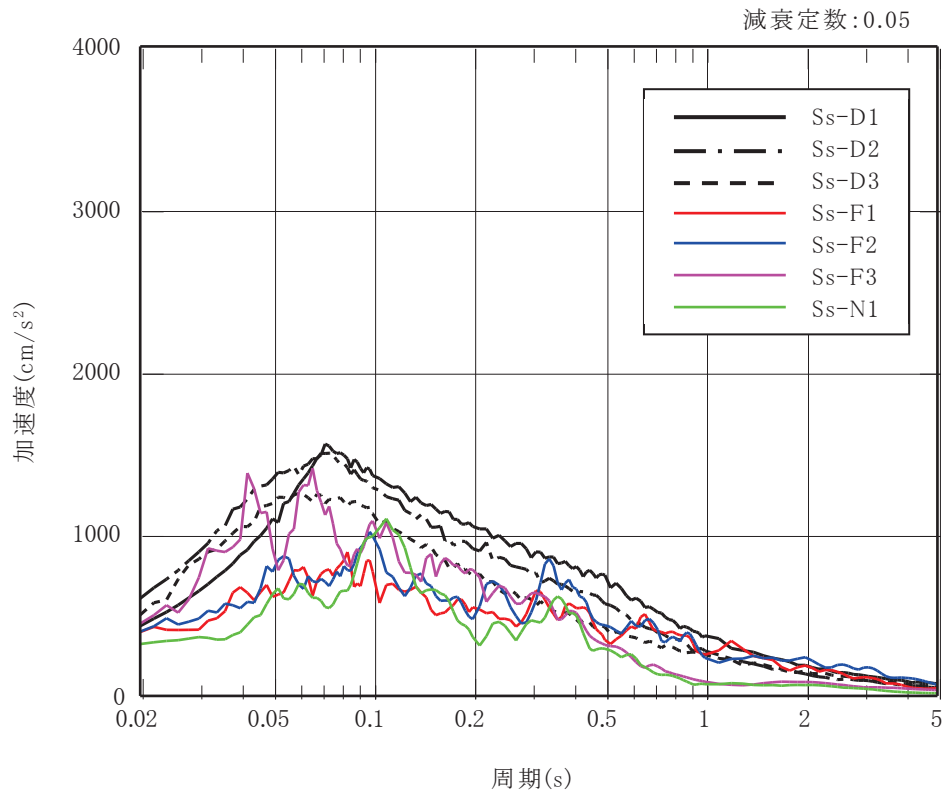


図 3-3(2) 加速度応答スペクトル (基準地震動 S_s , 鉛直方向)

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき設定する。

3.3.1 荷重

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、筒身及び鉄塔の荷重の他に、歩廊等の付属設備の荷重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載物はないため、積載荷重は考慮しない。

(3) 積雪荷重 (P_s)

歩廊の床材はグレーチングのため雪が積もらない構造となっている。よって、積雪荷重は考慮しない。

(4) 風荷重 (P_k)

風荷重を考慮する。風荷重は、「建築基準法施行令」に定められた速度圧に風力係数と受風面積を乗じて得られる風荷重を考慮する。

$$P_k = q \cdot C_f \cdot A$$

ここで

P_k : 風荷重 (N)

q : 速度圧 (N/m^2) $= 0.6 \cdot E \cdot V_0^2$

V_0 : 当該地の基準風速 ($V_0 = 30\text{m/s}$)

E : 国土交通大臣が定める方法により算出した数値
($= E_r^2 \cdot G_f$)

E_r : 平均風速の高さ方向の分布を表す係数
 $E_r = 1.7(H/Z_G)^\alpha$ ($H > Z_b$)

H : 地盤面からの高さ (m) ($H = 125.0\text{m}$)

Z_b, Z_G, α : 地表面粗度区分に応じて定められる数値
(当該地の地表面粗度区分Ⅱ : $Z_b = 5\text{m}$, $Z_G = 350\text{m}$,
 $\alpha = 0.15$)

G_f : ガスト影響係数 ($G_f = 1.0$)

- C_f : 「煙突構造設計施工指針」による風力係数
 筒身 0.7 (I方向, II方向)
 鉄塔 1.9 (I方向), 2.4 (II方向)
- A : 「煙突構造設計施工指針」による受風面積 (m²)

風荷重の作用方向の説明図を図3-4に示す。風荷重の算定結果を表3-1及び表3-2に示す。

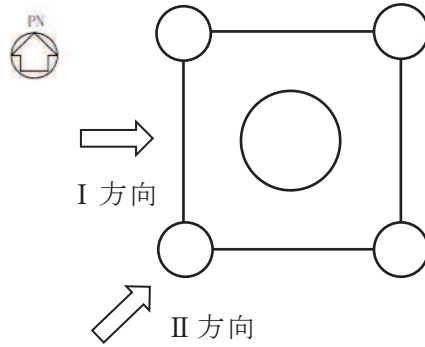


図3-4 風荷重作用方向の説明

表 3-1 風荷重の算定結果 (筒身)

標高 O.P. (m)	位置*	風荷重 P_k (kN)	
		I 方向 (0 度方向)	II 方向 (45 度方向)
174.8	TOP	13.0	13.0
164.8	A	18.8	18.8
160.3	B	12.3	12.3
155.4	C	13.7	13.7
149.8	D	14.2	14.2
144.4	E	14.9	14.9
138.3	F	15.6	15.6
132.4	G	16.2	16.2
125.8	H	18.0	18.0
118.6	I	20.1	20.1
110.3	J	19.5	19.5
103.6	K	19.5	19.5
95.3	L	22.3	22.3
86.4	M	26.0	26.0
75.3	N	27.6	27.6
65.1	O	34.6	34.6
50.3	P	30.1	30.1

注記* : 位置は, 第 1 号機排気筒の概要図 (図 2-2) に示す。

表 3-2 風荷重の算定結果（鉄塔部）

標高 O.P. (m)	位置*	風荷重 P_k (kN)	
		I 方向 (0 度方向)	II 方向 (45 度方向)
174.8	TOP	—	—
164.8	A	10.4	13.2
160.3	B	15.3	19.3
155.4	C	20.0	25.3
149.8	D	20.8	26.2
144.4	E	30.3	38.2
138.3	F	28.4	35.9
132.4	G	37.5	47.4
125.8	H	39.3	49.7
118.6	I	59.3	74.9
110.3	J	58.9	74.4
103.6	K	67.6	85.4
95.3	L	59.7	75.4
86.4	M	96.5	121.9
75.3	N	100.9	127.5
65.1	O	131.8	166.4
50.3	P	55.1	69.6

注記*：位置は，第 1 号機排気筒の概要図（図 2-2）に示す。

(5) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

基準地震動 S_s の加振方向は、図 3-4 に示す風荷重作用方向と同様となる。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-3 に示す。

第 1 号機排気筒の地震応答解析では、初期応力として固定荷重と風荷重を考慮する。なお、基準地震動 S_s は、水平 1 方向及び鉛直方向を同時入力する。

表 3-3 荷重の組合せ

外力の状態	ケース名	荷重の組合せ
S _s 地震力	I 方向	G + P _k (I) + S _s (I)
	II 方向	G + P _k (II) + S _s (II)

注記：記号の説明

G : 固定荷重

P_k (I) : I 方向からの風荷重

P_k (II) : II 方向からの風荷重

S_s (I) : 基準地震動 S_s の I 方向加振により定まる地震力

S_s (II) : 基準地震動 S_s の II 方向加振により定まる地震力

3.4 許容限界

第1号機排気筒の排気筒に対する波及的影響の評価における許容限界は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の記載に基づき、表3-4及び表3-5のとおり設定する。

表3-4 波及的影響の評価における許容限界（設計基準対象施設に対する評価）

設計上の性能目標	地震力	部位	耐震評価の考え方	許容限界（評価基準値）
排気筒に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S _s	筒身 鉄塔部 脚部	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力に対して適切な安全裕度を有する許容限界*

注記*：許容限界は終局耐力に対して適切な裕度を有する弾性限強度を用いる。

鋼材の基準強度Fを「建設省告示第2464号」に準拠して1.1Fと読み替え、筒身の許容限界は「容器構造設計指針」によって求めた地震時許容応力度、鉄塔部の許容限界は「平13国交告第1024号」による材料強度とする。

表3-5 波及的影響の評価における許容限界（重大事故等対処施設に対する評価）

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
排気筒に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S _s	筒身 鉄塔部 脚部	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力に対して適切な安全裕度を有する許容限界*

注記*：許容限界は終局耐力に対して適切な裕度を有する弾性限強度を用いる。

鋼材の基準強度Fを「建設省告示第2464号」に準拠して1.1Fと読み替え、筒身の許容限界は「容器構造設計指針」によって求めた地震時許容応力度、鉄塔の許容限界は「平13国交告第1024号」による材料強度とする。

3.5 使用材料及び材料の許容応力度

筒身の鋼材については、J I S G 3 1 1 4「溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材」に規定される SMA400AP を使用する。鉄塔部の鋼材は、J I S G 3 1 0 1「一般構造用圧延鋼材」に規定される SS400，J I S G 3 4 4 4「一般構造用炭素鋼鋼管」に規定される STK400 を使用する。

筒身脚部及び鉄塔脚部の鋼材は、J I S G 3 1 0 1「一般構造用圧延鋼材」に規定される SS400，J I S G 3 1 0 6「溶接構造用圧延鋼材」に規定される SM400A のいずれかを使用する。なお、鉄塔脚部のアンカーボルトは、直径が 40mm を超える鋼材を使用する。

基礎で使用するコンクリートの設計基準強度 F_c は 20.5 N/mm² とする。使用材料の材料定数及びコンクリートの許容応力度を表 3-6 及び表 3-7 に示す。

表 3-6 使用材料の材料定数

板厚	材料	基準強度 F (N/mm ²)	備考
$t \leq 40\text{mm}$	SS400, STK400, SM400A, SMA400AP	235	筒身, 鉄塔部, 脚部
$40\text{mm} < t$	SS400	215	アンカーボルト*

注記* : アンカーボルトは、公称軸径を板厚と読み替える。

表 3-7 コンクリートの許容応力度

(単位 : N/mm²)

外力の状態	設計基準強度 $F_c=20.5$	
	長 期	短 期
	圧縮	圧縮
S s 地震時	6.8	13.6

3.6 断面の評価方法

「3.3 荷重及び荷重の組合せ」により組合せた荷重を用いて算出した設計用部材応力に対して、筒身と鉄塔部の各部材の断面検定を次のとおり行う。

3.6.1 筒身

筒身部材について、板厚 2mm(外側 1mm, 内側 1mm)の腐食代を考慮し、次式の応力度比によって断面検定を行う。

$$\frac{\sigma_c}{c f_{cr}} + \frac{\sigma_b}{b f_{cr}} \leq 1$$

ここに

σ_c : 圧縮応力度 $\sigma_c = N / A$ (N/mm²)

N : 軸力 (N)

A : 筒身の断面積 (mm²)

σ_b : 曲げ応力度 $\sigma_b = M / Z$ (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 筒身の断面係数 (mm³)

$c f_{cr}$: 局部座屈を考慮した圧縮応力度に対する許容値 (N/mm²)

$b f_{cr}$: 局部座屈を考慮した曲げ応力度に対する許容値 (N/mm²)

$c f_{cr}$ 及び $b f_{cr}$ は「容器構造設計指針」による材料強度の評価式に「建設省告示第 2464 号」に基づき F 値×1.1 を適用して算定する。

(1) 局部座屈を考慮した圧縮応力度に対する許容値 $f_{c r}$

地震時応力に対する許容圧縮応力度は、以下の式により求める。

$$\overline{f_{c r}} = F \quad \left(\frac{r}{t} \leq 0.377 \left(\frac{E}{F} \right)^{0.72} \right)$$

$$\overline{f_{c r}} = 0.6F + 0.4F \left[\frac{2.567 \frac{r}{t} \left(\frac{F}{E} \right)^{0.72}}{2.190} \right]$$

$$\left(0.377 \left(\frac{E}{F} \right)^{0.72} \leq \frac{r}{t} \leq 2.567 \left(\frac{E}{F} \right)^{0.72} \right)$$

$$\overline{f_{c r}} = 0.6E \left[1 - 0.901 \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{1}{16} \sqrt{\frac{r}{t}} \right) \right\} \right] / \frac{r}{t} \quad \left(2.567 \left(\frac{E}{F} \right)^{0.72} \leq \frac{r}{t} \right)$$

$\overline{f_{c r}}$: 内圧が存在しない場合の $f_{c r}$ (N/mm²)

F : 許容応力度の基準値 (N/mm²)

E : ヤング率 (N/mm²)

r : 内半径 (mm)

t : 壁厚 (mm)

(2) 局部座屈を考慮した曲げ応力度に対する許容値 $f_{b r}$

地震時応力に対する許容曲げ応力度は、以下の式により求める。

$$\overline{f_{b r}} = F \quad \left(\frac{r}{t} \leq 0.274 \left(\frac{E}{F} \right)^{0.78} \right)$$

$$\overline{f_{b r}} = 0.6F + 0.4F \left[\frac{2.106 \frac{r}{t} \left(\frac{F}{E} \right)^{0.78}}{1.832} \right]$$

$$\left(0.274 \left(\frac{E}{F} \right)^{0.78} \leq \frac{r}{t} \leq 2.106 \left(\frac{E}{F} \right)^{0.78} \right)$$

$$\overline{f_{b r}} = 0.6E \left[1 - 0.731 \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{1}{16} \sqrt{\frac{r}{t}} \right) \right\} \right] / \frac{r}{t} \quad \left(2.106 \left(\frac{E}{F} \right)^{0.78} \leq \frac{r}{t} \right)$$

$\overline{f_{b r}}$: 内圧が存在しない場合の $f_{b r}$ (N/mm²)

F : 許容応力度の基準値 (N/mm²)

E : ヤング率 (N/mm²)

r : 半径 (mm)

t : 壁厚 (mm)

3.6.2 鉄塔部

鉄塔部材（支柱材，斜材，水平材）について，板厚 1mm(外側のみ)の腐食代を考慮し，次式の応力度比によって断面検定を行う。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1$$

ここに

σ_c : 圧縮応力度 $\sigma_c = N / A$ (N/mm²)

N : 軸力 (N)

A : 鉄塔部材の断面積 (mm²)

σ_b : 曲げ応力度 $\sigma_b = M / Z$ (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 鉄塔部材の断面係数 (mm³)

f_c : 圧縮応力度に対する許容値 (N/mm²)

f_b : 曲げ応力度に対する許容値 (N/mm²)

f_c 及び f_b は「平 13 国交告第 1024 号」による材料強度の評価式に「建設省告示第 2464 号」に基づき F 値×1.1 を適用して算定する。

3.7 地震応答解析

3.7.1 地震応答解析モデル

(1) 解析モデルの概要

第1号機排気筒の地震応答解析モデルは、基礎下端レベル（O.P. 42.8m）より上部を対象とした質点モデルとし、筒身及び鉄塔部材は梁要素でモデル化する。基礎部は筒身受台、鉄塔受台、地中梁及びスラブの剛性を、構造物中心位置において各構造部材と等価な剛性を有する梁要素と等価な質量を有する質点でモデル化する。また、地盤と構造物の相互作用を基礎底面の地盤ばねで評価する。

以上の排気筒－地盤連成モデルを用いた水平1方向・鉛直同時入力による地震応答解析を実施する第1号機排気筒の地震応答解析モデルを図3-5に、主要レベルのモデルを図3-6に示す。なお、固定荷重及び風荷重による初期応力を算定する際の静的応力解析においても、同じ解析モデルを用いるものとする。

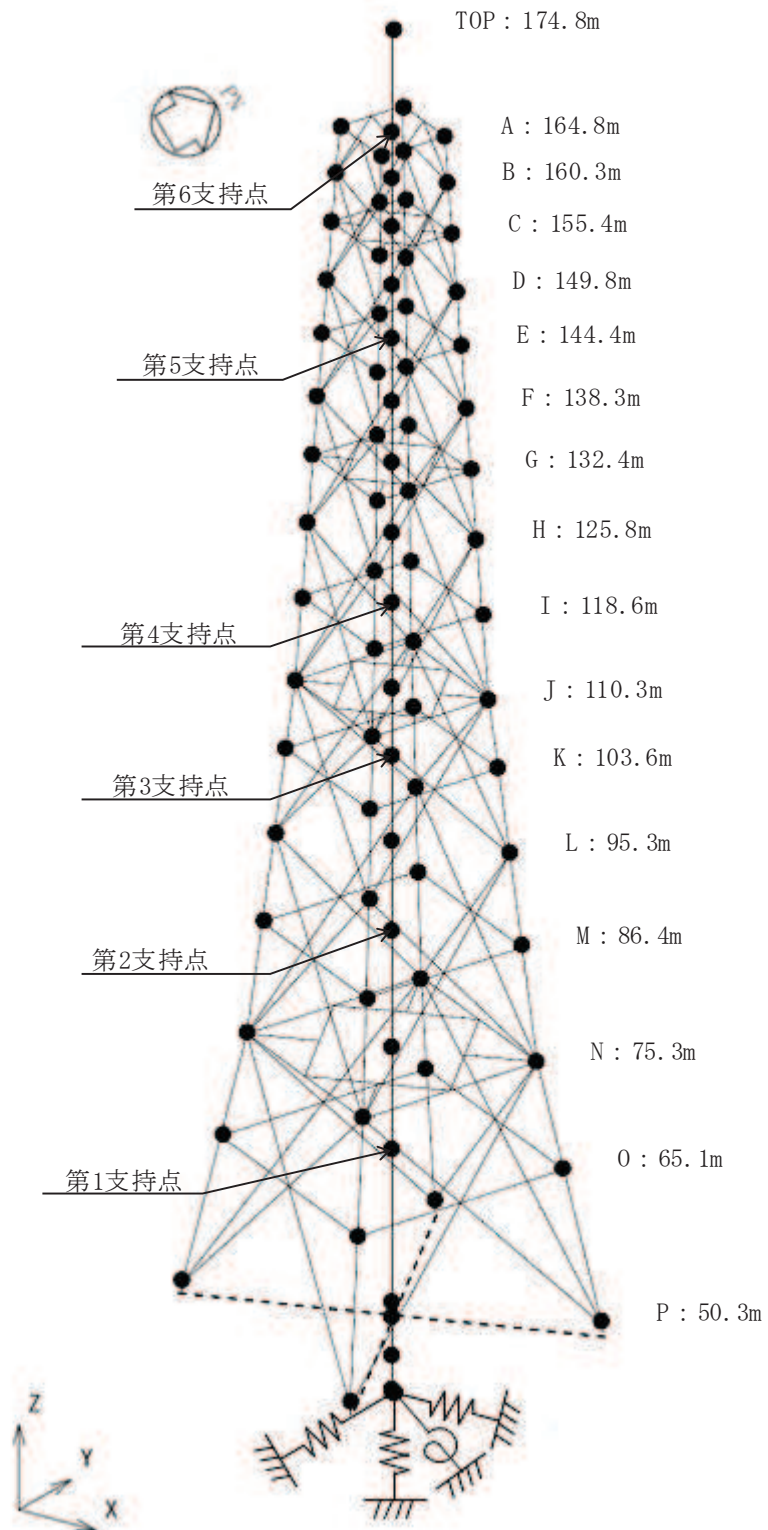
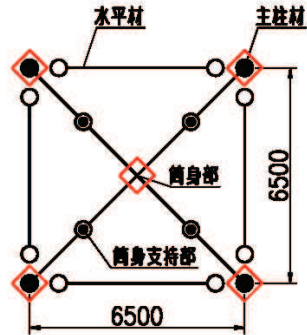
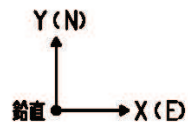


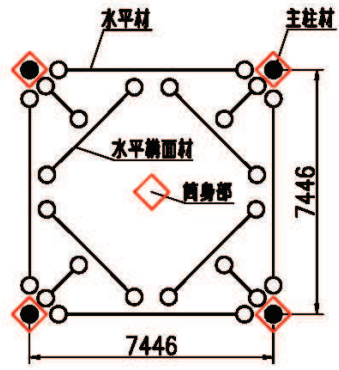
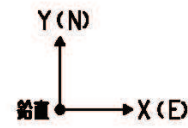
図 3-5 第 1 号機排気筒の地震応答解析モデル

- 凡例
- : 剛接合
 - : ピン接合
 - ◇ : 質点
 - ◎ : 筒身支持部
 - ・使用要素:ばね要素
 - ・境界条件
- 鉛直方向:フリー
水平方向:固定



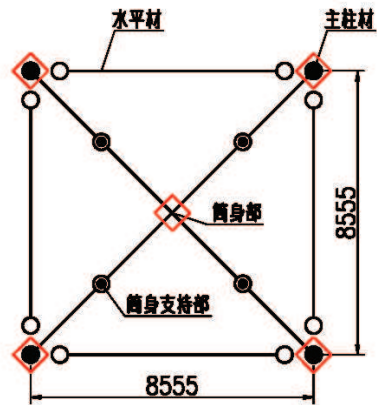
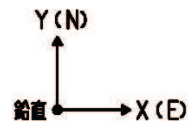
(a) A平面 (O.P. 164.8m)

- 凡例
- : 剛接合
 - : ピン接合
 - ◇ : 質点



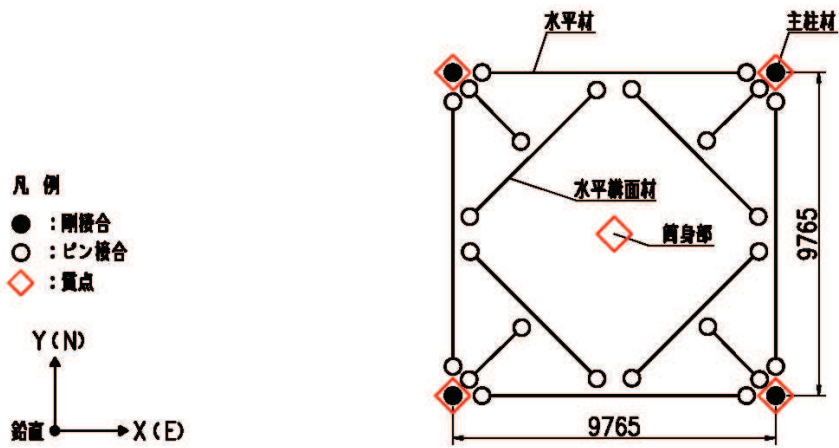
(b) C平面 (O.P. 155.4m)

- 凡例
- : 剛接合
 - : ピン接合
 - ◇ : 質点
 - ◎ : 筒身支持部
 - ・使用要素:ばね要素
 - ・境界条件
- 鉛直方向:フリー
水平方向:固定

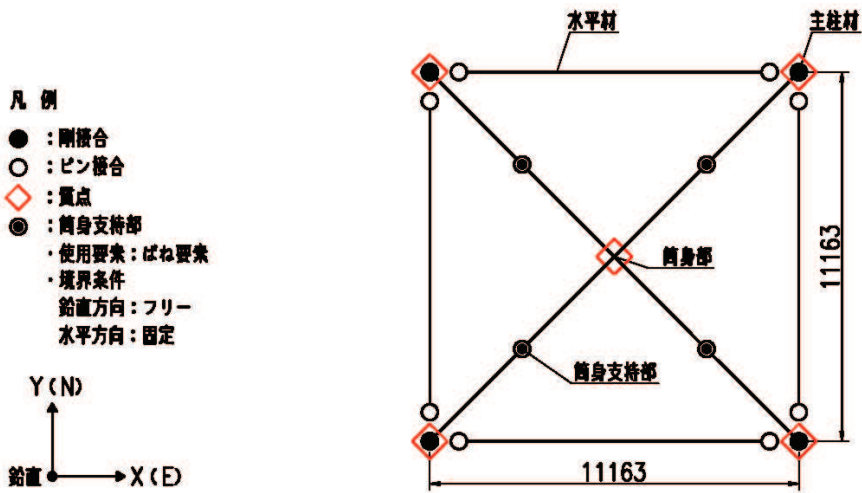


(c) E平面 (O.P. 144.4m)

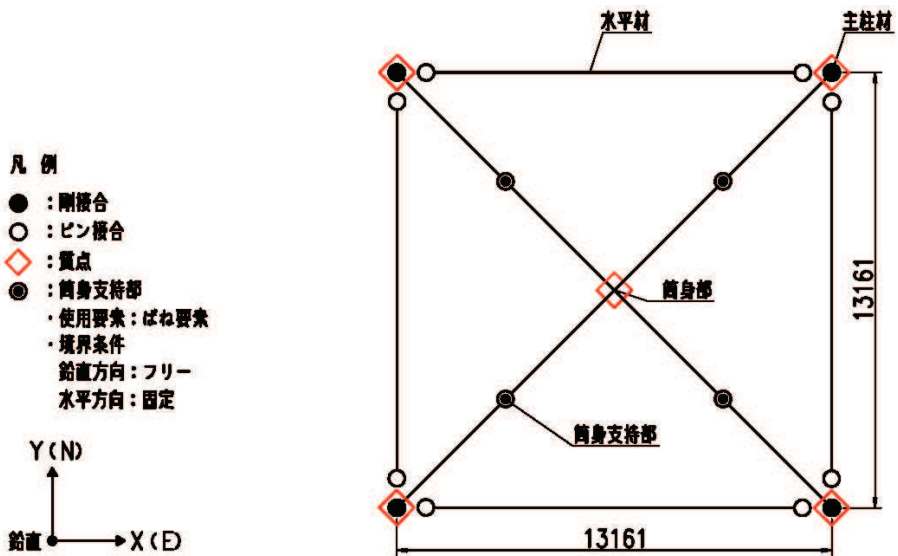
図 3-6(1) 主要レベルのモデル (単位: mm)



(d) G 平面 (O.P. 132.4m)

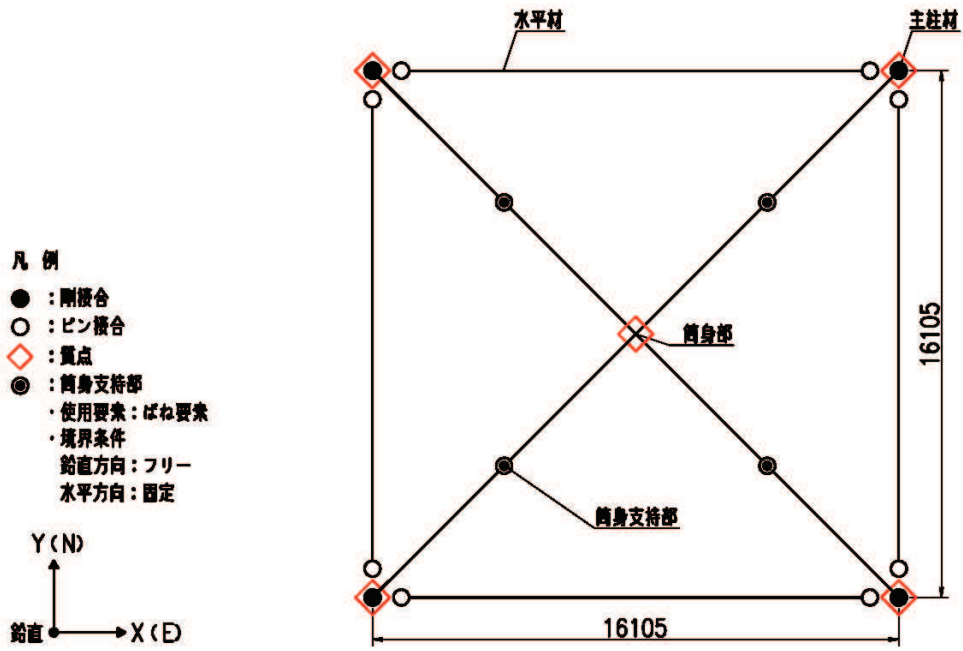


(e) I 平面 (O.P. 118.6m)

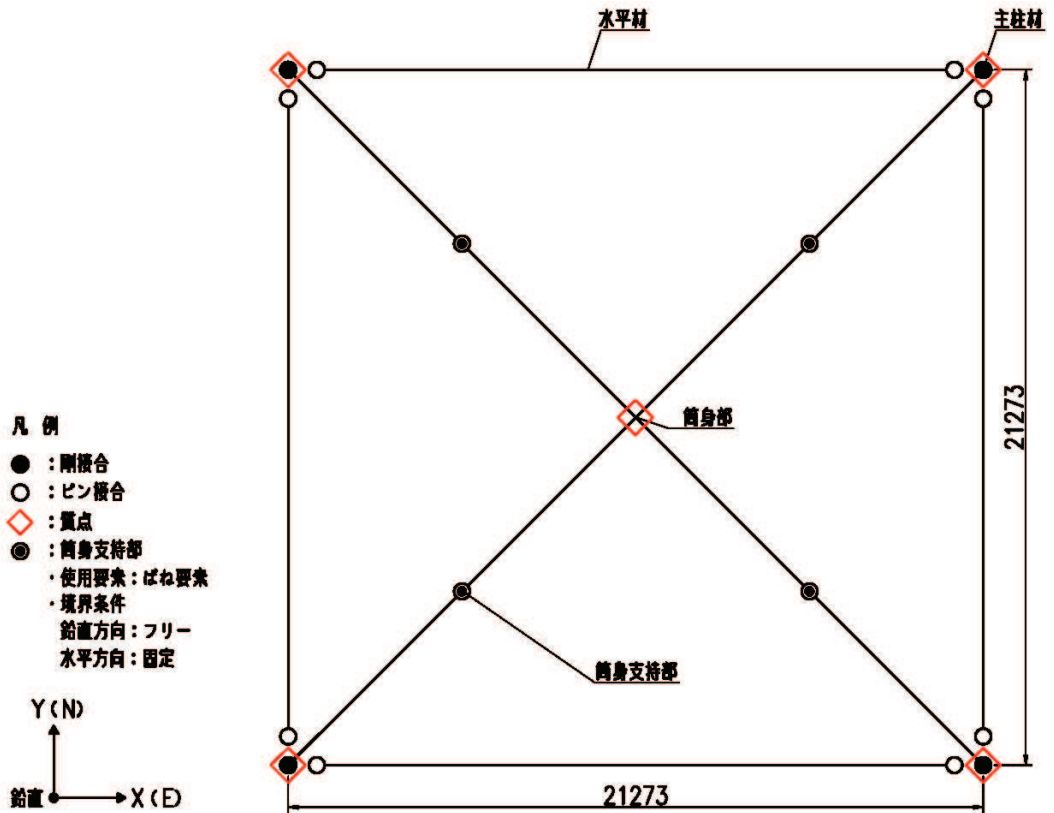


(f) K 平面 (O.P. 103.6m)

図 3-6(2) 主要レベルのモデル (単位: mm)



(g) M 平面 (O. P. 86. 4m)



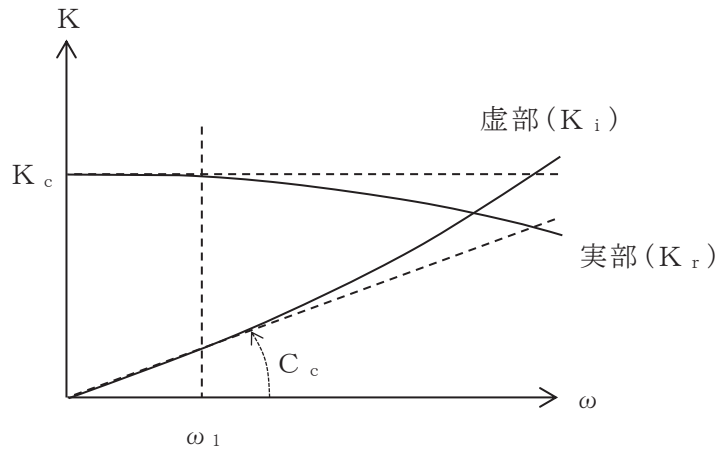
(h) 0 平面 (O. P. 65. 1m)

図 3-6(3) 主要レベルのモデル (単位: mm)

(2) 地盤ばね

基礎底面下の地盤は、地震応答解析モデルにおいて、水平ばね、回転ばね及び鉛直ばねで置換している。この地盤ばねは「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」により、基礎底面下の地盤を等価な半無限地盤と見なし、振動アドミッタンス理論に基づいて評価している。いずれの地盤ばねも振動数に依存した複素剛性として表現されるが、図 3-7 に示すようにばね定数として、実部の静的な値 (K_c) を、また、減衰係数 (C_c) として、排気筒-地盤連成系の一次固有円振動数 (ω_1) に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

解析コードは「ADMIT 導入時 Ver.」を用いる。評価に用いる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。



ばね定数：底面ばねは 0Hz のばね定数 K_c で定数化

減衰係数：排気筒-地盤連成系の一次固有円振動数 ω_1 に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾き C_c で定数化

図 3-7 地盤ばねの定数化の概要

(3) 解析モデルの接合条件

部材間の接合条件は以下とする。

- 主柱材－主柱材 : 剛接合
- 主柱材－斜材 : ピン接合
- 主柱材－水平材 : ピン接合
- 筒身－鉄塔の支持点* : 水平方向固定，鉛直方向フリー

注記*：筒身－鉄塔の支持点については，水平構面部材を等価な水平ばねでモデル化する。

(4) 解析モデルの諸元

使用材料の材料定数を表 3-8 に，第 1 号機排気筒上部工の重量を表 3-9 に，基礎の重量を表 3-10 に示す。解析モデルの各節点には質点重量及び回転慣性，各要素にはせん断有効断面積及び断面 2 次モーメントをモデル諸元として設定しており，表 3-11 及び表 3-12 に考慮する部材範囲を示す。上部工の重量は，筒身と鉄塔部主柱材の質点に振り分け，筒身及び鉄塔部の自重の他に，付属設備の重量を考慮する。

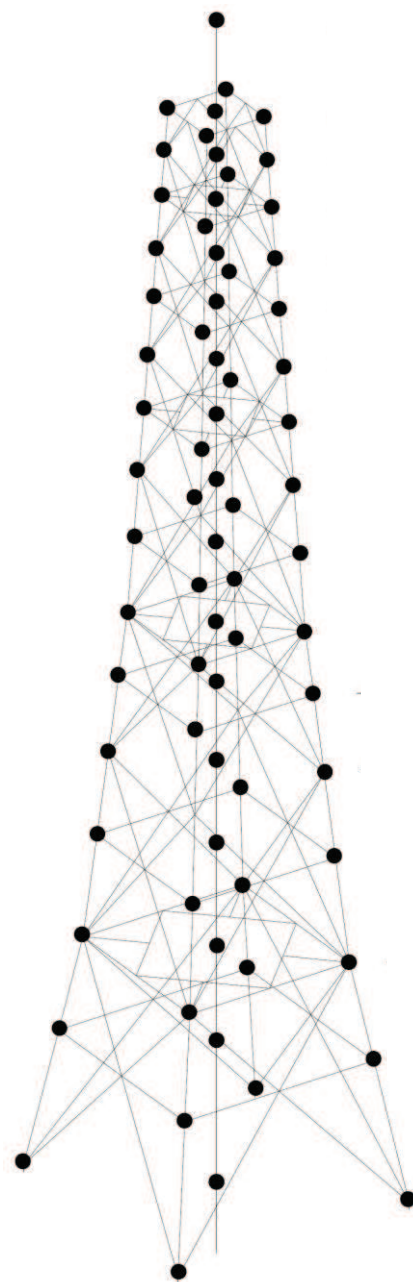
筒身，鉄塔部（主柱材，斜材，水平材）及び基礎の部材諸元一覧を表 3-13～表 3-17 に示す。解析入力値には，腐食代を考慮しない断面性能を用いる。また，地盤ばね（水平，鉛直，回転）の値を表 3-18 に，筒身支持点における水平ばねの値を表 3-19 に示す。

表 3-8 使用材料の材料定数

使用材料	ヤング係数 E* (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 h (%)	備考
鋼材：SMA400AP	2.05×10 ⁵	0.3	1	筒身
鋼材：SS400 STK400	2.05×10 ⁵	0.3	2	鉄塔部
鉄筋コンクリート コンクリート： F _c =20.5N/mm ² 鉄筋：SD345	2.15×10 ⁴ (2.87×10 ⁴)	0.2	5	基礎

注記*：括弧内は，既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果に基づくヤング係数

表 3-9 第 1 号機排気筒上部工の重量

モデル図	質点位置	重量 (kN)	
	O.P. (m)	筒身部	鉄塔部 (主柱材 1 本分)
	174.8	47.3	—
	164.8	34.3	12.2
	160.3	71.7	10.6
	155.4	64.0	17.3
	149.8	52.1	14.5
	144.4	54.8	29.1
	138.3	57.2	24.2
	132.4	56.9	34.9
	125.8	60.6	38.7
	118.6	67.7	98.8*
	110.3	70.3	51.6
	103.6	76.1	104.6*
	95.3	82.5	76.3
	86.4	90.9	128.6
	75.3	96.2	138.1
	65.1	124.4	204.0
	50.3	69.8	91.2
小 計	1,176.8	1,074.8	
合 計	上部架構の総重量 : 5,476.0 kN		
備 考			

注記* : パラボラアンテナ重量を含む

表 3-10 第 1 号機排気筒基礎の重量

モデル図	質点位置	基礎部	
	O. P. (m)	重量 (kN)	回転慣性重量 (kN・m ²)
<p>【凡例】</p> <ul style="list-style-type: none"> ● : 質点 (重量、回転慣性) ○ : 仮想節点 (無質量) — : 曲げせん断棒要素 (細) ■ : 剛域 (大) — : MPC (自由度従属) <p>地盤ばね (水平・回転)</p>	49.5	44,483.0 +17.1*	0.400 × 10 ⁷
	45.3	69,334.7 +19.7*	0.623 × 10 ⁷
	42.8	29,591.6 +7.4*	0.266 × 10 ⁷
	合 計	143,409.3 +44.2*	1.289 × 10 ⁷
	備 考	O. P. 49.5m は基礎梁上端レベル O. P. 45.3m は基礎版上端レベル O. P. 42.8m は基礎版下端レベル	

注記* : 配管重量

表 3-11 排気筒基礎の節点重量・回転慣性の集計範囲

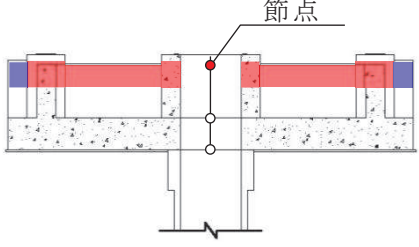
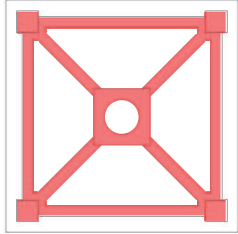
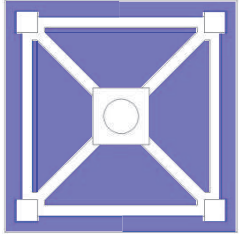
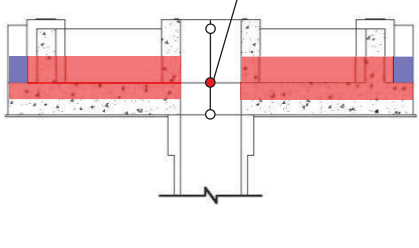
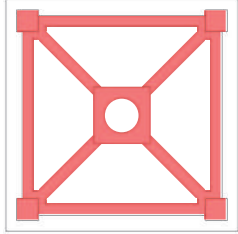
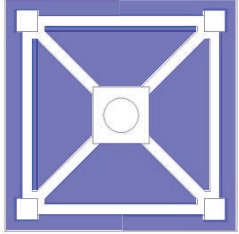
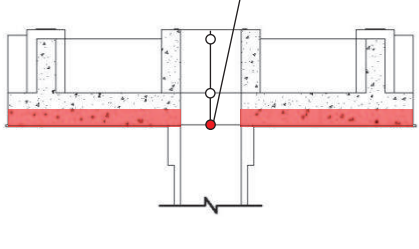
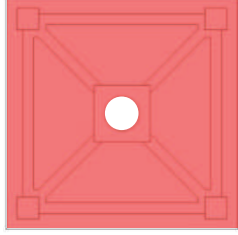
O. P. (m)	節点位置	躯体	盛土
49.5			
45.3			
42.8			<p style="text-align: center;">—</p>

表 3-12 排気筒基礎のせん断有効断面積・断面 2 次モーメントの有効断面

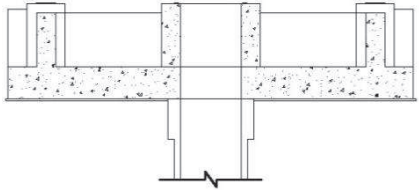
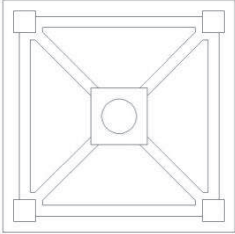
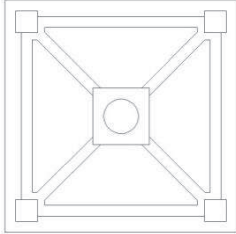
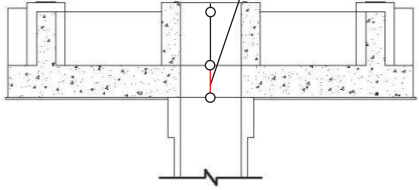
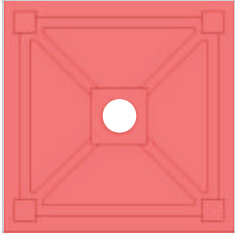
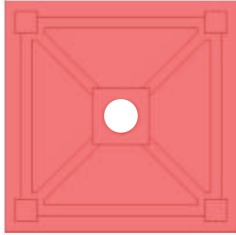
0. P. (m)	要素位置	せん断有効断面積	断面 2 次モーメント
49.5 ~ 45.3			
45.3 ~ 42.8			

表 3-13 筒身の部材諸元一覧

標高 O.P. (m)	筒身		断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	せん断 断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)	備考
	外径 (mm)	板厚 (mm)				
174.8-65.1	3218	9	907.3	453.7	11680000	内径 3200mm
65.1-54.3	3224	12	1211	605.4	15620000	内径 3200mm
54.3-50.3	5250	12	1975	987.3	67720000	基部内径 5226mm

表 3-14 主柱材の部材諸元一覧

標高 O.P. (m)	母材鋼管		断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	せん断 断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)	備考
	外径 (mm)	板厚 (mm)				
164.8-149.8	406.4	7.9	98.90	49.45	19640	
149.8-138.3	558.8	9.5	163.9	81.97	61850	
138.3-125.8	711.2	12.7	278.7	139.3	170000	
125.8-110.3	914.4	12.7	359.8	179.9	365700	
110.3- 95.3	1016	12.7	400.3	200.1	503800	
95.3- 75.3	1016	16	502.7	251.3	628500	
75.3- 50.3	1016	18	564.4	282.2	702900	

表 3-15 斜材の部材諸元一覧

標高 O.P. (m)	母材鋼管		断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	せん断 断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)	備考
	外径 (mm)	板厚 (mm)				
164.8-149.8	267.4	6.6	54.08	27.04	4600	
149.8-125.8	355.6	6.4	70.21	35.11	10710	
125.8- 95.3	406.4	7.9	98.90	49.45	19640	
95.3- 50.3	457.2	9.5	133.6	66.81	33490	

表 3-16 水平材の部材諸元一覧

標高 O.P. (m)	母材鋼管		断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	せん断 断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)	備考
	外径 (mm)	板厚 (mm)				
164.8	216.3	5.8	38.36	19.18	2126	
155.4	190.7	5.3	30.87	15.43	1327	
144.4	267.4	6.6	54.08	27.04	4600	
132.4	267.4	6.6	54.08	27.04	4600	
118.6	318.5	6.9	67.55	33.77	8202	
110.3	267.4	6.6	54.08	27.04	4600	
103.6	318.5	6.9	67.55	33.77	8202	
86.4	355.6	6.4	70.21	35.11	10710	
75.3	318.5	6.9	67.55	33.77	8202	
65.1	406.4	6.4	80.42	40.21	16090	

表 3-17 基礎の部材諸元一覧

標高 O.P. (m)	断面積 (m ²)	せん断 断面積 (m ²)	断面二次 モーメント (m ⁴)	備考
49.5-45.3	281.2	234.4	25270	
45.3-42.8	1006	838.3	87360	

表 3-18 地盤ばねの値

地盤ばね	標高 O.P. (m)	ばね剛性 ($\times 10^8 \text{kN/m}$) ($\times 10^{10} \text{kN}\cdot\text{m/rad}$) *	減衰係数 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{s/m}$) ($\times 10^8 \text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{s/rad}$) *	備考
水平	42.8	1.877	2.105	
鉛直	42.8	4.960	6.108	
回転	42.8	6.069	2.478	

注記*：回転ばねの単位を示す。

表 3-19 筒身支持点における水平ばねの値

標高 O.P. (m)	ばね剛性 ($\times 10^4 \text{kN/m}$)	位置*	備考
164.8	17.41	A	第 6 支持点
144.4	12.52	E	第 5 支持点
118.6	9.885	I	第 4 支持点
103.6	6.049	K	第 3 支持点
86.4	6.023	M	第 2 支持点
65.1	5.605	O	第 1 支持点

注記*：位置は、第 1 号機排気筒の概要図（図 2-2）に示す。

(5) 入力地震動

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「2.1 建物・構築物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

第1号機排気筒の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地震波を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。

入力地震動の算定方法を図3-8に，入力地震動の地盤モデルを表3-20に示す。

基準地震動 S_s を用いて作成した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図3-9及び図3-10に示す。

解析コードは「SHAKE 導入時 Ver.」を用いる。評価に用いる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。

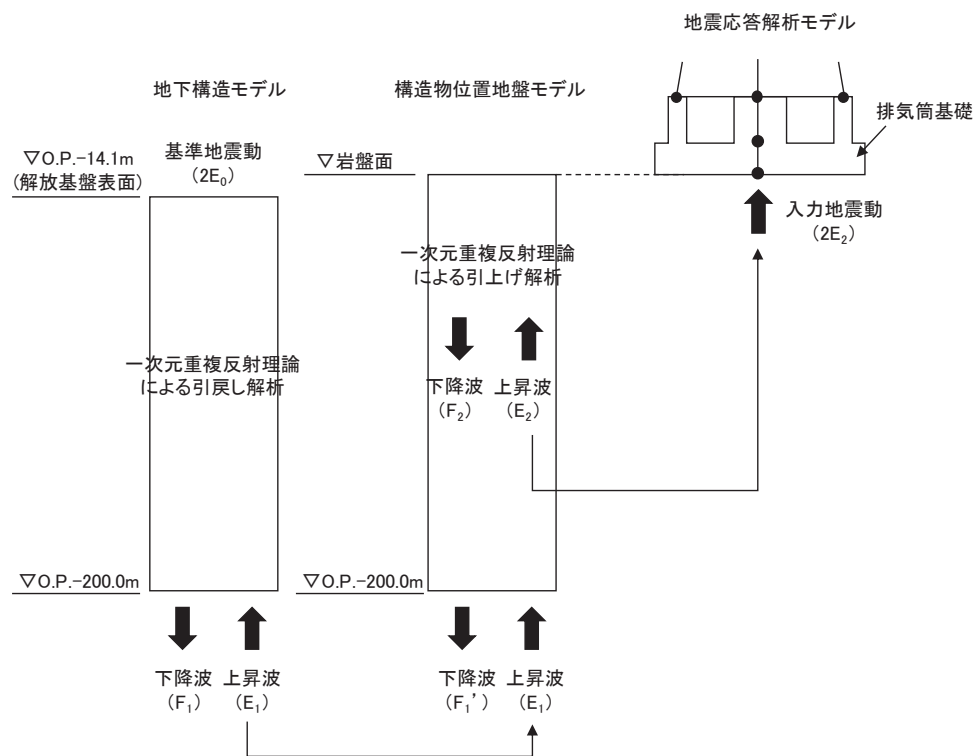
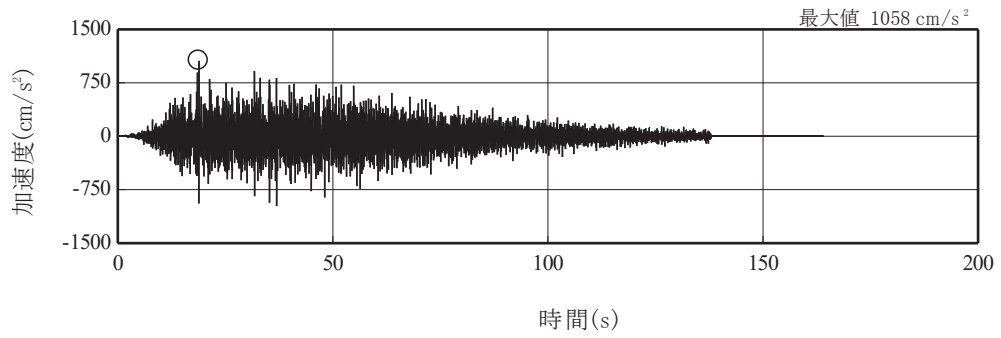


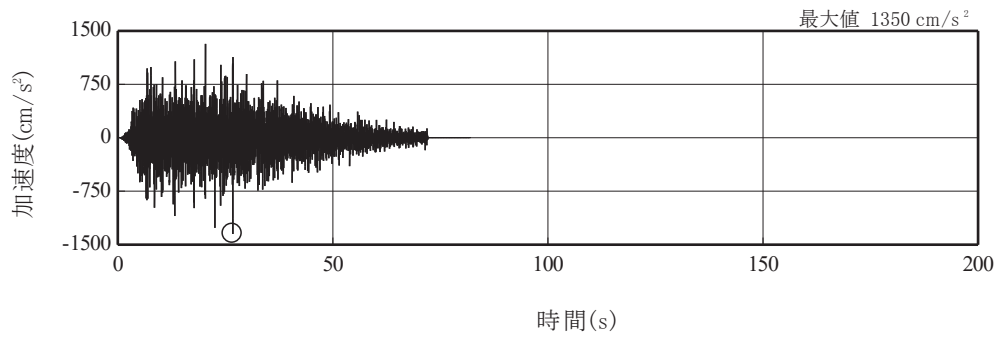
図3-8 入力地震動の算定方法

表 3-20 入力地震動の地盤モデル

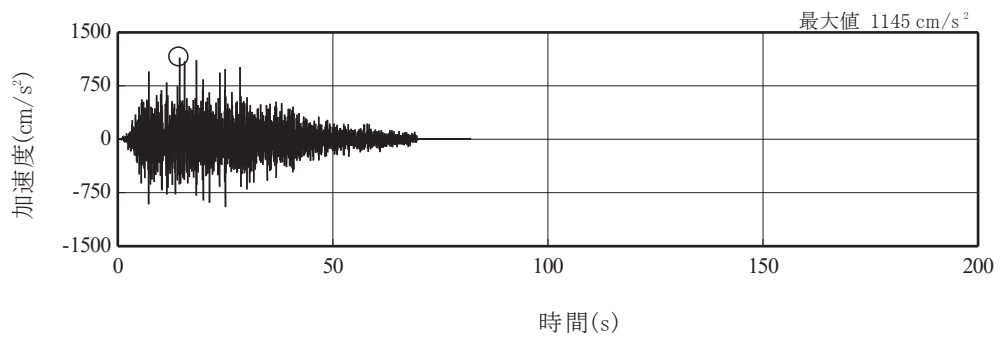
解放基盤モデル (引戻し解析)						構造物位置地盤モデル (引上げ解析)					
標高 O. P. (m)		単位体積 重 量 γ_t (t/m ³)	S 波速度 V_s (m/s)	P 波速度 V_p (m/s)	減衰定数 h (%)	標高 O. P. (m)	地質名	単位体積 重 量 γ_t (kN/m ³)	せん断 弾性係数 G (kN/m ²)	P 波速度 V_p (m/s)	減衰定数 h (%)
						42.8	▼排気筒基礎底面				
						40.6	C _L 級砂岩	24.1	1.40×10^6	2,310	3
						29.0	C _M 級砂岩	25.2	1.50×10^6	2,330	3
						24.4	C _M 級砂岩	25.2	5.70×10^6	3,650	3
						11.9	C _H 級砂岩	26.2	5.90×10^6	3,640	3
						-2.4	C _H 級砂岩	26.2	1.32×10^7	4,750	3
-14.1	▼解放基盤表面										
-25.0		2.43	1,300	3,420	3						
-80.0		2.51	2,150	4,700	3						
							C _H 級砂岩	26.2	1.65×10^7	5,170	3
-200.0		2.55	2,440	5,130	3						
-200.0						-200.0					
∞	(半無限岩盤)	2.55	2,440	5,130	3	∞	(半無限岩盤)	26.2	1.65×10^7	5,170	3



(a) S s - D 1

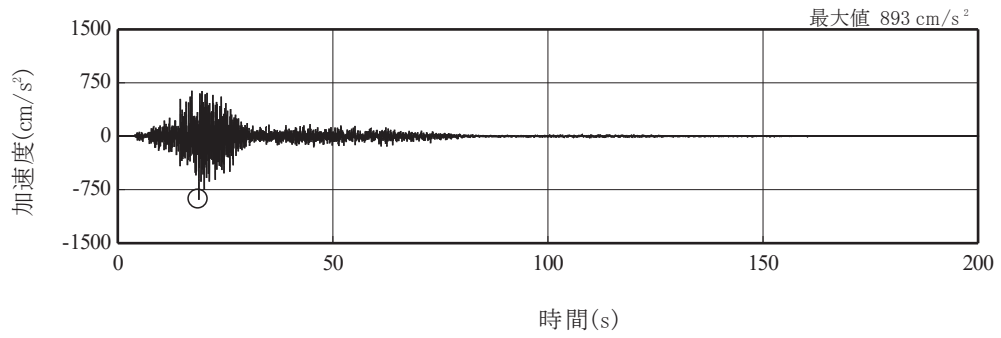


(b) S s - D 2

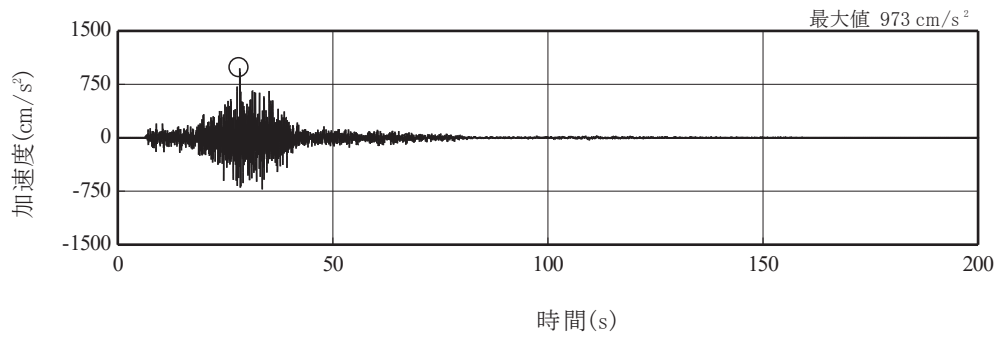


(c) S s - D 3

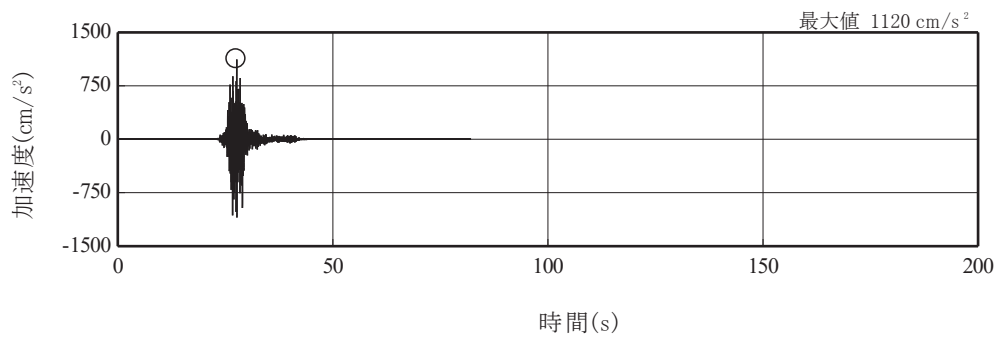
図 3-9(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形
(基準地震動 S s , 水平成分) (1/3)



(d) S s - F 1

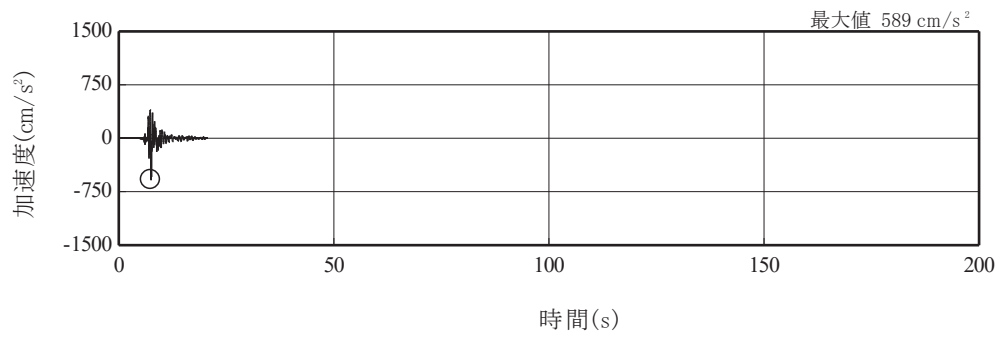


(e) S s - F 2



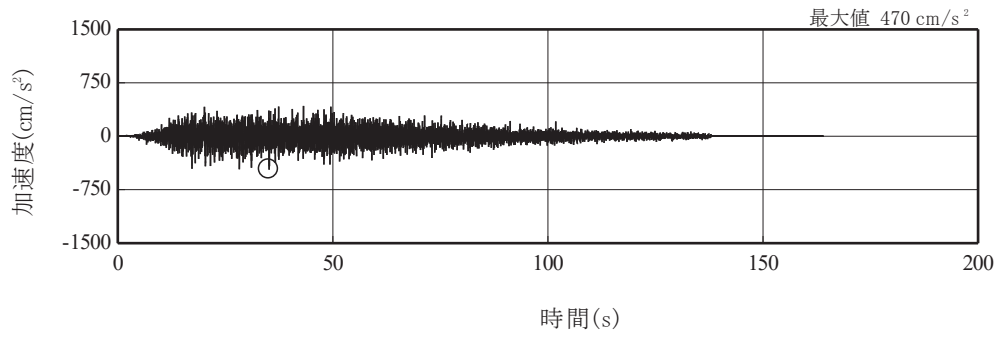
(f) S s - F 3

図 3-9(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形
(基準地震動 S s , 水平成分) (2/3)

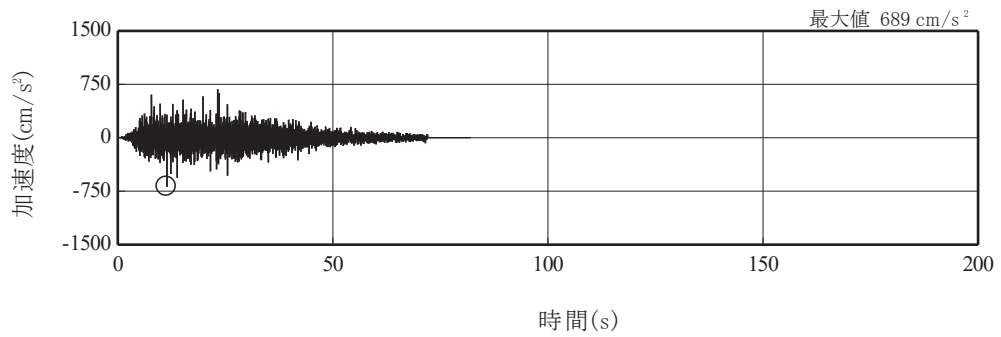


(g) S s - N 1

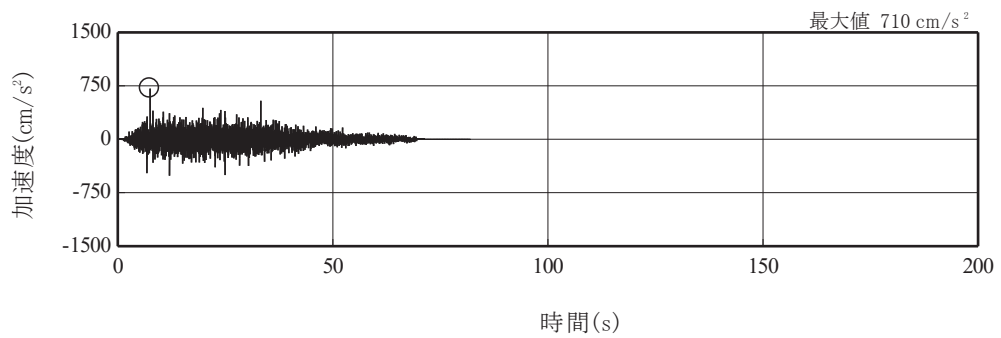
図 3-9(3) 入力地震動の加速度時刻歴波形
(基準地震動 S s , 水平成分) (3/3)



(a) S s - D 1

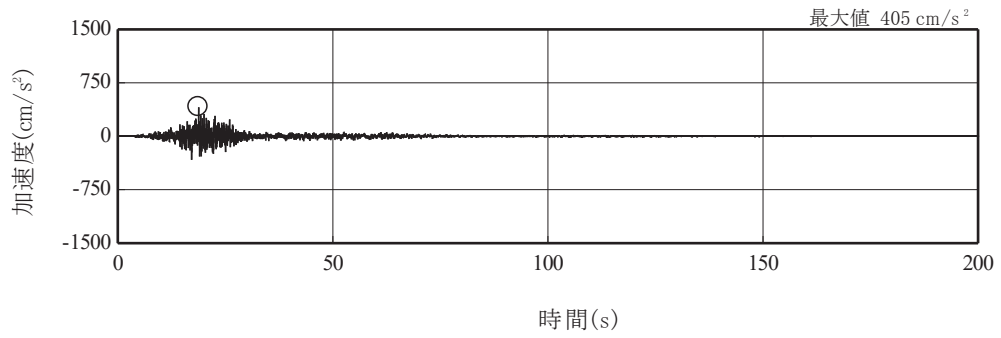


(b) S s - D 2

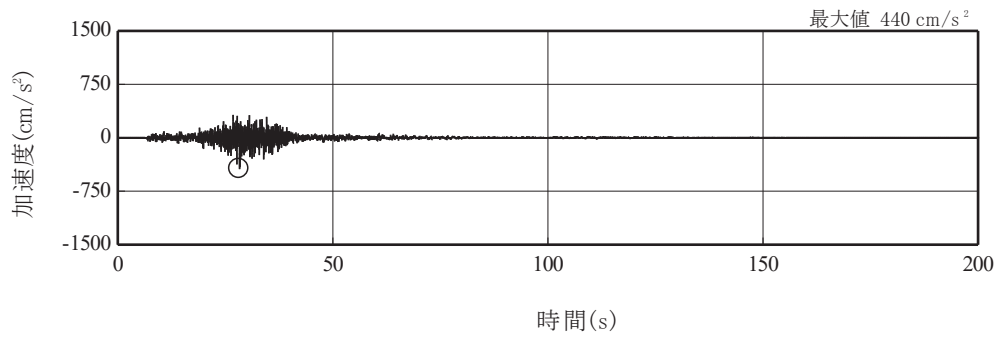


(c) S s - D 3

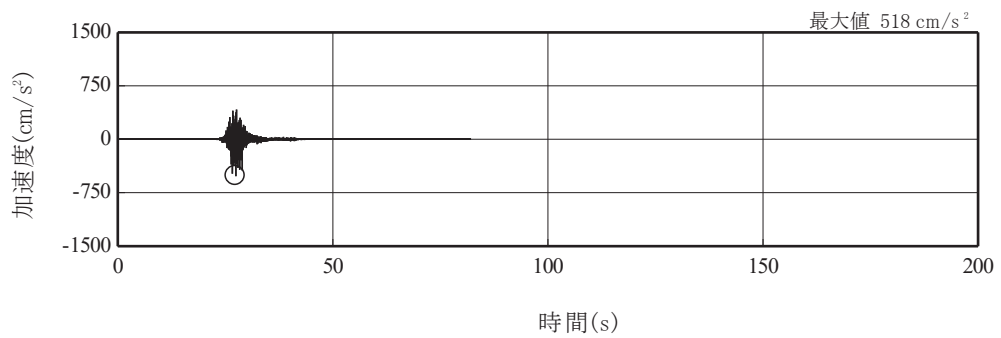
図 3-9(4) 入力地震動の加速度時刻歴波形
(基準地震動 S s , 鉛直成分) (1/3)



(d) S s - F 1

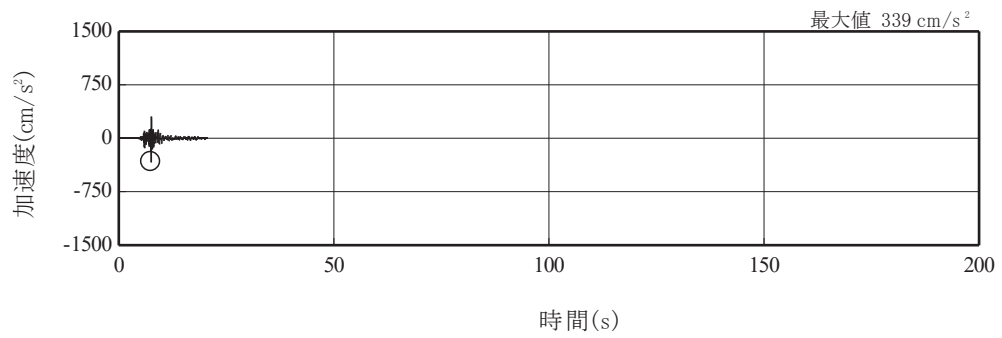


(e) S s - F 2



(f) S s - F 3

図 3-9(5) 入力地震動の加速度時刻歴波形
(基準地震動 S s , 鉛直成分) (2/3)



(g) S s - N 1

図 3-9(6) 入力地震動の加速度時刻歴波形
(基準地震動 S s , 鉛直成分) (3/3)

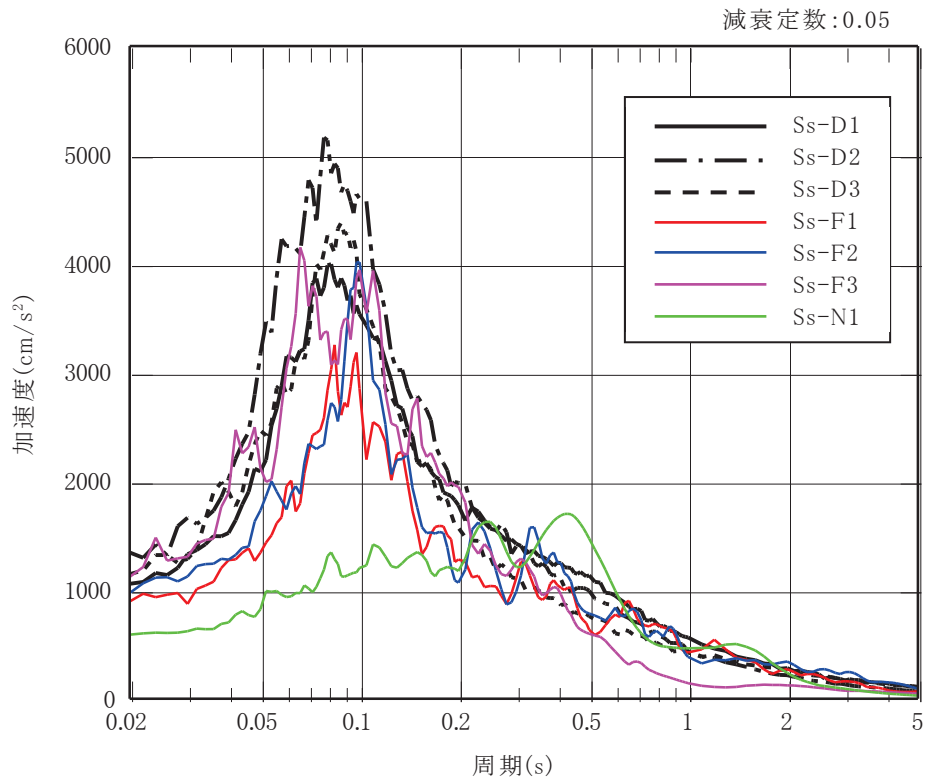


図 3-10(1) 入力地震動の加速度応答スペクトル
(基準地震動 S_s , 水平成分)

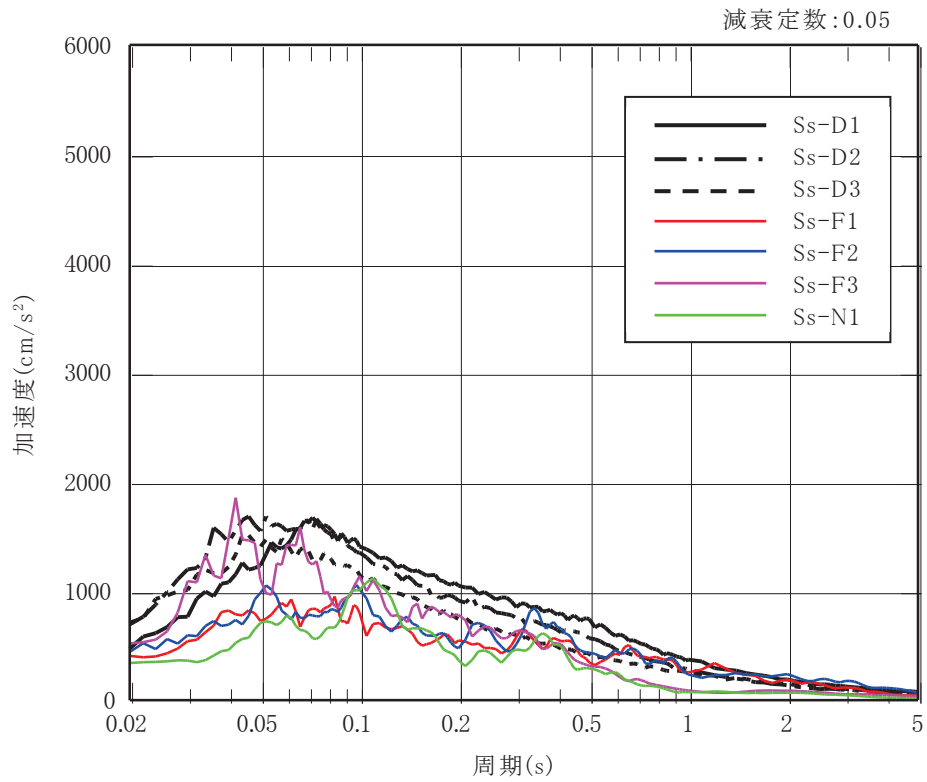


図 3-10(2) 入力地震動の加速度応答スペクトル
(基準地震動 S_s , 鉛直成分)

3.7.2 解析方法

第1号機排気筒の地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の解析方法に基づき、基準地震動 S_s を用いた入力地震動に対する地震応答解析により、各種応答値を算出する。

地震応答解析は、時刻歴直接積分法による線形解析を実施し、ひずみエネルギー比例型減衰で評価する。

解析コードは「DYNA2E Ver. 7.2.63」を用いる。評価に用いる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。

3.7.3 地盤物性及び材料物性の不確かさ

地盤物性及び材料物性の不確かさの影響を考慮するため、表 3-21 に示す解析ケースを設定する。第1号機排気筒は、岩盤上に直接基礎が構築され、周囲が盛土で埋戻されており、盛土等の土圧が主たる荷重となる他、第1号機排気筒及び基礎の質量が大きく、作用する慣性力も主たる荷重となることから、盛土・旧表土に加え、岩盤についても地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして基礎の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

第1号機排気筒の耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、排気筒の筒身、支柱材それぞれの断面算定結果に対して、最も厳しい地震動を用いて、解析ケース②、③及び④を実施する。

表 3-21 第 1 号機排気筒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 (+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* ¹	平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値	
材料物性* ²	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* ³	
地震動	S s - D 1	○	△* ⁴	△* ⁴	△* ⁴
	S s - D 2	○	△* ⁴	△* ⁴	△* ⁴
	S s - D 3	○	△* ⁴	△* ⁴	△* ⁴
	S s - F 1	○	△* ⁴	△* ⁴	△* ⁴
	S s - F 2	○	△* ⁴	△* ⁴	△* ⁴
	S s - F 3	○	△* ⁴	△* ⁴	△* ⁴
	S s - N 1	○	△* ⁴	△* ⁴	△* ⁴

注記*1: 地盤物性は、盛土、旧表土、 C_L 級岩盤、 C_M 級岩盤及び C_H 級岩盤(G:せん断弾性係数)を示す。

*2: 材料物性は、コンクリート(E:ヤング係数)を示す。

*3: 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。

*4: △については、解析ケース①において、排気筒の筒身、支柱材それぞれの断面算定結果が最も厳しい地震動を用いる。

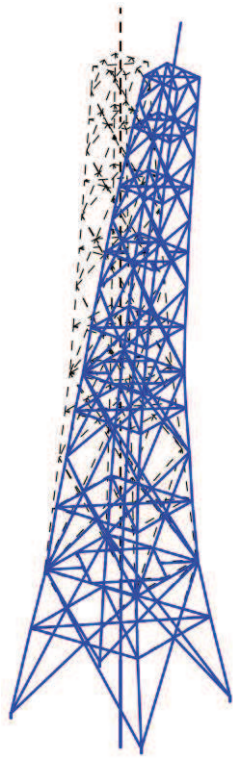
3.8 解析結果

3.8.1 固有値解析結果

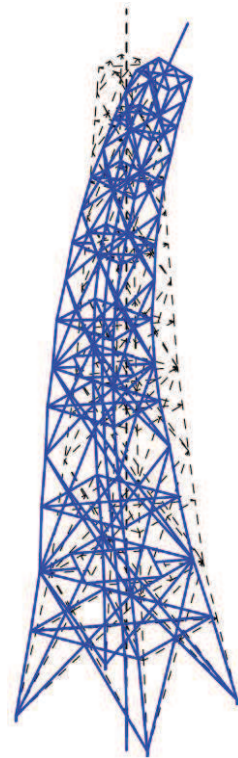
地震応答解析モデルの固有値解析結果を表 3-22 に示す。主要なモードを図 3-11 に示す。

表 3-22 固有値解析結果

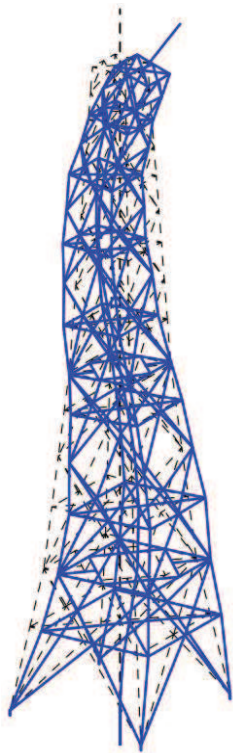
モード No.	振動数 (Hz)	固有周期 (s)	刺激係数			備考
			X 方向	Y 方向	Z 方向	
1	1.285	0.778	2.052	0.103	0.000	全体 1 次
2	3.266	0.306	-2.043	-0.121	0.000	全体 2 次
3	5.583	0.179	1.885	0.068	0.000	全体 3 次
4	7.695	0.130	-1.500	0.197	0.000	全体 4 次
5	9.707	0.103	0.413	0.698	0.000	全体 5 次
6	16.928	0.059	0.962	-0.534	0.000	基礎 1 次



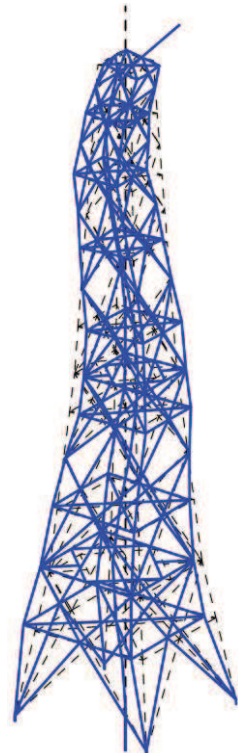
(a) モード No. 1



(b) モード No. 2

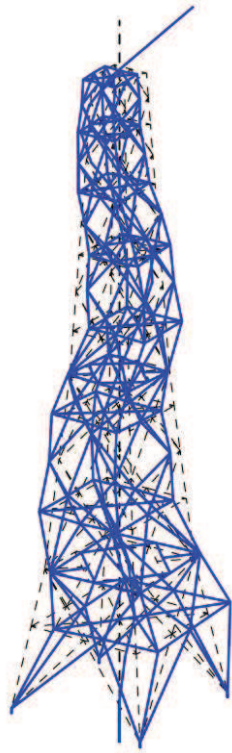


(c) モード No. 3

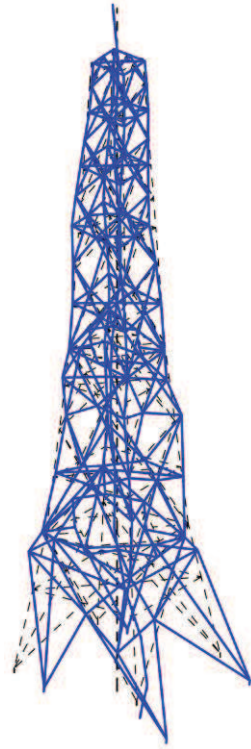


(d) モード No. 4

図 3-11(1) 固有モード図 (1/2)



(e) モード No. 5



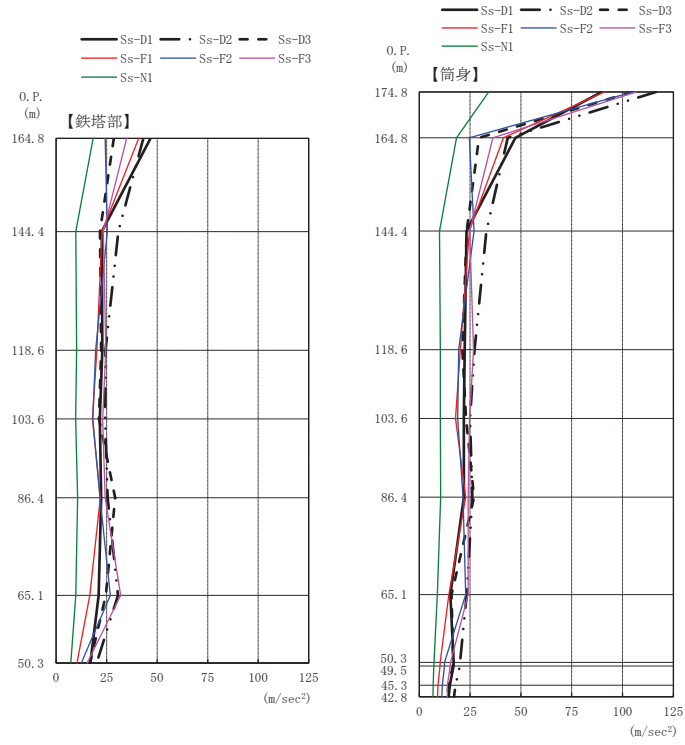
(f) モード No. 6

図 3-11(2) 固有モード図 (2/2)

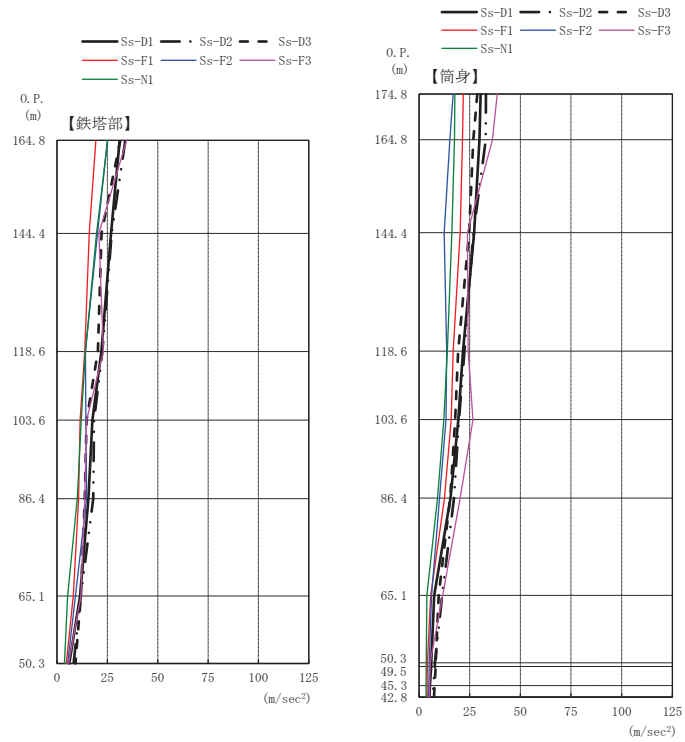
3.8.2 地震応答解析結果

基準地震動 S_s に対する各質点位置での加速度，軸力，曲げモーメントの高さ方向における最大応答分布を図 3-12～図 3-14 に示す。最大応答分布図は，各層の部材に発生する最大応答値を示している。

また，基準地震動 S_s に対する応答について，排気筒の加振方向は，Ⅰ方向（0度方向）及びⅡ方向（45度方向）の解析結果（解析ケース①：基本ケース）を示す。

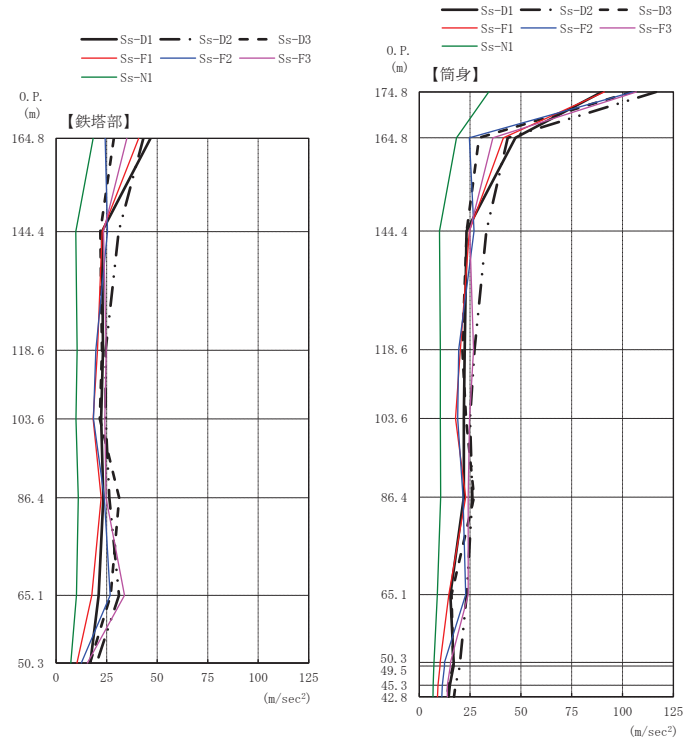


水平方向 (I 方向)

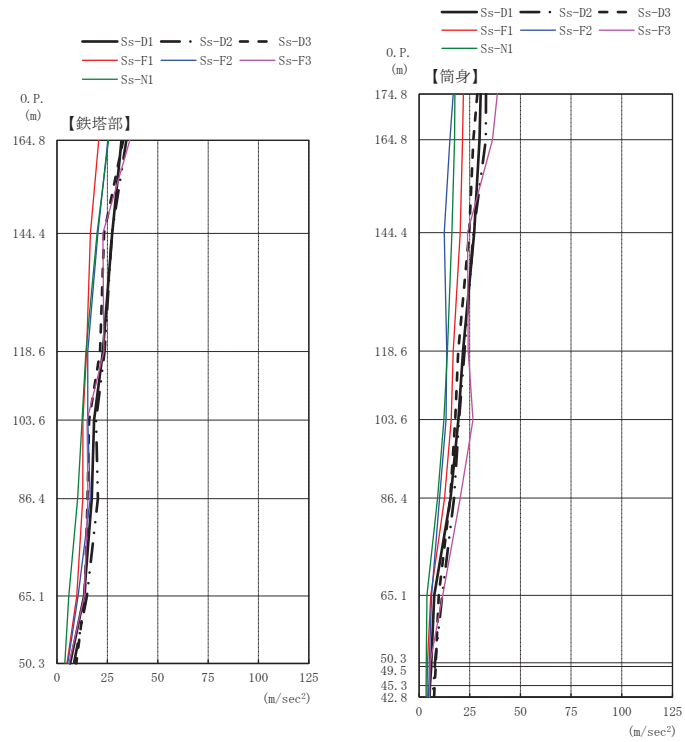


鉛直方向 (I 方向)

図 3-12(1) S s 地震時における最大応答加速度 (基本ケース) (1/2)

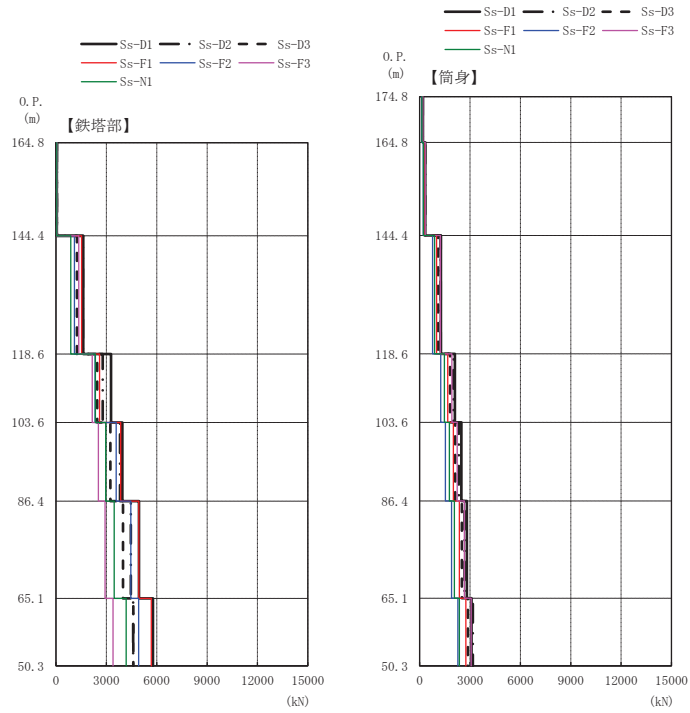


水平方向（Ⅱ方向）

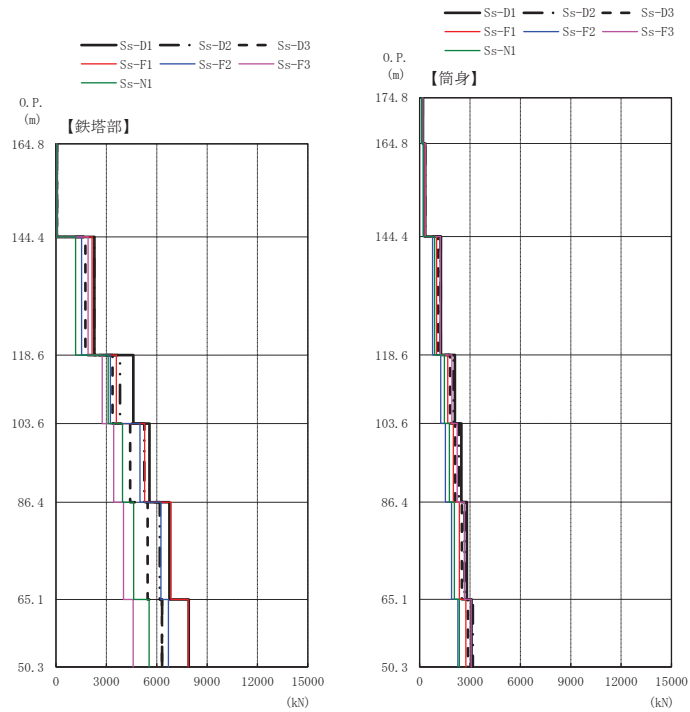


鉛直方向（Ⅱ方向）

図 3-12(2) S s 地震時における最大応答加速度（基本ケース）(2/2)

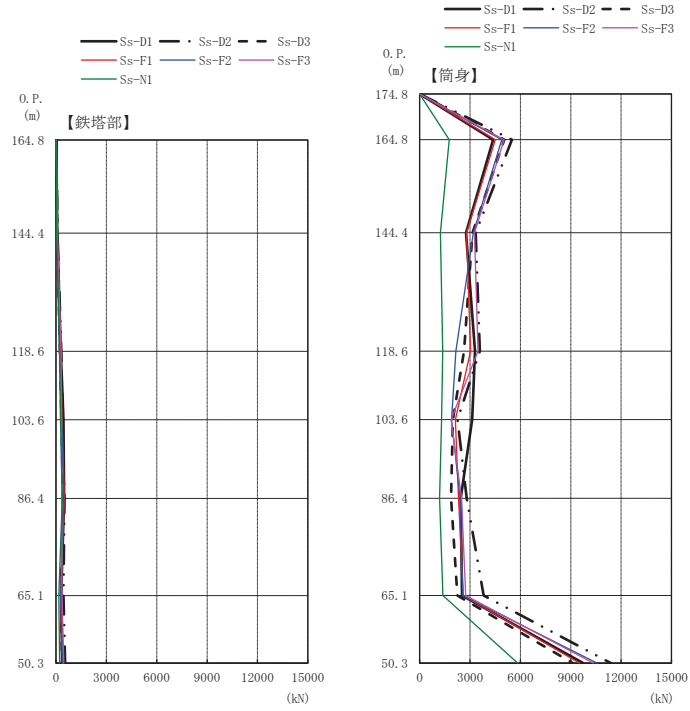


水平方向（Ⅰ方向）

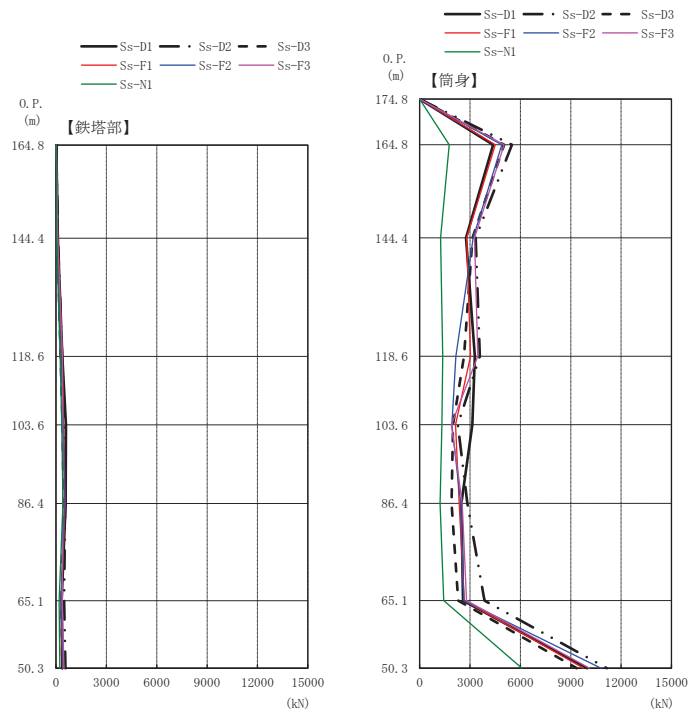


水平方向（Ⅱ方向）

図 3-13 S s 地震時における最大応答軸力（基本ケース）



水平方向（Ⅰ方向）



水平方向（Ⅱ方向）

図 3-14 S s 地震時における最大応答曲げモーメント（基本ケース）

4. 評価結果

4.1 地震応答解析の評価結果

地震時の最大接地圧が、基礎地盤の許容限界を超えないことを確認する。S s 地震時の最大接地圧を表 4-1 に示す。

地盤物性及び材料物性の不確かさを考慮した地震時の最大接地圧が 482 kN/m² (S s - D 2, ケース②, II 方向) であることから、地盤の極限支持力度 (13700 kN/m²) を超えないことを確認した。

表 4-1 S s 地震時の最大接地圧

	I 方向	II 方向
検討ケース	S s - D 2 , ケース②	S s - D 2 , ケース②
鉛直力 N (×10 ⁴ kN)	21.75	21.75
転倒モーメント M (×10 ⁵ kN・m)	10.26	10.41
最大接地圧 (kN/m ²)	400.2	482.0
極限支持力度 (kN/m ²)	13700	13700

4.2 耐震性能の評価結果

「3.6 断面の評価方法」に基づいた断面の評価結果を以下に示す。断面の評価結果を記載する解析ケースは、軸力及び曲げモーメントによる基本ケース及びばらつきケースの断面検定において、応力度比が最大となる解析ケースとする。

基準地震動 S_s に対する断面算定結果を表 4-2～表 4-5 に示す。断面算定結果に記載している応力度比は、各層の部材ごとの最大軸力及び最大曲げモーメントを用いて算出した応力度比のうち、最大値を示している。評価用部材断面力の軸力及び曲げモーメントは、断面算定結果に記載した応力度比の算出に用いている断面力を示している。

基準地震動 S_s において、軸力及び曲げモーメントによる発生応力度の評価値が各許容値を超えないことを確認した。

表 4-2(1) S s 地震時における筒身の断面算定表 (SMA400AP) (I 方向) (1/2)

高さ O.P. (m)	位置	評価用部材断面力			使用部材			f_{cr} (N/mm ²)	$b f_{cr}$ (N/mm ²)	σ_c (N/mm ²)	σ_b (N/mm ²)	σ_c / f_{cr} + $\sigma_b / b f_{cr}$
		N (kN)	M (kN・m)	地震動 (ケース)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	Z ($\times 10^3 \text{mm}^3$)					
164.8	A	189.8	5703.2	Ss-D2(ケース③)	$\phi 3200 \times 9$	705.6	56400	188.0	203.2	2.7	101.1	0.52
160.3	B	324.0	5703.2	Ss-D2(ケース③)	$\phi 3200 \times 9$	705.6	56400	188.0	203.2	4.6	101.1	0.53
155.4	C	599.9	5422.1	Ss-D2(ケース③)	$\phi 3200 \times 9$	705.6	56400	188.0	203.2	8.5	96.1	0.52
149.8	D	838.8	5089.2	Ss-D2(ケース③)	$\phi 3200 \times 9$	705.6	56400	188.0	203.2	11.9	90.2	0.51
144.4	E	1031.6	3471.6	Ss-D2(ケース③)	$\phi 3200 \times 9$	705.6	56400	188.0	203.2	14.6	61.6	0.39
138.3	F	1235.7	3591.2	Ss-D2(ケース③)	$\phi 3200 \times 9$	705.6	56400	188.0	203.2	17.5	63.7	0.41
132.4	G	1436.4	4356.8	Ss-D2(ケース③)	$\phi 3200 \times 9$	705.6	56400	188.0	203.2	20.4	77.2	0.49
125.8	H	1617.8	4356.8	Ss-D2(ケース③)	$\phi 3200 \times 9$	705.6	56400	188.0	203.2	22.9	77.2	0.51
118.6	I	1784.3	3722.5	Ss-D2(ケース③)	$\phi 3200 \times 9$	705.6	56400	188.0	203.2	25.3	66.0	0.46
110.3	J	2082.6	3212.1	Ss-D1(ケース③)	$\phi 3200 \times 9$	705.6	56400	188.0	203.2	29.5	57.0	0.44
103.6	K	2282.6	3212.1	Ss-D1(ケース③)	$\phi 3200 \times 9$	705.6	56400	188.0	203.2	32.4	57.0	0.46
95.3	L	2347.7	2934.5	Ss-D2(ケース③)	$\phi 3200 \times 9$	705.6	56400	188.0	203.2	33.3	52.0	0.44
86.4	M	2506.1	2934.5	Ss-D2(ケース③)	$\phi 3200 \times 9$	705.6	56400	188.0	203.2	35.5	52.0	0.45
75.3	N	2661.6	3952.9	Ss-D2(ケース③)	$\phi 3200 \times 9$	705.6	56400	188.0	203.2	37.7	70.1	0.55
65.1	O	2857.0	3952.9	Ss-D2(ケース③)	$\phi 3200 \times 9$	705.6	56400	188.0	203.2	40.5	70.1	0.57
50.3	P	3124.3	11946.4	Ss-D2(ケース③)	$\phi 5226 \times 12$	1645.0	215000	175.3	193.1	19.0	55.6	0.40

表 4-2(2) S s 地震時における筒身の断面算定表 (SMA400AP) (II 方向) (2/2)

高さ O.P. (m)	位置	評価用部材断面力			使用部材			f_{cr} (N/mm ²)	$b f_{cr}$ (N/mm ²)	σ_c (N/mm ²)	σ_b (N/mm ²)	σ_c / f_{cr} + $\sigma_b / b f_{cr}$
		N (kN)	M (kN・m)	地震動 (ケース)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2$ mm ²)	Z ($\times 10^3$ mm ³)					
164.8	A	189.8	5703.1	Ss-D2(ケース③)	φ 3200×9	705.6	56400	188.0	203.2	2.7	101.1	0.52
160.3	B	324.0	5703.1	Ss-D2(ケース③)	φ 3200×9	705.6	56400	188.0	203.2	4.6	101.1	0.53
155.4	C	599.9	5421.0	Ss-D2(ケース③)	φ 3200×9	705.6	56400	188.0	203.2	8.5	96.1	0.52
149.8	D	838.8	5086.9	Ss-D2(ケース③)	φ 3200×9	705.6	56400	188.0	203.2	11.9	90.2	0.51
144.4	E	1031.6	3472.3	Ss-D2(ケース③)	φ 3200×9	705.6	56400	188.0	203.2	14.6	61.6	0.39
138.3	F	1235.7	3596.1	Ss-D2(ケース③)	φ 3200×9	705.6	56400	188.0	203.2	17.5	63.8	0.41
132.4	G	1436.4	4351.7	Ss-D2(ケース③)	φ 3200×9	705.6	56400	188.0	203.2	20.4	77.2	0.49
125.8	H	1617.8	4351.7	Ss-D2(ケース③)	φ 3200×9	705.6	56400	188.0	203.2	22.9	77.2	0.51
118.6	I	1784.3	3717.2	Ss-D2(ケース③)	φ 3200×9	705.6	56400	188.0	203.2	25.3	65.9	0.46
110.3	J	2082.6	3226.6	Ss-D1(ケース③)	φ 3200×9	705.6	56400	188.0	203.2	29.5	57.2	0.44
103.6	K	2282.6	3226.6	Ss-D1(ケース③)	φ 3200×9	705.6	56400	188.0	203.2	32.4	57.2	0.46
95.3	L	2347.7	2968.8	Ss-D2(ケース③)	φ 3200×9	705.6	56400	188.0	203.2	33.3	52.6	0.44
86.4	M	2506.1	2968.8	Ss-D2(ケース③)	φ 3200×9	705.6	56400	188.0	203.2	35.5	52.6	0.45
75.3	N	2661.6	4004.9	Ss-D2(ケース③)	φ 3200×9	705.6	56400	188.0	203.2	37.7	71.0	0.56
65.1	O	2857.0	4004.9	Ss-D2(ケース③)	φ 3200×9	705.6	56400	188.0	203.2	40.5	71.0	0.57
50.3	P	3124.3	11707.8	Ss-D2(ケース③)	φ 5226×12	1645.0	215000	175.3	193.1	19.0	54.5	0.40

表 4-3(1) S s 地震時における主柱材の断面算定表 (STK400, SS400) (I 方向) (1/2)

高さ O.P. (m)	区間	評価用部材断面力			使用部材				ϕ_k (mm)	λ	f_c (N/mm ²)	f_b (N/mm ²)	σ_c (N/mm ²)	σ_b (N/mm ²)	σ_c/f_c + σ_b/f_b
		N (kN)	M (kN・m)	地震動 (ケース)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2$ mm ²)	Z ($\times 10^3$ mm ³)	i (mm)							
164.8-160.3	A-B	54.1	21.5	Ss-D2(ケース①)	$\phi 406.4 \times 7.9$	86.16	841	140	4511	32.3	250.2	258.5	6.3	25.6	0.13
160.3-155.4	B-C	804.7	28.6	Ss-D1(ケース③)	$\phi 406.4 \times 7.9$	86.16	841	140	4936	35.3	248.6	258.5	93.4	34.0	0.51
155.4-149.8	C-D	832.1	57.1	Ss-D1(ケース③)	$\phi 406.4 \times 7.9$	86.16	841	140	5591	40.0	245.8	258.5	96.6	67.9	0.66
149.8-144.4	D-E	1635.2	90.6	Ss-D2(ケース③)	$\phi 558.8 \times 9.5$	146.40	1970	193	5376	27.9	252.3	258.5	111.7	46.0	0.63
144.4-138.3	E-F	1655.8	90.0	Ss-D2(ケース③)	$\phi 558.8 \times 9.5$	146.40	1970	193	6154	31.9	250.4	258.5	113.1	45.7	0.63
138.3-132.4	F-G	2264.5	167.0	Ss-D1(ケース③)	$\phi 711.2 \times 12.7$	256.30	4390	246	5888	24.0	253.9	258.5	88.4	38.0	0.50
132.4-125.8	G-H	2354.8	280.7	Ss-D1(ケース③)	$\phi 711.2 \times 12.7$	256.30	4390	246	6643	27.1	252.6	258.5	91.9	63.9	0.62
125.8-118.6	H-I	3197.2	291.6	Ss-D1(ケース③)	$\phi 914.4 \times 12.7$	331.00	7360	318	7268	22.9	254.3	258.5	96.6	39.6	0.54
118.6-110.3	I-J	3309.3	290.7	Ss-D1(ケース③)	$\phi 914.4 \times 12.7$	331.00	7360	318	8271	26.1	253.1	258.5	100.0	39.5	0.55
110.3-103.6	J-K	3914.0	456.1	Ss-D1(ケース③)	$\phi 1016.0 \times 12.7$	368.40	9120	354	6800	19.3	255.5	258.5	106.2	50.0	0.61
103.6-95.3	K-L	3996.3	492.6	Ss-D1(ケース③)	$\phi 1016.0 \times 12.7$	368.40	9120	354	8310	23.5	254.1	258.5	108.5	54.0	0.64
95.3-86.4	L-M	4805.9	492.7	Ss-F1(ケース①)	$\phi 1016.0 \times 16.0$	470.70	11500	353	9013	25.6	253.3	258.5	102.1	42.8	0.57
86.4-75.3	M-N	4932.7	397.8	Ss-F1(ケース①)	$\phi 1016.0 \times 16.0$	470.70	11500	353	5567	15.8	256.5	258.5	104.8	34.6	0.55
75.3-65.1	N-O	5524.7	314.7	Ss-D1(ケース③)	$\phi 1016.0 \times 18.0$	532.40	13000	352	5243	14.9	256.7	258.5	103.8	24.2	0.50
65.1-50.3	O-P	5761.4	375.4	Ss-D1(ケース③)	$\phi 1016.0 \times 18.0$	532.40	13000	352	7573	21.6	254.8	258.5	108.2	28.9	0.54

表 4-3(2) S s 地震時における主柱材の断面算定表 (STK400, SS400) (II 方向) (2/2)

高さ O.P. (m)	区間	評価用部材断面力			使用部材				ϕ_k (mm)	λ	f_c (N/mm ²)	f_b (N/mm ²)	σ_c (N/mm ²)	σ_b (N/mm ²)	σ_c/f_c + σ_b/f_b
		N (kN)	M (kN・m)	地震動 (ケース)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2$ mm ²)	Z ($\times 10^3$ mm ³)	i (mm)							
164.8-160.3	A-B	52.4	21.0	Ss-D2(ケース③)	$\phi 406.4 \times 7.9$	86.16	841	140	4511	32.3	250.2	258.5	6.1	25.0	0.13
160.3-155.4	B-C	1133.5	36.4	Ss-D1(ケース③)	$\phi 406.4 \times 7.9$	86.16	841	140	4936	35.3	248.6	258.5	131.6	43.3	0.70
155.4-149.8	C-D	1133.4	63.8	Ss-D2(ケース③)	$\phi 406.4 \times 7.9$	86.16	841	140	5591	40.0	245.8	258.5	131.5	75.8	0.83
149.8-144.4	D-E	2342.6	115.2	Ss-D1(ケース③)	$\phi 558.8 \times 9.5$	146.40	1970	193	5376	27.9	252.3	258.5	160.0	58.5	0.87
144.4-138.3	E-F	2379.4	114.4	Ss-D1(ケース③)	$\phi 558.8 \times 9.5$	146.40	1970	193	6154	31.9	250.4	258.5	162.5	58.1	0.88
138.3-132.4	F-G	3189.9	222.3	Ss-D1(ケース③)	$\phi 711.2 \times 12.7$	256.30	4390	246	5888	24.0	253.9	258.5	124.5	50.6	0.69
132.4-125.8	G-H	3214.3	299.7	Ss-D1(ケース③)	$\phi 711.2 \times 12.7$	256.30	4390	246	6643	27.1	252.6	258.5	125.4	68.3	0.77
125.8-118.6	H-I	4536.0	381.2	Ss-D1(ケース③)	$\phi 914.4 \times 12.7$	331.00	7360	318	7268	22.9	254.3	258.5	137.0	51.8	0.74
118.6-110.3	I-J	4658.1	380.1	Ss-D1(ケース③)	$\phi 914.4 \times 12.7$	331.00	7360	318	8271	26.1	253.1	258.5	140.7	51.6	0.76
110.3-103.6	J-K	5554.7	611.0	Ss-D1(ケース③)	$\phi 1016.0 \times 12.7$	368.40	9120	354	6800	19.3	255.5	258.5	150.8	67.0	0.85
103.6-95.3	K-L	5637.4	612.1	Ss-D1(ケース③)	$\phi 1016.0 \times 12.7$	368.40	9120	354	8310	23.5	254.1	258.5	153.0	67.1	0.87
95.3-86.4	L-M	6720.5	542.3	Ss-F1(ケース①)	$\phi 1016.0 \times 16.0$	470.70	11500	353	9013	25.6	253.3	258.5	142.8	47.2	0.75
86.4-75.3	M-N	6857.3	541.2	Ss-F1(ケース①)	$\phi 1016.0 \times 16.0$	470.70	11500	353	5567	15.8	256.5	258.5	145.7	47.1	0.76
75.3-65.1	N-O	7673.3	351.8	Ss-D1(ケース③)	$\phi 1016.0 \times 18.0$	532.40	13000	352	5243	14.9	256.7	258.5	144.1	27.1	0.67
65.1-50.3	O-P	7870.9	396.5	Ss-F1(ケース①)	$\phi 1016.0 \times 18.0$	532.40	13000	352	7573	21.6	254.8	258.5	147.8	30.5	0.70

表 4-4(1) S s 地震時における斜材の断面算定表 (STK400) (I 方向) (1/2)

高さ O.P. (m)	区間	評価用部材断面力			使用部材				ϕ_k	λ	f_c	f_b	σ_c	σ_b	σ_c/f_c + σ_b/f_b
		N (kN)	M (kN・m)	地震動 (ケース)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	Z ($\times 10^3 \text{mm}^3$)	i (mm)							
164.8-160.3	A-B	480.9	0.0	Ss-D2(ケース③)	$\phi 267.4 \times 6.6$	45.70	290	92	5691	62.0	228.0	258.5	105.2	0.0	0.47
160.3-155.4	B-C	502.2	0.0	Ss-D2(ケース③)	$\phi 267.4 \times 6.6$	45.70	290	92	6032	65.8	224.1	258.5	109.9	0.0	0.50
155.4-149.8	C-D	554.9	0.0	Ss-D2(ケース③)	$\phi 267.4 \times 6.6$	45.70	290	92	6872	74.9	214.0	258.5	121.4	0.0	0.57
149.8-144.4	D-E	478.8	0.0	Ss-D1(ケース③)	$\phi 355.6 \times 6.4$	59.07	506	123	6698	54.5	234.9	258.5	81.1	0.0	0.35
144.4-138.3	E-F	712.5	0.0	Ss-D1(ケース③)	$\phi 355.6 \times 6.4$	59.07	506	123	7669	62.4	227.6	258.5	120.6	0.0	0.53
138.3-132.4	F-G	666.7	0.0	Ss-D1(ケース③)	$\phi 355.6 \times 6.4$	59.07	506	123	7458	60.7	229.2	258.5	112.9	0.0	0.50
132.4-125.8	G-H	732.0	0.0	Ss-D1(ケース③)	$\phi 355.6 \times 6.4$	59.07	506	123	8440	68.7	221.0	258.5	123.9	0.0	0.57
125.8-118.6	H-I	641.4	0.0	Ss-D1(ケース③)	$\phi 406.4 \times 7.9$	86.16	841	140	8939	63.9	226.1	258.5	74.4	0.0	0.33
118.6-110.3	I-J	1015.0	0.0	Ss-F2(ケース①)	$\phi 406.4 \times 7.9$	86.16	841	140	5105	36.5	247.9	258.5	117.8	0.0	0.48
110.3-103.6	J-K	821.6	0.0	Ss-D2(ケース③)	$\phi 406.4 \times 7.9$	86.16	841	140	4525	32.4	250.1	258.5	95.4	0.0	0.39
103.6-95.3	K-L	1100.5	0.0	Ss-D1(ケース③)	$\phi 406.4 \times 7.9$	86.16	841	140	5515	39.4	246.1	258.5	127.7	0.0	0.52
95.3-86.4	L-M	1146.4	0.0	Ss-D1(ケース③)	$\phi 457.2 \times 9.5$	119.20	1300	157	5783	36.9	247.7	258.5	96.2	0.0	0.39
86.4-75.3	M-N	1527.2	0.0	Ss-F1(ケース①)	$\phi 457.2 \times 9.5$	119.20	1300	157	7143	45.5	242.0	258.5	128.1	0.0	0.53
75.3-65.1	N-O	1297.7	0.0	Ss-D2(ケース③)	$\phi 457.2 \times 9.5$	119.20	1300	157	6861	43.7	243.3	258.5	108.9	0.0	0.45
65.1-50.3	O-P	1489.9	0.0	Ss-D2(ケース③)	$\phi 457.2 \times 9.5$	119.20	1300	157	9910	63.2	226.8	258.5	125.0	0.0	0.56

表 4-4(2) S s 地震時における斜材の断面算定表 (STK400) (Ⅱ方向) (2/2)

高さ O.P. (m)	区間	評価用部材断面力			使用部材				ϕ_k	λ	f_c	f_b	σ_c	σ_b	σ_c/f_c + σ_b/f_b
		N (kN)	M (kN・m)	地震動 (ケース)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	Z ($\times 10^3 \text{mm}^3$)	i (mm)							
164.8-160.3	A-B	340.8	0.0	Ss-D2(ケース③)	$\phi 267.4 \times 6.6$	45.70	290	92	5691	62.0	228.0	258.5	74.6	0.0	0.33
160.3-155.4	B-C	371.1	0.0	Ss-D2(ケース③)	$\phi 267.4 \times 6.6$	45.70	290	92	6032	65.8	224.1	258.5	81.2	0.0	0.37
155.4-149.8	C-D	409.8	0.0	Ss-D2(ケース③)	$\phi 267.4 \times 6.6$	45.70	290	92	6872	74.9	214.0	258.5	89.7	0.0	0.42
149.8-144.4	D-E	369.3	0.0	Ss-D1(ケース①)	$\phi 355.6 \times 6.4$	59.07	506	123	6698	54.5	234.9	258.5	62.5	0.0	0.27
144.4-138.3	E-F	534.1	0.0	Ss-D1(ケース③)	$\phi 355.6 \times 6.4$	59.07	506	123	7669	62.4	227.6	258.5	90.4	0.0	0.40
138.3-132.4	F-G	506.2	0.0	Ss-D1(ケース③)	$\phi 355.6 \times 6.4$	59.07	506	123	7458	60.7	229.2	258.5	85.7	0.0	0.38
132.4-125.8	G-H	553.1	0.0	Ss-D1(ケース③)	$\phi 355.6 \times 6.4$	59.07	506	123	8440	68.7	221.0	258.5	93.6	0.0	0.43
125.8-118.6	H-I	565.0	0.0	Ss-D1(ケース③)	$\phi 406.4 \times 7.9$	86.16	841	140	8939	63.9	226.1	258.5	65.6	0.0	0.30
118.6-110.3	I-J	816.8	0.0	Ss-F2(ケース①)	$\phi 406.4 \times 7.9$	86.16	841	140	5105	36.5	247.9	258.5	94.8	0.0	0.39
110.3-103.6	J-K	642.4	0.0	Ss-D2(ケース③)	$\phi 406.4 \times 7.9$	86.16	841	140	4525	32.4	250.1	258.5	74.6	0.0	0.30
103.6-95.3	K-L	812.4	0.0	Ss-D1(ケース③)	$\phi 406.4 \times 7.9$	86.16	841	140	5515	39.4	246.1	258.5	94.3	0.0	0.39
95.3-86.4	L-M	961.9	0.0	Ss-D1(ケース③)	$\phi 457.2 \times 9.5$	119.20	1300	157	5783	36.9	247.7	258.5	80.7	0.0	0.33
86.4-75.3	M-N	1207.9	0.0	Ss-F1(ケース①)	$\phi 457.2 \times 9.5$	119.20	1300	157	7143	45.5	242.0	258.5	101.3	0.0	0.42
75.3-65.1	N-O	1260.7	0.0	Ss-F1(ケース①)	$\phi 457.2 \times 9.5$	119.20	1300	157	6861	43.7	243.3	258.5	105.8	0.0	0.44
65.1-50.3	O-P	1418.1	0.0	Ss-F1(ケース①)	$\phi 457.2 \times 9.5$	119.20	1300	157	9910	63.2	226.8	258.5	119.0	0.0	0.53

表 4-5(1) S s 地震時における水平材の断面算定表 (STK400) (I 方向) (1/2)

高さ O.P. (m)	区間	評価用部材断面力			使用部材				ℓ_k (mm)	λ	f_c (N/mm ²)	f_b (N/mm ²)	σ_c (N/mm ²)	σ_b (N/mm ²)	σ_c/f_c + σ_b/f_b
		N (kN)	M (kN・m)	地震動 (ケース)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2$ mm ²)	Z ($\times 10^3$ mm ³)	i (mm)							
164.8	A	293.9	2.7	Ss-D2(ケース③)	$\phi 216.3 \times 5.8$	31.59	161	74	3250	44.0	243.1	258.5	93.0	16.8	0.45
155.4	C	52.4	1.6	Ss-D1(ケース③)	$\phi 190.7 \times 5.3$	24.91	112	65	3723	57.2	232.5	258.5	21.0	14.7	0.15
144.4	E	255.6	4.6	Ss-D2(ケース③)	$\phi 267.4 \times 6.6$	45.70	290	92	4277	46.6	241.2	258.5	55.9	15.8	0.30
132.4	G	88.7	3.3	Ss-D1(ケース③)	$\phi 267.4 \times 6.6$	45.70	290	92	4882	53.2	236.0	258.5	19.4	11.4	0.13
118.6	I	347.6	4.5	Ss-D2(ケース③)	$\phi 318.5 \times 6.9$	57.57	438	109	5582	51.3	237.6	258.5	60.4	10.4	0.30
110.3	J	104.0	0.5	Ss-D2(ケース①)	$\phi 267.4 \times 6.6$	45.70	290	92	6000	65.4	224.5	258.5	22.8	1.8	0.11
103.6	K	290.9	3.5	Ss-D2(ケース③)	$\phi 318.5 \times 6.9$	57.57	438	109	6581	60.4	229.5	258.5	50.5	7.9	0.26
86.4	M	411.1	3.1	Ss-D3(ケース①)	$\phi 355.6 \times 6.4$	59.07	506	123	8053	65.5	224.4	258.5	69.6	6.2	0.34
75.3	N	204.7	0.4	Ss-D1(ケース②)	$\phi 318.5 \times 6.9$	57.57	438	109	9000	82.6	204.4	258.5	35.6	0.9	0.18
65.1	O	428.1	0.7	Ss-F2(ケース①)	$\phi 406.4 \times 6.4$	67.68	666	141	10636	75.5	213.3	258.5	63.2	1.1	0.31

表 4-5(2) S s 地震時における水平材の断面算定表 (STK400) (II 方向) (2/2)

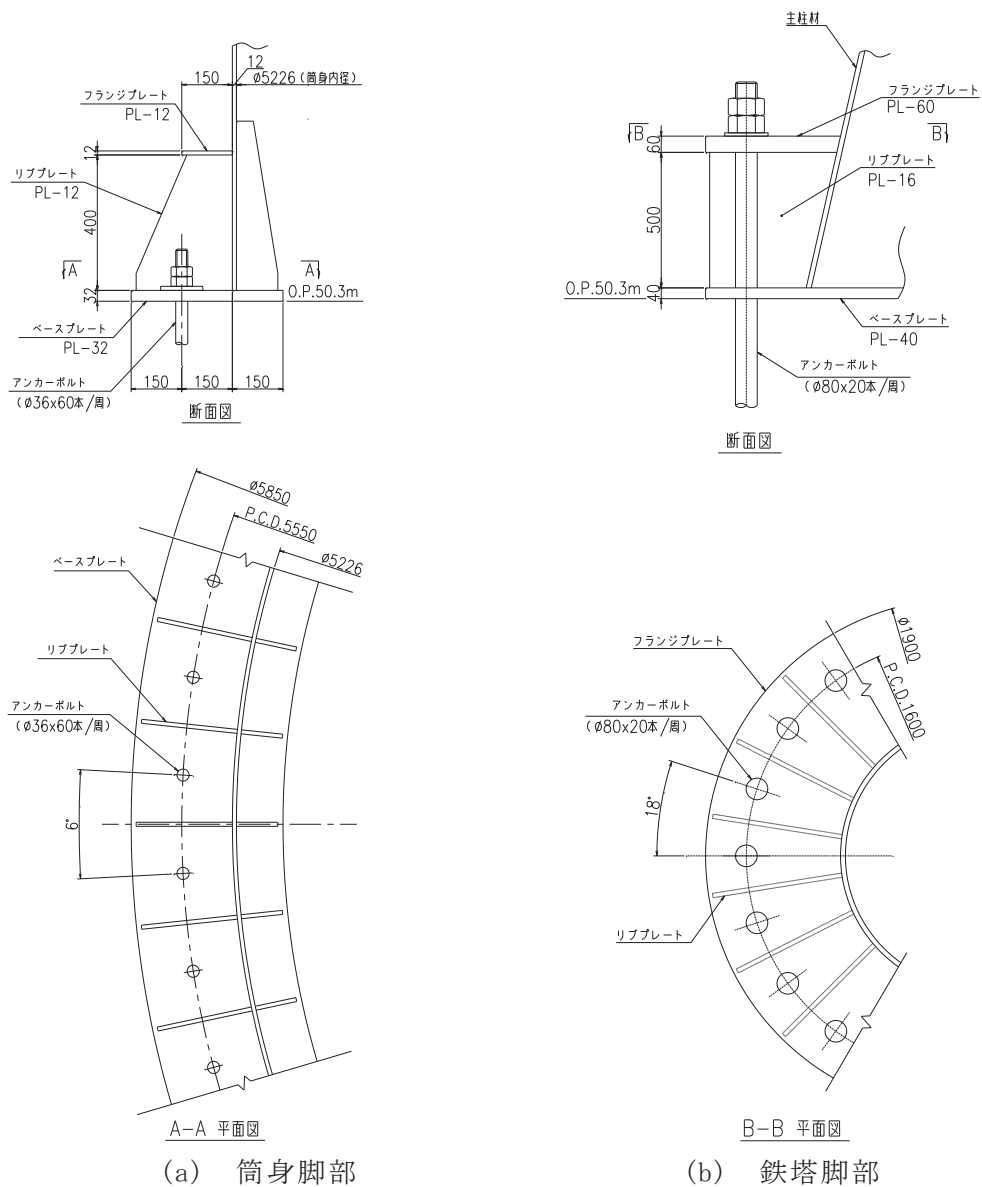
高さ O.P. (m)	区間	評価用部材断面力			使用部材				ϕ_k (mm)	λ	f_c (N/mm ²)	f_b (N/mm ²)	σ_c (N/mm ²)	σ_b (N/mm ²)	σ_c/f_c + σ_b/f_b
		N (kN)	M (kN・m)	地震動 (ケース)	寸法 (mm)	A ($\times 10^2$ mm ²)	Z ($\times 10^3$ mm ³)	i (mm)							
164.8	A	208.7	2.4	Ss-D2(ケース③)	$\phi 216.3 \times 5.8$	31.59	161	74	3250	44.0	243.1	258.5	66.1	15.2	0.34
155.4	C	45.8	1.4	Ss-D1(ケース③)	$\phi 190.7 \times 5.3$	24.91	112	65	3723	57.2	232.5	258.5	18.4	12.9	0.13
144.4	E	188.2	3.9	Ss-D2(ケース③)	$\phi 267.4 \times 6.6$	45.70	290	92	4277	46.6	241.2	258.5	41.2	13.4	0.23
132.4	G	98.1	2.9	Ss-D1(ケース③)	$\phi 267.4 \times 6.6$	45.70	290	92	4882	53.2	236.0	258.5	21.5	9.9	0.13
118.6	I	274.0	3.8	Ss-D2(ケース③)	$\phi 318.5 \times 6.9$	57.57	438	109	5582	51.3	237.6	258.5	47.6	8.6	0.24
110.3	J	100.0	0.4	Ss-D2(ケース①)	$\phi 267.4 \times 6.6$	45.70	290	92	6000	65.4	224.5	258.5	21.9	1.5	0.11
103.6	K	245.6	2.7	Ss-D2(ケース③)	$\phi 318.5 \times 6.9$	57.57	438	109	6581	60.4	229.5	258.5	42.7	6.2	0.21
86.4	M	310.5	2.8	Ss-D3(ケース①)	$\phi 355.6 \times 6.4$	59.07	506	123	8053	65.5	224.4	258.5	52.6	5.5	0.26
75.3	N	160.4	0.4	Ss-D1(ケース②)	$\phi 318.5 \times 6.9$	57.57	438	109	9000	82.6	204.4	258.5	27.9	0.8	0.14
65.1	O	324.5	0.6	Ss-F2(ケース①)	$\phi 406.4 \times 6.4$	67.68	666	141	10636	75.5	213.3	258.5	47.9	1.0	0.23

5. 脚部の断面評価

5.1 評価方法

5.1.1 概要

脚部の概要図を図 5-1 に示す。鋼材の許容応力度は、「鋼構造設計規準」に規定される短期応力に対する許容応力度の評価式に「建設省告示第 2464 号」に基づき F 値 $\times 1.1$ を適用して算定する。コンクリートの許容応力度は、「RC 規準」に規定される短期許容応力度とする。アンカーボルト以外の各プレートには、2mm の腐食代（両面 1mm ずつ）を考慮する。筒身脚部及び鉄塔脚部の脚部評価用反力を表 5-1 及び表 5-2 に示す。



注：板厚は腐食代 2mm を含む使用板厚を示す。

図 5-1 脚部の概要図（単位：mm）

表 5-1 筒身脚部の評価用反力 (S_s-D2, ケース③)

軸力 (圧縮側) (kN)	軸力 (引張側) (kN)	せん断力 (kN)	曲げ モーメント (kN・m)
3207	897	980	11946

表 5-2 鉄塔脚部の評価用反力 (S_s-F1, ケース①)

軸力 (圧縮側) (kN)	軸力 (引張側) (kN)	せん断力 (kN)	曲げ モーメント (kN・m)
9111	7128	3130	397

5.2 アンカーボルトに対する検討

5.2.1 アンカーボルトの引張応力度に対する検討

アンカーボルトに作用する引張力は脚部に作用する軸力と曲げモーメントの荷重状態に応じて算出する。

すべてのアンカーボルトが引張状態となる場合、アンカーボルトの全数で引張力に抵抗する。このときアンカーボルトに作用する引張力は次式のとおり算定する。

$$P = N / n_o + M / Z_b$$

ここに

- P : 1本当たりのアンカーボルトに作用する引張力 (N)
 N : 軸力 (N)
 n_o : アンカーボルト本数 (本) (n_o = 筒身: 60 本, 鉄塔: 20 本)
 M : 曲げモーメント (N・mm)
 Z_b : アンカーボルト群の中心線周りの断面係数 (mm)
 (Z_b = 筒身: 83364mm, 鉄塔: 7995mm)

中立軸が断面内にあり一部のアンカーボルトが引張状態となる場合、断面内の圧縮荷重に対しては圧縮側にあるベースプレート下面のコンクリートで、引張力に対しては引張側にあるアンカーボルトで抵抗する。このときアンカーボルトに作用する引張力はベースプレートの平面形状を円環の鉄筋コンクリート断面とした応力算定式より求める。

アンカーボルトの引張応力度が以下に示す引張応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\sigma_t \leq f_t$$

ここに

- σ_t : アンカーボルトねじ部の引張応力度 $\sigma_t = P / A_e$ (N/mm²)
 P : 1本当たりのアンカーボルトに作用する引張力 (N)
 A_e : アンカーボルトねじ部有効断面積 (mm²)
 (A_e = 筒身: 816.7mm², 鉄塔: 4110mm²)
 f_t : アンカーボルトの許容引張応力度 (N/mm²)

(「鋼構造設計規準」の鋼材の短期許容引張応力度の評価式に「建設省告示第 2464 号」に基づき F 値×1.1 を適用して算定)

5.2.2 アンカーボルトのせん断応力度に対する検討

アンカーボルトのせん断応力度が以下に示すせん断応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\tau \leq f_s$$

ここに

τ : アンカーボルトねじ部のせん断応力度 $\tau = Q / A_e$ (N/mm²)

Q : 1本当たりのアンカーボルトに作用するせん断力 (N)

A_e : アンカーボルトねじ部有効断面積 (mm²)

f_s : アンカーボルトの許容せん断応力度 (N/mm²)

(「鋼構造設計規準」の鋼材の短期許容せん断応力度の評価式に「建設省告示第 2464 号」に基づき F 値×1.1 を適用して算定)

5.2.3 引張力とせん断力を同時に受けるアンカーボルトの引張応力度に対する検討

引張力とせん断力を同時に受けるアンカーボルトの引張応力度が以下に示す引張応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\sigma_t \leq f_{ts}$$

ここに

σ_t : 5.2.1 に規定するアンカーボルトねじ部の引張応力度 σ_t (N/mm²)

f_{ts} : 引張力とせん断力を同時に受けるアンカーボルトの許容引張応力度 (N/mm²), $f_{ts} = 1.4 f_t - 1.6 \tau$ かつ, $f_{ts} \leq f_t$

f_t : 5.2.1 に規定するアンカーボルトの許容引張応力度 (N/mm²)

τ : 5.2.2 に規定するアンカーボルトねじ部のせん断応力度 (N/mm²)

5.2.4 コンクリートのコーン状破壊に対する検討

コンクリートのコーン状破壊に対する許容引張力は、アンカーボルトの引張力が以下に示すコンクリート部の引張力に対する許容値以下であることを確認する。

$$P \leq p_a = \text{Min} (p_{a1}, p_{a2})$$

ここに、

$$p_{a1} = \alpha \cdot 0.31 \cdot K_1 \cdot A_c \sqrt{F_c}$$

$$p_{a2} = K_2 \cdot \alpha_c \cdot A_0 \cdot F_c$$

ここに

- P : 5.2.1に規定するボルト1本当たりの引張荷重 (N)
- p_a : アンカーボルト1本当たりのコンクリート部の許容引張荷重 (N)
- p_{a1} : コンクリート躯体がコーン状破壊する場合のアンカーボルト1本当たりの許容引張荷重 (N)
- p_{a2} : アンカーボルト頭部に接するコンクリート部が支圧破壊する場合のアンカーボルト1本当たりの許容引張荷重 (N)
- α : 有効投影断面積の範囲内にせん断補強筋を配する場合で、鉄筋比が0.4%以上ある場合は1.5、それ以外は1.0とする。
(ここでは筒身脚部は $\alpha = 1.0$ 、鉄塔脚部は $\alpha = 1.5$)
- K_1 : コーン状破壊する場合の引張耐力の低減係数 ($K_1 = 2/3$)
- K_2 : 支圧破壊する場合の引張耐力の低減係数 ($K_2 = 1$)
- F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- A_c : コンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)
- α_c : 支圧面積と有効投影面積から定まる定数、 $\alpha_c = \sqrt{A_c / A_0}$ で6を超える場合は6
- A_0 : 支圧面積 (mm²)

5.3 ベースプレートに対する検討

5.3.1 コンクリートの圧縮応力度に対する検討

ベースプレート下面のコンクリートの圧縮応力度が以下に示す圧縮応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\sigma_c \leq f_c$$

ここに

σ_c : コンクリートの圧縮応力度 (N/mm²)

f_c : コンクリートの短期許容圧縮応力度 (N/mm²)

(「RC規準」の短期許容圧縮応力度)

5.3.2 ベースプレートのコンクリート圧縮による面外曲げに対する検討 (鉄塔脚部)

ベースプレートの下面にはコンクリートの圧縮応力度 (σ_c) が等分布荷重として作用する (図 5-2)。リブプレート及び鉄塔の部材位置を固定とする 3 辺固定 1 辺自由板としてベースプレートの面外曲げ応力度を算定する。ベースプレートの面外の曲げ応力度が以下に示す曲げ応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\sigma_{Bb} \leq f_{b1}$$

ここに

σ_{Bb} : ベースプレートの面外の曲げ応力度 (N/mm²)

(等分布荷重を受ける 3 辺固定 1 辺自由板の応力図より算定)

f_{b1} : 面外に曲げを受ける板の許容曲げ応力度 (N/mm²)

(「鋼構造設計規準」の面外に曲げを受ける板の短期許容曲げ応力度の評価式に「建設省告示第 2464 号」に基づき F 値 × 1.1 を適用して算定)

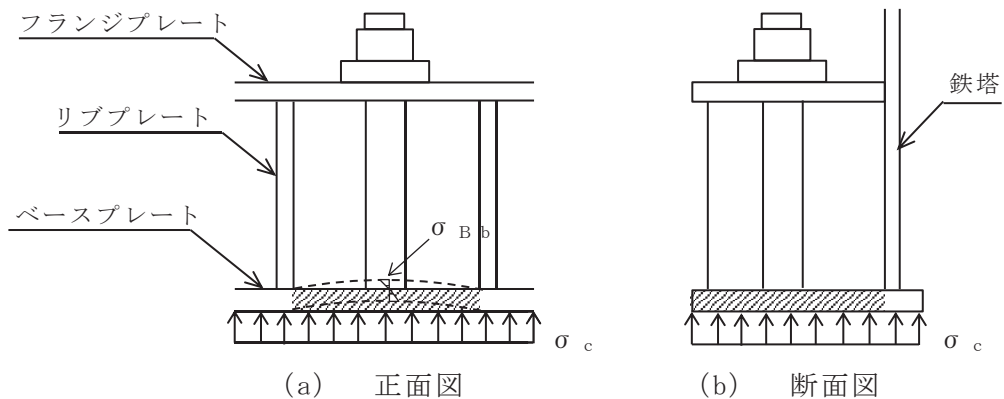


図 5-2 ベースプレート応力算定説明図

5.3.3 ベースプレートのコンクリート圧縮による面外曲げに対する検討（筒身脚部）

ベースプレートの下面にはコンクリートの圧縮応力度（ σ_c ）が等分布荷重として作用する（図 5-3）。リブプレート及び筒身の部材位置を固定とする 3 辺固定 1 辺自由板としてベースプレートの面外曲げ応力度を算定する。ベースプレートの面外の曲げ応力度が以下に示す曲げ応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\sigma_{Bb} \leq f_{b1}$$

ここに

σ_{Bb} : ベースプレートの面外の曲げ応力度（N/mm²）
 （等分布荷重を受ける 3 辺固定 1 辺自由板の応力図より算定）

f_{b1} : 面外に曲げを受ける板の許容曲げ応力度（N/mm²）
 （「鋼構造設計規準」の面外に曲げを受ける板の短期許容曲げ
 応力度の評価式に「建設省告示第 2464 号」に基づき F 値
 ×1.1 を適用して算定）

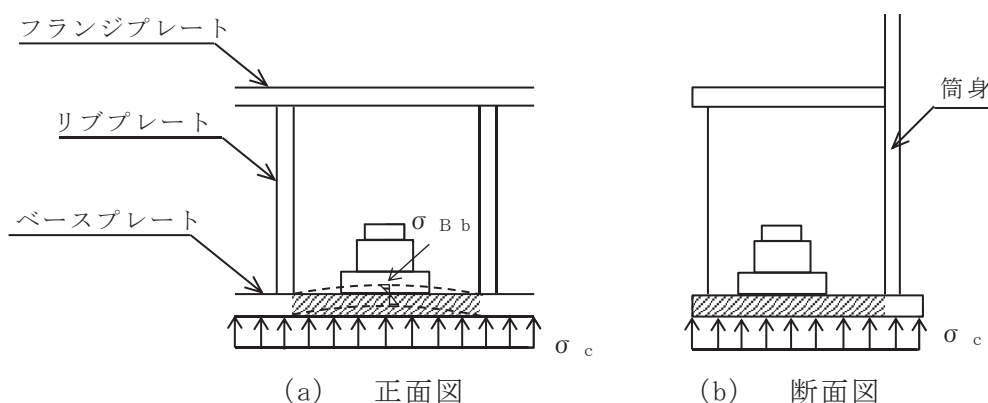


図 5-3 ベースプレート応力算定説明図

5.3.4 ベースプレートのアンカーボルト引張力による面外曲げに対する検討（筒身脚部）

ベースプレートにはアンカーボルトの引張力（P）が集中荷重として作用する（図 5-4）。リブプレート位置を固定とする 2 辺固定板（両端固定梁）としてベースプレートの面外の曲げ応力度を算定する。ベースプレートの面外の曲げ応力度が以下に示す曲げ応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\sigma_{Bb} \leq f_{b1}$$

ここに

σ_{Bb} : ベースプレートの面外の曲げ応力度（N/mm²）
 （リブプレート間を梁スパンとする両端固定梁として算定）

f_{b1} : 面外に曲げを受ける板の許容曲げ応力度（N/mm²）
 （「鋼構造設計規準」の面外に曲げを受ける板の短期許容曲げ
 応力度の評価式に「建設省告示第 2464 号」に基づき F 値
 ×1.1 を適用して算定）

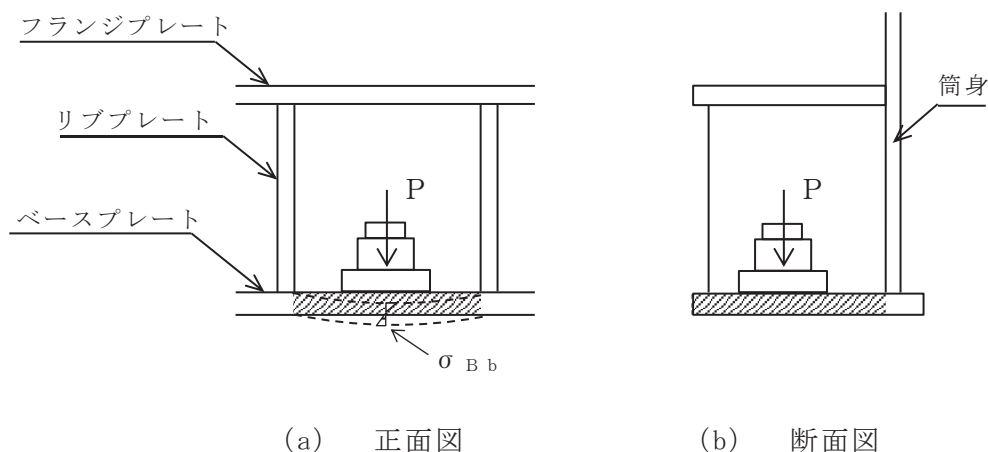


図 5-4 ベースプレート応力算定説明図

5.4 フランジプレートに対する検討（鉄塔脚部）

5.4.1 フランジプレートの面外曲げに対する検討

フランジプレートにはアンカーボルトの引張力（P）が集中荷重として作用する（図 5-5）。リブプレート位置を固定とする 2 辺固定板（両端固定梁）としてフランジプレートの面外の曲げ応力度を算定する。フランジプレートの面外の曲げ応力度が以下に示す曲げ応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\sigma_{Fb} \leq f_{b1}$$

ここに

σ_{Fb} : フランジプレートの面外曲げ応力度（N/mm²）
 （リブプレート間を梁スパンとする両端固定梁として算定）

f_{b1} : 面外に曲げを受ける板の許容曲げ応力度（N/mm²）
 （「鋼構造設計規準」の面外に曲げを受ける板の短期許容曲げ
 応力度の評価式に「建設省告示第 2464 号」に基づき F 値
 ×1.1 を適用して算定）

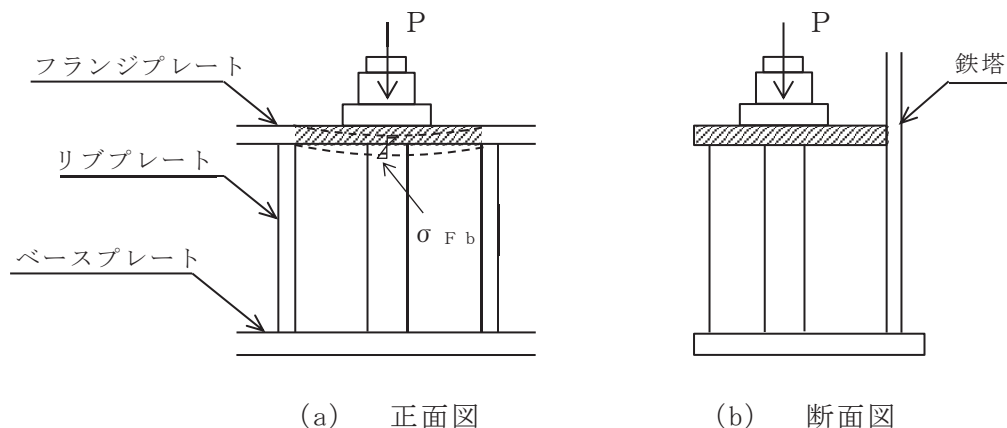


図 5-5 フランジプレート応力算定説明図

5.5 リブプレートに対する検討

5.5.1 リブプレートの圧縮応力度に対する検討

アンカーボルトからの引張力（P）又はベースプレート下面からの圧縮力（ σ_c ）によってリブプレートに圧縮応力度が作用する（図 5-6）。リブプレートの圧縮応力度はアンカーボルトの引張力とベースプレート下面のコンクリート圧縮応力度から求めた圧縮力を比較して大きい方の値を用いて算定する。リブプレートの圧縮応力度が以下に示す圧縮応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\sigma_{Rc} \leq f_c$$

ここに

σ_{Rc} : リブプレートの圧縮応力度（N/mm²）

f_c : リブプレートの許容圧縮応力度（N/mm²）

（リブプレートは「鋼構造設計規準」の幅厚比制限を満足するものとし、 f_c は「建設省告示第 2464 号」に基づき F 値×1.1 の値）

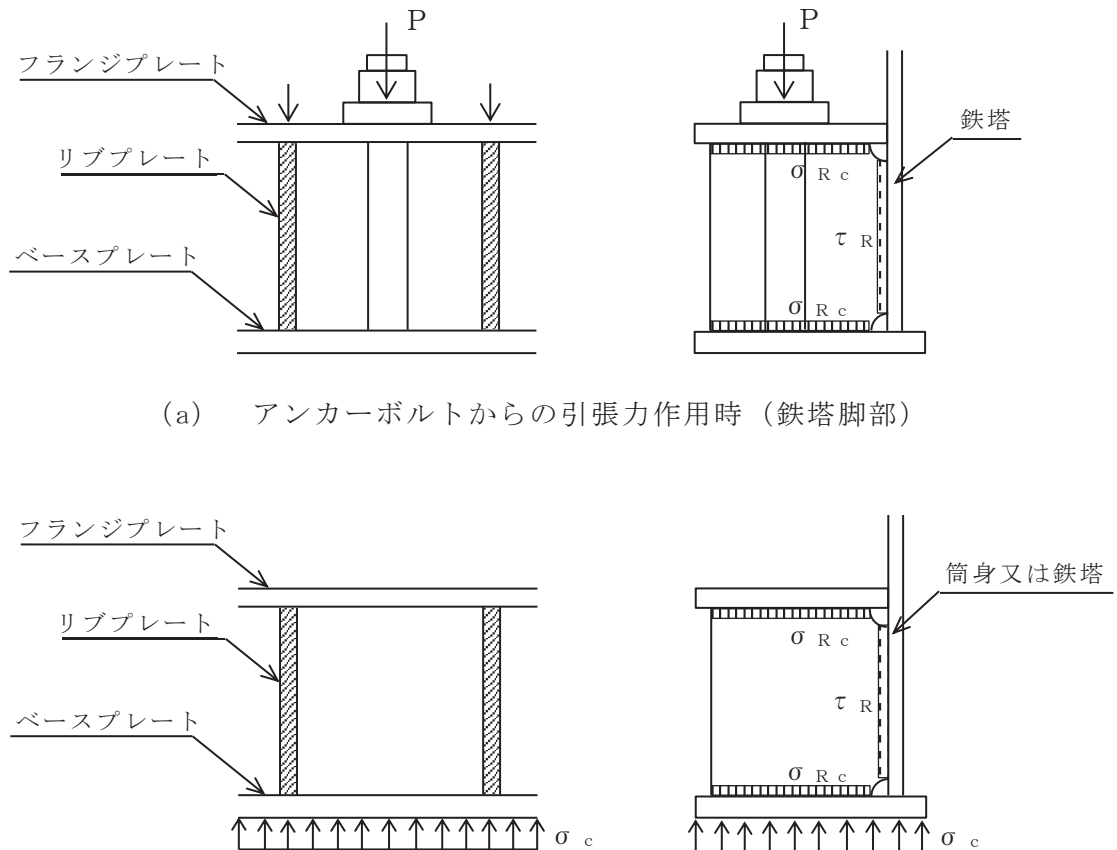


図 5-6 リブプレート応力算定説明図

5.5.2 リブプレートのせん断応力度に対する検討

アンカーボルトからの引張力(P)又はベースプレート下面からの圧縮力(σ_c)によってリブプレートにせん断応力度が作用する(図5-6)。リブプレートのせん断応力度はアンカーボルトの引張力とベースプレート下面のコンクリート圧縮応力度から求めた圧縮力を比較して大きい方の値を用いて算定する。リブプレートのせん断応力度が以下に示すせん断応力度の許容値以下であることを確認する。

$$\tau_R \leq f_s$$

ここに

τ_R : リブプレートのせん断応力度 (N/mm²)

f_s : リブプレートの許容せん断応力度 (N/mm²)

(「鋼構造設計規準」の鋼材の短期許容せん断応力度の評価式に「建設省告示第2464号」に基づきF値×1.1を適用して算定)

5.6 評価結果

筒身脚部及び鉄塔脚部の各部位の評価結果を表 5-3 及び表 5-4 に、発生応力/許容値の一覧表を表 5-5 及び表 5-6 に示す。なお、本節における応力計算結果は、各地震動、検討ケースに対して、I 方向及びII 方向の軸力・曲げモーメントの最大値同士を組合せて用いたものである。

表 5-5 及び表 5-6 により、筒身脚部及び鉄塔脚部における各部位の発生応力は、各許容値以下であることを確認した。

表 5-3(1) 筒身脚部の評価結果 (S s - D 2, ケース③) (1/2)

項目		記号	単位	数値
アンカーボルトの検討	アンカーボルトの材質	-	-	SS400
	アンカーボルトの基準強度	F	N/mm ²	235
	アンカーボルトの引張力 (1 本当たり)	P	kN	131
	アンカーボルトのせん断力 (1 本当たり)	Q	kN	16.4
	アンカーボルトのねじ部有効断面積	A _e	mm ²	817
	アンカーボルトの引張応力度	σ_t	N/mm ²	160.0
	アンカーボルトの許容引張応力度	f _t	N/mm ²	258.5
	アンカーボルトのせん断応力度	τ	N/mm ²	20.1
	アンカーボルトの許容せん断応力度	f _s	N/mm ²	149.2
	アンカーボルトの許容引張応力度 (せん断力との組合せ)	f _{t s}	N/mm ²	258.5
コンクリートのコーン状破壊に対する検討	コンクリートの基準強度	F _c	N/mm ²	20.5
	コンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積 (1 本当たり)	A _c	mm ²	712407
	コンクリート部の許容引張荷重 (1 本当たり)	p _a	kN	660
コンクリートの圧縮応力度に対する検討	ベースプレートの幅	B _b	mm	450
	ベースプレート下面のコンクリートの圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	2.3
	コンクリートの許容圧縮応力度	f _c	N/mm ²	13.6

表 5-3(2) 筒身脚部の評価結果 (S s - D 2, ケース③) (2/2)

項目		記号	単位	数値
ベースプレートの面外曲げに対する検討	ベースプレートの材質	-	-	SM400A
	ベースプレートの基準強度	F	N/mm ²	235
	ベースプレートの板厚 (使用板厚)	t _b	mm	32
	コンクリート圧縮による面外曲げモーメント (単位幅当たり)	M _b	N・mm/mm	14600
	コンクリート圧縮による面外曲げモーメントに対する断面係数 (単位幅当たり)	Z _b [*]	mm ³ /mm	160
	コンクリート圧縮による面外曲げ応力度	σ _{Bb}	N/mm ²	91.2
	アンカーボルト引張力による面外曲げモーメント	M _b	N・mm/mm	8975485
	アンカーボルト引張力による面外曲げモーメントに対する断面係数 (有効幅当たり)	Z _b [*]	mm ³ /mm	44030
	アンカーボルト引張力による面外曲げ応力度	σ _{Bb}	N/mm ²	203.9
	ベースプレートの許容面外曲げ応力度	f _{bl}	N/mm ²	258.5
リブプレートの検討	リブプレートの材質	-	-	SS400
	リブプレートの基準強度	F	N/mm ²	235
	リブプレートの板厚 (使用板厚)	t _r	mm	12
	リブプレートに作用する圧縮力	P _r	kN	293
	リブプレートの断面積	A _r [*]	mm ²	2850
	圧縮応力度	σ _{Rc}	N/mm ²	102.8
	許容圧縮応力度	f _c	N/mm ²	258.5
	せん断応力度	τ _R	N/mm ²	72.7
	許容せん断応力度	f _s	N/mm ²	149.2

注記* : 断面性能は腐食代を考慮した値である。

応力度の算出式は以下のとおりである。

$$\sigma_{Bb} = M_b / Z_b \quad \sigma_{Fb} = M_f / Z_f$$

$$\sigma_{Rc} = P_r / A_r \quad \tau_R = P_r / A_{rs}$$

表 5-4(1) 鉄塔脚部の評価結果 (S_s-F1, ケース①) (1/2)

項目		記号	単位	数値
アンカーボルトの検討	アンカーボルトの材質	-	-	SS400
	アンカーボルトの基準強度	F	N/mm ²	215
	アンカーボルトの引張力 (1本当たり)	P	kN	406
	アンカーボルトのせん断力 (1本当たり)	Q	kN	156.5
	アンカーボルトのねじ部有効断面積	A _e	mm ²	4110
	アンカーボルトの引張応力度	σ _t	N/mm ²	98.8
	アンカーボルトの許容引張応力度	f _t	N/mm ²	236.5
	アンカーボルトのせん断応力度	τ	N/mm ²	38.1
	アンカーボルトの許容せん断応力度	f _s	N/mm ²	136.5
	アンカーボルトの許容引張応力度 (せん断力との組合せ)	f _{t s}	N/mm ²	236.5
コンクリートのコーン状破壊に対する検討	コンクリートの基準強度	F _c	N/mm ²	20.5
	コンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積 (1本当たり)	A _c	mm ²	450000
	コンクリート部の許容引張荷重 (1本当たり)	p _a	kN	625
コンクリートの圧縮応力度に対する検討	ベースプレートの幅	B _b	mm	950
	ベースプレート下面のコンクリートの圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	3.6
	コンクリートの許容圧縮応力度	f _c	N/mm ²	13.6
ベースプレートの面外曲げに対する検討	ベースプレートの材質	-	-	SM400A
	ベースプレートの基準強度	F	N/mm ²	235
	ベースプレートの板厚 (使用板厚)	t _b	mm	40
	コンクリート圧縮による面外曲げモーメント (単位幅当たり)	M _b	N・mm/mm	26945
	面外曲げモーメントに対する断面係数 (単位幅当たり)	Z _b *	mm ³ /mm	254
	ベースプレートの面外曲げ応力度	σ _{B b}	N/mm ²	106.3
	ベースプレートの許容面外曲げ応力度	f _{b 1}	N/mm ²	258.5

表 5-4(2) 鉄塔脚部の評価結果 (S s - F 1, ケース①) (2/2)

項目		記号	単位	数値
フランジプレート の面外曲 げに対する検 討	フランジプレートの材質	-	-	SM400A
	フランジプレートの基準強度	F	N/mm ²	215
	フランジプレートの板厚 (使用板厚)	t _f	mm	60
	アンカーボルトの引張力による面外 曲げモーメント	M _f	N・mm	30297750
	面外曲げモーメントに対する断面係 数	Z _f [*]	mm ³	167359
	フランジプレートの面外曲げ応力度	σ _{Fb}	N/mm ²	181.1
	フランジプレートの許容面外曲げ応 力度	f _{b1}	N/mm ²	236.5
リブプレート の検討	リブプレートの材質	-	-	SS400
	リブプレートの基準強度	F	N/mm ²	235
	リブプレートの板厚 (使用板厚)	t _r	mm	16
	リブプレートに作用する圧縮力	P _r	kN	510
	リブプレートの断面積 (軸断面)	A _r [*]	mm ²	6048
	圧縮応力度	σ _{Rc}	N/mm ²	84.4
	許容圧縮応力度	f _c	N/mm ²	258.5
	せん断応力度	τ _R	N/mm ²	72.5
	許容せん断応力度	f _s	N/mm ²	149.2

注記* : 断面性能は腐食代を考慮した値である。

応力度の算出式は以下のとおりである。

$$\sigma_{Bb} = M_b / Z_b \quad \sigma_{Fb} = M_f / Z_f$$

$$\sigma_{Rc} = P_r / A_r \quad \tau_R = P_r / A_{rs}$$

表 5-5 筒身脚部の評価結果 (S_s-D2, ケース③)

評価部位	応力分類	単位	発生応力	許容値	発生応力 / 許容値
アンカーボルト	引張	N/mm ²	160.0	258.5	0.62
	せん断	N/mm ²	20.1	149.2	0.14
	組合せ	N/mm ²	160.0	258.5	0.62
コンクリート (コーン状破壊)	引張* ¹	kN	131	660	0.20
コンクリート (圧縮)	圧縮	N/mm ²	2.3	13.6	0.17
ベースプレート* ²	面外曲げ	N/mm ²	203.9	258.5	0.79
リブプレート	圧縮	N/mm ²	102.8	258.5	0.40
	せん断	N/mm ²	72.7	149.2	0.49

注記*1: アンカーボルト 1本当たりの引張力

*2: コンクリート圧縮力による面外曲げと, アンカーボルト引張力による面外曲げの発生応力が大きい方を記載

表 5-6 鉄塔脚部の評価結果 (S_s-F1, ケース①)

評価部位	応力分類	単位	発生応力	許容値	発生応力 / 許容値
アンカーボルト	引張	N/mm ²	98.8	236.5	0.42
	せん断	N/mm ²	38.1	136.5	0.28
	組合せ	N/mm ²	98.8	236.5	0.42
コンクリート (コーン状破壊)	引張*	kN	406	625	0.65
コンクリート (圧縮)	圧縮	N/mm ²	3.6	13.6	0.27
ベースプレート	面外曲げ	N/mm ²	106.3	258.5	0.42
フランジプレート	面外曲げ	N/mm ²	181.1	236.5	0.77
リブプレート	圧縮	N/mm ²	84.4	258.5	0.33
	せん断	N/mm ²	72.5	149.2	0.49

注記*: アンカーボルト 1本当たりの引張力

別紙1 第1号機排気筒斜面の耐震性についての計算書

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置及び構造概要	2
2.2 評価方針	3
2.3 適用基準	5
3. 耐震評価	6
3.1 評価対象断面	6
3.2 解析方法	7
3.2.1 地盤物性のばらつき	7
3.2.2 地震応答解析の解析ケース	7
3.3 荷重及び荷重の組合せ	7
3.3.1 荷重	7
3.3.2 荷重の組合せ	8
3.4 入力地震動	9
3.5 解析モデル及び諸元	24
3.5.1 地震応答解析モデル	24
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	25
3.5.3 地盤の物性値	25
3.5.4 地下水位	25
3.6 許容限界	26
3.6.1 斜面（第1号機排気筒の支持地盤）	26
3.7 評価方法	27
4. 耐震評価結果	28

1. 概要

第1号機排気筒は、上位クラス施設である排気筒の近傍に位置しており、上位クラス施設に対して波及的影響を及ぼさないことを確認している。

一方、第1号機排気筒は斜面上に位置していることから、第1号機排気筒を支持している斜面（以下「第1号機排気筒斜面」という。）の崩壊による第1号機排気筒の転倒が、上位クラス施設に対して波及的影響を及ぼさないことを本資料にて説明するものである。

波及的影響の評価は、排気筒の有する機能が保持されることを確認するために、第1号機排気筒斜面を対象に、斜面（第1号機排気筒の支持地盤）の安定性を確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置及び構造概要

第1号機排気筒斜面の位置を図2-1に示す。第1号機排気筒斜面は、発電所建設時に尾根部を掘削し造成した最大高さ35m、勾配1:1.0の岩盤斜面である。

第1号機排気筒斜面は上位クラス施設である排気筒から斜面高さ×1.4倍*1、2.0倍*2及び50m*1の離隔を確保していることから、斜面の崩壊による排気筒への影響はない。

一方、第1号機排気筒は斜面上に位置していることから、図2-2に示すとおり、第1号機排気筒斜面の崩壊による第1号機排気筒の転倒が、上位クラス施設に対して波及的影響を及ぼす可能性がある。

注記*1：原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-2015）

*2：宅地防災マニュアルの解説

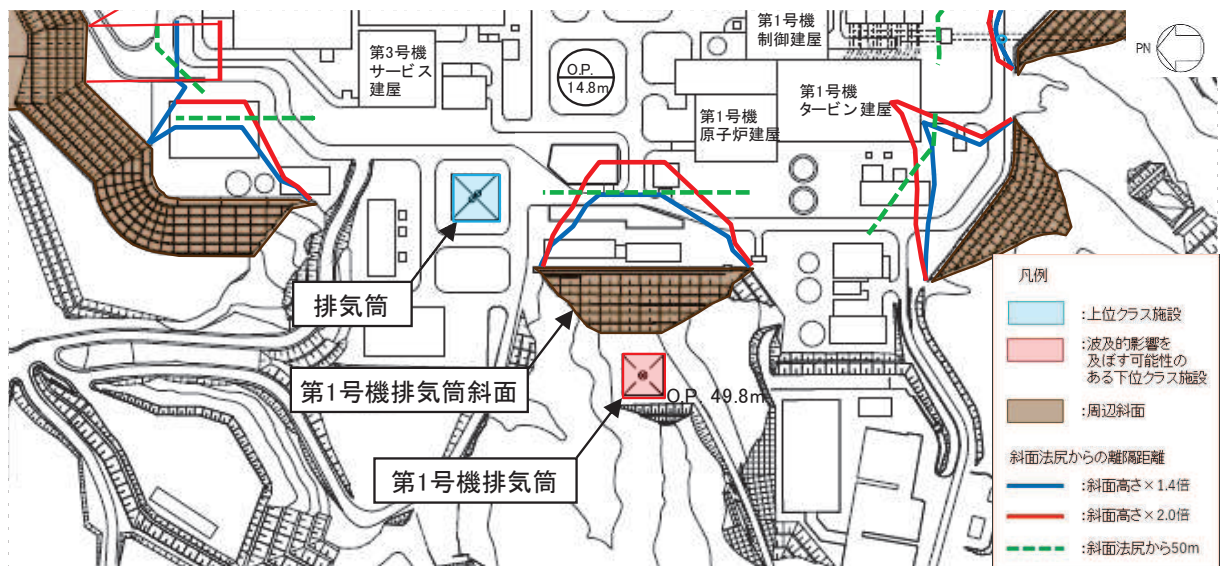


図2-1 第1号機排気筒斜面の位置

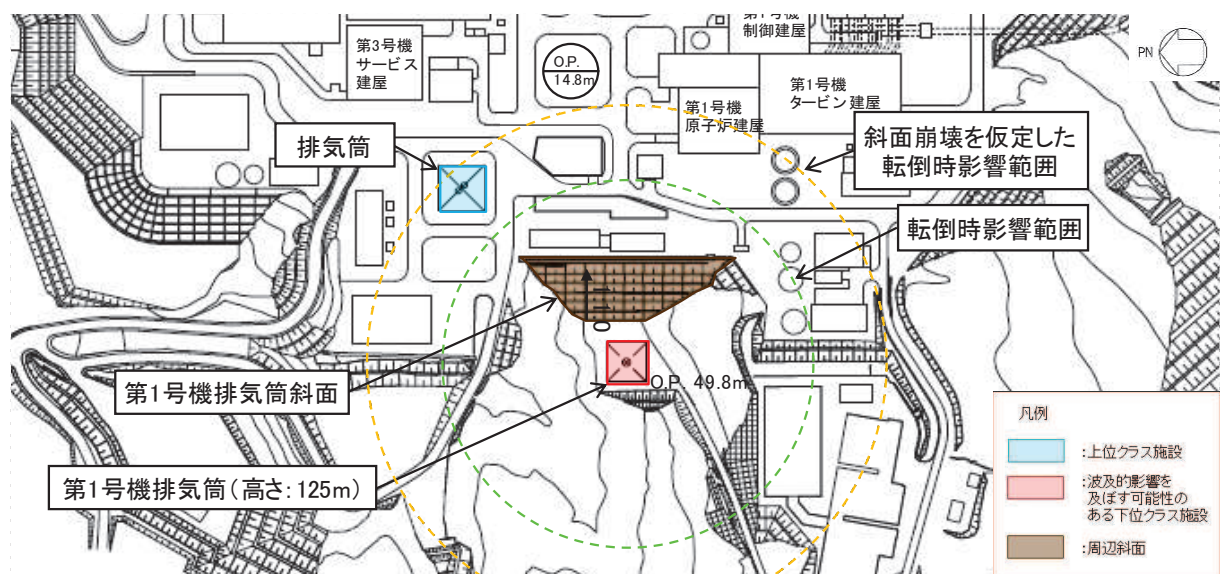


図2-2 第1号機排気筒斜面の崩壊による第1号機排気筒転倒時の影響範囲

2.2 評価方針

第1号機排気筒斜面は、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響評価を行う。

第1号機排気筒斜面の安定性評価フローを図2-3に示す。

第1号機排気筒斜面の波及的影響評価は、「3. 耐震評価」により得られた解析結果に基づき、表2-1の第1号機排気筒斜面の評価項目に示すとおり、斜面（第1号機排気筒の支持地盤）の安定性評価を行う。

第1号機排気筒斜面の安定性評価については、照査項目（すべり安全率）が許容限界を満足することを確認する。

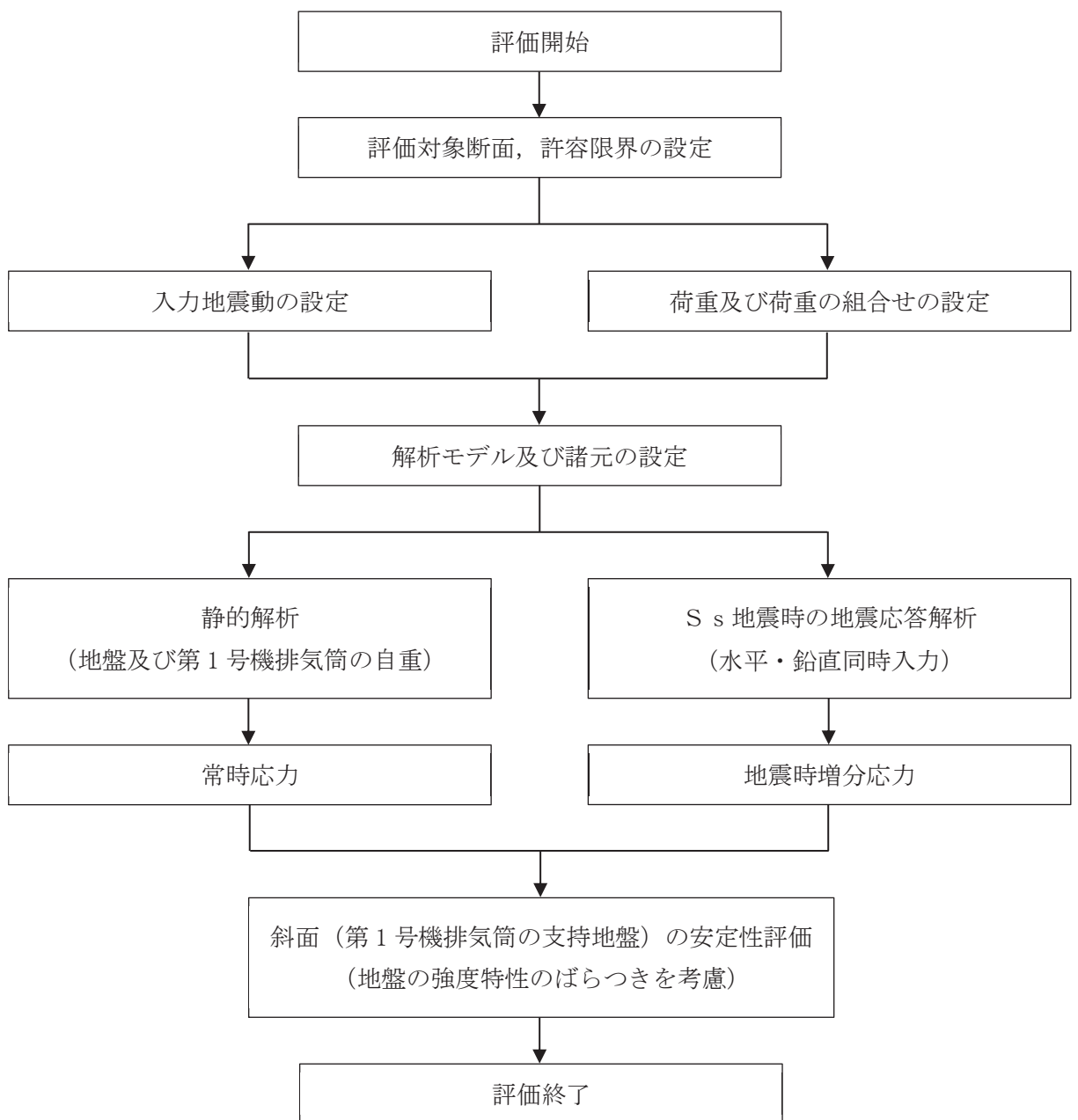


図2-3 第1号機排気筒斜面の安定性評価フロー

表 2-1 第 1 号機排気筒斜面の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
斜面（第 1 号機排気筒の支持地盤）の安定性を有すること	斜面（第 1 号機排気筒の支持地盤）の安定性	斜面（第 1 号機排気筒の支持地盤）	すべり破壊しないことを確認	すべり安全率 1.2 以上

2.3 適用基準

第1号機排気筒斜面の波及的影響の評価に適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド（平成25年6月制定）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-2015）
- ・土木学会 2009年 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＞

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

評価対象断面は、斜面の高さ、斜面の最急勾配の方向を考慮し、第1号機排気筒を含む断面とする。評価対象断面の位置を図3-1に、評価対象地質断面図を図3-2に示す。

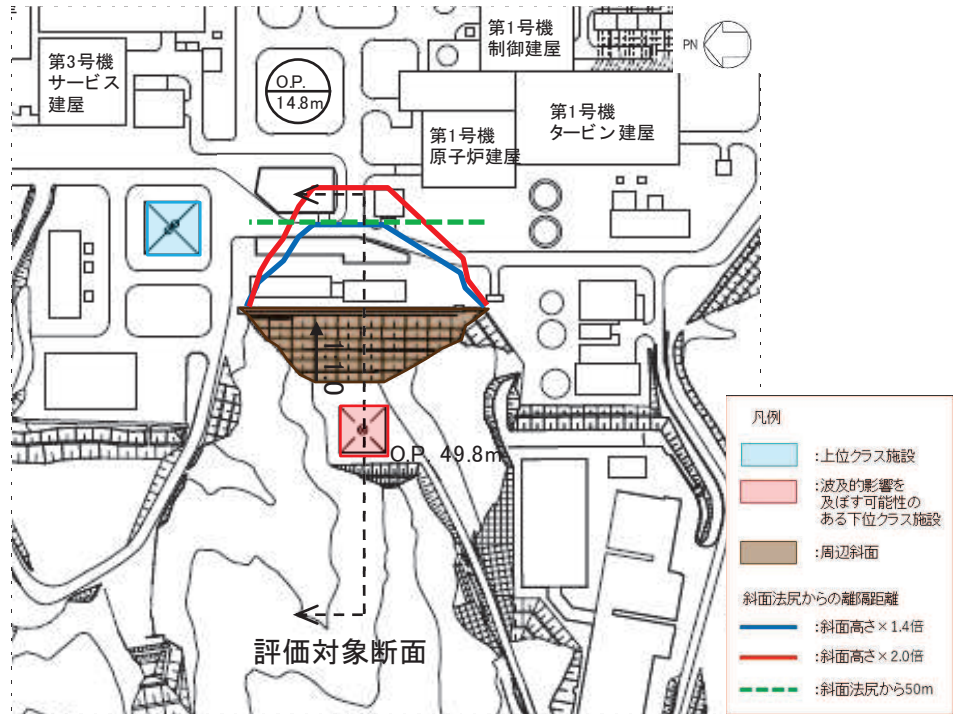


図3-1 第1号機排気筒斜面の評価対象断面位置図

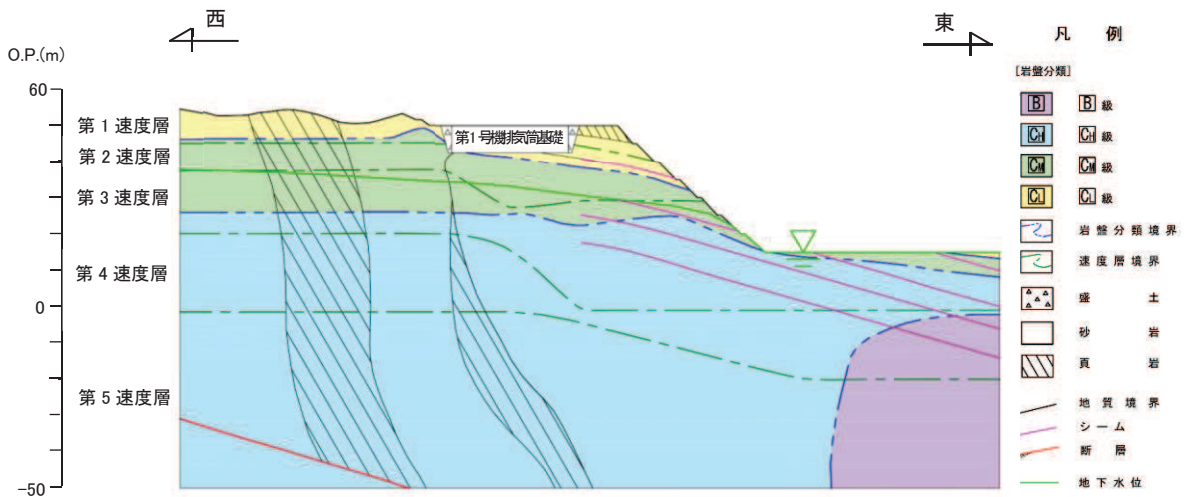


図3-2 第1号機排気筒斜面の評価対象地質断面図

3.2 解析方法

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、周波数領域による複素応答解析を用い、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を行う。

地震時の応力は、静的解析による常時応力と、地震時応答解析による地震時増分応力を重ね合わせるにより求める。常時応力は地盤の自重計算により求まる初期応力、敷地造成に伴う解放力、第1号機排気筒基礎掘削に伴う解放力及び第1号機排気筒、埋戻土の荷重を考慮する。

静的解析には解析コード「BG0195HDW1 Ver. 5.0.6」を、地震時応答解析には解析コード「VESL-DYN Ver. 2.03」、すべり計算には解析コード「SLIP02HDW1 Ver. 4.07」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。

3.2.1 地盤物性のばらつき

第1号機排気筒斜面の照査項目であるすべり安全率に対しては、強度特性のばらつきが支配的要因^{*1,2}であることから、地盤物性のうち強度特性に関するばらつきを考慮した評価（平均強度 -1σ 強度）を併せて検討する。

注記*1：原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-2015）

*2：土木学会 2009年 原子力発電所の基礎地盤および周辺斜面の安定性評価技術
<技術資料>

3.2.2 地震応答解析の解析ケース

地震応答解析は、すべての基準地震動 S_s に対して実施する。地震応答解析における解析ケースは、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）、スペクトル適合波（ S_s-D1 、 S_s-D2 、 S_s-D3 ）について鉛直動の位相反転を考慮した地震動（3波）及び水平動・鉛直動の位相反転を考慮した地震動（3波）を加えた全20ケースとする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき設定する。

3.3.1 荷重

第1号機排気筒斜面の地震応答解析において、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、地盤及び第1号機排気筒の自重を考慮する。

(2) 地震荷重（ S_s ）

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-1 に示す。

表 3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + S_s$

G : 固定荷重

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

3.4 入力地震動

第1号機排気筒斜面の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地震波を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。図3-3に入力地震動算定の概念図を、図3-4～図3-17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。

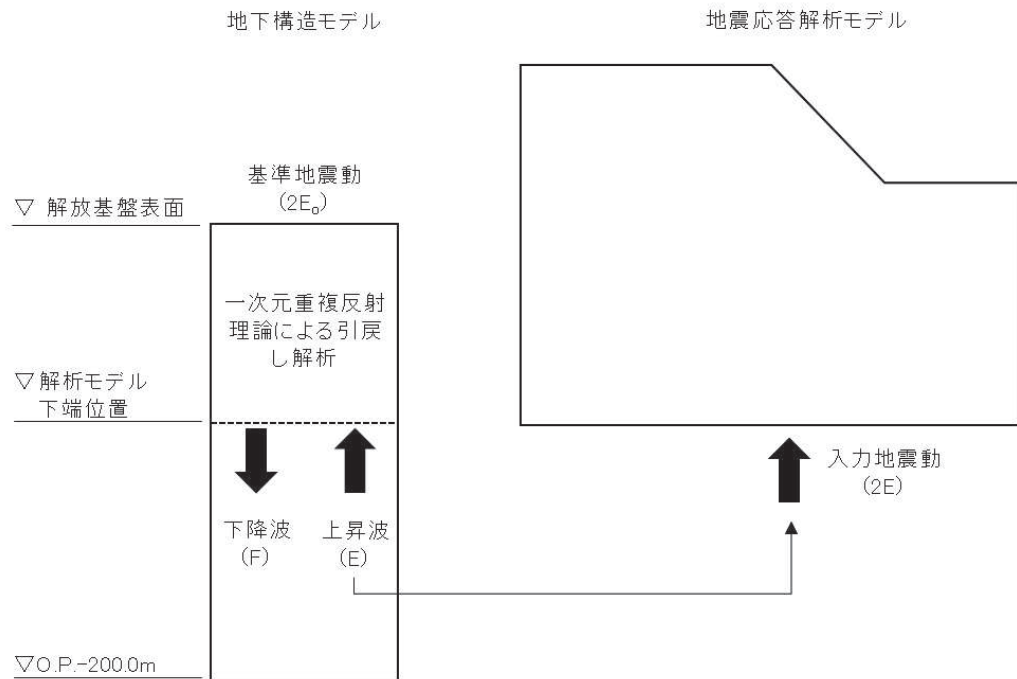
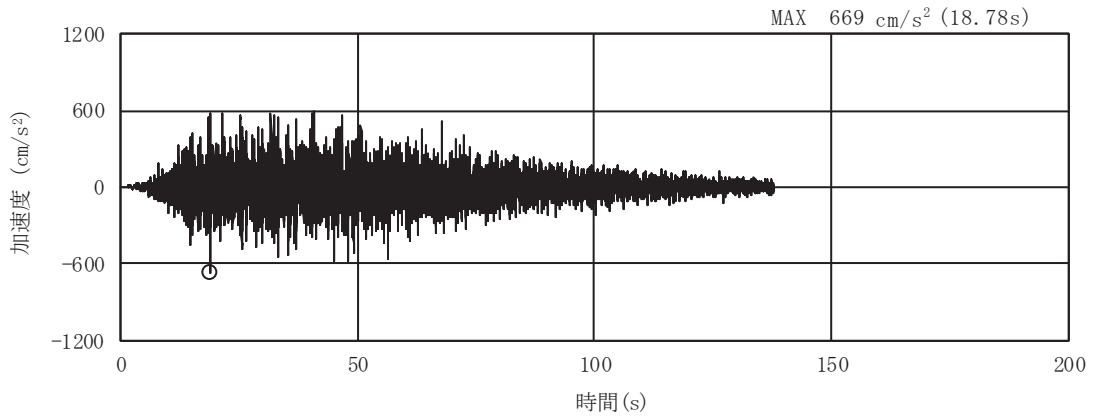
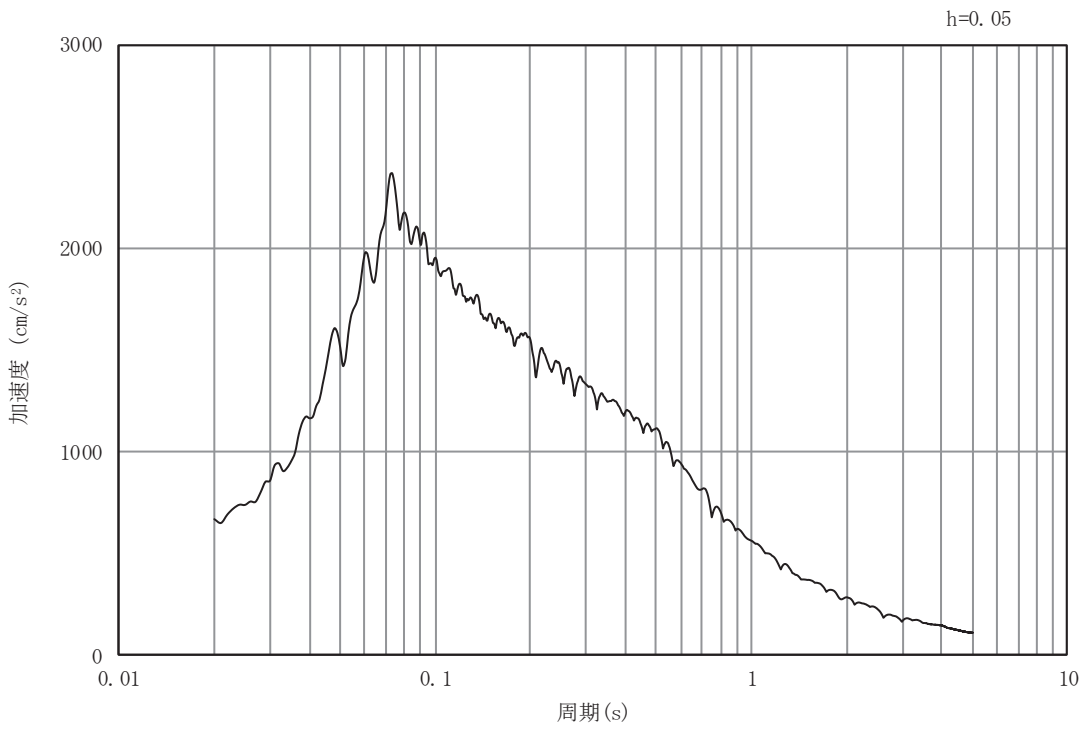


図3-3 入力地震動算定の概念図

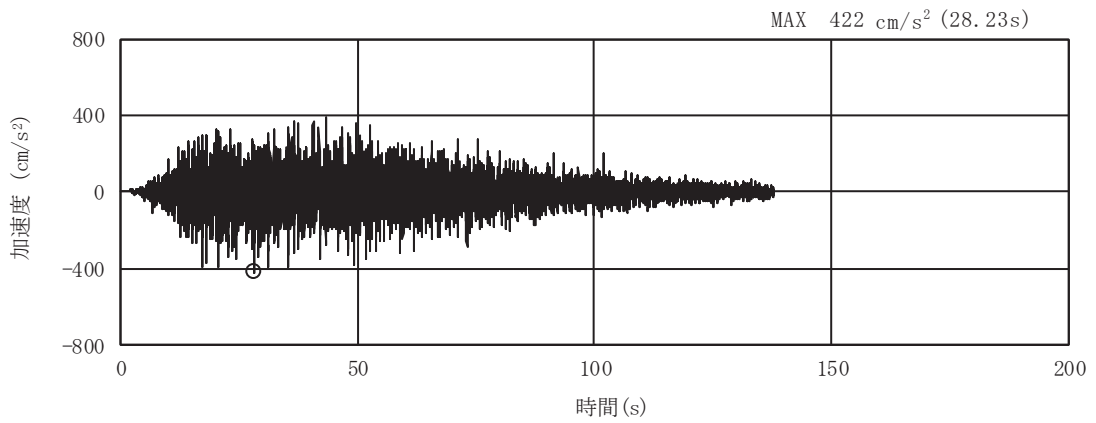


(a) 加速度時刻歴波形

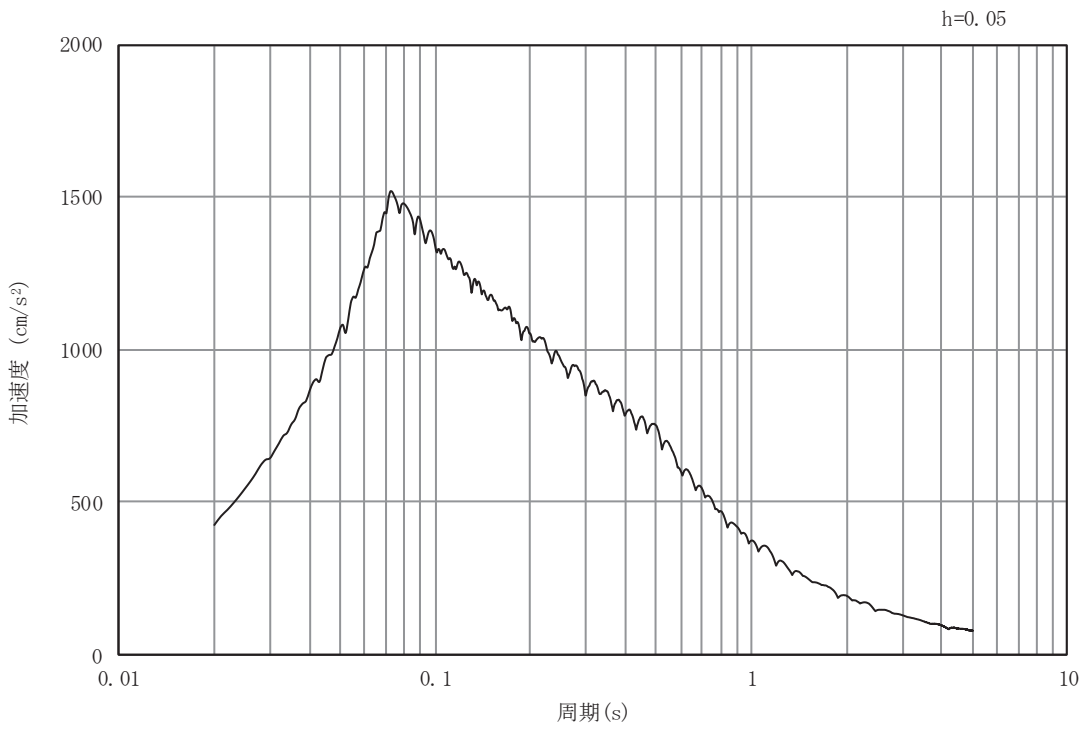


(b) 加速度応答スペクトル

図3-4 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 1)

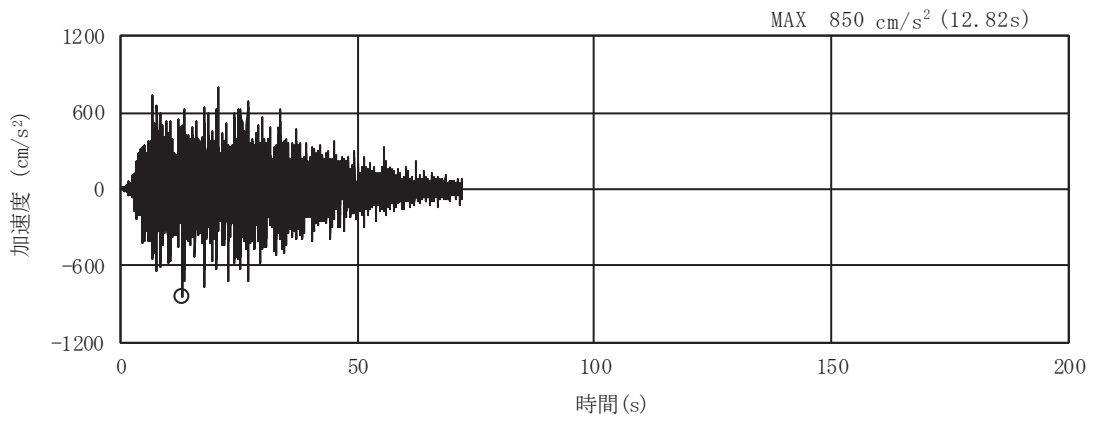


(a) 加速度時刻歴波形

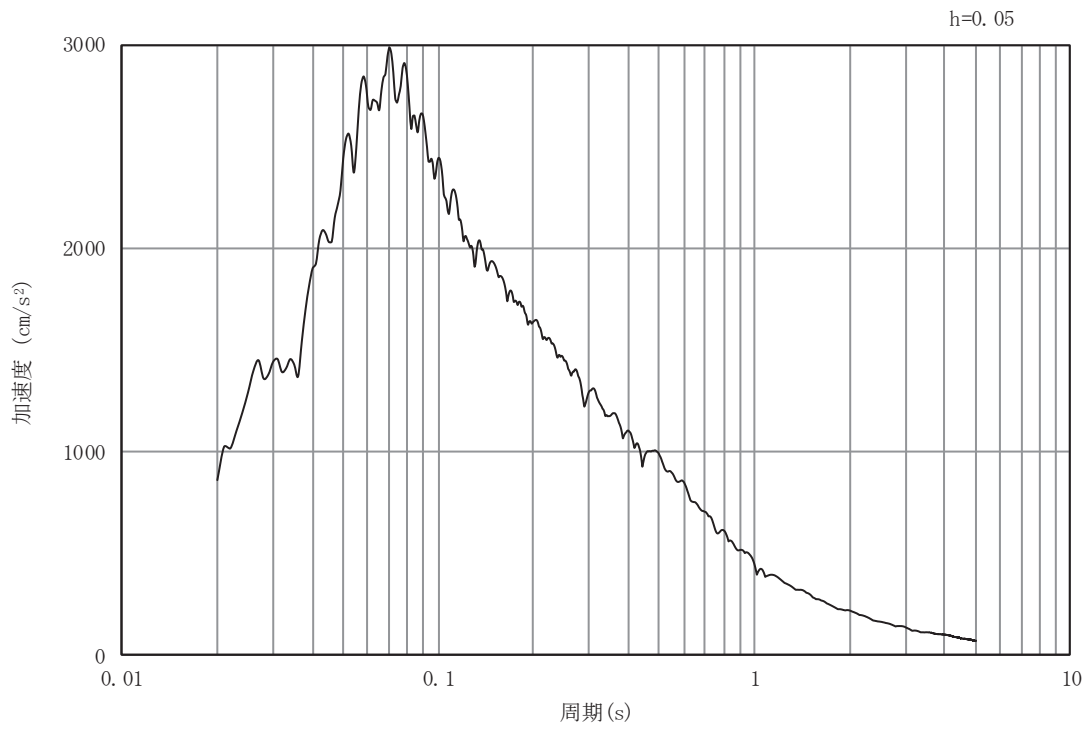


(b) 加速度応答スペクトル

図3-5 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 1)

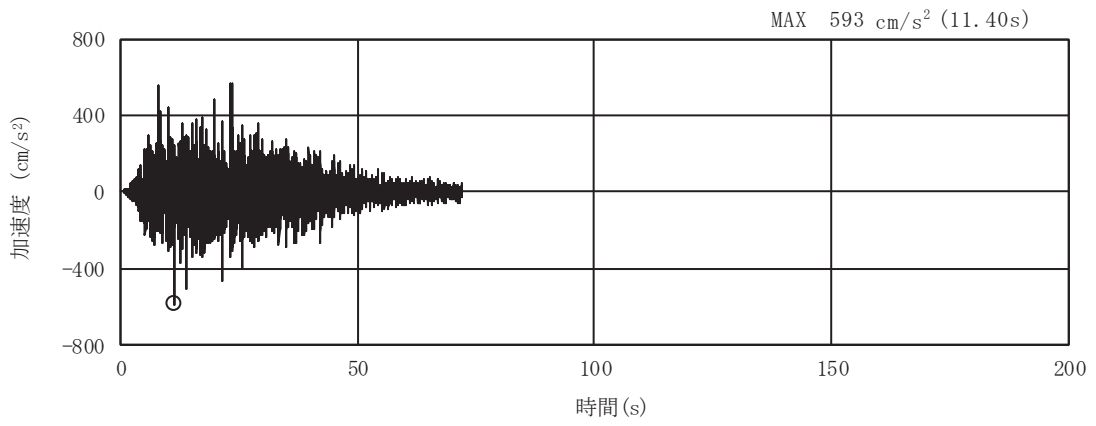


(a) 加速度時刻歴波形

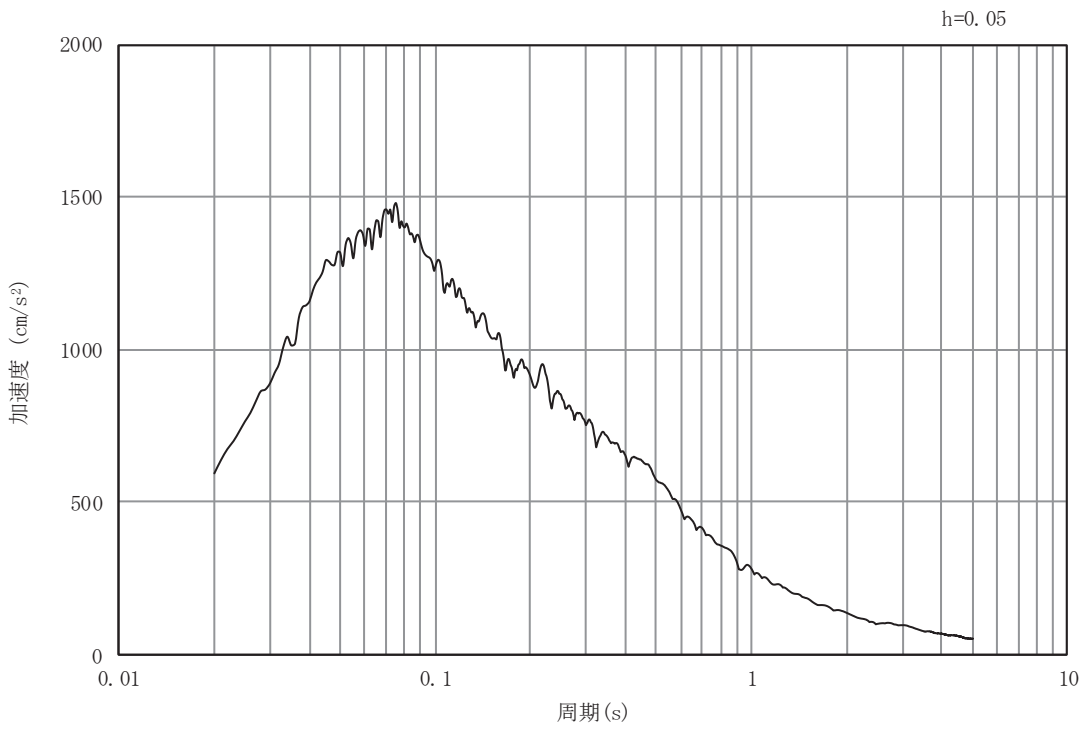


(b) 加速度応答スペクトル

図3-6 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 2)

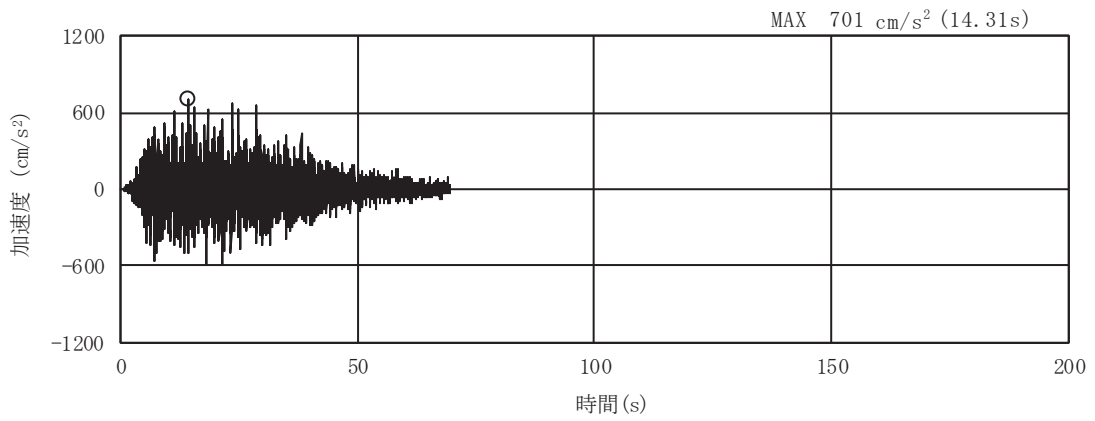


(a) 加速度時刻歴波形

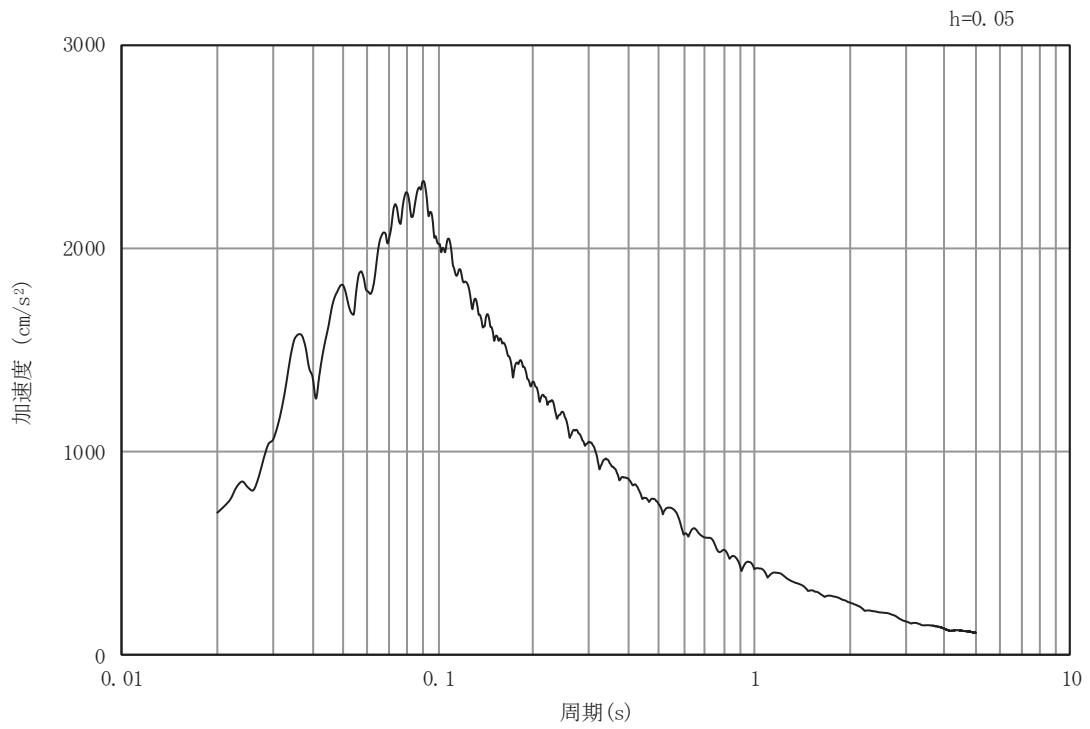


(b) 加速度応答スペクトル

図3-7 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 2)

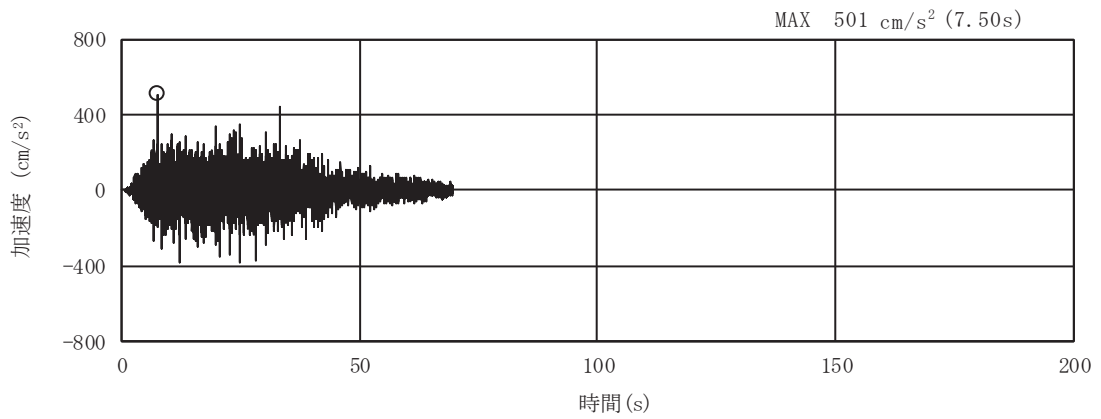


(a) 加速度時刻歴波形

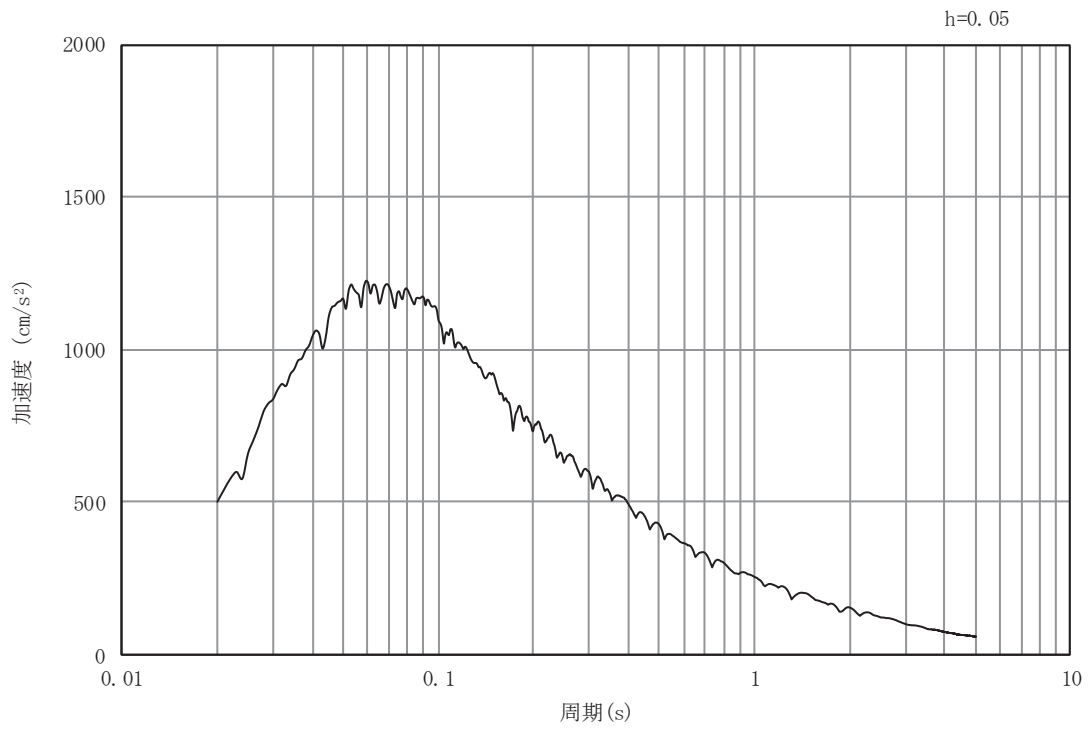


(b) 加速度応答スペクトル

図3-8 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 - D 3)

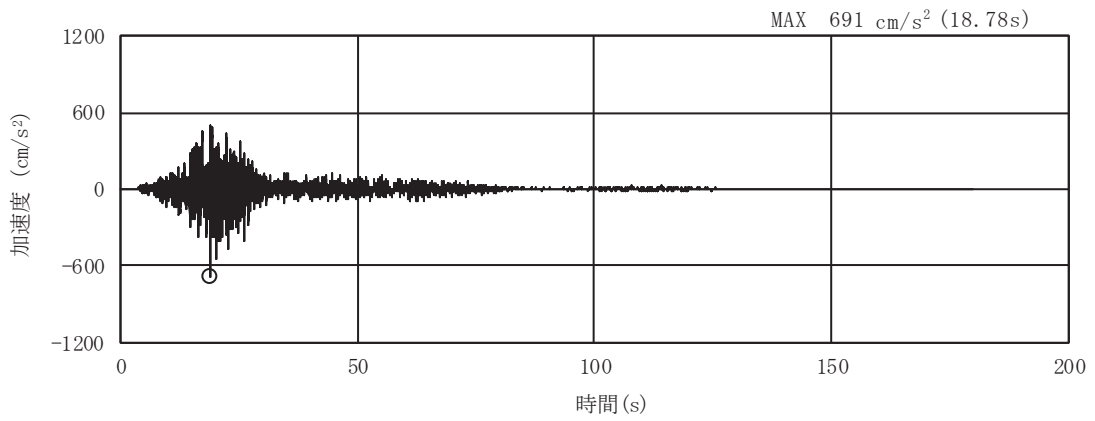


(a) 加速度時刻歴波形

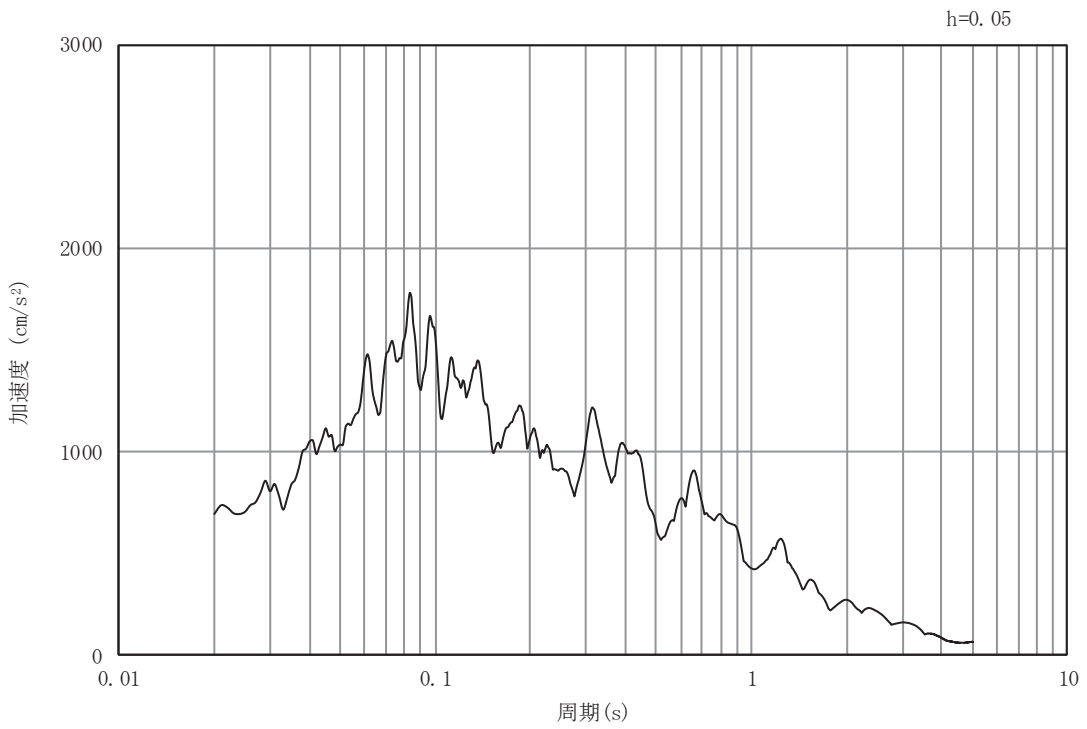


(b) 加速度応答スペクトル

図3-9 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 - D 3)

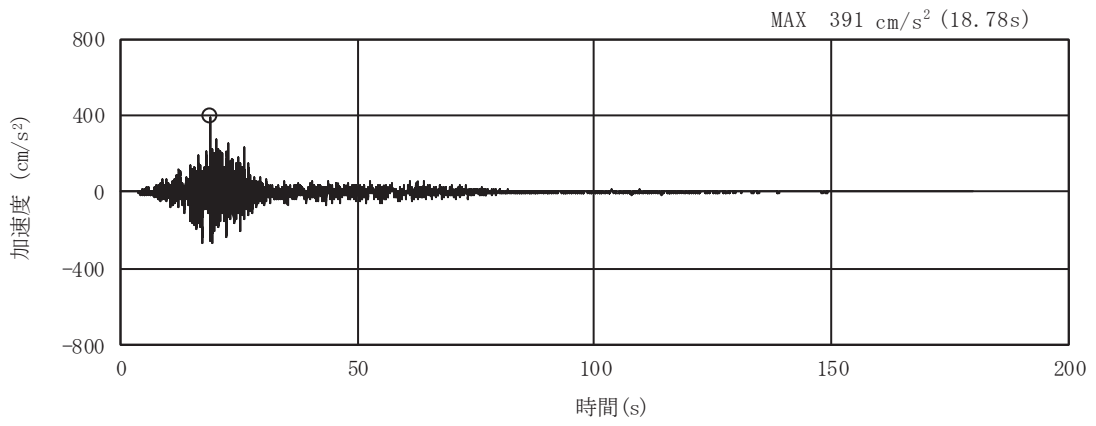


(a) 加速度時刻歴波形

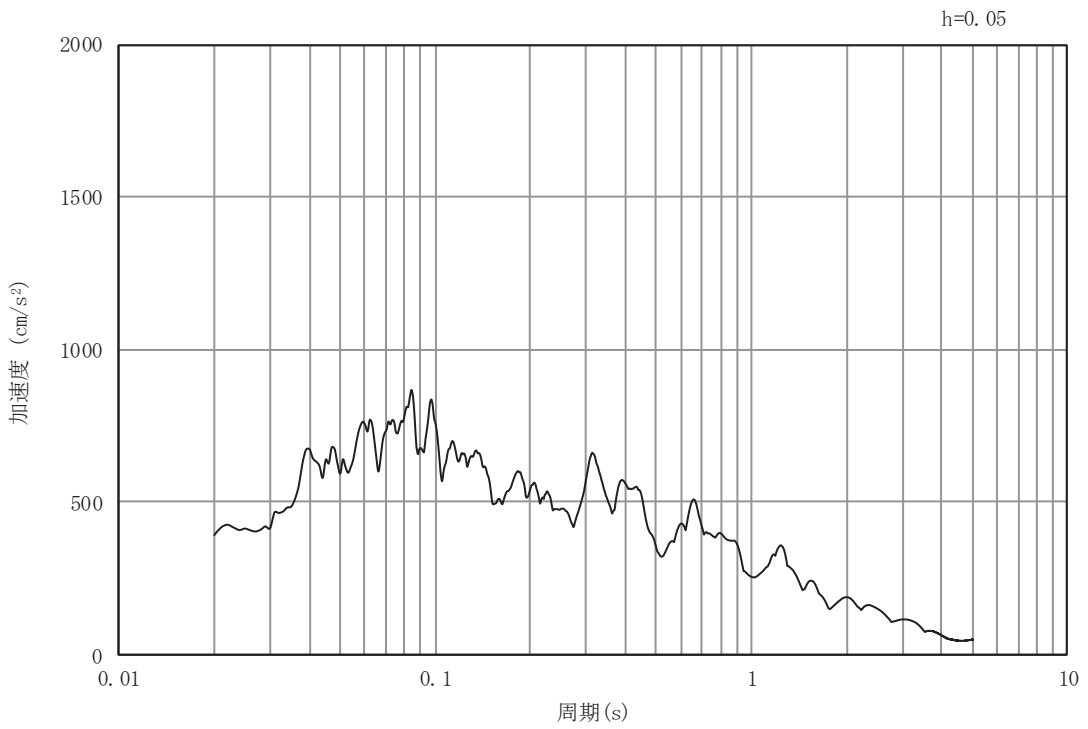


(b) 加速度応答スペクトル

図3-10 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 1)

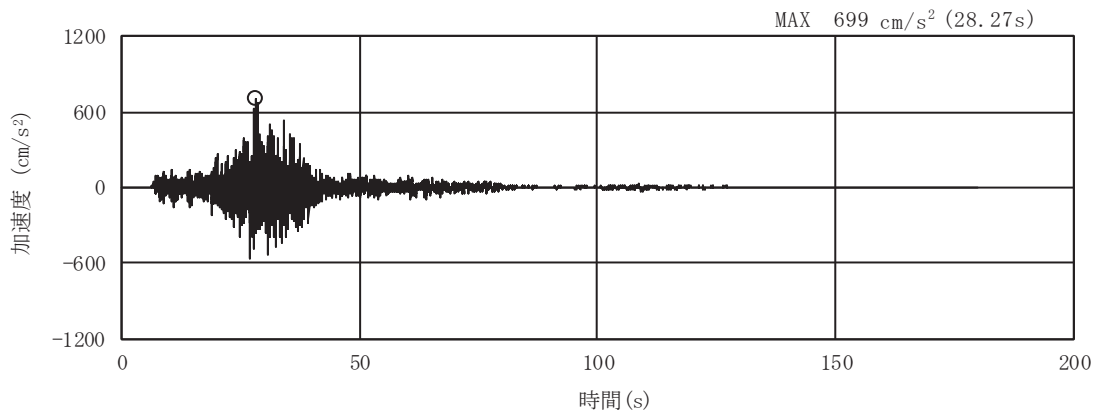


(a) 加速度時刻歴波形

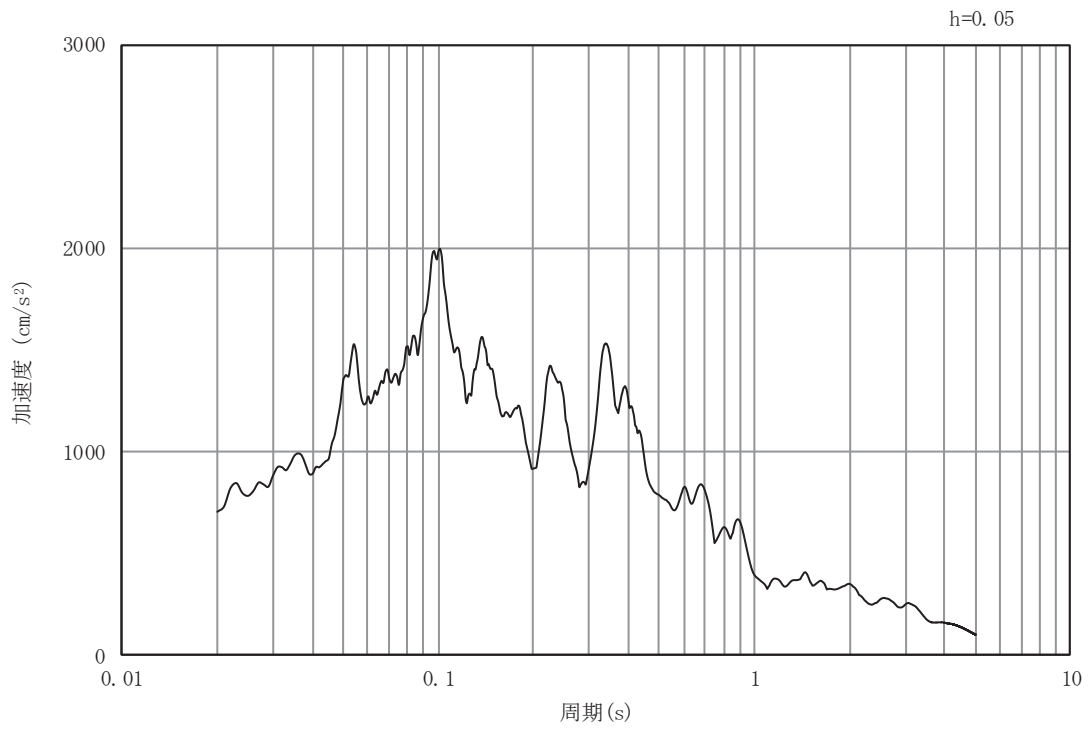


(b) 加速度応答スペクトル

図3-11 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 1)

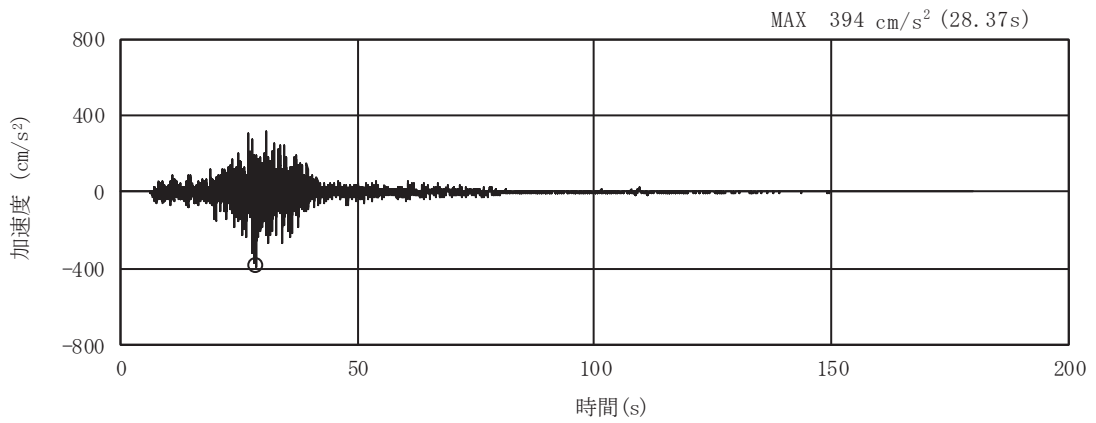


(a) 加速度時刻歴波形

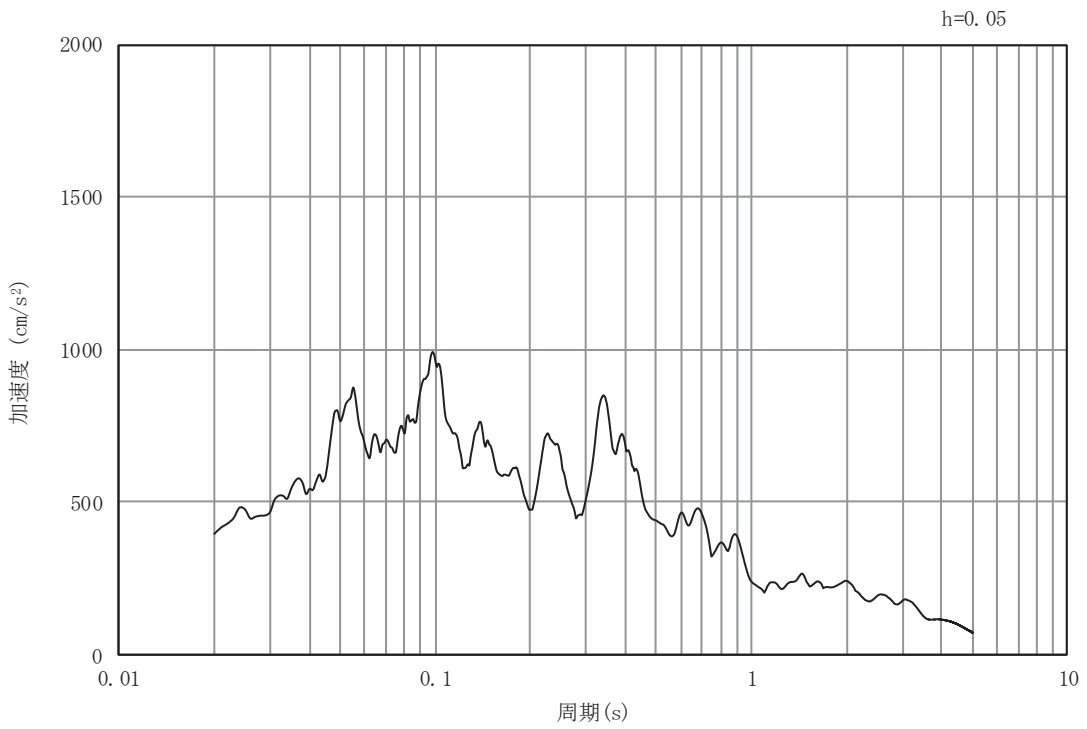


(b) 加速度応答スペクトル

図3-12 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 2)

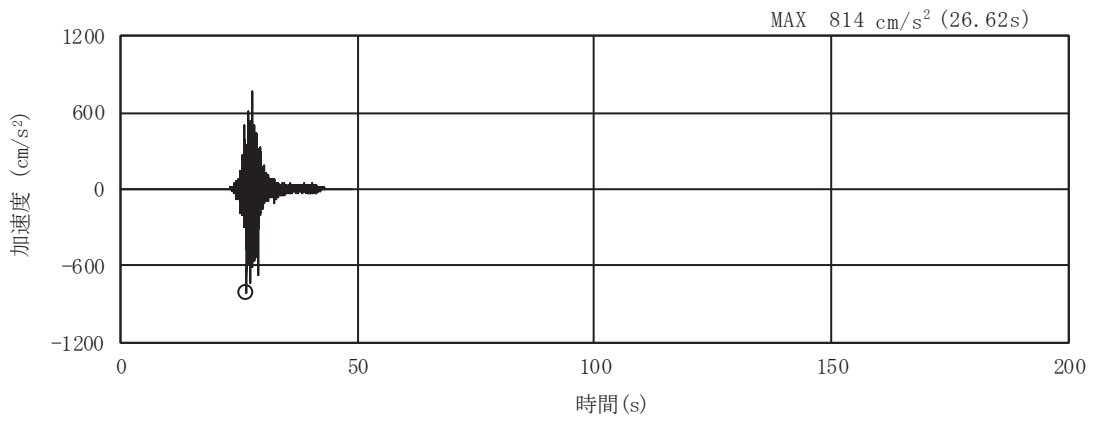


(a) 加速度時刻歴波形

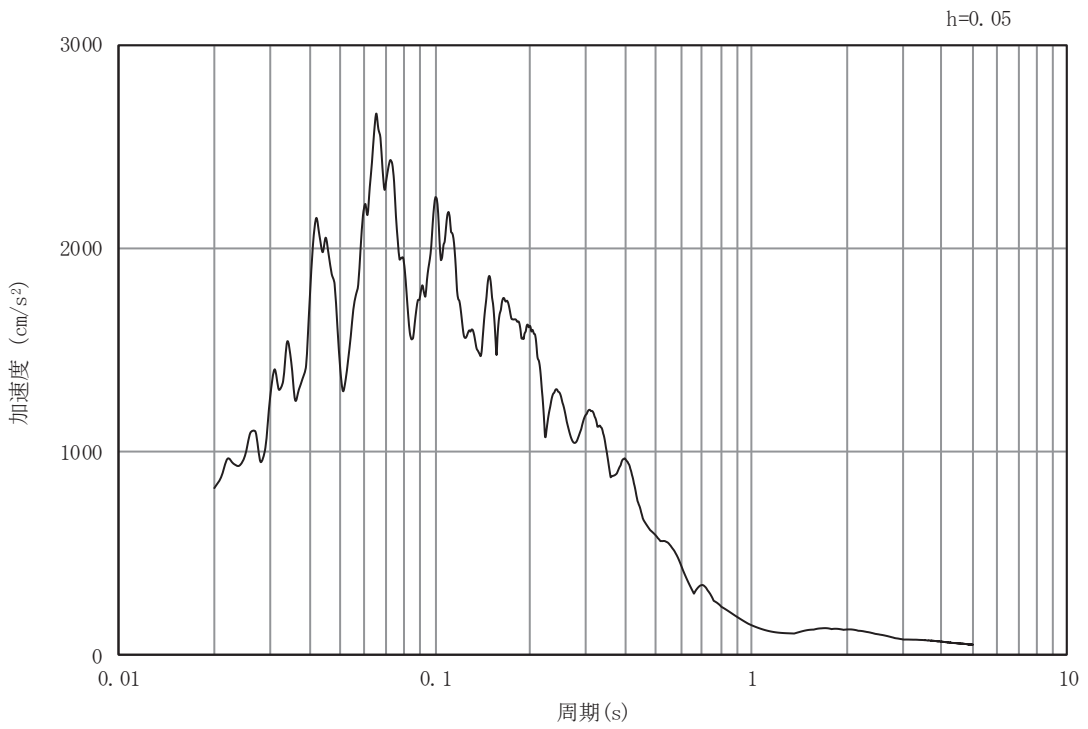


(b) 加速度応答スペクトル

図3-13 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 2)

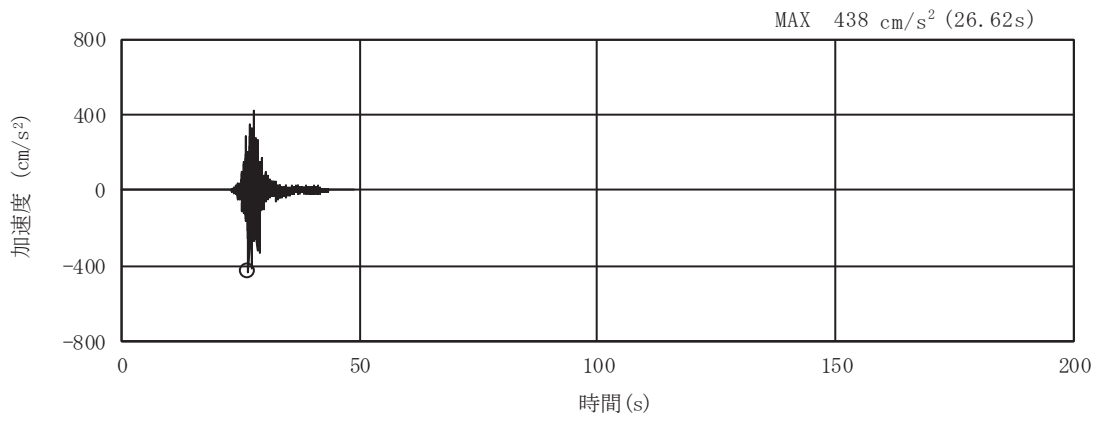


(a) 加速度時刻歴波形

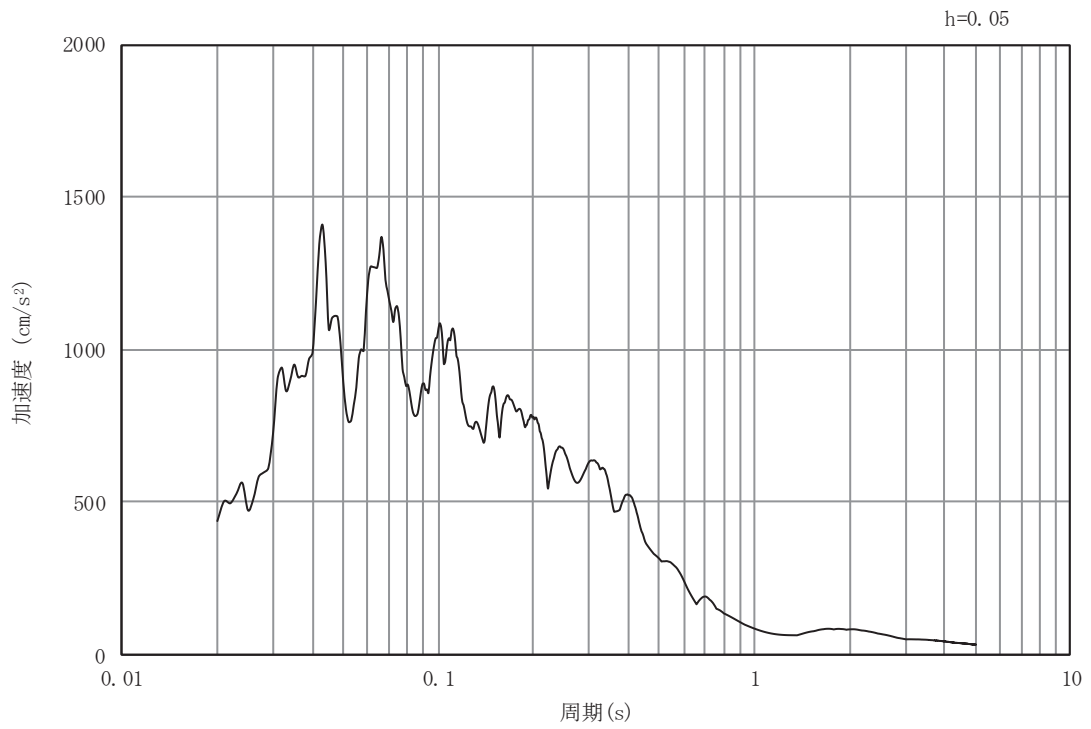


(b) 加速度応答スペクトル

図3-14 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 - F 3)

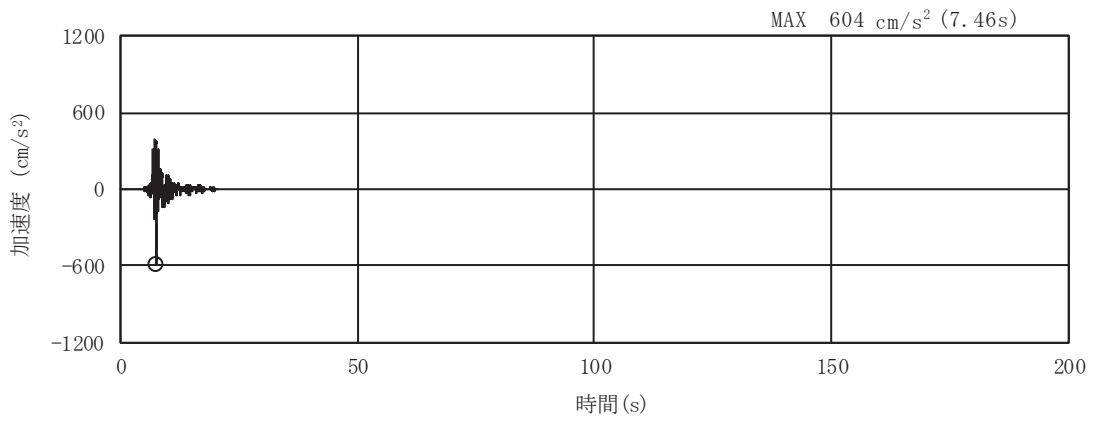


(a) 加速度時刻歴波形

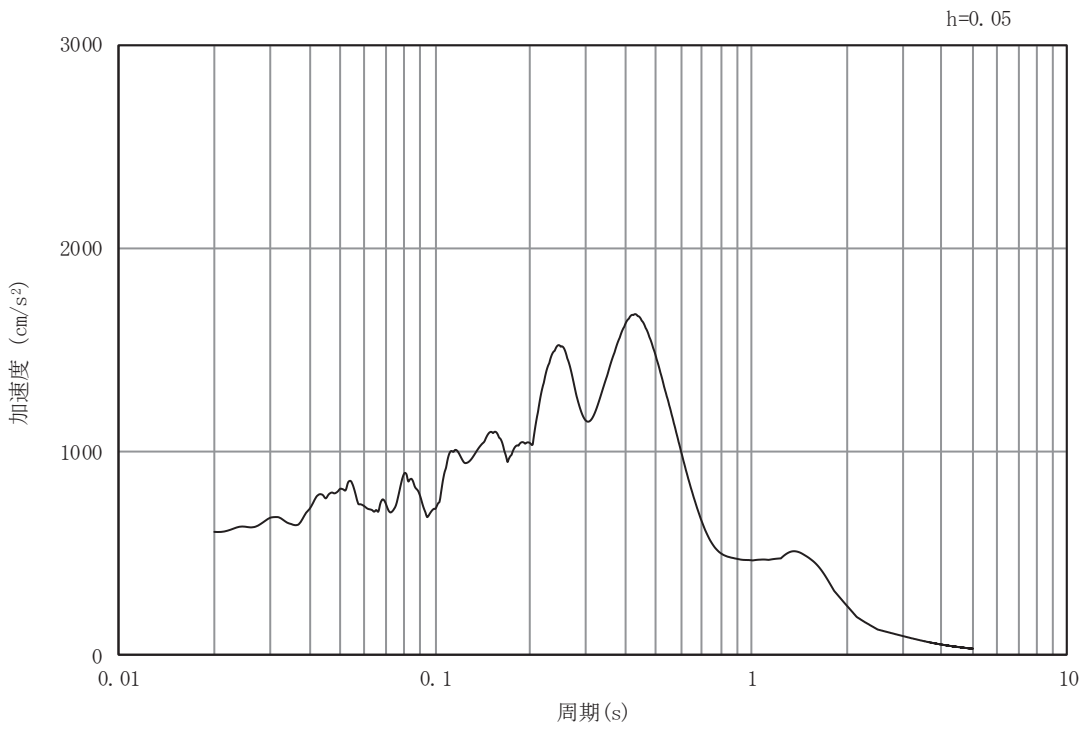


(b) 加速度応答スペクトル

図3-15 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 - F 3)

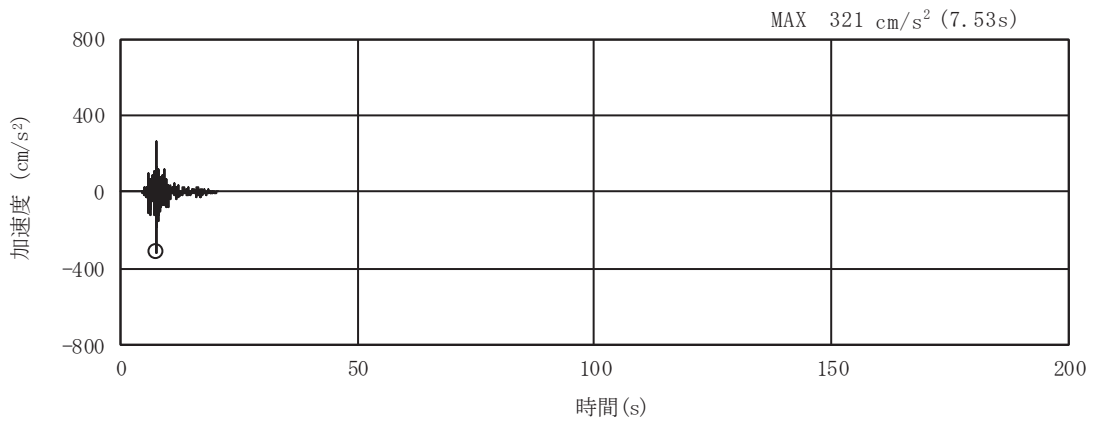


(a) 加速度時刻歴波形

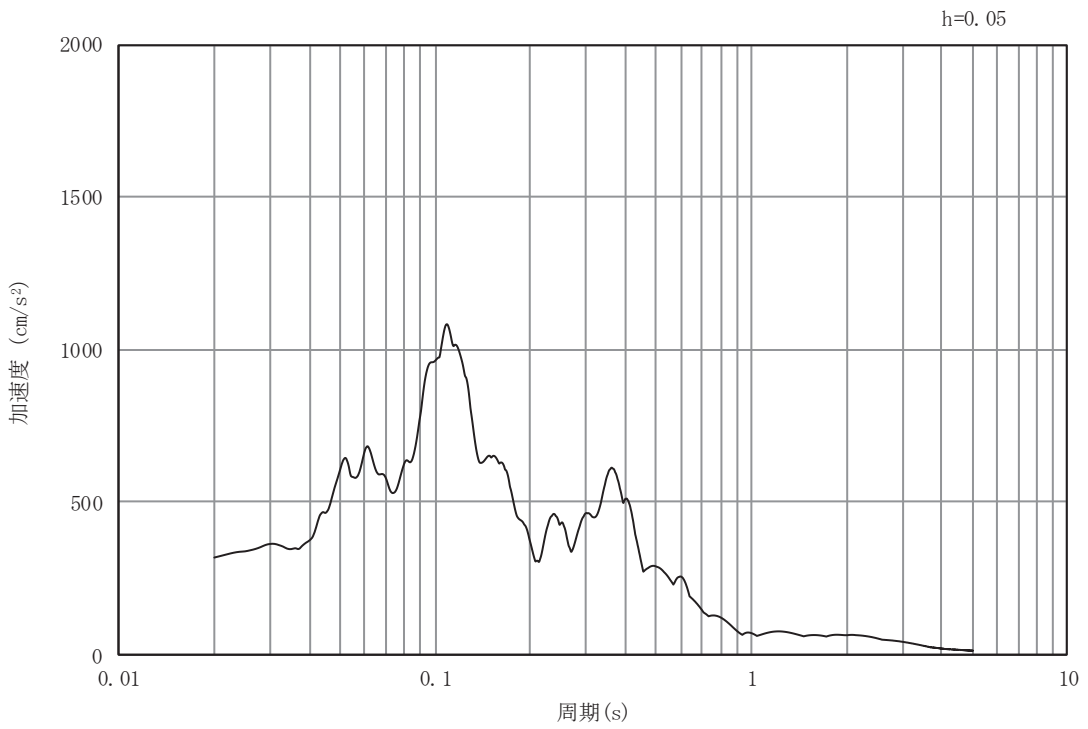


(b) 加速度応答スペクトル

図3-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図3-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 地震応答解析モデル

第1号機排気筒斜面の地震応答解析モデルは以下のとおり作成する。また、地震応答解析モデルを図3-18に示す。

(1) 解析領域

二次元有限要素法による地震応答解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分に広い領域とする。

(2) 境界条件

二次元有限要素法による地震応答解析モデル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、底面に粘性境界を、側面にエネルギー伝達境界を設ける。

(3) 構造物のモデル化

第1号機排気筒は女川原子力発電所第一号機「工事計画認可申請書」(56資庁第11510号 昭和56年12月24日認可)と同様に、鉄塔部と筒身を一体化した1軸多質点系でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土は、等価線形化法により、動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。また、断層及びシームはジョイント要素^{*1,2}でモデル化する。

注記*1：原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-2015）

*2：土木学会 2009年 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>

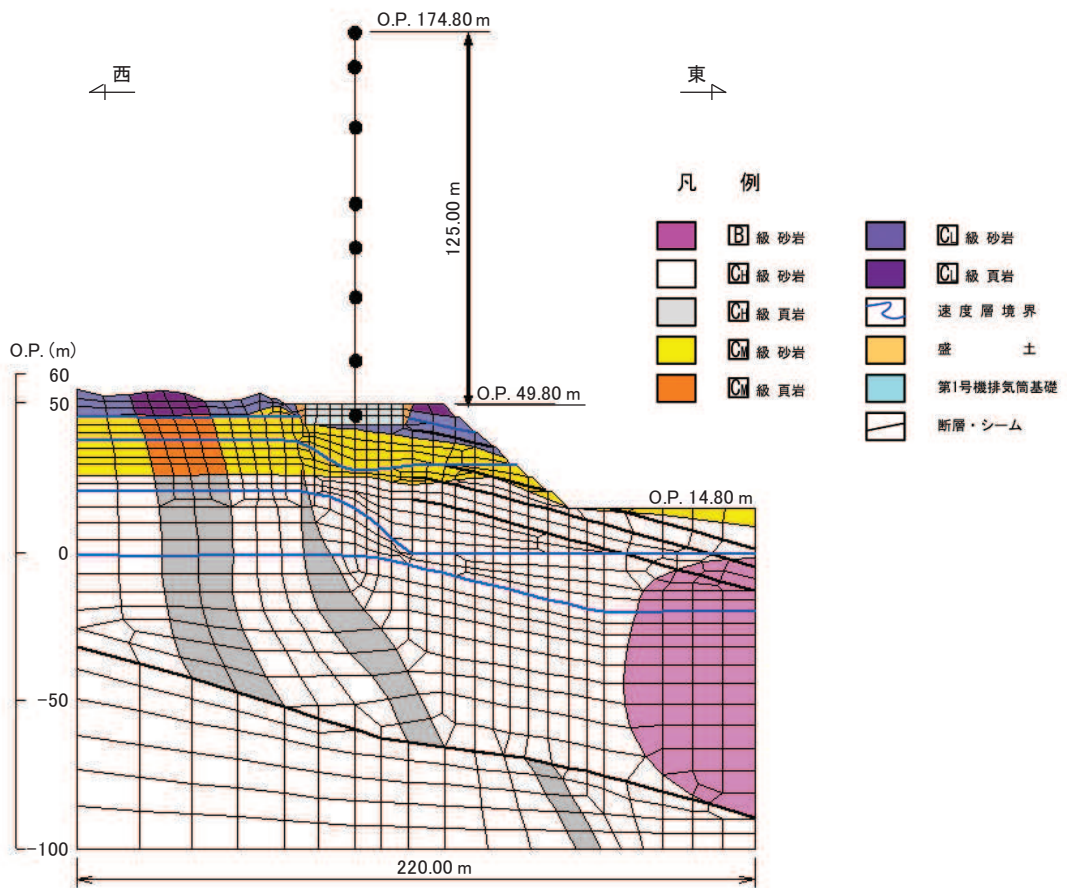


図 3-18 第 1 号機排気筒斜面の地震応答解析モデル図

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

第 1 号機排気筒の使用材料の仕様及び物性値については、第 1 号機排気筒の耐震性評価と同じ物性値を用いる。

3.5.3 地盤の物性値

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。

3.5.4 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」に従い設定する。設計用地下水位を図 3-19 に示す。

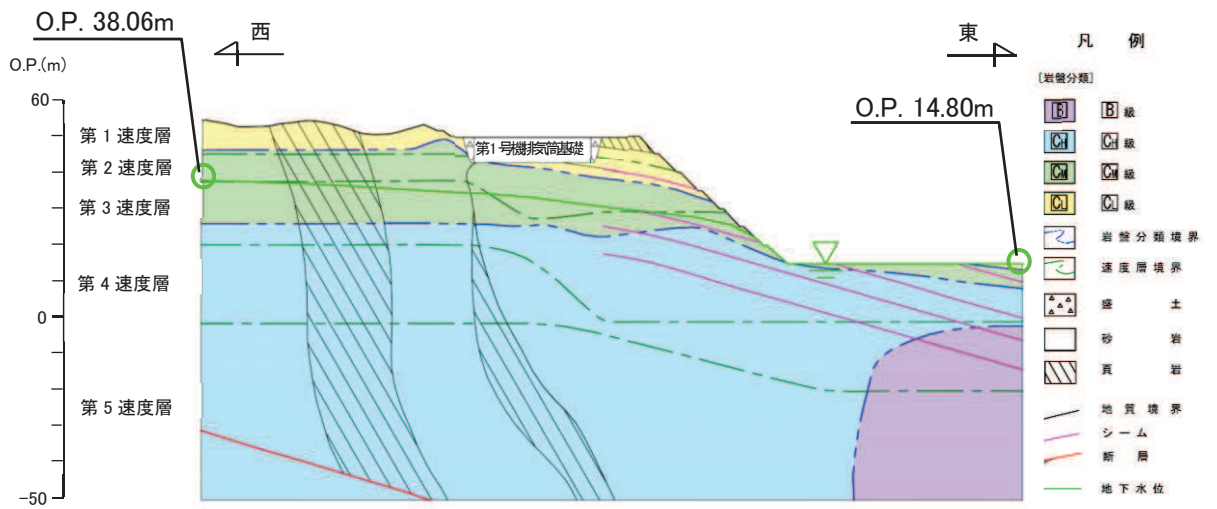


図 3-19 設計用地下水位

3.6 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」の記載に基づき設定する。

3.6.1 斜面（第 1 号機排気筒の支持地盤）

斜面（第 1 号機排気筒の支持地盤）の許容限界は、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき、表 3-2 に示すすべり安全率とする。

表 3-2 斜面の安定性評価における許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.7 評価方法

第 1 号機排気筒斜面の安定性評価は，地震応答解析に基づき算定した最小すべり安全率が「3.6 許容限界」で設定した許容限界以上であることを確認する。

すべり安全率は，想定したすべり面上の応力状態をもとに，すべり面上のせん断抵抗力の和をすべり面上のせん断力の和で除した値として時々刻々求め，最小すべり安全率のすべり面を選定する。

また，地盤の強度特性のばらつきを考慮した評価(平均値－1 σ 強度)についても実施する。

4. 耐震評価結果

第1号機排気筒斜面の最小すべり安全率を表4-1に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数の分布を図4-1～図4-2に示す。

また、強度特性のばらつきを考慮した評価として、最小すべり安全率となるすべり面及び地震動において、地盤強度を -1σ 低減させたケースの最小すべり安全率を表4-1に併せて示す。

これらの結果から、第1号機排気筒斜面の最小すべり安全率が、第1号機排気筒斜面の安定性に対する許容限界以上であることを確認した。

表4-1 第1号機排気筒斜面の最小すべり安全率

地震動	最小すべり安全率
S _s -D1 (-+)	2.0
S _s -D2 (-+)	2.0
S _s -D3 (--)	2.2
S _s -F1 (-+)	2.7
S _s -F2 (-+)	1.7 (1.6) *
S _s -F3 (++)	2.2
S _s -N1 (++)	1.8

注記* : ()内は、地盤の強度特性のばらつきを考慮したすべり安全率を示す。

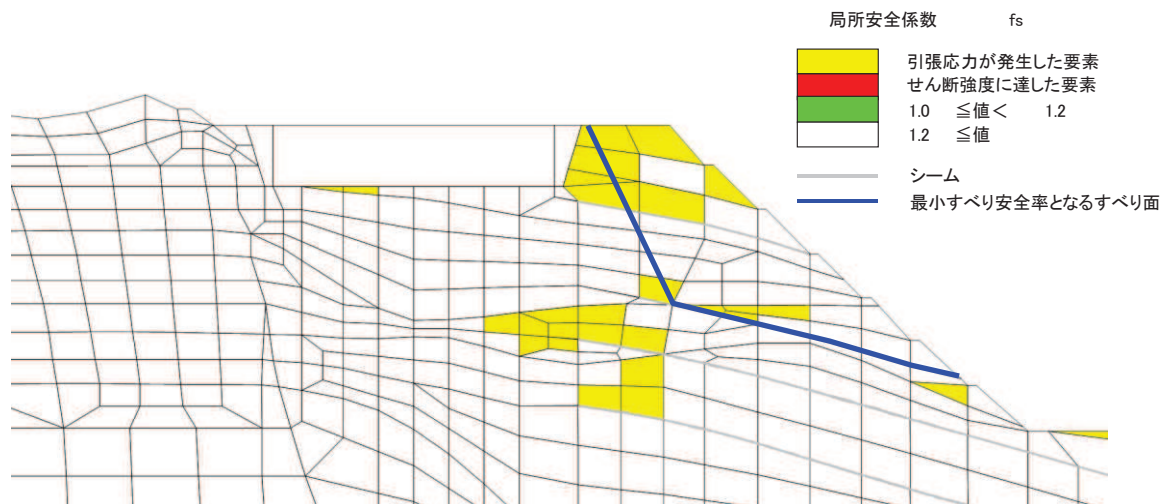


図4-1 すべり安全率が最小となる時刻における局所安全係数の分布 (平面ひずみ要素)
(S_s-F2 (-+))

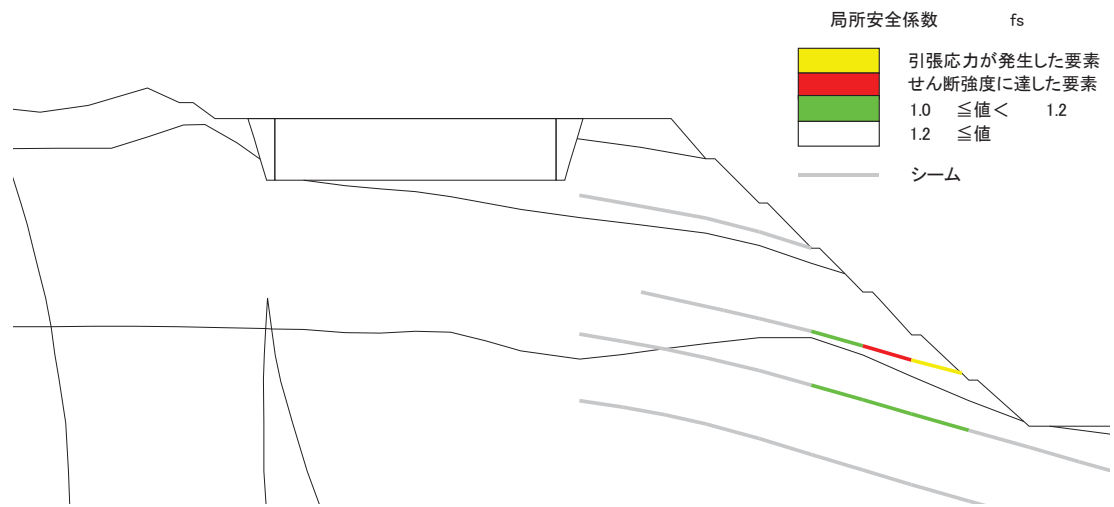


図4-2 すべり安全率が最小となる時刻における局所安全係数の分布（ジョイント要素）
 (S s - F 2 (- +))

VI-2-11-2-16 前面護岸の耐震性についての計算書

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	7
3. 耐震評価	8
3.1 評価対象断面	8
3.2 解析方法	10
3.2.1 地盤物性のばらつき	10
3.2.2 減衰定数	11
3.2.3 地震応答解析の解析ケースの選定	12
3.3 荷重及び荷重の組合せ	13
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	13
3.3.2 荷重	13
3.3.3 荷重の組合せ	14
3.4 入力地震動	15
3.5 解析モデル及び諸元	30
3.5.1 解析モデル	30
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	32
3.5.3 地盤の物性値	32
3.5.4 地下水位	32
3.6 許容限界	34
3.6.1 改良地盤	34
3.6.2 置換工	34
3.7 評価方法	35
3.7.1 改良地盤の健全性評価	35
3.7.2 置換工の健全性評価	35
4. 耐震評価結果	36
4.1 改良地盤	36
4.2 置換工	37

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、前面護岸が、上位クラス施設である取水口及び貯留堰（以下「取水口」という。）の近傍に位置していることから、上位クラス施設が有する原子炉補機冷却海水系の通水機能に対して波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

波及的影響の評価は、上位クラス施設の機能が保持されることを確認するために、前面護岸の背面に位置する改良地盤及びコンクリート置換工（以下「置換工」という。）を対象に、取水口の設計に適用する基準地震動 S_s に対する耐震評価として地盤のすべり安全率により健全性を確認する。

2. 基本方針

2.1 位置

前面護岸の位置を図 2-1 に示す。

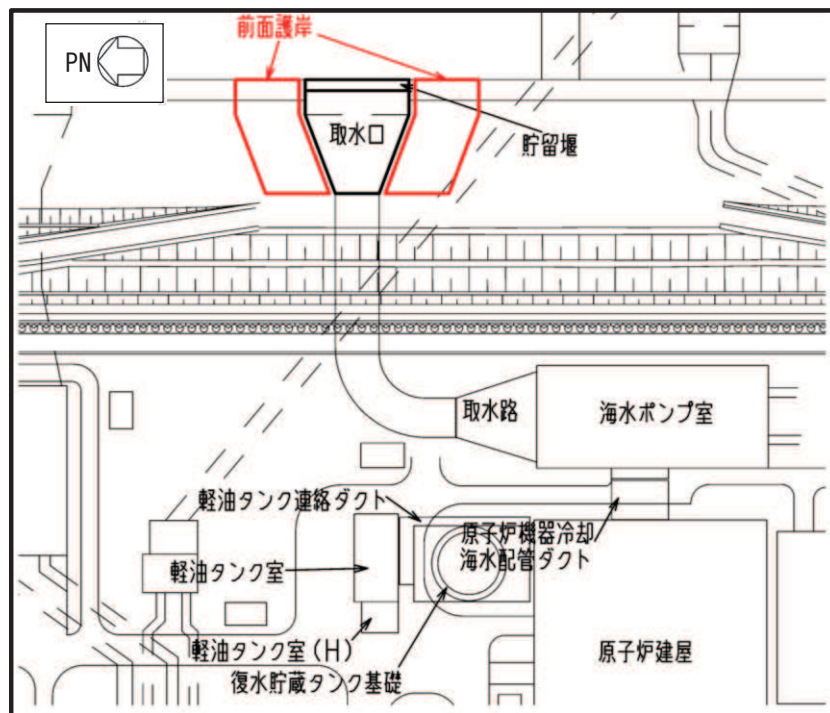


図 2-1 前面護岸の位置図

2.2 構造概要

前面護岸の平面図を図 2-2 に、縦断図を図 2-3 に、断面図を図 2-4 及び図 2-5 に示す。

前面護岸はタイロッド式矢板護岸であり、取水口の側面（護岸背面）に改良地盤及び置換工が配置されている。改良地盤は、延長 37.80m（東西）、幅 21.00m（南北）、高さ 12.08m～14.55m であり、置換工は、延長 11.50m（東西）、幅 18.00m（南北）、高さ 7.16m（取水口北側）、7.47m（取水口南側）である。改良地盤は十分な支持性能を有する岩盤に支持され、置換工は改良地盤を介して岩盤に支持されている。

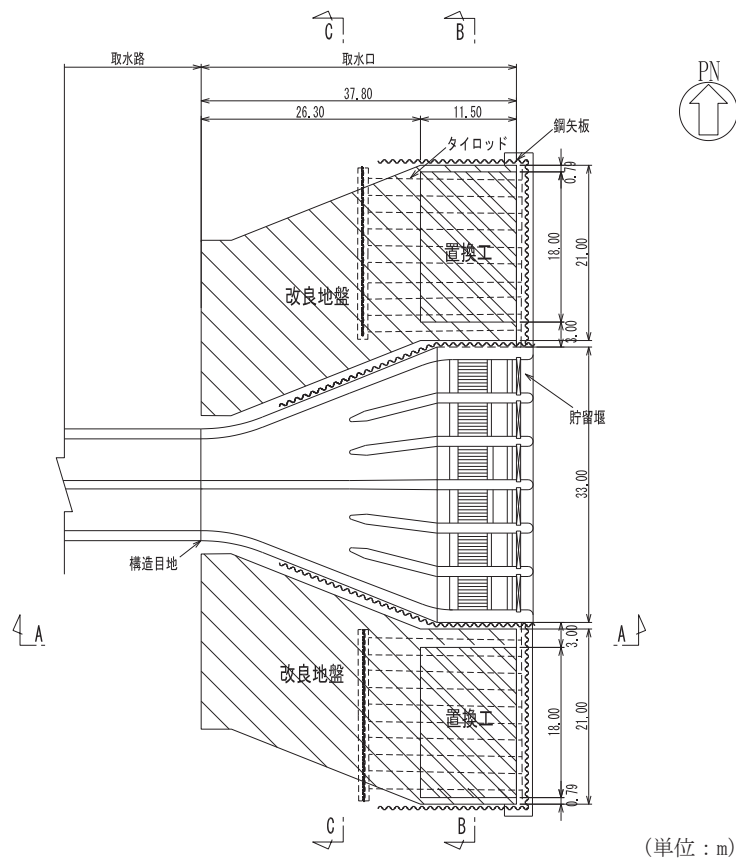


図 2-2 前面護岸平面図

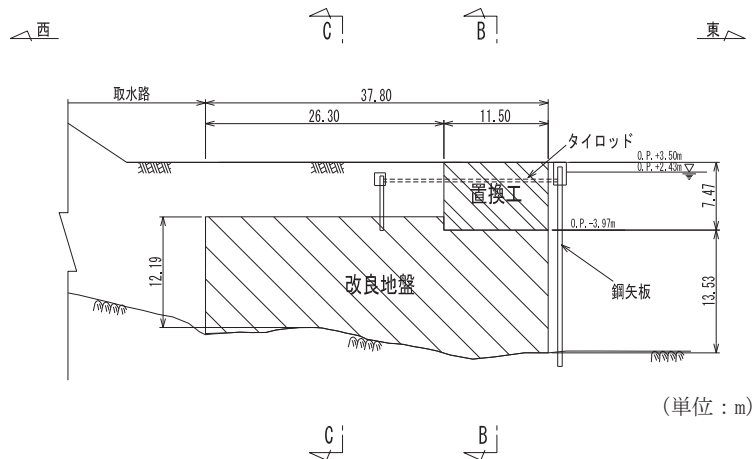


図 2-3 前面護岸縦断図 (A-A 断面)

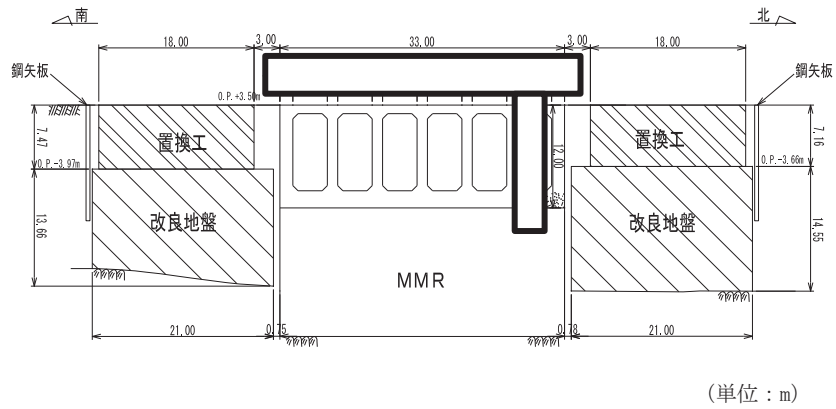


図 2-4 前面護岸断面図 (B-B 断面)

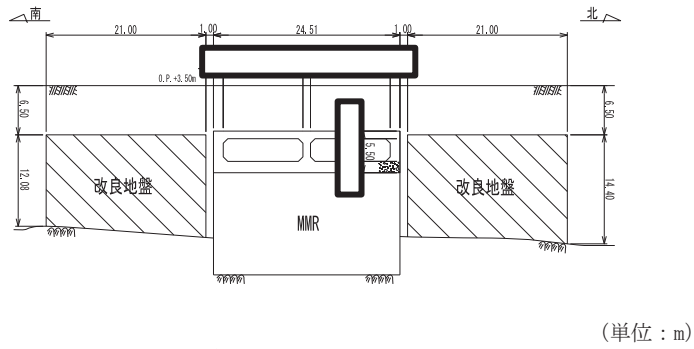


図 2-5 前面護岸断面図 (C-C 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.3 評価方針

前面護岸は、取水口と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響評価を行う。

前面護岸の波及的影響評価は、地震応答解析により得られた解析結果に基づき、表 2-1 の前面護岸の評価項目に示すとおり、前面護岸背面に位置する改良地盤及び置換工の健全性評価を行う。

前面護岸の耐震評価フローを図 2-6 に示す。

ここで、前面護岸は、運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力、温度等について、波及的影響評価における手法及び条件に有意な差異はなく、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。

表 2-1 前面護岸の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
地盤の安定性を有すること	地盤の健全性	改良地盤	すべり破壊しないことを確認	すべり安全率 1.2
		置換工	すべり破壊しないことを確認	すべり安全率 1.2

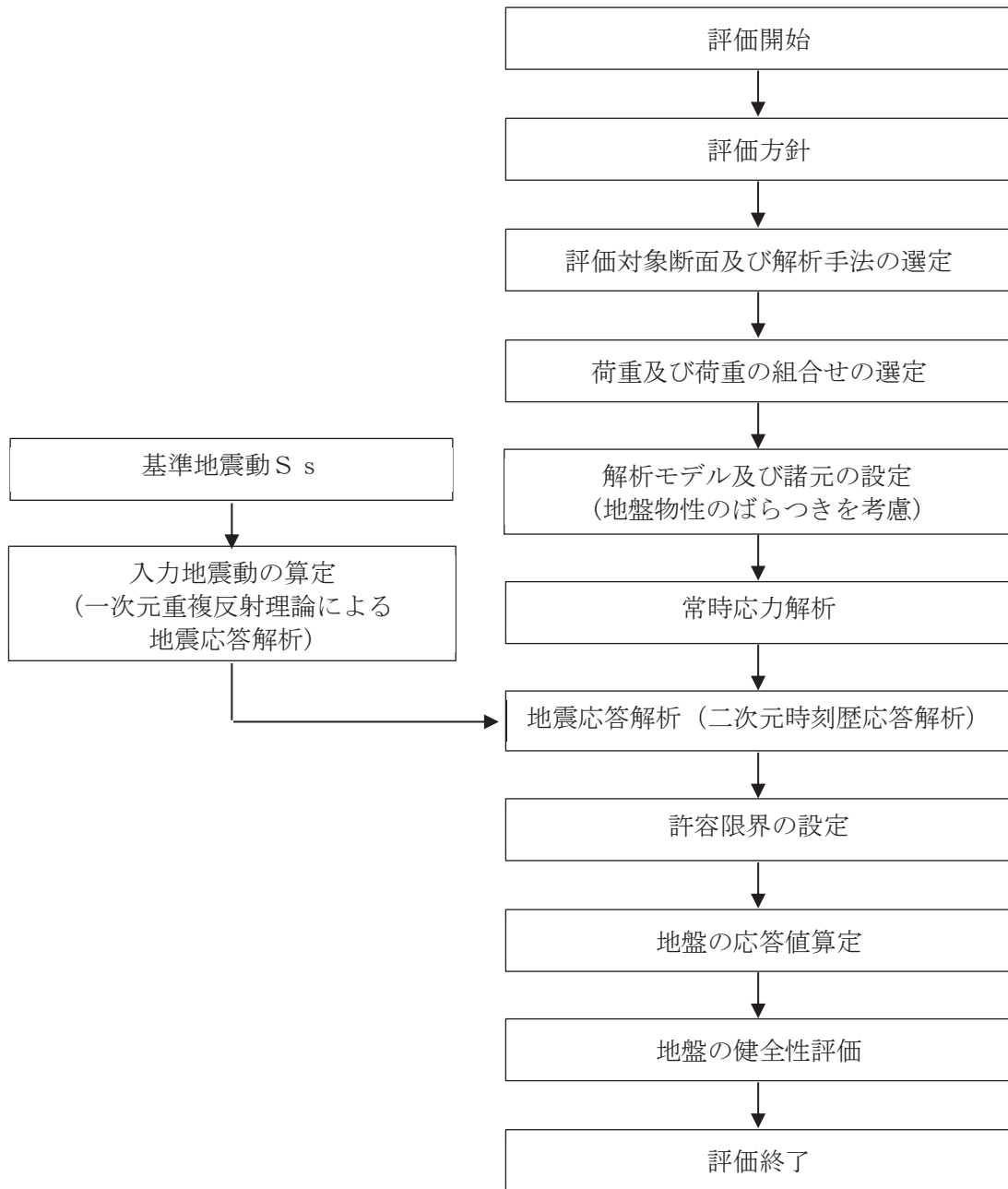


図 2-6 前面護岸の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド（平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306194 号）
- ・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- ・土木学会 2005 年 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
- ・原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

改良地盤及び置換工のすべり破壊に伴う取水口の取水機能に対する波及的影響を検討する観点から、評価対象断面は前面護岸の汀線直交方向である東西方向から選定する。

取水口の北側と南側では改良地盤及び置換工の延長（東西）、幅（南北）は同等であるが、高さに若干違いがある。置換工の高さは、取水口の北側が7.16mで南側が7.47mであり、南側の方が高い。また、南側の改良地盤の高さは、取水口に近い側が高くなっており、高い方がすべり安定性に対し厳しくなることから、評価対象断面は図3-1に示すA-A断面とする。

評価対象地質断面図を図3-2に示す。

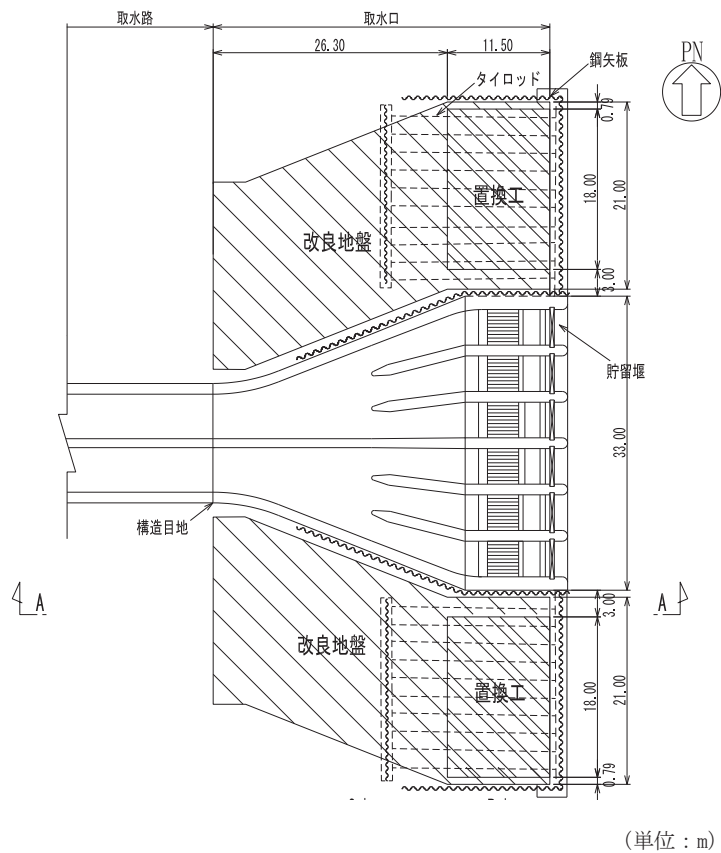


図3-1 前面護岸の評価対象断面位置図

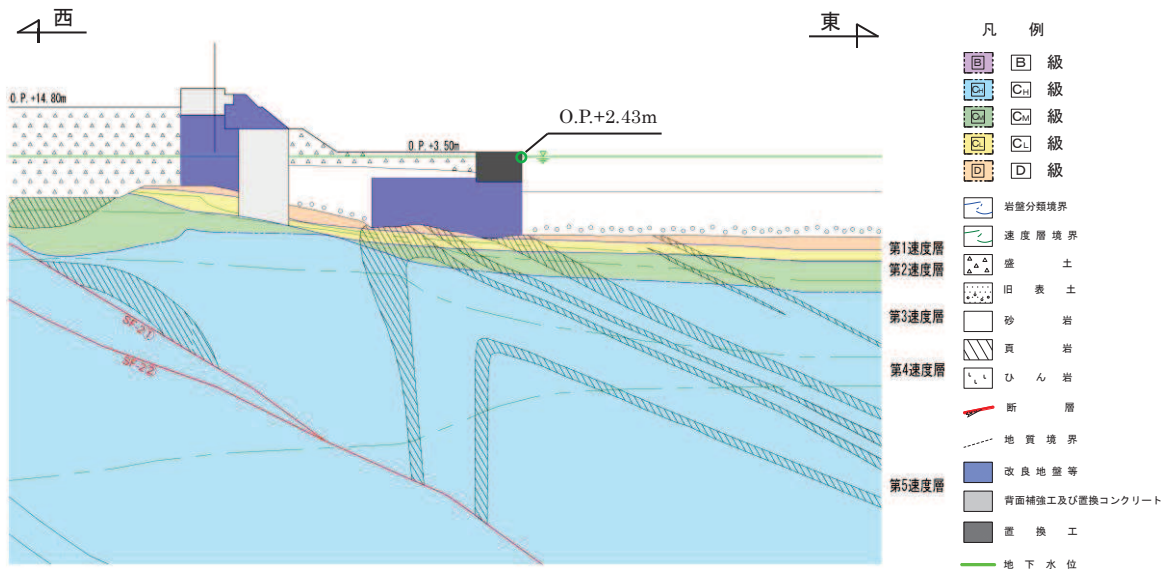


図 3-2 前面護岸 評価対象地質断面図 (A-A 断面)

3.2 解析方法

地震応答解析は、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」に示す解析手法及び解析モデルを踏まえて設定する。

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。前面護岸には、地下水位以深の盛土・旧表土が分布し、液状化による側方流動の影響を受ける可能性があることから、有効応力解析により評価を行う。

地盤については、ひずみ依存性を適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については、解析コード「FLIP ver.7.3.0_2」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。

3.2.1 地盤物性のばらつき

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-1 に示す解析ケースを設定する。

図 3-2 に示すとおり前面護岸には、旧表土、盛土、 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ている。これらの地盤のせん断変形が地震時に前面護岸の健全性に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の初期せん断弾性係数のばらつきについて影響を確認する。

表 3-1 解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	旧表土、盛土、 D 級岩盤、 セメント改良土、改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_U 級岩盤、 C_M 級岩盤、 C_H 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値+ 1σ	平均値
ケース③	平均値- 1σ	平均値

3.2.2 減衰定数

減衰定数は、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こととし、剛性比例型減衰 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) とする。なお、係数 β の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」による。

設定した α , β の値を表 3-2 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

表 3-2 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

評価対象断面	α	β
東西方向	0.000	2.000×10^{-3}

3.2.3 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、すべり安全率に対して、最も厳しい地震動を用いて、表 3-1 に示す解析ケース②及び③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3-3 に示す。

表 3-3 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②		ケース③	
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース	
地盤物性		平均値		平均値+1 σ		平均値-1 σ	
地震動 (位相)	$S_s - D 1$	++*	○	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), 鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3 波) 及び水平動・鉛直動の位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 20 波より照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、すべり安全率に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②及び③を実施する。			
		-+*	○				
		+ -*	○				
		--*	○				
	$S_s - D 2$	++*	○				
		-+*	○				
		+ -*	○				
		--*	○				
	$S_s - D 3$	++*	○				
		-+*	○				
		+ -*	○				
		--*	○				
	$S_s - F 1$	++*	○				
		-+*	○				
	$S_s - F 2$	++*	○				
		-+*	○				
	$S_s - F 3$	++*	○				
		-+*	○				
	$S_s - N 1$	++*	○				
		-+*	○				

注記 * : 耐震評価にあたっては、「土木学会 2005 年 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」に従い、水平方向の位相反転を考慮する。また、評価対象が地盤であることから、スペクトル適合波である $S_s - D 1$, $S_s - D 2$ 及び $S_s - D 3$ について鉛直動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。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、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。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

前面護岸の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。改良地盤及び置換工は埋設されているため風の影響は考慮しない。なお、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に基づき、風の影響を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

前面護岸の地震応答解析において、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、前面護岸（改良地盤及び置換工）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 4.9kN/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_s ）

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-4 に示す。

表 3-4 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + S_s$

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_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

3.4 入力地震動

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底面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 3-3 に入力地震動算定の概念図を、図 3-4～図 3-17 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。

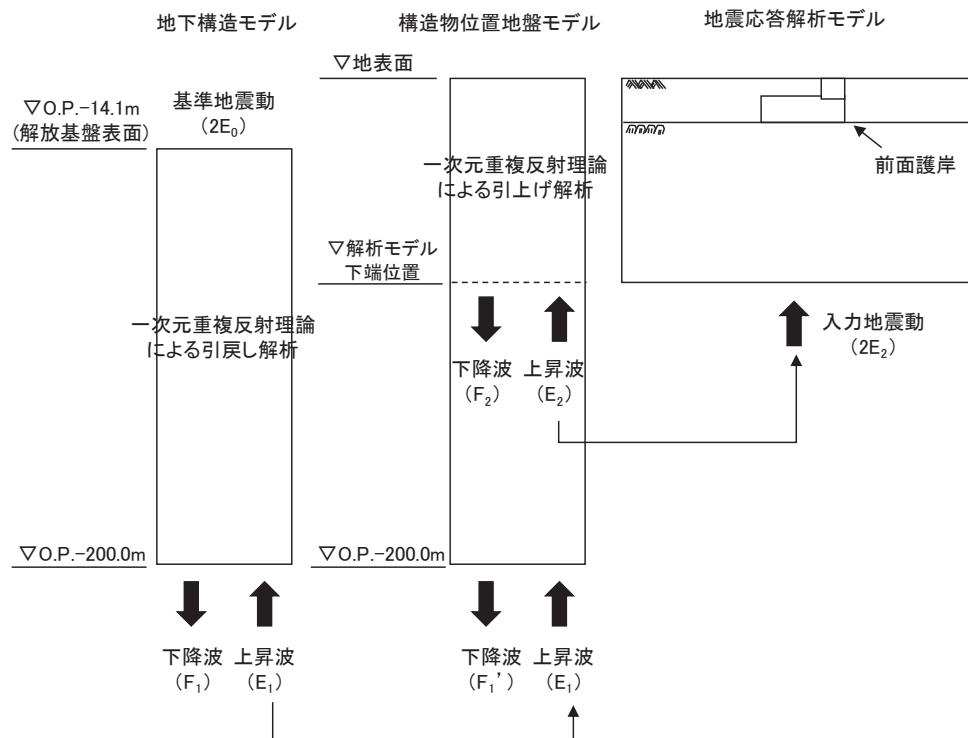
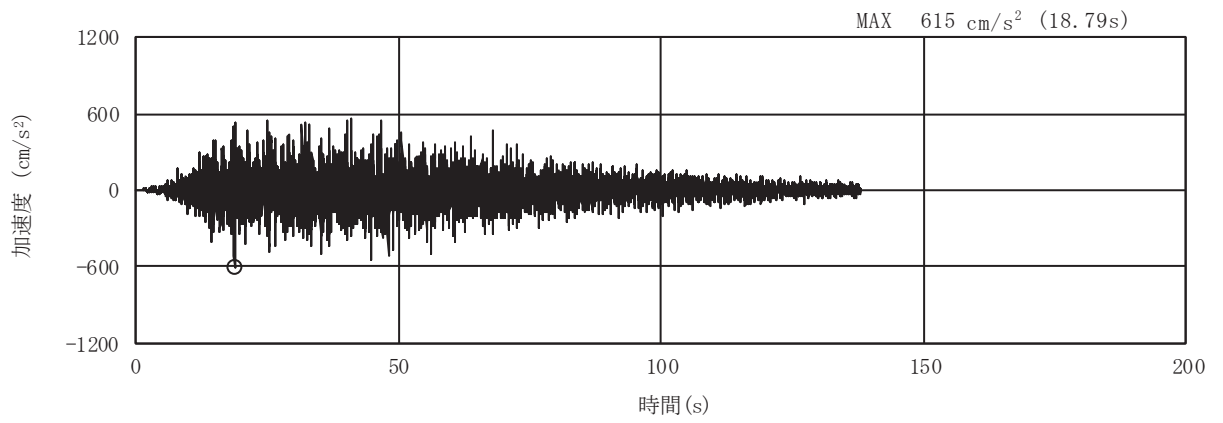
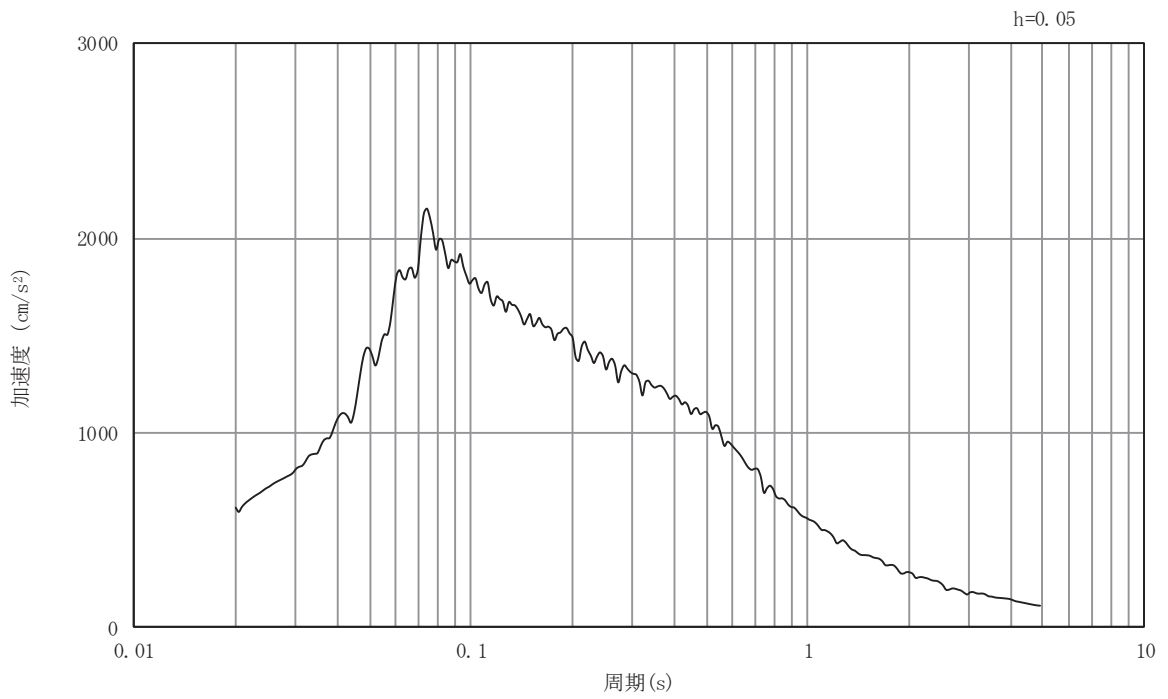


図 3-3 入力地震動算定の概念図 (基準地震動 S_s)

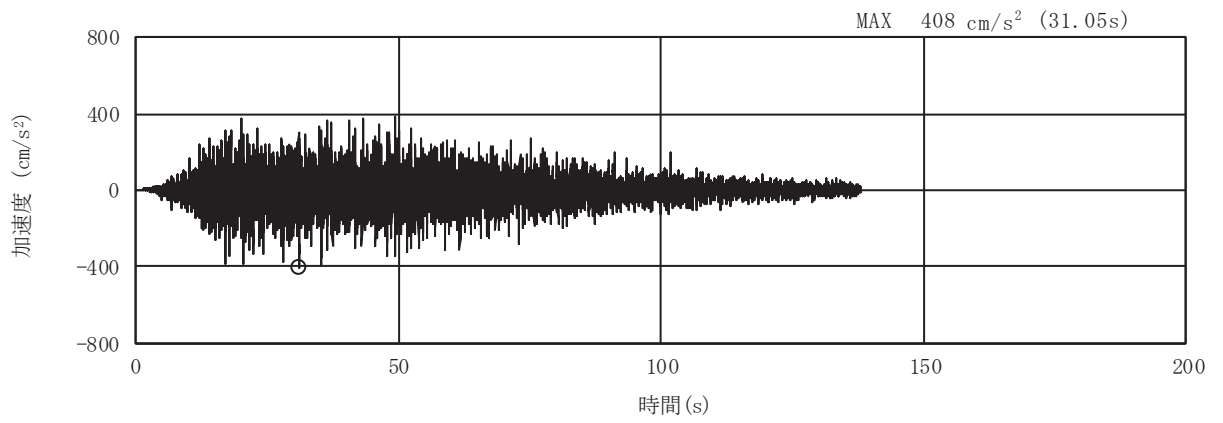


(a) 加速度時刻歴波形

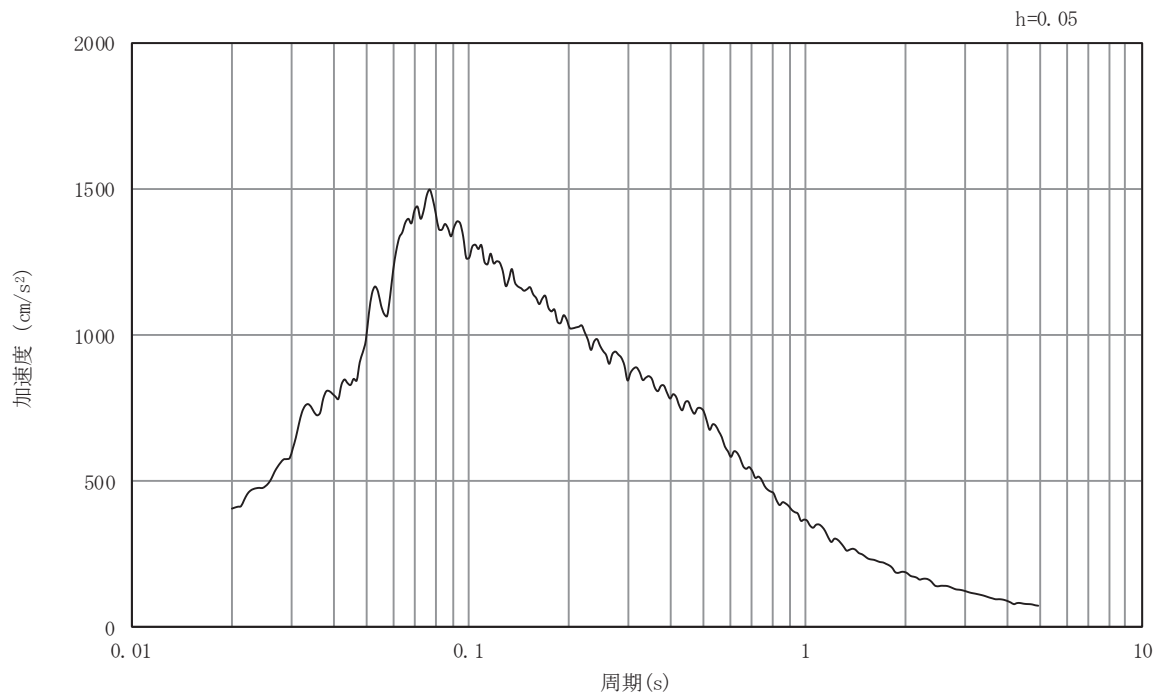


(b) 加速度応答スペクトル

図3-4 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 1)

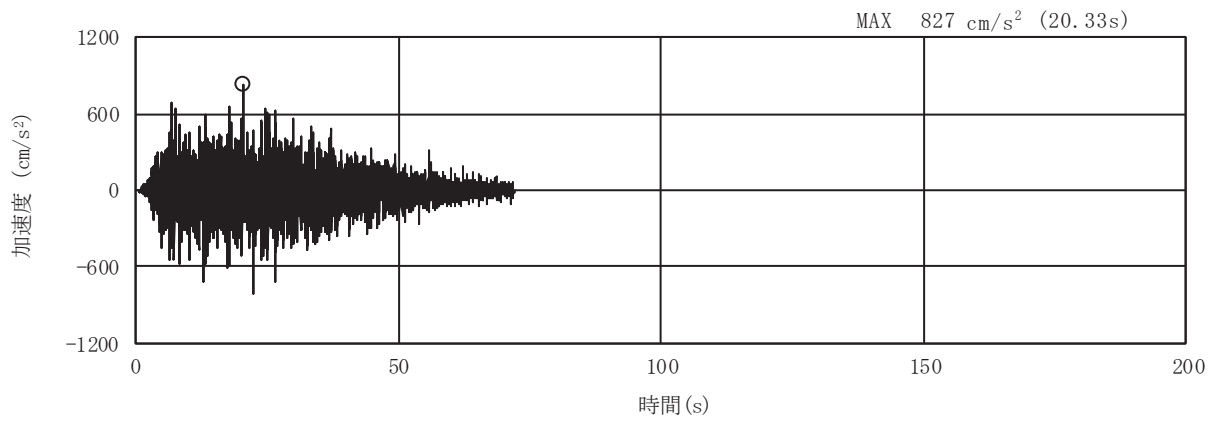


(a) 加速度時刻歴波形

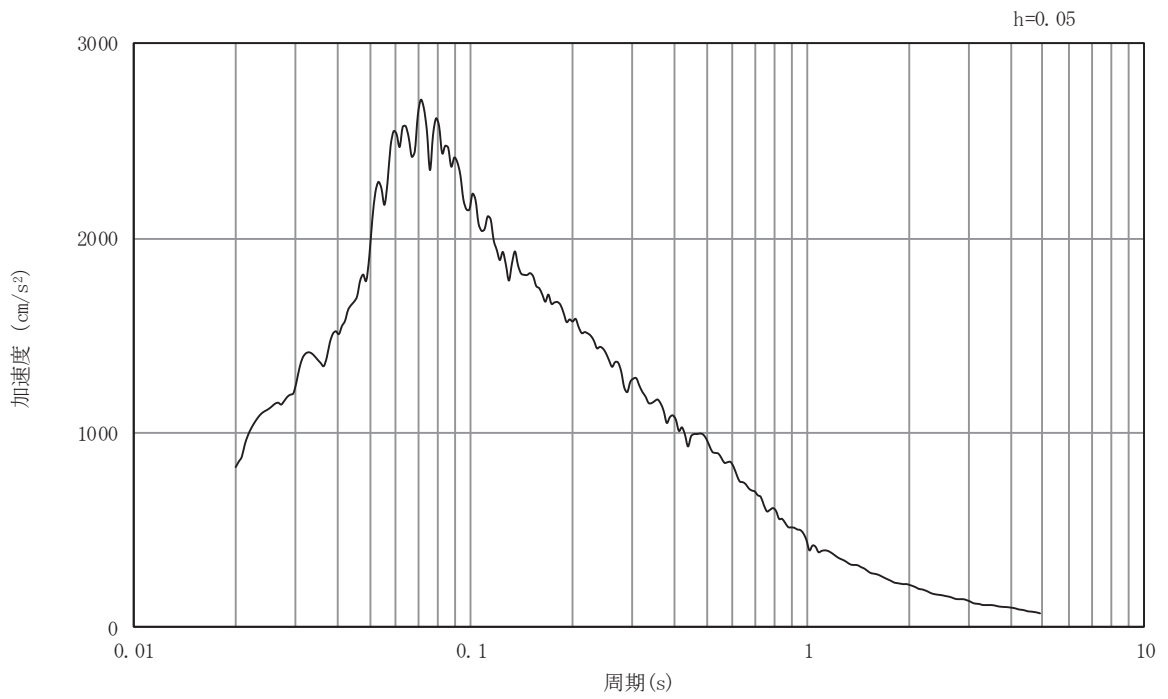


(b) 加速度応答スペクトル

図3-5 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 1)

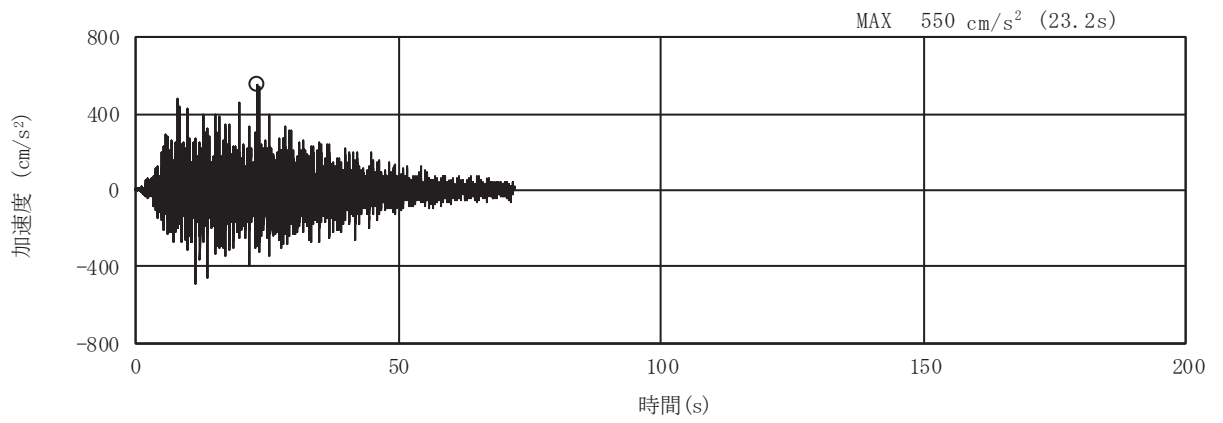


(a) 加速度時刻歴波形

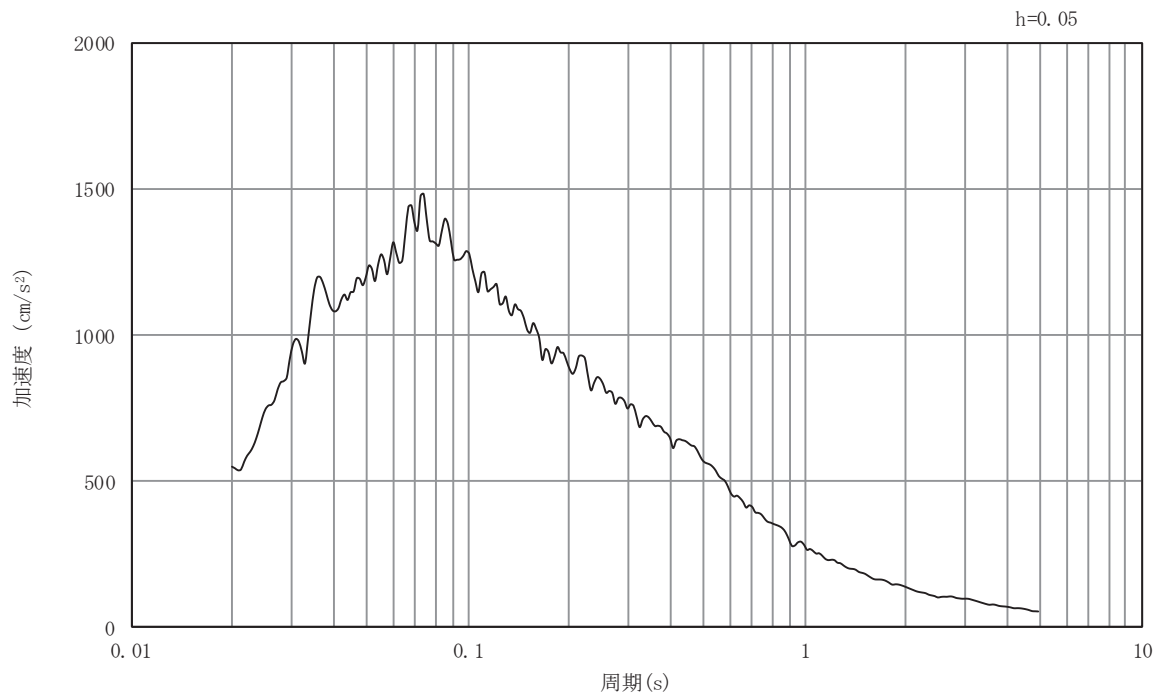


(b) 加速度応答スペクトル

図3-6 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 2)

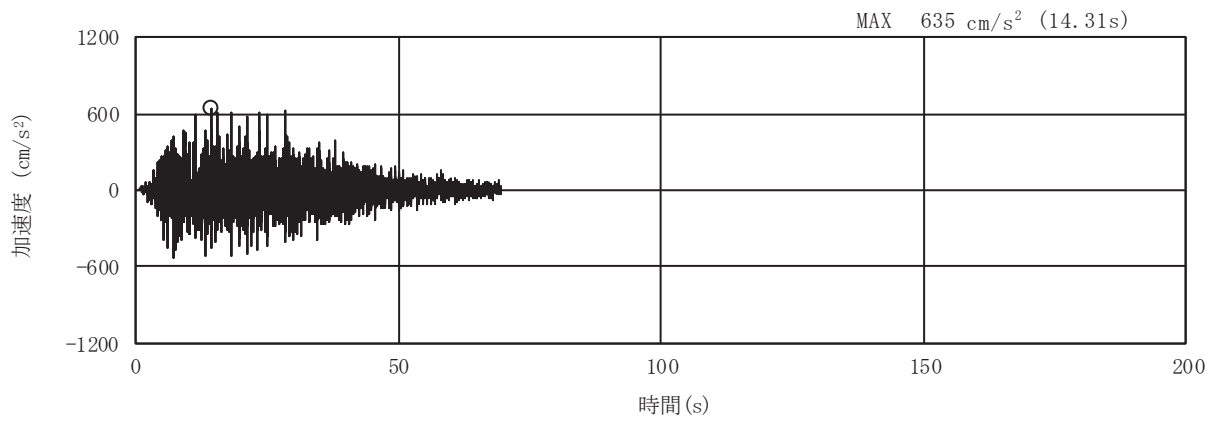


(a) 加速度時刻歴波形

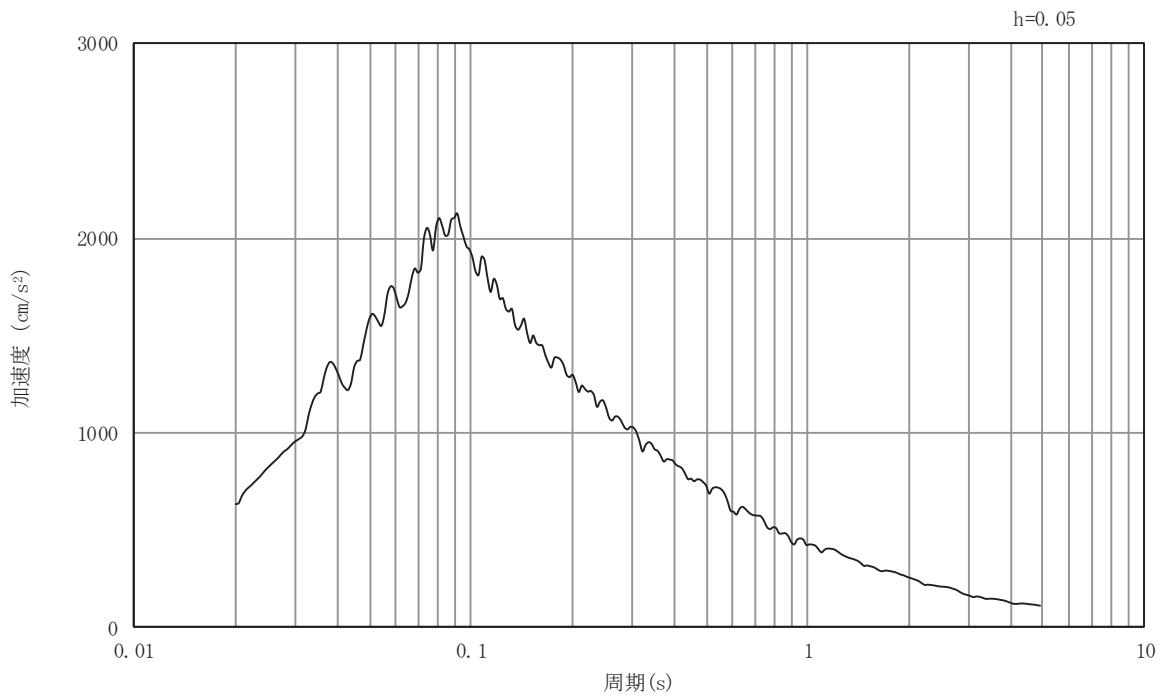


(b) 加速度応答スペクトル

図3-7 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 2)

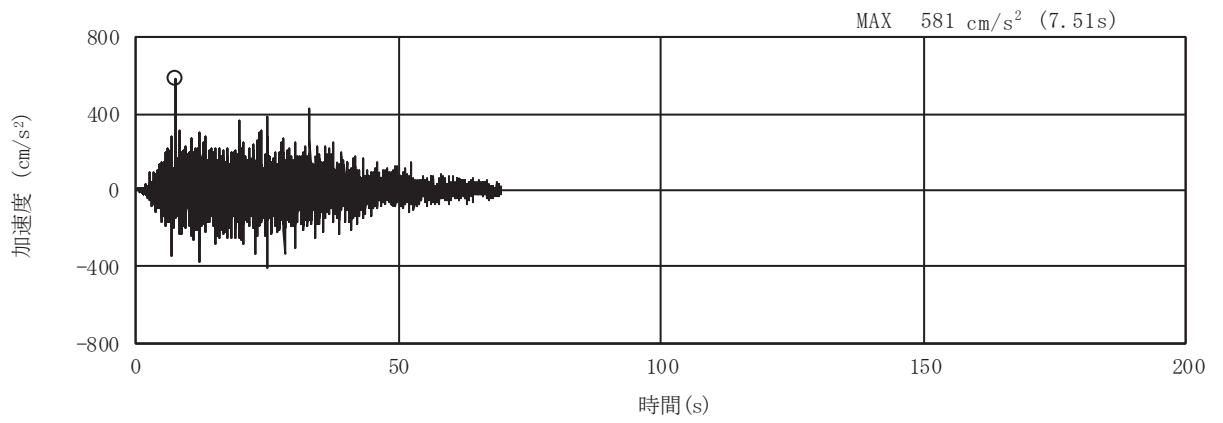


(a) 加速度時刻歴波形

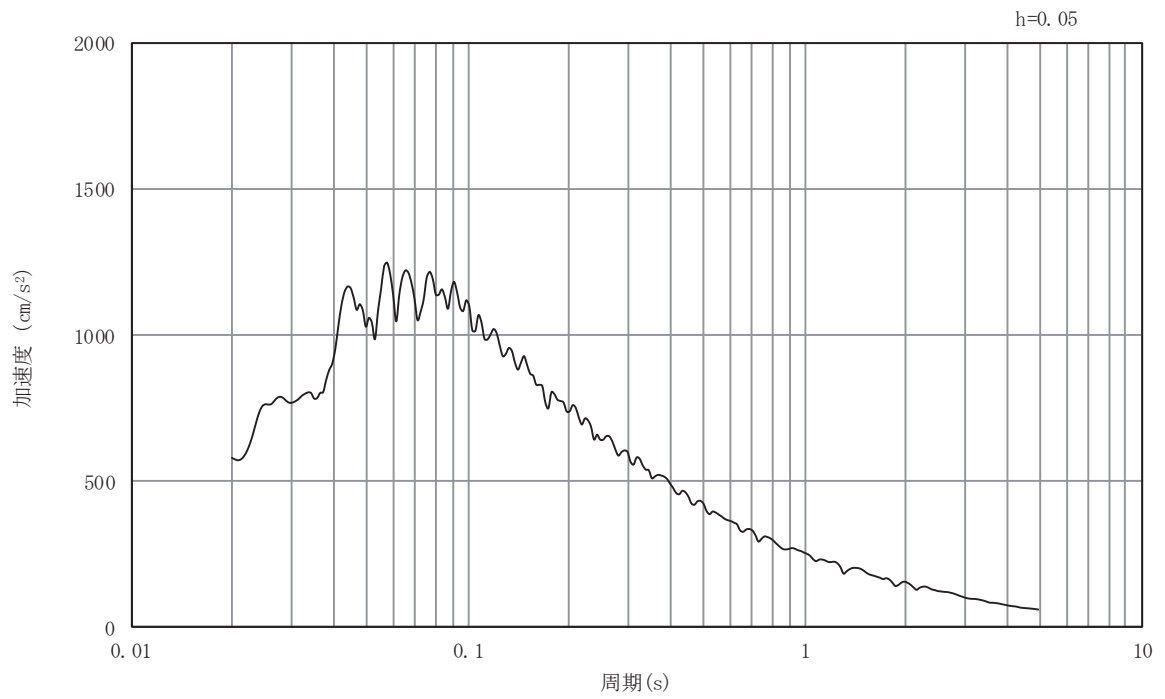


(b) 加速度応答スペクトル

図3-8 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 - D 3)

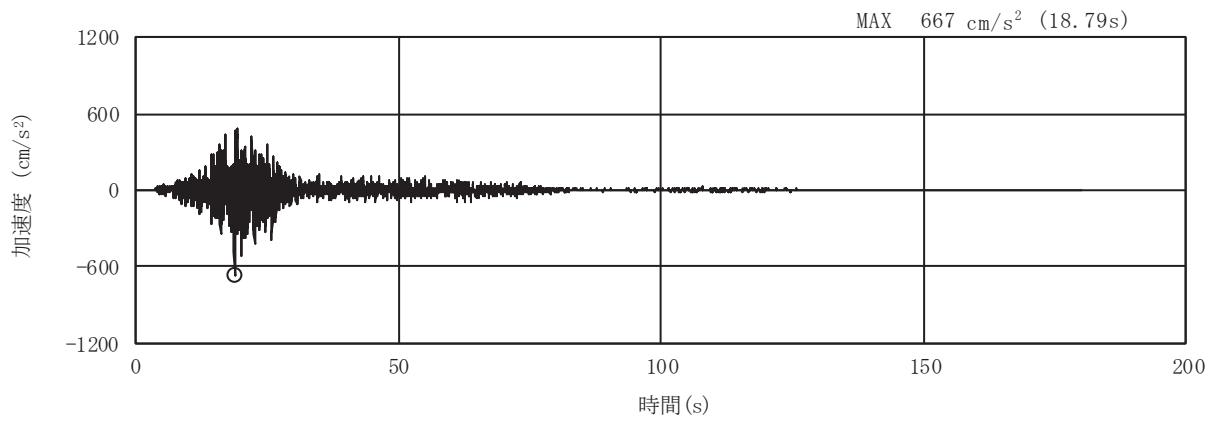


(a) 加速度時刻歴波形

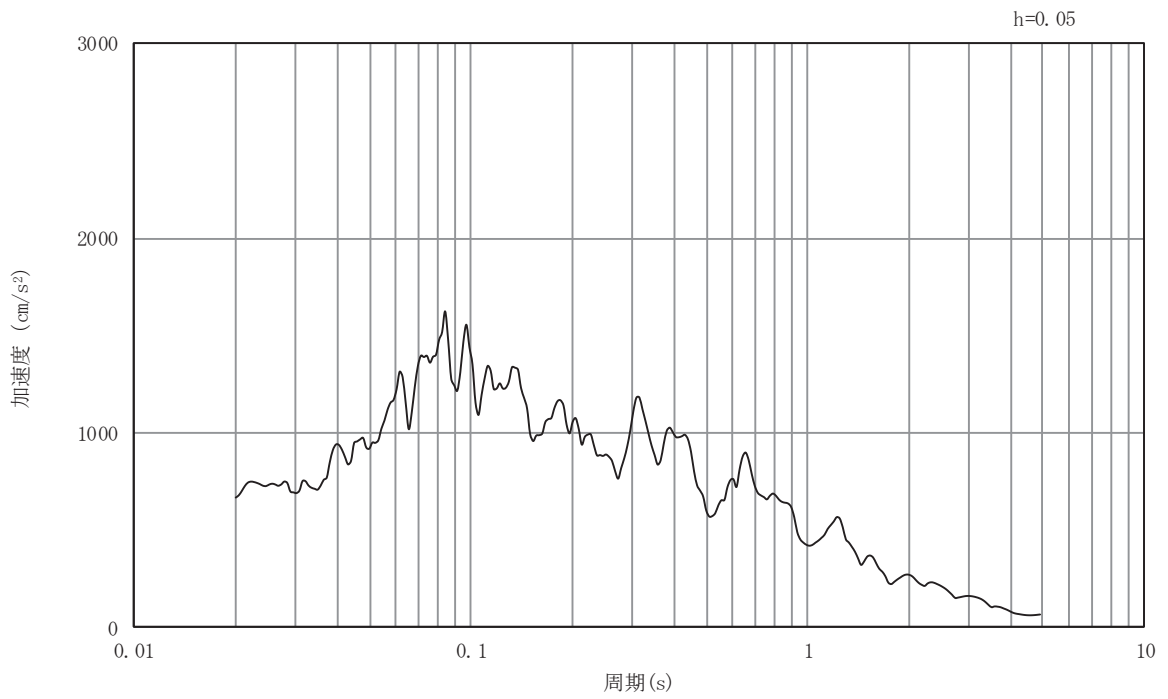


(b) 加速度応答スペクトル

図3-9 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 - D 3)

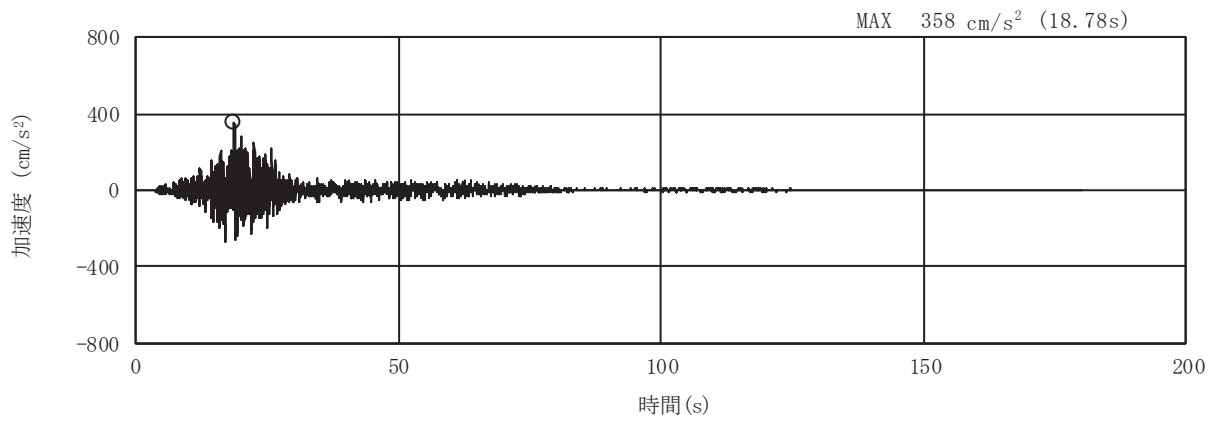


(a) 加速度時刻歴波形

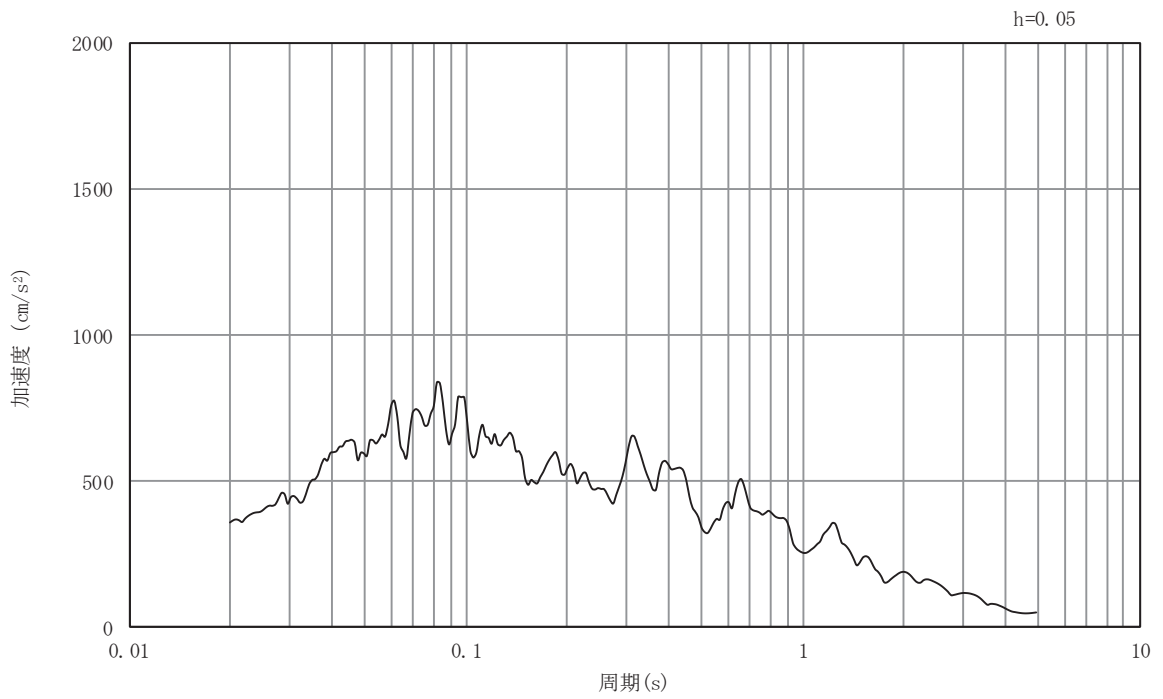


(b) 加速度応答スペクトル

図3-10 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 1)

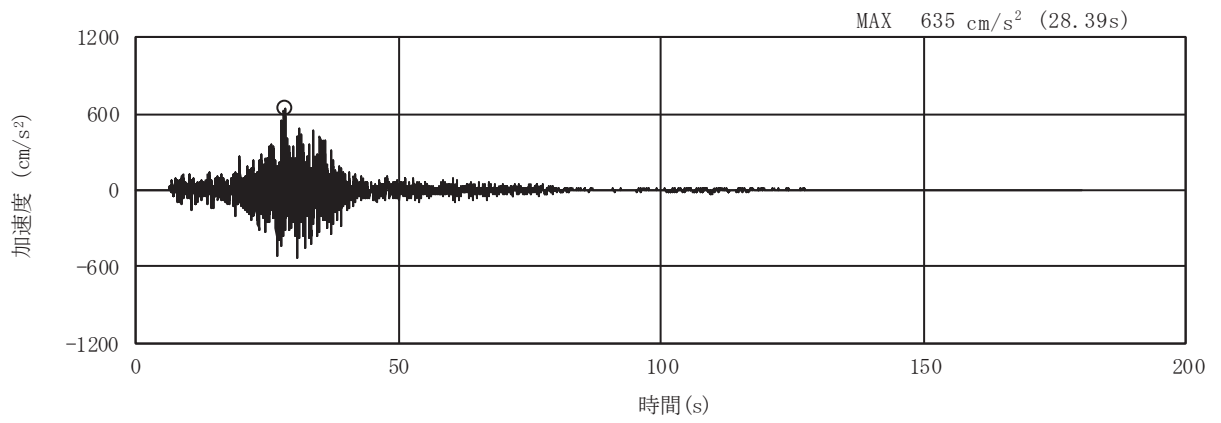


(a) 加速度時刻歴波形

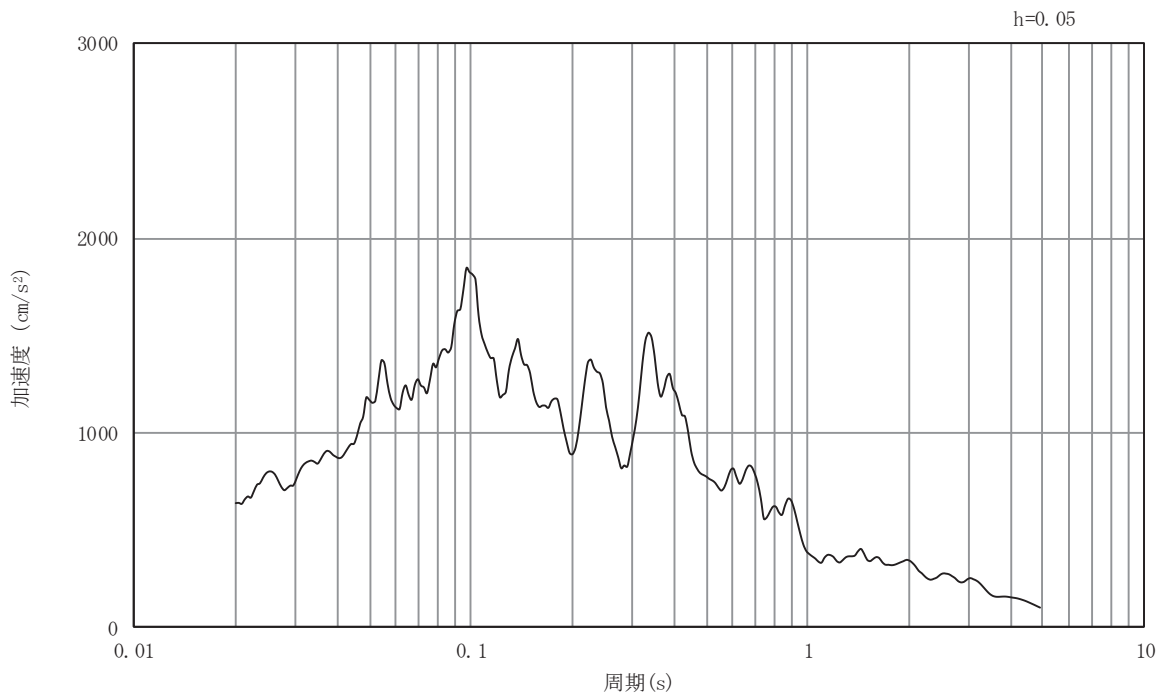


(b) 加速度応答スペクトル

図3-11 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 1)

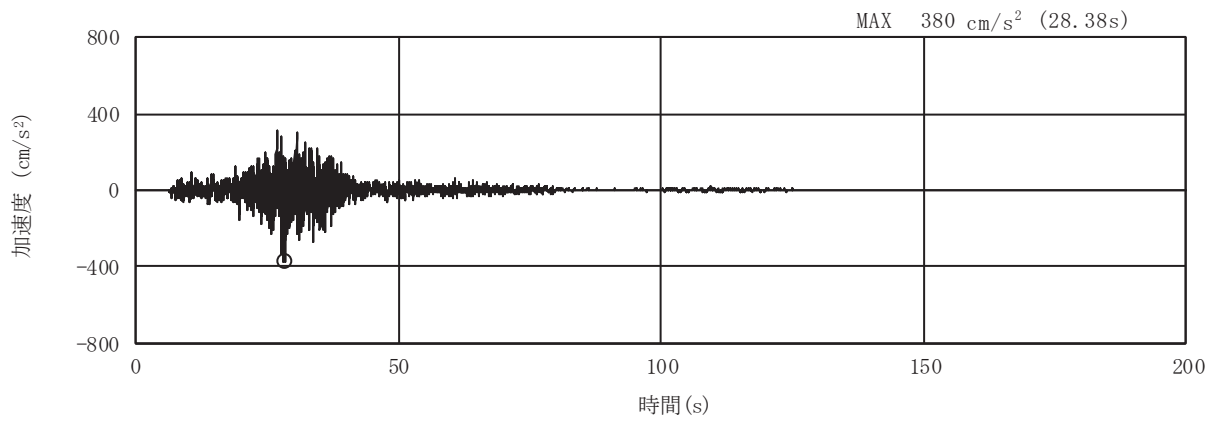


(a) 加速度時刻歴波形

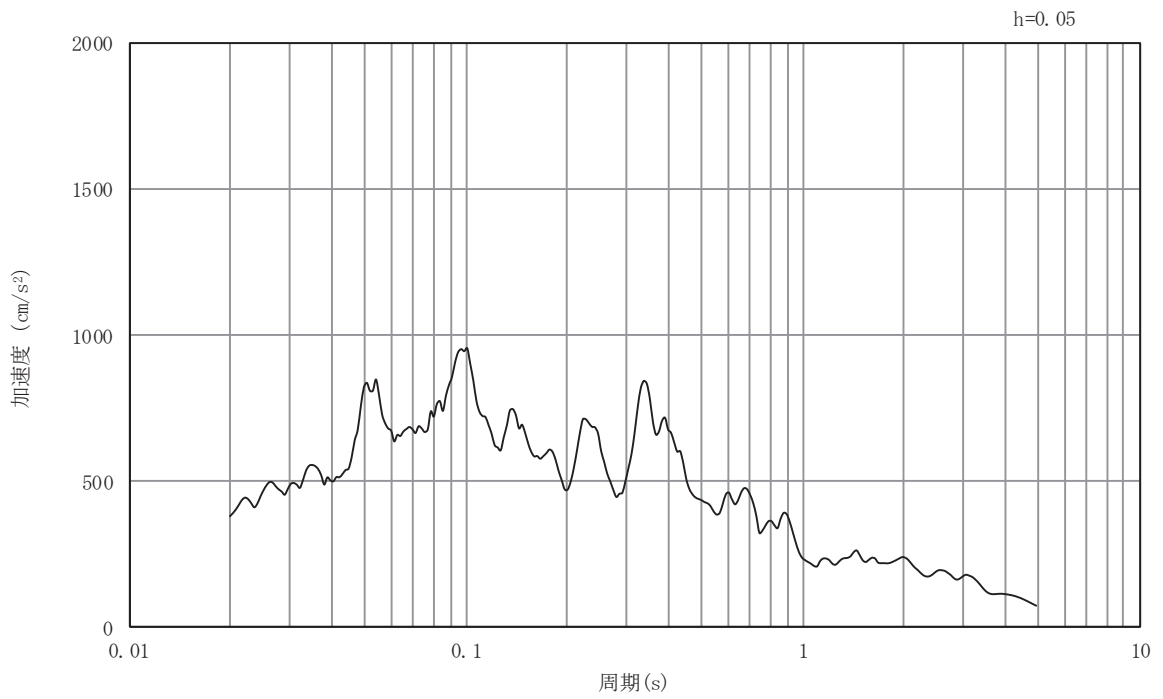


(b) 加速度応答スペクトル

図3-12 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 2)

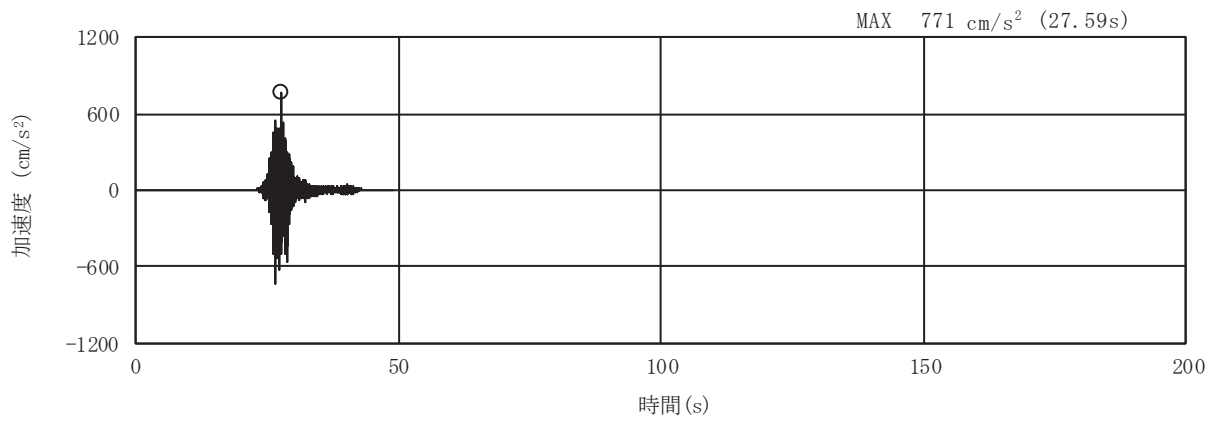


(a) 加速度時刻歴波形

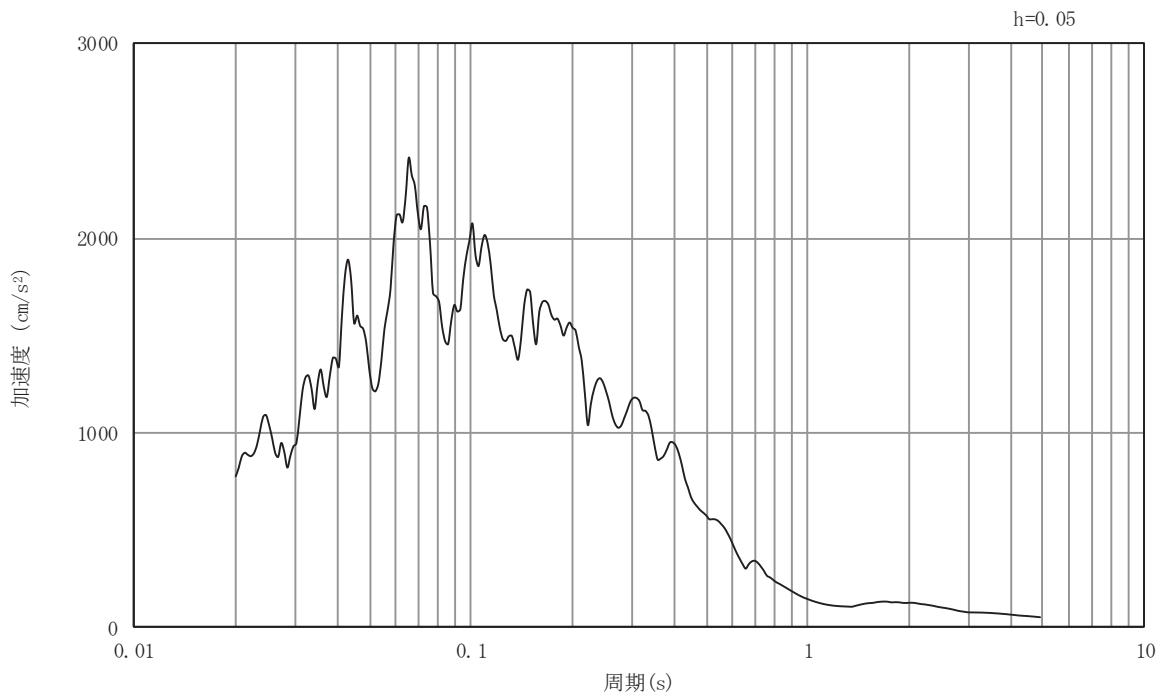


(b) 加速度応答スペクトル

図3-13 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 2)

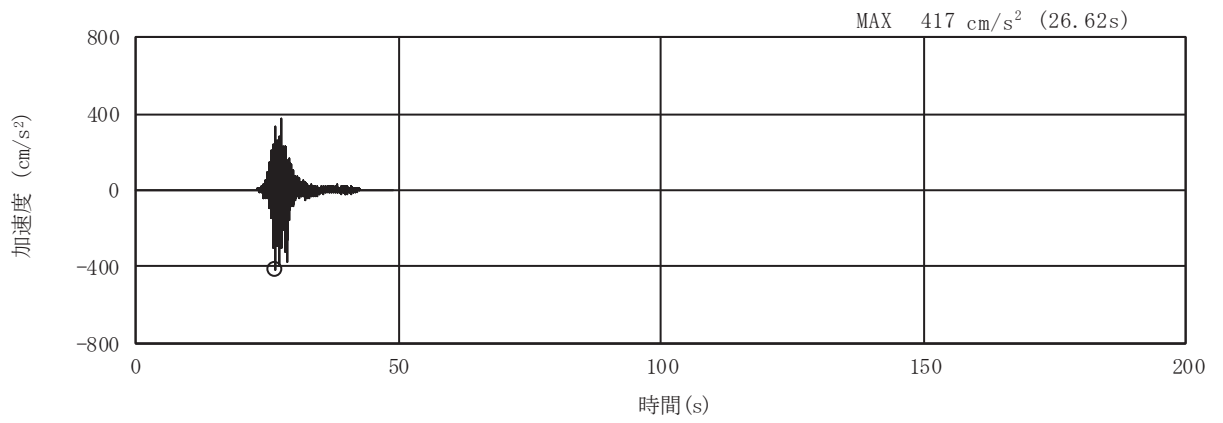


(a) 加速度時刻歴波形

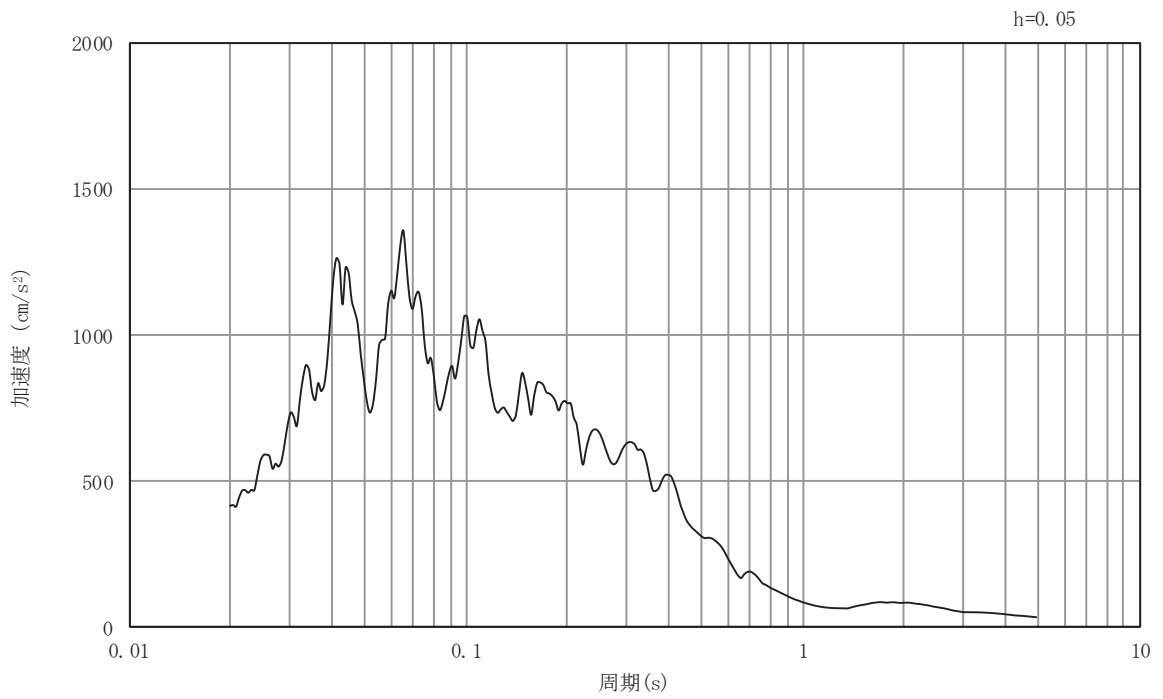


(b) 加速度応答スペクトル

図3-14 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 - F 3)

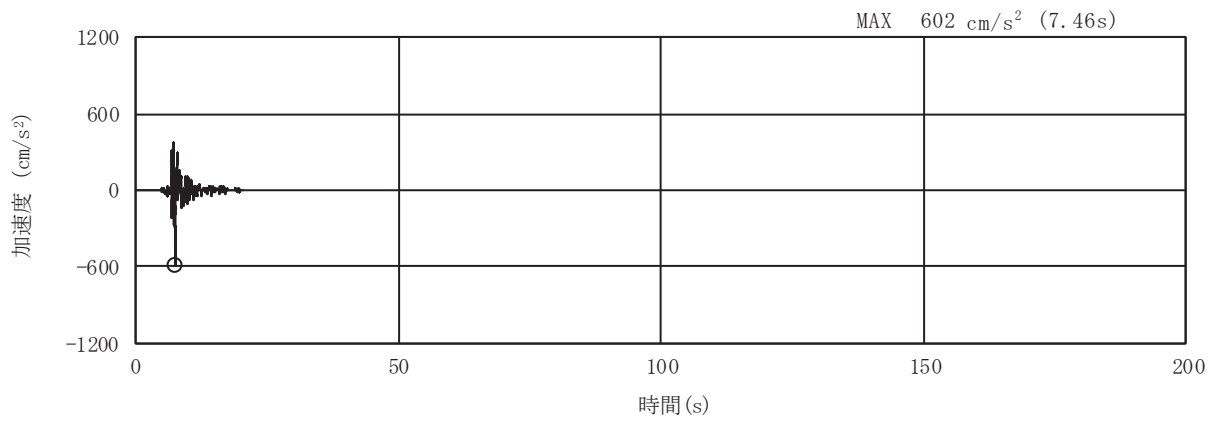


(a) 加速度時刻歴波形

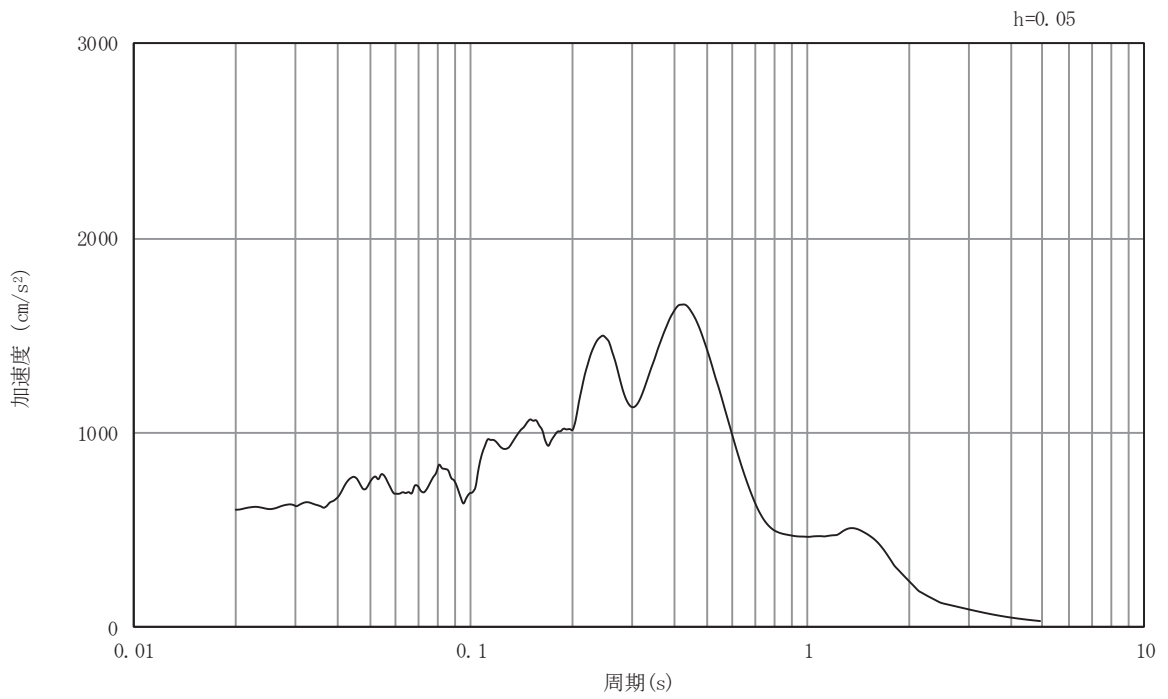


(b) 加速度応答スペクトル

図3-15 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 - F 3)

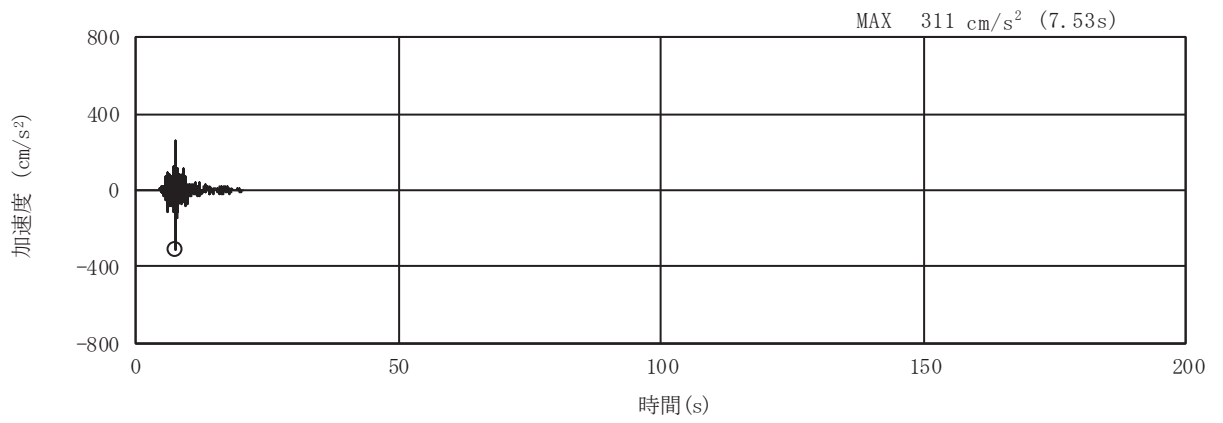


(a) 加速度時刻歴波形

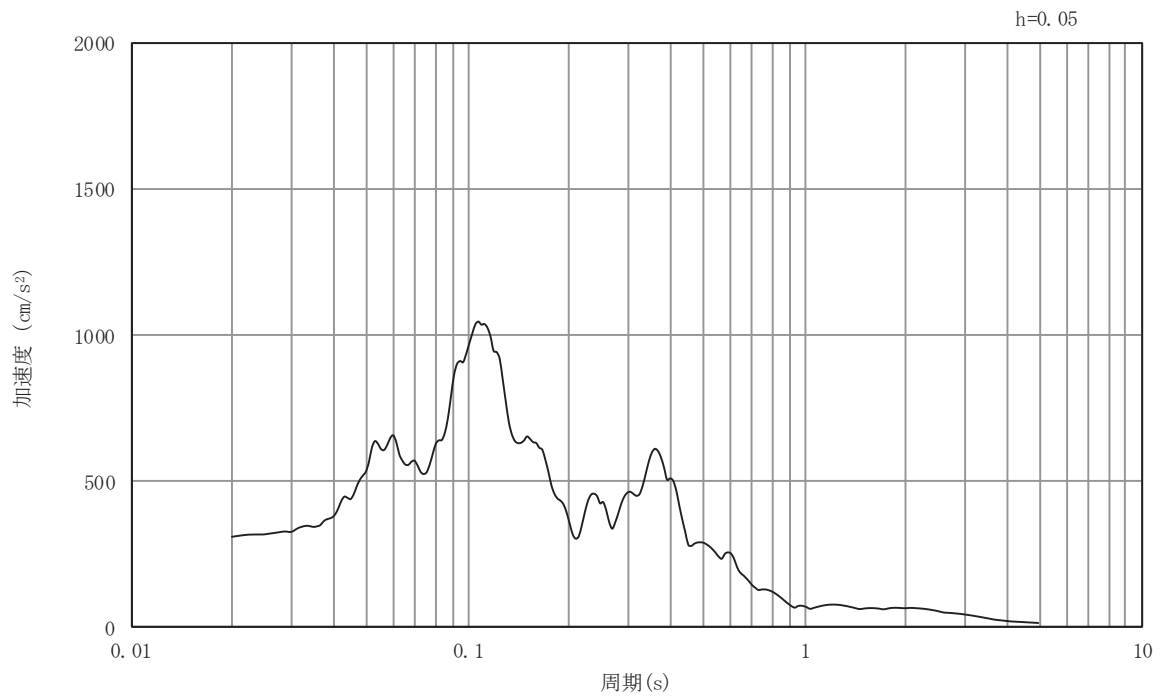


(b) 加速度応答スペクトル

図3-16 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図3-17 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

前面護岸の地震応答解析モデルを図3-18に示す。

(1) 解析領域

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤の応力状態に及ばないように、斜面や防潮堤を含む十分に広い領域とする。

(2) 境界条件

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデル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。

(3) 構造物のモデル化

防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」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。背面補強工及び置換コンクリート（一般部のみ）は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

前面護岸のうち、タイロッド式矢板護岸の鋼矢板及びタイロッドは、すべり安定性に対し安全側の評価となるようモデル化しない。

(4) 地盤のモデル化

D₁級を除く岩盤は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、盛土、旧表土、改良地盤及びD₂級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。盛土及び旧表土については、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) ジョイント要素の設定

地震時の「旧表土及び岩盤と改良地盤」及び「旧表土、盛土及び改良地盤と置換工」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。なお、防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に基づき、ジョイント要素を設定する。

(6) 海水のモデル化

海水は、海底面、置換工及び改良地盤への付加質量としてモデル化する。

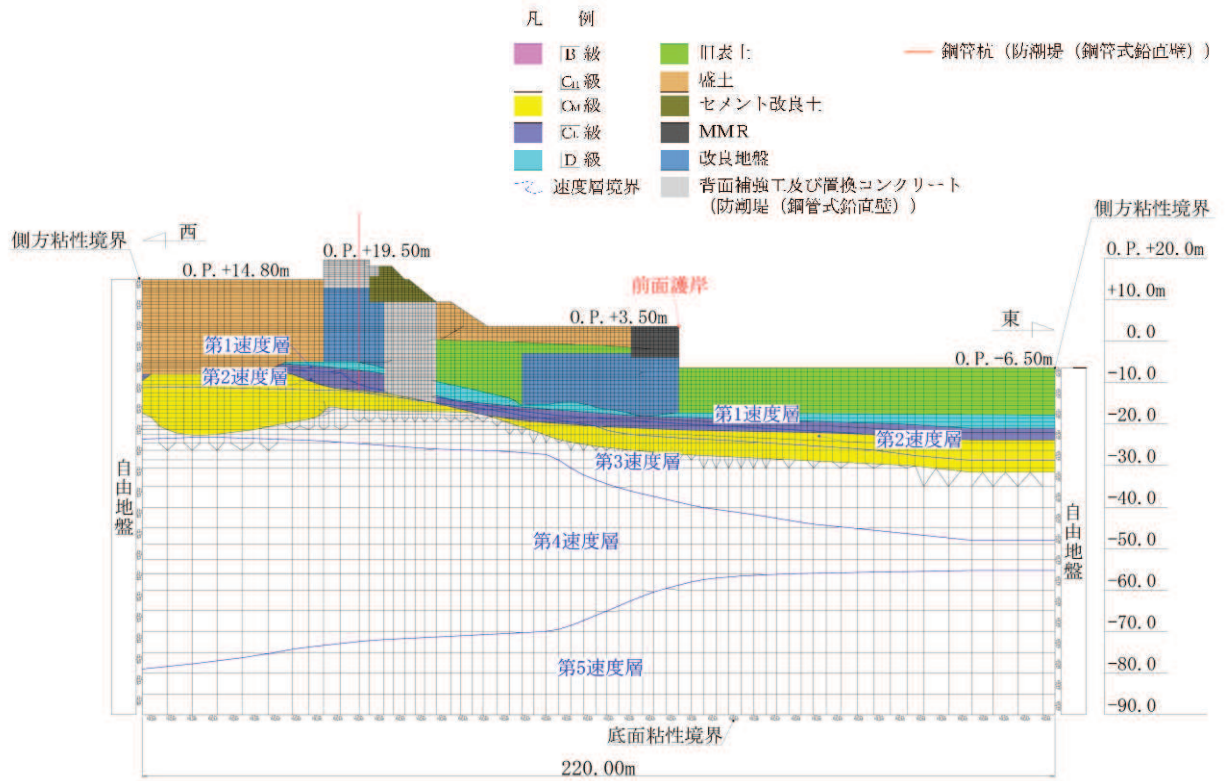


図 3-18 前面護岸の地震応答解析モデル図 (A-A 断面)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

置換工の使用材料を表 3-5 に、材料の物性値を表 3-6 に示す。なお、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の材料の物性値は、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」にて設定している物性値を用いる。

表 3-5 使用材料

材料	仕様
置換工（コンクリート）	設計基準強度 24.0N/mm ²

表 3-6 材料の物性値

材料	項目	材料諸元
置換工 （コンクリート）	ヤング係数 (N/mm ²)	2.50×10 ⁴
	ポアソン比	0.2

3.5.3 地盤の物性値

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。

3.5.4 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地下水位を表 3-7 及び図 3-19 に示す。

表 3-7 設計用地下水位

評価対象	設計用地下水位
前面護岸	0. 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（0. P. +14. 8m）を固定とした朔望平均満潮位を 0. P. +1. 43m から 0. P. +2. 43m とすることにより考慮する。

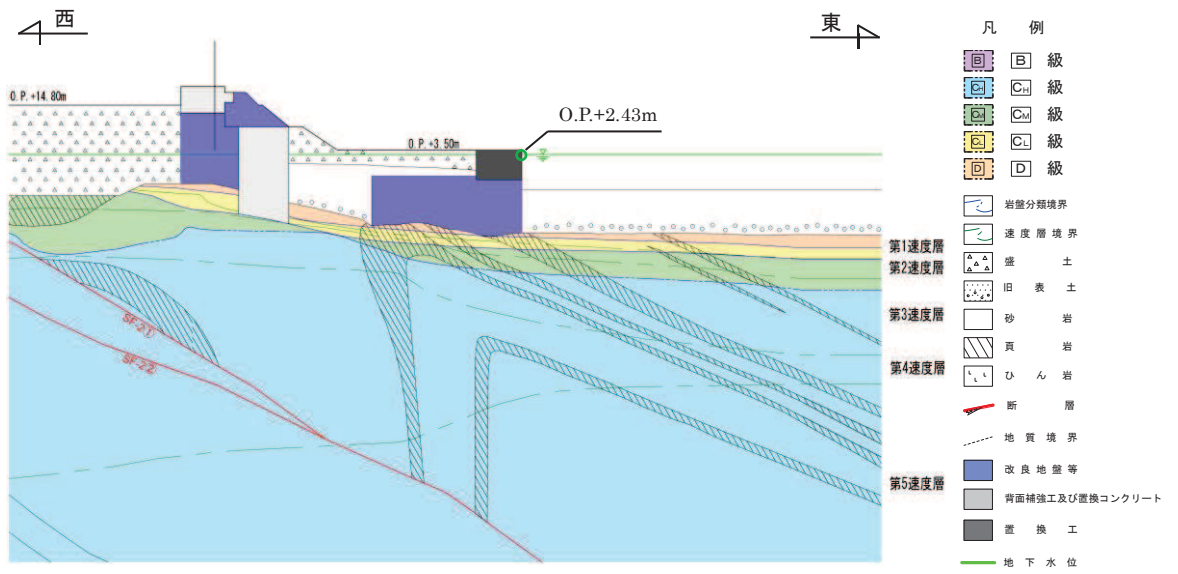


図 3-19 設計用地下水位

3.6 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。

3.6.1 改良地盤

改良地盤の健全性に対する許容限界は、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき、表3-8に示すすべり安全率とする。

表3-8 改良地盤の健全性に対する許容限界

確認項目	許容限界	
地盤の安定性を有すること	すべり安全率	1.2

3.6.2 置換工

置換工の健全性に対する許容限界は、「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド」に基づき、表3-9に示すすべり安全率とする。

表3-9 置換工の健全性に対する許容限界

確認項目	許容限界	
地盤の安定性を有すること	すべり安全率	1.2

3.7 評価方法

前面護岸の耐震評価は、地震応答解析に基づき算定した最小すべり安全率が「3.6 許容限界」で設定した許容限界以上であることを確認する。

3.7.1 改良地盤の健全性評価

改良地盤の健全性評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が許容限界以上であることを確認する。

また、改良地盤の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値-1 σ 強度）についても実施する。その際の解析ケースはケース①（基本ケース）とする。

3.7.2 置換工の健全性評価

置換工の健全性評価は、置換工を通るすべり線のすべり安全率が許容限界以上であることを確認する。

4. 耐震評価結果

4.1 改良地盤

改良地盤の最小すべり安全率を表 4-1 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 4-1 に示す。

また、強度特性のばらつきを考慮した評価として、ケース①（基本ケース）において、地盤強度を -1σ 低減させたケースの最小すべり安全率を表 4-1 に示す。

これらの結果から、改良地盤の最小すべり安全率が、改良地盤の健全性に対する許容限界以上であることを確認した。

表 4-1 改良地盤の最小すべり安全率

地震動	解析ケース	最小すべり安全率
S s -N 1 (++)	③	3.9
S s -N 1 (++)	① (平均値 -1σ 強度)	3.6

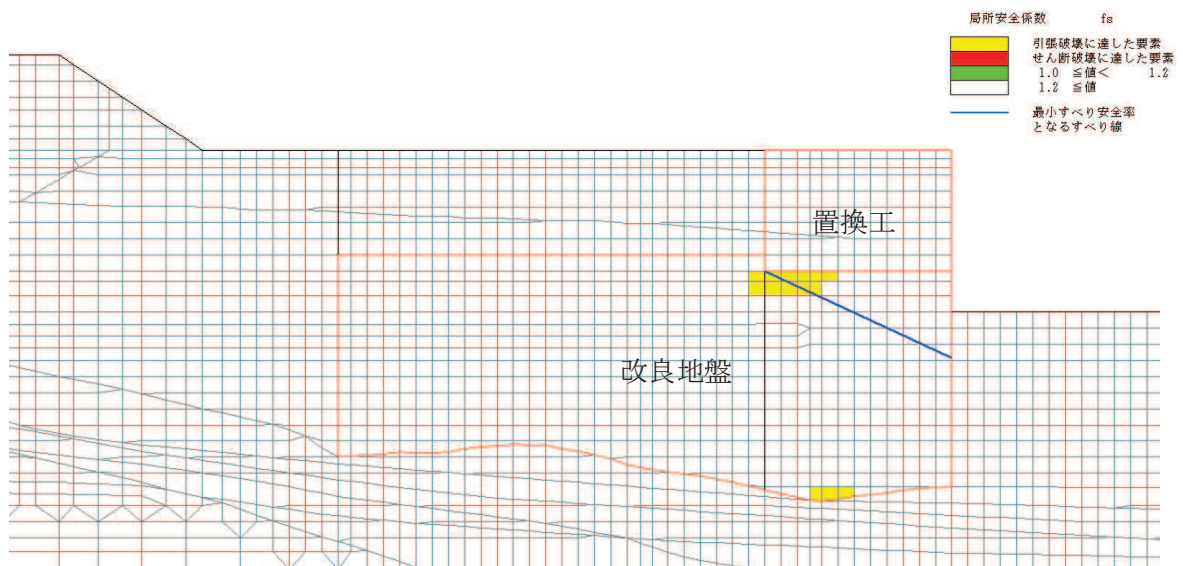


図 4-1 改良地盤の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布
(解析ケース③, S s -N 1 (++))

4.2 置換工

置換工の最小すべり安全率を表 4-2 に、最小すべり安全率となる時刻における局所安全係数分布を図 4-2 に示す。

これらの結果から、置換工の最小すべり安全率が、置換工の健全性に対する許容限界以上であることを確認した。

表 4-2 置換工の最小すべり安全率

地震動	解析ケース	最小すべり安全率
S s -N 1 (++)	③	17.6

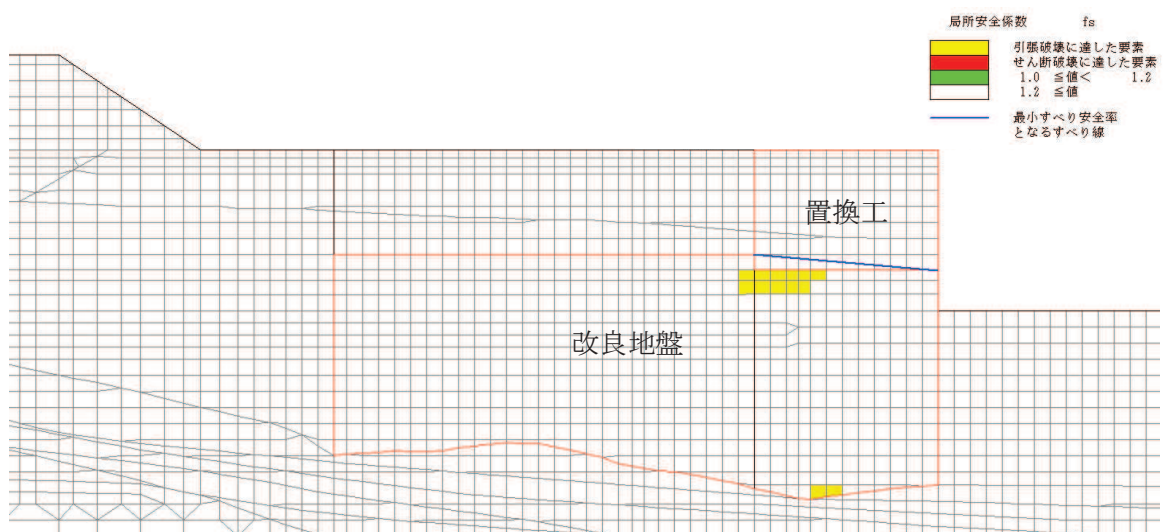


図 4-2 置換工の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布
(解析ケース③, S s -N 1 (++))

VI-2-11-2-17 第1号機取水路の耐震性についての計算書

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造及び補強の概要	3
2.3	評価方針	6
2.4	適用基準	9
3.	耐震評価	10
3.1	評価対象断面	10
3.2	解析方法	12
3.2.1	構造部材	12
3.2.2	材料物性及び地盤物性のばらつき	14
3.2.3	減衰定数	14
3.2.4	解析ケース	14
3.3	荷重及び荷重の組合せ	16
3.3.1	耐震評価上考慮する状態	16
3.3.2	荷重	16
3.3.3	荷重の組合せ	17
3.4	入力地震動	18
3.4.1	A-A断面	19
3.4.2	B-B断面	33
3.5	解析モデル及び諸元	47
3.5.1	解析モデル	47
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	49
3.5.3	地盤の物性値	50
3.5.4	地下水位	50
3.6	許容限界	51
3.6.1	構造部材の健全性に対する許容限界	51
3.6.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	57
3.7	評価方法	58
3.7.1	構造部材の健全性評価	58
3.7.2	基礎地盤の支持性能評価	63
4.	耐震評価結果	64
4.1	構造部材の健全性に対する評価結果	64
4.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	66

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、第1号機取水路が、上位クラス施設である防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地中部に位置していることから、上位クラス施設に対して波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

波及的影響の評価は、上位クラス施設の機能が保持されることを確認するために、下位クラス施設である第1号機取水路を対象に、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計に適用する基準地震動 S_s を用いた地震応答解析を行い、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、第1号機取水路が十分な構造強度を有することを確認する。

なお、第1号機取水路の耐震評価においては、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を考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 基本方針

2.1 位置

第1号機取水路の位置を図2-1に、波及的影響評価の対象区間を図2-2示す。

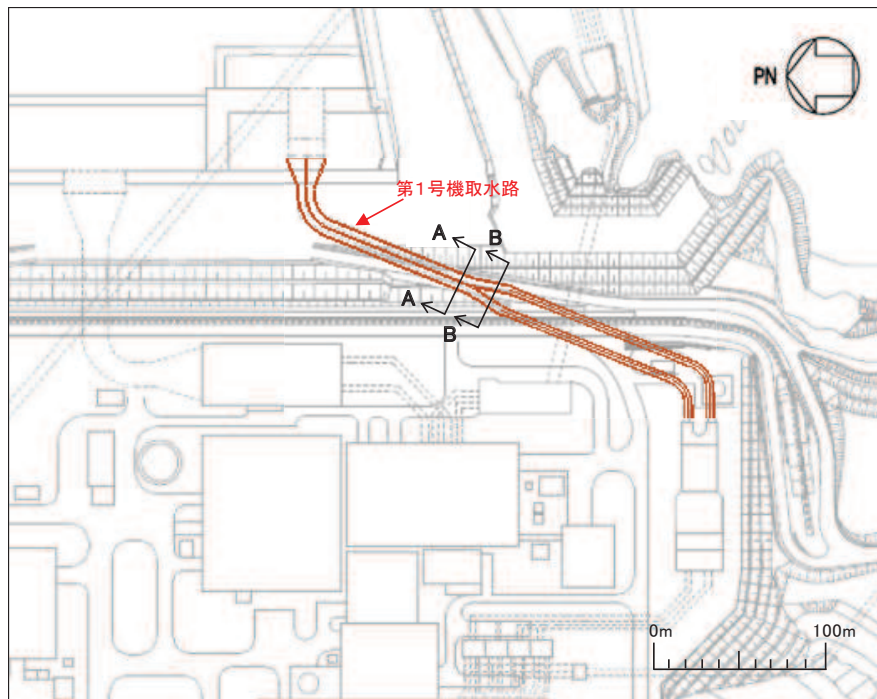


図2-1 第1号機取水路の位置図

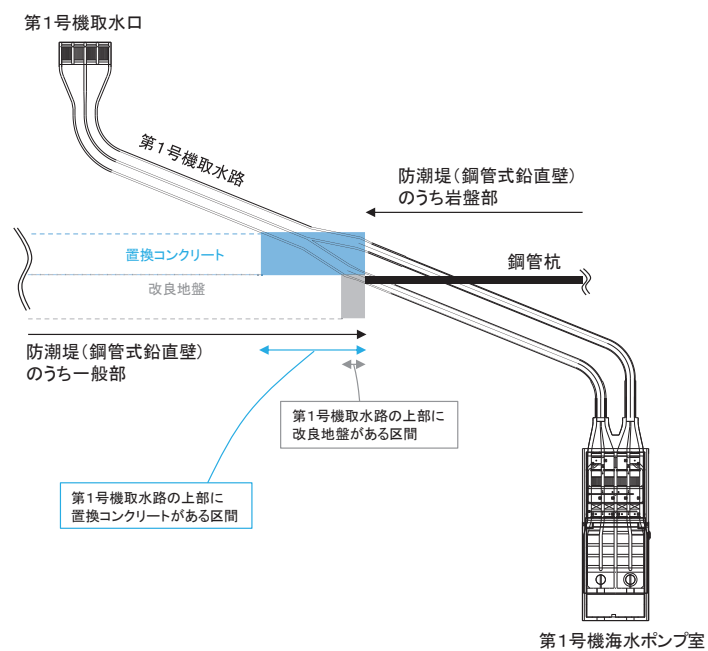


図2-2 第1号機取水路の波及的影響評価の対象区間

2.2 構造及び補強の概要

第1号機取水路の平面図を図2-1、断面図を図2-3に、耐震補強の概要図を図2-4に、概略配筋図を図2-5に示す。

第1号機取水路は、第1号機取水口と第1号機海水ポンプ室を結ぶ、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、延長約151m、内空幅[]、内空高さ[]の一連又は二連ボックスカルバート部と、延長約126m～138m、内径[]のトンネル部より構成され、延長方向に断面の変化が少ない線状構造物である。

また、第1号機取水路は、直接又はマンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

第1号機取水路の耐震性を確保するために耐震補強を実施することとし、せん断破壊に対する補強として、後施工せん断補強工法（CCb工法）によるせん断補強を実施する。

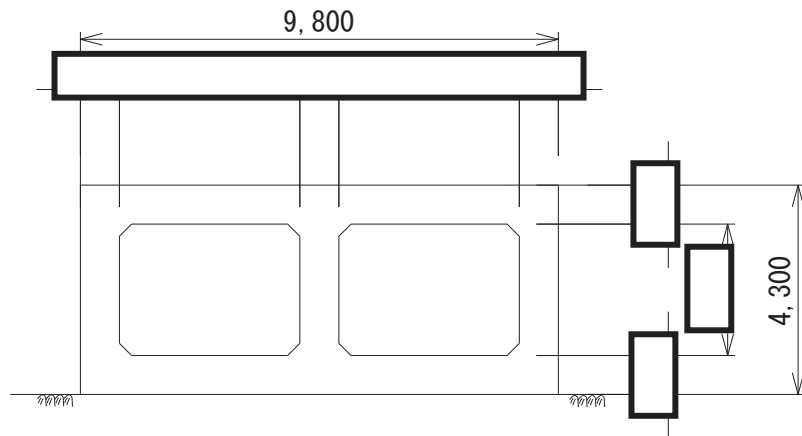
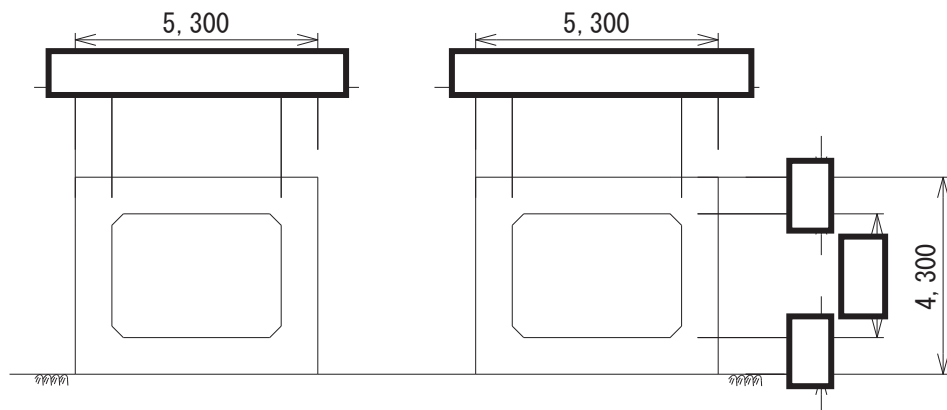


図2-3(1) 第1号機取水路の構造図（A-A断面）



（左）

（右）

図2-3(2) 第1号機取水路の構造図（B-B断面）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

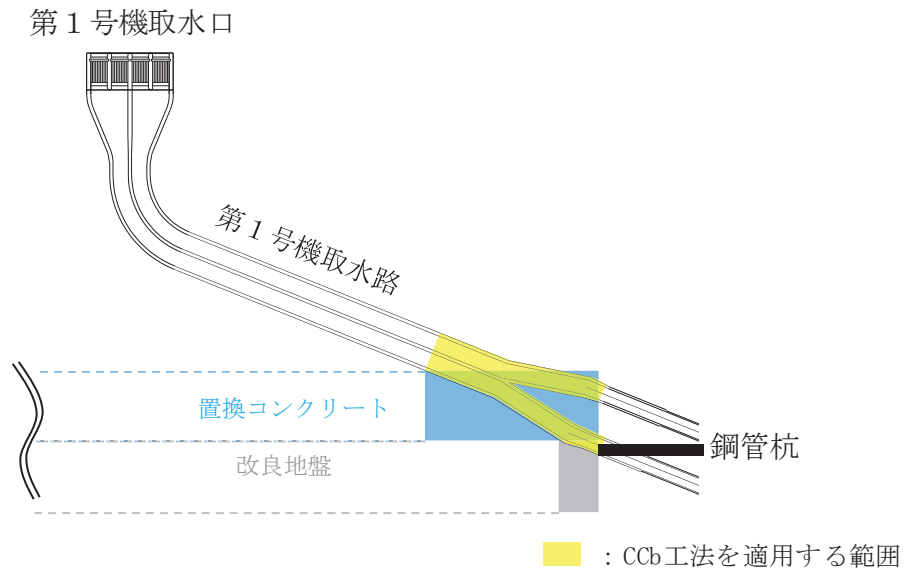
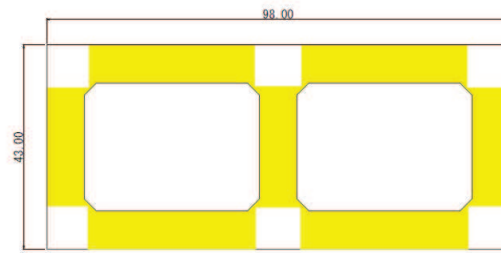
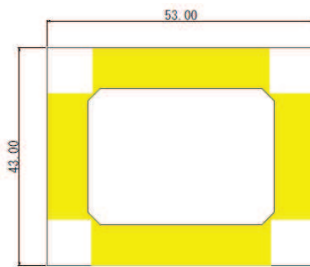


図 2-4(1) 補強計画図 (平面図)



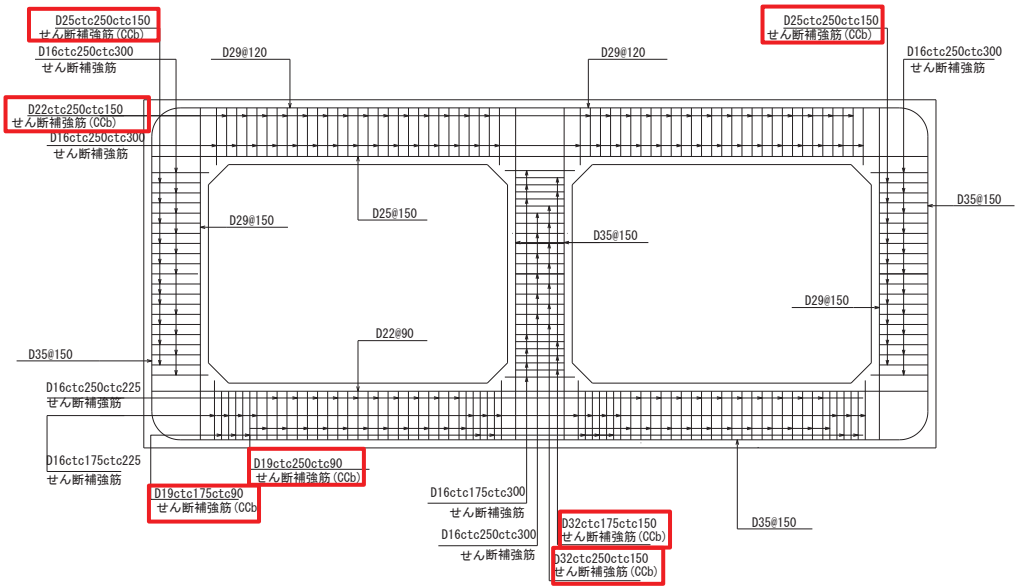
： CCb工法を適用する部材

図 2-4(2) 補強計画図 (A-A 断面)



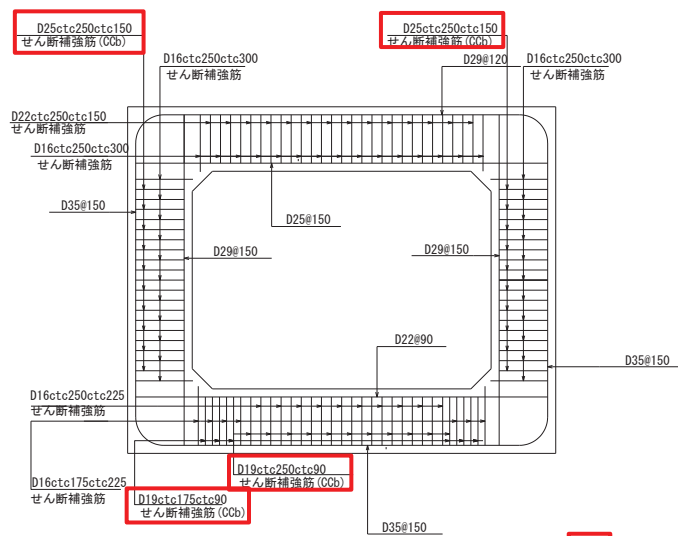
： CCb工法を適用する部材

図 2-4(3) 補強計画図 (B-B 断面, 左右取水路共通)



□ : Ccb 工法適用箇所

図 2-5(1) 第 1 号機取水路の概略配筋図 (A-A 断面)



□ : Ccb 工法適用箇所

図 2-5(2) 第 1 号機取水路の概略配筋図 (B-B 断面)

2.3 評価方針

第1号機取水路は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響評価を行う。

第1号機取水路の耐震評価フローを図2-6に示す。

第1号機取水路の波及的影響評価は、地震応答解析により得られた解析結果に基づき、表2-1の第1号機取水路の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有することを確認する。

構造部材の健全性評価については、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、曲げ・軸力系の破壊については構造部材の層間変形角が許容限界以下であることを確認する。せん断破壊に対してはせん断力が許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価においては、地震応答解析より得られた基礎地盤の接地圧が、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づく許容限界以下であることを確認する。

ここで、第1号機取水路は、運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力、温度等について、波及的影響評価における手法及び条件に有意な差異はなく、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。

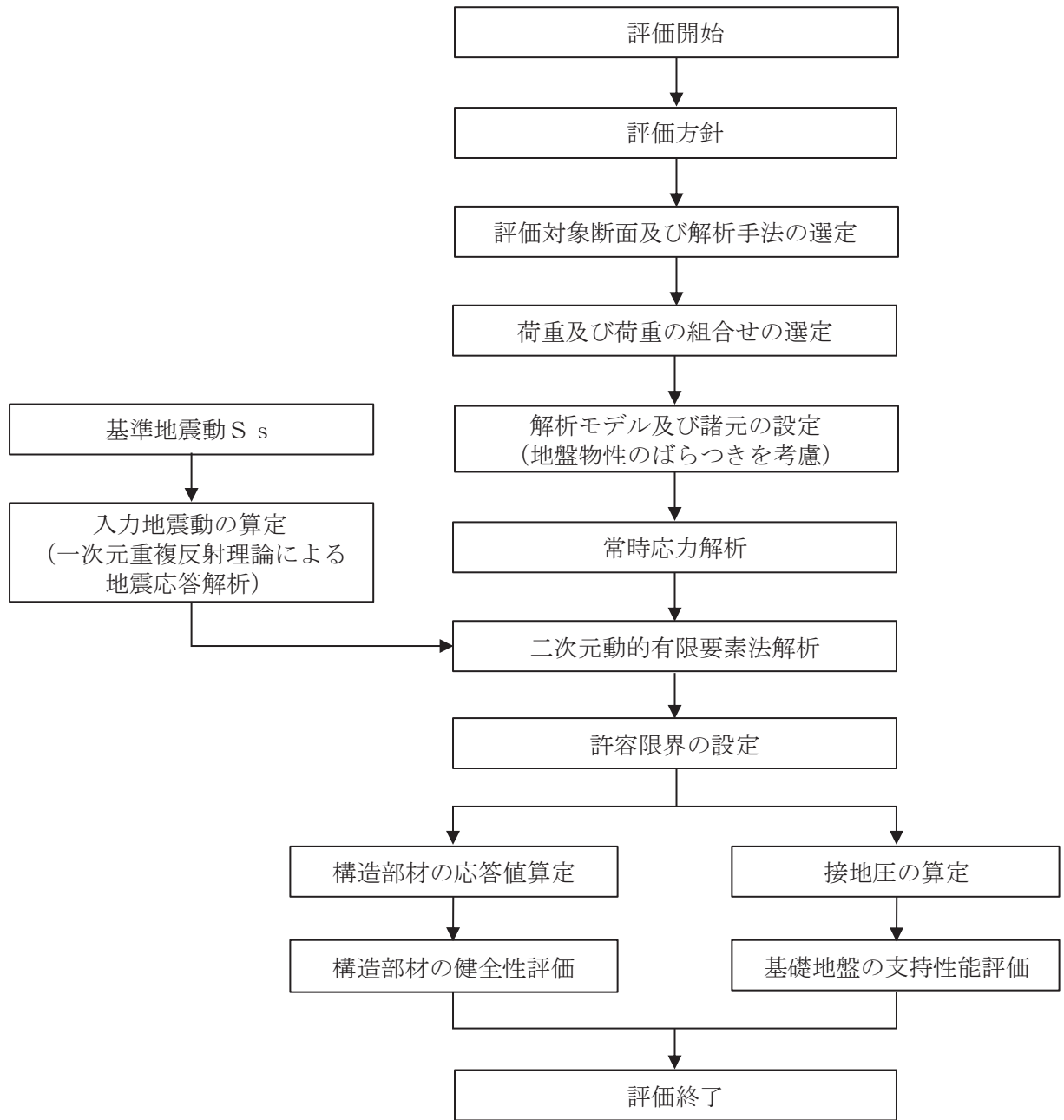


図 2-6 第 1 号機取水路の耐震評価フロー

表 2-1 第 1 号機取水路の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度 を有する こと	構造部材 の健全性	鉄筋コンク リート部材	層間変形角及びせん 断力が許容限界以下 であることを確認	曲げ軸力	限界層間変形角*
				せん断力	せん断耐力*
	基礎地盤の 支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地 圧）が許容限界以下 であることを確認	極限支持力*	

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕
- ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成25年6月19日原管地発第1306196号）
（以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。）
- ・ 日本道路協会 平成14年3月 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 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編
- ・ 土木学会 2005年 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
（以下「土木学会マニュアル」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）
- ・ 一般財団法人土木研究センター 建設技術審査証明報告書 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)」（以下「建設技術証明書」という。）

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

第1号機取水路の評価対象断面位置を図3-1に示す。第1号機取水路のうち、防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部を横断する範囲の一連ボックスカルバート及び二連ボックスカルバートから、評価対象断面を選定する。

評価対象断面は、第1号機取水路の弱軸方向である、第1号機取水路の直交断面を基本として考えるが、地震時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）が汀線直交方向に応答が大きくなる構造であることを踏まえ、汀線直交方向の断面を選定する。

第1号機取水路の評価対象断面図を図3-2及び図3-3に示す。

A-A断面：二連のボックスカルバート区間のうち、岩盤表面が深く、置換コンクリートが厚くなることで、置換コンクリートから第1号機取水路に与える荷重が大きくなることが想定される断面。

B-B断面：一連のボックスカルバート区間のうち、置換コンクリート及び改良地盤直下を横断し、かつ岩盤表面が深く、置換コンクリート及び改良地盤が厚くなることで、置換コンクリート及び改良地盤から第1号機取水路に与える荷重が大きくなることが想定される断面。

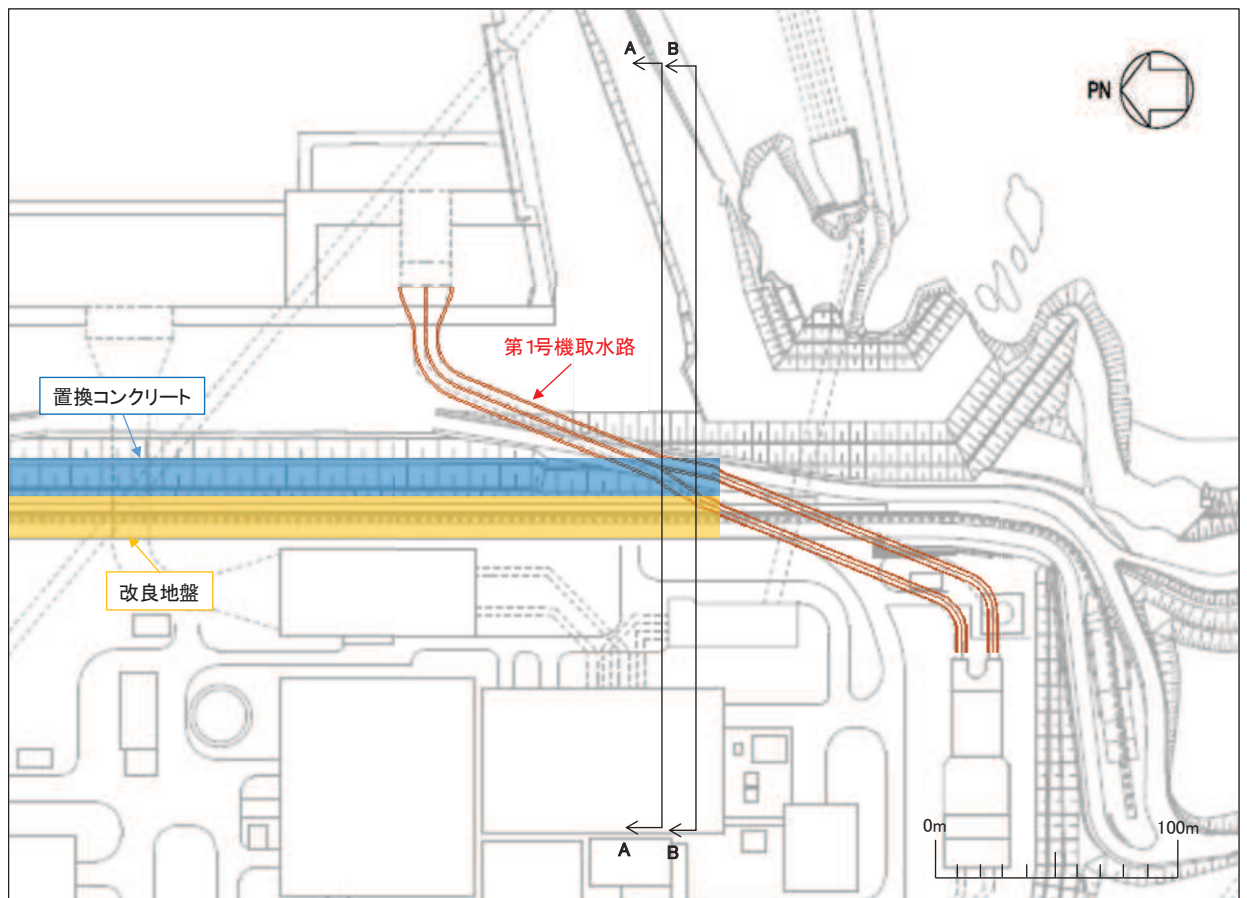


図3-1 第1号機取水路の評価対象断面位置図

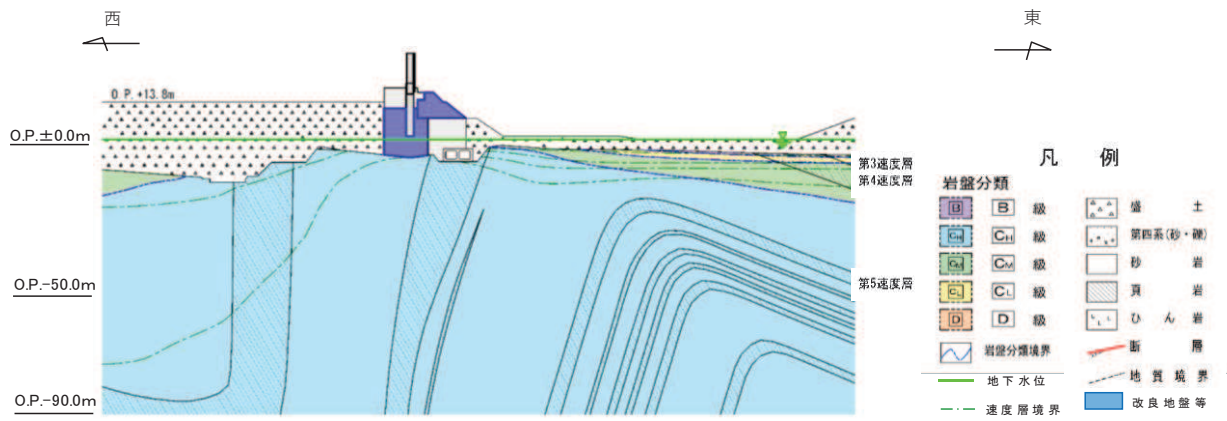


图 3-2 評価対象断面图 (A-A 断面)

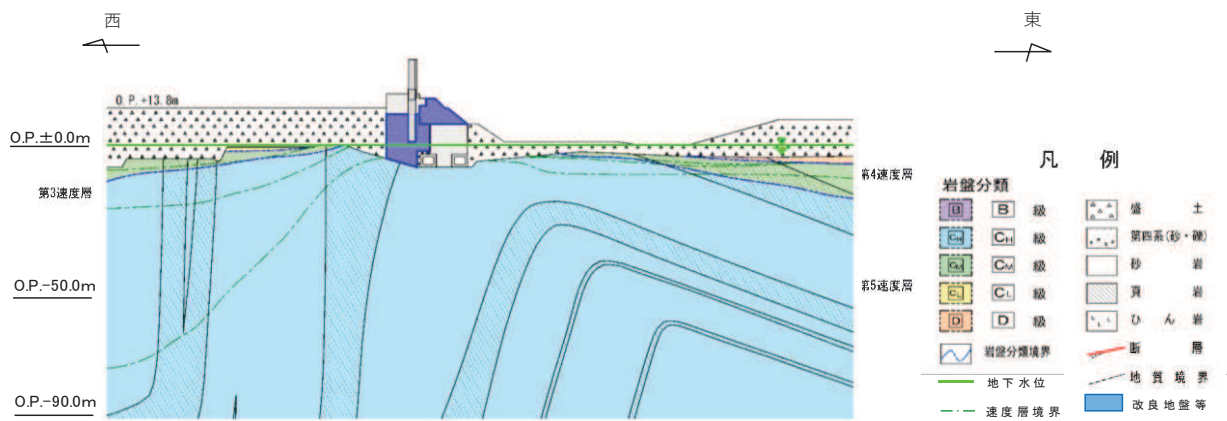


图 3-3 評価対象断面图 (B-B 断面)

3.2 解析方法

地震応答解析は、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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

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動的有限要素法により、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を行う。また、地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮できる有効応力解析とする。

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。

また、地盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。地震応答解析には、上位クラス施設である防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部と同様に、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、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。

3.2.1 構造部材

鉄筋コンクリート部材は非線形はり要素でモデル化することとし、図 3-4 に示す $M-\phi$ 関係のトリリニアモデルとする。また、履歴特性は、図 3-5 に示すとおり修正武田モデルを適用する。また、コンクリートの応力-ひずみ関係及び鉄筋の応力-ひずみ関係には、それぞれ図 3-6 及び図 3-7 に示す非線形性を考慮する。

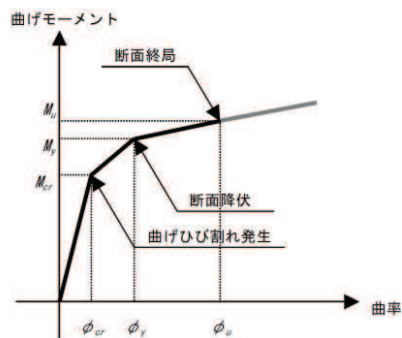


図 3-4 鉄筋コンクリート部材の $M-\phi$ 関係
 (土木学会 2005 年 原子力発電所屋外重要土木構造物の
 耐震性能照査指針・マニュアルより引用)

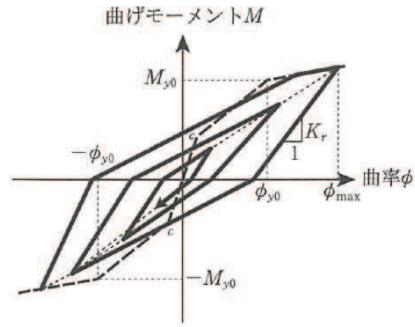


図 3-5 鉄筋コンクリート部材の履歴特性（修正武田モデル）
 （日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編より引用）

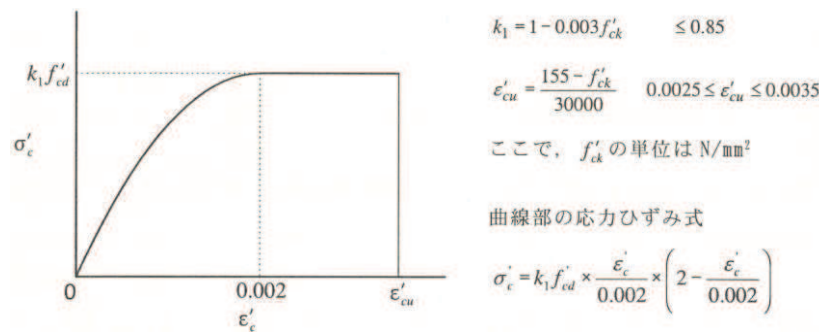


図 3-6 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）
 （土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] より引用）

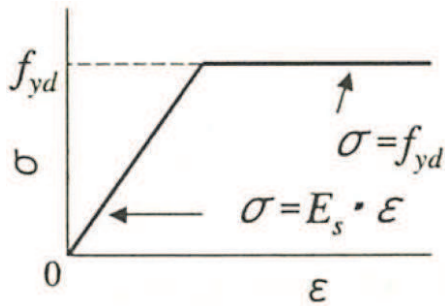


図 3-7 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）
 （土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] より引用）

3.2.2 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 3-2 及び図 3-3 に示すとおり，第 1 号機取水路の周辺には，主として盛土，セメント改良土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ており，これらの地盤のせん断変形が地震時に第 1 号機取水路の応答に影響を与えると判断されることから，これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 3-1 に示す。

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため，材料物性のばらつきと併せて表 3-1 に示す解析ケースを設定する。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②～③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また，材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④を実施することにより，材料物性のばらつきの影響を考慮する。

表 3-1 解析ケース（第 1 号機取水路）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 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。

3.2.3 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし，剛性比例型減衰 ($\alpha = 0$, $\beta = 0.002$) とする。

3.2.4 解析ケース

耐震評価においては，全ての基準地震動 S_s に対し，解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において，曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して，最も厳しい地震動を用いて，表 3-1 に示す解析ケース②～④を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3-2 に示す。

表 3-2 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 (+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		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
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ	平均値
地震動 (位相)	S _s -D 1	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -D 2	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -D 3	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -F 1	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -F 2	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -F 3	++*	○		
		-+*	○		
	S _s -N 1	++*	○		
		-+*	○		

基準地震動 S_s (7 波) 及び水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、すべり安全率及び基礎地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いてケース②~④を実施する。

照査値がいずれも 0.5 未満の場合は、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。

注記 * : 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。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、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。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

第1号機取水路の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪の影響を考慮する。埋設構造物であるため、風の影響を受けないが、防潮堤（鋼管式鉛直壁）が上部に設置されることも踏まえ、防潮堤（鋼管式鉛直壁）に風の影響を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

第1号機取水路の地震応答解析において、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) 風荷重(P_k)

風荷重については、設計基準風速を 30m/s とし、建築基準法に基づき算定する。

(5) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-3 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

P_k : 風荷重

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

3.4 入力地震動

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底面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」に示す地下構造モデルを用いる。

図 3-8 に入力地震動算定の概念図を、図 3-9 及び図 3-10 に各断面の入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。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。

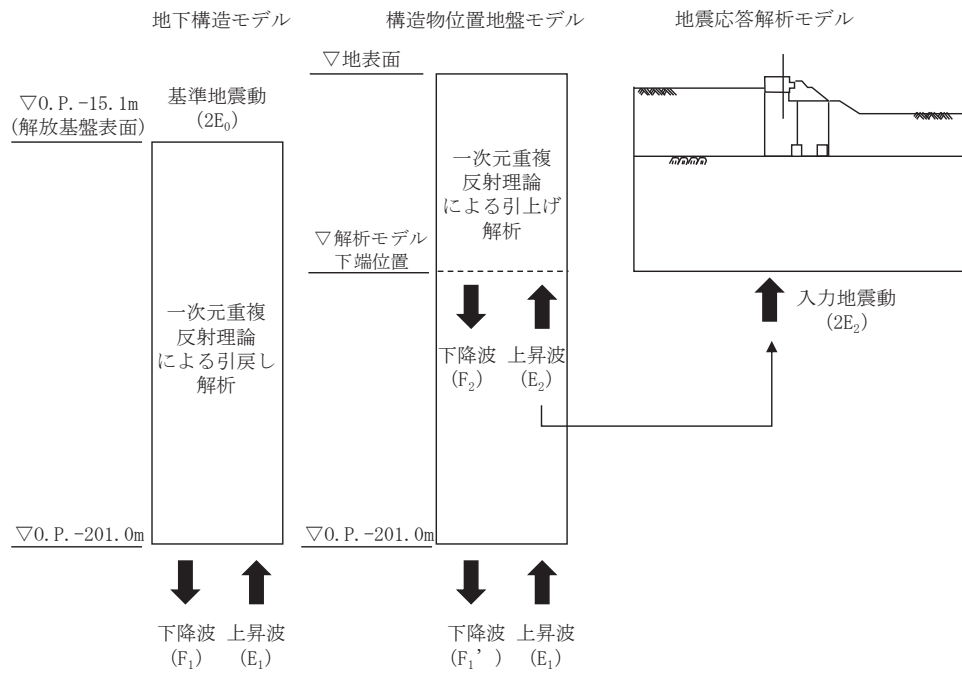
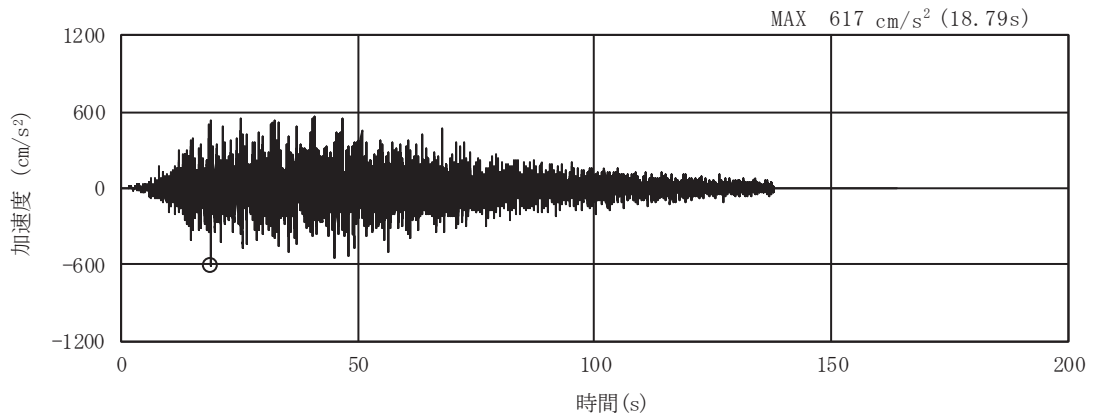
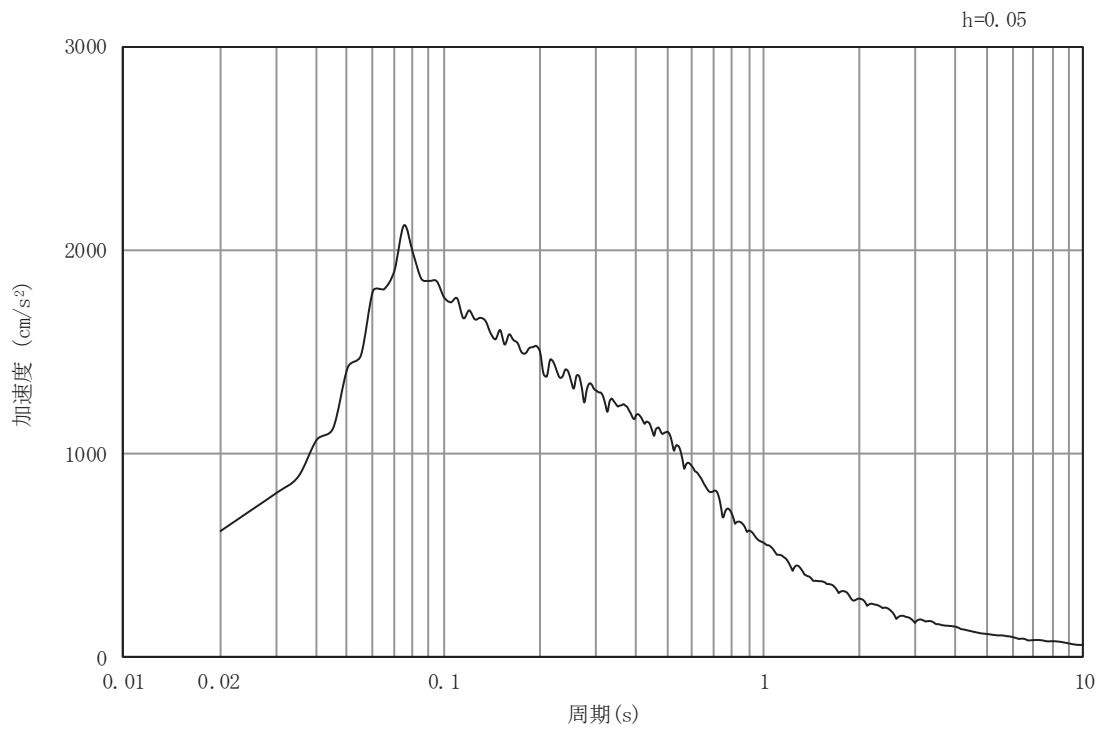


図 3-8 入力地震動算定の概念図

3.4.1 A-A 断面

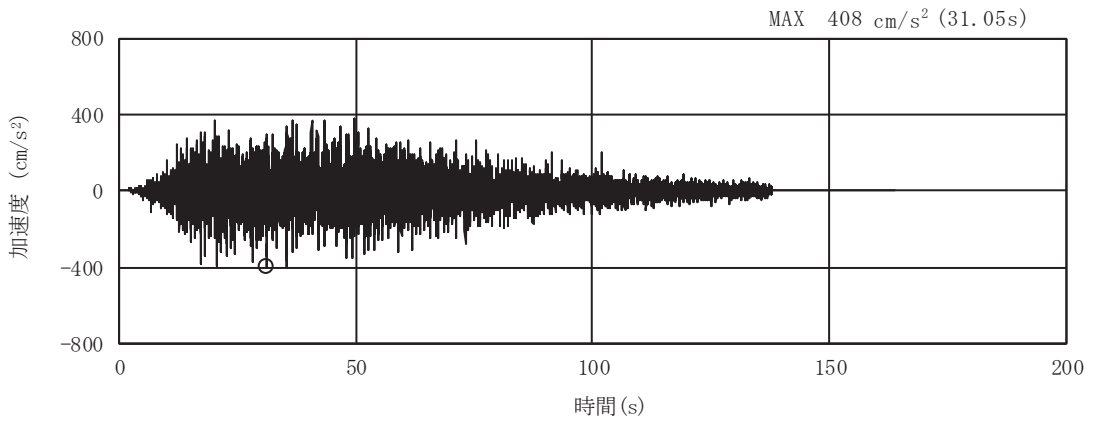


(a) 加速度時刻歴波形

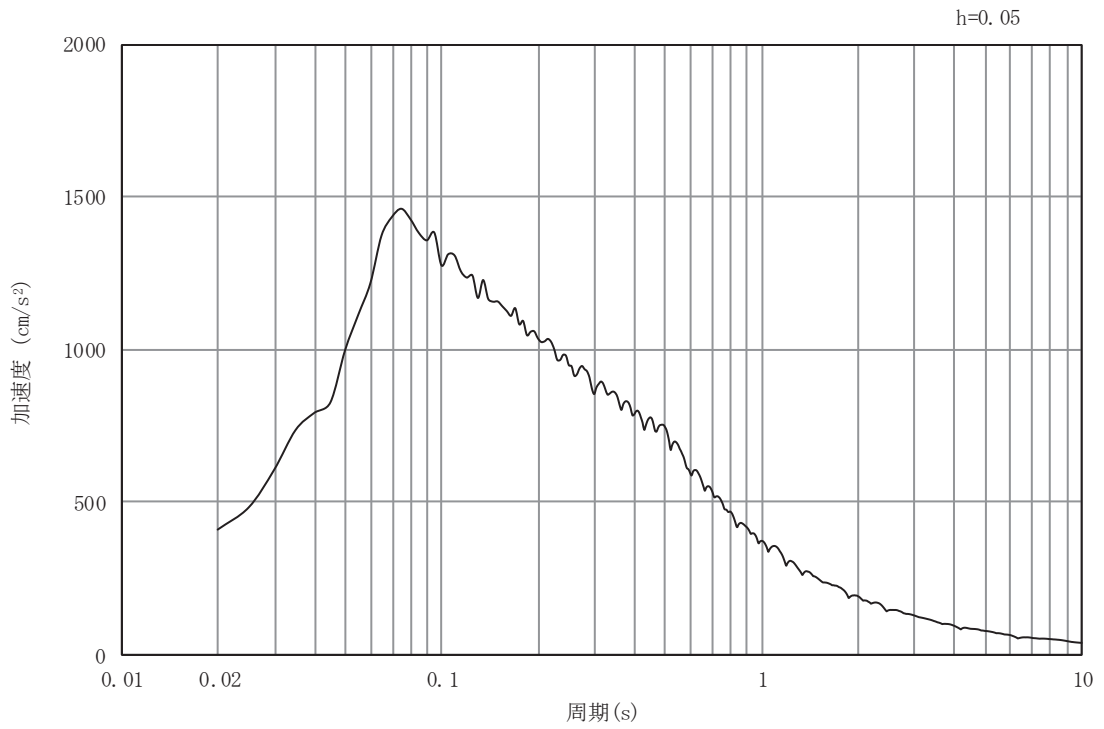


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S s - D 1)

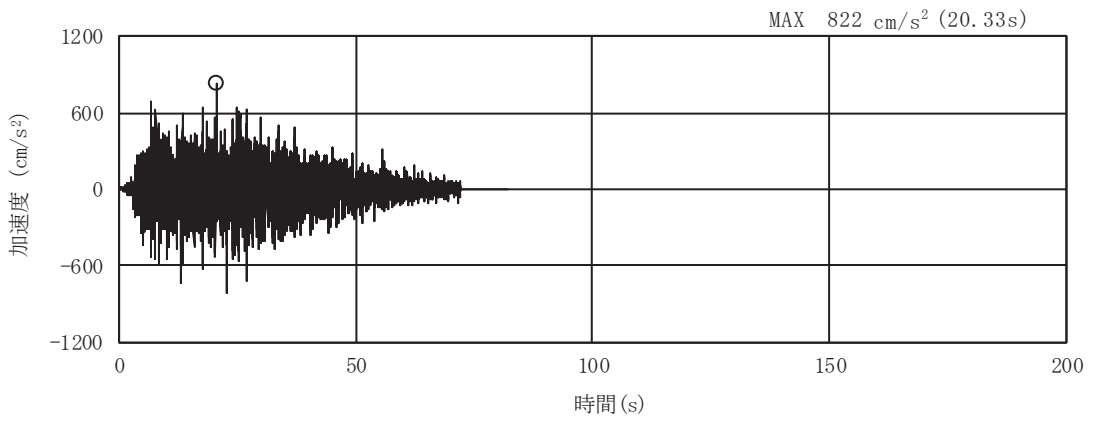


(a) 加加速度時刻歴波形

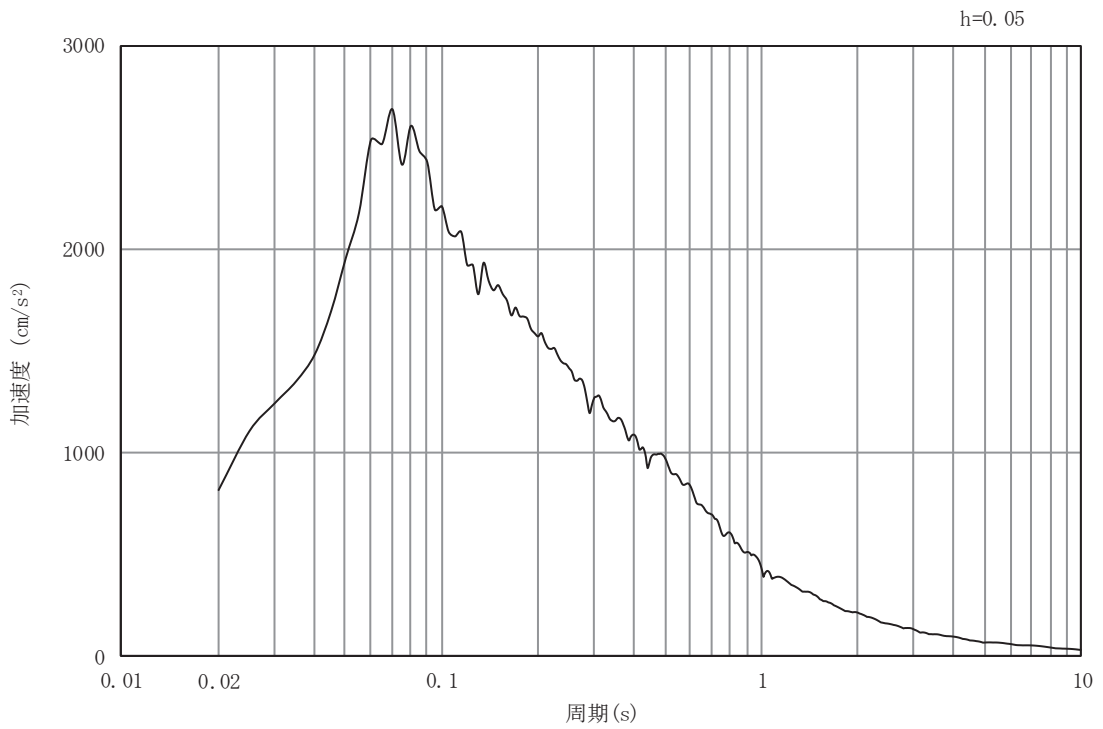


(b) 加加速度応答スペクトル

図3-9(2) 入力地震動の加加速度時刻歴波形及び加加速度応答スペクトル
(鉛直方向: S s - D 1)

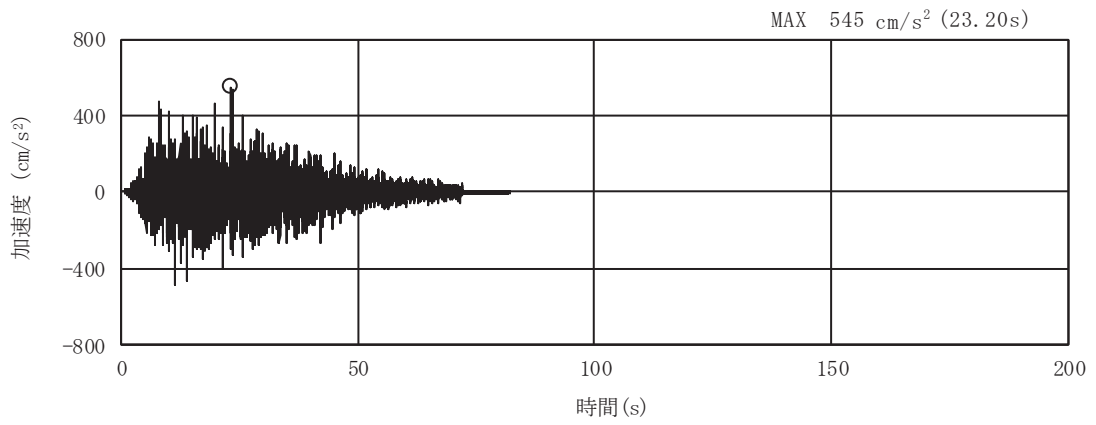


(a) 加速度時刻歴波形

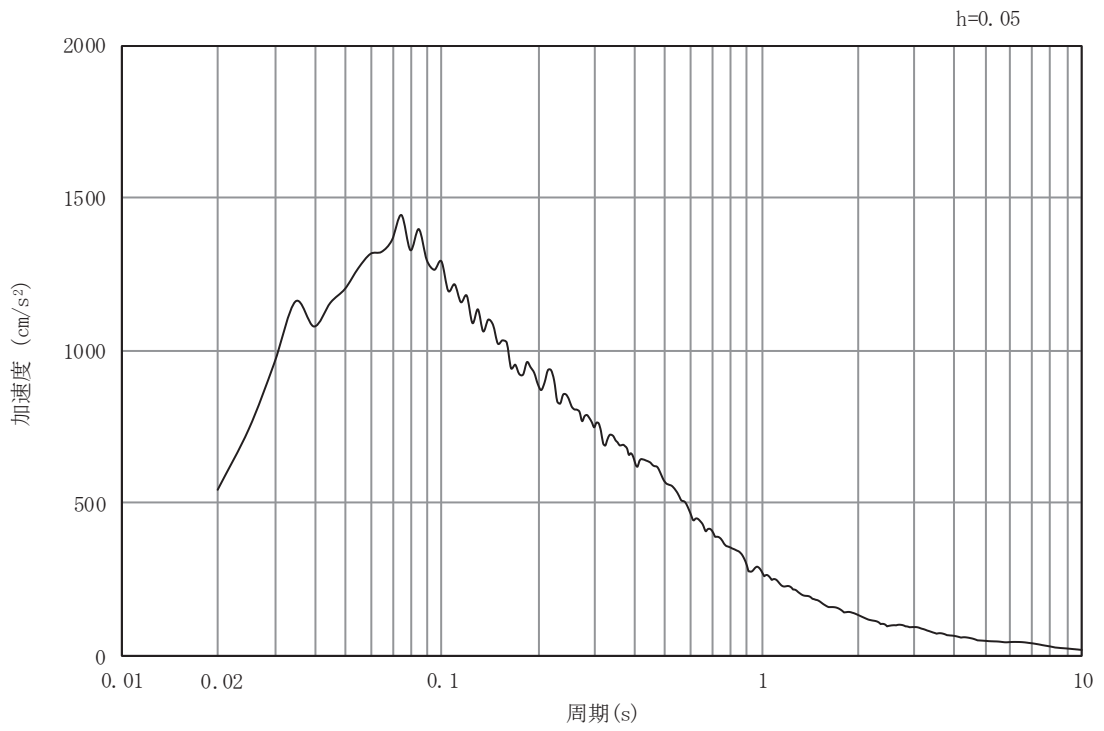


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(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
(水平方向 : S s - D 2)

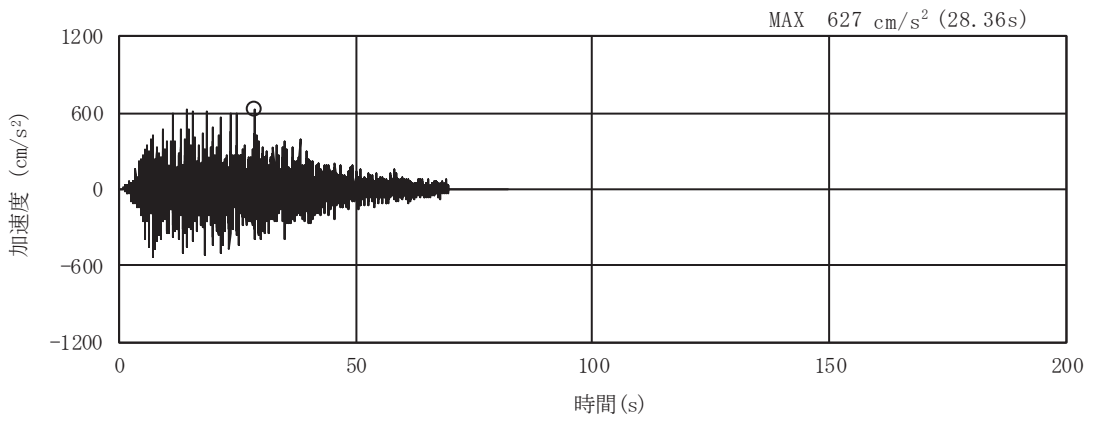


(a) 加速度時刻歴波形

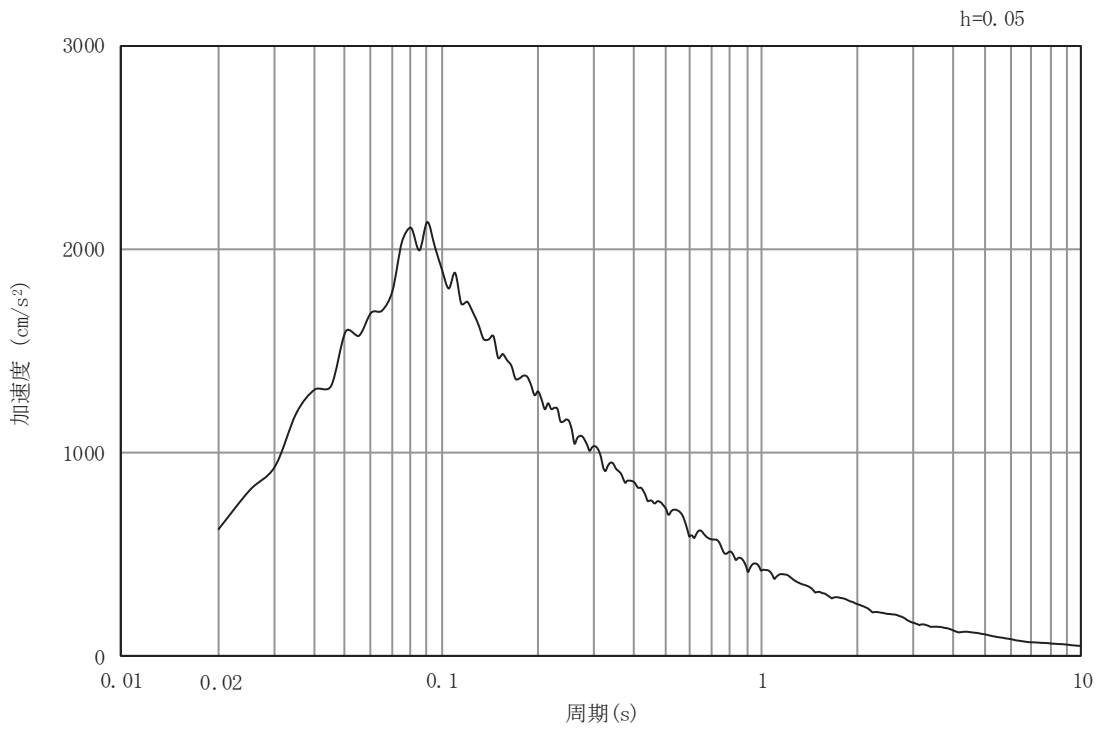


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(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
(鉛直方向：S s - D 2)

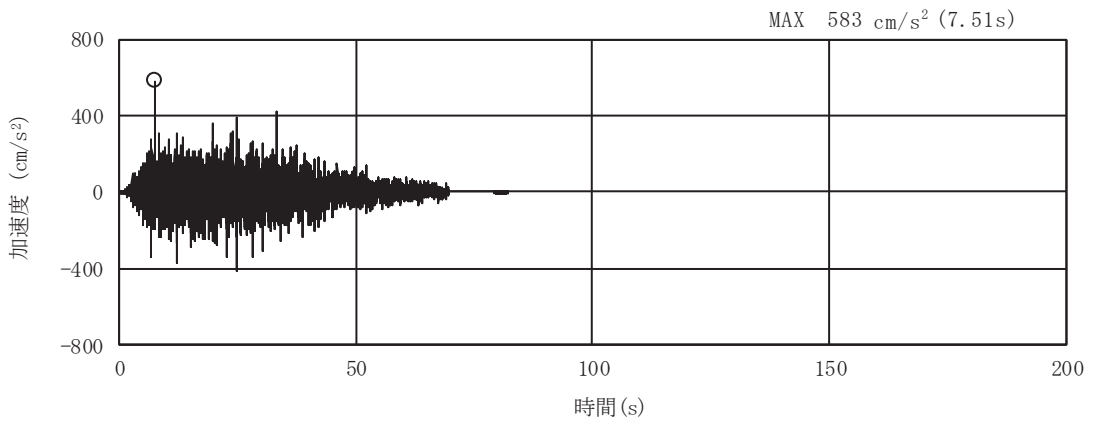


(a) 加速度時刻歴波形

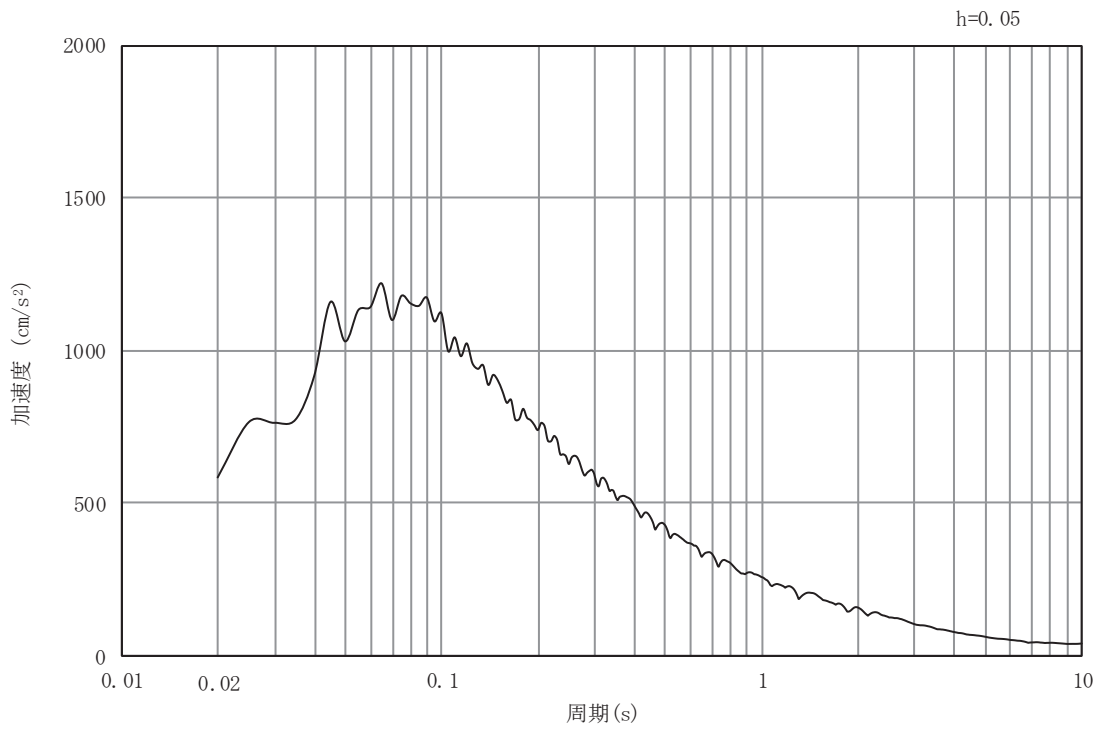


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(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
(水平方向 : S s - D 3)

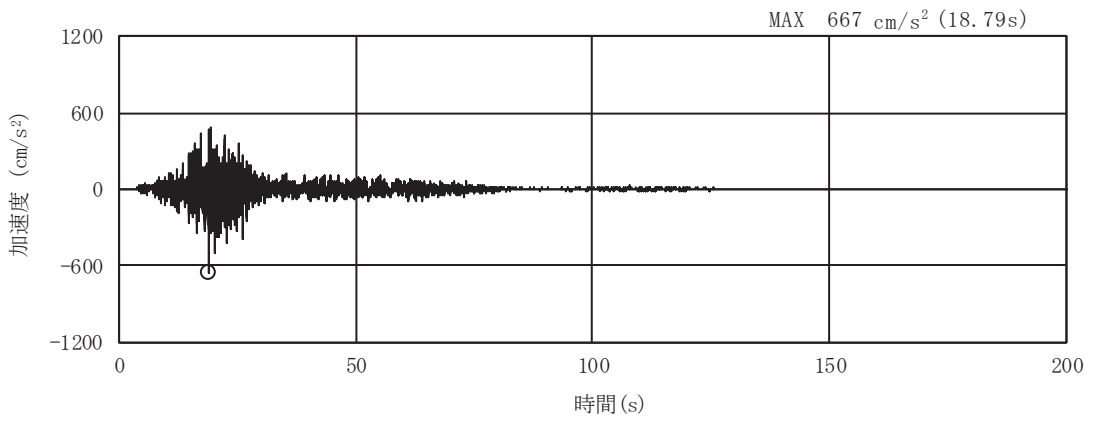


(a) 加速度時刻歴波形

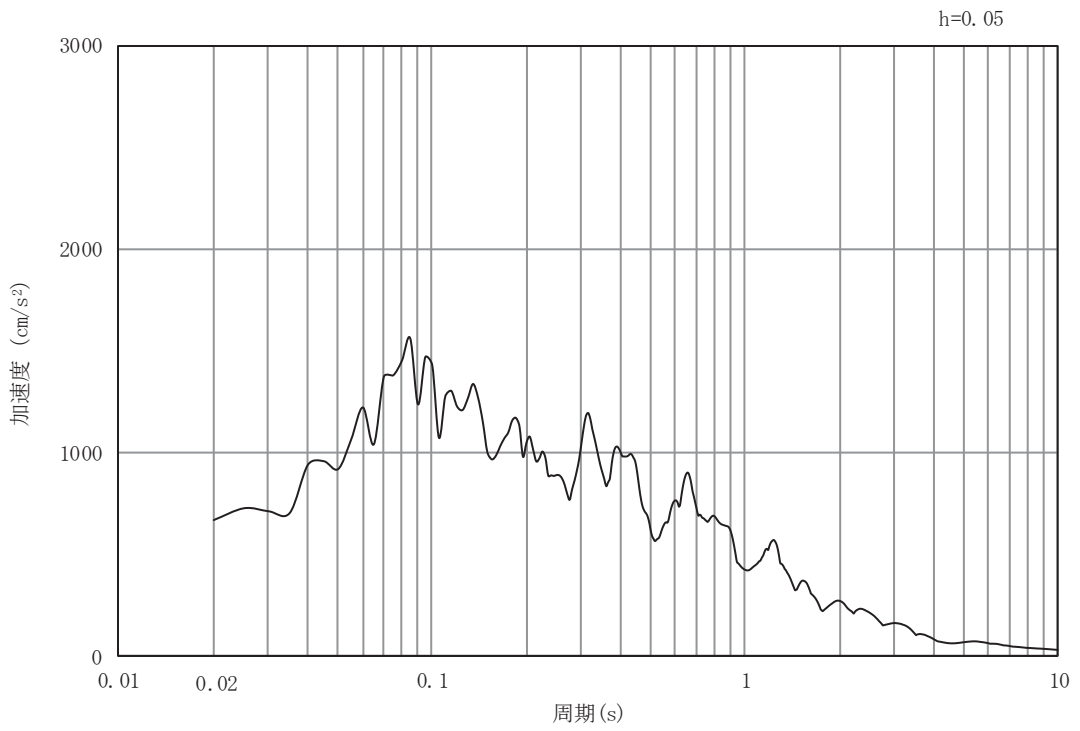


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(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
(鉛直方向：S s - D 3)

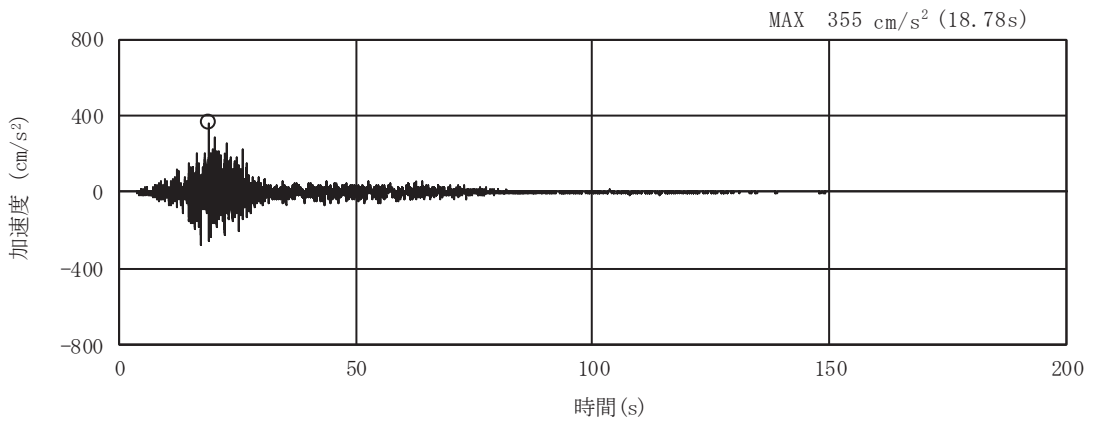


(a) 加速度時刻歴波形

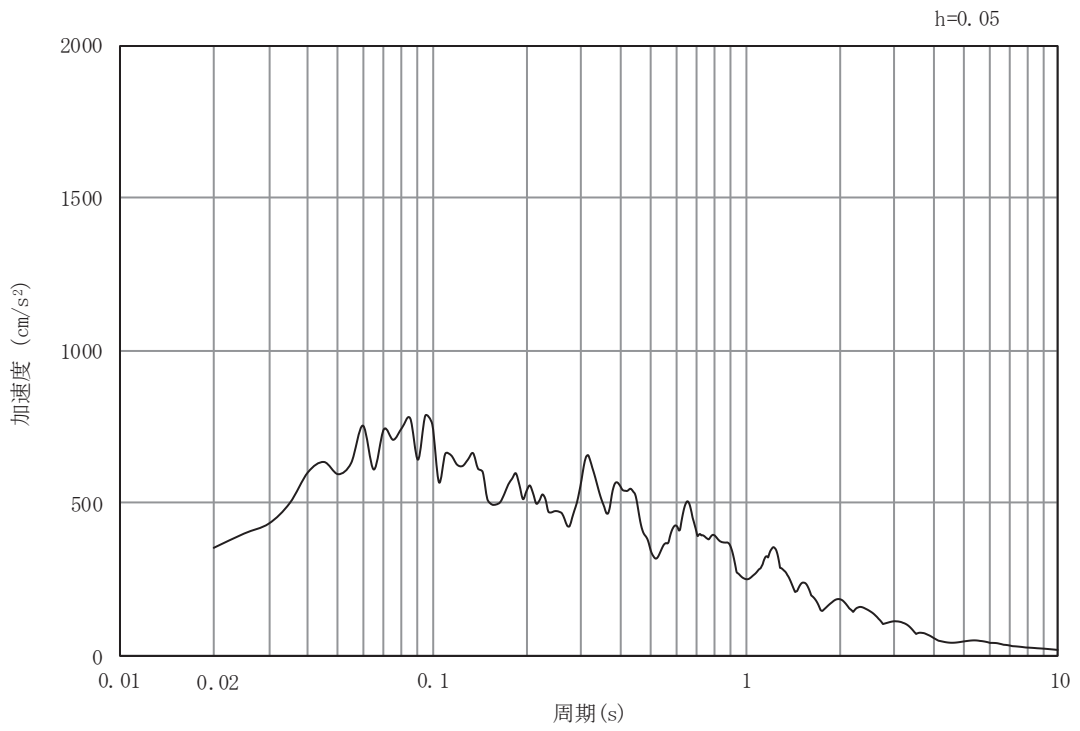


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(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
(水平方向 : S s - F 1)

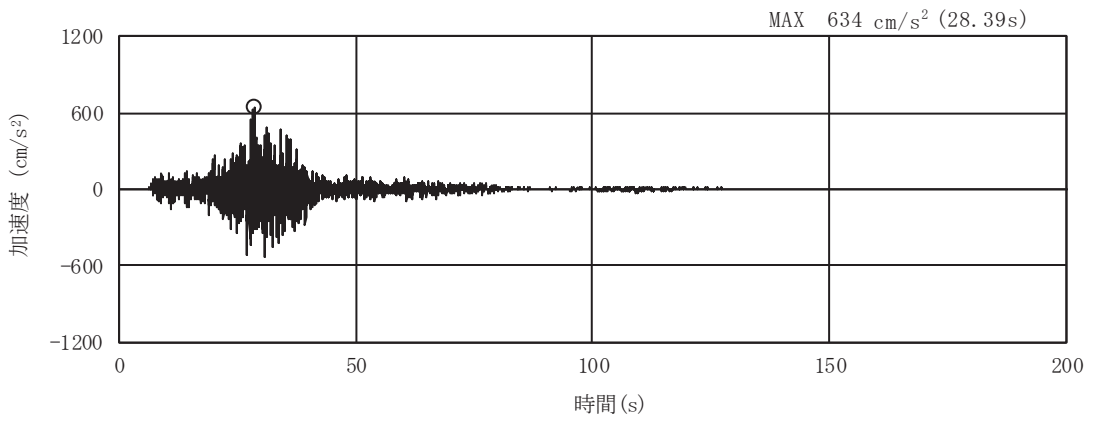


(a) 加速度時刻歴波形

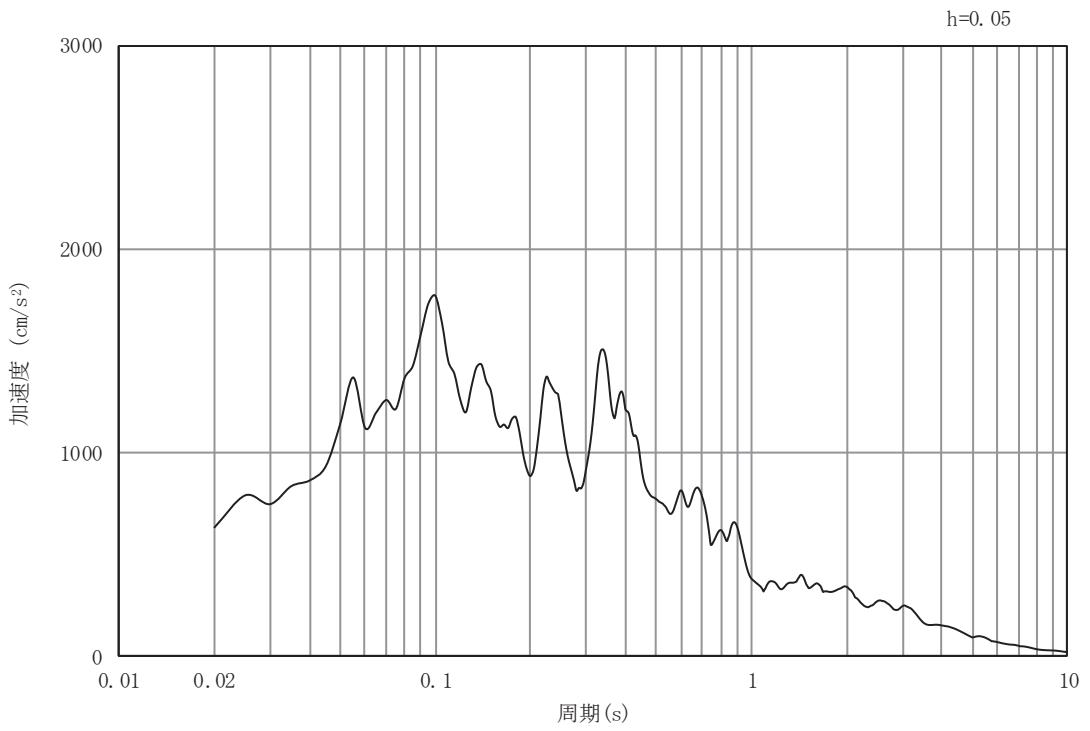


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(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
(鉛直方向：S s - F 1)

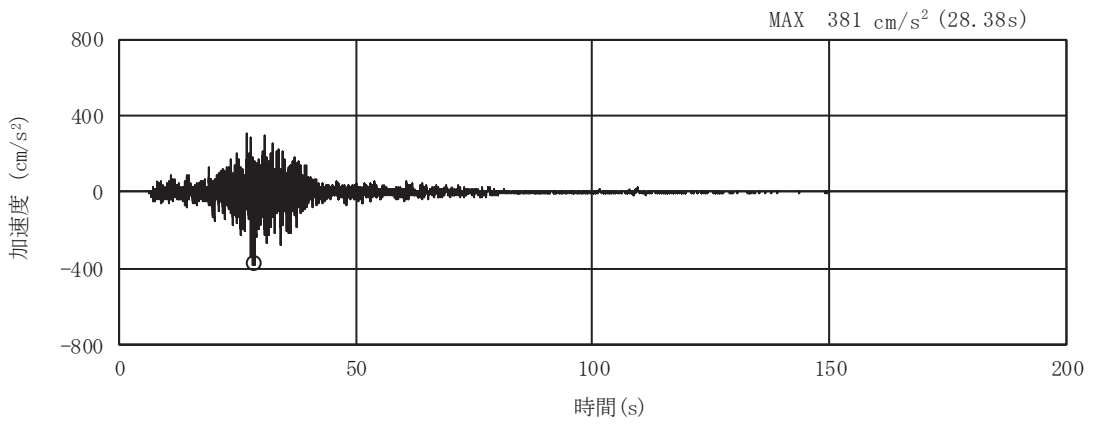


(a) 加速度時刻歴波形

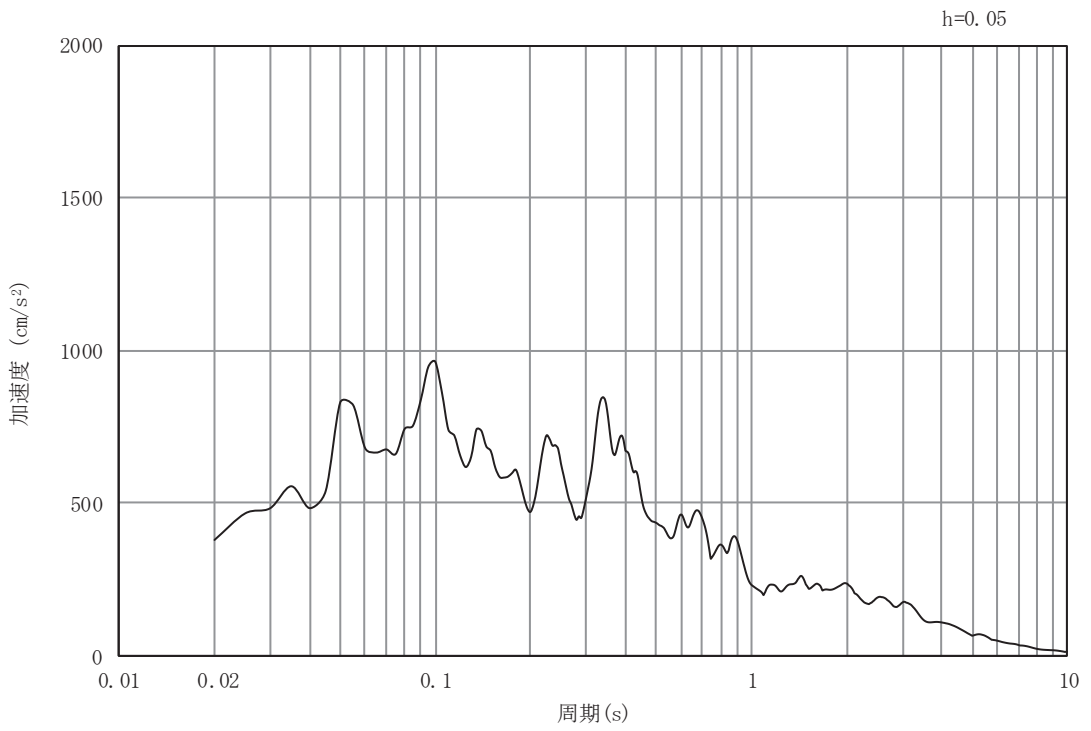


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(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
(水平方向 : S s - F 2)

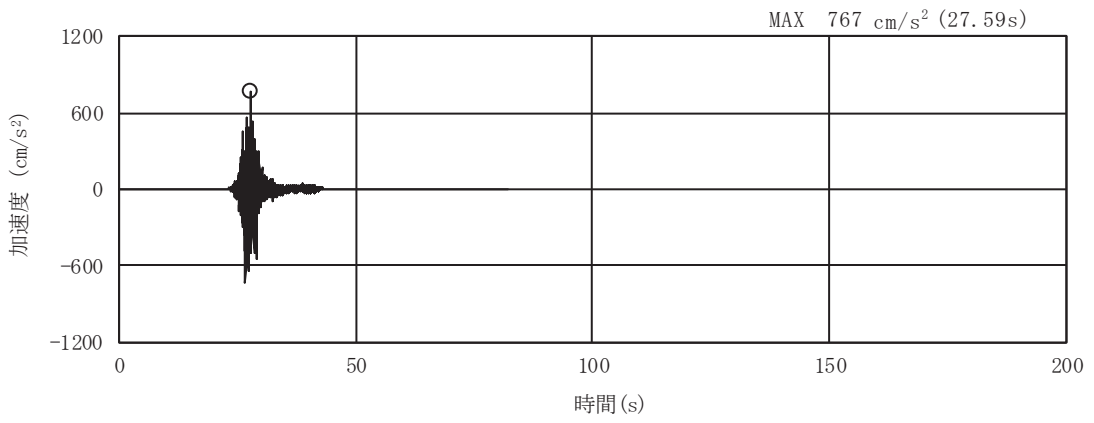


(a) 加速度時刻歴波形

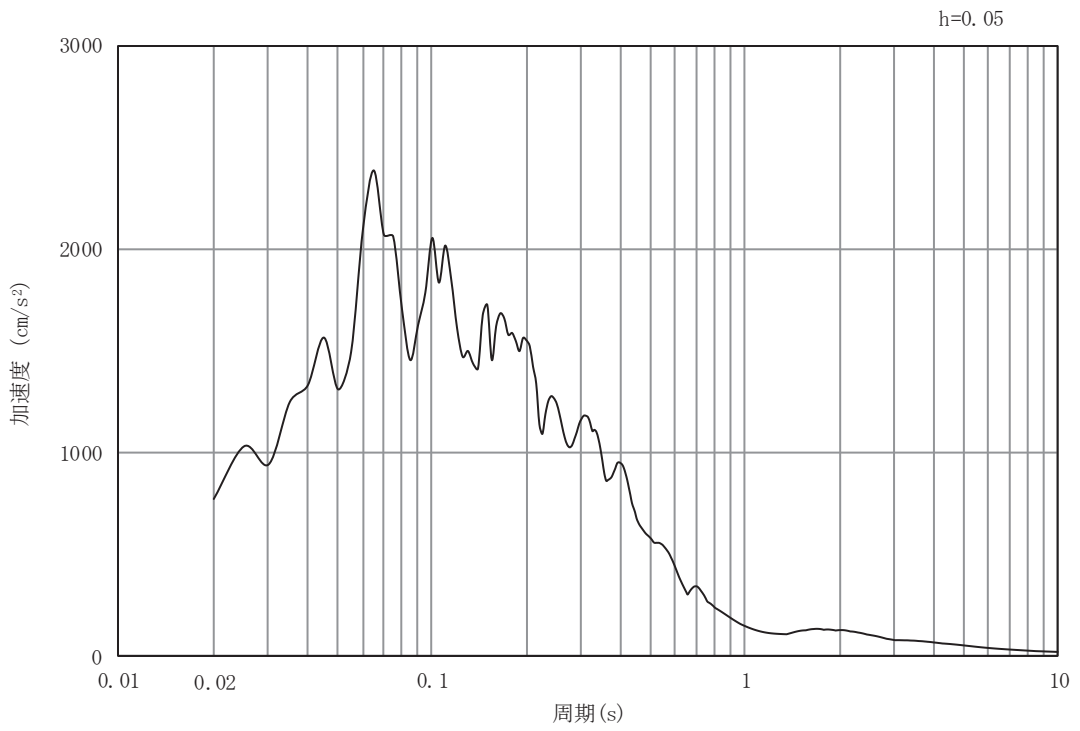


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(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
(鉛直方向：S s - F 2)

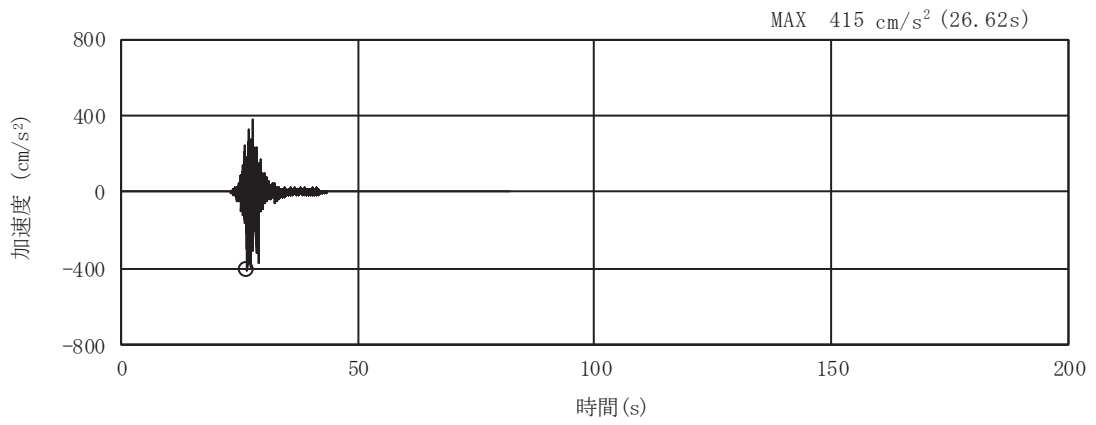


(a) 加速度時刻歴波形

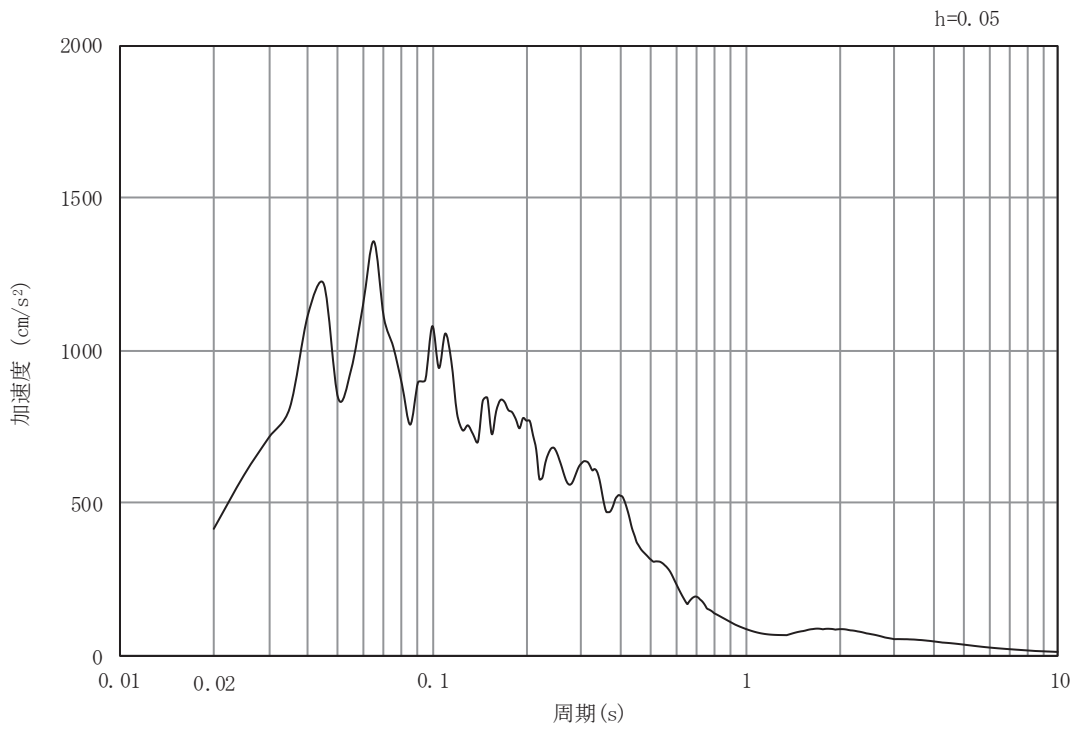


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(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
(水平方向 : S s - F 3)

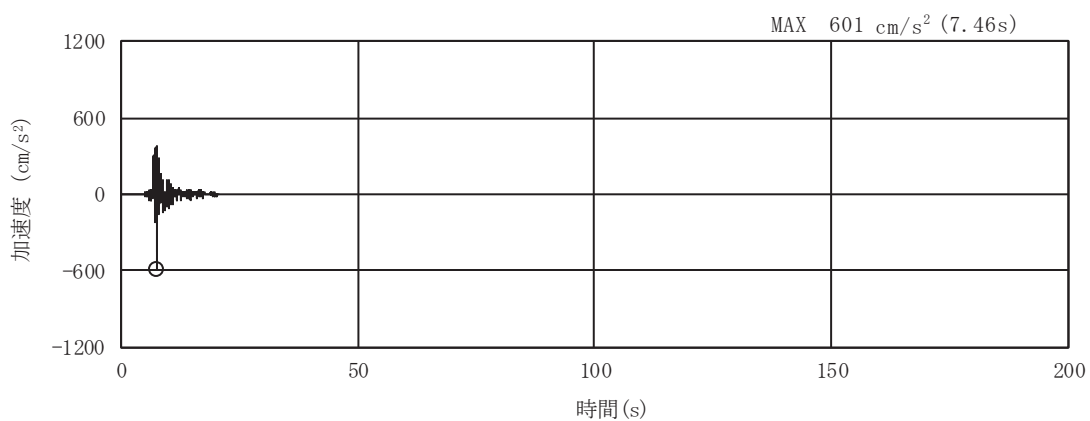


(a) 加速度時刻歴波形

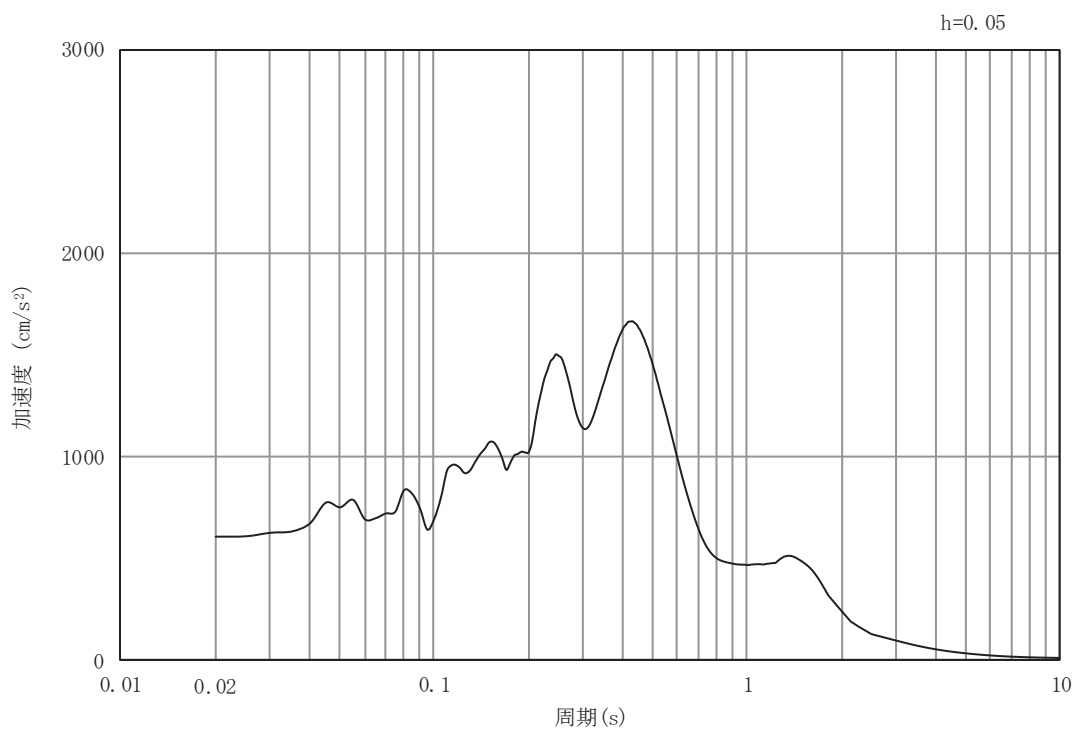


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(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
(鉛直方向：S s - F 3)

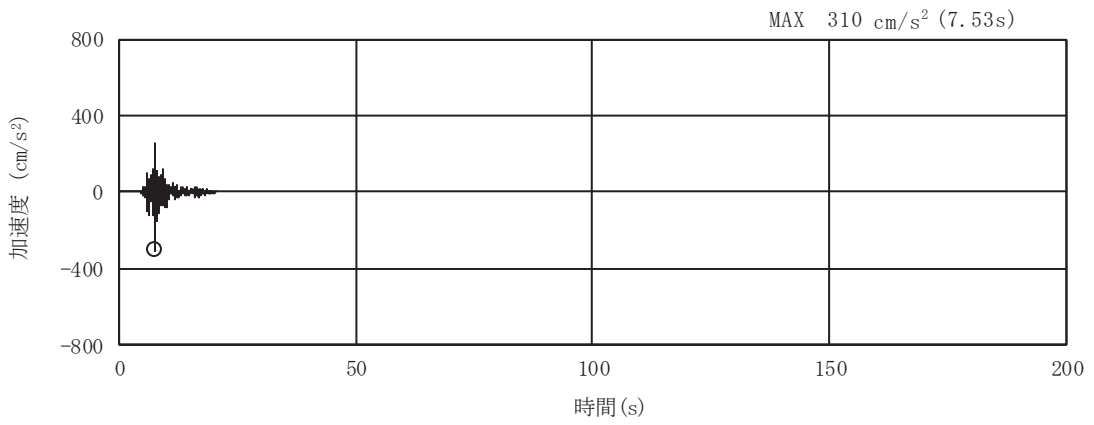


(a) 加速度時刻歴波形

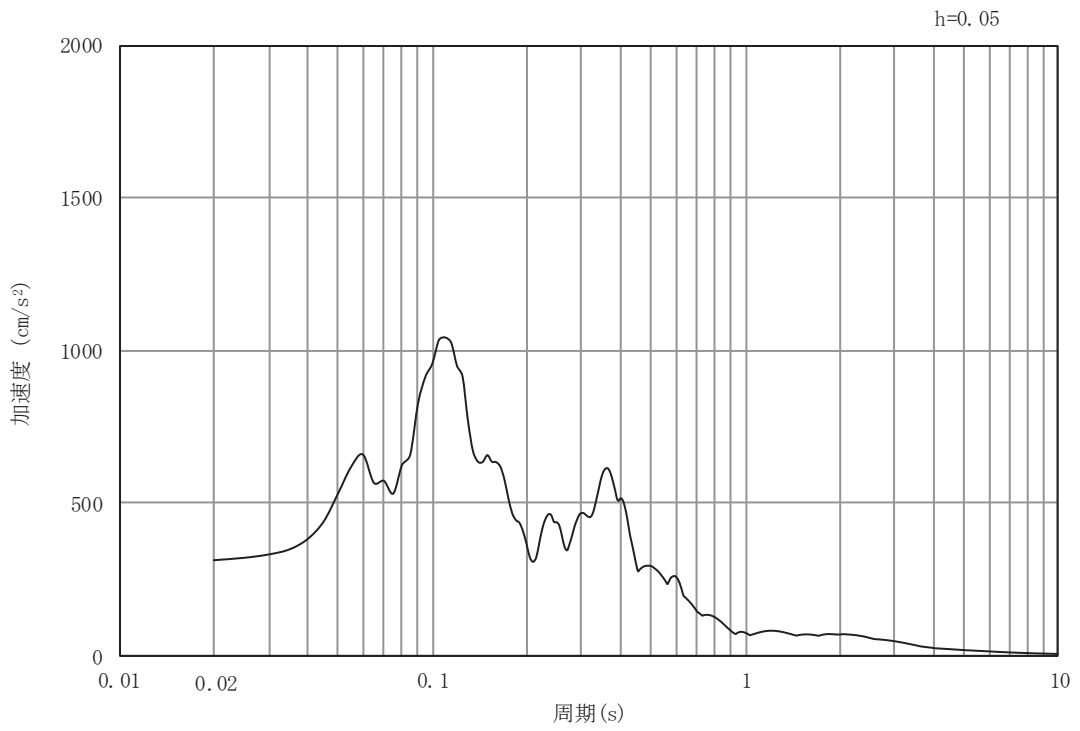


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(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
(水平方向 : S s - N 1)



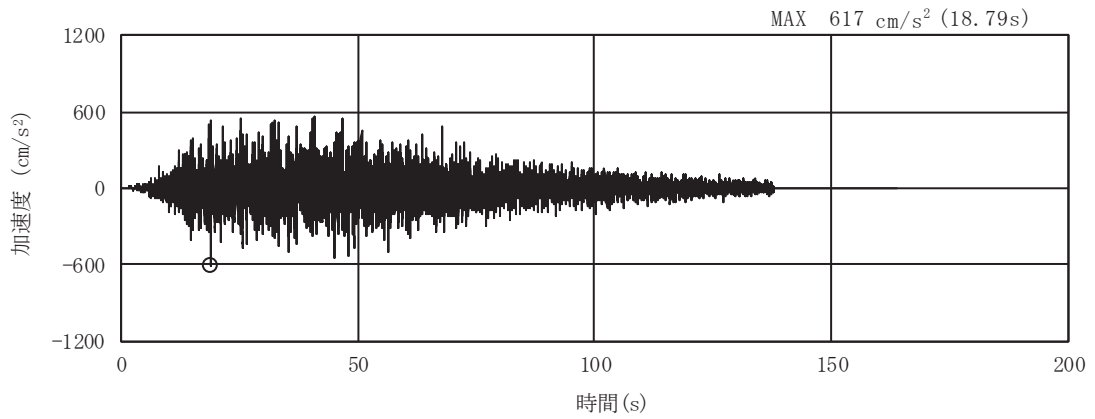
(a) 加速度時刻歴波形



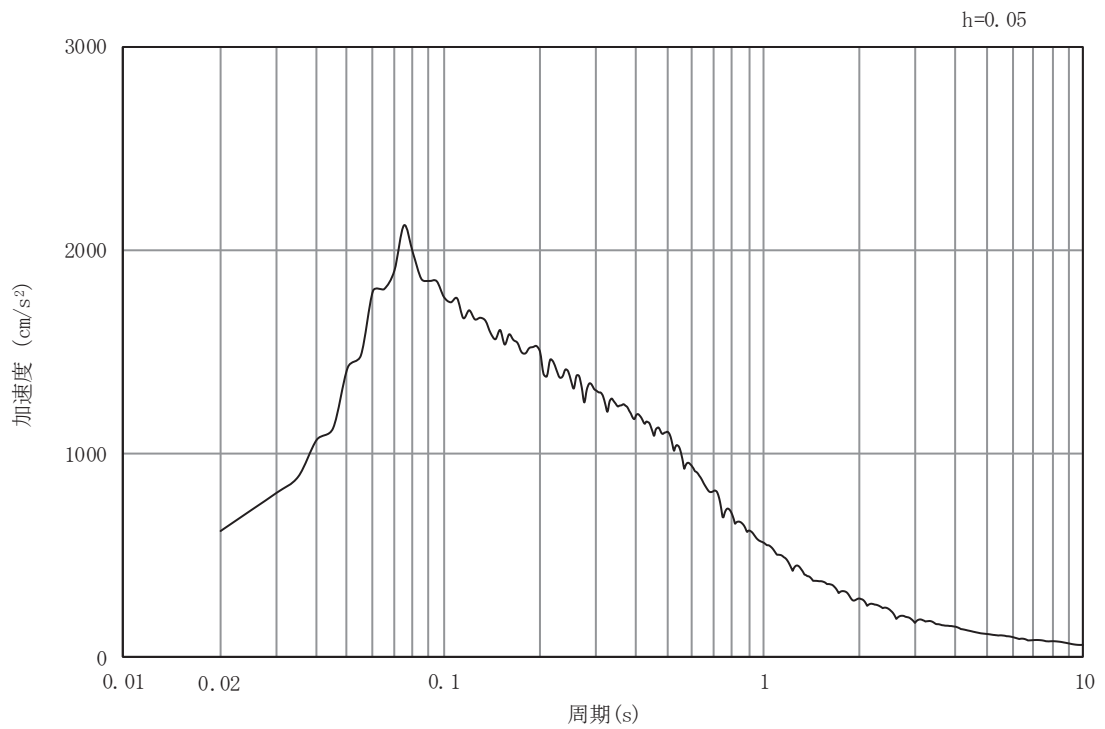
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(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
(鉛直方向：S s - N 1)

3.4.2 B-B断面

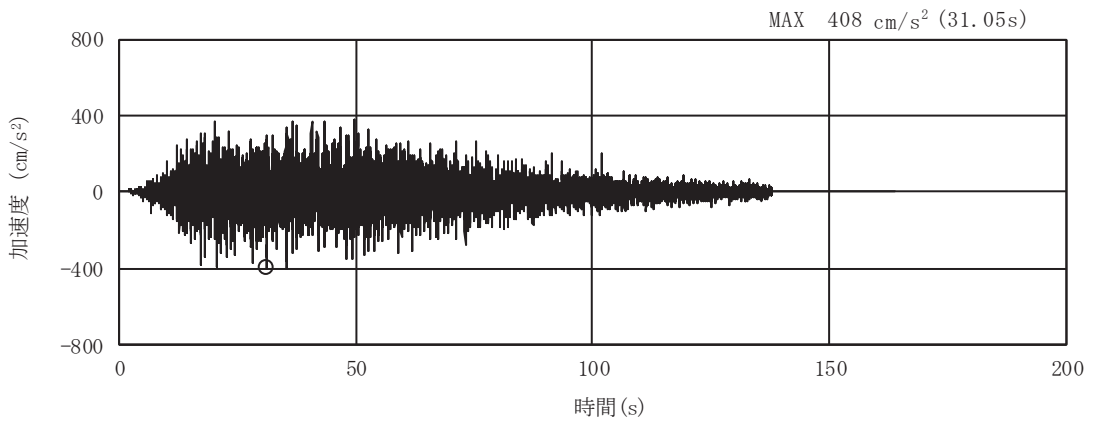


(a) 加速度時刻歴波形

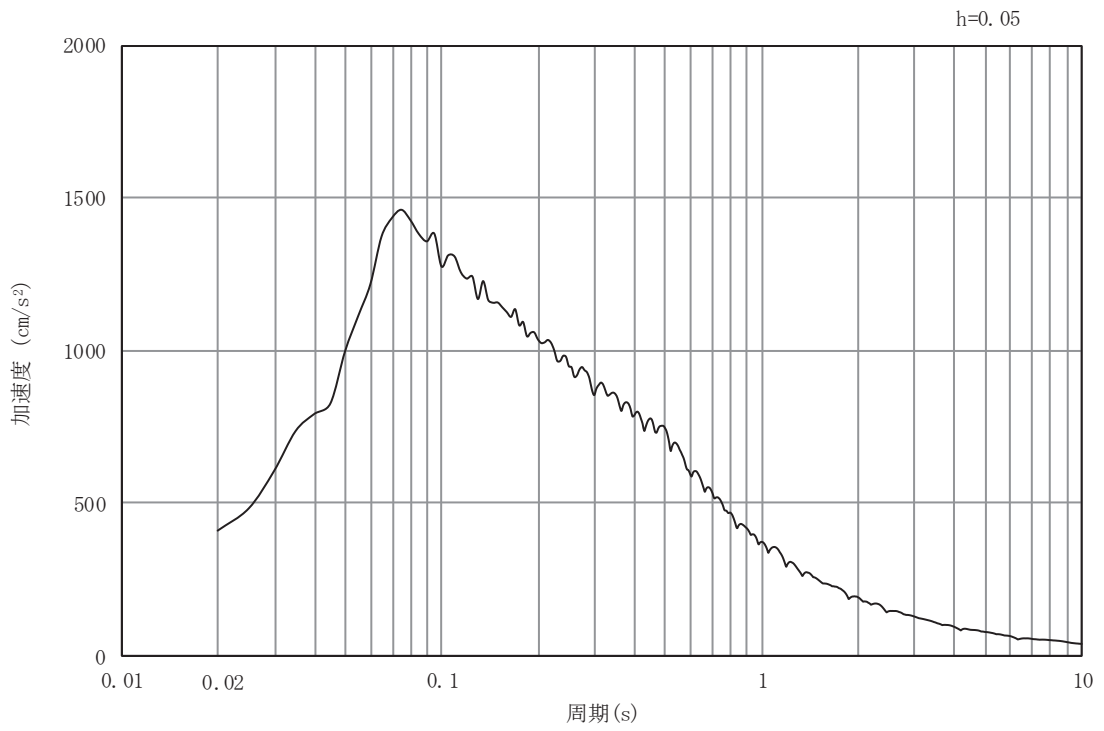


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S s - D 1)

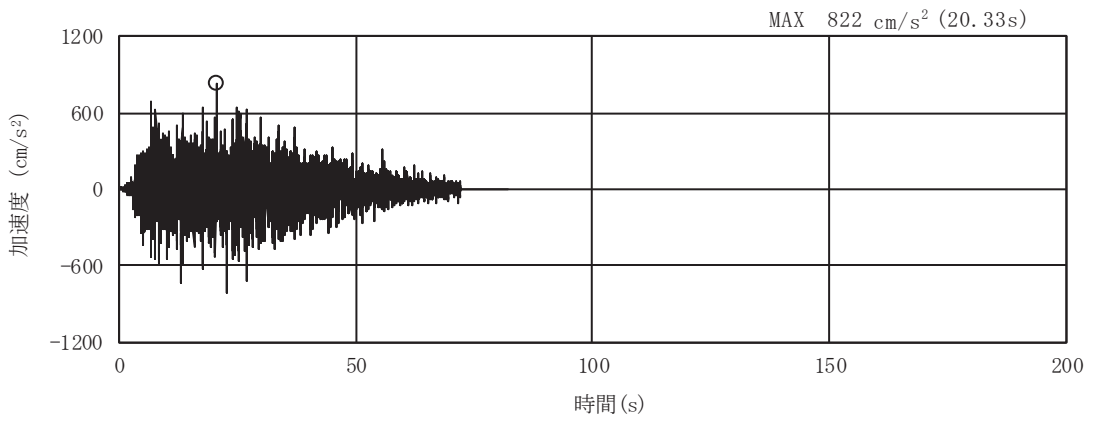


(a) 加速度時刻歴波形

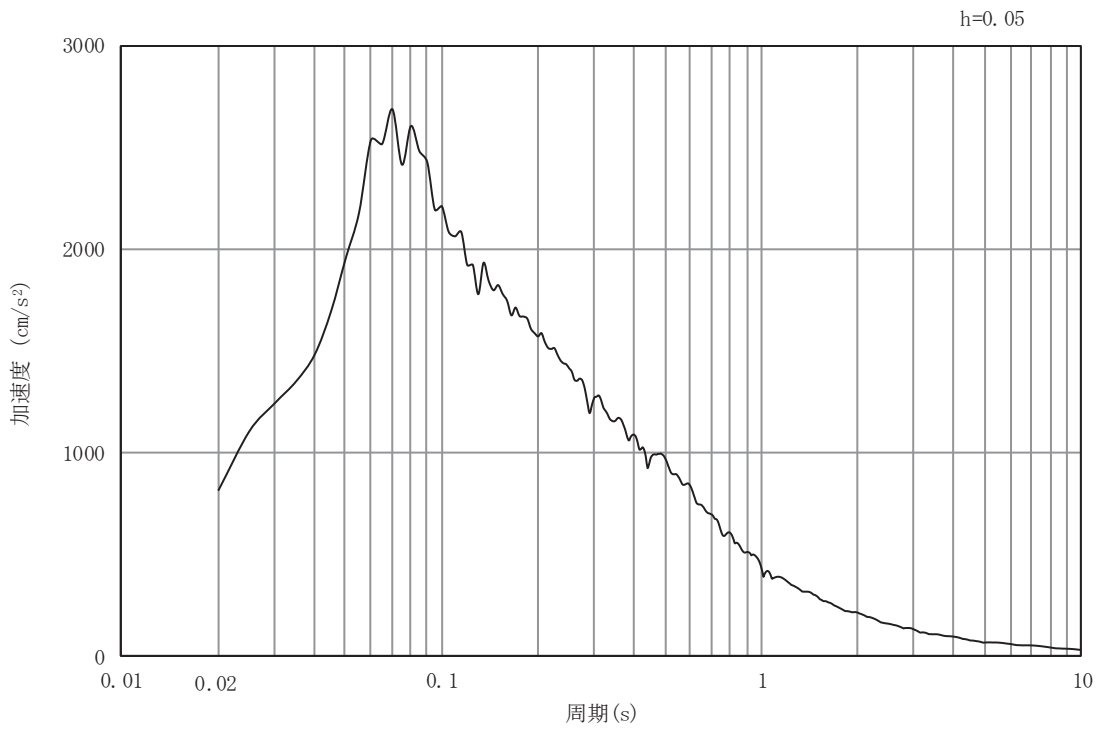


(b) 加速度応答スペクトル

図3-10(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
(鉛直方向：S s - D 1)

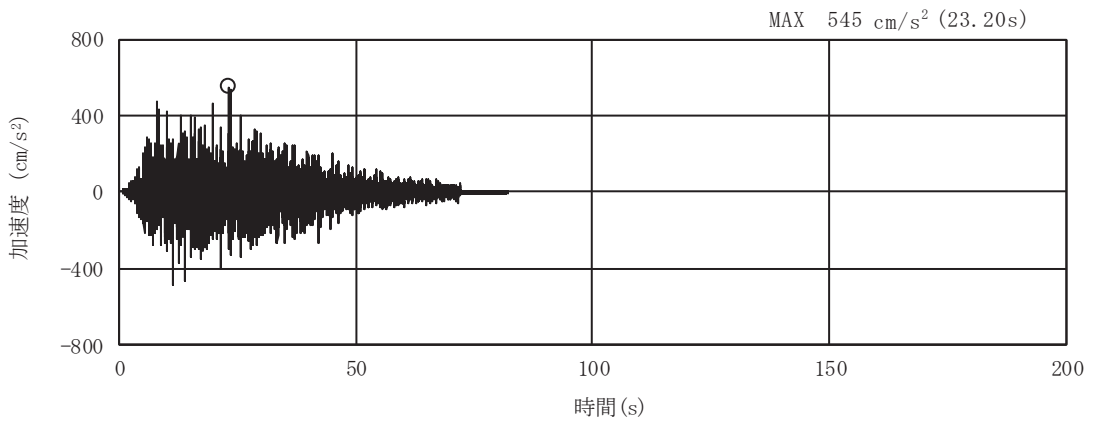


(a) 加速度時刻歴波形

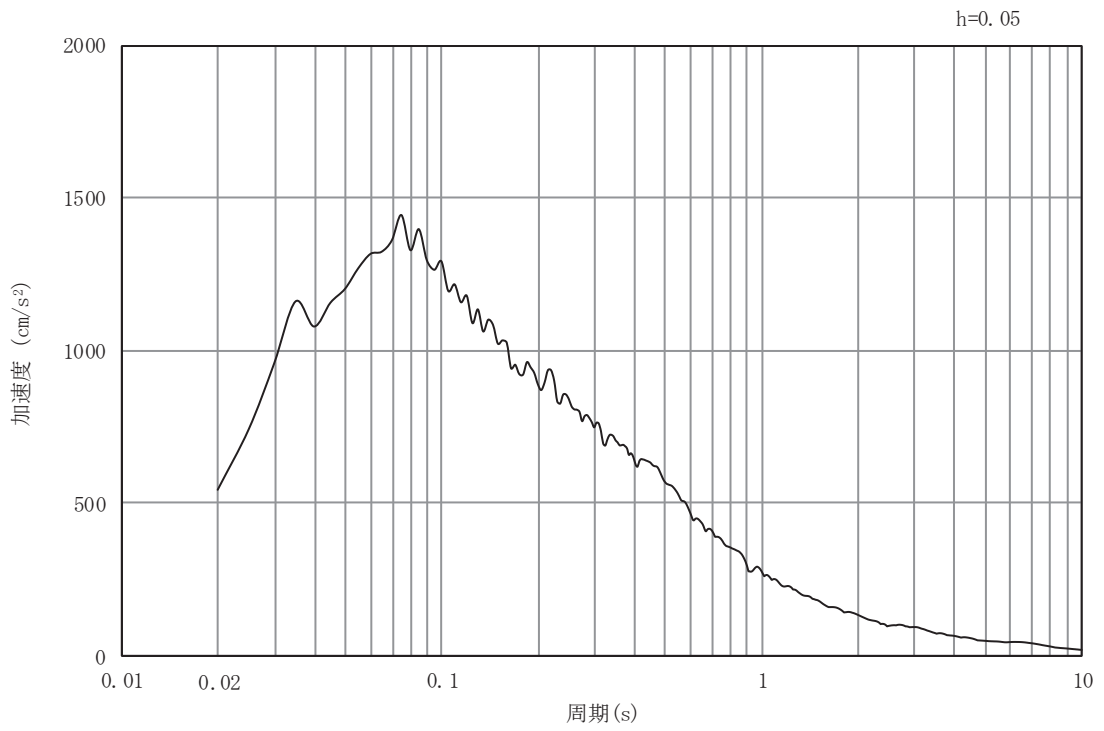


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10(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
(水平方向 : S s - D 2)

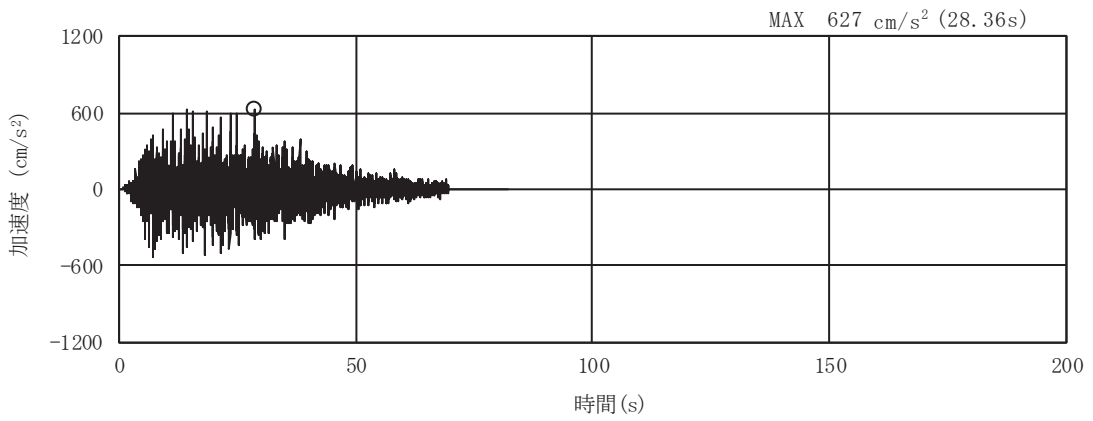


(a) 加速度時刻歴波形

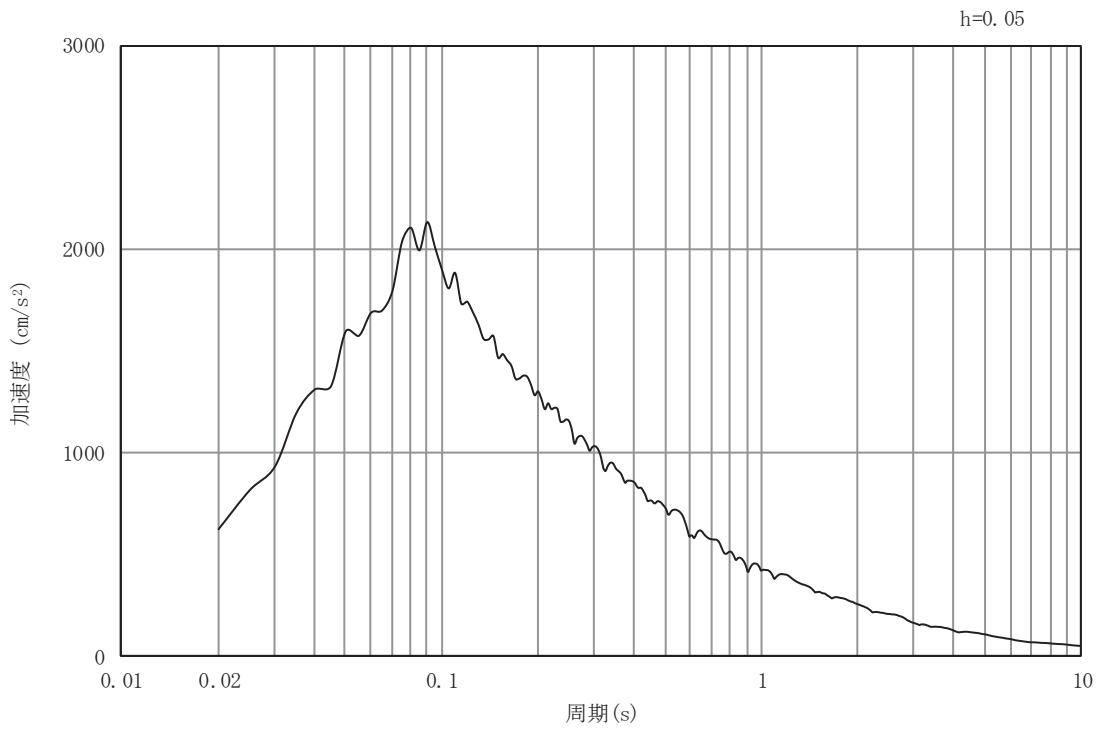


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10(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
(鉛直方向：S s - D 2)

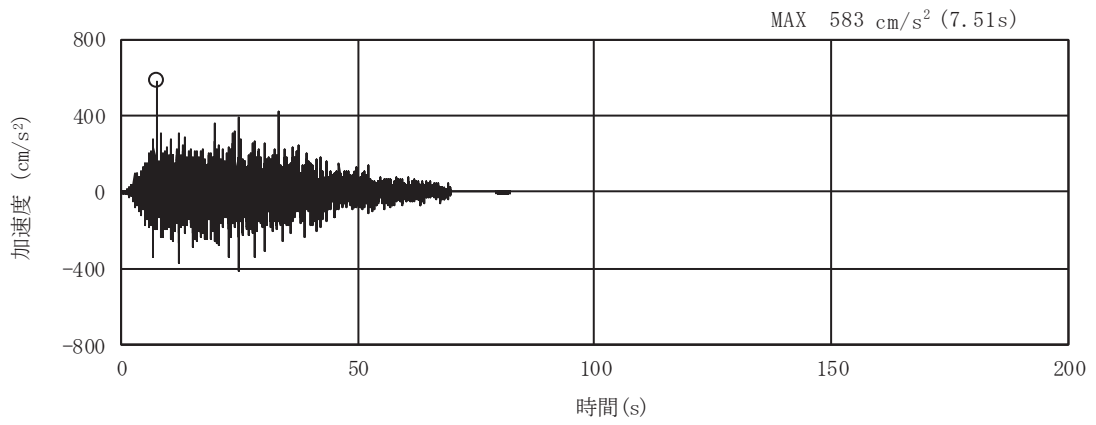


(a) 加速度時刻歴波形

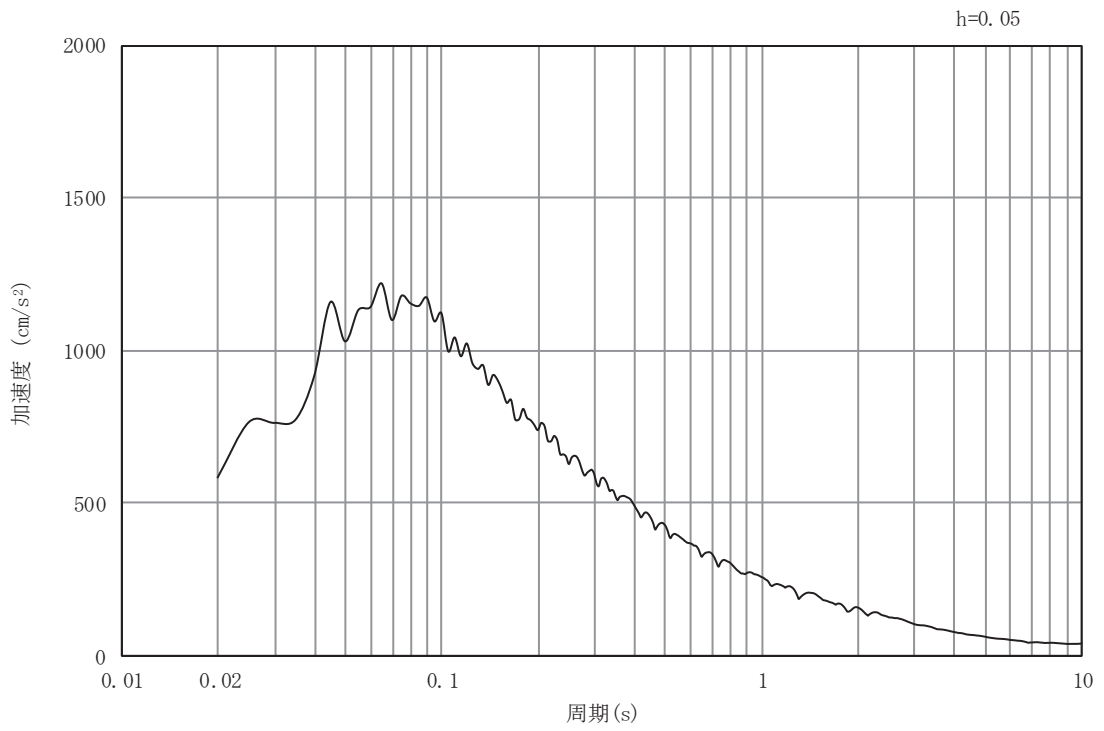


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10(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
(水平方向 : S s - D 3)

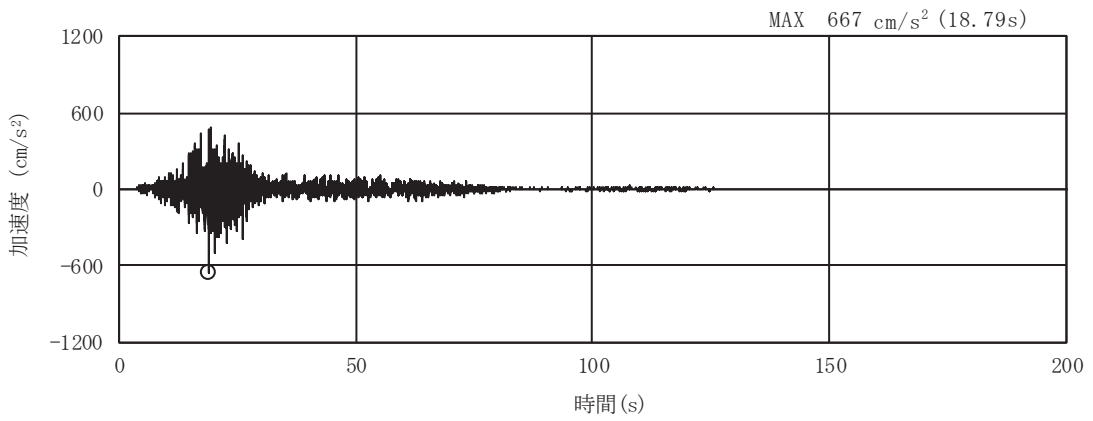


(a) 加速度時刻歴波形

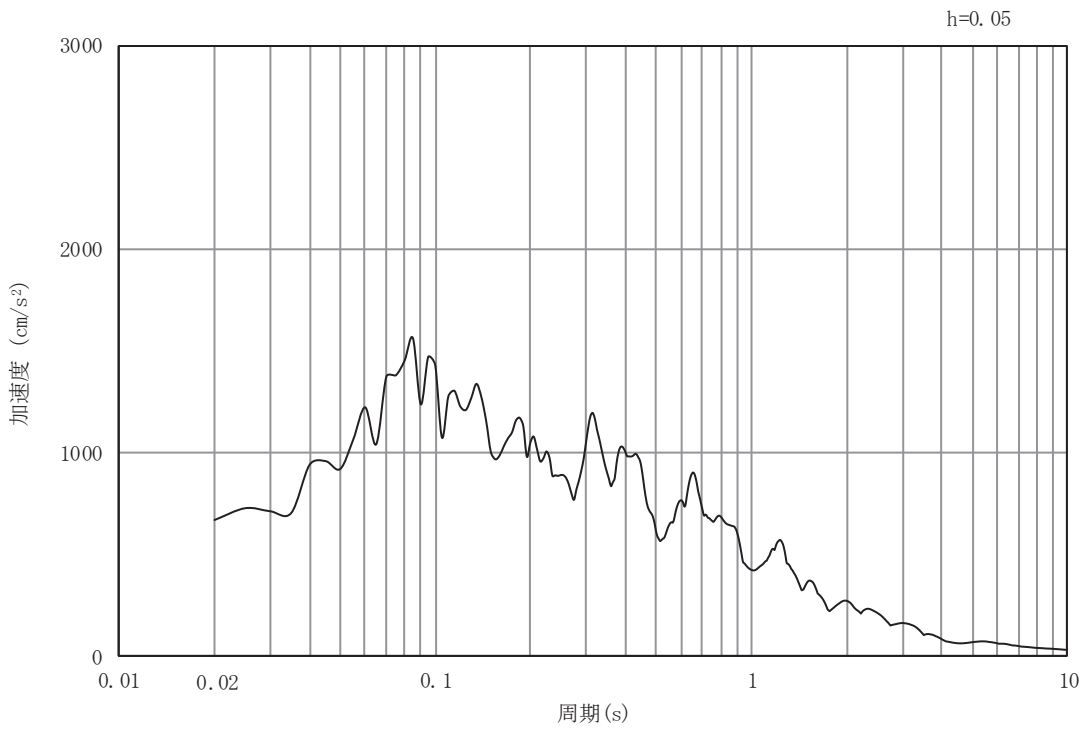


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10(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
(鉛直方向：S s - D 3)

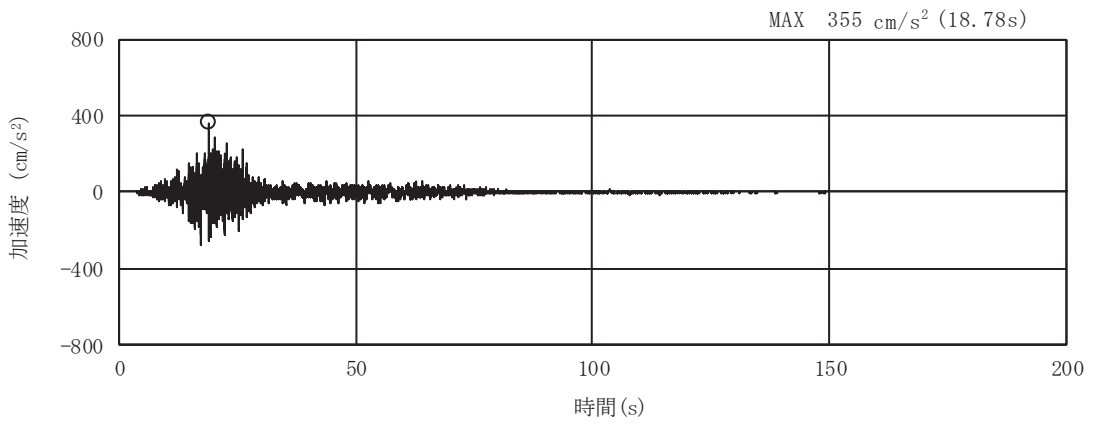


(a) 加速度時刻歴波形

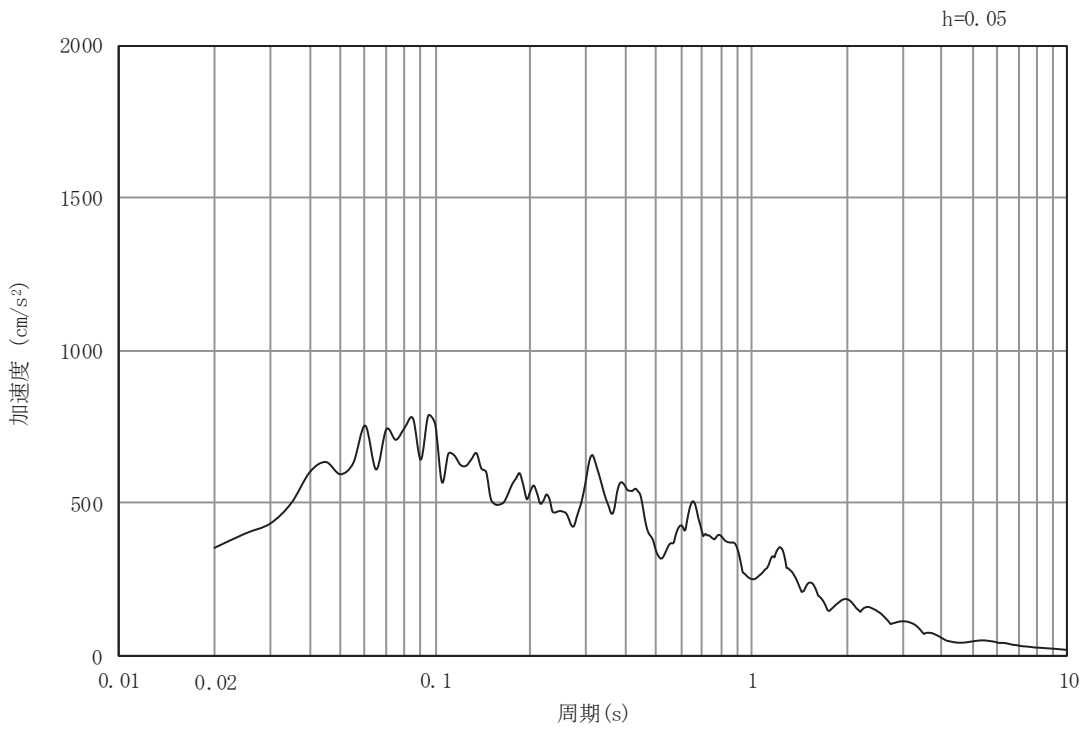


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10(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
(水平方向: S s - F 1)

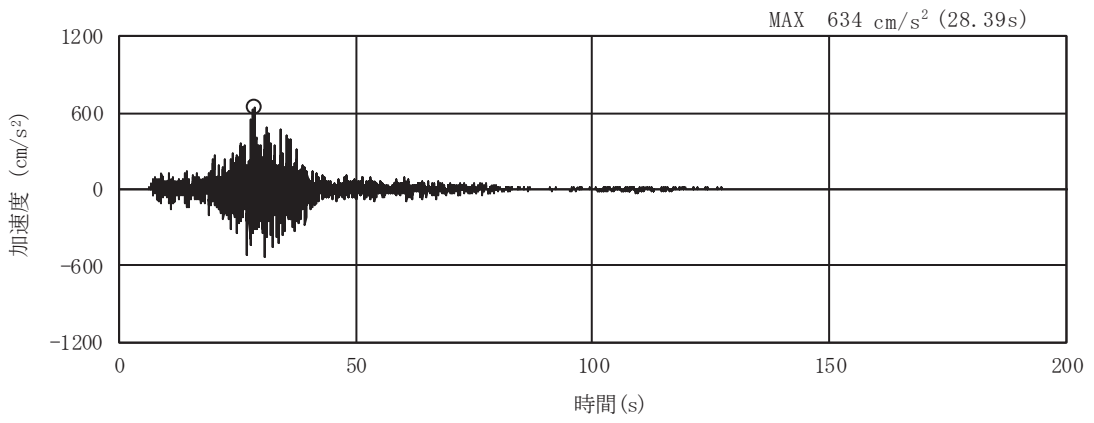


(a) 加速度時刻歴波形

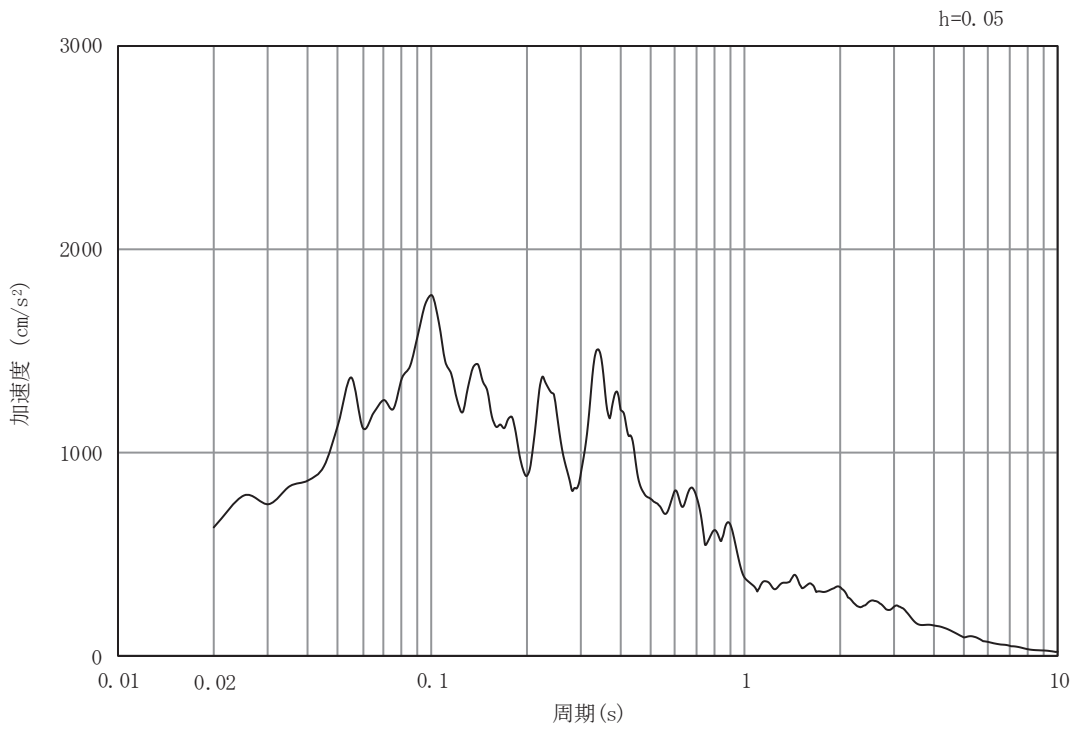


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10(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
(鉛直方向：S s - F 1)

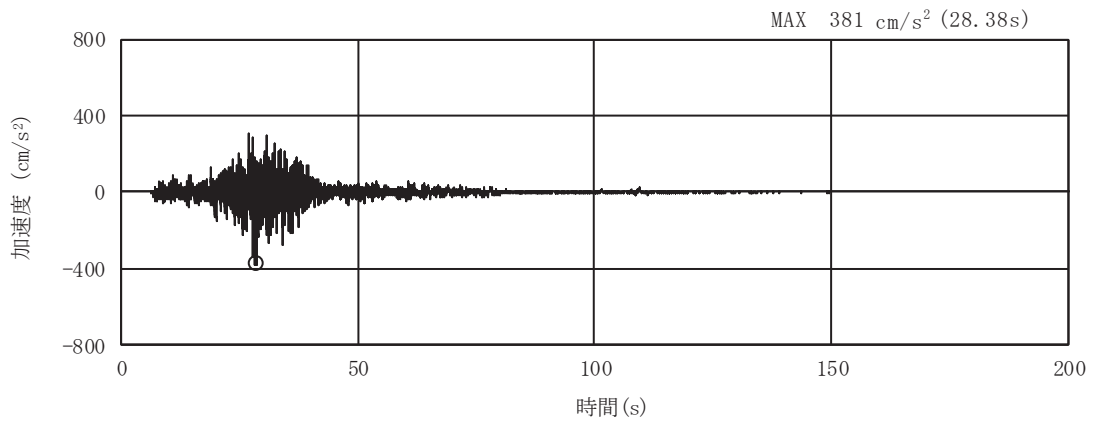


(a) 加速度時刻歴波形

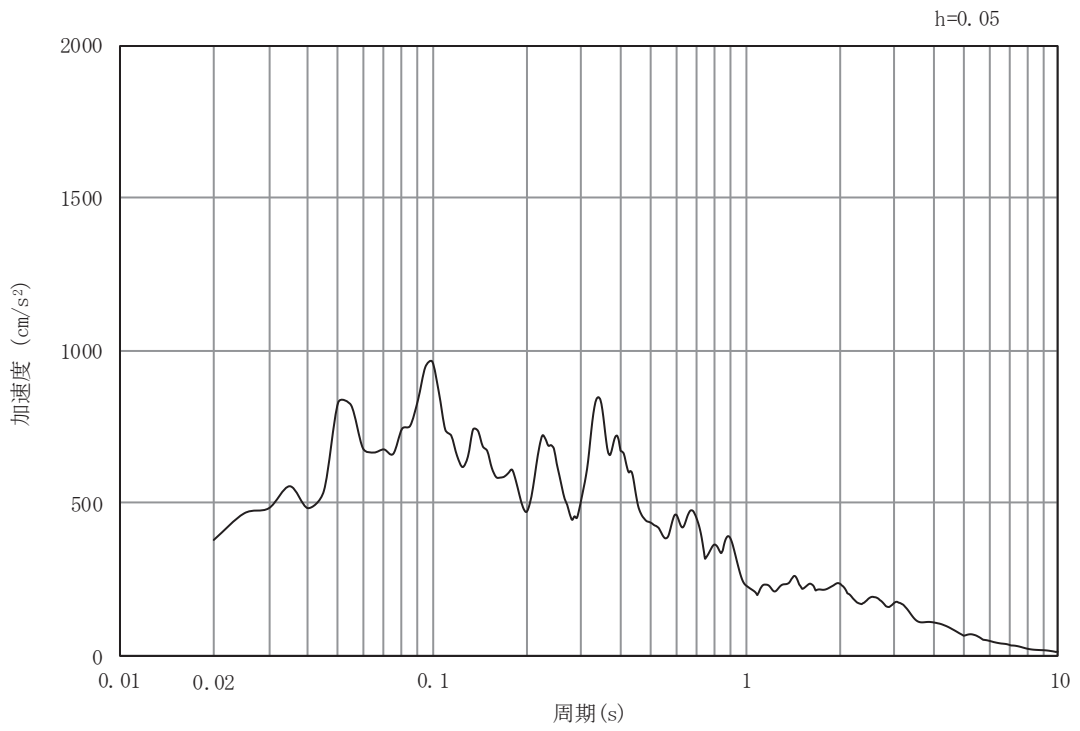


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10(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
(水平方向 : S s - F 2)

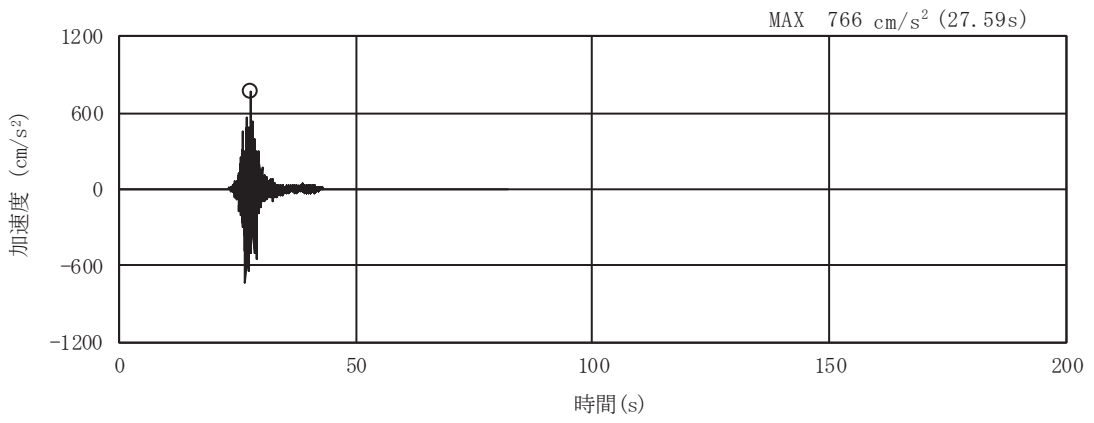


(a) 加速度時刻歴波形

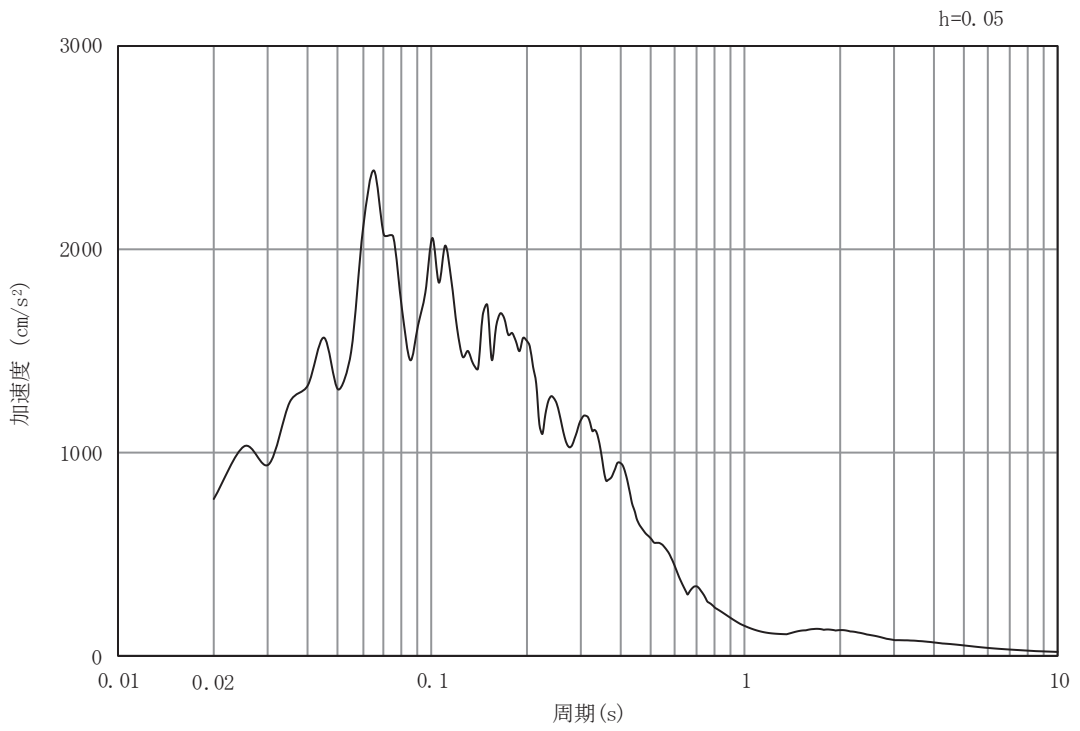


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10(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
(鉛直方向：S s - F 2)

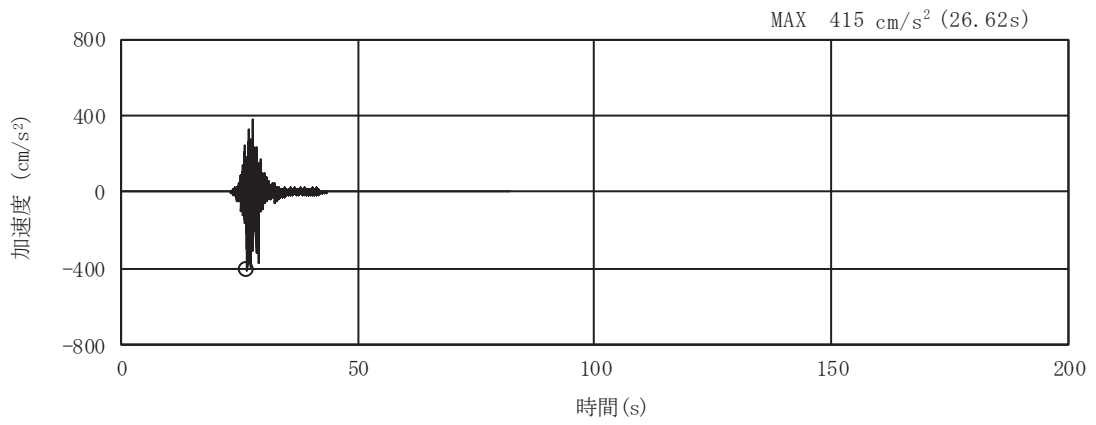


(a) 加速度時刻歴波形

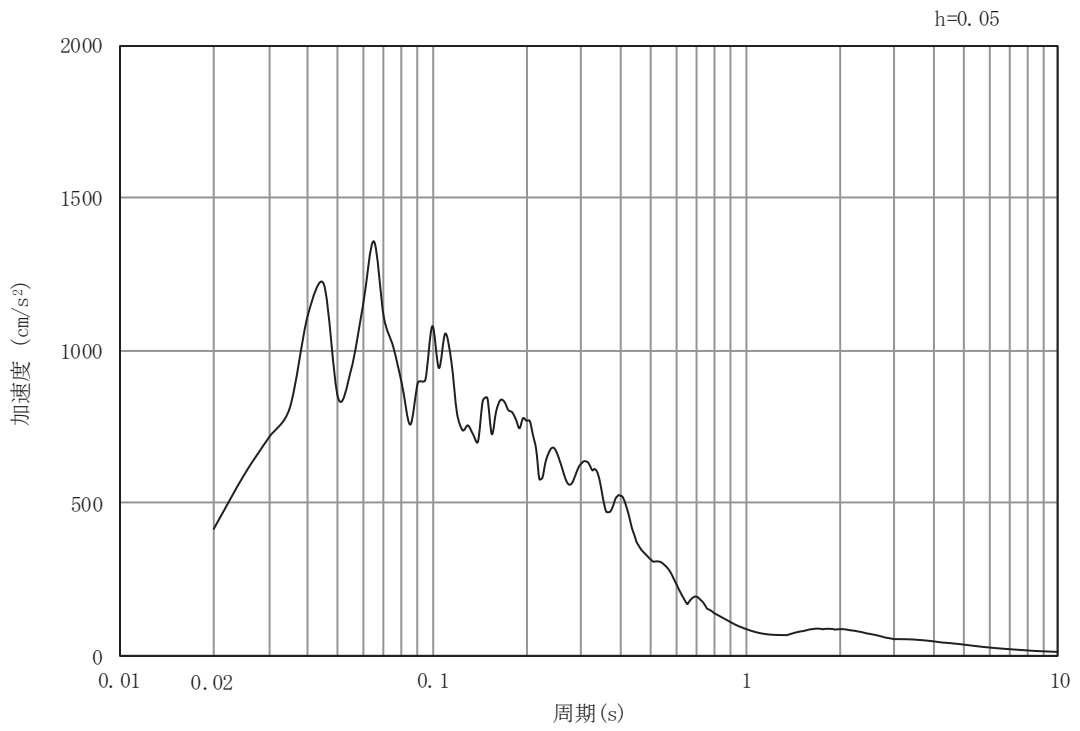


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10(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
(水平方向 : S s - F 3)

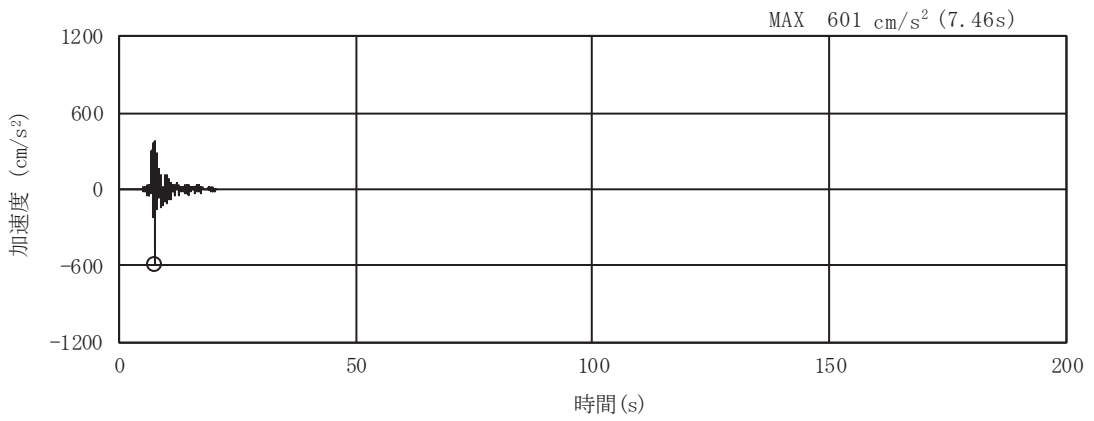


(a) 加速度時刻歴波形

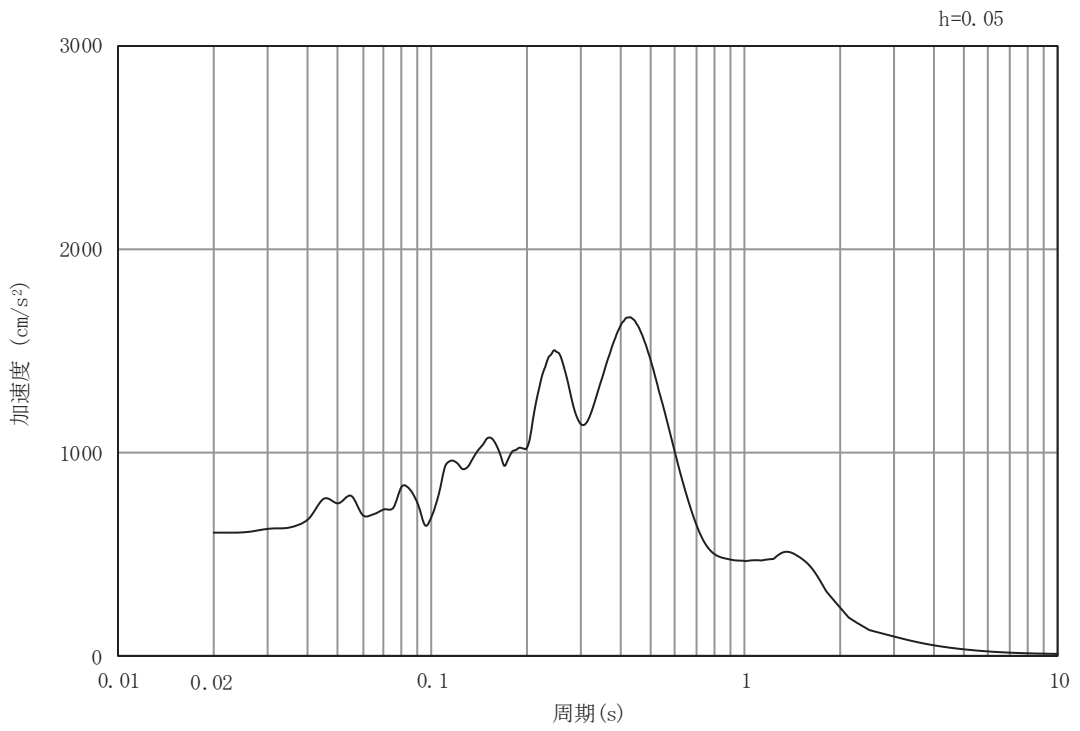


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10(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
(鉛直方向：S s - F 3)

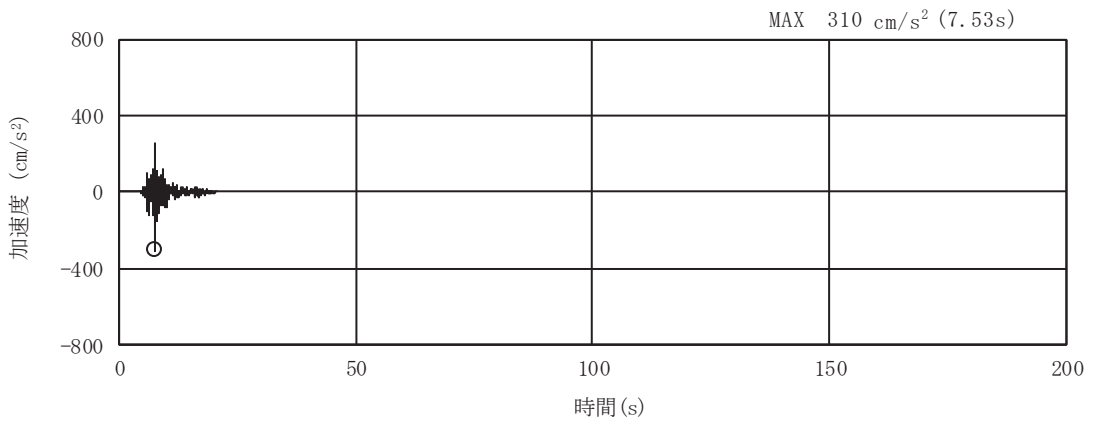


(a) 加速度時刻歴波形

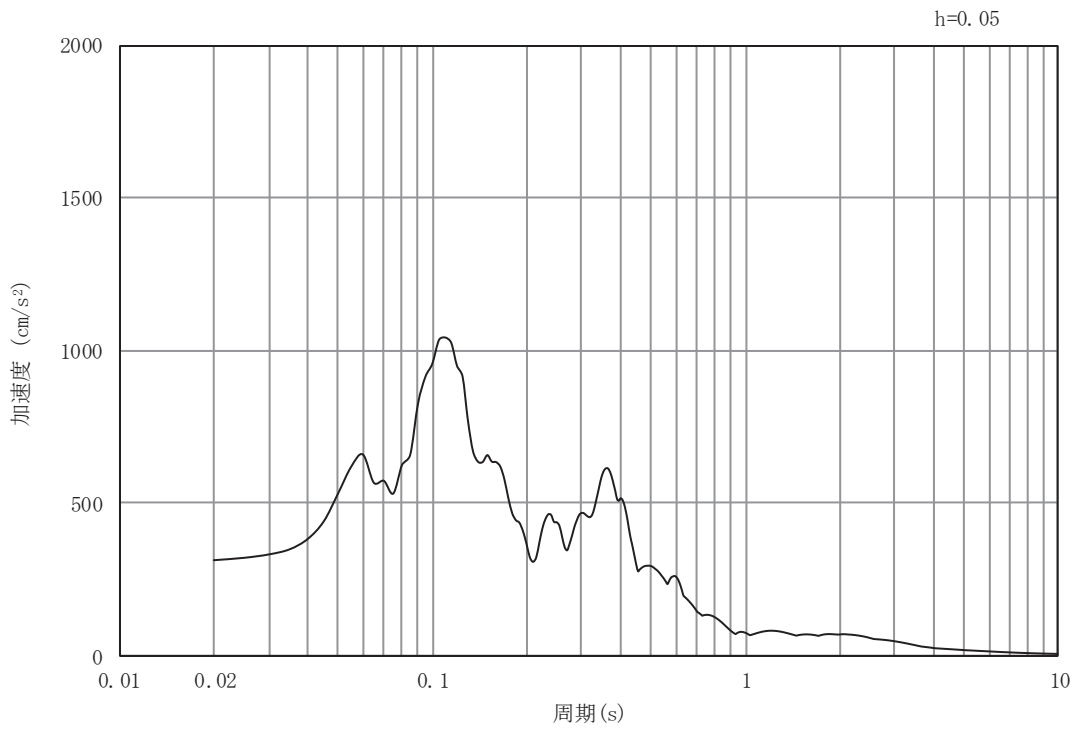


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10(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
(水平方向 : 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 3-10(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
(鉛直方向：S s - N 1)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

第1号機取水路の地震応答解析モデルを図3-11及び図3-12に示す。

(1) 解析領域

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、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。

(2) 境界条件

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデル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。

(3) 構造物のモデル化

構造部材については、非線形はり要素によりモデル化する。なお、構造部材である第1号機取水路は図3-1に示すとおり評価対象断面に対して斜めに位置しており、側壁及び隔壁が実際の部材厚よりも厚くなることから、モデル化に当たっては第1号機取水路を直交する際の部材厚を考慮する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）について、鋼管杭は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。背面補強工及び置換コンクリートは線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

D₁級を除く岩盤は、線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。D₂級岩盤、改良地盤、セメント改良土及び盛土・旧表土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）でモデル化する。また、地下水位以深の盛土・旧表土は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) ジョイント要素の設定

地震時の「背面補強工と盛土」、「改良地盤と盛土・旧表土」、「改良地盤と岩盤」、「置換コンクリートと岩盤」、「置換コンクリートと盛土・旧表土」、「改良地盤とセメント改良土」、「背面補強工とセメント改良土」、「改良地盤と置換コンクリート」、「構造物（第1号機取水路）と盛土」及び「構造物（第1号機取水路）と置換コンクリート」の接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

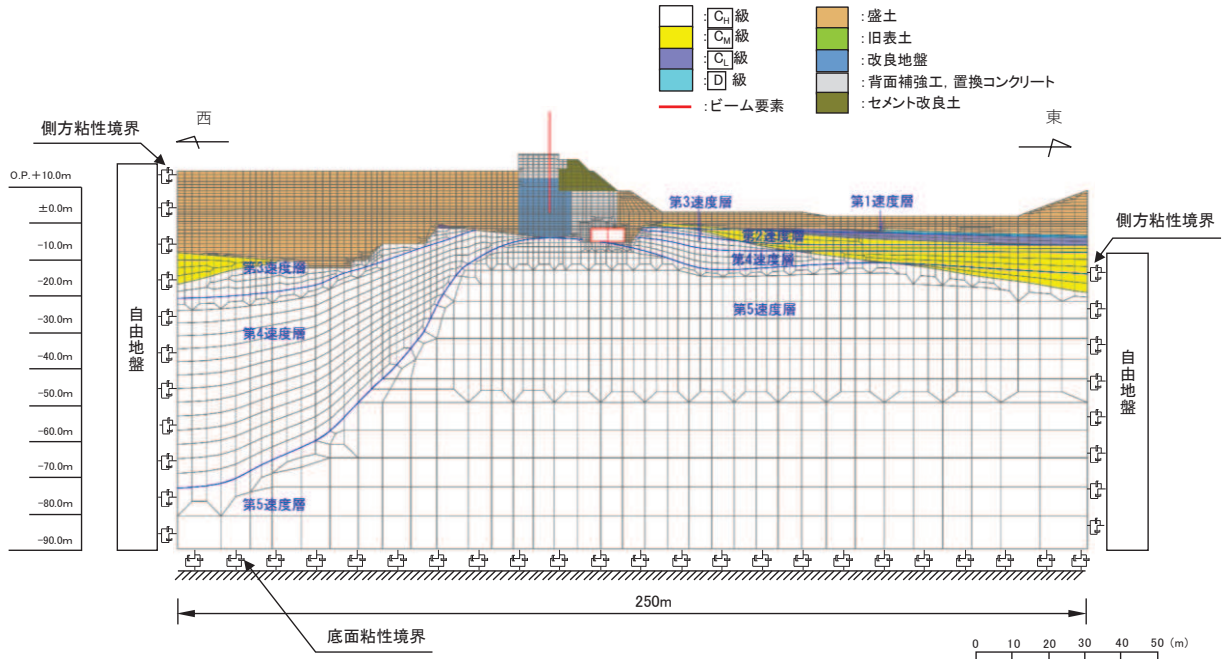


図 3-11 第 1 号機取水路の解析モデル (A-A 断面)

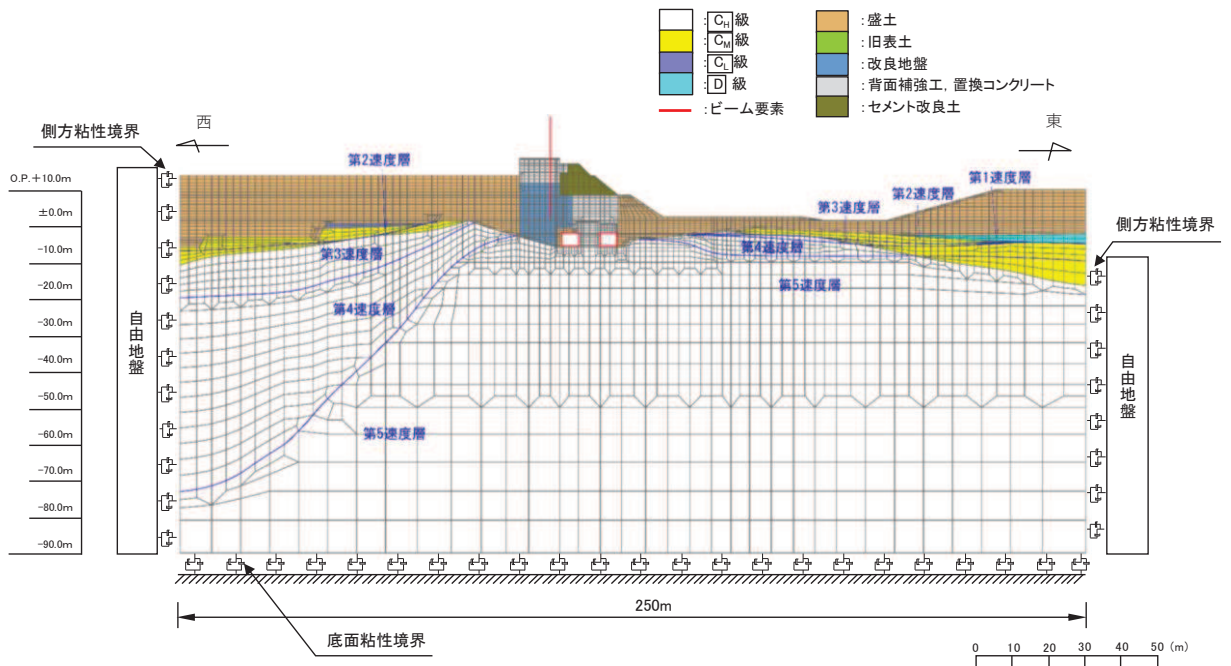


図 3-12 第 1 号機取水路の解析モデル (B-B 断面)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-4 に、材料の物性値を表 3-5 に示す。

表 3-4 使用材料

材料	諸元
鉄筋	SD345
コンクリート (構造部材)	設計基準強度 20.5N/mm ²
コンクリート (背面補強工)	設計基準強度 30N/mm ²
コンクリート (置換コンクリート)	設計基準強度 30N/mm ²
鋼管杭	SM570, SKK490

表 3-5 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	
鉄筋	ヤング係数(N/mm ²)	2.00×10 ⁵	
コンクリート (構造部材)	ヤング係数 (N/mm ²)	実強度*	3.43×10 ⁴ 解析ケース④
		設計基準強度	2.33×10 ⁴ 解析ケース①, ②, ③
	ポアソン比	0.2	
コンクリート (背面補強工)	単位体積重量(kN/m ³)	24.0	
	ヤング係数(N/mm ²)	2.80×10 ⁴	
	ポアソン比	0.2	
コンクリート (置換コンクリート)	単位体積重量(kN/m ³)	22.5	
	ヤング係数(N/mm ²)	2.80×10 ⁴	
	ポアソン比	0.2	
鋼管杭 (SM570, SKK490)	単位体積重量(kN/m ³)	77.0	
	ヤング係数(N/mm ²)	2.00×10 ⁵	
	ポアソン比	0.3	

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。

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

3.5.4 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を表 3-6、図 3-2 及び図 3-3 に示す。

表 3-6 設計用地下水位

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
第 1 号機取水路	A-A 断面	0. P. +1. 43m (朔望平均満潮位)
	B-B 断面	0. P. +1. 43m (朔望平均満潮位)

3.6 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。

3.6.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

躯体の曲げ軸力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（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。

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 3-7 に示す。

表 3-7 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	限界層間変形角	$1/100$

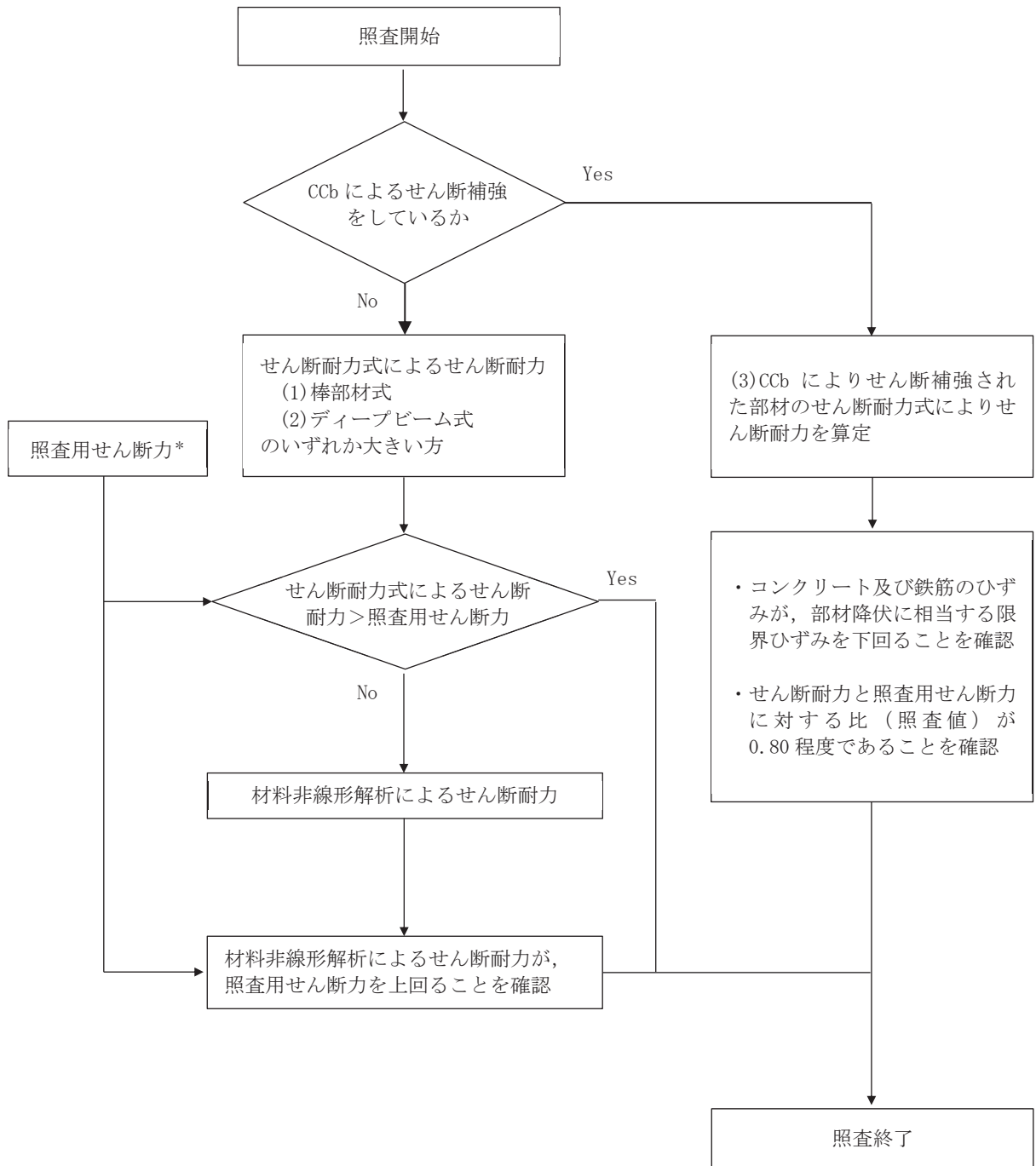
(2) せん断破壊に対する許容限界

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。

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。

せん断破壊に対する耐力評価フローを図 3-13 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 3-13 せん断破壊に対する検査フロー

(1) 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

- ここで、 V_{yd} : せん断耐力
 V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力
 V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

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

$$f_{vcd} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

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

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

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

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

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

ここで、 f'_{cd} : 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'_{ck} を材料係数 γ_{mc} で除したもの

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

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_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

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

ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度を γ_{ms} で除したもので、
400N/mm²以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm² 以上のときは 800N/mm² 以下とする。

α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強鉄筋の配置間隔

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

γ_{bs} : 部材係数

γ_{ms} : 材料係数

(2) ディープビーム式

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

ここで、 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

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

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

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

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

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

ここで、 γ_{bc} : 部材係数

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

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

ここで、 p_{wb} : せん断補強鉄筋比 (%)

(3) 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）

第1号機取水路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、「建設技術証明書」に示されている以下の設計式により求める。

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

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

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

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当たりのせん断耐力

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当たりのせん断耐力

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当たりのせん断耐力

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当たりのせん断耐力

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。

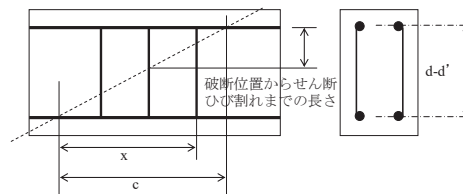
α_{aw} : セラミックキャップバー（Ccb）が部材軸となす角度

S_{aw} : セラミックキャップバー（Ccb）の配置間隔

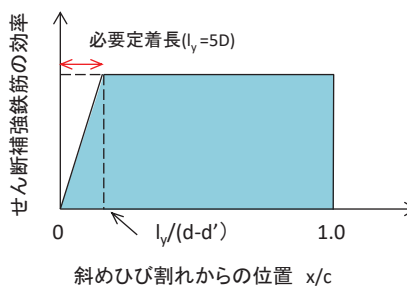
- z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で一般に $d/1.15$ としてよい。
- γ_b : 部材係数 (一般に 1.10 としてよい)
- l_y : セラミックキャップバー (CCb) の先端型定着耐の定着長 (5D としてよい)
- S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔
- d : 補強対象部材の有効高さ
- d' : 差し込み側の部材表面から圧縮鋼材図心までの距離

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_{av} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乘じることにより考慮されている。

図 3-14 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 3-14 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

3.6.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤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、支持力試験により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3-9 に示す。

表 3-9 基礎地盤の支持力に対する許容限界

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

3.7 評価方法

第 1 号機取水路の耐震評価は，地震応答解析により算定した照査用応答値が「3.6 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

3.7.1 構造部材の健全性評価

構造強度を有することの確認については，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照査において，地震応答解析により算定した層間変形角及びせん断力が許容限界以下であることを確認する。

構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対して最大照査値となる解析ケース及び地震動での層間変形角の時刻歴波形を図 3-15 及び図 3-16 に，せん断破壊に対する最大照査値の評価時刻での断面力図を図 3-17 及び図 3-18 に示す。

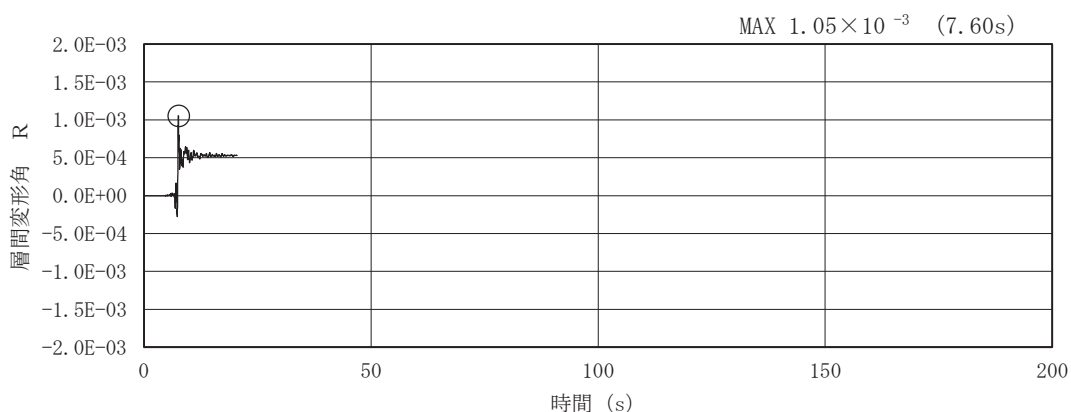


図 3-15 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の層間変形角時刻歴波形
(A-A 断面, S s - N 1 (++))

(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)

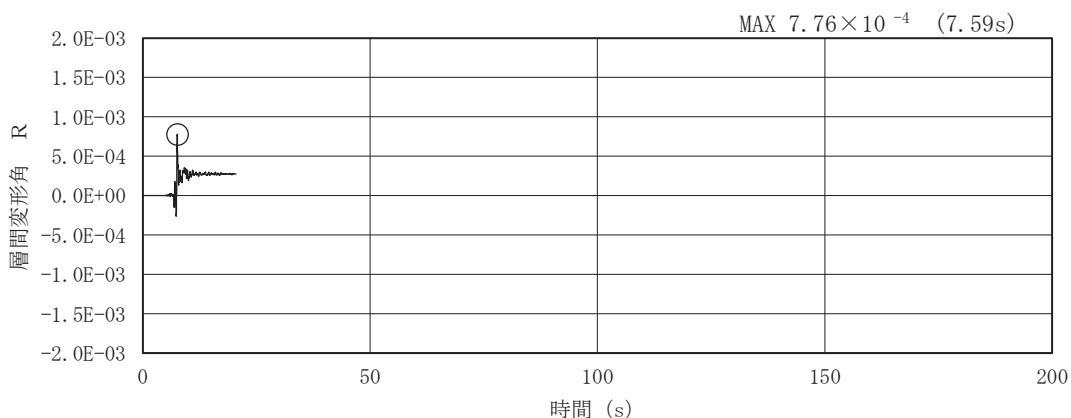


図 3-16(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の層間変形角時刻歴波形
(B-B 断面 (右), S s - N 1 (++))

(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)

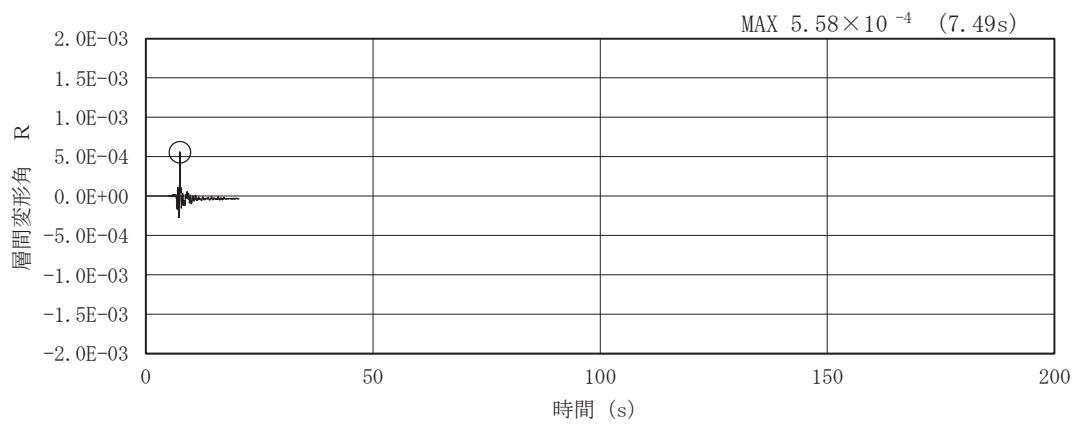
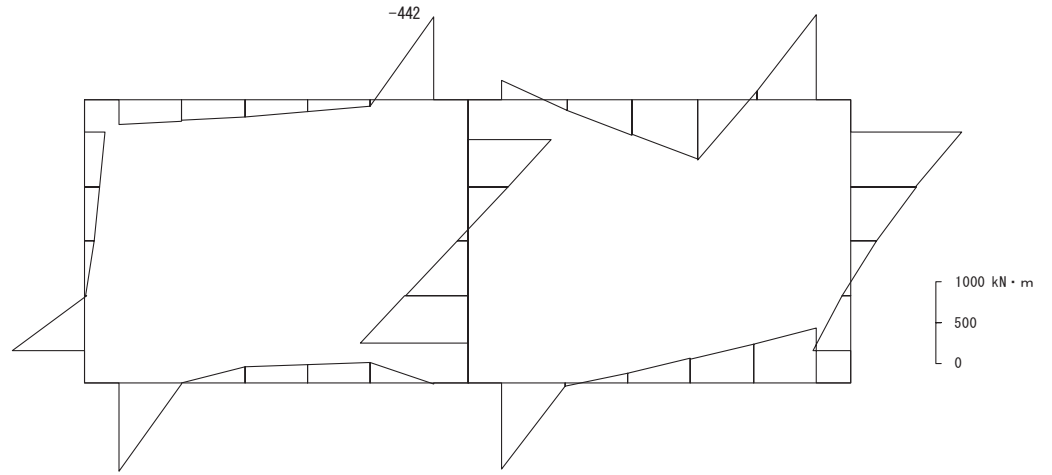
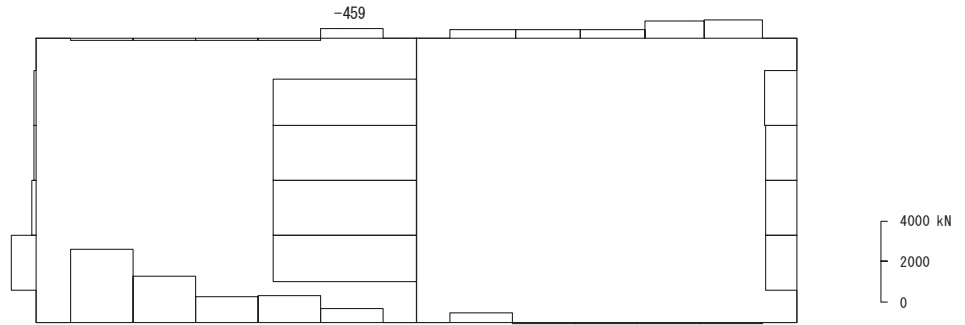


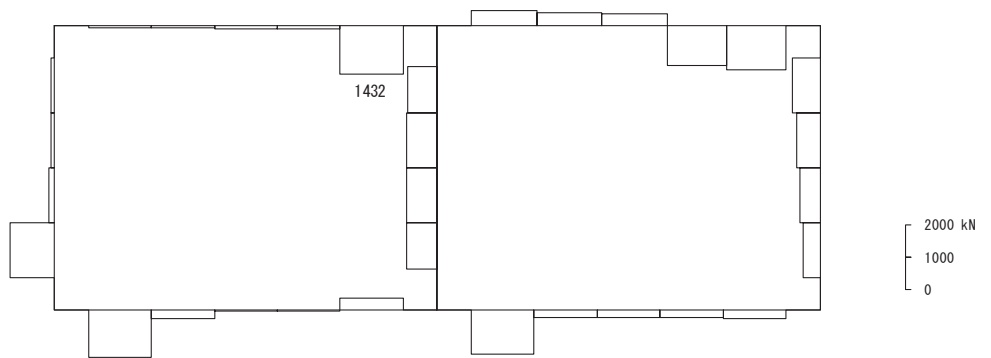
図 3-16(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の層間変形角時刻歴波形
 (B-B 断面 (左) , S s - N 1 (++))
 (解析ケース① : 基本ケース)



数値：評価位置における断面力
(a) 曲げモーメント (kN・m)

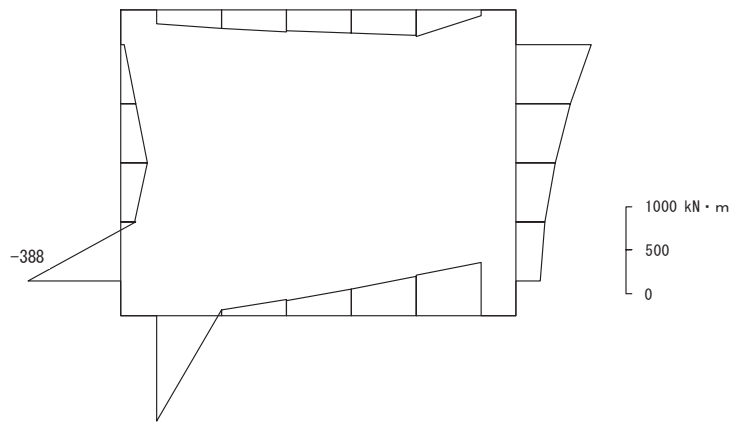


数値：評価位置における断面力
(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)

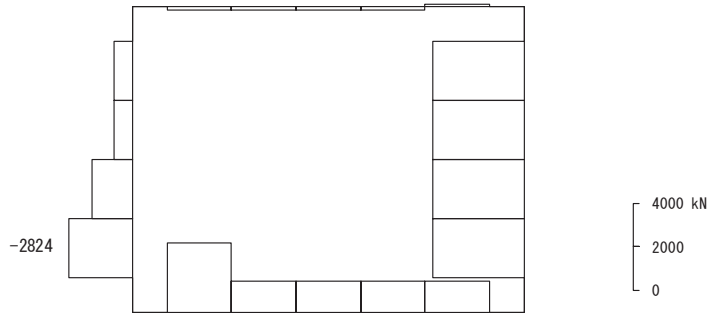


数値：評価位置における断面力
(c) せん断力 (kN)

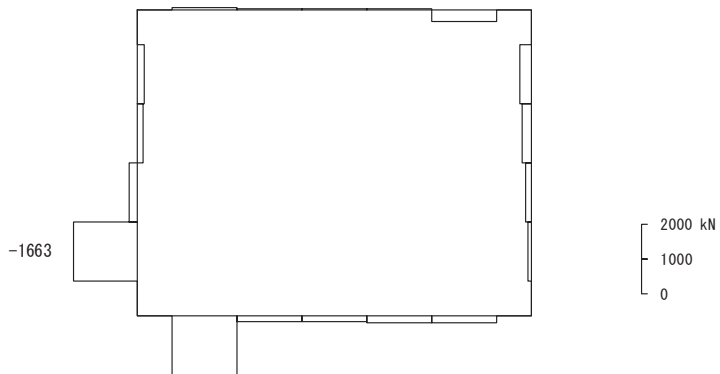
図 3-17 せん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力
(A-A 断面, 頂版左, S s - N 1 (++) , t = 7.60s)
(解析ケース③ : 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)



数値：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)

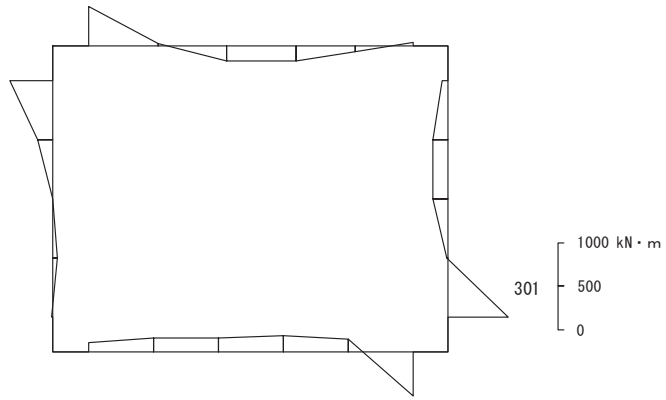


数値：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+：引張，-：圧縮)

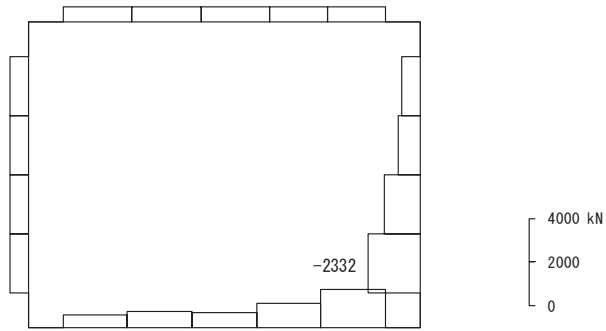


数値：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

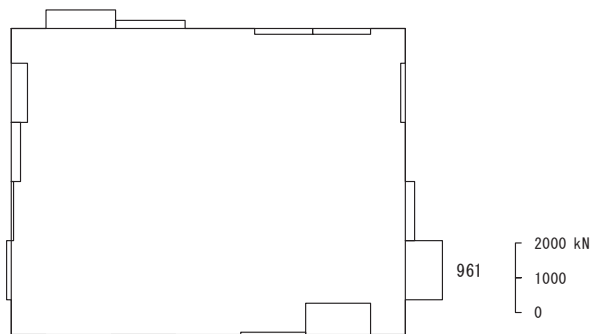
図 3-18(1) せん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力
 (B-B 断面，右取水路左側壁，S s - N 1 (++)，t = 7.60s)
 (解析ケース④：材料物性のばらつき (実強度) を考慮した解析ケース)



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



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



数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 3-18(2) せん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力
 (B-B 断面, 左取水路右側壁, S s - F 2 (-+), t = 26.85s)
 (解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)

3.7.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては、構造部材を支持する基礎地盤に発生する接地圧が許容限界以下であることを確認する。

4. 耐震評価結果

4.1 構造部材の健全性に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値を表 4-1 及び表 4-2 に、せん断破壊に対する照査における各評価位置での最大照査値を表 4-3 及び表 4-4 に示す。また、第 1 号機取水路の評価位置を図 4-1 及び図 4-2 に示す。

第 1 号機取水路の照査用層間変形角及びせん断力が、構造部材の許容限界以下であることを確認した。

表 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (A-A 断面)

地震動	解析 ケース	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
S _s -N1(++)	③	1.27×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.13

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

表 4-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (B-B 断面)

評価 位置	地震動	解析 ケース	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
右	S _s -N1(++)	③	9.32×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10
左	S _s -N1(++)	①	6.71×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07

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

表 4-3 せん断破壊に対する最大照査値 (A-A 断面)

評価位置	地震動	解析 ケース	照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
頂版 4	S _s -N1(++)	③	1504	2130	0.71
側壁 1	S _s -N1(++)	④	1407	2729	0.52
隔壁 3	S _s -N1(++)	③	975	3710	0.27
底版 6	S _s -N1(++)	④	1536	3746	0.42

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

表 4-4 せん断破壊に対する最大照査値 (B-B 断面)

評価位置		地震動	解析 ケース	照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 V_{y_d} (kN)	照査値 V_d/V_{y_d}
右	頂版 ③	$S_s - F_2 (-+)$	④	458	2071	0.23
	側壁 ①	$S_s - N_1 (++)$	④	1747	2832	0.62
	底版 ④	$S_s - N_1 (++)$	④	1739	3716	0.47
左	頂版 ⑦	$S_s - F_2 (-+)$	①	666	2217	0.31
	側壁 ⑥	$S_s - F_2 (-+)$	③	1010	2842	0.36
	底版 ⑧	$S_s - F_2 (-+)$	④	1036	3787	0.28

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

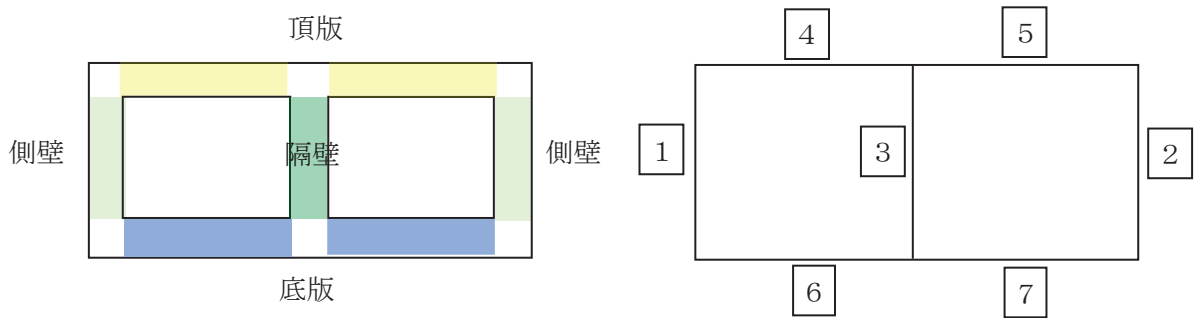


図 4-1 A-A 評価位置

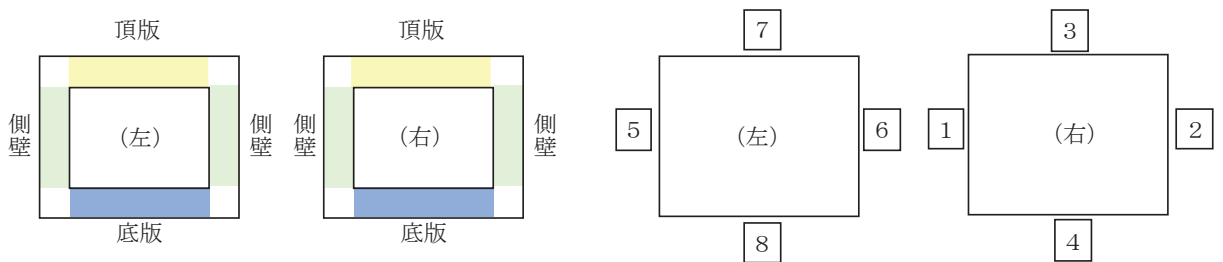


図 4-2 B-B 評価位置

4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する評価結果を表 4-5 及び表 4-6 に、最大接地圧分布図を図 4-3 及び図 4-4 に示す。

第 1 号機取水路の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 4-5 基礎地盤の支持性能評価結果 (A-A 断面)

地震動	解析 ケース	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a / R_{ua}
S _s -D2(-+)	①	6.3	13.7	0.46

表 4-6 基礎地盤の支持性能評価結果 (B-B 断面)

評価位置	地震動	解析 ケース	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a / R_{ua}
右	S _s -N1(++)	③	10.7	13.7	0.79
左	S _s -D2(++)	①	4.4	13.7	0.33

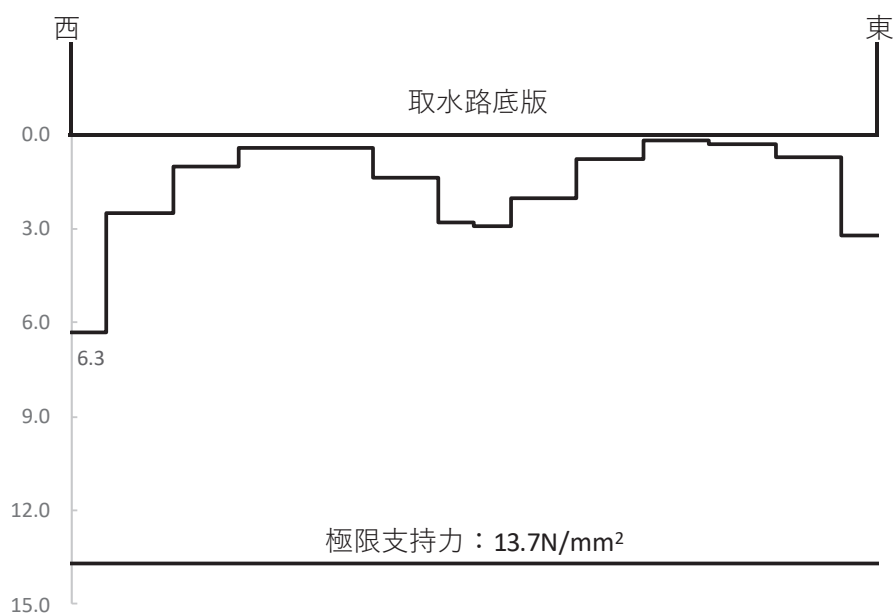


図4-3 第 1 号機取水路の基礎地盤の最大接地圧分布図 (A-A断面)
(解析ケース①, S_s-D2(-+))

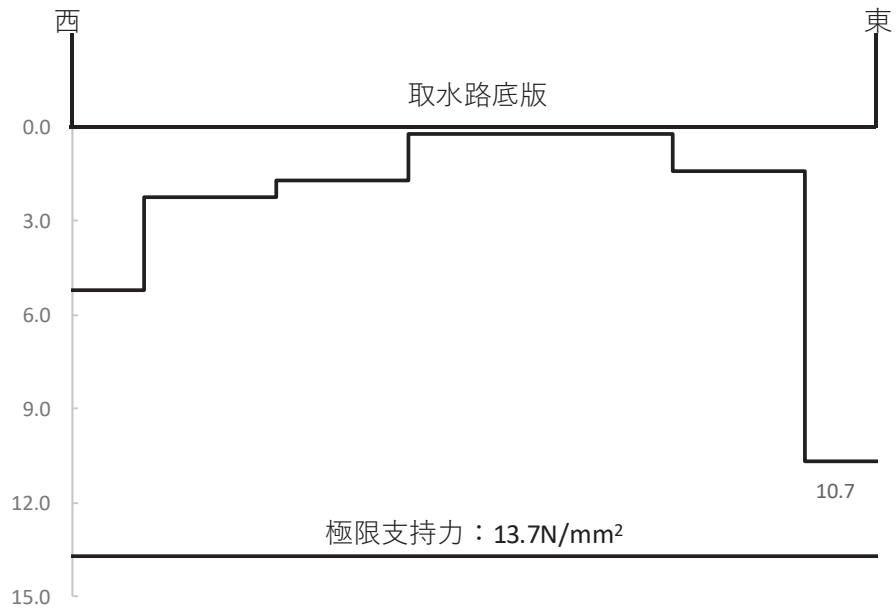


図4-4(1) 第1号機取水路の基礎地盤の最大接地圧分布図 (B-B断面: 右)
(解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

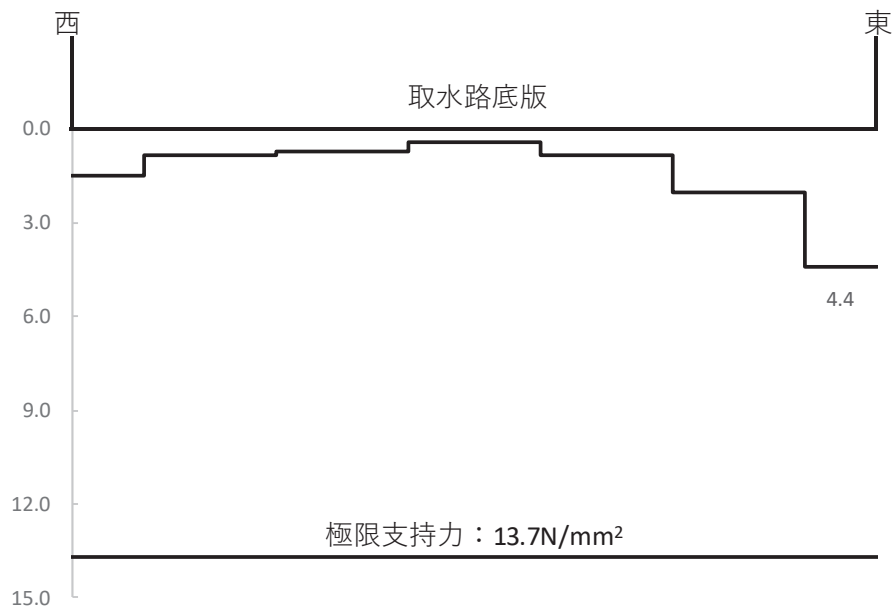


図4-4(2) 第1号機取水路の基礎地盤の最大接地圧分布図 (B-B断面: 左)
(解析ケース①, $S_s - D2$ (++))

VI-2-11-2-18 第3号機取水路の耐震性についての計算書

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造及び補強の概要	3
2.3	評価方針	6
2.4	適用基準	8
3.	耐震評価	9
3.1	評価対象断面	9
3.2	解析方法	11
3.2.1	構造部材	11
3.2.2	地盤物性及び材料物性のばらつき	13
3.2.3	減衰定数	14
3.2.4	地震応答解析の解析ケースの選定	15
3.3	荷重及び荷重の組合せ	18
3.3.1	耐震評価上考慮する状態	18
3.3.2	荷重	18
3.3.3	荷重の組合せ	18
3.4	入力地震動	19
3.5	解析モデル及び諸元	34
3.5.1	解析モデル	34
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	36
3.5.3	地盤の物性値	36
3.5.4	地下水位	37
3.6	許容限界	38
3.6.1	構造部材の健全性に対する許容限界	38
3.6.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	44
3.7	評価方法	45
3.7.1	全応力解析における構造部材の健全性評価	45
3.7.2	有効応力解析における構造部材の健全性評価	47
3.7.3	基礎地盤の支持性能評価	51
4.	耐震評価結果	52
4.1	全応力解析における耐震評価結果	52
4.1.1	構造部材の健全性に対する評価結果	52
4.1.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	54
4.2	有効応力解析における耐震評価結果	56
4.2.1	構造部材の健全性に対する評価結果	56
4.2.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	57

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、第3号機取水路が、上位クラス施設である防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地中部に位置していることから、上位クラス施設に対して波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

波及的影響の評価は、上位クラス施設の機能が保持されることを確認するために、下位クラス施設である第3号機取水路を対象に、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計に適用する基準地震動 S_s を用いた地震応答解析を行い、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、第3号機取水路が十分な構造強度を有することを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

第3号機取水路の位置を図2-1に示す。

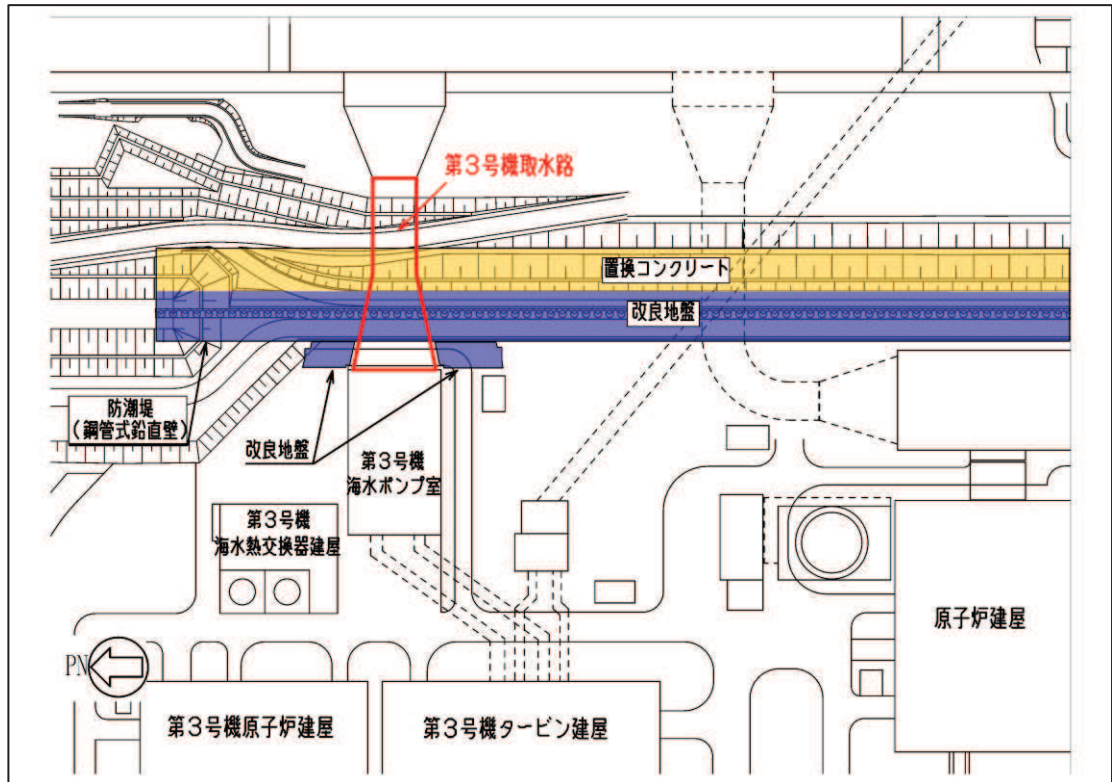


図2-1 第3号機取水路の位置図

2.2 構造及び補強の概要

第3号機取水路の平面図を図2-2に、断面図を図2-3に、耐震補強の概要図を図2-4に、概略配筋図を図2-5に示す。

第3号機取水路は、第3号機取水口と第3号機海水ポンプ室を結ぶ、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、延長27.41m、内空幅 [] 内空高さ [] の二連ボックスカルバート構造の標準部と、延長32.42m、内空幅 [] 内空高さ [] の四連ボックスカルバート構造の漸拡部より構成され、標準部は延長方向に断面の変化が少なく、漸拡部は断面が延長方向に異なる線状構造物である。

また、第3号機取水路は、マンメイドロック（以下「MMR」という。）を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

第3号機取水路の耐震性を確保するために耐震補強を実施する。

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。）によるせん断補強を実施する。

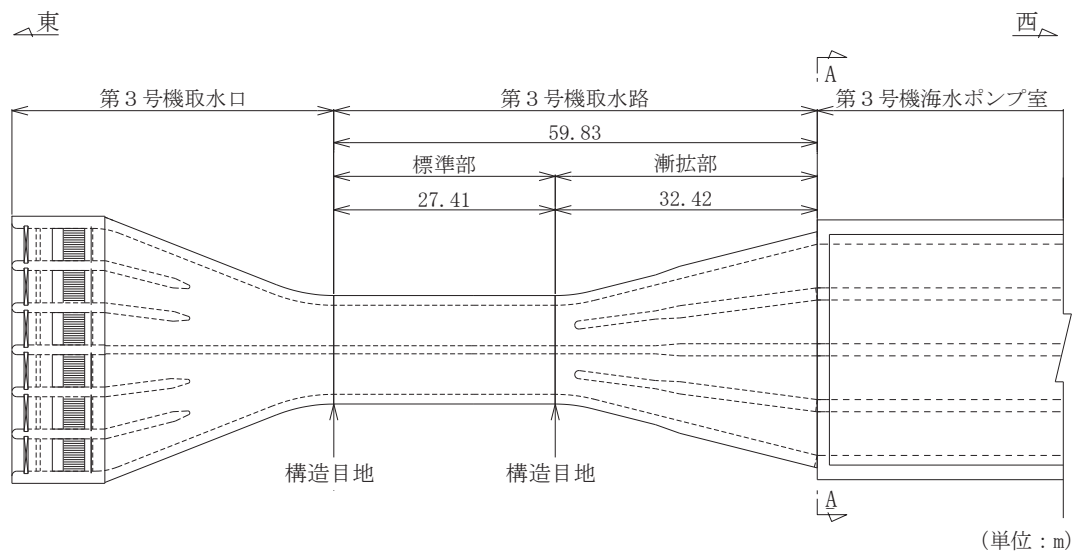


図2-2 第3号機取水路平面図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

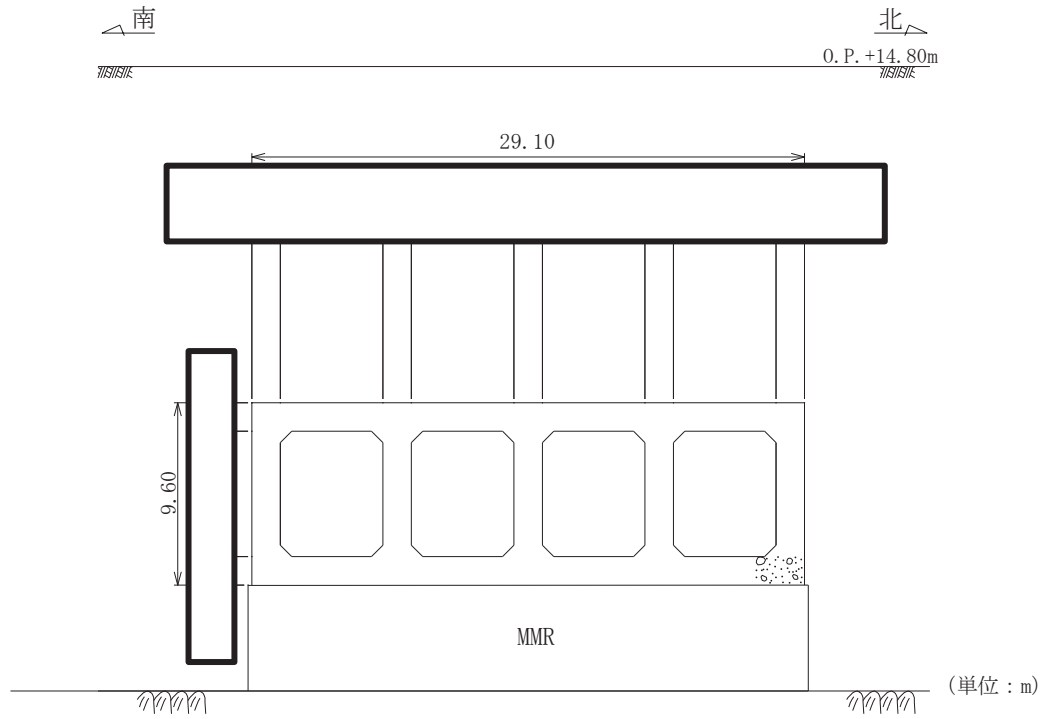
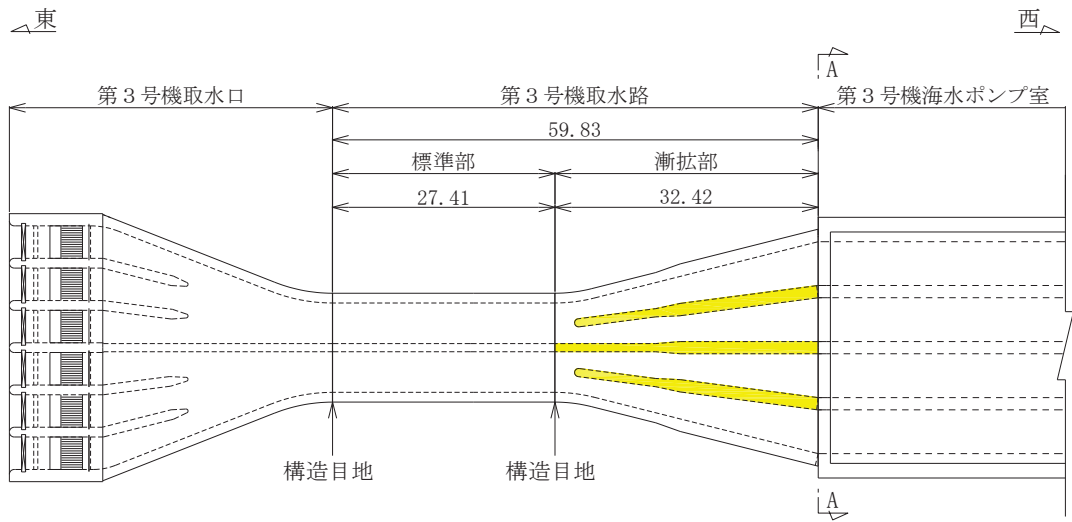


図 2-3 第 3 号機取水路断面図 (A-A 断面)

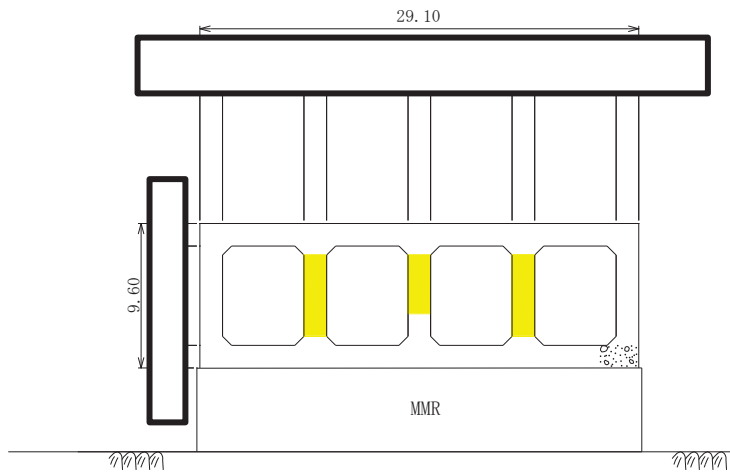


■ : Ccb による耐震補強箇所

図 2-4(1) Ccb による耐震補強箇所 (平面図)

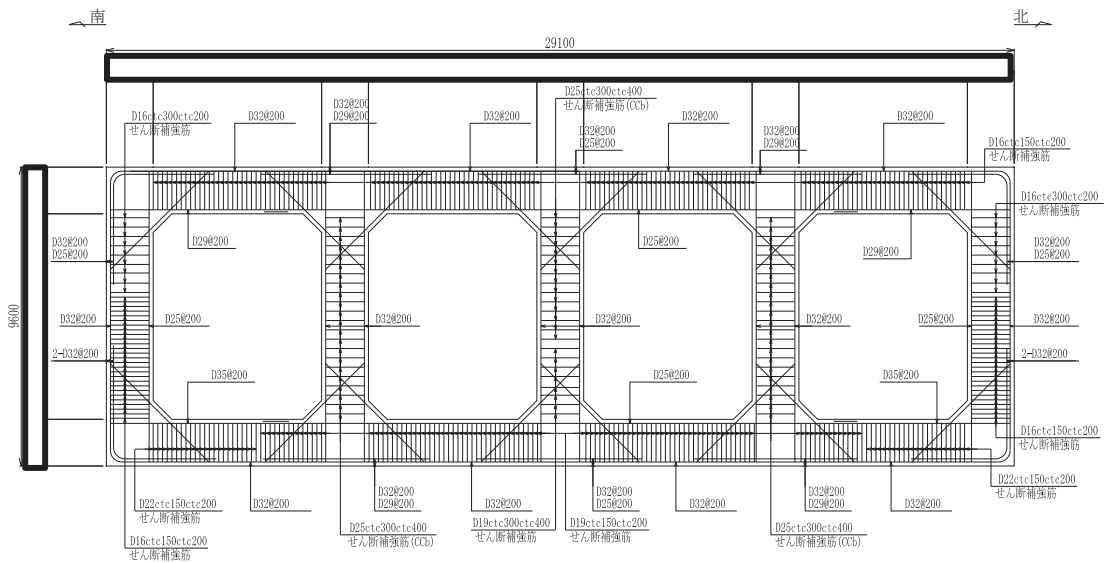
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

南 北
O. P. +14.80m



■ : Ccbによる耐震補強箇所

図 2-4(2) Ccbによる耐震補強箇所 (断面図)



□ : Ccb 工法適用箇所

図 2-5 第 3 号機取水路概略配筋図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.3 評価方針

第3号機取水路は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響評価を行う。

第3号機取水路の波及的影響評価は、地震応答解析により得られた解析結果に基づき、表2-1の第3号機取水路の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

第3号機取水路の耐震評価フローを図2-6に示す。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有することを確認する。

構造部材の健全性評価については、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、曲げ・軸力系の破壊については構造部材の照査用層間変形角が許容限界を下回ることを確認する。せん断破壊に対しては照査用せん断力が許容限界を下回ることを確認する。なお、せん断破壊に対する補強としてCCb工法を用いる場合には、構造部材に対してCCb工法の適用条件を満たしていることを確認し、CCb工法を採用する。

基礎地盤の支持性能評価においては、地震応答解析より得られた基礎地盤の接地圧が、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づく許容限界を下回ることを確認する。

ここで、第3号機取水路は、運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力、温度等について、波及的影響評価における手法及び条件に有意な差異はなく、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。

表2-1 第3号機取水路の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	照査用層間変形角及び照査用せん断力が許容限界を下回ることを確認	曲げ・軸力	限界層間変形角*
				せん断力	せん断耐力*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認	岩盤の極限支持力*	
		MMR		MMRの支圧強度	

注記*：妥当な安全余裕を考慮する。

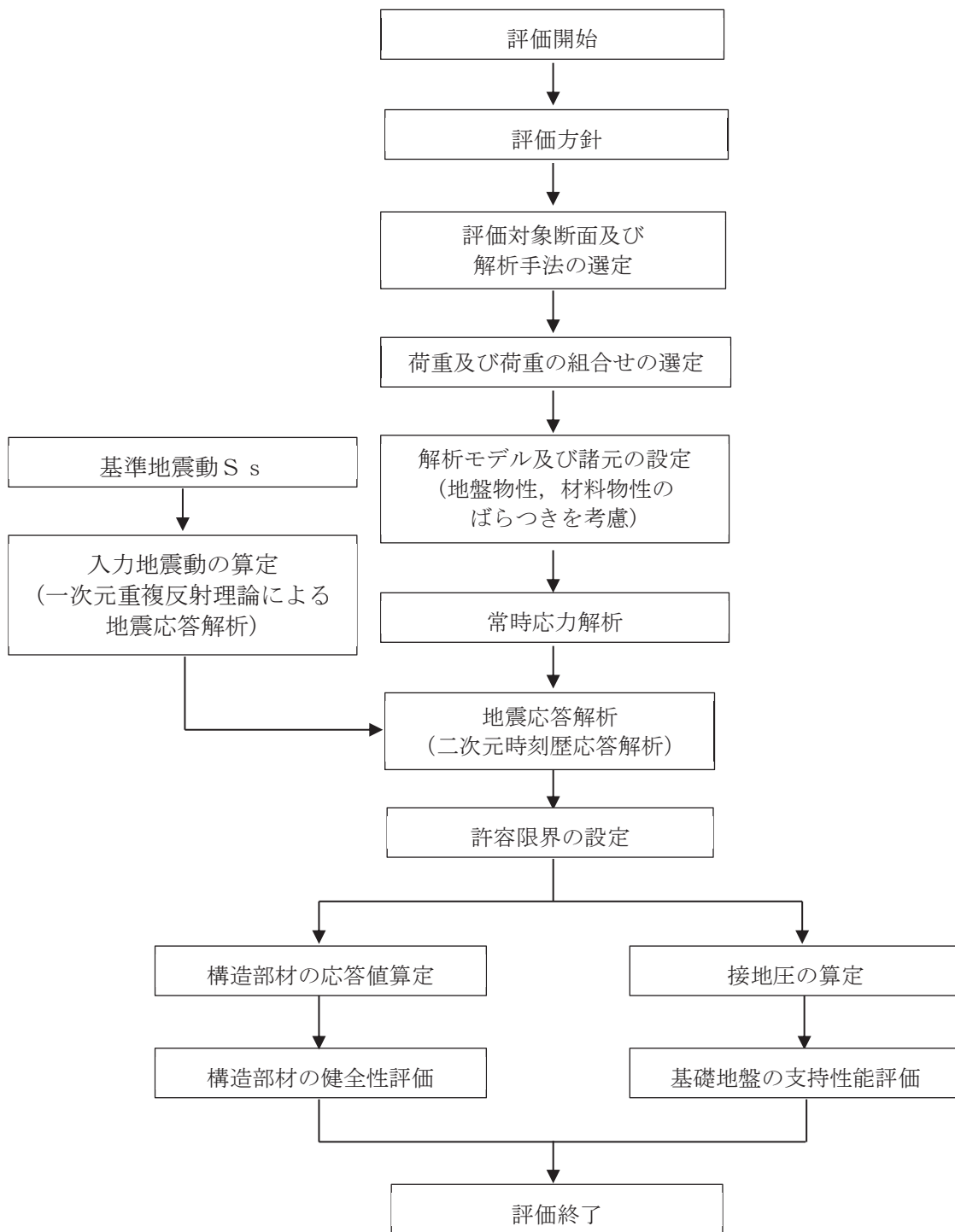


図 2-6 第 3 号機取水路の耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- 土木学会 2005年 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
- 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）
- 日本道路協会 平成14年3月 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 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編
- 一般財団法人土木研究センター 建設技術審査証明報告書 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)」

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

第3号機取水路の評価対象断面位置を図3-1に示す。第3号機取水路のうち、防潮堤（鋼管式鉛直壁）を横断する範囲の二連ボックスカルバート構造である標準部及び四連ボックスカルバート構造である漸拡部から、評価対象断面を選定する。

このうち、漸拡部と第3号機海水ポンプ室の接続部における断面は、内空幅及び内空高さが最も大きい断面であること、また、両側面のみ地盤改良がされており、防潮堤直下に比べ土圧低減効果は小さいことから、耐震評価上最も厳しい断面である。また、当該断面は、防潮堤の直下を横断する断面ではないものの、漸拡部は、水路途中に構造目地がない一体構造であることを考慮し、保守的な評価として、第3号機海水ポンプ室との接続部（A-A断面）を評価対象断面として選定する。

評価対象地質断面図を図3-2に示す。

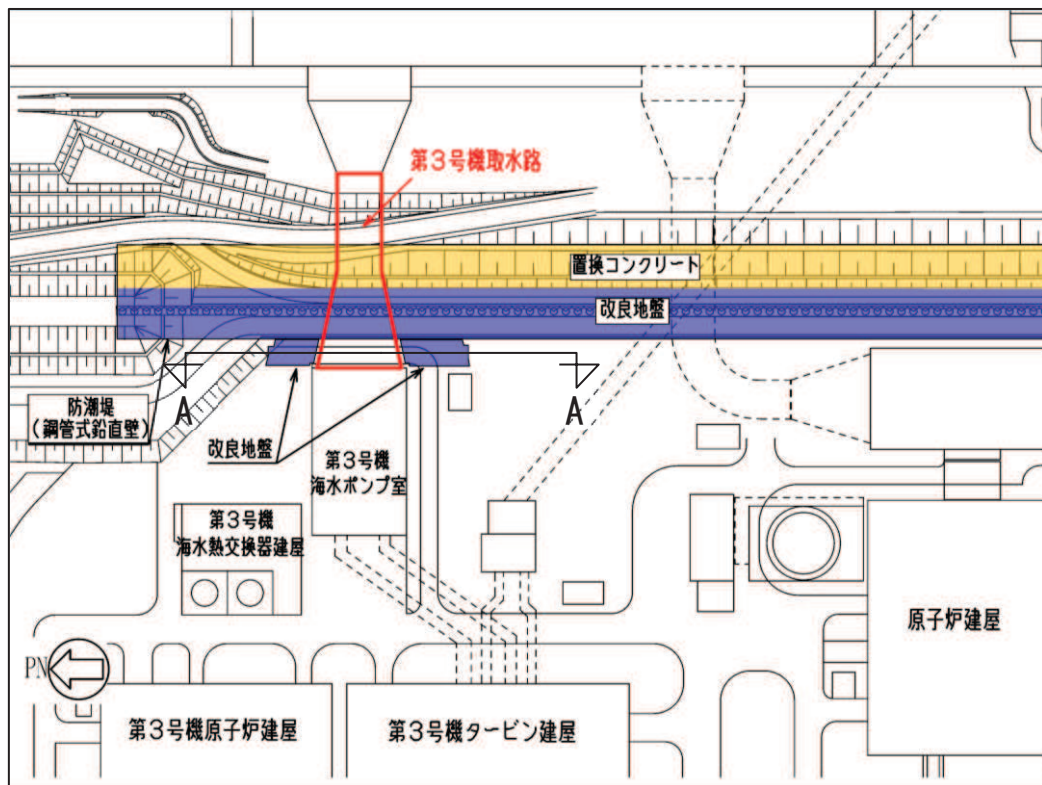


図3-1 第3号機取水路の評価対象断面位置図

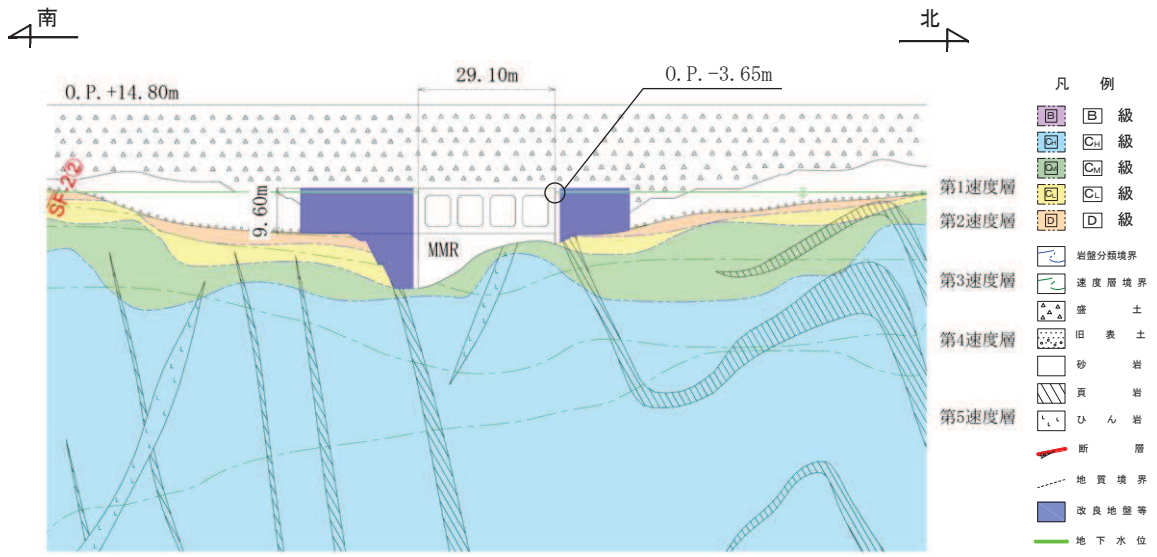


图 3-2 評価対象地質断面图 (A-A 断面)

3.2 解析方法

地震応答解析は、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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

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する。第3号機取水路の評価対象断面（A-A断面）は、構造物の両側面に地盤改良がなされており、その外側には、地下水位以深の盛土・旧表土が分布することから、解析手法は、全応力解析及び有効応力解析とする。

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

また、地盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。地震応答解析には、解析コード「Soil Plus Ver.2015 Build3」及び「FLIP Ver.7.3.0_2」を使用する。なお、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。

3.2.1 構造部材

鉄筋コンクリート部材は非線形はり要素でモデル化することとし、図3-3に示す $M-\phi$ 関係のトリリニアモデルとする。また、履歴特性は、図3-4に示すとおり修正武田モデルを適用する。また、コンクリートの応力-ひずみ関係及び鉄筋の応力-ひずみ関係には、それぞれ図3-5及び図3-6に示す非線形特性を考慮する。

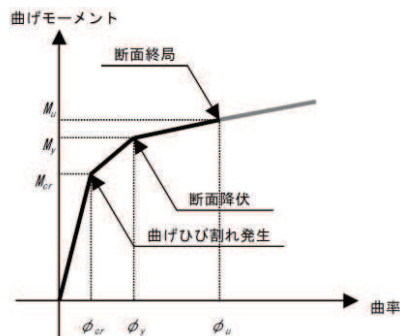


図3-3 鉄筋コンクリート部材の $M-\phi$ 関係
 （「土木学会 2005年 原子力発電所屋外重要土木構造物の
 耐震性能照査指針・マニュアル」より引用）

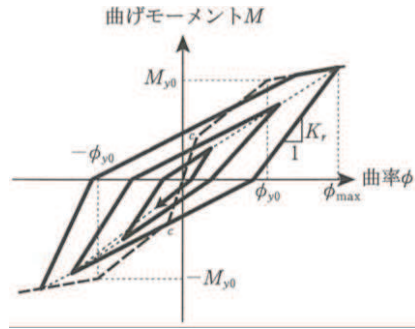


図 3-4 鉄筋コンクリート部材の履歴特性（修正武田モデル）

（「日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」より引用）

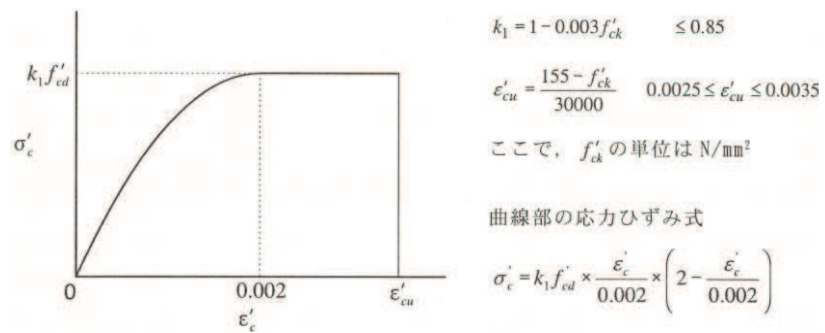


図 3-5 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）

（「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」より引用）

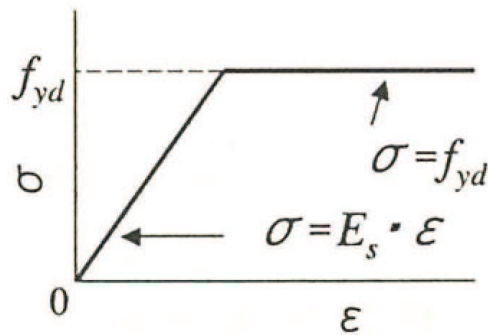


図 3-6 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）

（「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」より引用）

3.2.2 地盤物性及び材料物性のばらつき

地盤物性及び材料物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-1 に示す解析ケースを設定する。

第 3 号機取水路は、MMR を介して岩盤上に設置され、周囲には、旧表土、盛土、 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ている。これらの地盤のせん断変形が地震時に第 3 号機取水路の応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②、③、⑦及び⑧を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

また、材料物性のばらつきとして構造物の実強度に基づいて設定した解析ケース④又は⑨を実施することにより、材料物性のばらつきの影響を考慮する。

詳細な解析ケースの考え方は、「3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表 3-1 解析ケース

解析ケース	解析手法	材料物性 (コンクリート) (E_o : ヤング係数)	地盤物性	
			旧表土, 盛土, D 級岩盤, 改良地盤 (G_o : 初期せん断弾性係数)	C_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	全応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	全応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	全応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④*1	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*2	平均値	平均値
ケース⑥ (基本ケース)	有効応力解析	設計基準強度	平均値	平均値
ケース⑦	有効応力解析	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース⑧	有効応力解析	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース⑨*1	有効応力解析	実強度に基づく 圧縮強度*2	平均値	平均値

注記*1: 基本ケース (ケース①及び⑥) を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査における照査値の最大値を比較し、最大照査値を示す解析手法において、実強度を考慮した解析ケース (ケース④又はケース⑨) を実施する。

*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。

3.2.3 減衰定数

構造部材の減衰定数は、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固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

また、有効応力解析では、Rayleigh 減衰を考慮することとし、剛性比例型減衰 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) とする。なお、係数 β の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」による。

固有値解析結果に基づき設定した α , β を表 3-2 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

表 3-2 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

解析手法	α	β
有効応力解析	0.00	2.00×10^{-3}
全応力解析	4.635×10^{-1}	6.470×10^{-4}

3.2.4 地震応答解析の解析ケースの選定

耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、基本ケース（全応力解析の場合はケース①、有効応力解析の場合はケース⑥）を実施する。基本ケースにおいて、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、全応力解析の場合は、表 3-1 に示す解析ケース②及び③を、有効応力解析の場合は、表 3-1 に示す解析ケース⑦及び⑧を実施する。また、上記のケース①、⑥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ける照査値の最大値を比較し、最大照査値を示す解析手法において、実強度を考慮した解析ケース（ケース④又はケース⑨）を実施する。なお、ケース①とケース⑥の曲げ・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ける照査値の最大値の差が 0.05 未満の場合は、両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース（ケース④及びケース⑨）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。耐震評価における解析ケースを表 3-3 に示す。

表 3-3(1) 耐震評価における解析ケース (全応力解析)

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	○	<p>【追加解析ケースについて】</p> <p>基準地震動 S_s (7 波) に水平動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波に対し、全応力解析及び有効応力解析を実施し、照査を行ったケース①及びケース⑥の結果から、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, ③, ⑦及び⑧を実施する。</p> <p>すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②, ③, ⑦及び⑧を実施する。また、ケース①及びケース⑥の結果から、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の照査値が最大となる解析手法において、ケース④又はケース⑨を実施する。なお、ケース①とケース⑥の曲げ・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ける照査値の最大値の差が 0.05 未満の場合は、両解析ケースで実強度を考慮した解析ケース (ケース④及びケース⑨) を実施する。</p> <p>また、上記解析ケースの結果を踏まえ、更に照査値が大きくなる可能性がある場合は、追加解析ケースを実施する。</p>	
		-+*1	○		
	S _s -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 2005 年 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 (以下「土木学会マニュアル」という。) 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。

表 3-3(2) 耐震評価における解析ケース (有効応力解析)

解析ケース			ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨
			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	○	表 3-3(1)の【追加解析ケースについて】による		
		-+*1	○			
	S _s -D 2	++*1	○			
		-+*1	○			
	S _s -D 3	++*1	○			
		-+*1	○			
	S _s -F 1	++*1	○			
		-+*1	○			
	S _s -F 2	++*1	○			
		-+*1	○			
	S _s -F 3	++*1	○			
		-+*1	○			
	S _s -N 1	++*1	○			
		-+*1	○			

注記*1：耐震評価にあたっては、土木学会マニュアルに従い、水平方向の位相反転を考慮する。
地震動の位相について、++の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

*2：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、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。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

第3号機取水路の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪の影響を考慮する。埋設構造物であるため、風の影響は考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

第3号機取水路の地震応答解析において、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_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表3-4に示す。

表3-4 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + S_s$

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_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

3.4 入力地震動

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 3-7 に入力地震動算定の概念図を、図 3-8～図 3-21 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 Ver3.10」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。

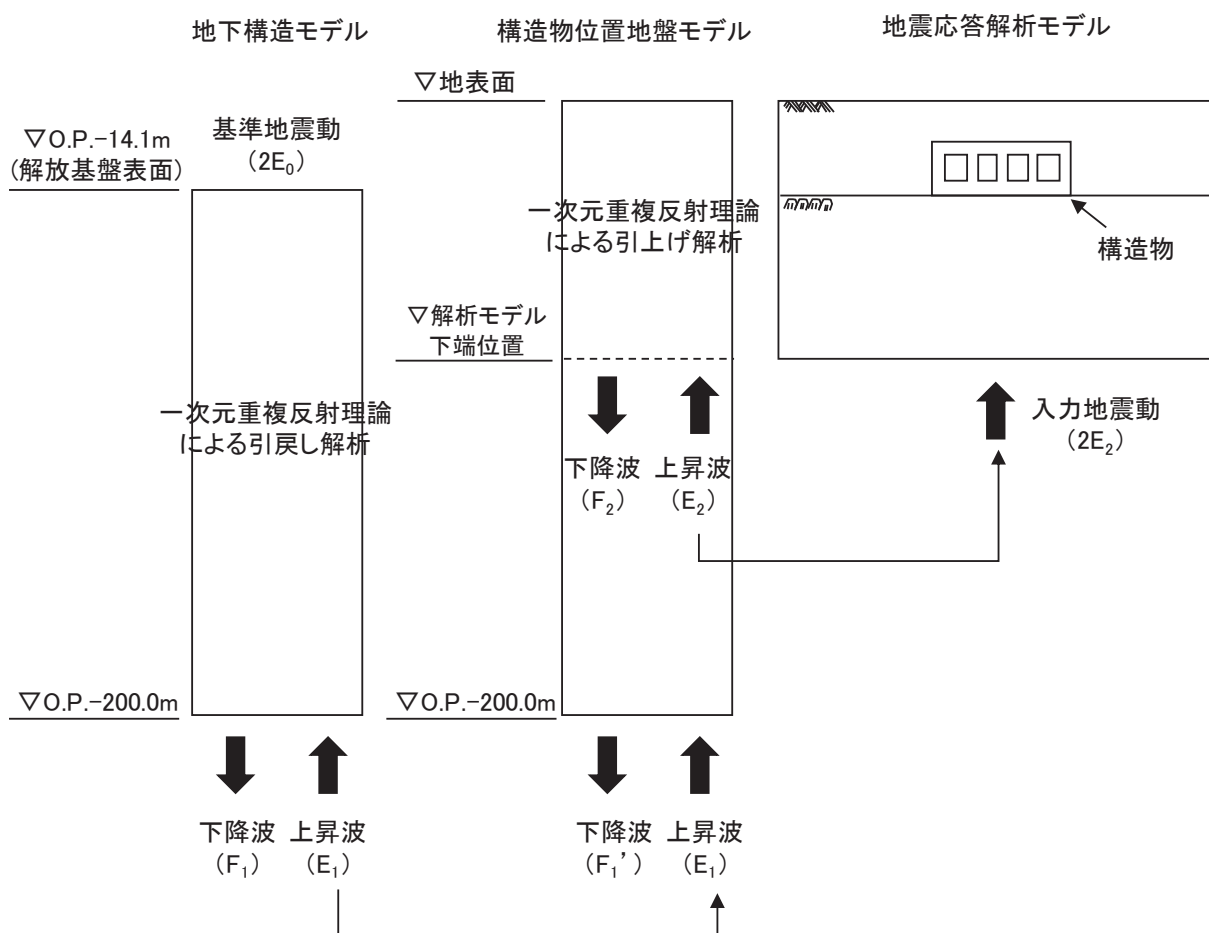
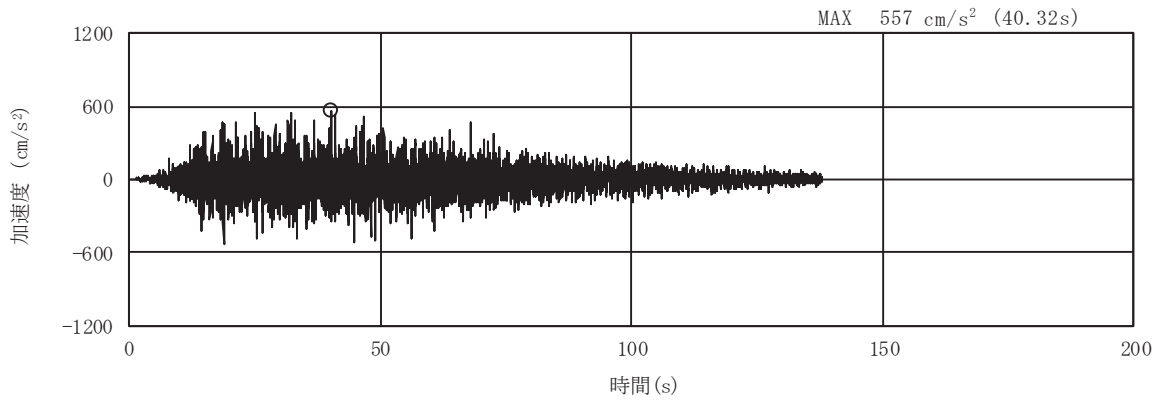
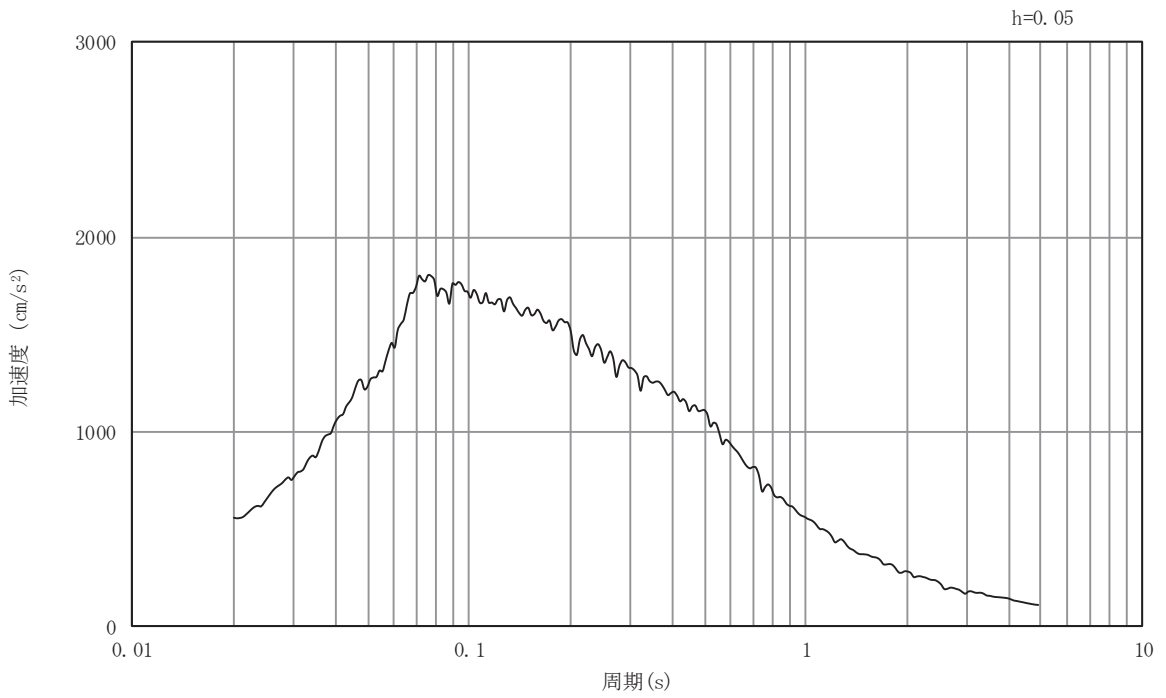


図 3-7 入力地震動算定の概念図 (基準地震動 S_s)

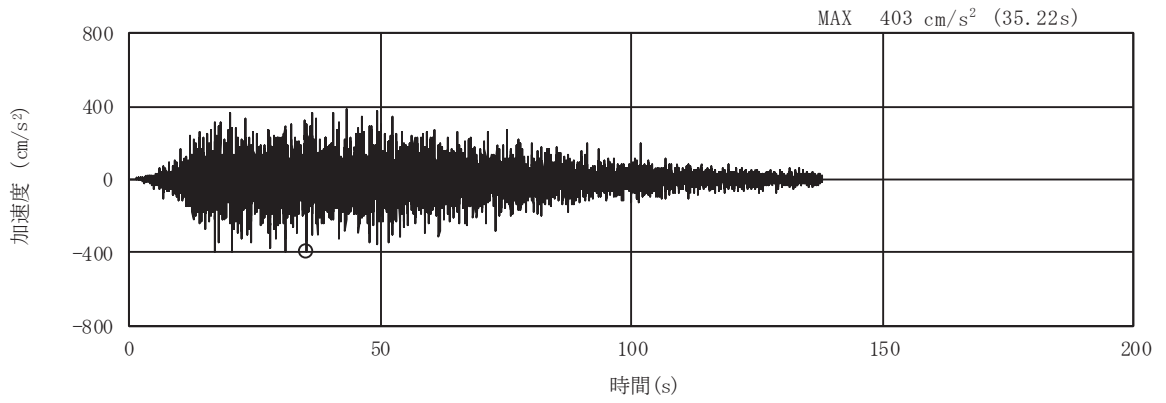


(a) 加速度時刻歴波形

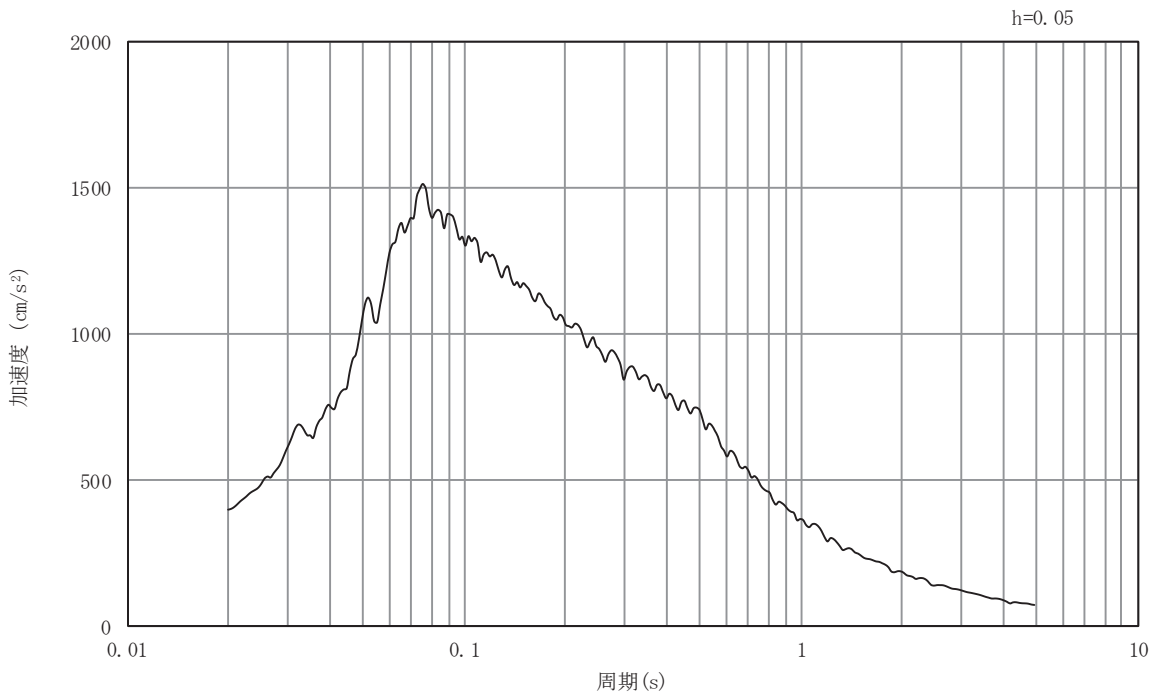


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8 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
(水平方向 : S s - D 1)

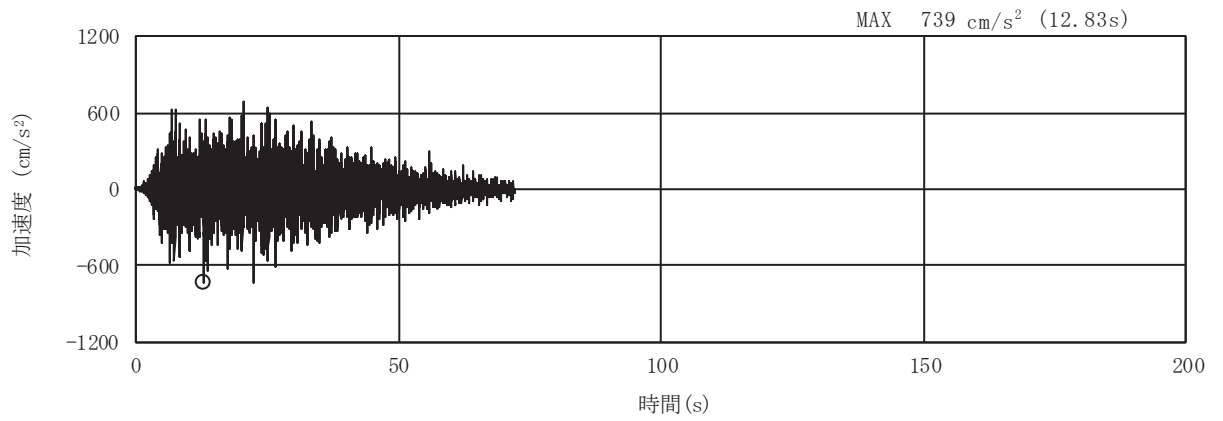


(a) 加速度時刻歴波形

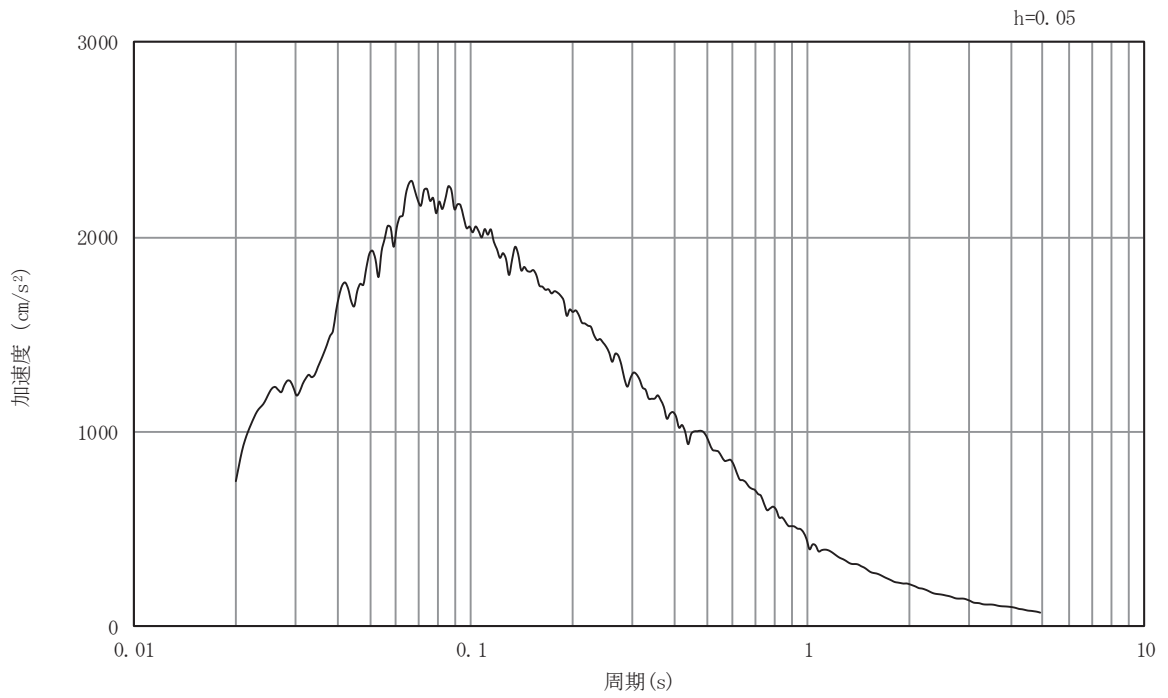


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9 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
(鉛直方向：S s - D 1)

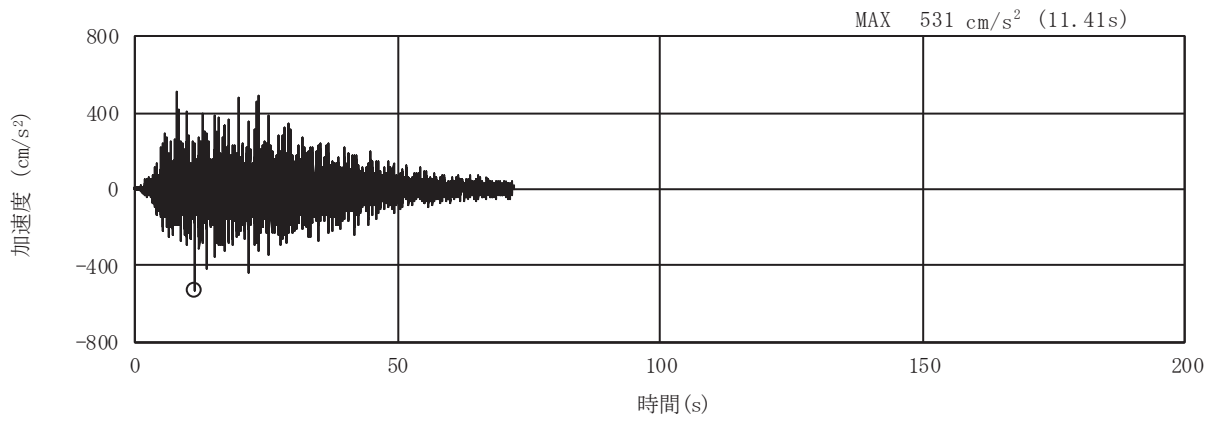


(a) 加速度時刻歴波形

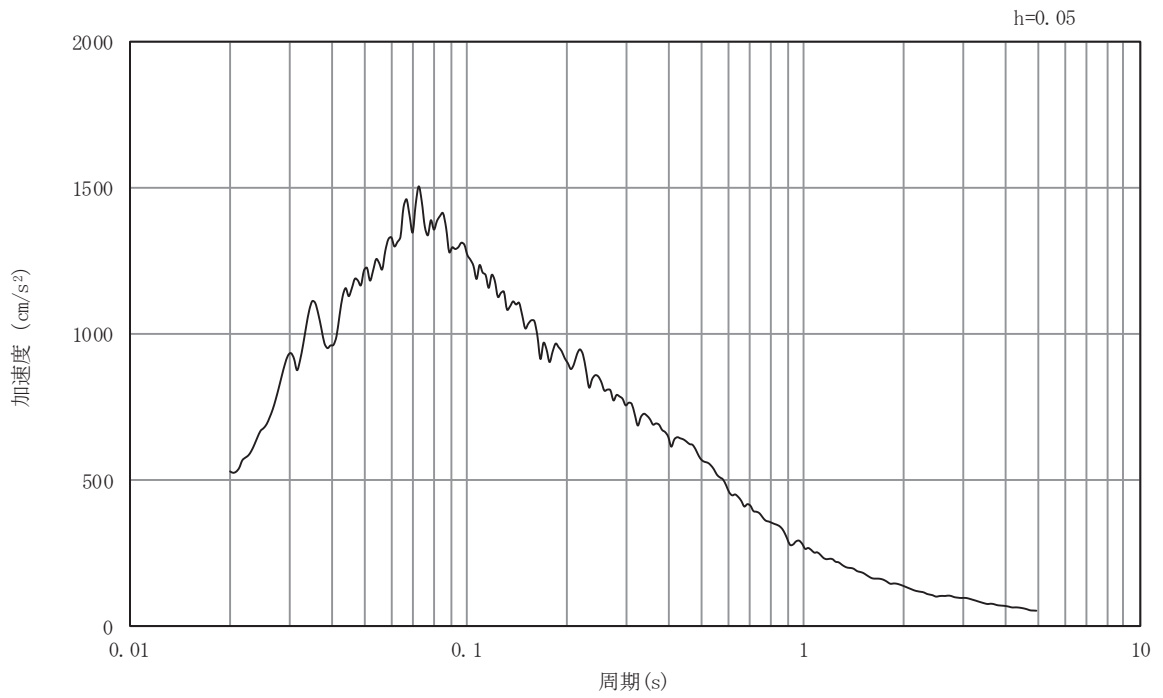


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-10 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
(水平方向 : S s - D 2)

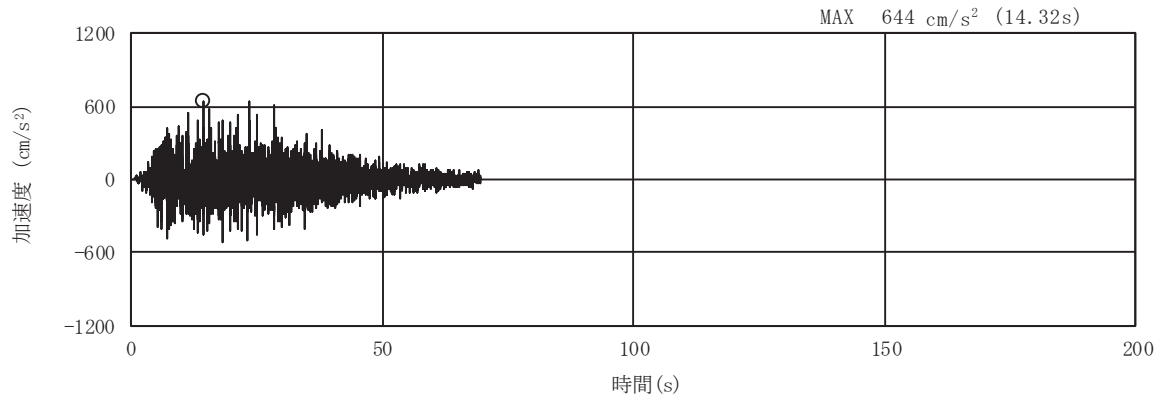


(a) 加速度時刻歴波形

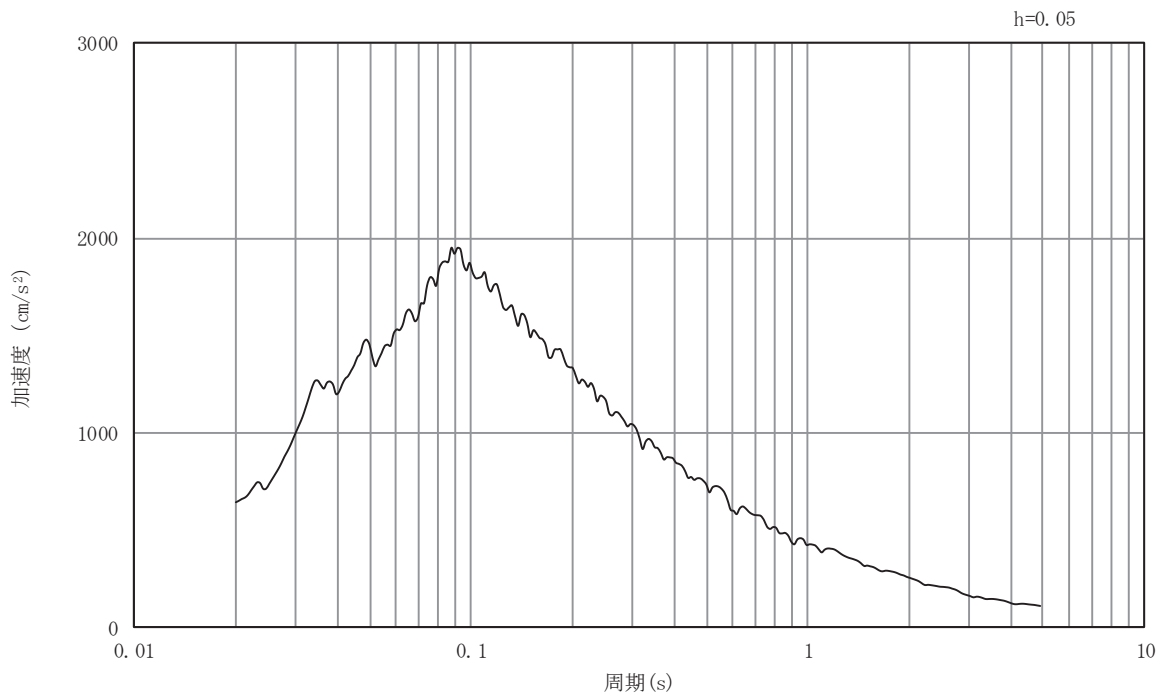


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-11 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
(鉛直方向：S s - D 2)

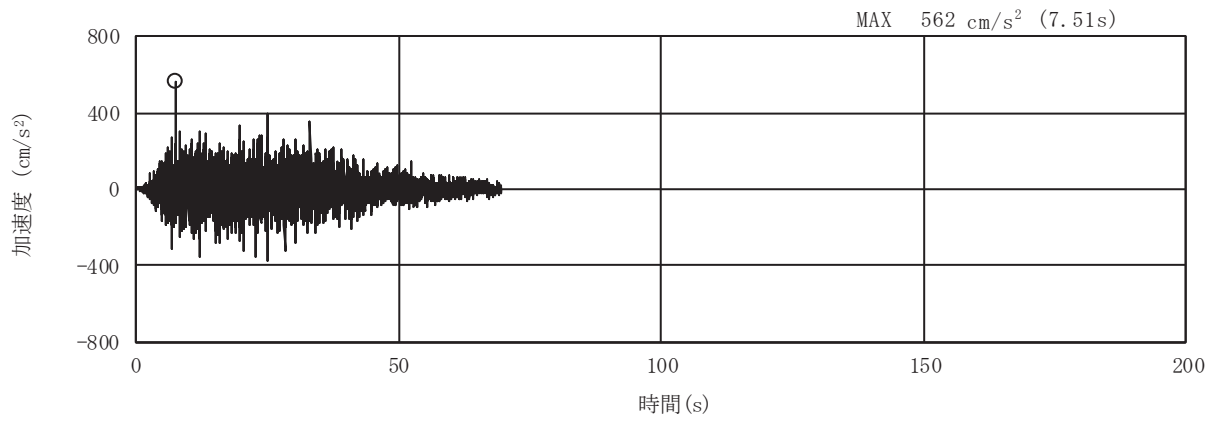


(a) 加速度時刻歴波形

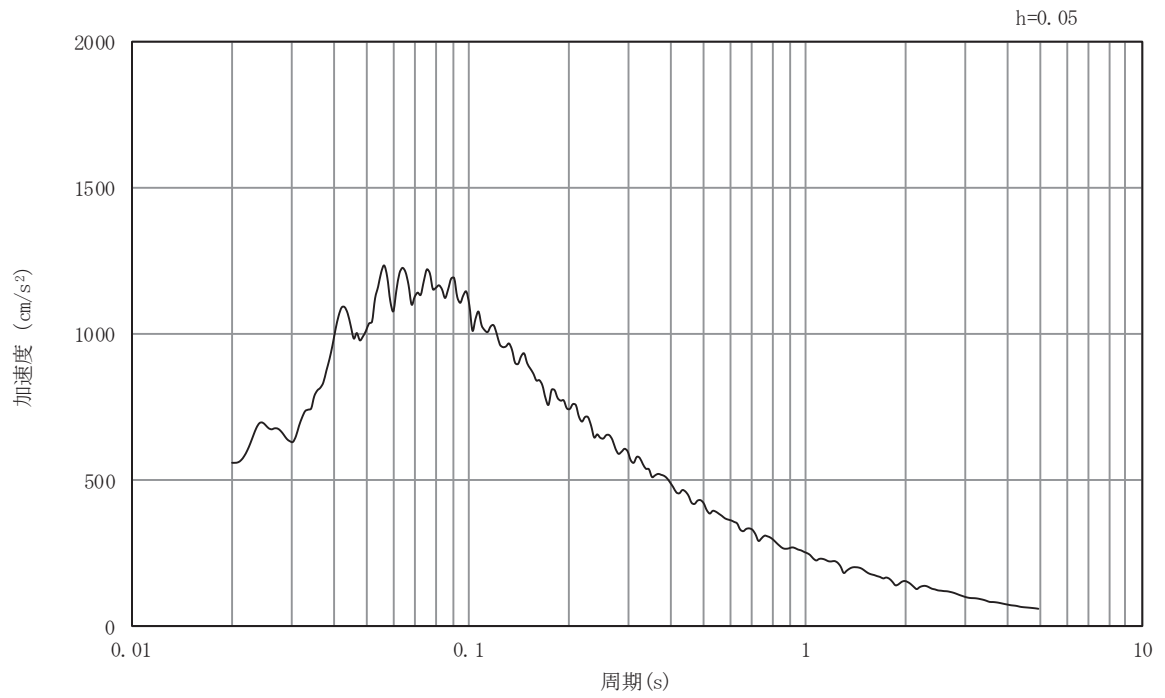


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-12 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
 (水平方向: S s - D 3)

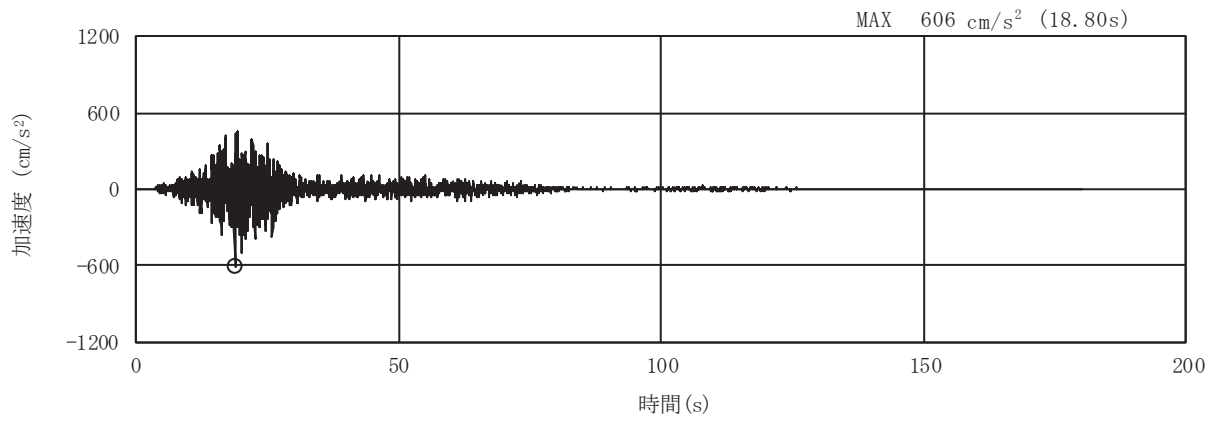


(a) 加速度時刻歴波形

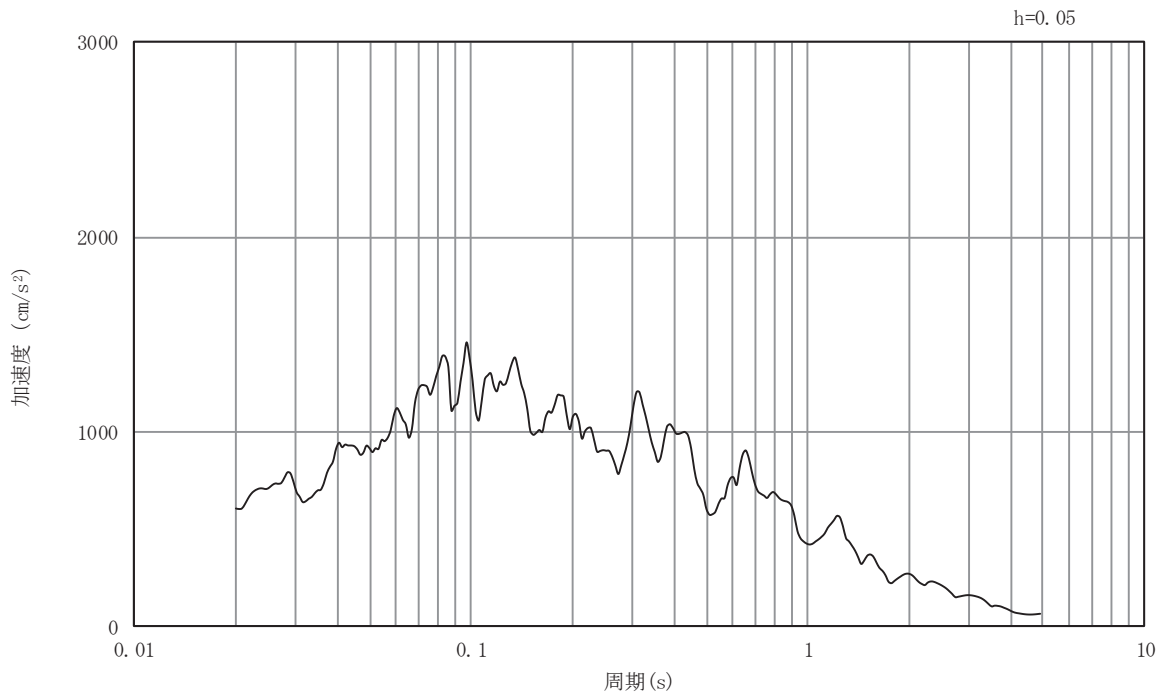


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-13 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
(鉛直方向：S s - D 3)

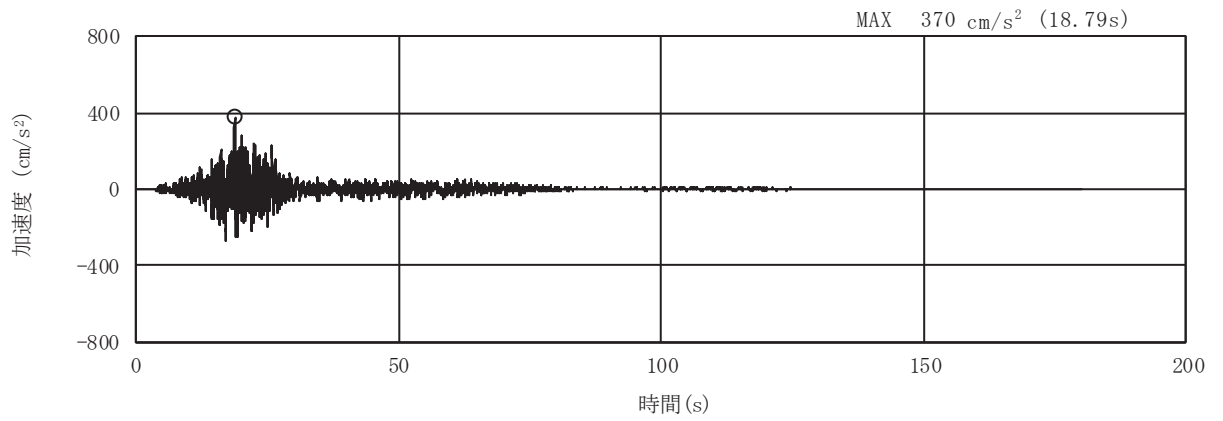


(a) 加速度時刻歴波形

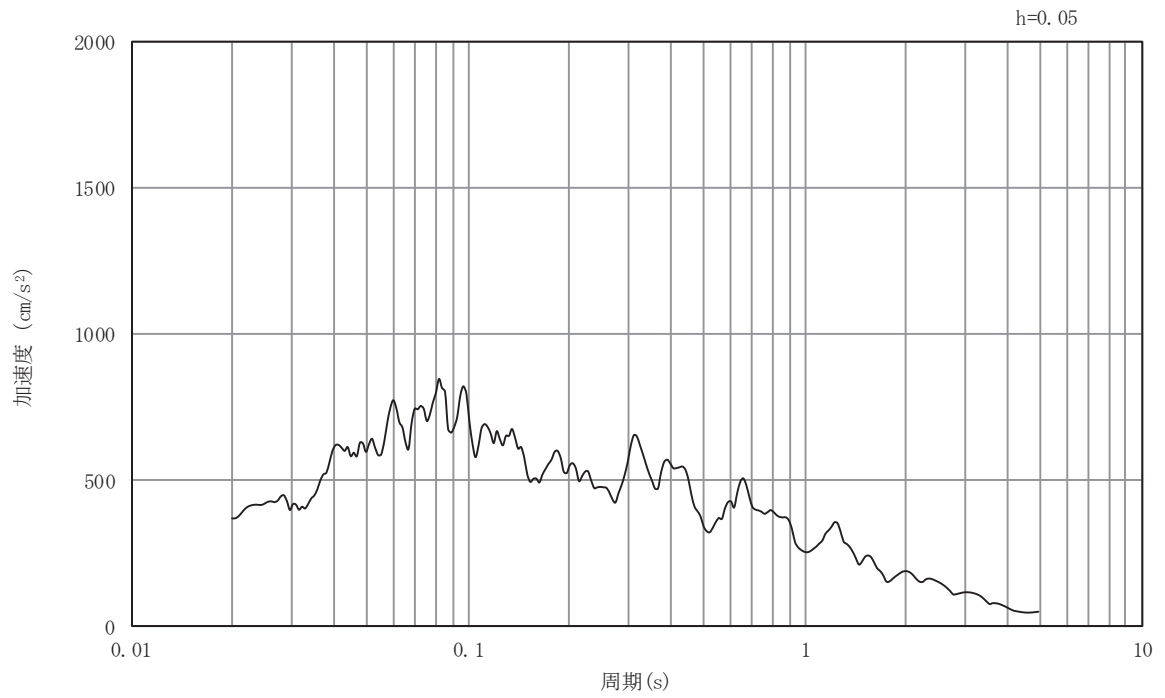


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-14 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
(水平方向 : S s - F 1)

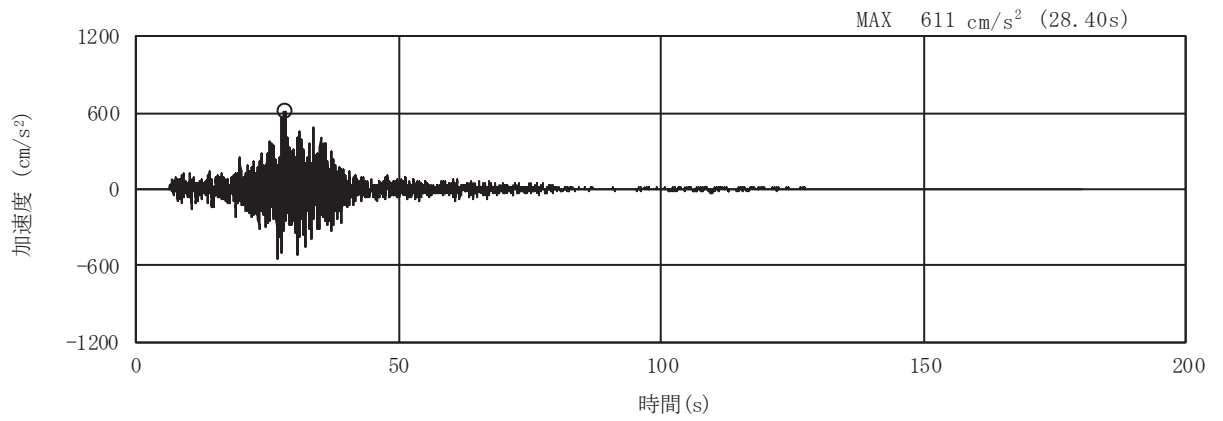


(a) 加速度時刻歴波形

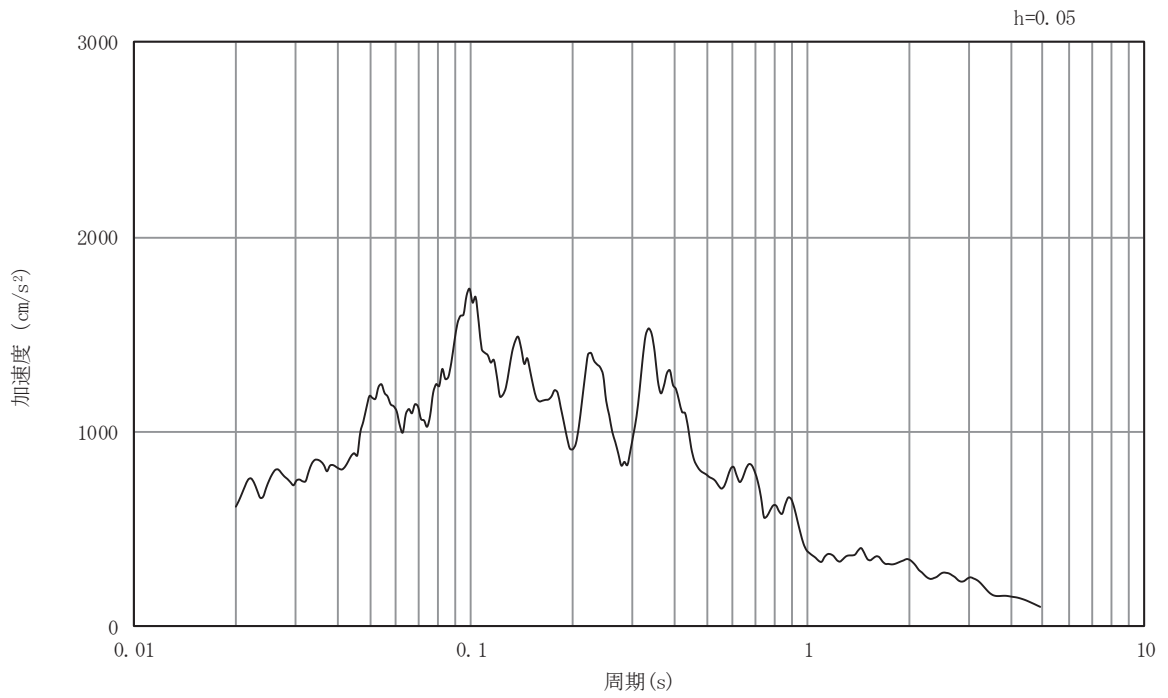


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-15 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
(鉛直方向：S s - F 1)

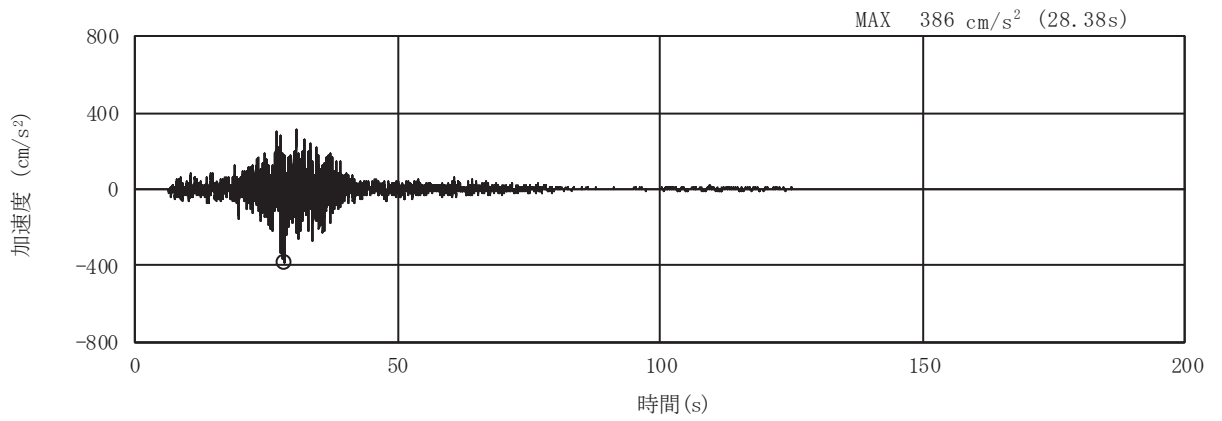


(a) 加速度時刻歴波形

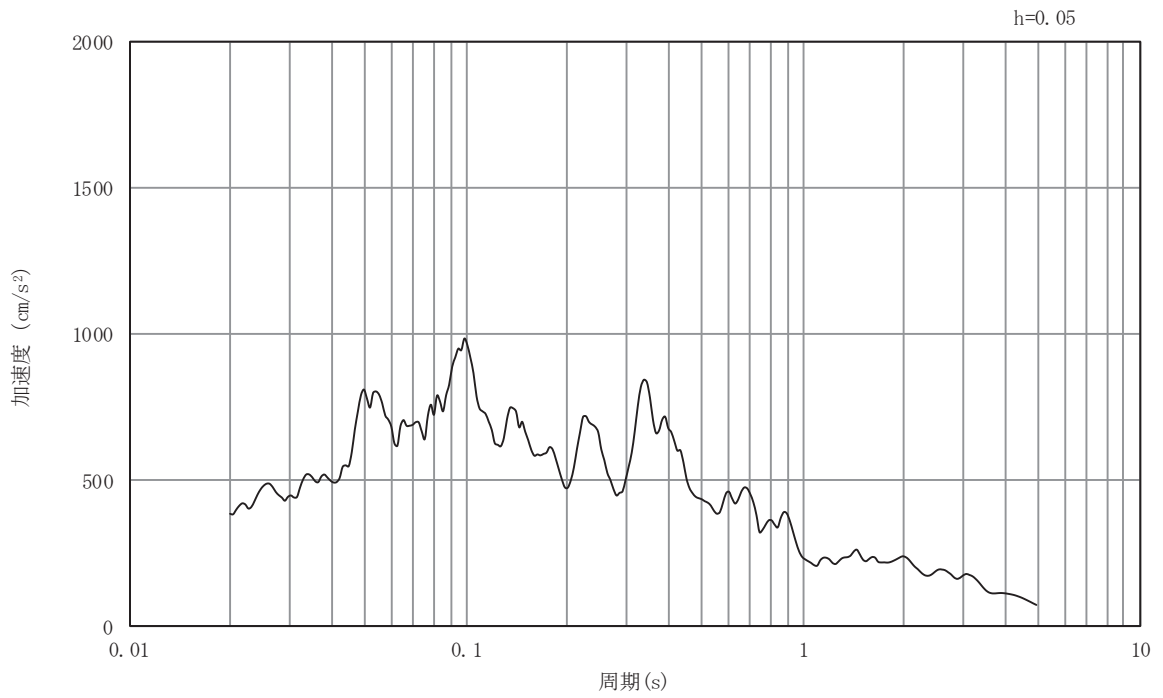


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-16 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
(水平方向 : S s - F 2)

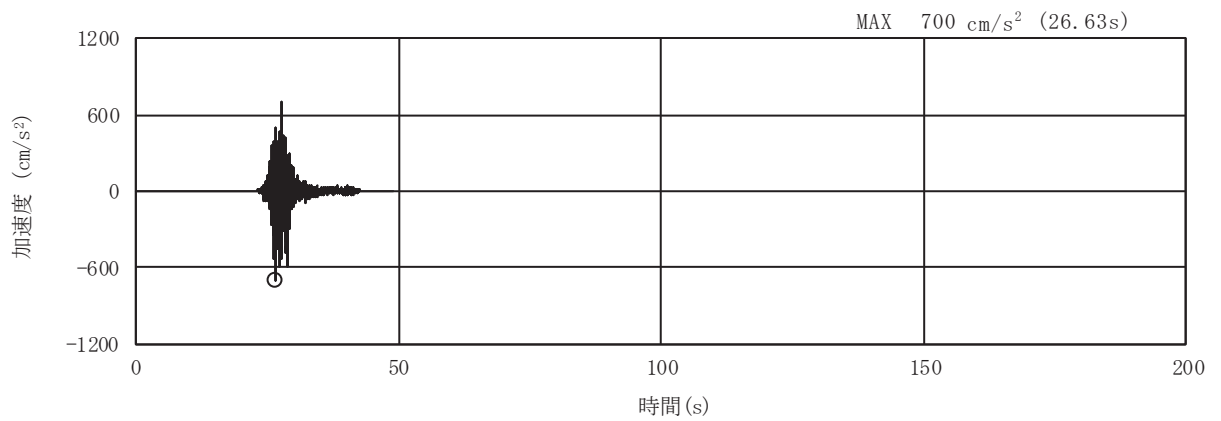


(a) 加速度時刻歴波形

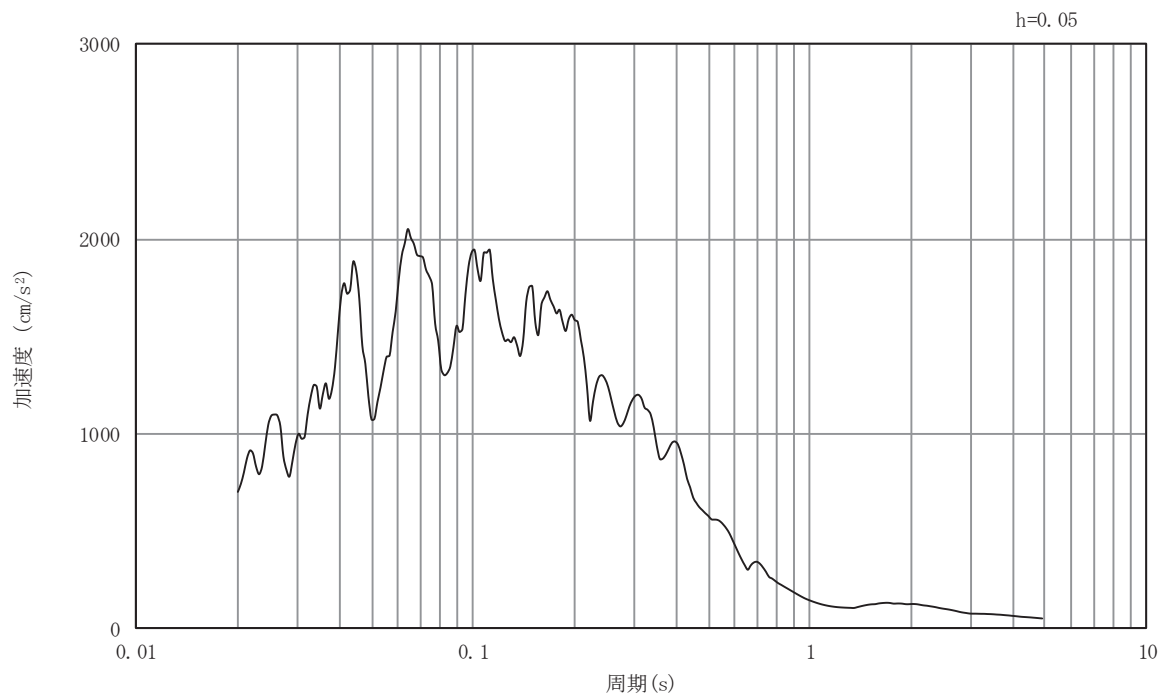


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-17 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
(鉛直方向：S s - F 2)

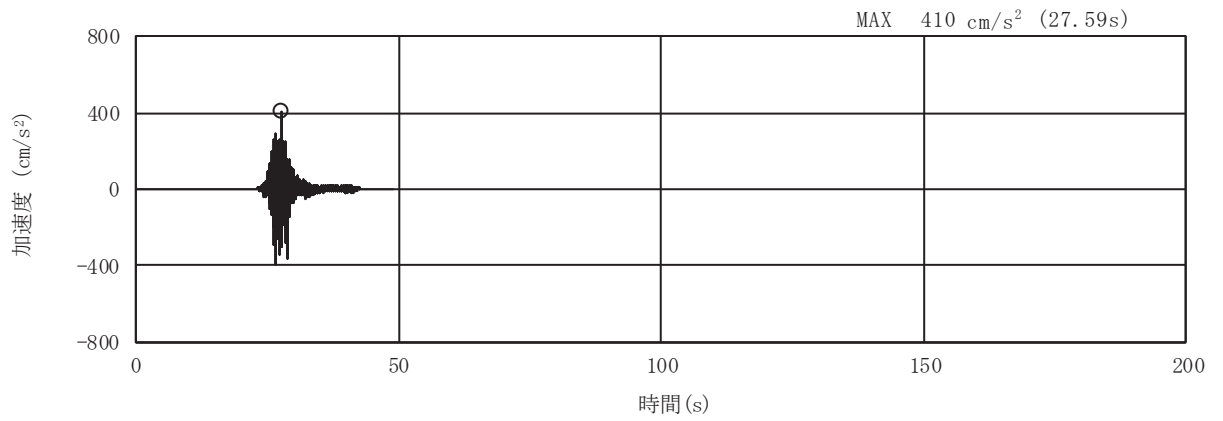


(a) 加速度時刻歴波形

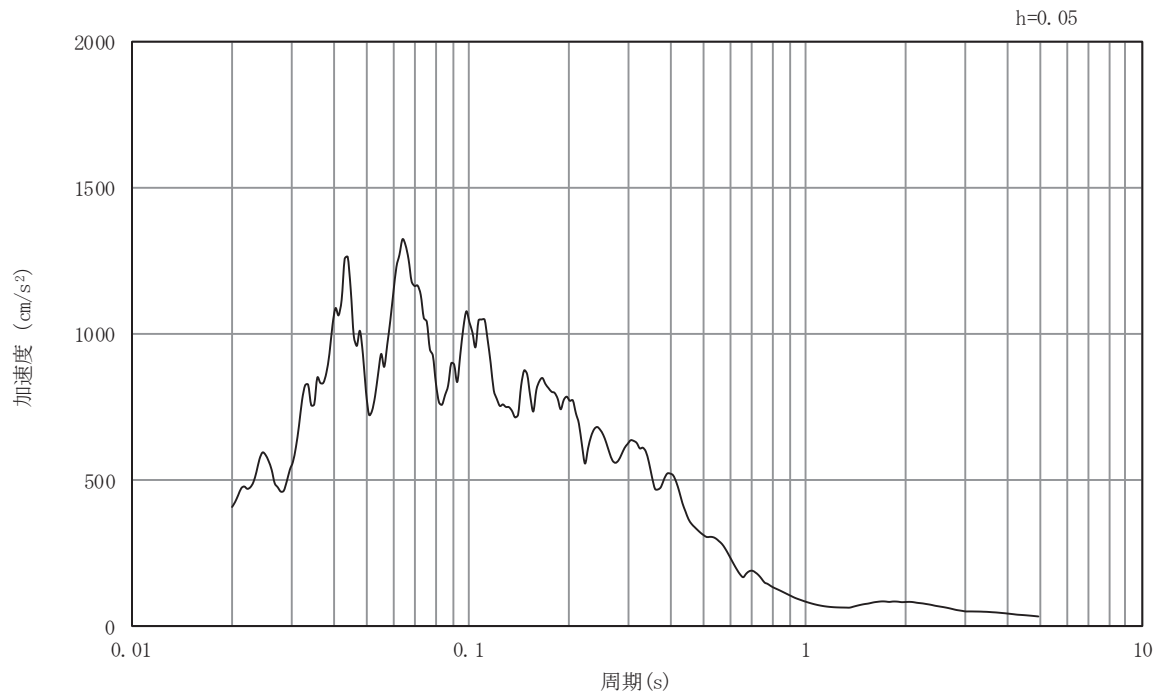


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-18 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
(水平方向: S s - F 3)

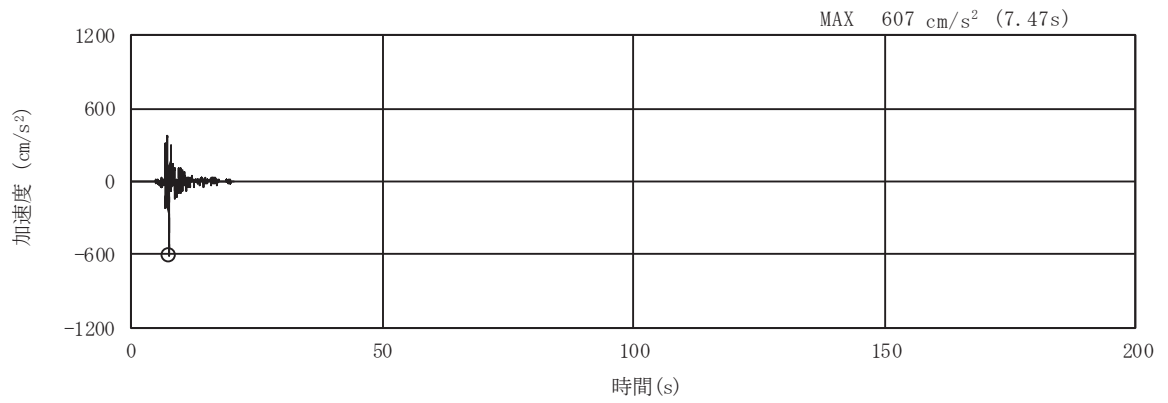


(a) 加速度時刻歴波形

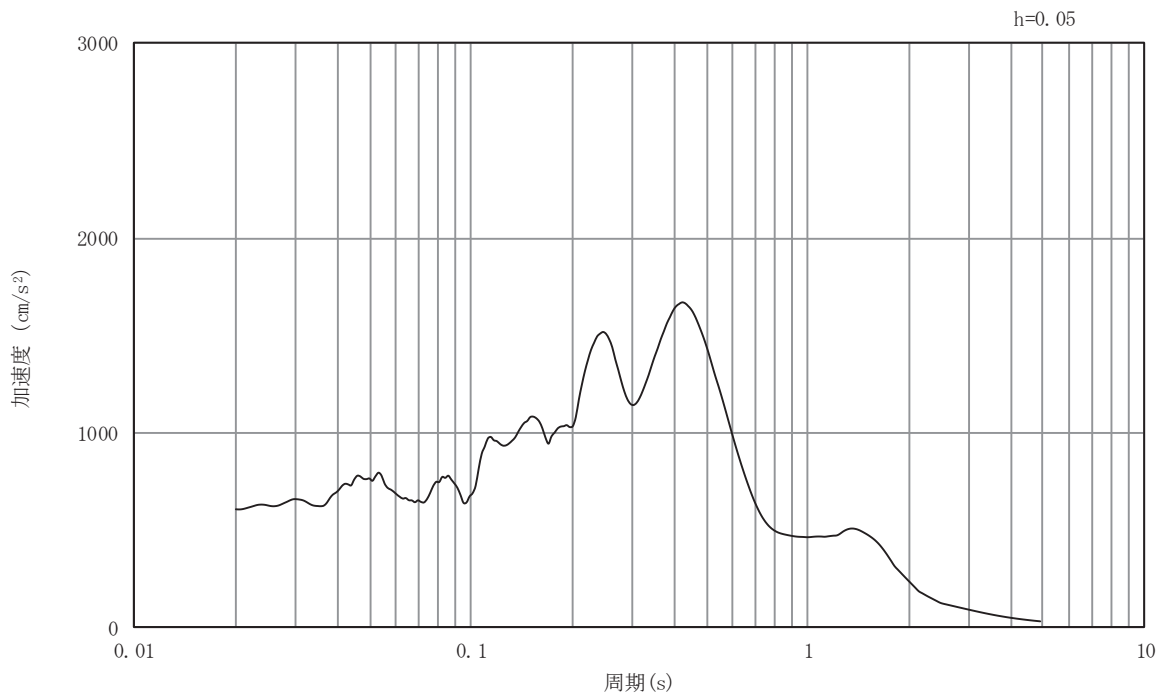


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-19 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
(鉛直方向：S s - F 3)

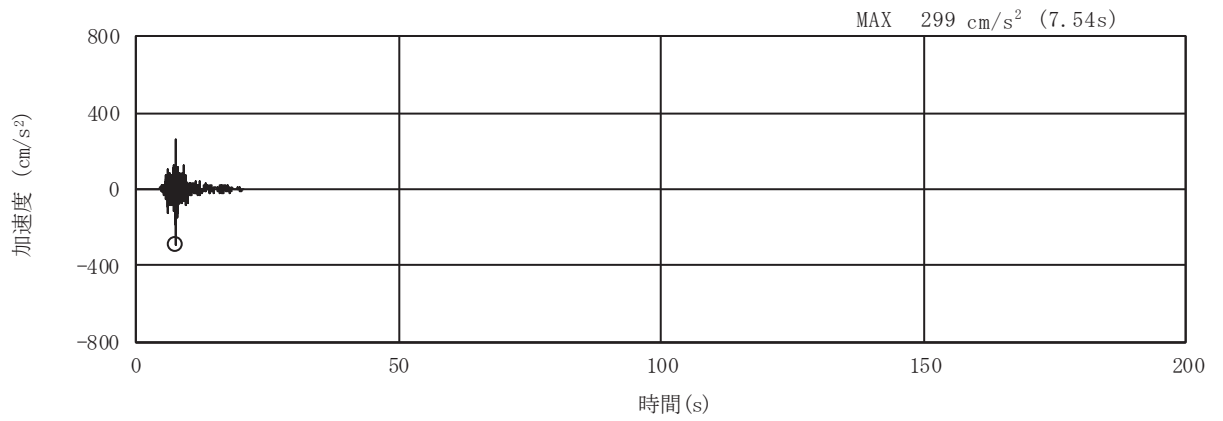


(a) 加速度時刻歴波形

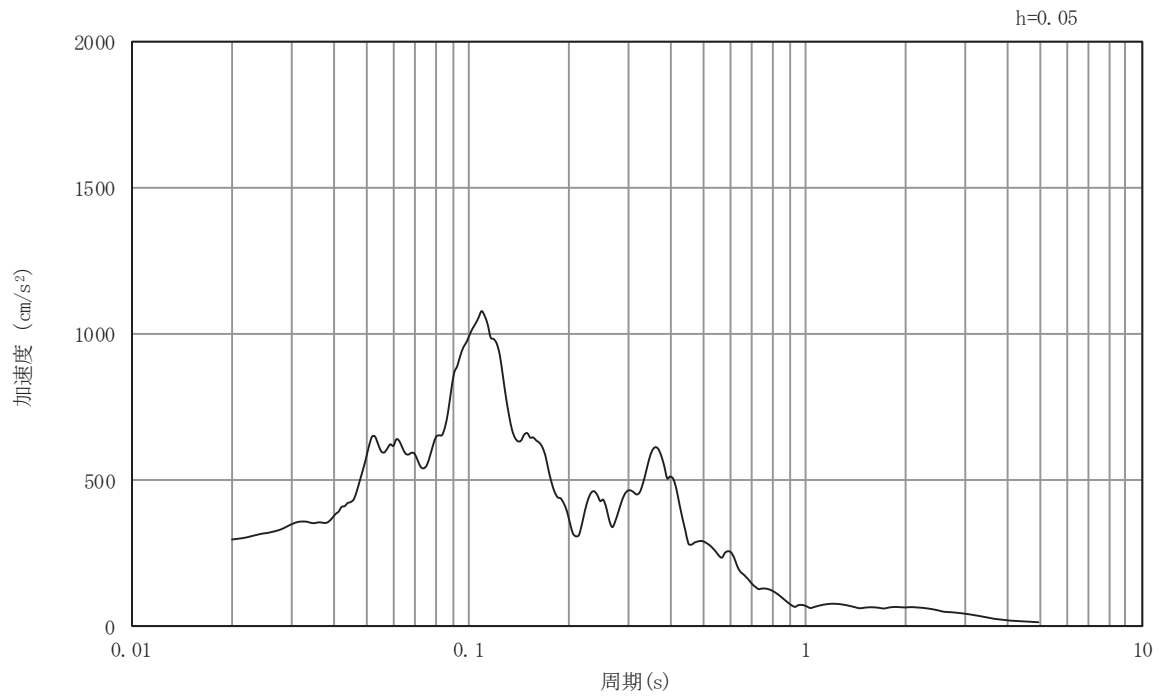


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-20 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
(水平方向 : 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 3-21 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
(鉛直方向：S s - N 1)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

第3号機取水路の地震応答解析モデルを図3-22に示す。

(1) 解析領域

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に及ばないように、十分に広い領域とする。

(2) 境界条件

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデル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。

(3) 構造物のモデル化

鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素によりモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

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、全応力解析では、盛土、旧表土、改良地盤及びD級岩盤は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。有効応力解析では、盛土及び旧表土は、マルチスプリング要素及び間隙水要素でモデル化し、地盤については地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(5) ジョイント要素の設定

地震時の「MMRと構造物」、「盛土及び岩盤とMMR」、「盛土と構造物」及び「旧表土、盛土及び岩盤と改良地盤」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

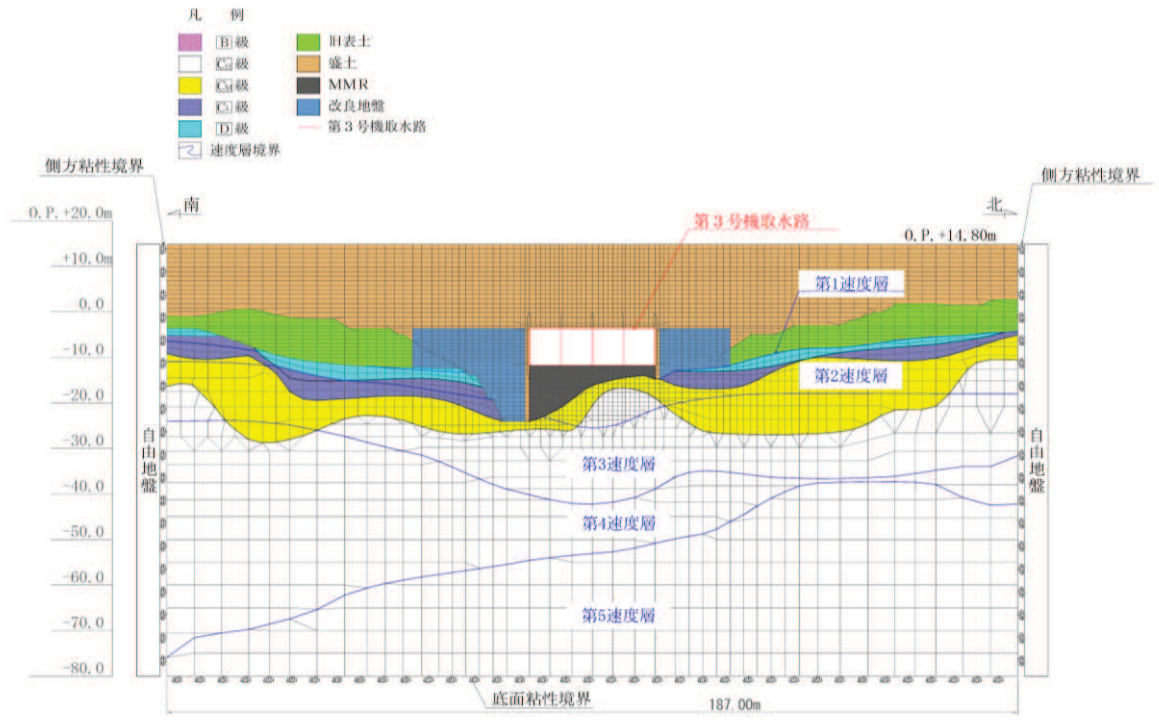


図 3-22 第 3 号機取水路の地震応答解析モデル図

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-5 に、材料の物性値を表 3-6 に示す。

表 3-5 使用材料

材料	諸元
コンクリート	設計基準強度 23.5N/mm ²
鉄筋	SD345

表 3-6 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)	実強度*	3.16×10 ⁴	解析ケース④, ⑨
		設計基準強度	2.48×10 ⁴	解析ケース ①, ②, ③, ⑥, ⑦, ⑧
	ポアソン比		0.2	

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。

3.5.3 地盤の物性値

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。

なお、有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、下限値として設定する。

3.5.4 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。設計用地下水位を表3-7及び図3-23に示す。

表3-7 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
第3号機取水路	O. P. -3.65m

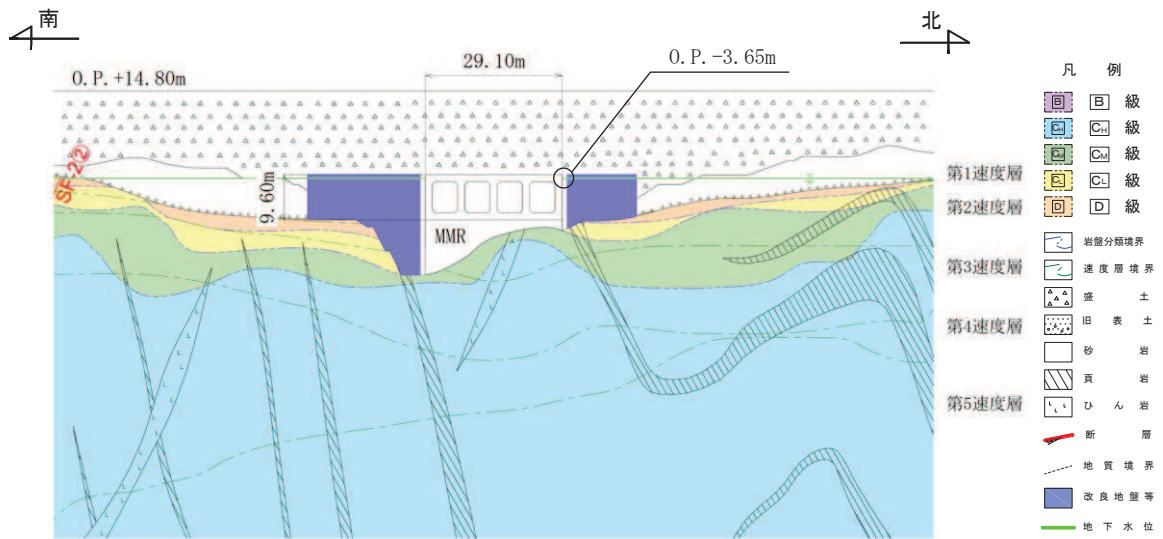


図3-23 設計用地下水位

3.6 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。

3.6.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(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、土木学会マニュアルに基づき、限界層間変形角（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。

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 3-8 に示す。

表 3-8 第 3 号機取水路の曲げ・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	限界層間変形角	1/100

(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。

せん断耐力は、土木学会マニュアルに基づき「a. 棒部材式」、「b. 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。

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

また、CCb工法を用いる構造部材については「c. 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。

せん断破壊に対する耐力評価フローを図3-24に示す。

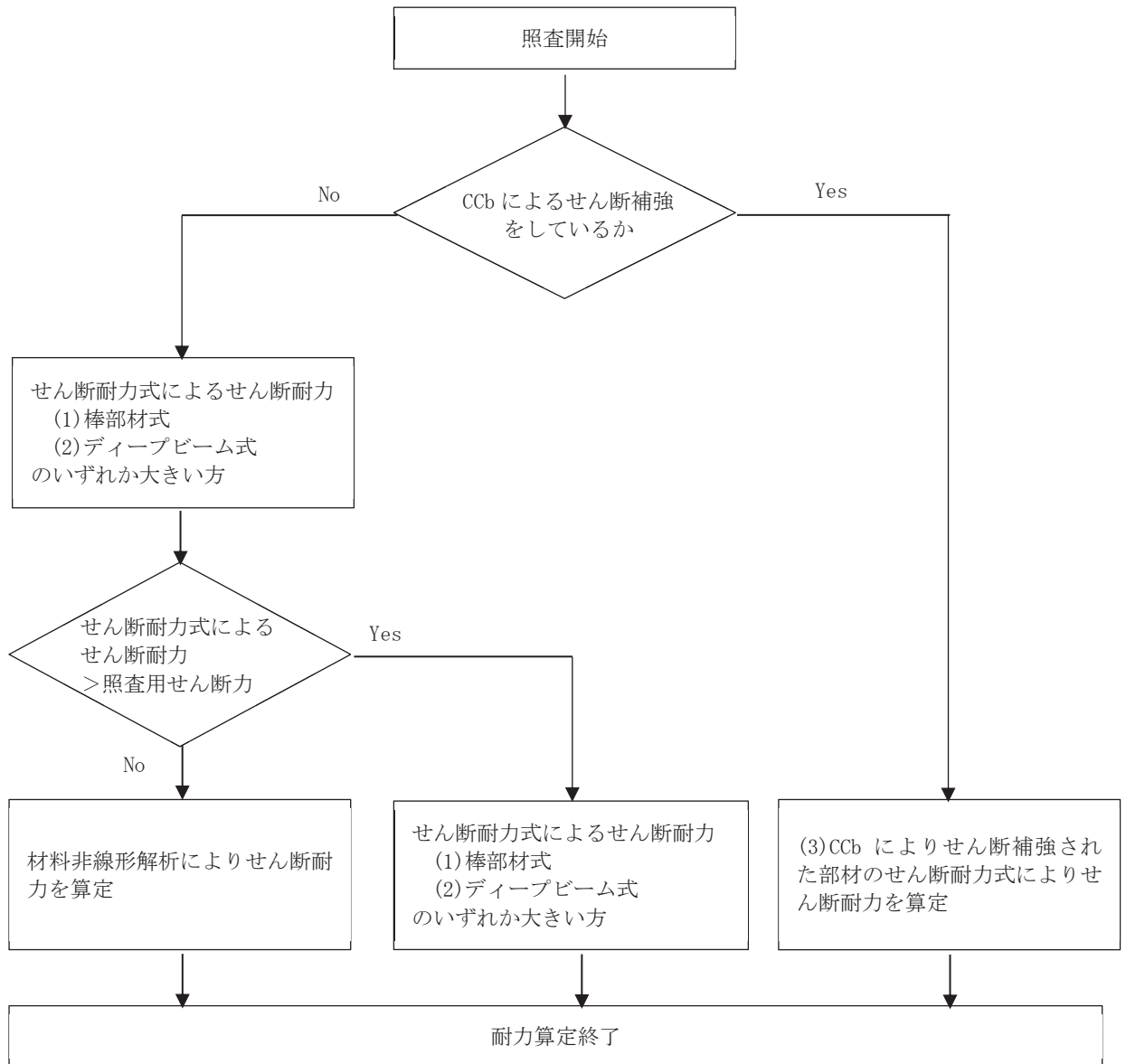


図3-24 せん断破壊に対する耐力評価フロー

a. 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

ここで, V_{yd} : せん断耐力

V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

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

$$f_{vcd} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

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

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

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

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

$$\beta_a = 1$$

ここで, f'_{cd} : 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'_{ck} を材料係数 γ_{mc} で除したもの

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

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_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

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

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

b. デイープビーム式

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

- ここで、 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

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

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

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

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

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

- ここで、 γ_{bc} : 部材係数

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

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

- ここで、 p_{wb} : せん断補強鉄筋比 (%)

c. Ccbによりせん断補強された部材のせん断耐力式

第3号機取水路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、「一般財団法人土木研究センター 建設技術審査証明報告書 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)」」（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。

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

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

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

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

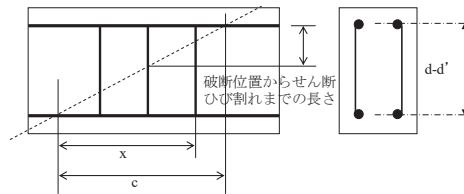
A_{aw} : 単位長さ当たりの区間 S_{aw} におけるセラミックキャップバー（Ccb）の総断面積

$f_{awy d}$: セラミックキャップバー（Ccb）の設計降伏強度で400N/mm²以下とする。

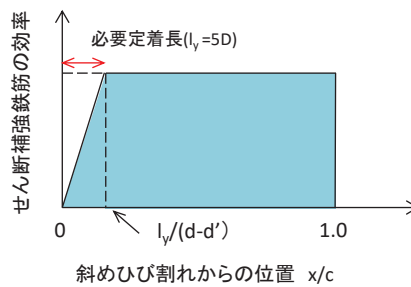
α_{aw} : セラミックキャップバー（Ccb）が部材軸となす角度

- 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ため、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 3-25 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 3-25 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

3.6.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

(1) 基礎地盤（牧の浜部層）

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

基礎地盤（牧の浜部層）の許容限界を表 3-9 に示す。

表 3-9 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	牧の浜部層	11.4

(2) MMR（既設）

MMR（既設）に発生する接地圧に対する許容限界は、「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」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 3-10 に示す。

表 3-10 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 ($f'_{ck} = 15.6 \text{ N/mm}^2$)	$f'_a = 15.6$

3.7 評価方法

第 3 号機取水路の耐震評価は、地震応答解析により算定した照査用応答値が「3.6 許容限界」において設定した許容限界を下回ることを確認する。

3.7.1 全応力解析における構造部材の健全性評価

構造部材の健全性評価については、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照査において、地震応答解析により算定した照査用層間変形角及び照査用せん断力が許容限界を下回ることを確認する。

構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対して最大照査値となる解析ケース及び地震動での層間変形角の時刻歴波形を図 3-26 に、せん断破壊に対する最大照査値の発生時刻での断面力図を図 3-27 に示す。

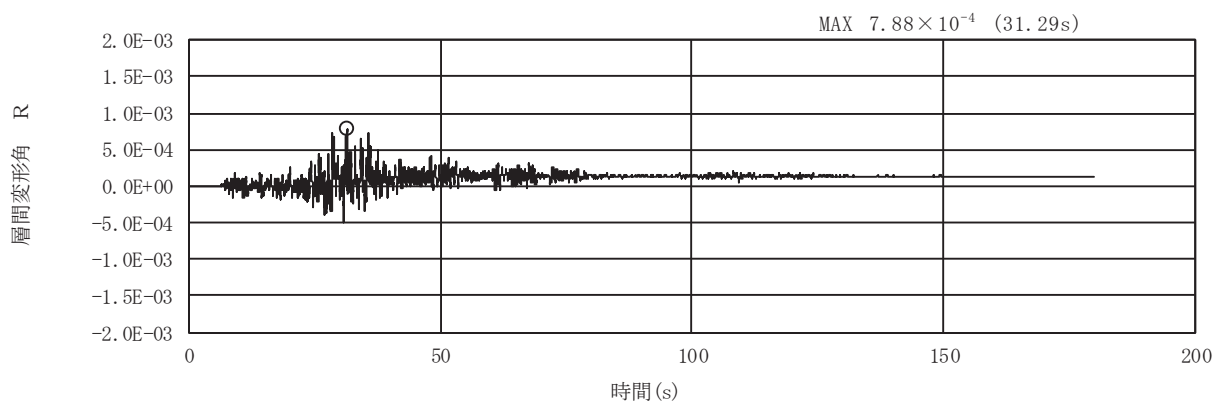


図 3-26 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における層間変形角の時刻歴波形
(解析ケース③, S s - F 2 (- +))

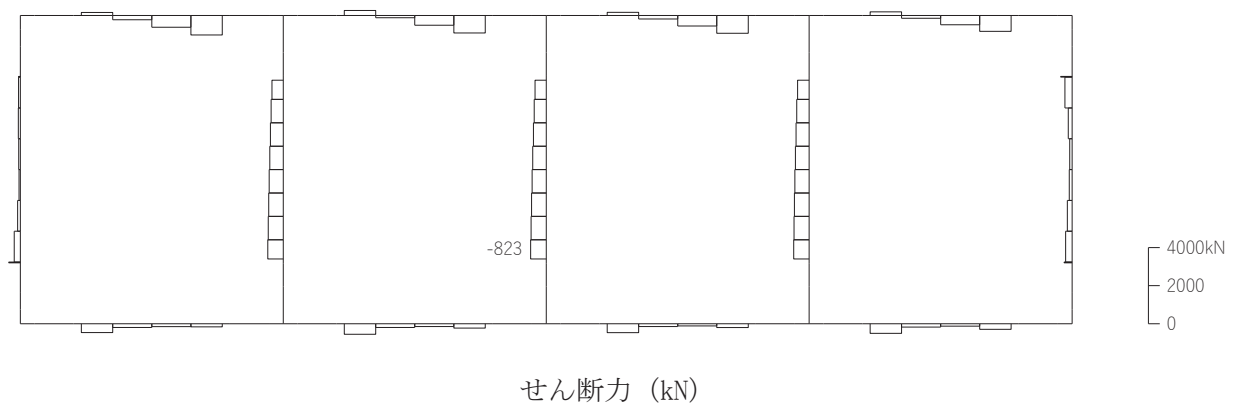
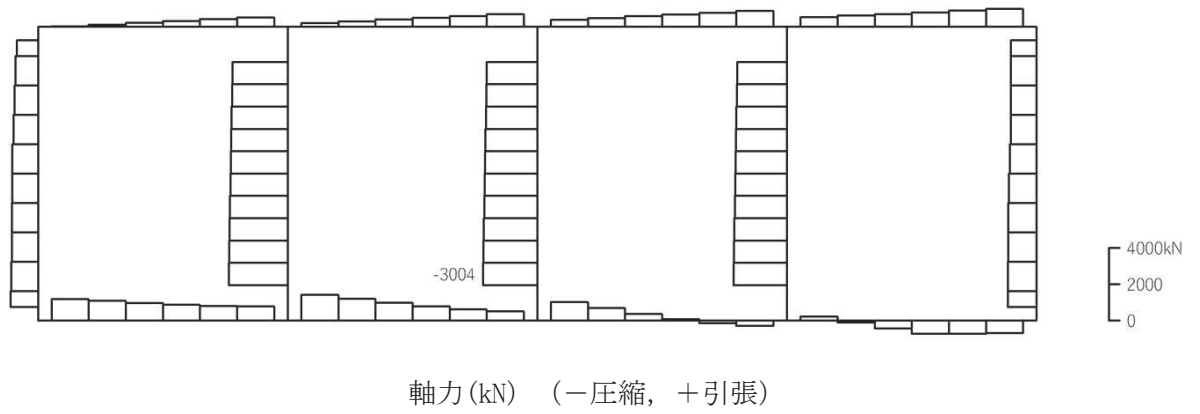
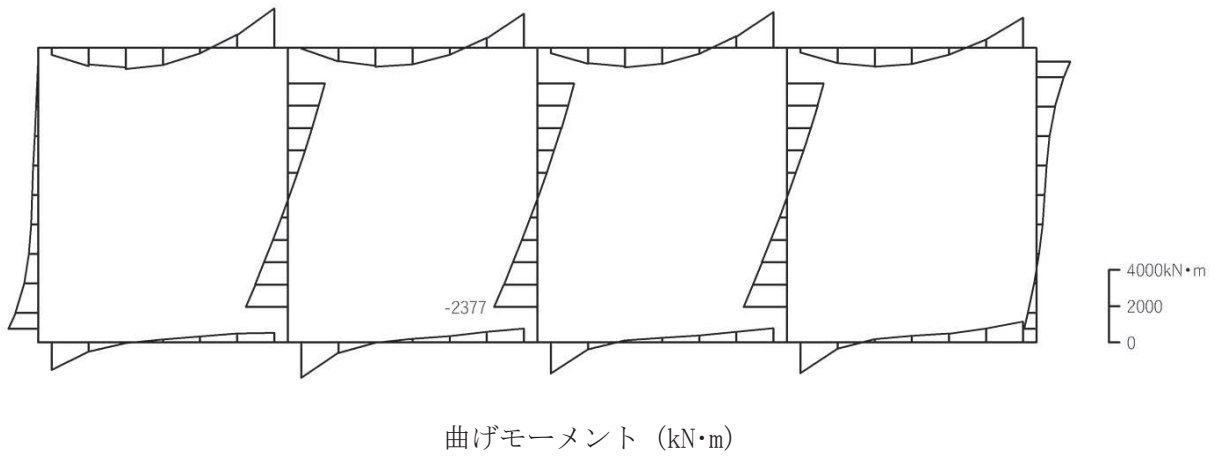


図3-27 せん断破壊に対する照査値最大時の断面力図
(隔壁, 解析ケース②, $S_s - F_2$ (-+))

3.7.2 有効応力解析における構造部材の健全性評価

構造部材の健全性評価については、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照査において、地震応答解析により算定した照査用層間変形角及び照査用せん断力が許容限界を下回ることを確認する。

構造部材（鉄筋コンクリート）の曲げ・軸力系の破壊に対して最大照査値となる解析ケース及び地震動での層間変形角の時刻歴波形を図3-28に、せん断破壊に対する最大照査値の発生時刻での断面力図を図3-29に示す。

また、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、地盤に発生した過剰間隙水圧比分布を確認する。

過剰間隙水圧比分布図を図3-30に示す。

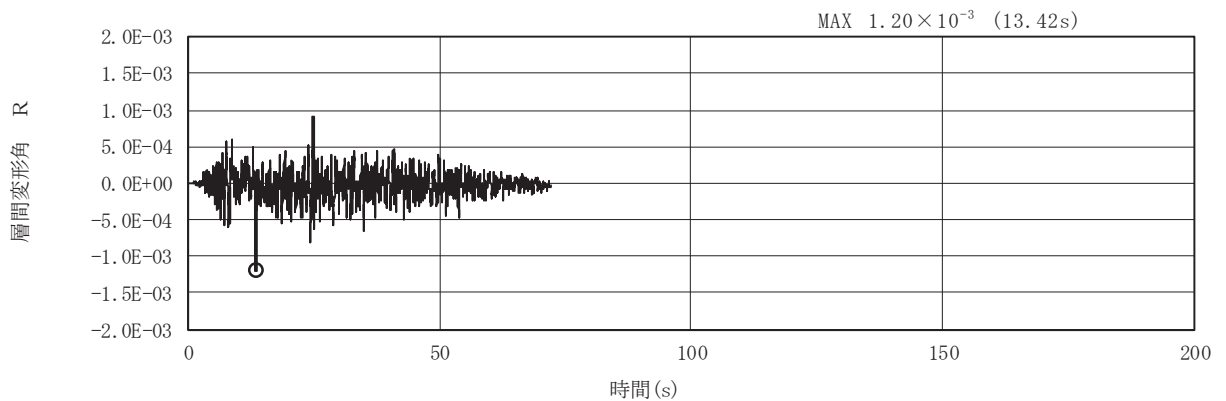
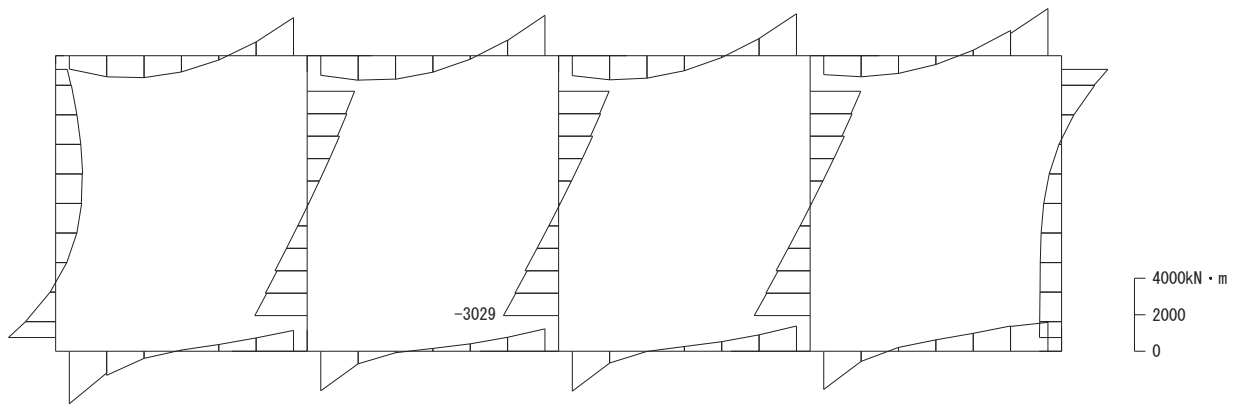
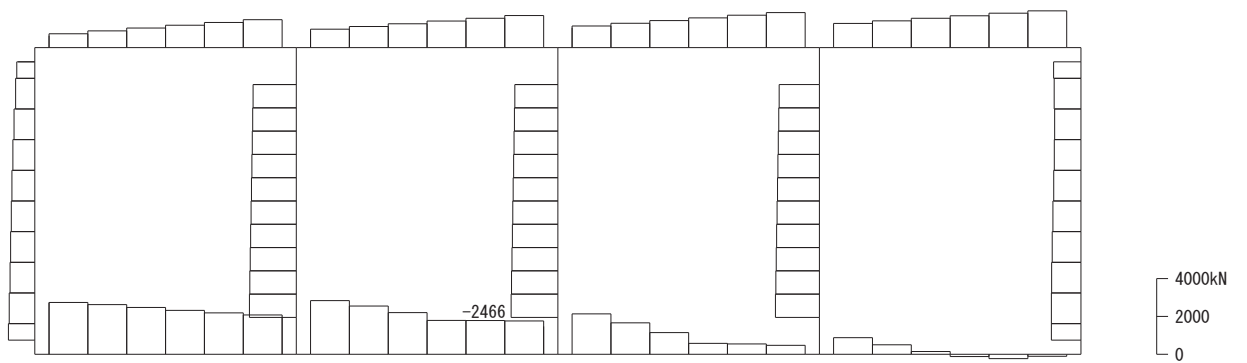


図3-28 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における層間変形角の時刻歴波形
(解析ケース⑧, 地震動S s - D 2 (++))



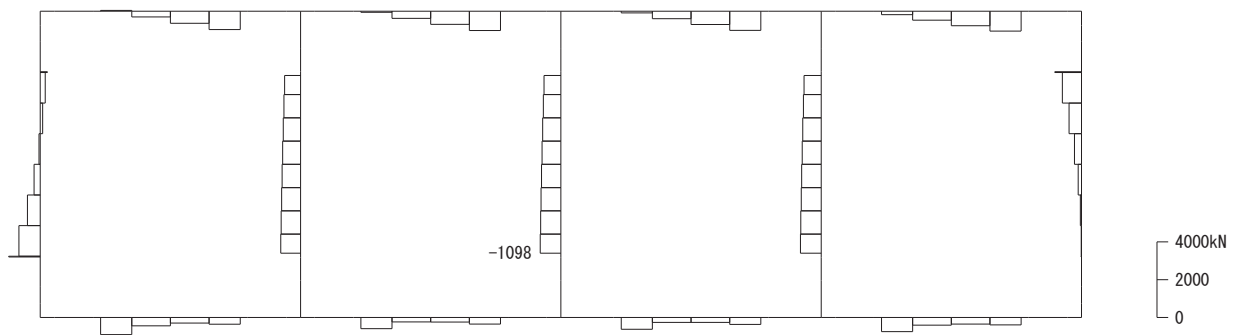
数値：各部材の最大断面力

(a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：各部材の最大断面力

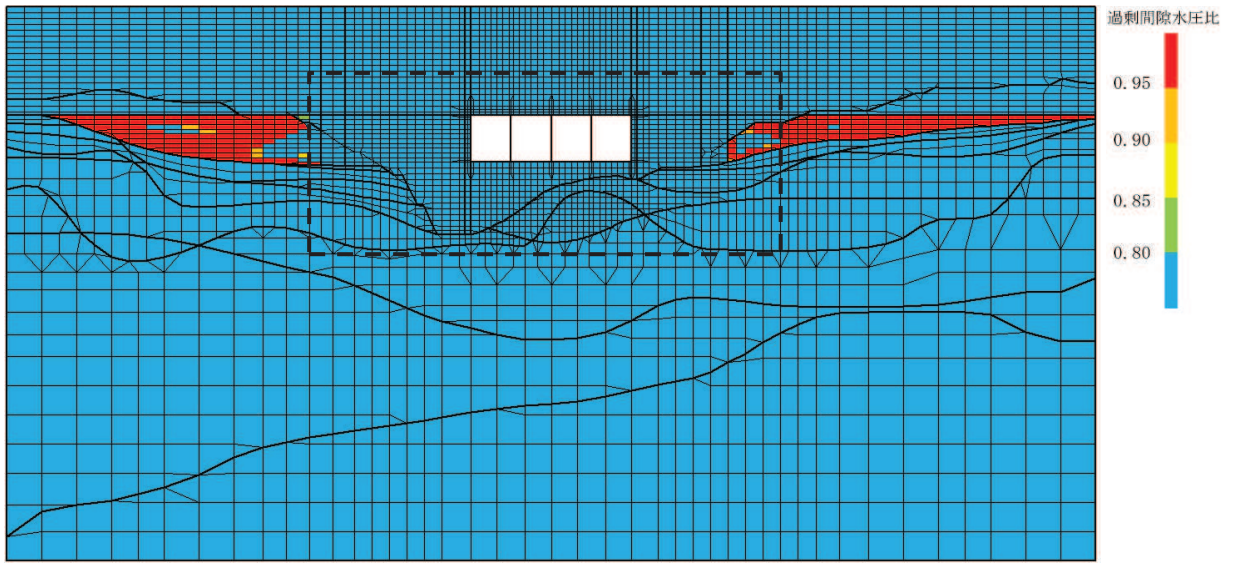
(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)



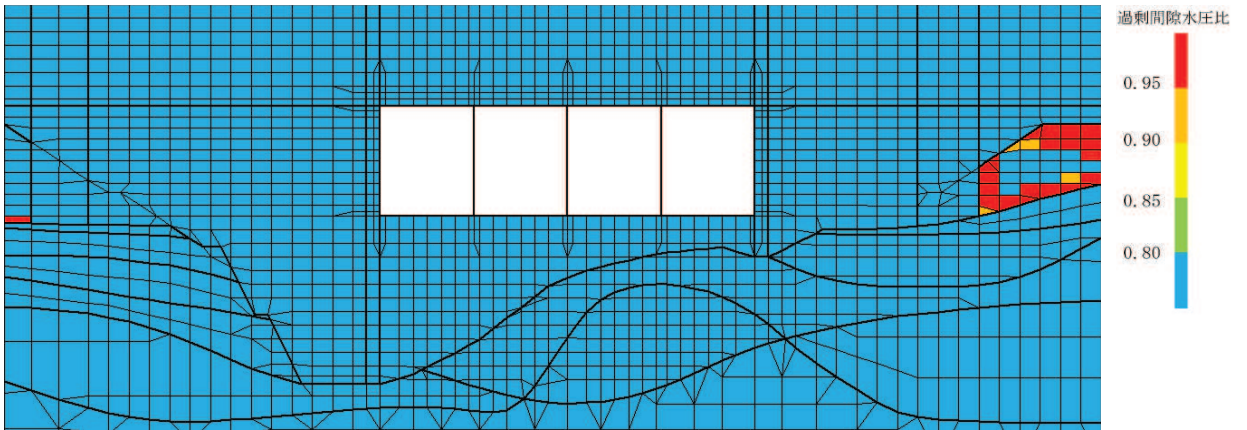
数値：各部材の最大断面力

(c) せん断力 (kN)

図 3-29 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⑨, S s - D 2 (-+))

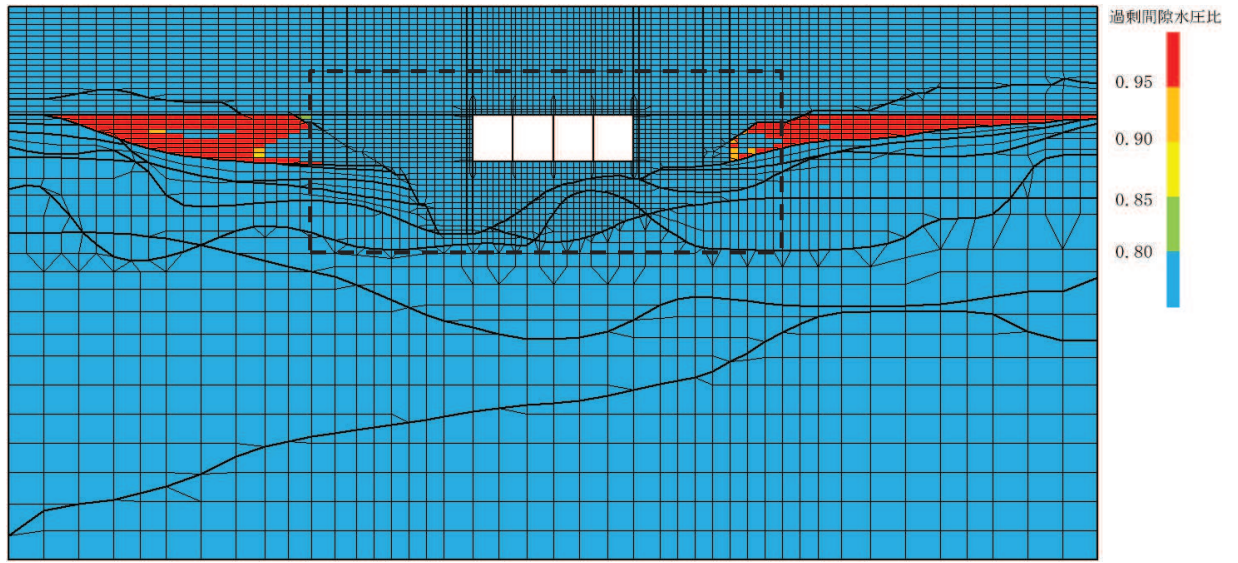


(a) 全体図

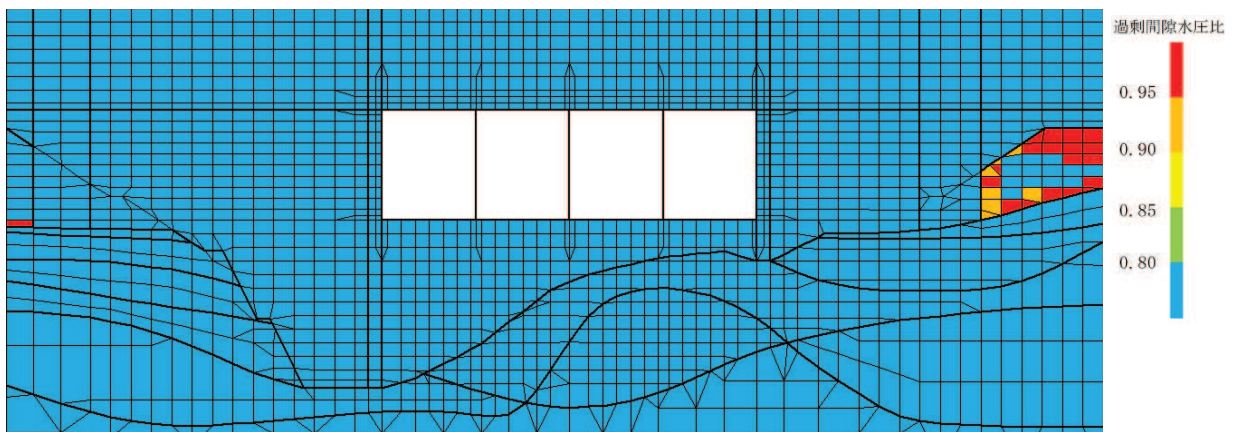


(b) 構造物周辺拡大図

図3-30 (1) 最大過剰間隙水圧比分布図
(解析ケース⑧, S_s-D2(++))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 3-30 (2) 最大過剰間隙水圧比分布図
(解析ケース⑨, $S_s - D2$ (一+))

3.7.3 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては、構造部材を支持する基礎地盤に発生する接地圧が許容限界を下回ることを確認する。

4. 耐震評価結果

第3号機取水路は、基準地震動 S_s による耐震評価として、全応力解析及び有効応力解析により構造部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価を実施した。

構造部材の健全性評価については、構造部材の照査用層間変形角及び照査用せん断力が許容限界を下回ることを確認した。

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

4.1 全応力解析における耐震評価結果

4.1.1 構造部材の健全性に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表4-1に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表4-2に示す。

第3号機取水路の照査用層間変形角及び照査用せん断力が、構造部材の健全性に対する許容限界を下回ることを確認した。

表4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

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	$S_s - F2$ (-+)	9.46×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10

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

表4-2 せん断破壊に対する最大照査値

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	4	①	$S_s - N1$ (-+)	1511	3083	0.50
側壁	9	①	$S_s - N1$ (++)	1010	1841	0.55
隔壁	7	②	$S_s - F2$ (-+)	865	1402	0.62
底版	12	①	$S_s - N1$ (-+)	945	4151	0.23

注記*1：評価位置は図4-1に示す。

*2：照査用せん断力 = 発生せん断力 \times 構造解析係数 γ_a

*3：せん断耐力式によるせん断耐力

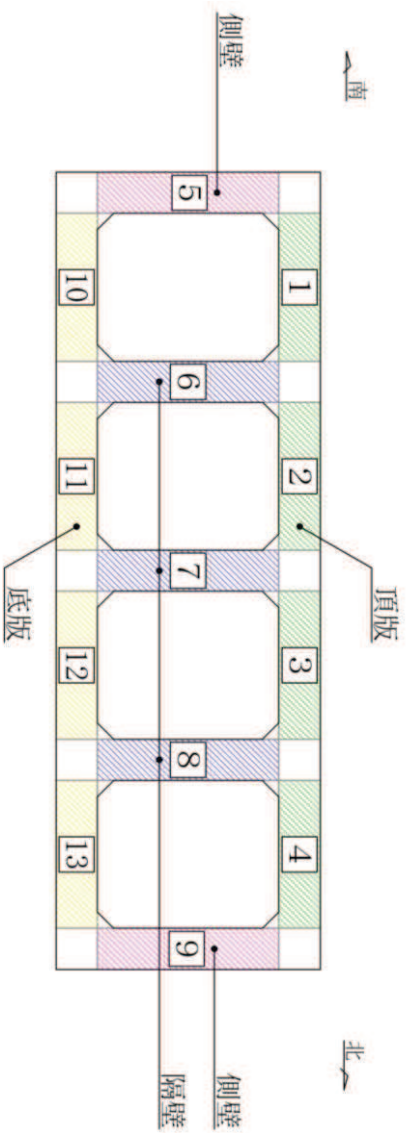


图 4-1 評価位置图

4.1.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

(1) 基礎地盤（牧の浜部層）

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 4-3 に示す。また、最大接地圧分布図を図 4-2 に示す。

第 3 号機取水路の基礎地盤に発生する最大接地圧が、極限支持力を下回ることを確認した。

表 4-3 基礎地盤の支持性能照査結果

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 - N 1 (-+)	1.7	11.4	0.15

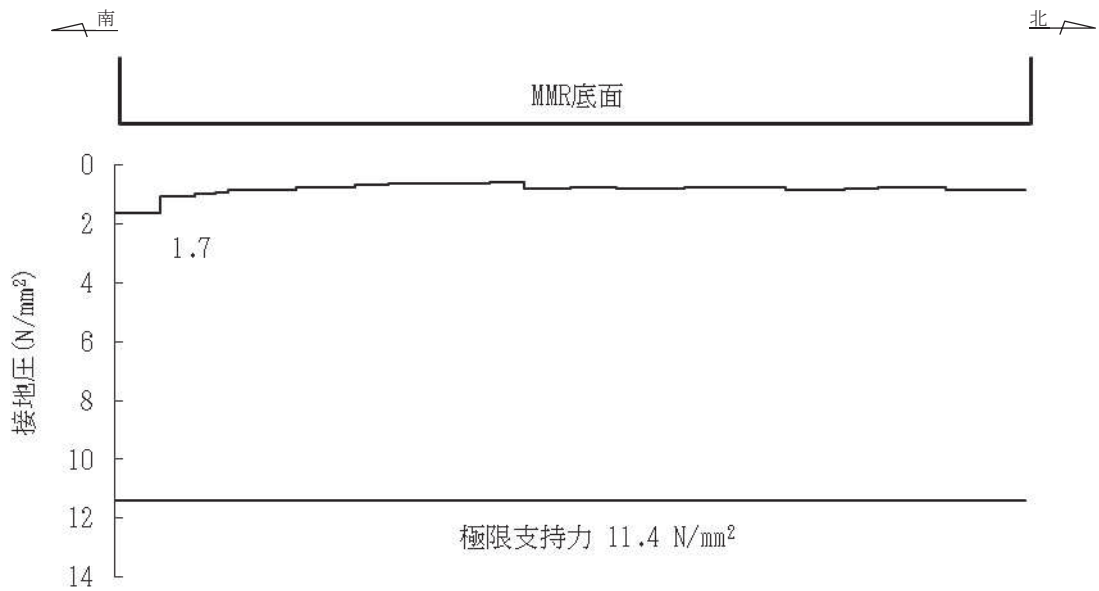


図 4-2 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - N 1 (-+))

(2) MMR (既設)

MMR (既設) の支持性能に対する照査結果を表 4-4 に示す。また、最大接地圧分布図を図 4-3 に示す。

第 3 号機取水路の MMR (既設) に発生する最大接地圧が、支圧強度を下回ることを確認した。

表 4-4 MMR (既設) の支持性能照査結果

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 - N 1 (++)	3.4	15.6	0.22

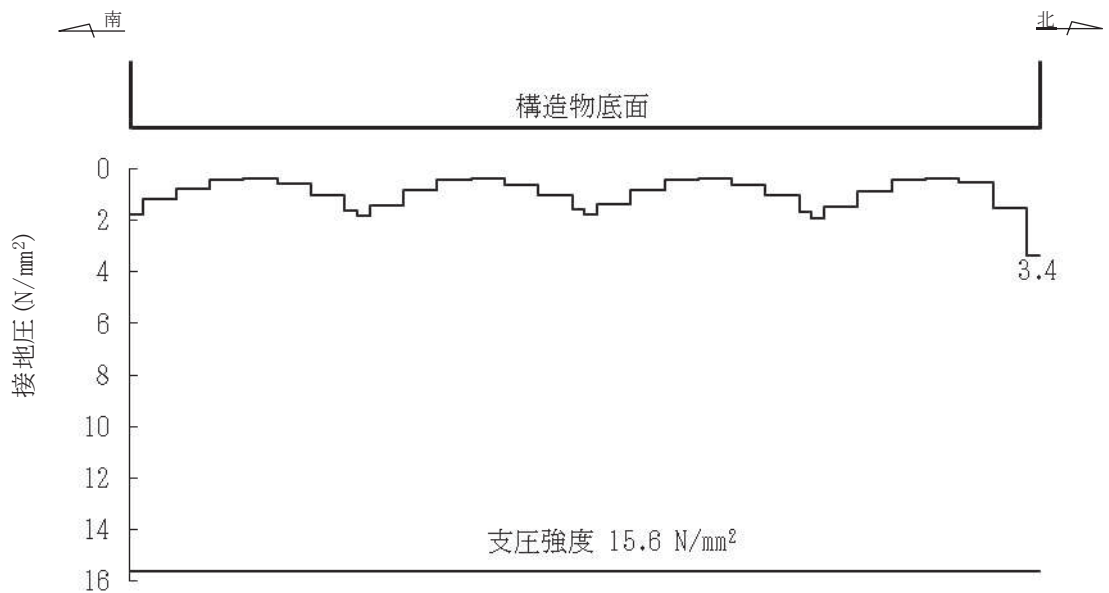


図 4-3 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース①, S s - N 1 (++))

4.2 有効応力解析における耐震評価結果

4.2.1 構造部材の健全性に対する評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値を表 4-5 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 4-6 に示す。

第 3 号機取水路の照査用層間変形角及び照査用せん断力が、構造部材の健全性に対する許容限界を下回ることを確認した。

表 4-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

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
⑧	S s - D 2 (++)	1.45×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15

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

表 4-6 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用せん断力*2 V_d (kN)	せん断耐力*3 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
頂版	4	⑥	S s - D 1 (-+)	1404	3023	0.47
側壁	9	⑧	S s - D 1 (++)	1512	1924	0.79
隔壁	7	⑨	S s - D 2 (-+)	1153	1347	0.86
底版	10	⑨	S s - D 2 (++)	1004	3758	0.27

注記*1：評価位置は図 4-4 に示す。

*2：照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a

*3：せん断耐力式によるせん断耐力

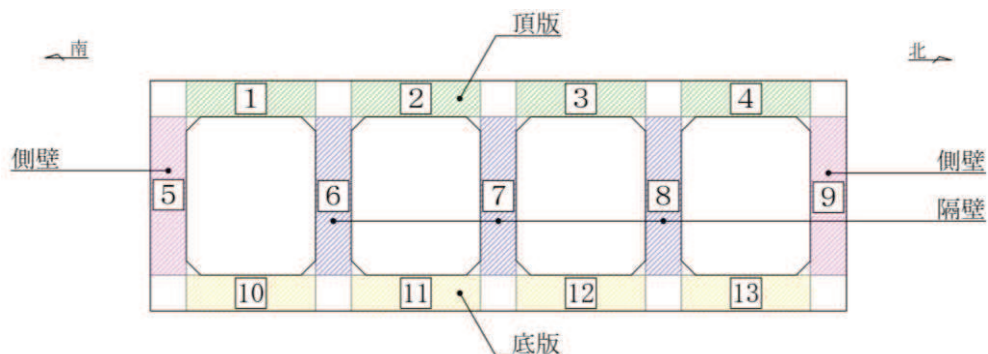


図 4-4 評価位置図

4.2.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

(1) 基礎地盤（牧の浜部層）

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 4-7 に示す。また、最大接地圧分布図を図 4-5 に示す。

第 3 号機取水路の基礎地盤に発生する最大接地圧が、極限支持力を下回ることを確認した。

表 4-7 基礎地盤の支持性能照査結果

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
⑧	S s - D 2 (++)	2.8	11.4	0.25

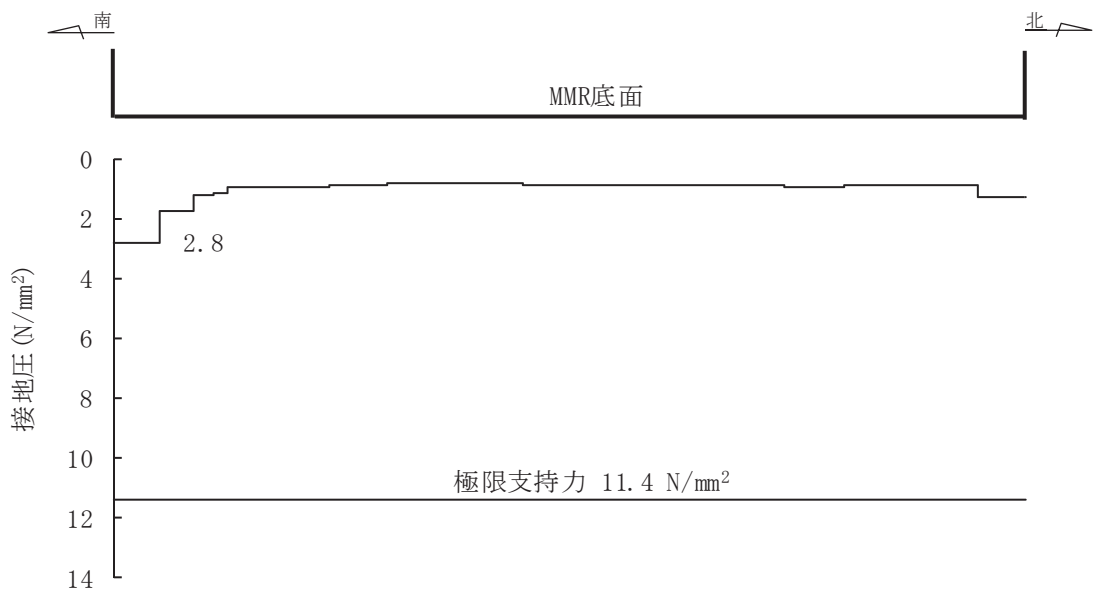


図 4-5 基礎地盤の最大接地圧分布図
(解析ケース⑧, S s - D 2 (++))

(2) MMR (既設)

MMR (既設) の支持性能に対する照査結果を表 4-8 に示す。また、最大接地圧分布図を図 4-6 に示す。

第 3 号機取水路の MMR (既設) に発生する最大接地圧が、支圧強度を下回ることを確認した。

表 4-8 MMR (既設) の支持性能照査結果

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
⑧	S _s -D2 (++)	3.1	15.6	0.20

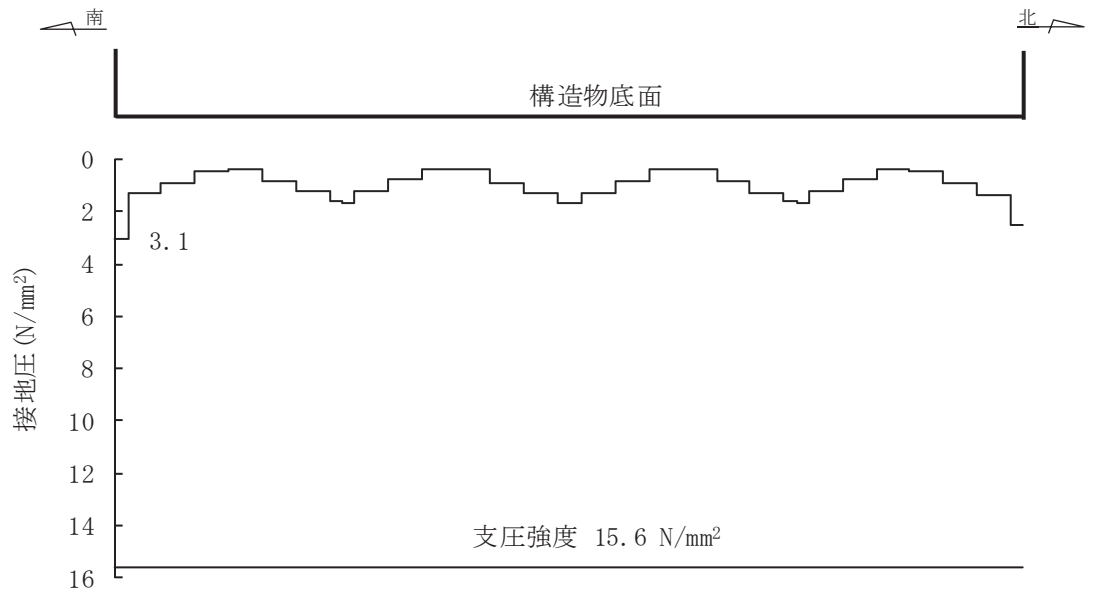


図 4-6 MMR (既設) の最大接地圧分布図
(解析ケース⑧, S_s-D2 (++))

VI-2-11-2-19 北側排水路の耐震性についての計算書

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	5
2.4	適用基準	8
3.	耐震評価	9
3.1	評価対象断面	9
3.2	解析方法	11
3.2.1	構造部材	11
3.2.2	材料物性及び地盤物性のばらつき	11
3.2.3	減衰定数	12
3.2.4	解析ケース	12
3.3	荷重及び荷重の組合せ	14
3.3.1	耐震評価上考慮する状態	14
3.3.2	荷重	14
3.3.3	荷重の組合せ	15
3.4	入力地震動	16
3.5	解析モデル及び諸元	31
3.5.1	解析モデル	31
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	33
3.5.3	地盤の物性値	34
3.5.4	地下水位	34
3.6	許容限界	35
3.6.1	構造部材の健全性に対する許容限界	35
3.7	評価方法	36
3.7.1	構造部材の健全性評価	36
4.	耐震評価結果	39
4.1	構造部材の健全性に対する評価結果	39

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-11-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、北側排水路が、上位クラス施設である防潮堤（盛土堤防）内を横断していることから、上位クラス施設に対して波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

波及的影響の評価は、上位クラス施設の機能が保持されることを確認するために、下位クラス施設である北側排水路を対象に、防潮堤（盛土堤防）の設計に適用する基準地震動 S_s を用いた地震応答解析を行い、構造部材の健全性評価を実施することで、北側排水路が十分な構造強度を有することを確認する。

なお、北側排水路の耐震評価においては、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を考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 基本方針

2.1 位置

北側排水路の位置を図 2-1 に、波及的影響評価の対象区間を図 2-2 に示す。

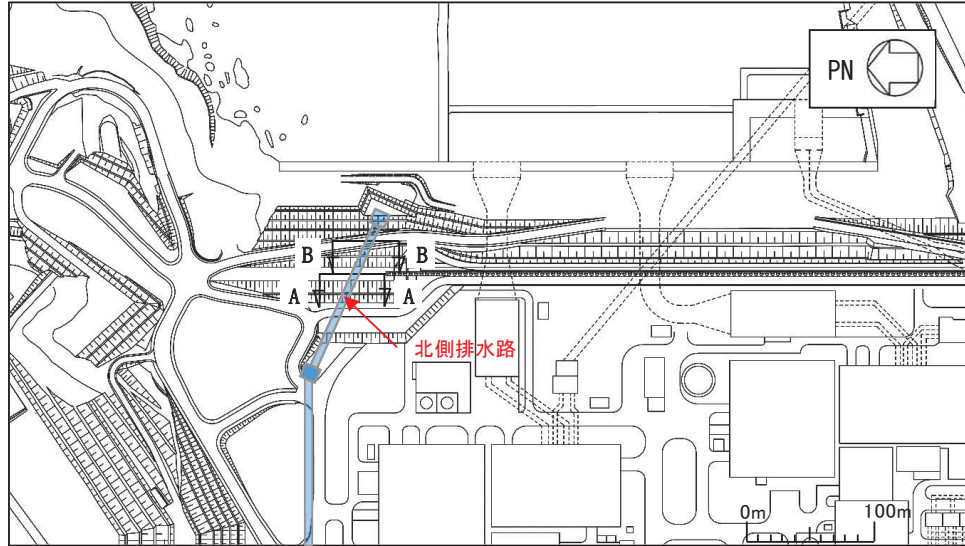


図 2-1 北側排水路の位置図

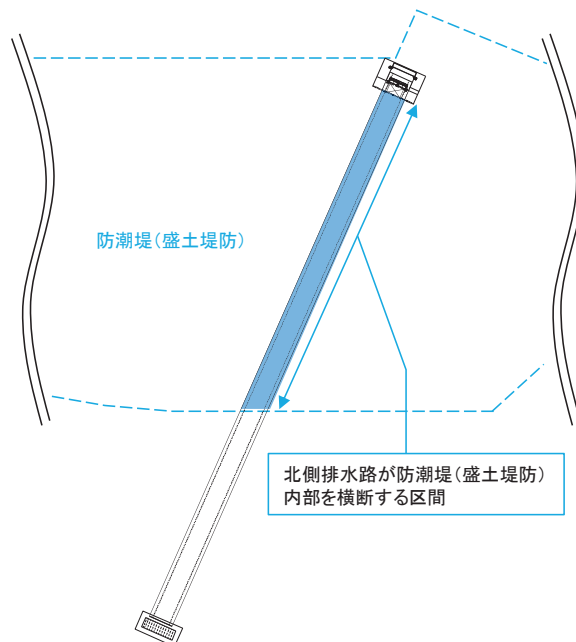


図 2-2 北側排水路の波及的影響評価の対象区間

2.2 構造概要

北側排水路の平面図を図 2-1 に，断面図を図 2-3 に，概略配筋図を図 2-4 に示す。

北側排水路は，延長約 115m，内空幅約 3.5m，内空高さ約 2.5m のプレキャスト鉄筋コンクリート造の地中構造物であり，防潮堤（盛土堤防）の内部を横断している。

また，防潮堤（盛土堤防）は，改良地盤を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

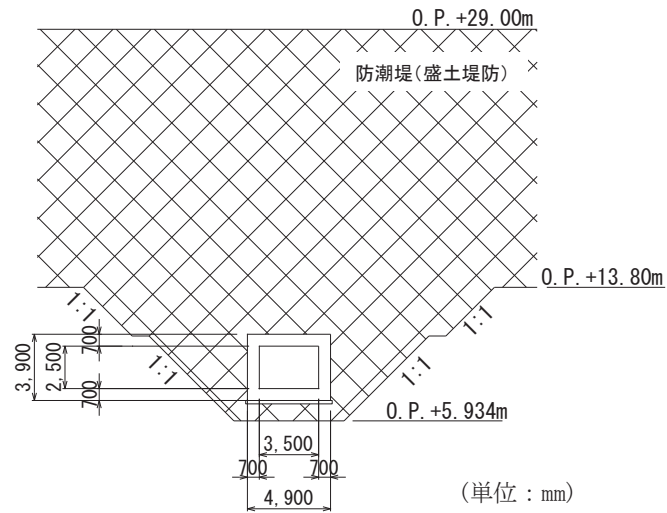


図 2-3(1) 北側排水路の断面図 (A-A 断面)

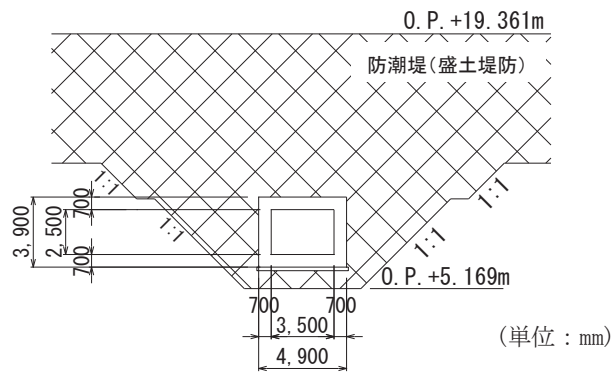


図 2-3(2) 北側排水路の断面図 (B-B 断面)

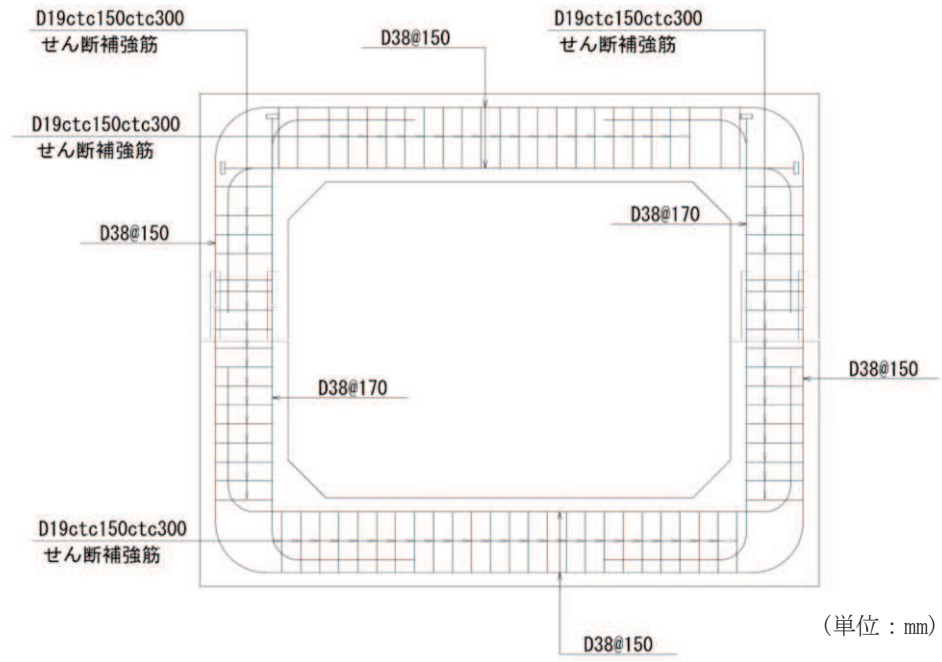


図 2-4 北側排水路の概略配筋図 (A-A 断面, B-B 断面共通)

2.3 評価方針

北側排水路は、防潮堤（盛土堤防）と同じ運転状態を想定することから、設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響評価を行う。

北側排水路の耐震評価フローを図 2-5 に示す。

北側排水路の波及的影響評価は、地震応答解析により得られた解析結果に基づき、表 2-1 の北側排水路の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価を行う。

構造部材の健全性評価を実施することで、構造強度を有することを確認する。

構造部材の健全性評価については、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、曲げ・軸力系の破壊については構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。せん断破壊に対してはせん断力が許容限界以下であることを確認する。

ここで、北側排水路は、運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力、温度等について、波及的影響評価における手法及び条件に有意な差異はなく、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。

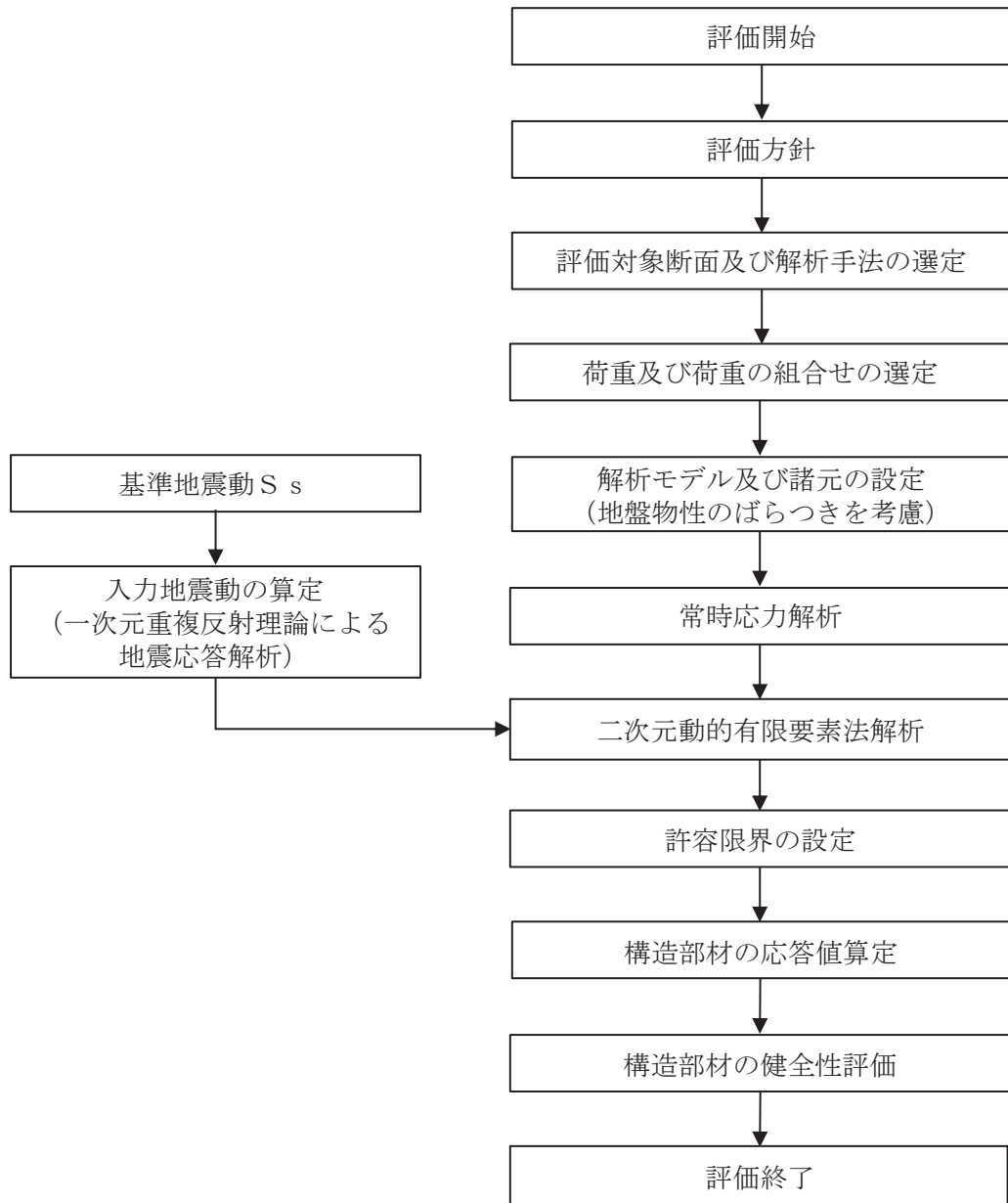


図 2-5 北側排水路の耐震評価フロー

表 2-1 北側排水路の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界	
構造強度を有すること	構造部材の健全性	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界以下であることを確認	曲げ軸力	短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成 25 年 6 月 19 日原管地発第 1306196 号) (以下「耐津波設計に係る工認審査ガイド」という。)
- ・ 日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV 下部構造編
- ・ 土木学会 2005 年 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 (以下「土木学会マニュアル」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)

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

北側排水路の評価対象断面位置を図 3-1 に示す。北側排水路のうち、防潮堤（盛土堤防）を横断する範囲で土被り厚さが最も大きく耐震評価上最も厳しい断面（A-A 断面）を、評価対象断面として選定する。

評価対象断面は、北側排水路の弱軸方向である、北側排水路の直交断面を基本として考えるが、防潮堤（盛土堤防）と防潮堤（鋼管式鉛直壁）の境界部にセメント改良土の斜面を有する防潮堤の構造を踏まえ、汀線平行方向（防潮堤縦断方向）の断面を選定する。

北側排水路の評価対象断面図を図 3-2 に示す。

A-A 断面：防潮堤（盛土堤防）を横断する範囲で土被り厚さが最も大きく耐震評価上最も厳しい断面。

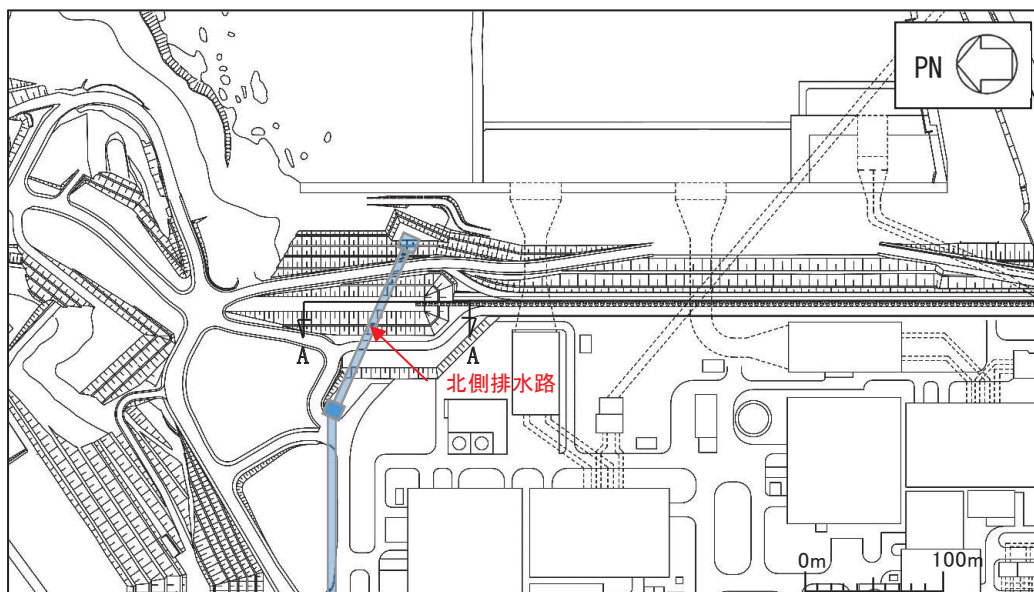
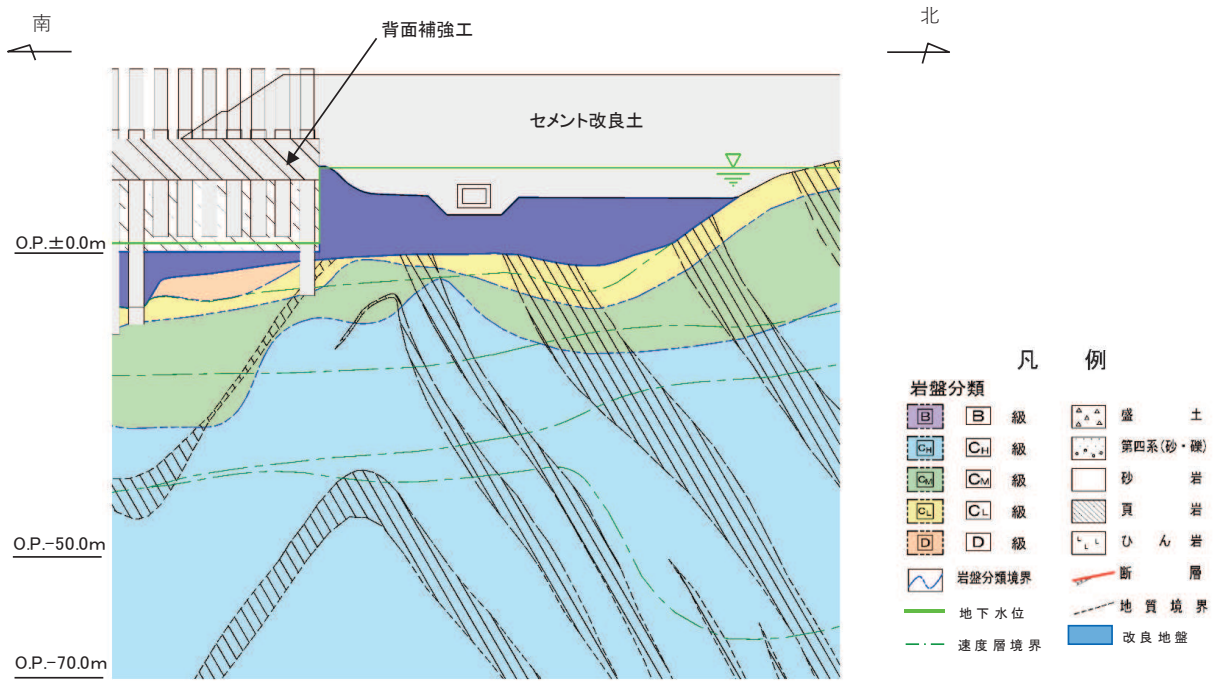


図 3-1 北側排水路の評価対象断面位置図



* : 鋼管杭下方のC_L級岩盤部はマンメイドロックにより置換。

図3-2 北側排水路の評価対象断面図 (A-A断面)

3.2 解析方法

地震応答解析は、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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

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動的有限要素法により、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を行う。

構造部材については、線形はり要素を用いる。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）について、鋼管杭は線形はり要素、背面補強工は線形平面ひずみ要素でモデル化する。防潮堤（盛土堤防）について、セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。また、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。地震応答解析には、上位クラス施設である防潮堤（盛土堤防）と同様に、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、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。

3.2.1 構造部材

鉄筋コンクリート部材は線形はり要素でモデル化する。

3.2.2 材料物性及び地盤物性のばらつき

図 3-2 に示すとおり、北側排水路の周辺には、主としてセメント改良土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ており、これらの地盤のせん断変形が地震時に北側排水路の応答に影響を与えると判断されることから、これらの地盤の物性（せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

解析ケースを表 3-1 に示す。

地盤物性のばらつきの影響を考慮するため、材料物性のばらつきと併せて表 3-1 に示す解析ケースを設定する。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース①～③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

表 3-1 解析ケース（北側排水路）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D 級岩盤, セメント改良土, 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 + 1σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1σ	平均値

3.2.3 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし, 剛性比例型減衰 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) とする。

3.2.4 解析ケース

耐震評価においては, 全ての基準地震動 S_s に対し, 解析ケース① (基本ケース) を実施する。解析ケース①において, 曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊の照査項目ごとに照査値が 0.5 以上となる照査項目に対して, 最も厳しい地震動を用いて表 3-1 に示す解析ケース②~③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3-2 に示す。

表 3-2 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮し た解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮し た解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度
地震動 (位相)	S _s -D1	++*	○	基準地震動 S _s (7 波) 及び水平 動の位相反転を考慮した地震動 (7 波) を加えた全 14 波により照査を 行ったケース① (基本ケース) の 結果から、曲げ・軸力系の破壊及 びせん断破壊の照査項目ごとに照 査値が 0.5 以上となる照査項目に 対して、最も厳しい地震動を用い てケース②~③を実施する。 照査値がいずれも 0.5 未満の場合 は、照査値が最も厳しくなる地震 動を用いてケース②~③を実施す る。
		-+*	○	
	S _s -D2	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -D3	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -F1	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -F2	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -F3	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -N1	++*	○	
		-+*	○	

注記 * : 耐震評価に当たっては、「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。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、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。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

北側排水路の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪の影響を考慮する。風の影響については、埋設構造物であるため、風の影響を受けないことから考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

北側排水路の地震応答解析において、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_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-3 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$G + P + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

3.4 入力地震動

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底面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」に示す地下構造モデルを用いる。

図 3-3 に入力地震動算定の概念図を、図 3-4 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。

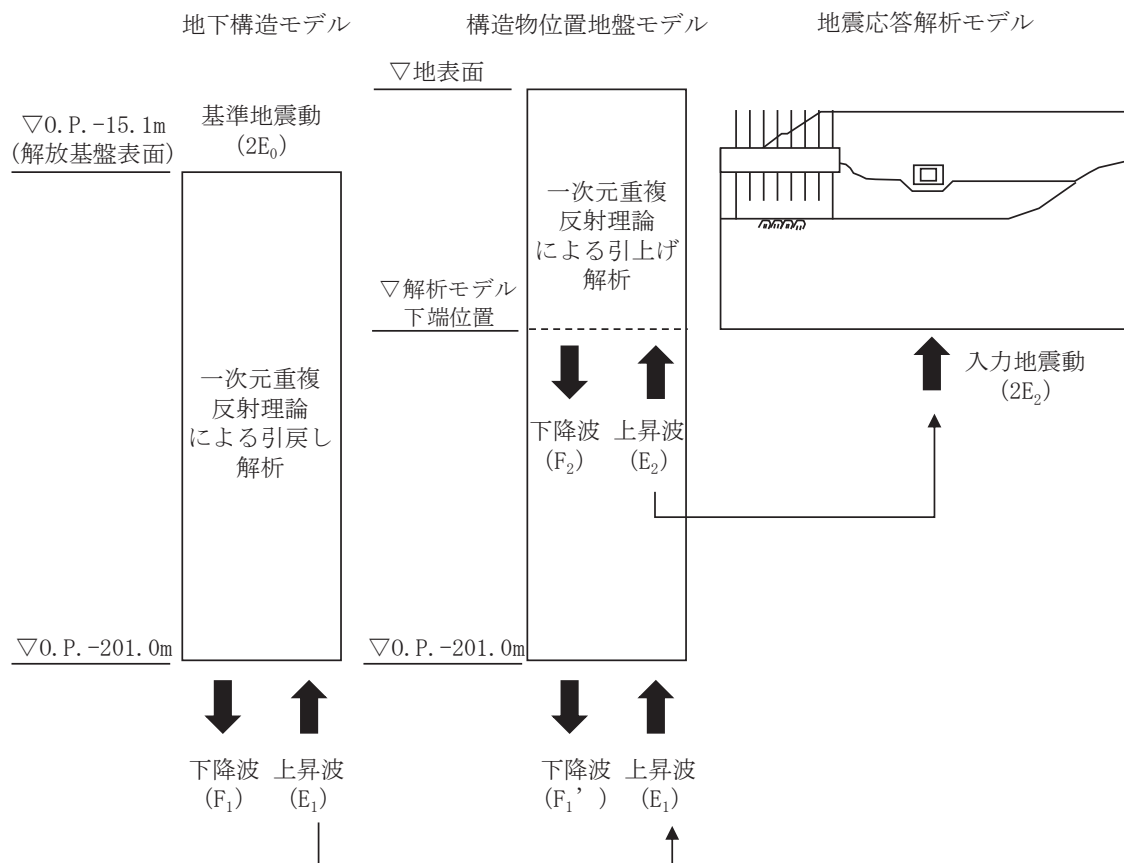
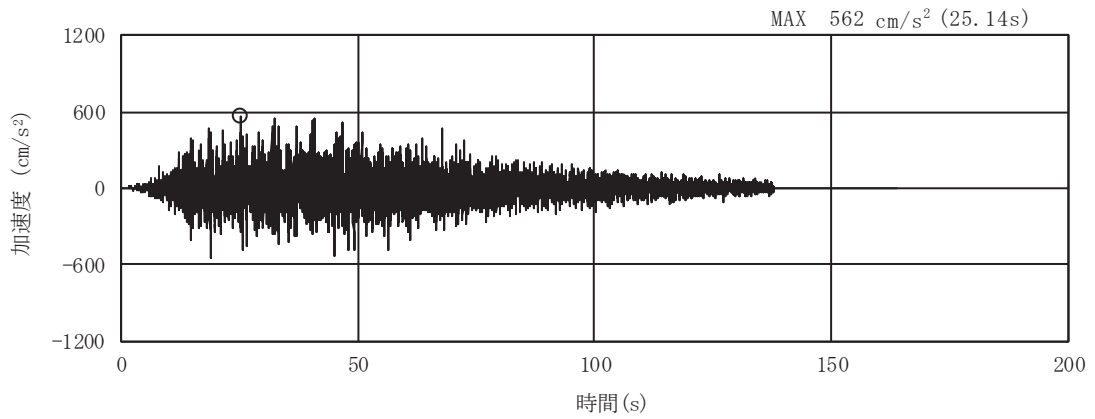
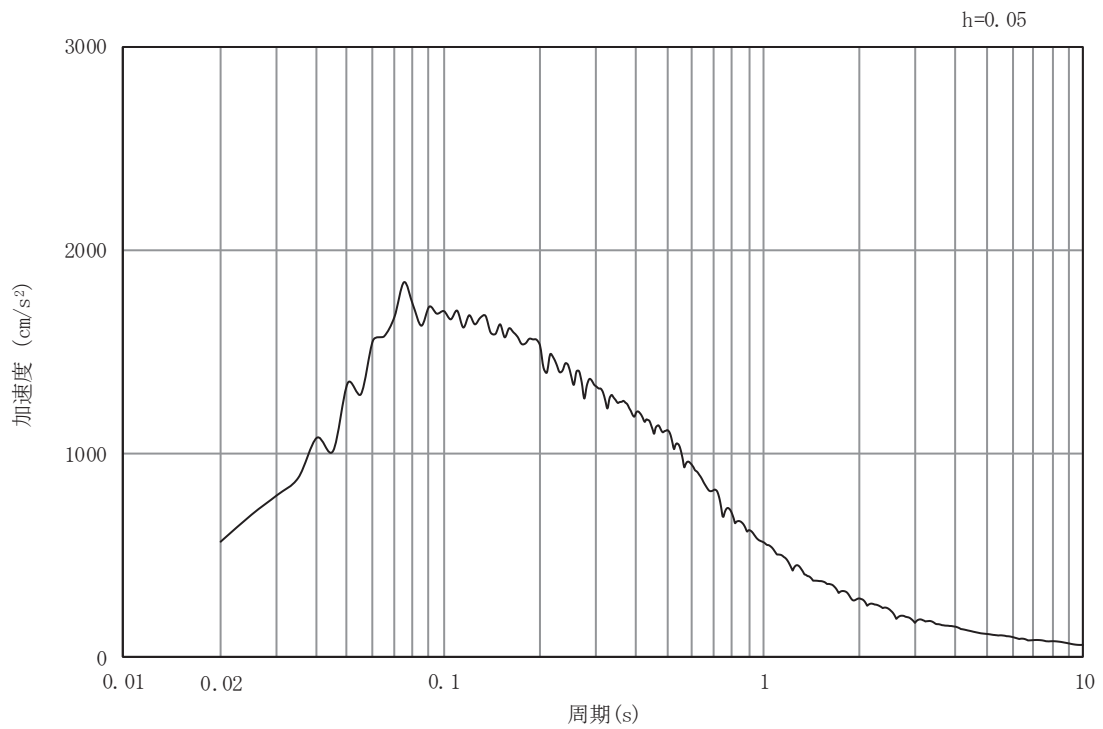


図 3-3 入力地震動算定の概念図

(1) A-A 断面

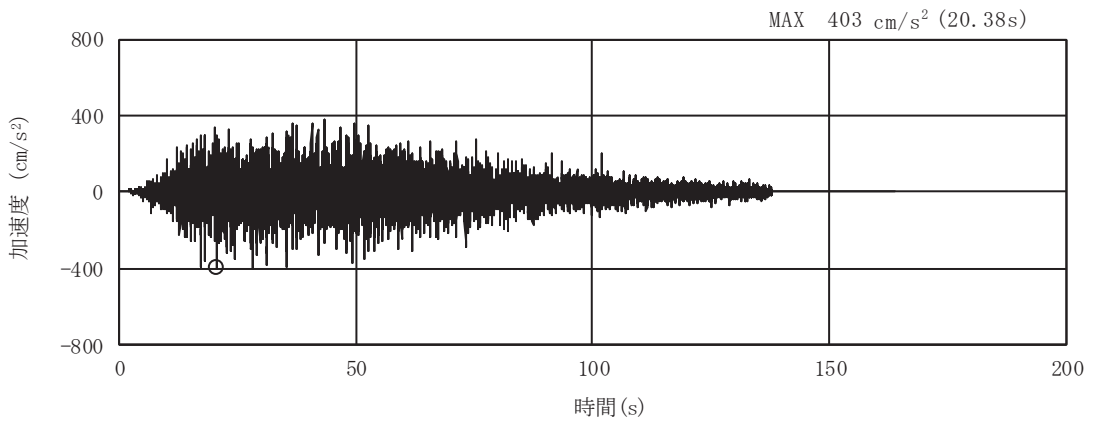


(a) 加速度時刻歴波形

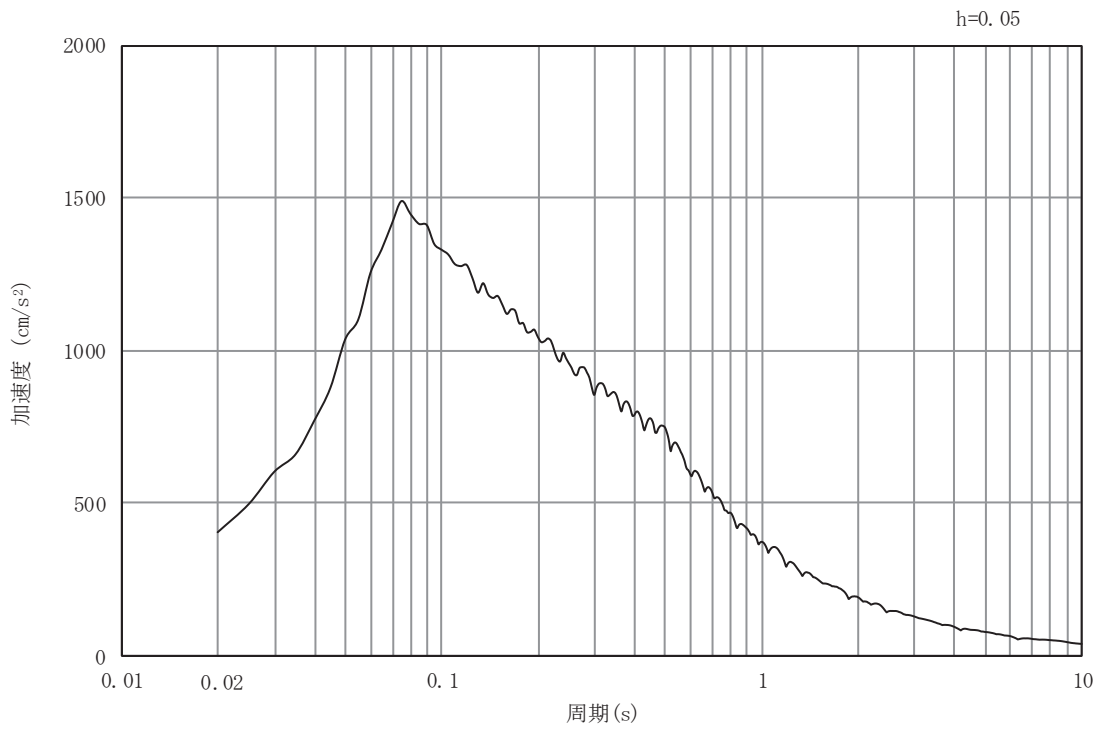


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向: S s - D 1)

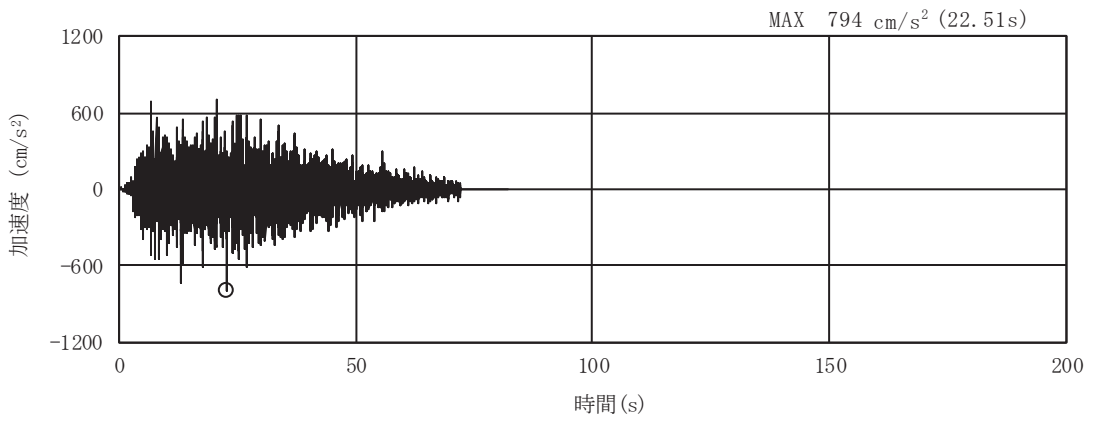


(a) 加速度時刻歴波形

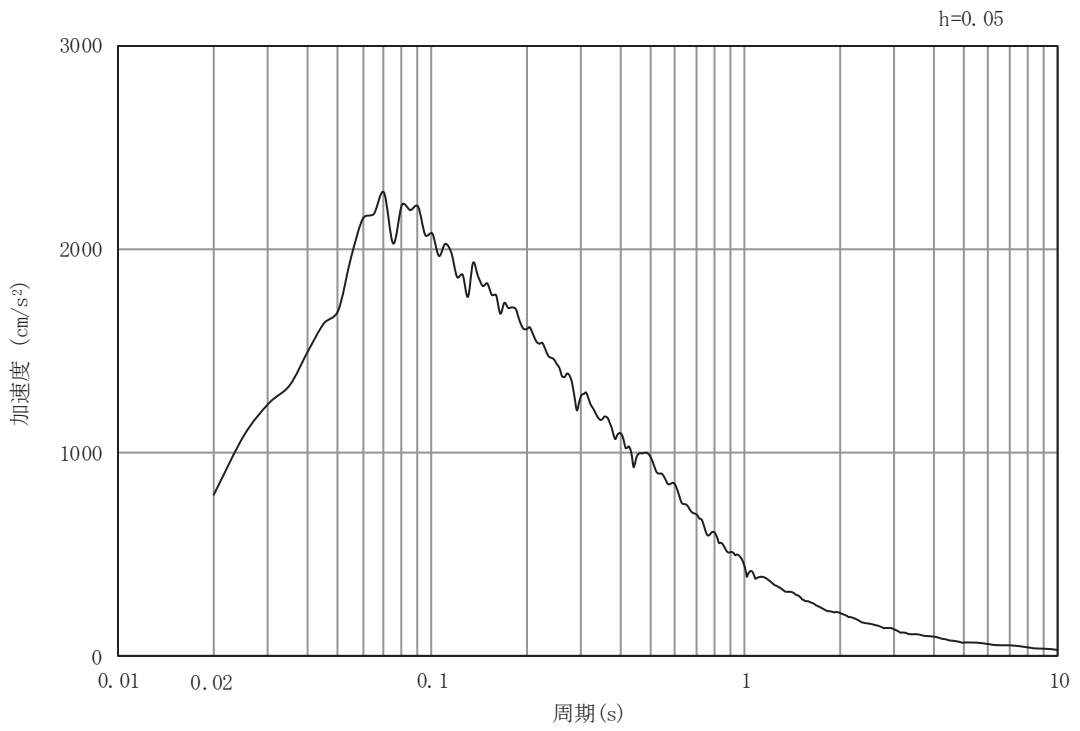


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(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
(鉛直方向：S s - D 1)

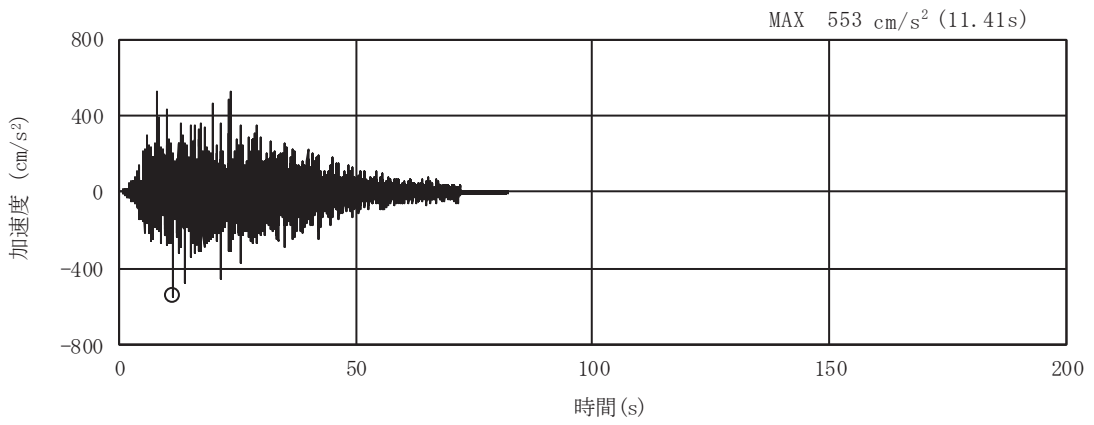


(a) 加速度時刻歴波形

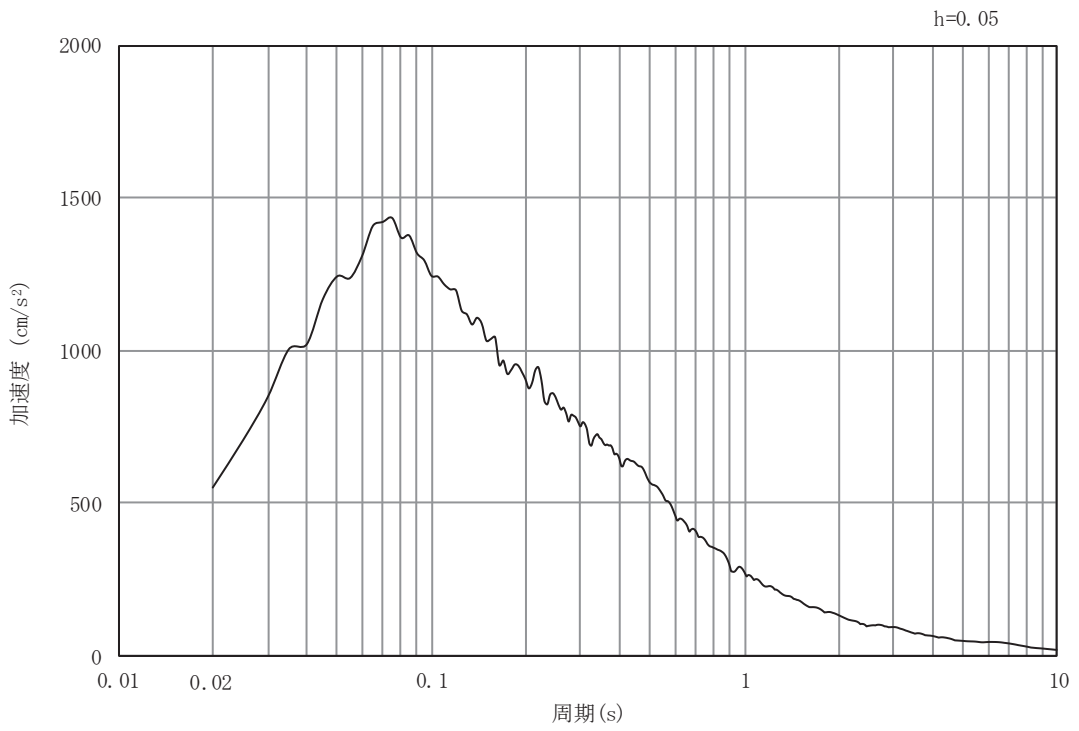


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(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
(水平方向 : S s - D 2)

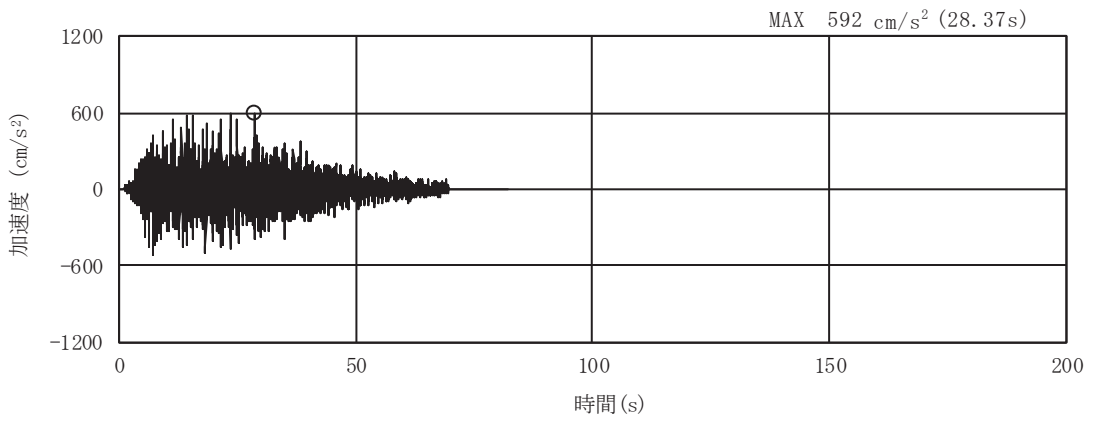


(a) 加速度時刻歴波形

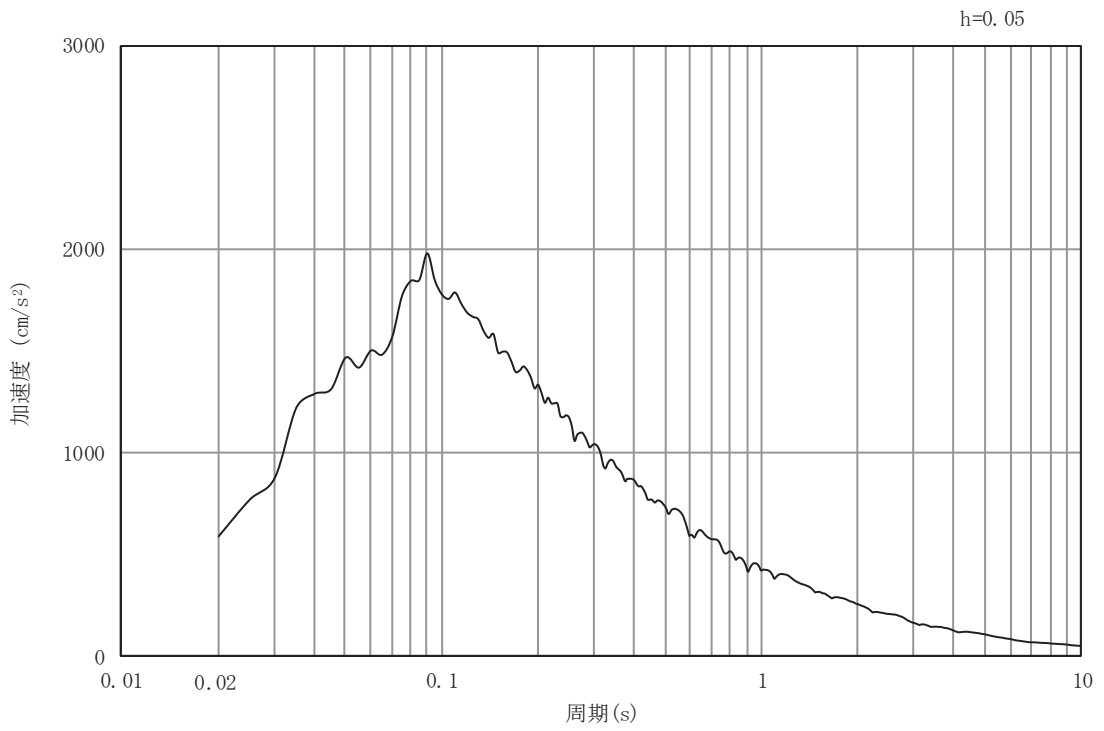


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(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
(鉛直方向：S s - D 2)

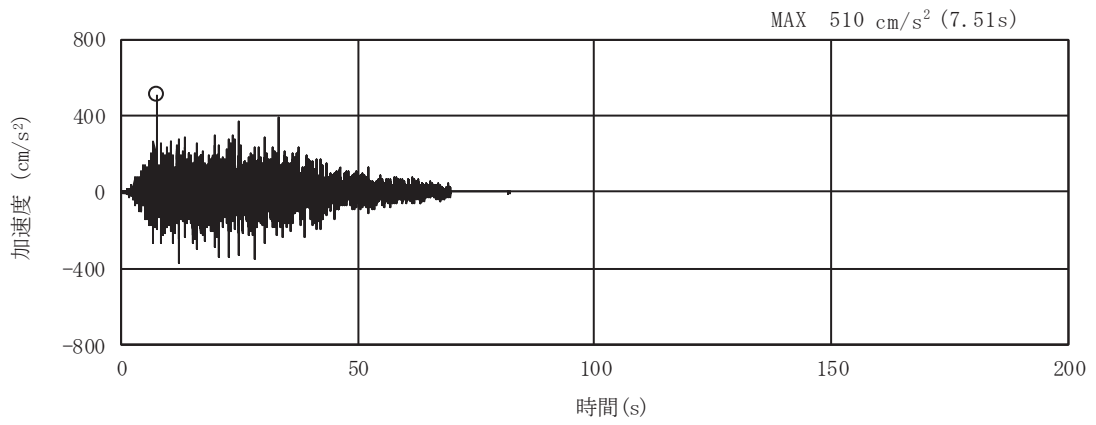


(a) 加速度時刻歴波形

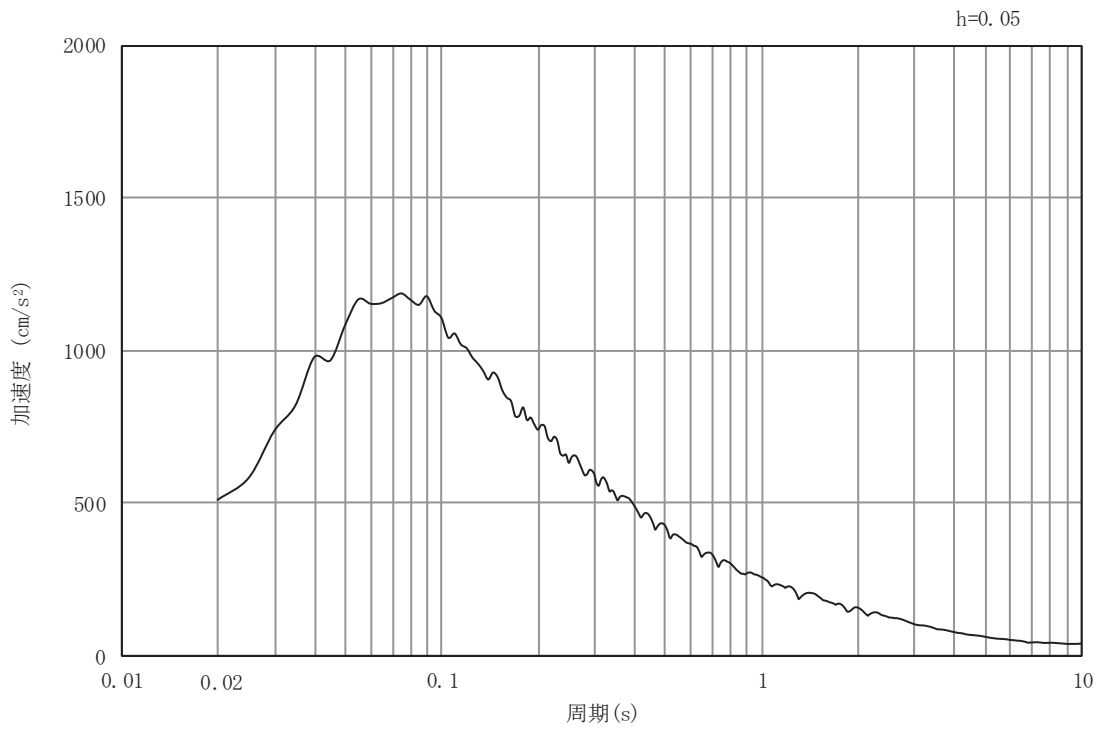


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(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
(水平方向 : S s - D 3)

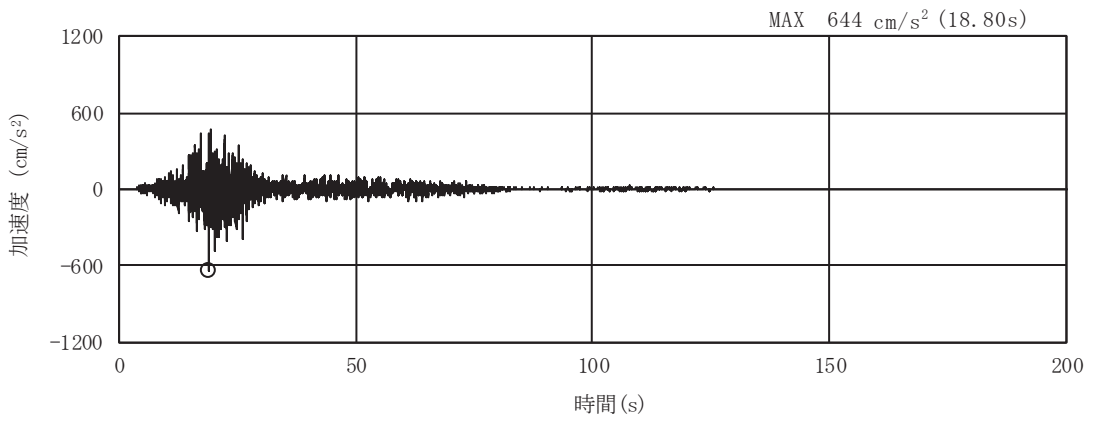


(a) 加速度時刻歴波形

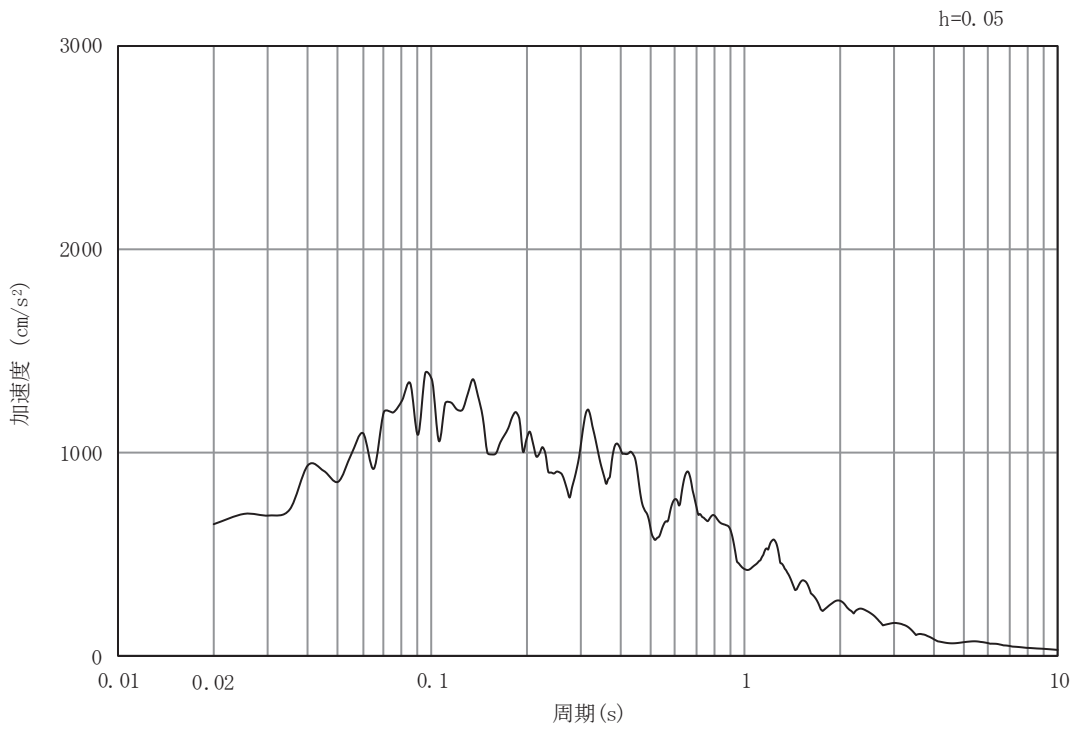


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(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
(鉛直方向：S s - D 3)

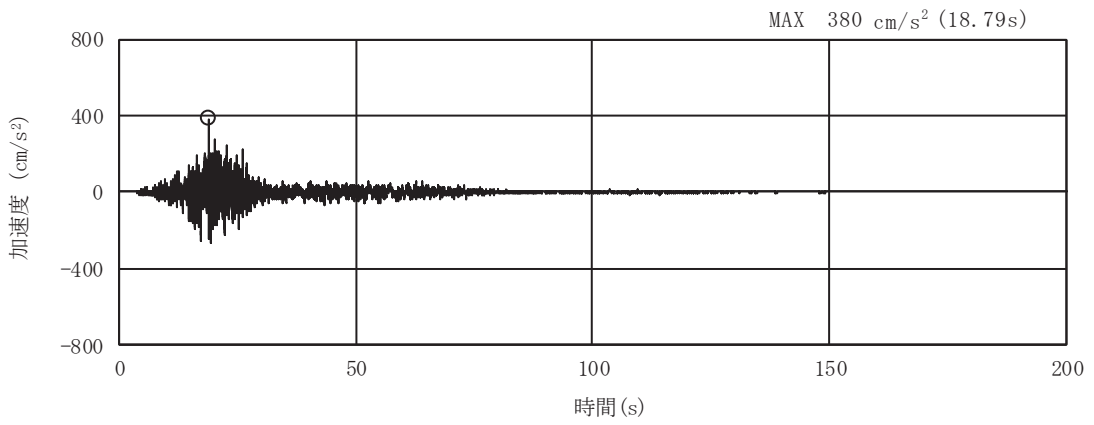


(a) 加速度時刻歴波形

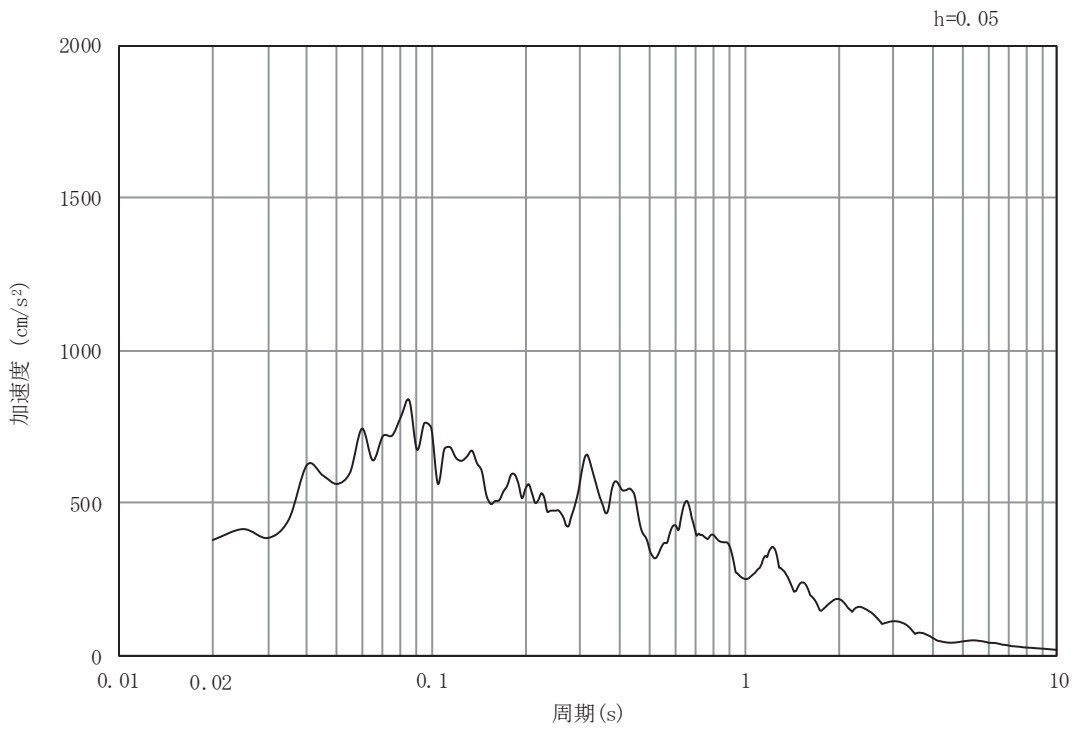


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(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
(水平方向 : S s - F 1)

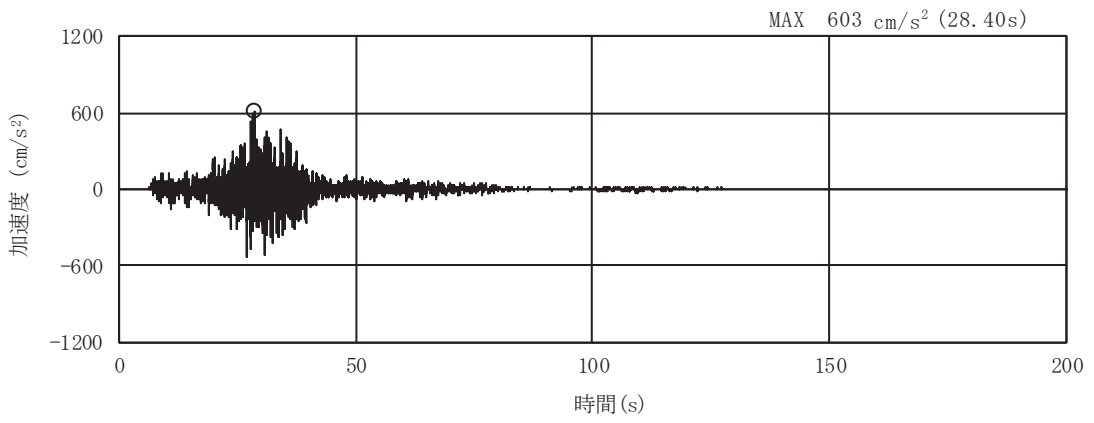


(a) 加速度時刻歴波形

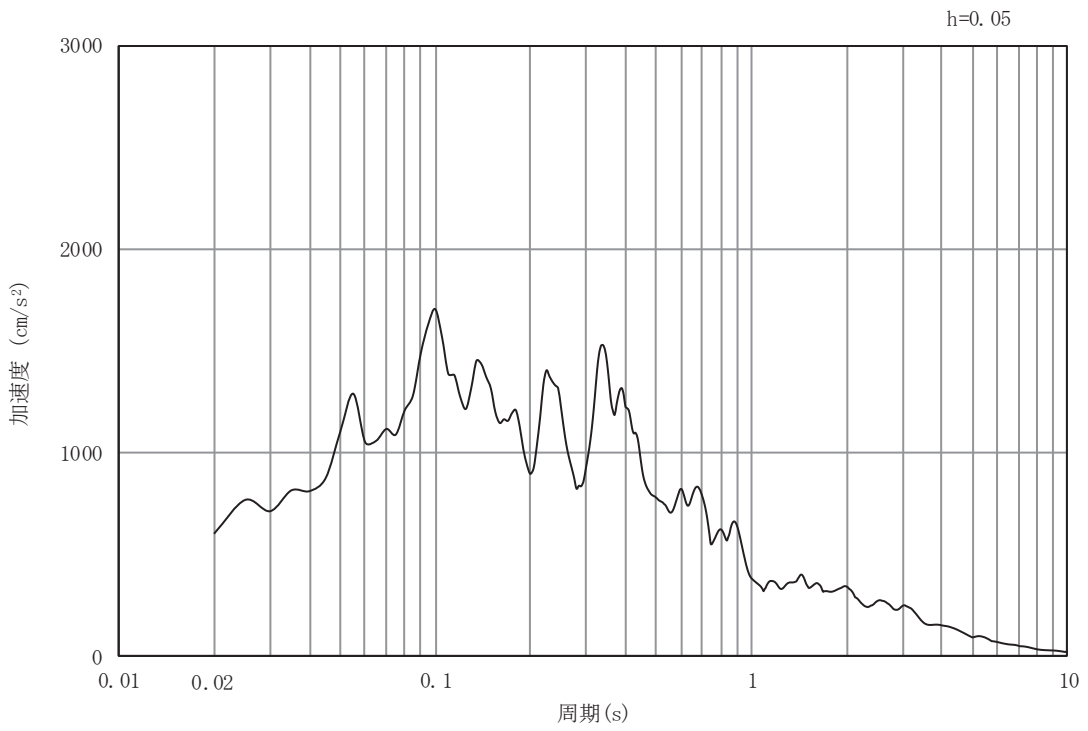


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(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
(鉛直方向：S s - F 1)

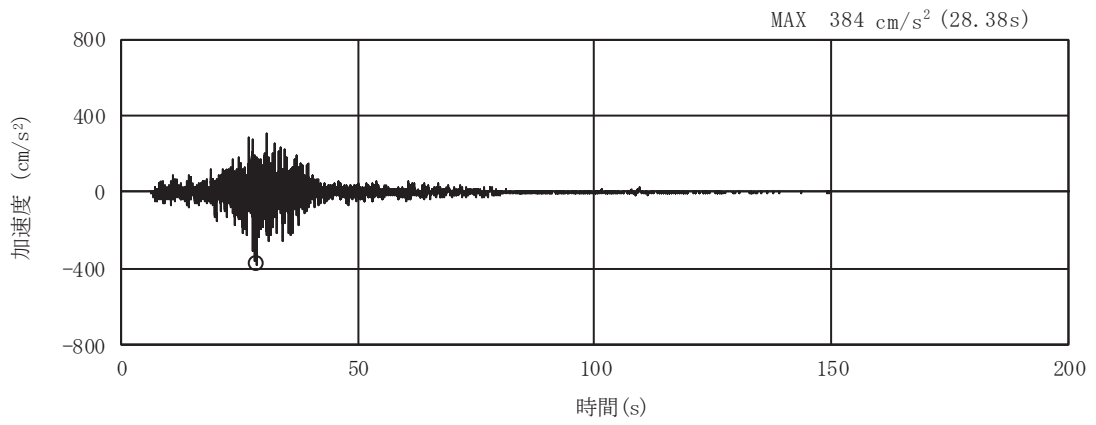


(a) 加速度時刻歴波形

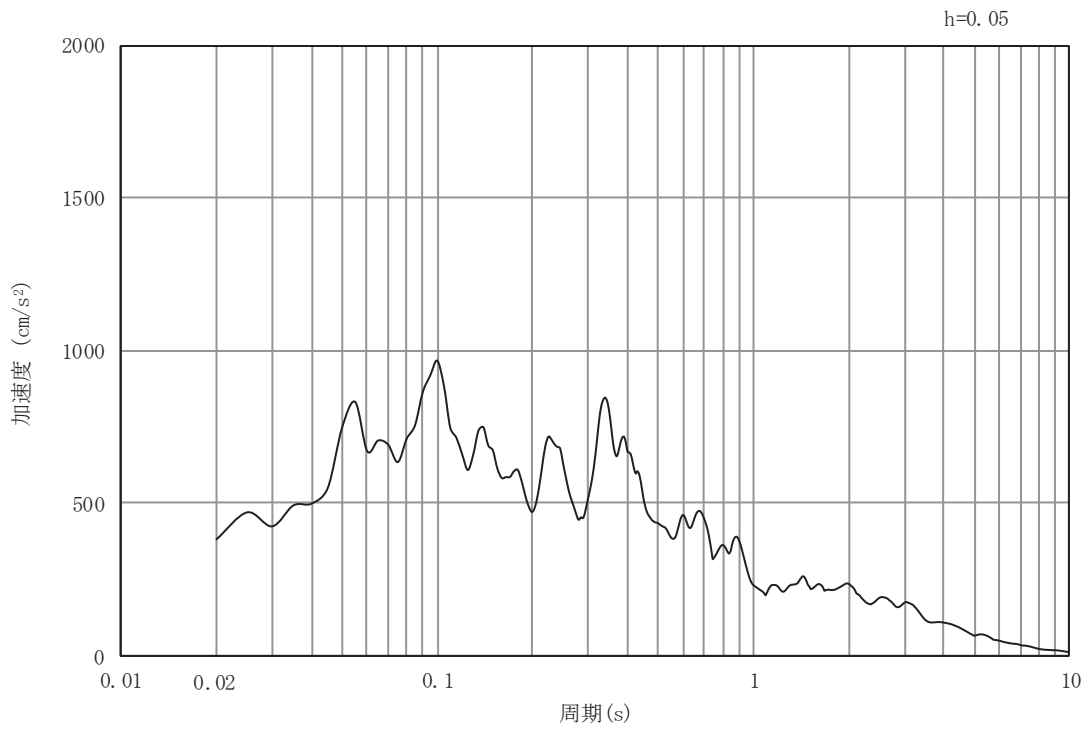


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(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
(水平方向 : S s - F 2)

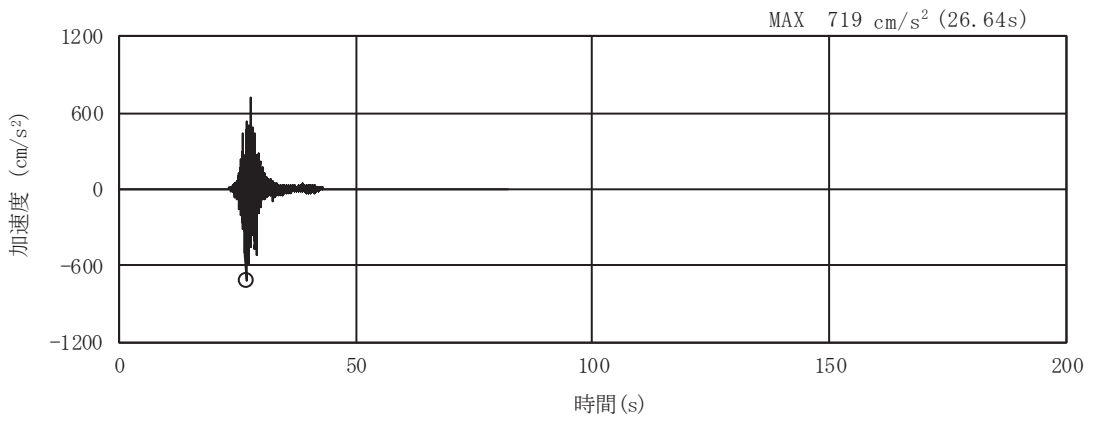


(a) 加速度時刻歴波形

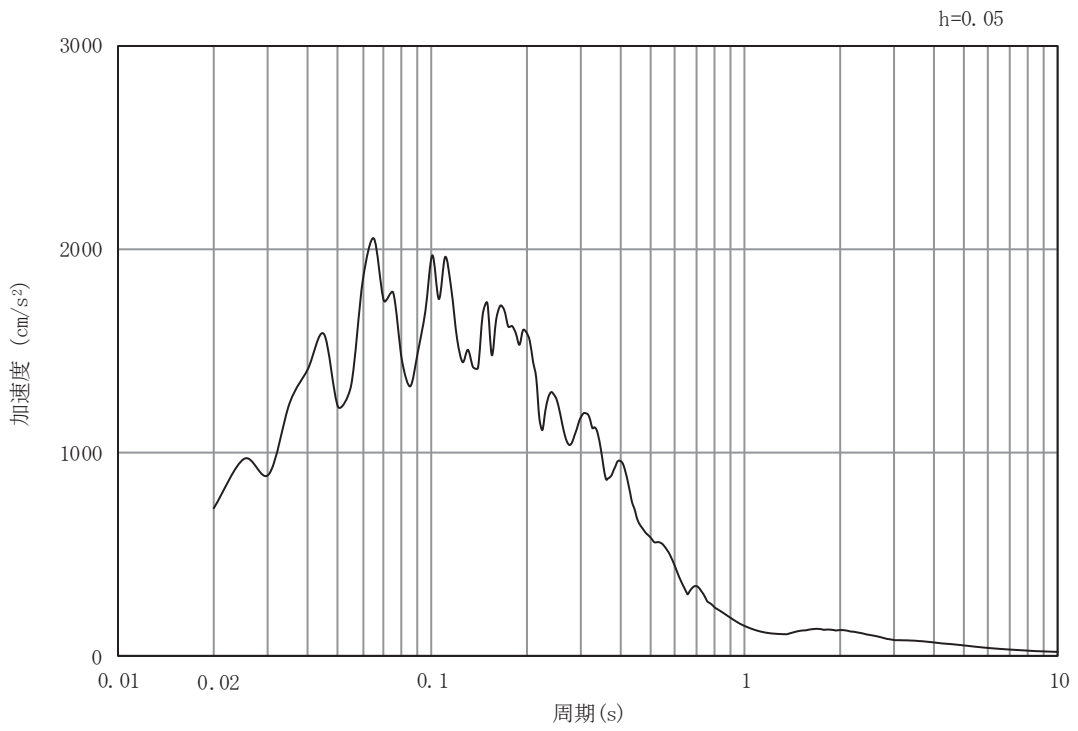


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(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
(鉛直方向：S s - F 2)

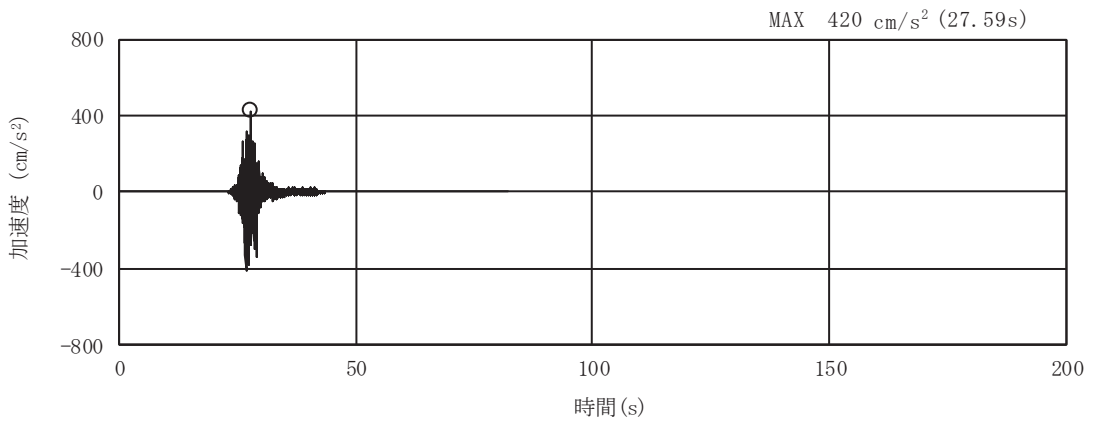


(a) 加速度時刻歴波形

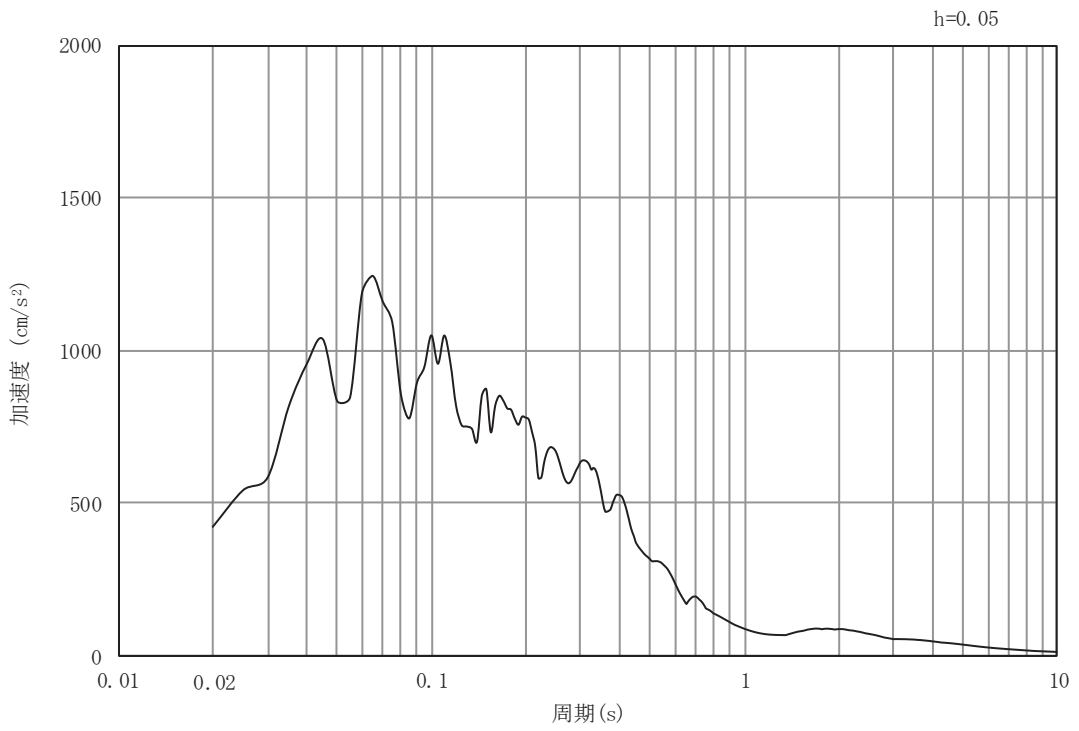


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(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
(水平方向 : S s - F 3)

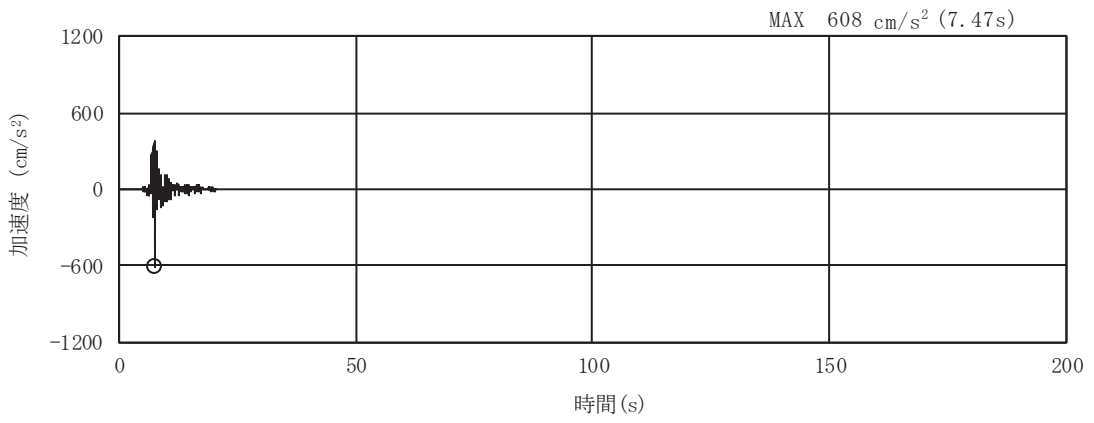


(a) 加速度時刻歴波形

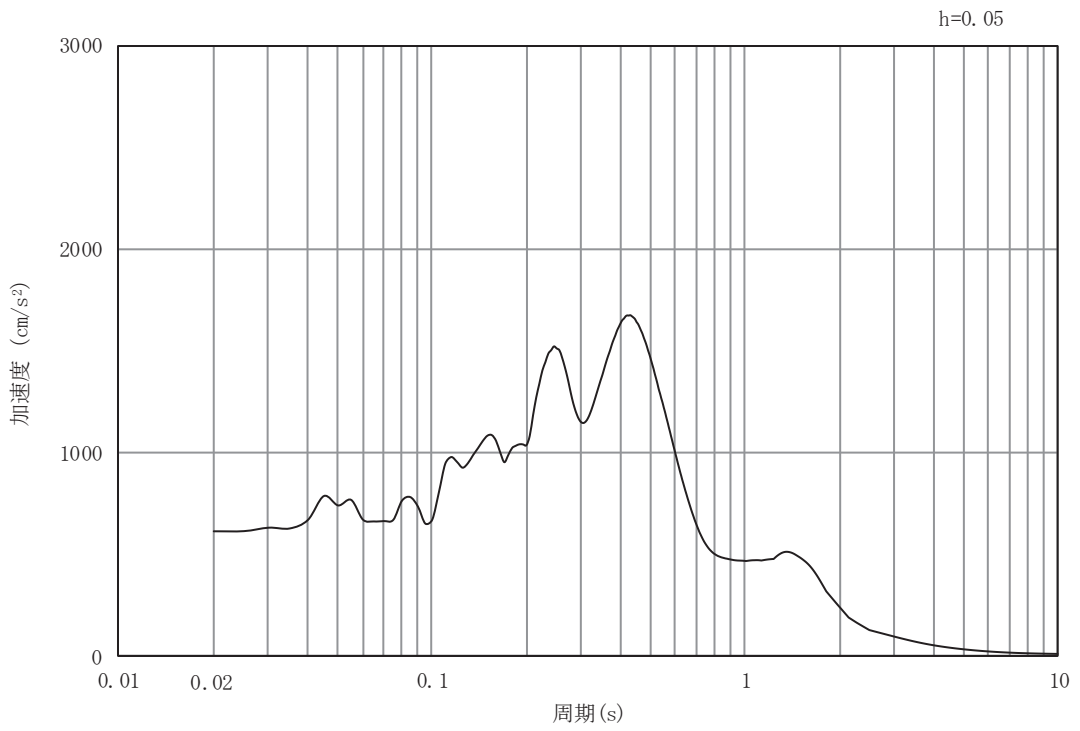


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(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
(鉛直方向：S s - F 3)

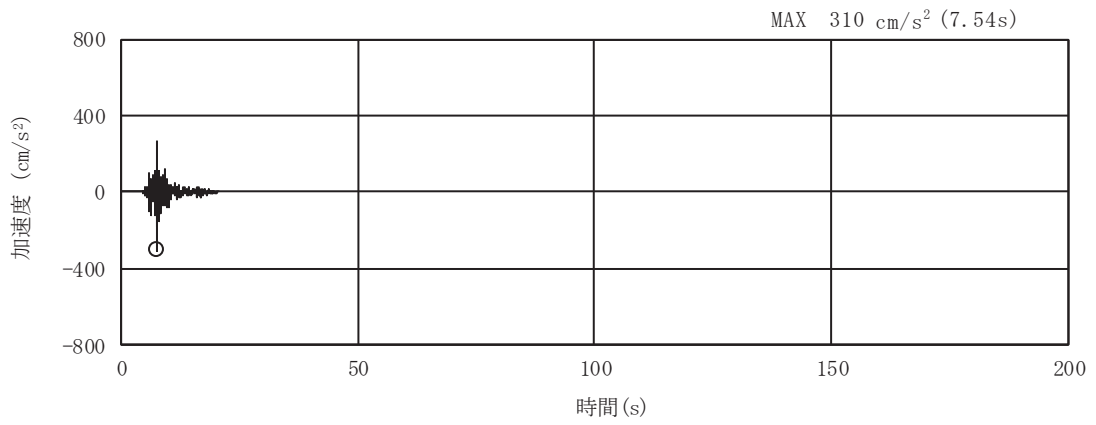


(a) 加速度時刻歴波形

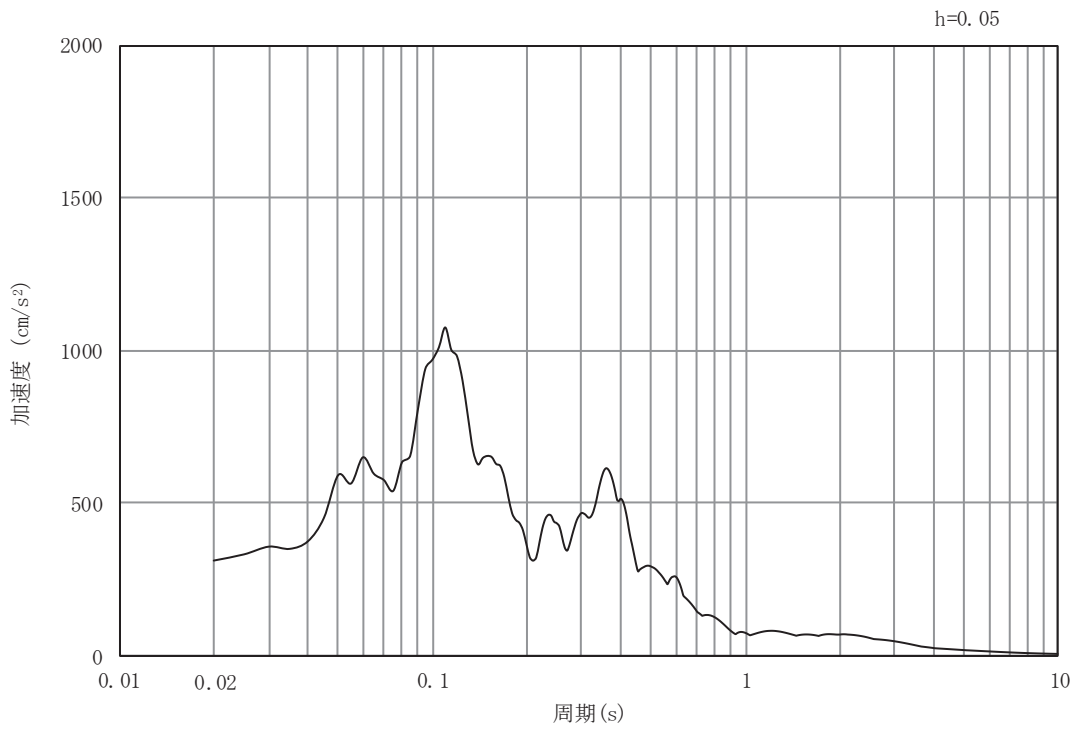


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-4(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
(水平方向 : 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 3-4(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
(鉛直方向：S s - N 1)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

北側排水路の地震応答解析モデルを図 3-5 に示す。

(1) 解析領域

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデルの解析領域は、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。

(2) 境界条件

二次元有限要素法による時刻歴応答解析の解析モデル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。

(3) 構造物のモデル化

構造部材については、線形はり要素によりモデル化する。なお、構造部材である北側排水路は図 3-1 に示すとおり評価対象断面に対して斜めに位置しており、側壁が実際の部材厚よりも厚くなることから、モデル化に当たっては北側排水路を直交する際の部材厚を考慮する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）について、鋼管杭は線形はり要素（ビーム要素）、背面補強工は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化し、防潮堤（盛土堤防）について、セメント改良土は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）でモデル化する。

(4) 地盤のモデル化

D₁級を除く岩盤は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。D₂級岩盤、改良地盤は非線形性を考慮した平面ひずみ要素（マルチスプリング要素）でモデル化する。

(5) ジョイント要素の設定

地震時の「背面補強工と背面補強工」、「改良地盤と岩盤」、「改良地盤と背面補強工側面」、「セメント改良土と背面補強工側面」、「セメント改良土と改良地盤」、「セメント改良土と岩盤」及び「構造物（北側排水路）とセメント改良土」との接合面における剥離及びすべりを考慮するため、これらの接合面にジョイント要素を設定する。

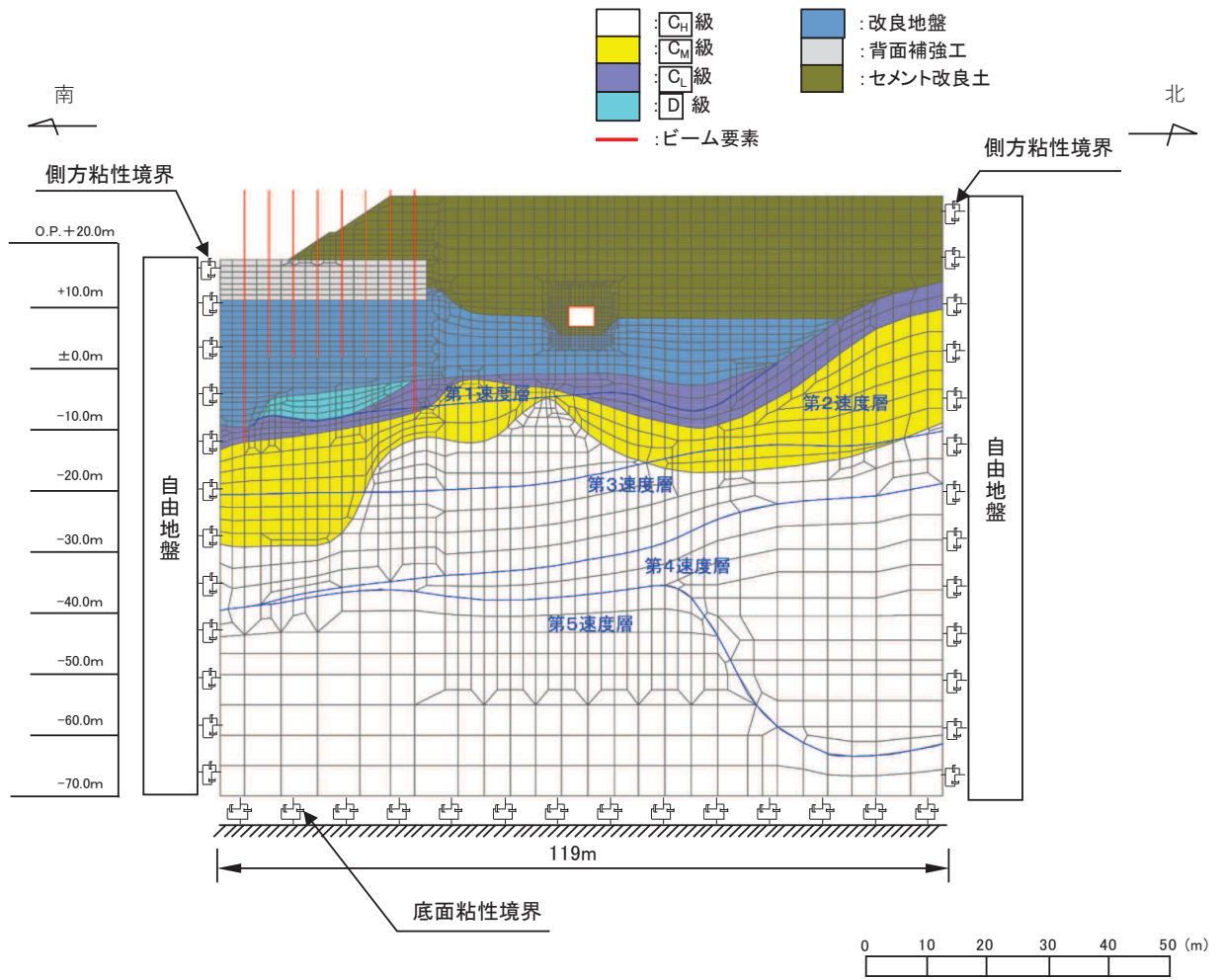


図 3-5 北側排水路の解析モデル (A-A 断面)

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表3-4に、材料の物性値を表3-5に示す。なお、セメント改良土の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表3-4 使用材料

材料	諸元
鉄筋	SD345 (せん断補強筋) SD390 (主筋)
コンクリート (構造部材)	設計基準強度 40N/mm ²
コンクリート (背面補強工)	設計基準強度 30N/mm ²
鋼管杭	SM570, SKK490

表3-5 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	
鉄筋	ヤング係数 (N/mm ²)	2.00×10 ⁵	
コンクリート (構造部材)	ヤング係数 (N/mm ²)	3.10×10 ⁴	解析ケース①, ②, ③
	ポアソン比	0.2	
コンクリート (背面補強工)	単位体積重量 (kN/m ³)	24.0	
	ヤング係数 (N/mm ²)	2.80×10 ⁴	
	ポアソン比	0.2	
鋼管杭 (SM570, SKK490)	単位体積重量 (kN/m ³)	77.0	
	ヤング係数 (N/mm ²)	2.00×10 ⁵	
	ポアソン比	0.3	

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

3.5.4 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 3-2 及び表 3-6 に示す。

設計用地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従い、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の範囲は O.P. +1.43m（朔望平均満潮位），防潮堤（盛土堤防）の範囲は O.P. +13.8m と設定する。設定した設計用地下水位を表 3-6 及び図 3-2 に示す。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）と防潮堤（盛土堤防）の境界では設計用地下水位が急変するが、この箇所では液状化検討対象層が無く、改良地盤及びセメント改良土が分布するものの、これらは地下水位以深と以浅において、物性値が大きく変わらないことから、設計用地下水位の急変が地震応答解析に及ぼす影響は小さい。

表 3-6 設計用地下水位

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
北側排水路	A-A 断面	防潮堤（鋼管式鉛直壁）部分は O.P. +1.43m（朔望平均満潮位），防潮堤（盛土堤防）は O.P. +13.8m に設定する。

3.6 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。

3.6.1 構造部材の健全性に対する許容限界

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、短期許容応力度を限界値とする。コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 3-7 及び表 3-8 に示す。

表 3-7 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
$f'_{ck}=40.0$ (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	0.825

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

表 3-8 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

鉄筋の種類	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
SD345	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294
SD390	許容引張応力度 σ_{sa}	206	309

注記*：土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 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

せん断破壊に対する許容限界は、短期許容応力度を限界値とする。表 3-7 及び表 3-8 に示すコンクリート及び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。

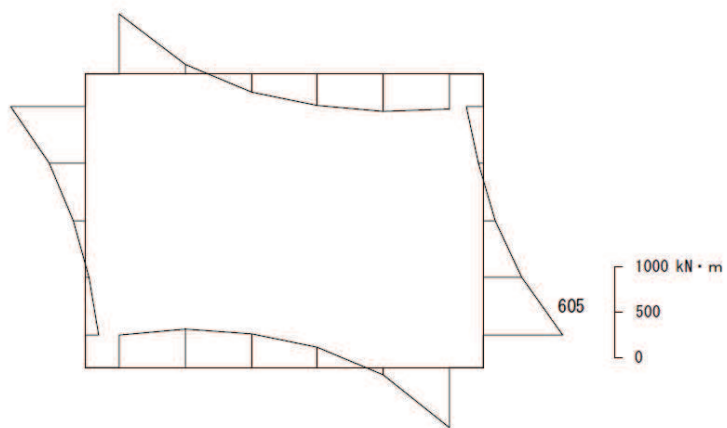
3.7 評価方法

北側排水路の耐震評価は，地震応答解析により算定した照査用応答値が「3.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

3.7.1 構造部材の健全性評価

構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査について，地震応答解析により算定した照査用応答値が，許容限界以下であることを確認する。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 3-6 に，せん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力を図 3-7 に示す。



数值：評価位置における断面力
(a) 曲げモーメント (kN・m)

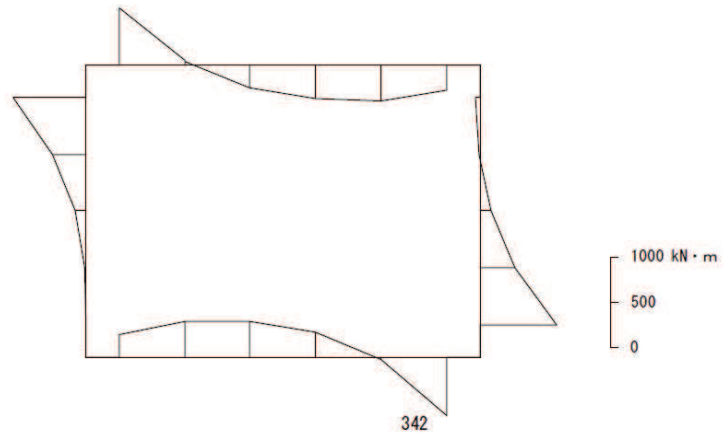


数值：評価位置における断面力
(b) 軸力 (kN) (+：引張，-：圧縮)

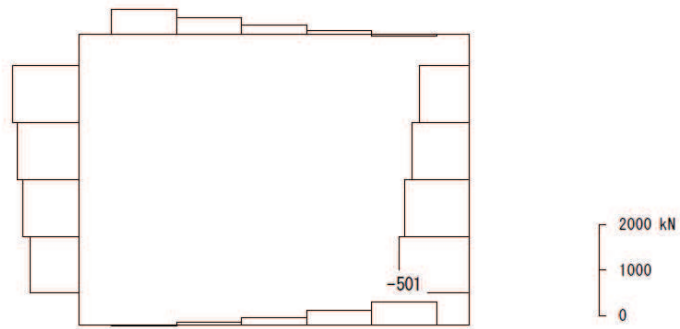


数值：評価位置における断面力
(c) せん断力 (kN)

図 3-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力
(A-A 断面, S s - D 2 (-+), t=13.56s)
(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)



数値：評価位置における断面力
(a) 曲げモーメント (kN・m)



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



数値：評価位置における断面力
(c) せん断力 (kN)

図 3-7 せん断破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力
(A-A 断面, S s - D 2 (-+), t=8.47s)
(解析ケース③：地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)

4. 耐震評価結果

4.1 構造部材の健全性に対する評価結果

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値を表 4-1 及び表 4-2 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値を表 4-3 に示す。また、北側排水路の評価位置図を図 4-1 に示す。

北側排水路の発生応力度及びせん断力が、構造部材の許容限界以下であることを確認した。

表 4-1 鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (A-A 断面)

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		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}	
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
頂版	③	S _s -D2(-+)	③	-413	-700	5.2	21	0.25
側壁	②	S _s -D2(-+)	③	605	-1367	8.4	21	0.40
底版	④	S _s -D2(-+)	③	391	-746	4.9	21	0.24

表 4-2 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値 (A-A 断面)

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		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}	
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
頂版	③	S _s -D2(-+)	③	404	180	118	309	0.39
側壁	②	S _s -D2(-+)	③	604	-1344	84	309	0.28
底版	④	S _s -D2(-+)	③	-391	194	115	309	0.38

表 4-3 せん断破壊に対する照査における最大照査値 (A-A 断面)

評価位置	地震動	解析 ケース	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	
頂版	③	S _s -D2(-+)	③	830	1171	0.71
側壁	①	S _s -D2(++)	③	786	1141	0.69
底版	④	S _s -D2(-+)	③	879	1171	0.76

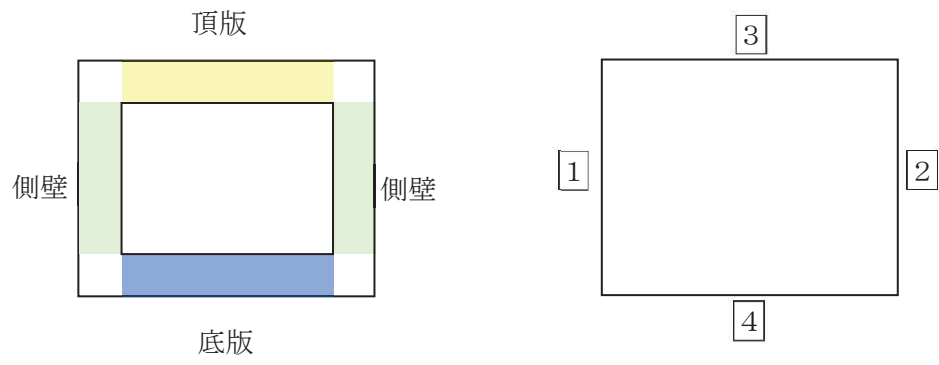


图 4-1 評估位置