

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-40-59_改1

補足-600-40-59 燃料交換機及びチャンネル着脱機の吊具荷重算出時
における吊荷位置選定の考え方

1. はじめに

燃料交換機及び燃料チャンネル着脱機（以下「対象設備」という。）は、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に対して波及的影響を及ぼさないことを目的として、基準地震動 S_s に対する耐震性を評価しており、その結果を添付書類「VI-2-11-2-9 燃料交換機の耐震性についての計算書」及び添付書類「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」に示している。

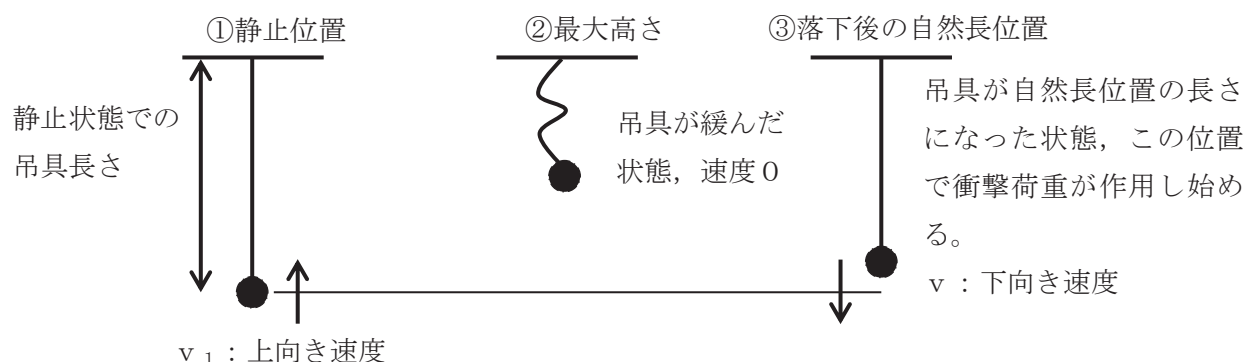
これらの対象設備では、耐震計算書において吊具に発生する荷重を算出しているが、吊荷位置によって吊具荷重が変動するため、吊具荷重算出時における吊荷位置選定の考え方について、本資料に整理するものである。

2. 吊具荷重の算出方法

対象設備の耐震計算書に示すとおり、吊具の荷重算出は対象設備本体の鉛直方向固有周期及び吊荷の固有周期に対応した震度を用いて速度を算出し、吊具に作用する衝撃荷重を求めている。荷重の算出手順を以下に示す。

2.1 吊荷の浮上り後の落下速度の算出

吊荷は、図1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

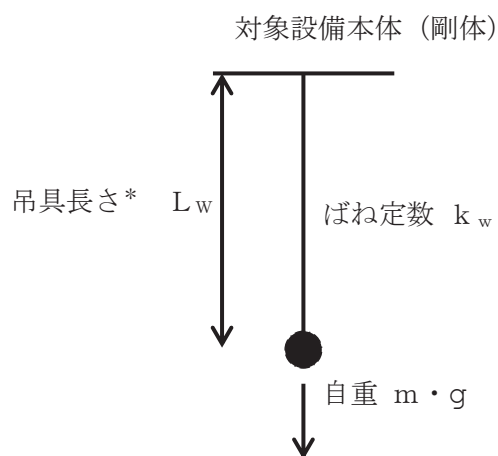
$$v = v_1$$

として評価を行う。

図1 吊荷の浮上りの様子

2.2 吊荷の固有周期

図2に示すとおり，対象設備本体を剛体としたときの吊荷の固有周期 T_w を算出する。



注記*：燃料交換機においてはワイヤロープ長さ，
燃料チャンネル着脱機においてはチェーン長さをいう

$$\text{固有周期：} \quad T_w = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k_w}}$$

ここで、

T_w ：吊荷の固有周期

m ：吊荷の質量

k_w ：吊具のばね定数

図2 吊荷の固有周期の算出

2.3 吊荷，対象設備本体の速度の算出

以下の式に従い，吊荷及び対象設備本体に作用する最大加速度による速度を算出する。

$$v_1 = a_w \cdot g \cdot T_w / (2 \cdot \pi)$$

$$v_2 = a_f \cdot g \cdot T_f / (2 \cdot \pi)$$

ここで、

v_1 ：吊荷の最大速度

v_2 ：対象設備本体の最大速度

a_w ：吊荷に作用する震度

a_f ：対象設備本体に作用する震度

g ：重力加速度

T_w ：吊荷の固有周期

T_f ：対象設備本体の鉛直方向固有周期

2.4 吊具に作用する衝撃荷重

以下のとおり、吊具に作用する荷重Fを算出する。

図3及び図4に示すように、吊具の下端にある吊荷の運動量の変化は吊荷と対象設備本体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、保守的に吊具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。

$$(\text{力積}) : \int_0^{\frac{T_w}{4}} F \cdot \sin \left(2 \cdot \pi \cdot \frac{t}{T_w} \right) \cdot dt$$

$$(\text{吊荷の運動量の変化}) : m \cdot (v_1 + v_2)$$

ここで、

F : 吊具に作用する荷重

T_w : 吊荷の固有周期

m : 吊荷の質量

v_1 : 吊荷の最大速度

v_2 : 対象設備本体の最大速度

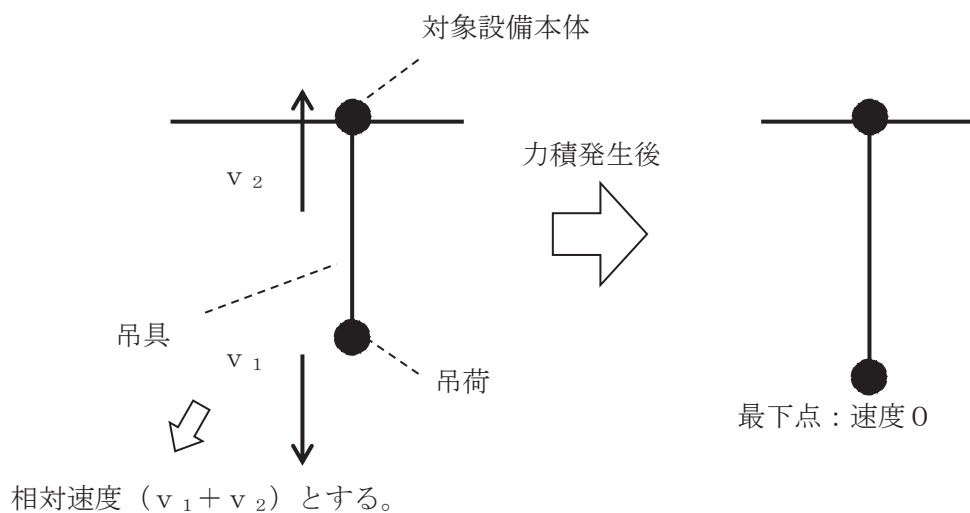


図3 吊荷落下後の速度変化

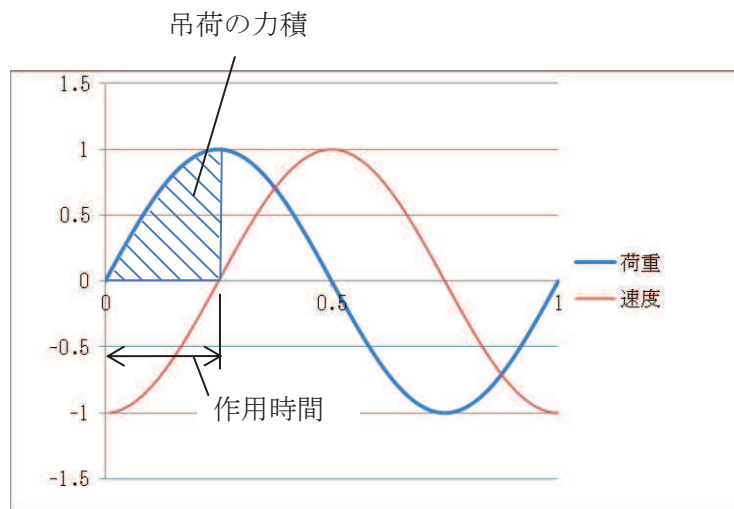


図4 吊荷の力積の概念図

吊荷の運動方向が変化する時間については，吊具が完全弾性体で，吊荷と対象設備本体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，吊具に作用する荷重を以下のとおり計算する。

$$F = \frac{2 \cdot \pi \cdot m \cdot (v_1 + v_2)}{T_w} + m \cdot g$$

ここで，

F : 吊具に作用する荷重

m : 吊荷の質量

v_1 : 吊荷の最大速度

v_2 : 対象設備本体の最大速度

T_w : 吊荷の固有周期

g : 重力加速度

3. 吊荷位置選定の考え方

2 項に示す方法で吊具の評価を実施するに当たり、吊具の固有周期は吊荷の位置によって変動することから、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吊荷位置をする。それぞれの対象設備における吊荷位置選定の考え方を以下に示す。

3.1 燃料交換機

燃料交換機においては、吊荷位置が吊上げ上端、常用上限及び燃料着床位置での検討を実施している。吊荷に作用する震度を求める際に用いる設計用床応答曲線を図 5 に、吊荷・燃料交換機本体の固有周期、震度、速度及び吊具に作用する荷重を表 1 に示す。

図 5 に示す通り震度が最大となる吊荷位置である吊上げ上端時において、表 1 に示す通り吊具に作用する荷重 F が最大となることから、添付書類「VI-2-11-2-9 燃料交換機の耐震性についての計算書」においては、吊上げ上端のケースを代表として、吊具評価結果を記載する。



図 5 燃料交換機各吊荷位置における震度算出に用いた設計用床応答曲線

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 1 燃料交換機各吊荷位置における諸元整理表

吊荷位置	m (kg)	L_w (mm)	T_f (s)	T_w (s)	a_f (-)	a_w (-)	v_1 (mm/s)	v_2 (mm/s)	F (N)
吊上げ上端									7.311 $\times 10^4$
常用上限									5.153 $\times 10^4$
燃料着床位置									4.148 $\times 10^4$

3.2 燃料チャンネル着脱機

燃料チャンネル着脱機においては、吊荷位置が新燃料搬入位置、常用上限、常用下限での検討を実施している。また、吊具評価においては、チェーン長さに応じて吊荷の固有周期が変化するため、吊荷に作用する震度を求める際に用いる設計用床応答曲線（図 6 に示す）より、震度が最大となる固有周期に相当する評価用吊荷位置（チェーン長さ：）での評価を行う。

吊荷・燃料チャンネル着脱機本体の固有周期、震度、速度及び吊具に作用する荷重を表 2 に示す。

図 6 に示す通り震度が最大となる吊荷位置である評価用吊荷位置時において、表 2 に示す通り吊具に作用する荷重 F が最大となることから、添付書類「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」においては、評価用吊荷位置を代表として、吊具評価結果を記載する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

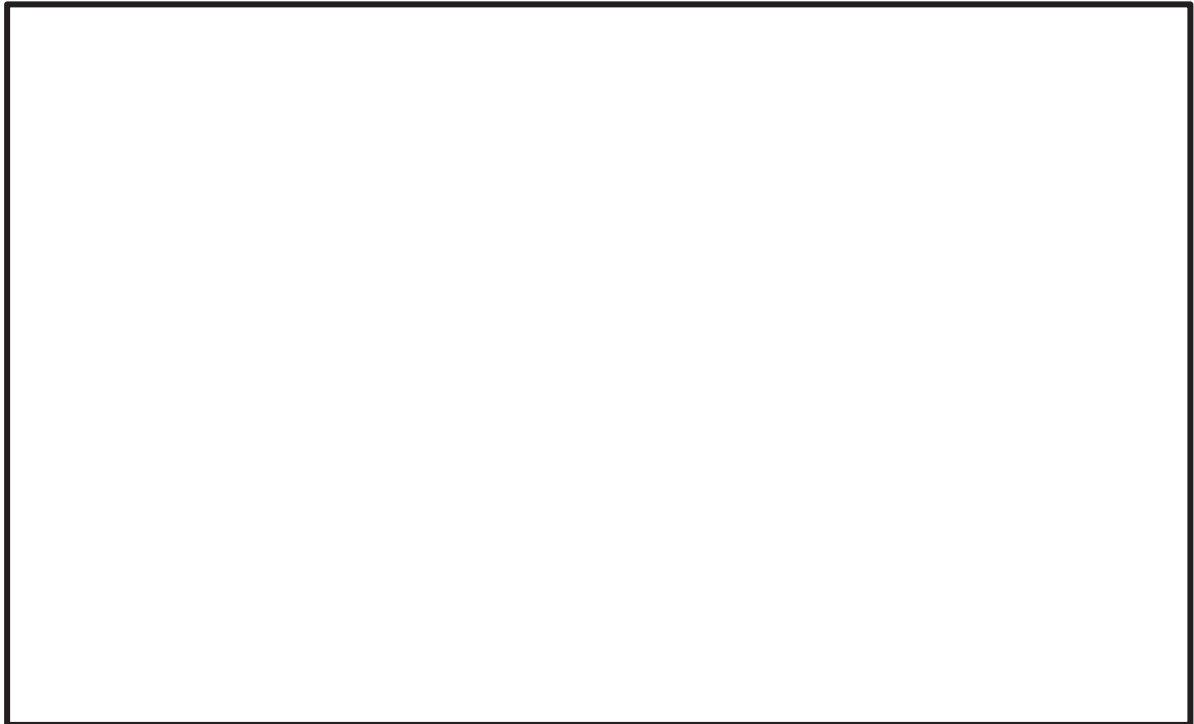


図 6 燃料チャンネル着脱機各吊荷位置における震度算出に用いた設計用床応答曲線

表 2 燃料チャンネル着脱機各吊荷位置における諸元整理表

吊荷位置	m (kg)	L _w (mm)	T _f (s)	T _w (s)	a _f (-)	a _w (-)	v ₁ (mm/s)	v ₂ (mm/s)	F (N)
新燃料 搬入位置					1.77* ¹	1.77* ¹			2.000 ×10 ⁴
評価用 吊荷位置					1.77* ¹				5.000 ×10 ⁴
常用上限					1.77* ¹				3.100 ×10 ⁴
常用下限					1.77* ¹				1.800 ×10 ⁴

注記*1：燃料チャンネル着脱機本体の固有周期 T_f 及び新燃料搬入位置時の吊荷の固有周期 T_w が 0.05 秒以下のため原子炉建屋 0. P. 33. 2m における鉛直方向の 1.2ZPA を適用

*2：新燃料搬入位置及び常用上限の中間位置である事から速度の関係上より評価が厳しくなる新燃料搬入位置における固有周期を適用

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

補足-600-40-60 計算書において表示する数値の丸め方に関する補足説明資料

1. はじめに

今回工認において添付書類の「耐震性についての計算書」、「強度計算書」、「基本板厚計算書」及び「応力計算書」（以下「計算書」という。）に表示する数値の丸め方に関する基本的な考え方は、計算書作成に関する方針書等に規定されている（表 1-1 及び表 1-2）。

本書は、計算書の計算結果のうち許容応力等の数値の取り扱いについて説明するものである。

表 1-1 表示する数値の丸め方を規定する図書（「VI-2 耐震性に関する説明書」）

機器・配管系	
VI-2-1-13-1 ～ 9	機器・配管系（容器，ポンプ，管，計装品，電気品）の耐震性についての計算書作成の基本方針
原子炉圧力容器関係	
VI-2-3-3-2-1	炉心支持構造物の応力解析の方針
VI-2-3-4-1-1	原子炉圧力容器関係の応力解析の方針
VI-2-3-4-3-1	原子炉圧力容器内部構造物の応力解析の方針
VI-2-3-4-2-1 ～ 3	個別の計算書（原子炉圧力容器付属構造物）
原子炉格納容器関係	
VI-2-9-2-1-1 ～ VI-2-9-4-2	個別の計算書（原子炉格納容器関係）

表 1-2 表示する数値の丸め方を規定する図書（VI-3 強度に関する説明書）

機器・配管系	
VI-3-2-2 ～ 14	クラス 1 管～重大事故等クラス 3 機器の強度計算方法
原子炉圧力容器関係	
VI-2-3-3-2-1	炉心支持構造物の応力解析の方針
VI-2-3-4-1-1	原子炉圧力容器の応力解析の方針
VI-2-3-4-3-1	原子炉圧力容器内部構造物の応力解析の方針
原子炉格納容器関係	
VI-3-3-6-1-1-1 ～ VI-3-3-6-2-6	個別の計算書（原子炉格納容器関係）

2. 表示する数値の丸め方の例示

(1)耐震性に関する説明書

添付書類「VI-2-1-13-1 スカート支持たて置円筒形容器の耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載している表示する数値の丸め方を表 2-1 に例示する。ここで、耐震評価において数値の桁処理が重要となる項目として「算出応力」及び「許容応力」があるが、「算出応力」は切上げ処理、「許容応力」は切捨て処理を行うことにより評価の保守性を担保している。

許容応力の算出過程では中間的に取り扱う数値として、設計応力強さ S_m 、設計降伏点 S_y 及び設計引張強さ S_u 等（以下「 S_m 値等」という。）があり、評価する温度の条件によっては比例法により直線補間した値を用いるため少数の位を持つ値となる場合がある。ここで、 S_m 値等を許容応力評価条件として表示する際には切捨て処理により表示するが、 S_m 値等を用いて許容応力の計算を進める際には、表示する桁より多い少数の位を持つ値として計算し、最後の許容応力を算出する際に切捨て処理を行う。実際の許容応力の計算過程においては「発電用原子力設備に関する構造等の技術基準 質疑応答集（5年改定版）」に関する質疑応答（別紙）と同じように計算を実施している。

上記の数値の取扱いは、機器・配管系、原子炉圧力容器関係及び原子炉格納容器関係で同じ取扱いとなっている。

表 2-1 表示する数値の丸め方（例：スカート支持たて置円筒形容器）

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
最高使用圧力		MPa	—	—	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
	スカートの厚さ	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}
算出応力		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。

(2) 基本板厚計算書及び応力計算書

添付書類「VI-3-2-10 重大事故等クラス2ポンプの強度計算方法」に記載している表示する数値の丸め方を表2-2に例示する。ここで、強度評価において数値の桁処理が重要となる項目として「算出応力」、「計算上必要な厚さ」、「許容応力」及び「最小厚さ」があるが、「算出応力」及び「計算上必要な厚さ」は切上げ処理、「許容応力」及び「最小厚さ」は切捨て処理を行うことにより評価の保守性を担保している。また、許容応力の算出過程で中間的に取り扱う数値については、耐震評価と同様の考え方である。

強度評価では、告示第501号に基づく評価も行っている場合があるが、告示第501号別表に記載された許容応力の工学単位系からSI単位系への変換は、各温度の値をSI単位に換算し、SI単位に換算した値の小数点以下第1位を四捨五入して整数位までの値としている。

一方、原炉圧力容器関係及び原子炉格納容器関係については許容応力のSI単位換算において切捨て処理を行い、その後、設計・建設規格と同様の換算と桁処理を行う。

表2-2 表示する数値の丸め方（例：重大事故等クラス2ポンプ）

数値の種類	単位	処理桁	処理方法	表示桁	
最高使用圧力	MPa	—	—	小数点以下第2位	
最高使用温度	℃	—	—	整数位	
許容応力* ¹	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	
長さ	下記以外の長さ	mm	小数点以下第2位	四捨五入	小数点以下第1位
	計算上必要な厚さ	mm	小数点以下第2位	切上げ	小数点以下第1位
	最小厚さ	mm	小数点以下第2位	切捨て	小数点以下第1位
	ボルト谷径	mm	—	—	小数点以下第3位
面積	mm ²	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	

注記*1：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許容引張応力は、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。また、告示第501号別表に記載された許容引張応力は、各温度の値をSI単位に換算し、SI単位に換算した値の小数点以下第1位を四捨五入して、整数位までの値とする。その後、設計・建設規格と同様の換算と桁処理を行う。

*2：絶対値が1000以上のときは、べき数表示とする。

表 3-1(1) 許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価部位 (応力評価面)	材料	温度条件 (°C)	S_m (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y (RT) (MPa)
再循環水出口ノズル (N1) (P01-P02)	SUSF316					

表 3-1(2) 許容応力評価条件（重大事故等対処設備）

評価部位 (応力評価面)	材料	温度条件 (°C)	S_m (MPa)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	S_y (RT) (MPa)
再循環水出口ノズル (N1) (P01-P02)	SUSF316					

表 3-2 応力強さの評価のまとめ（一次一般膜応力強さ）

(単位：MPa)

評価部位 (応力評価面)	運転状態Ⅲ _A S		運転状態Ⅳ _A S		運転状態Ⅴ	
	応力強さ	許容応力	応力強さ	許容応力	応力強さ	許容応力
再循環水出口ノズル (N1) (P01-P02)	76	143	81	280	76	281

表 3-3 再循環水出口ノズル (N1) の一次一般膜応力の計算過程

手順		耐震性についての計算書 (設計・建設規格を適用)	強度計算書 (昭和 55 年告示を適用)
(1)	S _m 値等の算出	設計・建設規格の付録材料図表に記載された値を比例法により直線補間し、 <u>その値の小数第 2 位を切り捨てし小数第 1 位にする。</u> S _m 値 <input type="text"/> S _u 値 <input type="text"/>	告示の別表に記載された値を比例法により直線補間し、 <u>その値の小数第 3 位を切り捨てし小数第 2 位にする。</u> S _m 値 <input type="text"/> S _u 値 <input type="text"/>
(2)	表 3-1 「許容応力評価条件」における S _m 値等の表示	(1)の値の <u>小数第 1 位を切り捨てし整数位</u> として表示する。 S _m 値 <input type="text"/> S _u 値 <input type="text"/>	(1)の値を SI 単位に換算した値の <u>小数第 1 位を切り捨てし整数位</u> として表示する。 S _m 値 <input type="text"/> S _u 値 <input type="text"/>
(3)	各運転状態の許容応力の算出	(1)の値を基に各運転状態の許容値を算出する。 【許容応力状態IV _A S】 =MIN [2.4×S _m , 2/3×S _u] <input type="text"/>	(1)の値を基に各運転状態の許容値を算出する。 【運転状態V】 =MIN [2.4×S _m , 2/3×S _u] <input type="text"/>
(4)	表 3-2 「応力強さの評価のまとめ」における許容応力の表示	(3)の値の <u>小数第 1 位を切り捨てし整数位</u> として表示する。 【許容応力状態IV _A S】 <input type="text"/>	(3)の値を SI 単位に換算した値の <u>小数第 1 位を切り捨てし整数位</u> として表示する。 【運転状態V】 <input type="text"/>
比較値	(2)の値を用いて(3)及び(4)の計算を実施した場合の許容応力	<input type="text"/>	<input type="text"/>

(2) 制御棒駆動機構

強度評価における厚さの計算例として、制御棒駆動機構（インディケータチューブ）の概要図を図 3-2 に、平板の強度計算書を表 3-4 示す。

制御棒駆動機構は重大事故等クラス 2 管として強度評価を行っており、許容引張応力 S の算出において、最高使用温度における告示第 5 0 1 号別表に規定する値を用いているため、SI 単位換算において四捨五入の桁処理を行っている。

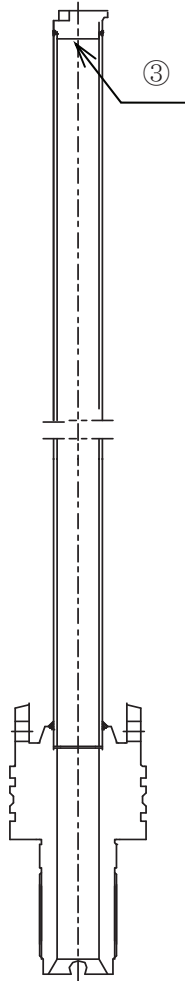


表 3-4 制御棒駆動機構の平板の強度計算書

			告示 第 5 0 1 号
NO.			3
設計条件			
平板の取付け方法			<input type="text"/>
平板の穴の有無			無し
最高使用圧力	P	(MPa)	10.34
最高使用温度		(°C)	315
平板の厚さ			
材 料			<input type="text"/>
許容引張応力	S	(MPa)	<input type="text"/>
取付け方法による係数	K		0.50
平 板 の 径	d	(mm)	<input type="text"/>
必 要 厚 さ	t	(mm)	<input type="text"/>
呼び厚さ	t_{p0}	(mm)	<input type="text"/>
最小厚さ	t_p	(mm)	<input type="text"/>
評価： $t_p \geq t$ ，よって十分である。			

図 3-2 インディケータ
チューブ概要図



4. まとめ

計算書に表示する数値の丸め方について、数値の桁処理が重要となる項目として「算出応力」、「計算上必要な厚さ」、「許容応力」及び「最小厚さ」があるが、「算出応力」及び「計算上必要な厚さ」は切上げ処理、「許容応力」及び「最小厚さ」は切捨て処理を行うことにより評価の保守性を担保している。

また、許容応力の算出過程では中間的に取り扱う数値については「発電用原子力設備に関する構造等の技術基準 質疑応答集（5年改定版）」に関する質疑応答（別紙）と同じように、保守的な値となるよう考慮されており、数値の取り扱いは適切である。

なお、強度評価では告示第501号別表を用いて許容応力計算する際に、工学単位系からSI単位系への変換においてSI単位に換算した値を四捨五入する場合と切捨てる場合があるが、その後の計算において最終的な許容応力を算出する際は切捨て処理を行うこととしており、評価の保守性を担保している。

以上

「発電用原子力設備に関する構造等の技術基準 質疑応答集（5年改定版）」

(抜粋)

2 1 - 4 中間温度の応力値（別表第 2）

質 問

別表第 2 に規定された温度の中間温度の応力値を比例法で求めるとき、値は切り捨てとするのか、四捨五入とするのか。また、 $1.5 S_m$ 、 $3 S_m$ 等を求めるとき中間の応力値を求めた後に係数倍するのか、係数倍した後に比例法で中間の応力値を求めるのか。

回 答

中間温度の応力値は比例法にて計算後、JIS Z 8401^(注) に従って丸めることができる。

また、 $1.5 S_m$ 、 $3 S_m$ 等を求める場合は、上記計算値（丸める前の値）を各々 1.5 倍、3 倍した後 JIS Z 8401 に従って丸めることができる。ただし、安全側（必要な有効数字以下は全て切り捨てる等）にとることは差し支えない。

(計 算 例) 別表第 2 SGV 42 の 120°C の S_m 値

$$\textcircled{1} \left(\begin{array}{l} \text{別表第 2 より} \\ 100^\circ\text{C} \rightarrow 13.7 \\ 150^\circ\text{C} \rightarrow 13.3 \end{array} \right) \quad 120^\circ\text{C} \xrightarrow{\text{比例計算}} 13.54 \quad \downarrow \text{JIS Z 8401} \\ \boxed{13.5}$$

② $1.5 S_m$ 、 $3 S_m$ 値の求め方

$$\begin{array}{l} 1.5 S_m = 13.54 \times 1.5 = 20.31 \xrightarrow{\text{JIS Z 8401}} \boxed{20.3} \\ 3 S_m = 13.54 \times 3 = 40.62 \xrightarrow{\text{JIS Z 8401}} \boxed{40.6} \end{array}$$

(注) 小数点以下 1 ケタに丸める場合、小数点以下 2 ケタ目の数値が 5 未満なら切り捨て、5 を超える場合は切り上げる。
5 の場合は、小数点以下 1 ケタが 0, 2, 4, 6, 8 なら切り捨て、1, 3, 5, 7, 9 なら切り上げる。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-41_改2

補足-600-41 基礎地盤の安定性評価について

目次

1. 概要	1
2. 解析条件	2
2.1 解析モデル	2
2.2 解析手法	4
2.3 解析用地盤物性値の設定	5
2.4 解析用建屋モデルの設定	10
2.5 原子炉建屋の建屋重量について	11
3. 評価内容及び評価結果	12
3.1 評価内容	12
3.2 評価結果	15
3.3 まとめ	16

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2 耐震性に関する説明書」の記載内容を補足説明するものである。

原子炉建屋の基礎地盤の安定性評価においては、設置（変更）許可段階において、建屋の補強を考慮したモデルを用いて評価を実施している。本資料は、設置（変更）許可以降、原子炉建屋について設備の補強や追加等の補強仕様が確定したことから、その重量の増加（以下「増加重量」という。）を踏まえた基礎地盤の安定性評価について説明するものである。

設置（変更）許可における基礎地盤の安定性評価で用いたモデル（以下「設置（変更）許可モデル」という。）と、増加重量の影響を考慮したモデル（以下「補強反映モデル」という。）により評価結果を比較する。

増加重量を考慮した補強反映モデルに対して、原子炉建屋が基準地震動 S_s による地震力に対する基礎地盤のすべり、基礎地盤の支持力及び基礎底面の傾斜に対して十分な安全性を有することを確認する。

2. 解析条件

2.1 解析モデル

解析条件は，設置（変更）許可申請に基づく条件を基本とする。評価対象断面位置図を図 2-1 に，解析用要素分割図を図 2-2 に示す。

評価は，設置（変更）許可モデルにおいて，基礎地盤のすべり安全率の評価結果が最も厳しい結果となった，原子炉建屋 EW 断面を対象に実施する。

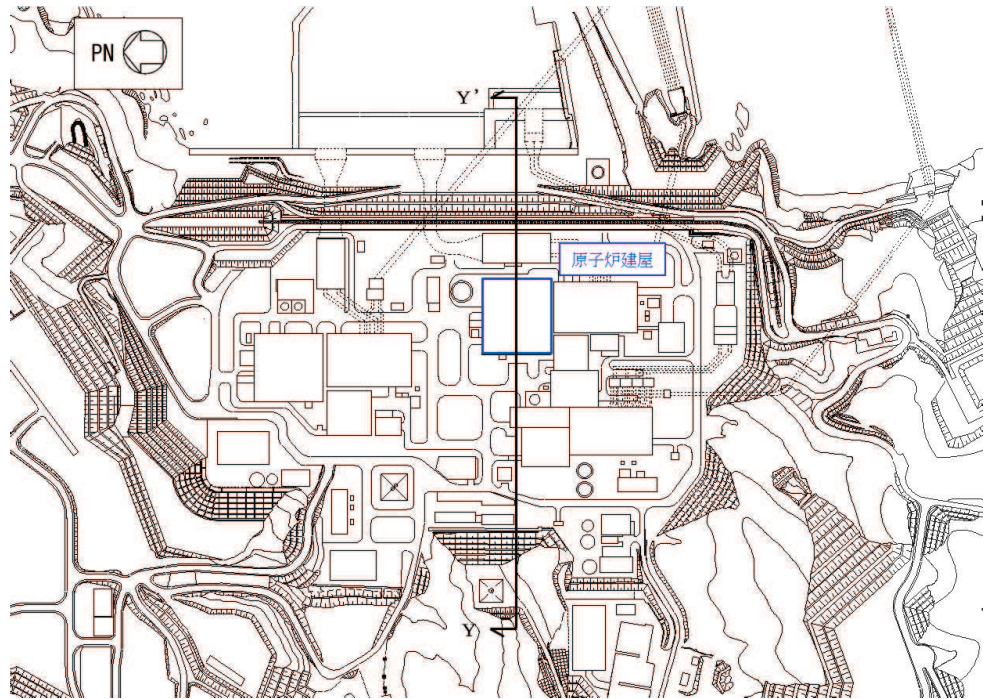


図 2-1 評価対象断面位置図

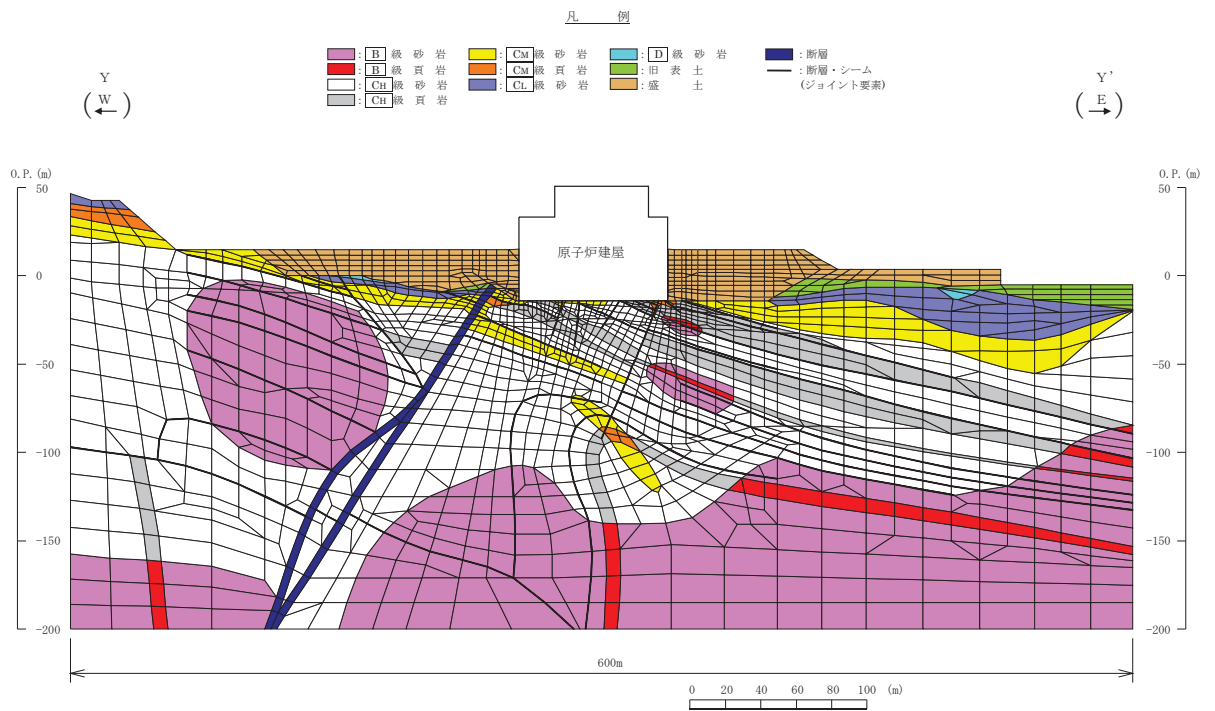


図 2-2 解析用要素分割図
(原子炉建屋 EW 断面)

2.2 解析手法

基礎地盤のすべり，基礎地盤の支持力及び基礎底面の傾斜に関する安全性については，有限要素法に基づく二次元地震応答解析（以下「動的解析」という。）により検討した。

動的解析では，動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を考慮するため，等価線形化法による周波数応答解析手法を用いた。なお，常時応力は，地盤の自重計算により求まる初期応力，建屋基礎掘削に伴う解放力及び建屋・埋戻土の荷重を考慮した有限要素法に基づく二次元静的解析により求めた。

基礎地盤のすべりに対する安全性については，動的解析により求まる地震時増分応力と常時応力を重ね合わせた地震時応力から検討した。基礎地盤の支持力に対する安全性については，岩盤支持力試験の結果に基づき，動的解析により求まる地震時増分応力と常時応力を重ね合わせた地震時応力から算出した建屋接地圧に対して検討した。基礎底面の傾斜に対する安全性については，動的解析により求まる地震時の原子炉建屋の相対変位及び傾斜に対する安全性を検討した。

2.3 解析用地盤物性値の設定

解析用物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。評価に用いる解析用物性値を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

表 2-1(1) 解析用物性値一覧 (狐崎部層)

岩種・岩級		物理特性	強度特性			変形特性				
		単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性			静的特性		動的特性		
			せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
B級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.25	第 2-1(2) 参照	0.03	
	頁岩	26.9	1.58	46.0	$1.36 \sigma^{0.62}$	2,160	0.28		0.03	
	ひん岩	28.7	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.31		0.03	
C _H 級	砂岩	26.2	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
	頁岩	26.6	1.58	46.0	$1.36 \sigma^{0.62}$	2,160	0.25		0.03	
	ひん岩	28.0	1.72	43.0	$1.30 \sigma^{0.73}$	1,770	0.29		0.03	
C _M 級	砂岩	25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
	頁岩	25.8	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.20		0.03	
	ひん岩	25.2	0.49	47.0	$1.16 \sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
C _L 級	砂岩	24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
	頁岩	24.1	0.44	27.0	$0.58 \sigma^{0.31}$	400	0.31		0.03	
	ひん岩	24.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
D級	砂岩	20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	
	頁岩	20.2	0.10	24.0	$0.12 \sigma^{0.21}$	39	0.38			
	ひん岩	20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38			

表 2-1 (2) 解析用物性値一覧 (狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 ν_d
B級 及び C _H 級	砂岩	第 2 速度層	1.5×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.9×10^3	0.40
		第 4 速度層	13.2×10^3	0.36
		第 5 速度層	16.5×10^3	0.35
	頁岩	第 2 速度層	1.6×10^3	0.44
		第 3 速度層	6.0×10^3	0.40
		第 4 速度層	13.5×10^3	0.36
		第 5 速度層	16.7×10^3	0.35
	ひん岩	第 3 速度層	6.4×10^3	0.40
		第 4 速度層	14.2×10^3	0.36
		第 5 速度層	17.6×10^3	0.35
	C _M 級	砂岩	第 1 速度層	0.2×10^3
第 2 速度層			1.5×10^3	0.44
第 3 速度層			5.7×10^3	0.40
第 4 速度層			12.7×10^3	0.36
第 5 速度層			15.8×10^3	0.35
頁岩		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
		第 2 速度層	1.5×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.9×10^3	0.40
		第 4 速度層	13.0×10^3	0.36
		第 5 速度層	16.2×10^3	0.35
ひん岩		第 2 速度層	1.5×10^3	0.44
		第 3 速度層	5.7×10^3	0.40
		第 4 速度層	12.7×10^3	0.36
C _L 級		第 1 速度層	0.2×10^3	0.48
		第 2 速度層	1.4×10^3	0.44
	第 3 速度層	5.5×10^3	0.40	
D級	第 1 速度層	表 2-1(1) 参照	0.48	
	第 2 速度層		0.44	

表 2-2 (1) 解析用物性値一覧 (盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性	強度特性				変形特性				
	単位 体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断 強度 τ_0 (N/mm ²)	内部 摩擦角 ϕ (°)	引張 強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性 係数 E_s (N/mm ²)	静ポア ソン比 ν_s	動せん断 弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポア ソン比 ν_d	減衰定数 h
盛土	20.6	0.06	30.0	—	$0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$	$198 \sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00036)^{*1}$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	$0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$	$302 \sigma^{0.80}$	0.40	$G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及び シーム ^{*2}	18.6	0.067	22.2	—	$0.067 + \sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 $124.5 \sigma^{0.90}$ せん断方向 $44.43 \sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.0012)^{*1}$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間 $G_0 = E_s / 2(1 + \nu_s)$, $G_d/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m)$, $\gamma_m = \tau_f / G_0$

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

表 2-2 (2) 解析用物性値一覧 (盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性	強度特性				変形特性				
	単位 体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断 強度 τ_0 (N/mm ²)	内部 摩擦角 ϕ (°)	引張 強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性 係数 E_s (N/mm ²)	静ポア ソン比 ν_s	動せん断 弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポア ソン比 ν_d	減衰定数 h
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	$0.21 + \sigma$ $\tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + \gamma / 0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.031 \log \gamma$
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	$0.51 + \sigma$ $\tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + \gamma / 0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$
背面補強工	24.0	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05
置換コンクリート	22.5									

2.4 解析用建屋モデルの設定

原子炉建屋の建屋モデルは、質点系モデルを基にモデル化を行った。

図 2-3 にモデル化手法の概念図を示す。下端固定の多質点系モデルから建屋各層の水平剛性 K_H 、鉛直剛性 K_V 及び曲げ剛性 K_ϕ を用いて、せん断剛性 G_i 、ヤング係数 E_i 及びポアソン比 ν_i を求め、等価な有限要素モデルを作成し、水平及び鉛直地震動の同時入力に対応したモデル化を実施した。

モデル化は水平方向及び鉛直方向の1次モードの固有周期が、質点系モデルと有限要素モデルで一致するように実施している。表 2-3 に、原子炉建屋における質点系モデルと有限要素モデルの振動特性の比較を示す。

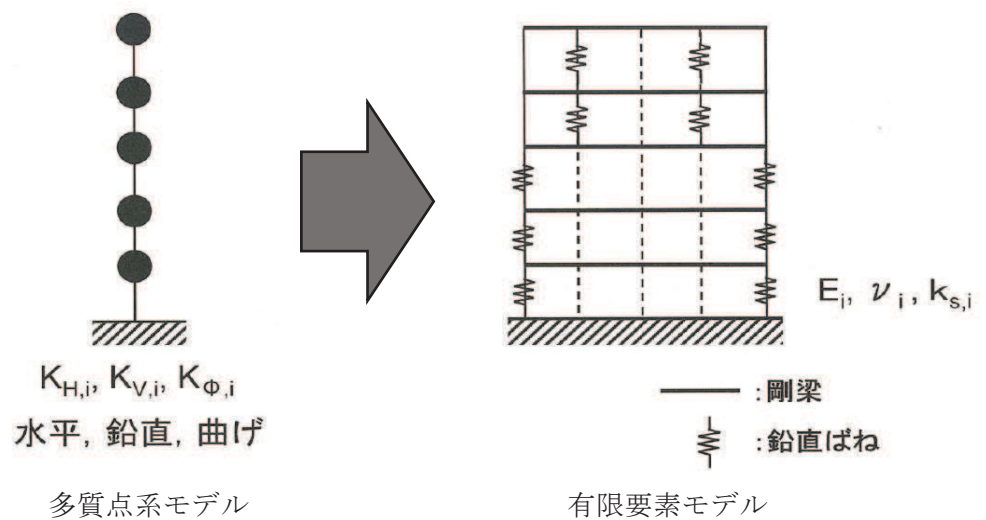


図 2-3 モデル化手法の概念図

表 2-3 原子炉建屋の振動特性比較 (固有周期)

方向	モード数	固有周期 (s)		固有周期誤差 (%)
		質点系モデル	有限要素モデル	
水平	1次	0.21	0.21	0.0
鉛直	1次	0.076	0.076	0.0

2.5 原子炉建屋の建屋重量について

設置（変更）許可モデル，補強反映モデルの建屋重量の比較及び設置（変更）許可モデルに対する重量の増加割合を表 2-4 に示す。

設置（変更）許可モデルと補強反映モデルの重量はほぼ同等であり，地盤安定性の評価に与える影響は小さい。念のため，以降で地盤の安定性評価に与える影響を定量的に確認する。

表 2-4 建屋モデルの重量比較

原子炉建屋モデル重量(kN)		
設置（変更）許可モデル(A)	補強反映モデル(B)	増加割合(B)/(A)
3,414,970	3,458,950	1.013

3. 評価内容及び評価結果

3.1 評価内容

増加重量の影響を確認するため、原子炉建屋モデルを設置（変更）許可モデルから補強反映モデルに変更し、基礎地盤の安定性評価を実施する。

評価項目、評価対象断面及び地震動は、表 3-1 に示す設置（変更）許可の評価結果のうち、最も厳しい結果となる条件を対象とし、基礎地盤のすべりと基礎地盤の支持力に対して $S_s - N1$ （++），基礎底面の傾斜に対して $S_s - N1$ （-+）により確認する。

表 3-2 に基礎地盤支持力の評価基準値を示す。

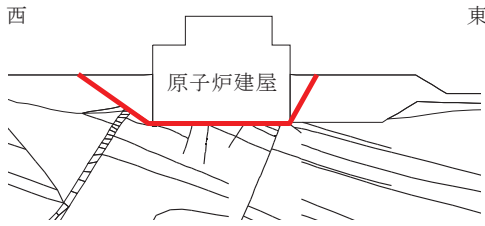

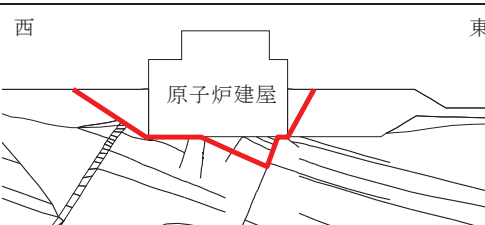
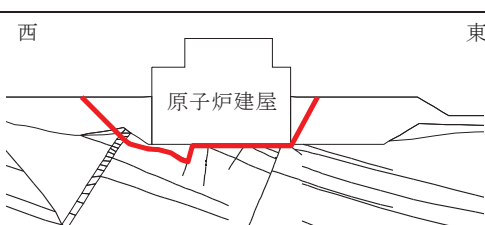

表 3-1 評価対象断面及び地震動

評価項目	評価対象地震動	備考
基礎地盤のすべり (すべり安全率)	$S_s - N1$ (++)	設置（変更）許可の すべり安全率評価一覧 (表 3-3 参照)
基礎地盤の支持力 (最大接地圧)	$S_s - N1$ (++)	設置（変更）許可の 基礎地盤の支持力評価一覧 (表 3-4 参照)
基礎底面の傾斜 (最大傾斜)	$S_s - N1$ (-+)	設置（変更）許可の 基礎底面の傾斜評価一覧 (表 3-5 参照)

表 3-2 基礎地盤支持力の評価基準値

対象施設	基礎地盤支持力の評価基準値 (N/mm^2)	備考
原子炉建屋	13.7	狐崎部層の岩盤 支持力試験の結果

表 3-3 設置（変更）許可のすべり安全率 評価結果一覧

	すべり面形状	基準地震動* (位相)	発生時刻 (秒)	最小すべり 安全率
1	 <p>建屋底面のすべり</p>	S _s -N1 (++)	7.56	2.5
2	 <p>建屋底面+断層・シームのすべり</p>	S _s -N1 (++)	7.56	2.0
3	 <p>建屋底面+断層・シームのすべり</p>	S _s -N1 (++)	7.57	<div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; width: 20px; height: 20px; display: flex; align-items: center; justify-content: center; margin: 0 auto;">1.6</div> (1.54) [2.9]
4	 <p>建屋底面+断層・シームのすべり</p>	S _s -N1 (-+)	7.55	3.2
5	 <p>断層・シームのすべり</p>	S _s -N1 (++)	7.73	2.5

○ : すべり安全率の最小値 — : すべり面 — : 断層・シーム

() : 地盤物性のばらつきを考慮した安全率 [] : 静的非線形解析による安全率

※ : 基準地震動の(++)は正位相, (-+)は水平反転, (+-)は鉛直反転, (--)は水平反転かつ鉛直反転を示す。

表 3-4 設置（変更）許可の基礎地盤の支持力 評価結果一覧

基準地震動* (位相)	発生時刻 (秒)	最大接地圧 (N/mm ²)	評価基準値 (N/mm ²)
S s - N 1 (++)	7.62	3.9	13.7

*注：基準地震動の（++）は正位相，（-+）は水平反転，（+-）は鉛直反転，（--）は水平反転かつ鉛直反転を示す。

表 3-5 設置（変更）許可の基礎底面の傾斜 評価結果一覧

基準地震動* (位相)	発生時刻 (秒)	最大相対変位量 (cm)	最大傾斜
S s - N 1 (-+)	7.80	0.56	1/15,000

*注：基準地震動の（++）は正位相，（-+）は水平反転，（+-）は鉛直反転，（--）は水平反転かつ鉛直反転を示す。

3.2 評価結果

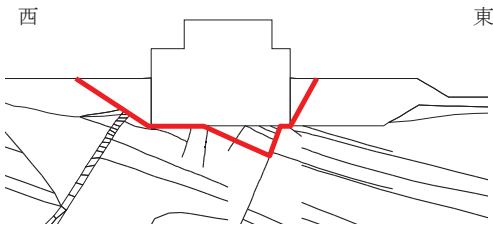
評価結果一覧を表 3-6 に示す。

基礎地盤の安定性評価について建屋モデル重量の影響を確認するため、設置（変更）許可モデルの地盤安定性評価結果と補強反映モデルの評価結果を比較する。

建屋モデル重量の影響について、設置（変更）許可モデルと補強反映モデルの評価結果を比較すると最小すべり安全率，最大接地圧及び最大傾斜とも変更はない。

以上より，増加重量による設置（変更）許可時の基礎地盤安定性評価への影響はないことを確認した。

表 3-6 評価結果一覧

評価項目	地震動	評価結果*	
		設置（変更） 許可モデル	補強反映 モデル
基礎地盤のすべり （すべり安全率）  建屋底面+断層・シームのすべり	S s - N 1 (++)	1.6 (1.62)	1.6 (1.61)
基礎地盤の支持力 （最大接地圧） (N/mm ²)	S s - N 1 (++)	3.9 (3.87)	3.9 (3.93)
基礎底面の傾斜 （最大傾斜）	S s - N 1 (-+)	1/15,000 (1/15,058)	1/15,000 (1/15,032)

注*：（ ）は，桁処理なしの値を示す。

3.3 まとめ

原子炉建屋が設置される基礎地盤の安定性に関して、建屋重量増加を踏まえた補強反映モデルに対して基礎地盤の安定性評価を実施した。その結果、原子炉建屋を設置する地盤が基準地震動 S_s による地震力による基礎地盤のすべり、基礎地盤の支持力及び基礎底面の傾斜に対して十分な安全性を有することを確認した。

また、建屋モデルの重量変更の影響について、設置（変更）許可モデルと補強反映モデルの評価結果の比較により、基礎地盤の安定性評価結果に変更はないことから、設置（変更）許可時の基礎地盤安定性評価への影響はないことを確認した。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-42_改5

補足-600-42 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に関する補足説明資料

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	6
2.3 評価方針	8
2.4 適用規格・基準等	9
3. 評価部位	10
4. 固有周期の評価	13
4.1 鋼製ブラケット	13
4.2 L型擁壁	15
4.3 防護柵	17
4.4 歩廊支持材	18
4.5 手摺	19
5. 耐震評価	21
5.1 荷重及び荷重の組合せ	21
5.2 設計用地震力	22
5.3 使用材料	33
5.4 許容限界	34
5.5 評価方法	46
6. 評価結果	74
6.1 鋼製ブラケット	75
6.2 L型擁壁	79
6.3 防護柵	81
6.4 点検通路	82

1. 概要

本資料は、添付書類「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」の記載内容を補足説明するものであり、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防護設備（防潮堤（鋼管式鉛直壁））（以下、「防護設備」という。）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により、近傍に設置された上位クラス施設である防潮堤，防潮壁，浸水防止壁及び海水ポンプ室に対して，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

防護設備は、図 2-1 の配置図及び図 2-2 の概要図に示すように、上位クラス施設である防潮堤と一体の構造であり、防潮壁等の上部又は近傍に位置していることから損傷又は落下により防潮堤等に対して波及的影響を及ぼすおそれがある。

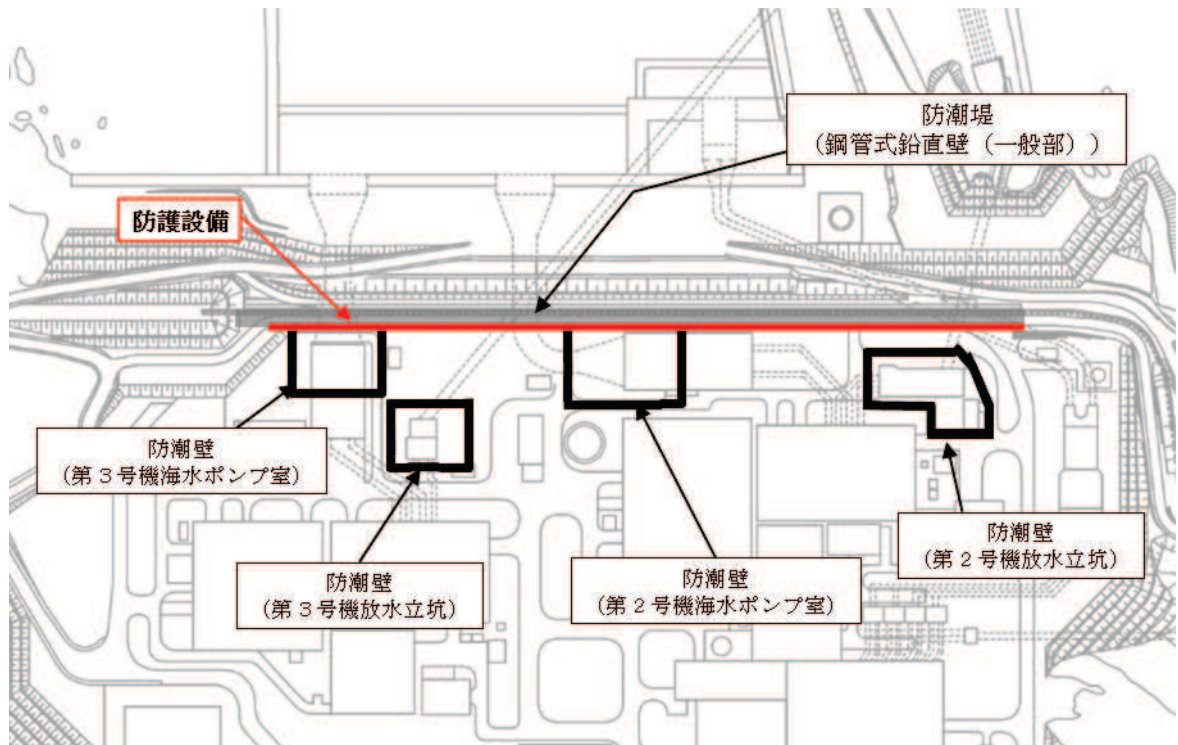
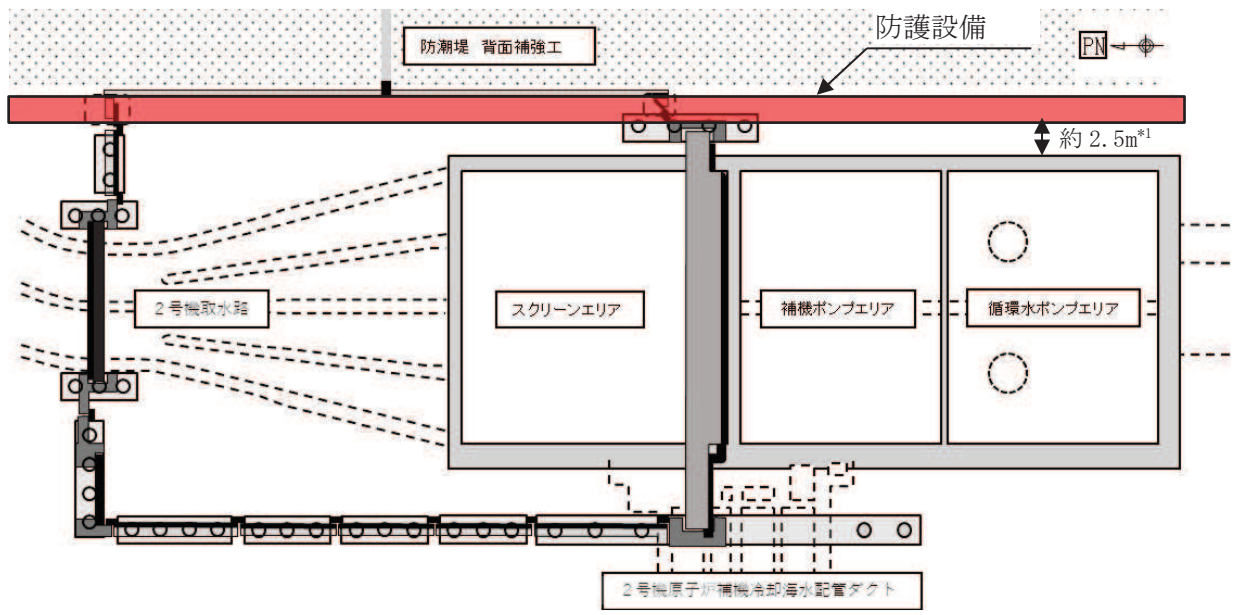
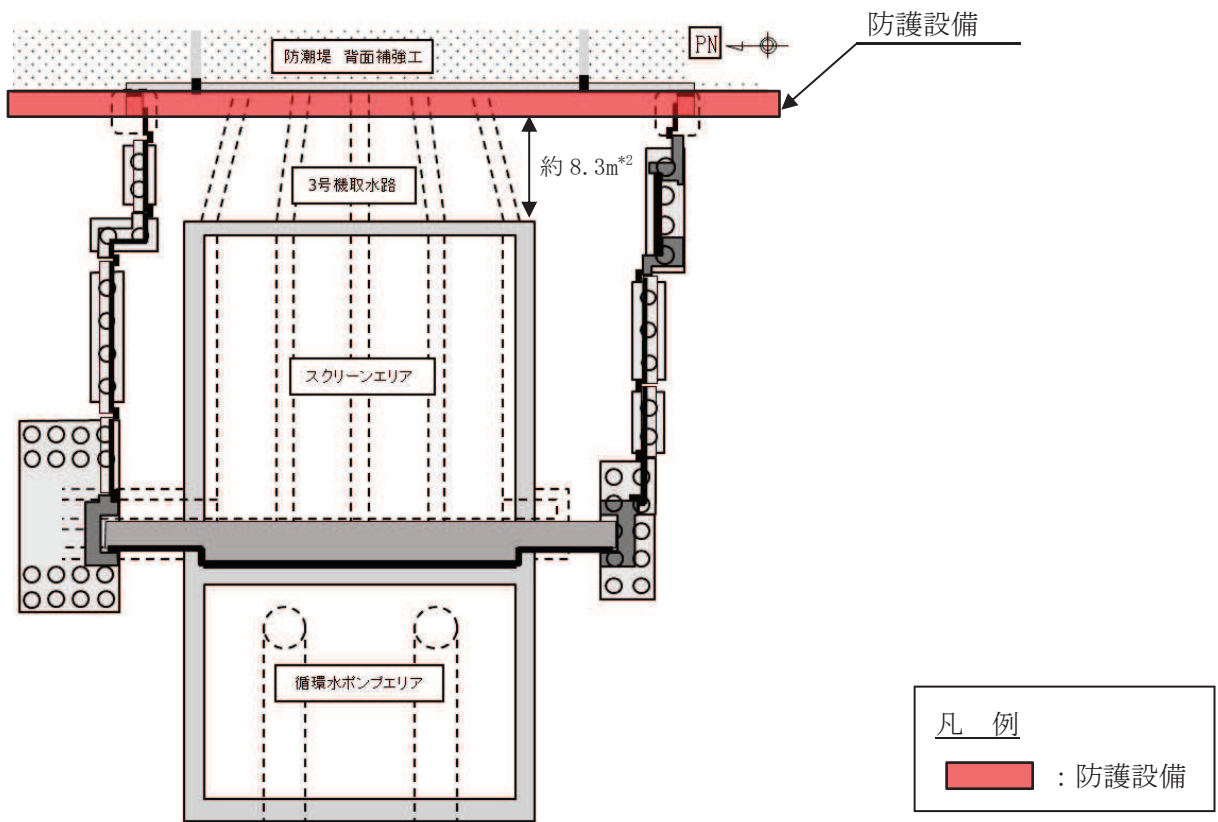


図 2-1 防潮堤に設置される防護設備の配置図



海水ポンプ室周辺



第3号機海水ポンプ室周辺

注記*1：点検通路と海水ポンプ室の水平距離

*2：点検通路と第3号機海水ポンプ室の水平距離

図 2-2(1) 防護設備の概要図 (平面図)

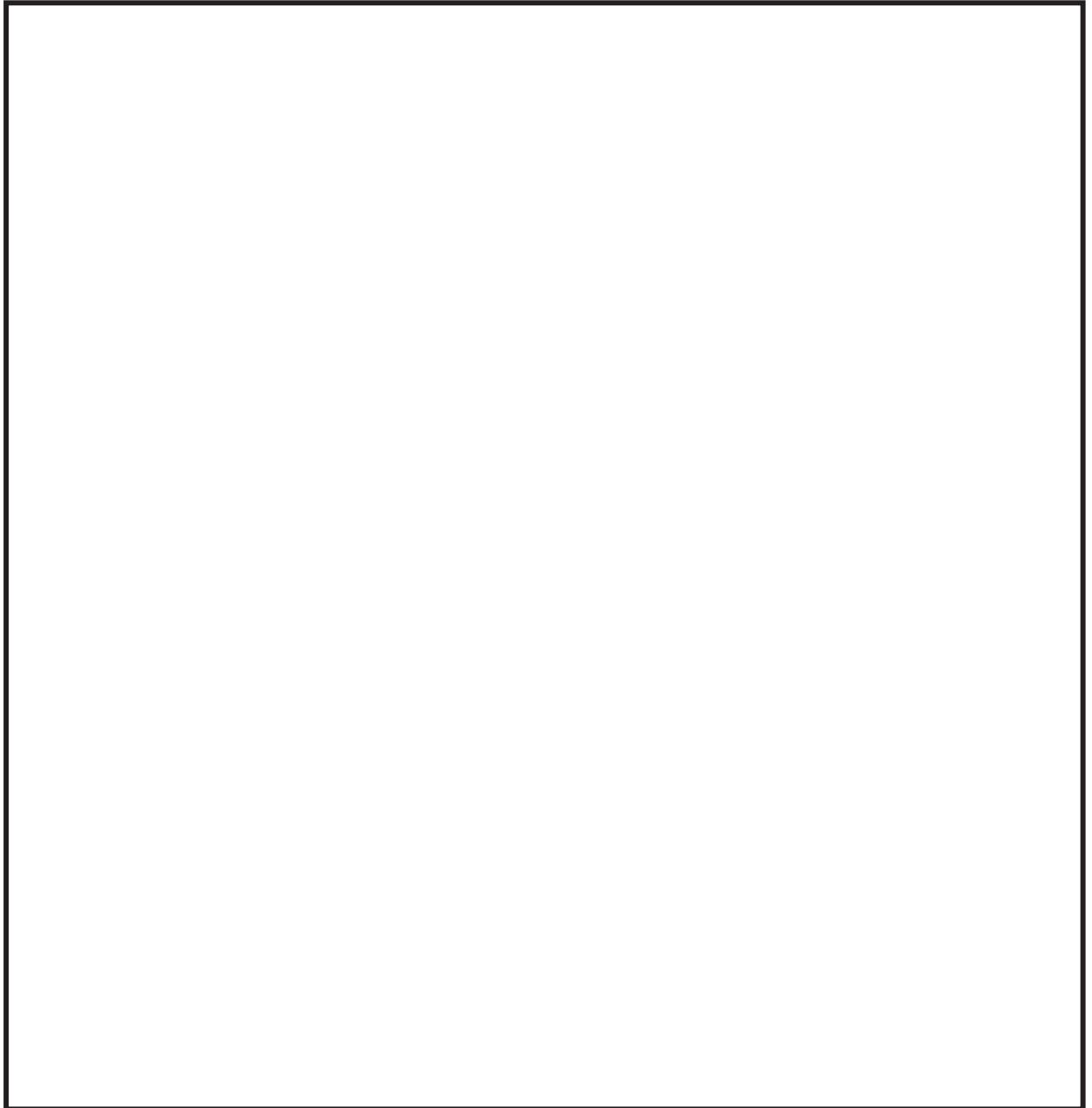


図 2-2(2) 防護設備の概要図（海水ポンプ室付近断面図）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



図 2-2(3) 防護設備の概要図 (L型擁壁配筋概要)

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

図 2-3 に防護設備の概要図を示す。防護設備の構造は、図 2-3 に示すとおり、防護柵はL型擁壁の天端に設置し、点検通路はL型擁壁の側部にアンカーボルトにより固定している。点検通路の端部には手摺支柱をボルト固定している。

L型擁壁は鋼製ブラケット2基により支持する構造としており、鋼製ブラケットに設置するスタッドジベル及び補強ボルトにより一体化している。補強ボルトは最大引張力が作用するスタッドジベル（1列目（陸側））を補強する目的で設置する。鋼製ブラケットは防潮堤背面補強工にアンカーボルトにより固定している。

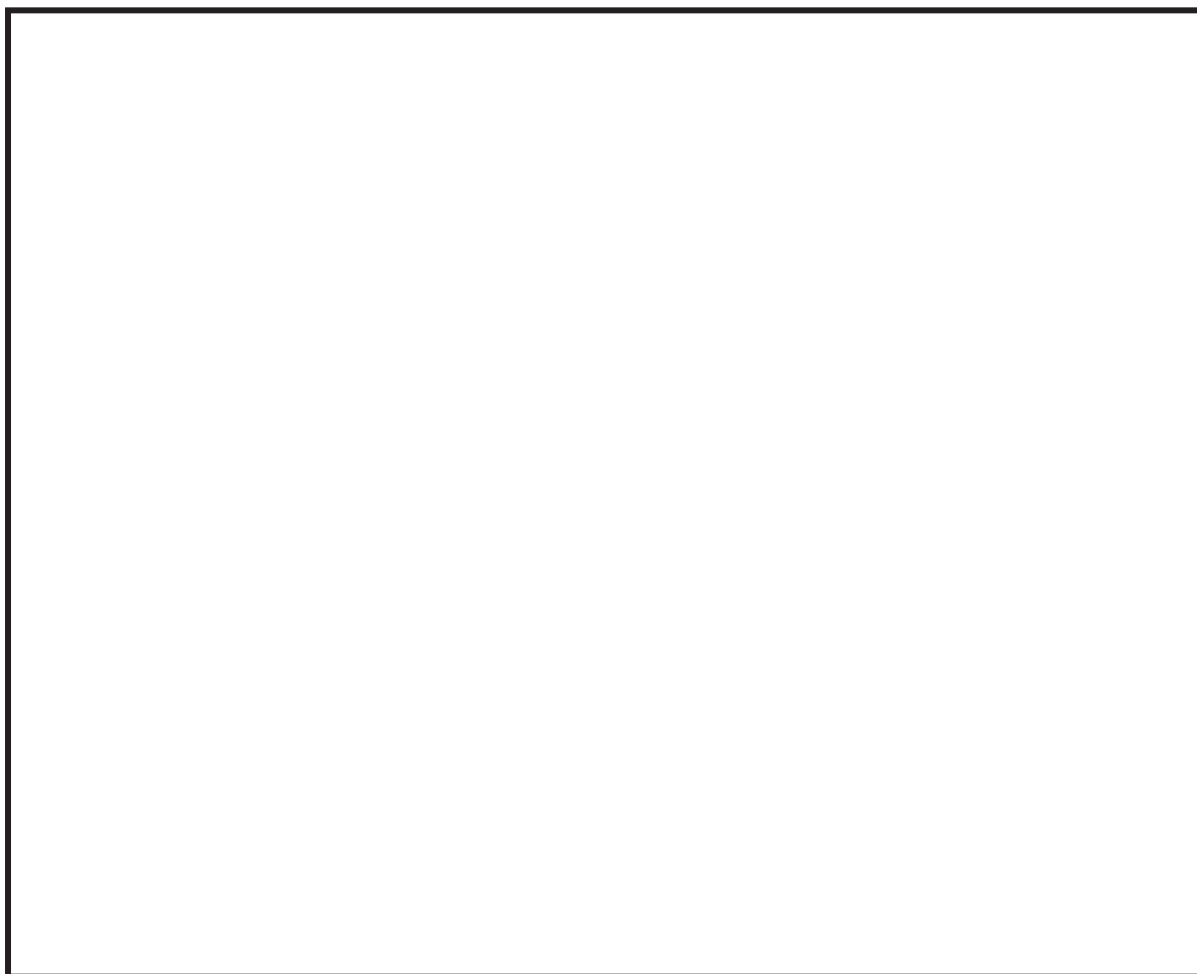


図 2-3(1) 防護設備の概要図（断面図）

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

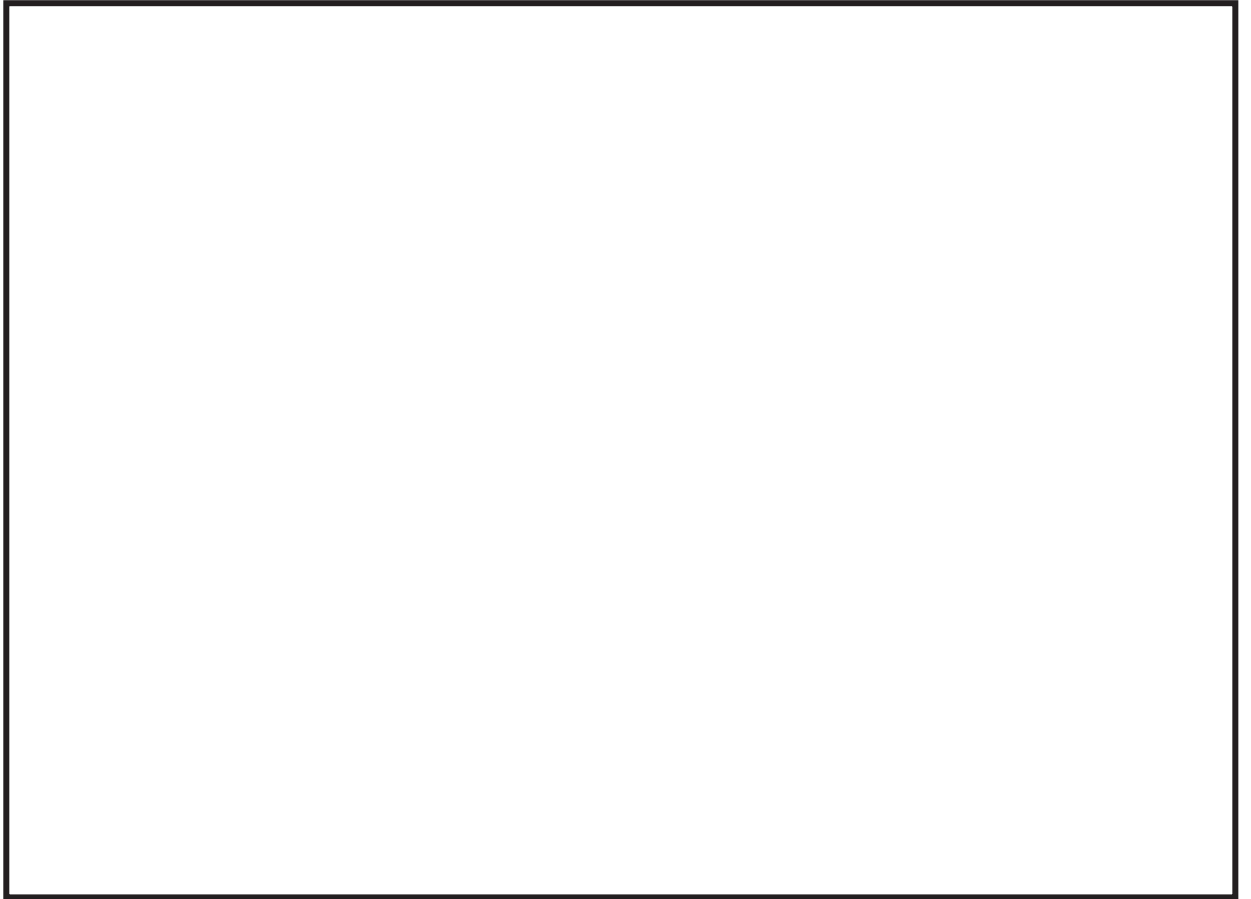


図 2-3(2) 防護設備の概要図 (A-A 断面図)

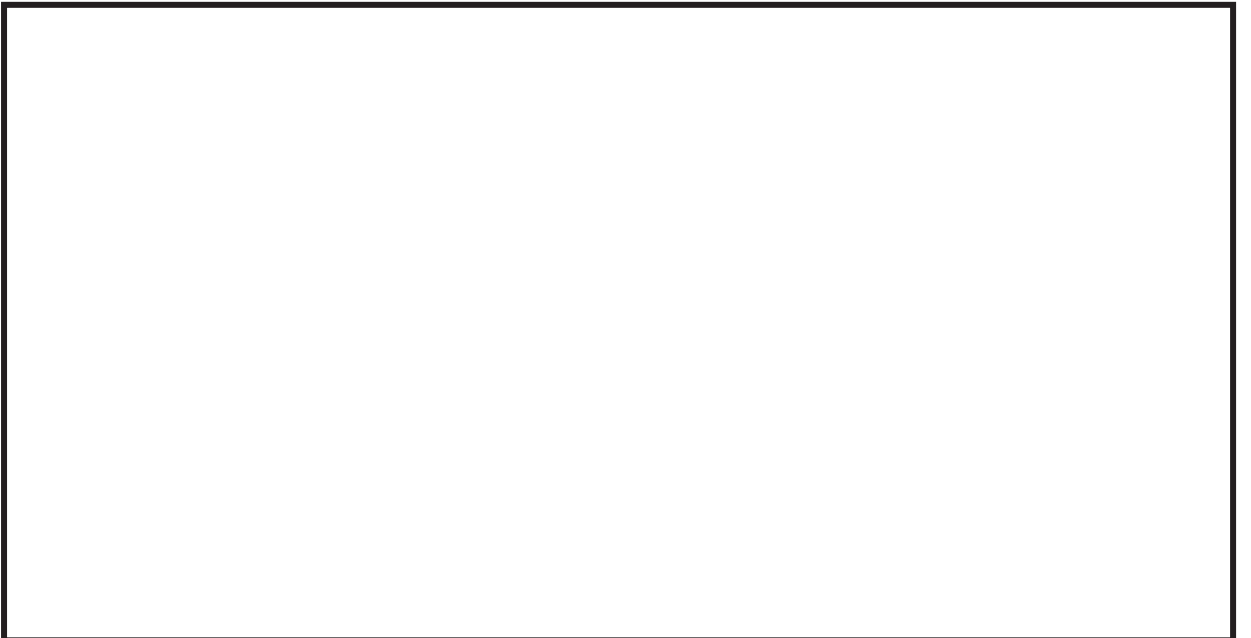


図 2-3(3) 防護設備の概要図 (B-B 断面図)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.3 評価方針

防護設備の応力評価は、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」にて示す防護設備の部位を踏まえ、「3. 評価部位」にて設定する箇所において、発生応力又は発生荷重が許容限界内に収まることを、「5. 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「6. 評価結果」に示す。地震荷重の設定については、添付書類「VI-2-10-2-2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の耐震性についての計算書」に示す防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工の地震応答解析結果を用いて設定する。

防護設備の耐震評価フローを図 2-4 に示す。

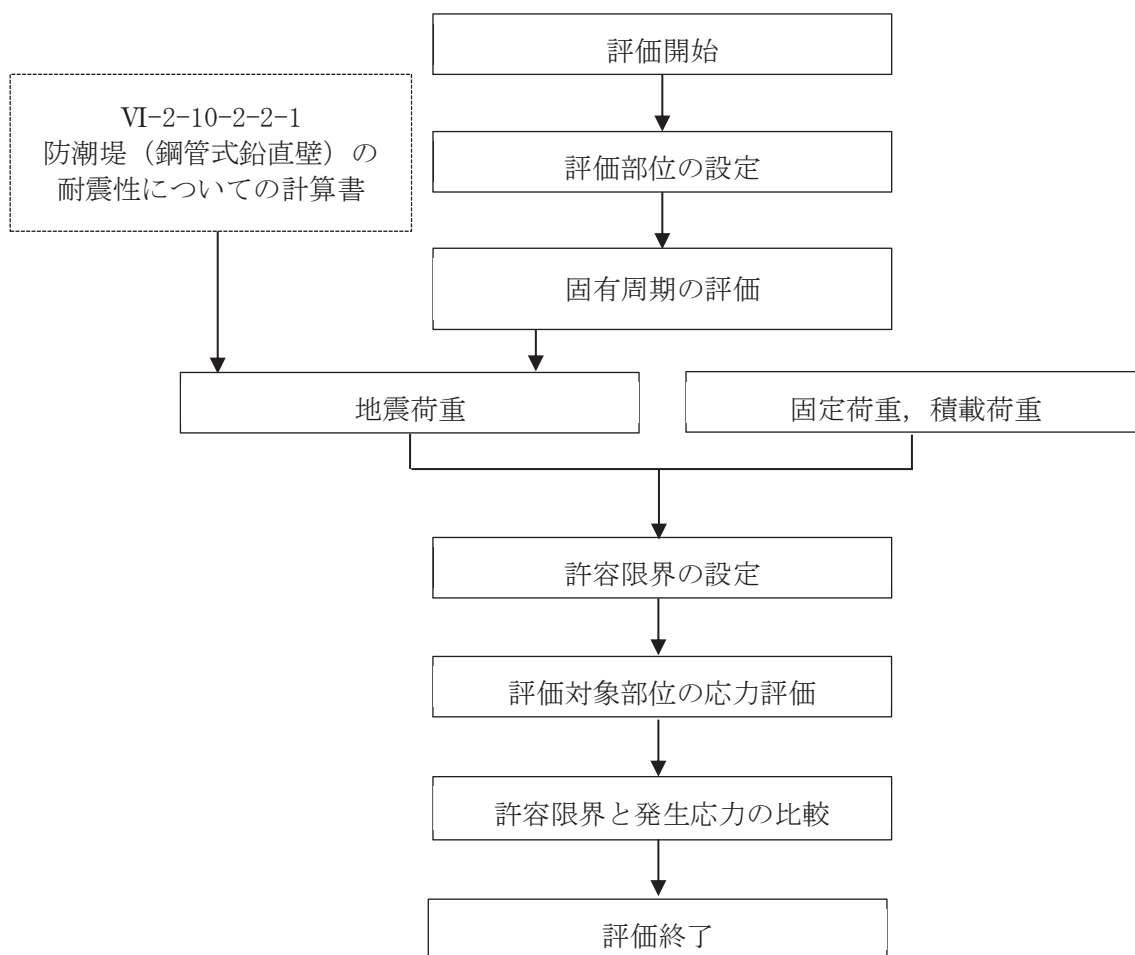


図 2-4 防護設備の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用規格・基準等を以下に示す。

- (1) 日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
- (2) 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- (3) 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]
- (4) 建築資料研究社 2006 年 基本建築基準法関係法令集
- (5) 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- (6) 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- (7) 日本建築学会 2019 年 鋼構造許容応力度設計規準
- (8) 日本建築学会 2004 年 建築物荷重指針・同解説

3. 評価部位

防護設備が損傷又は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、防護設備の構造及び荷重伝達を考慮し、鋼製ブラケット、L型擁壁、防護柵及び点検通路の評価を実施する。

各評価箇所の評価部位を表 3-1、図 3-1～図 3-4 に示す。

表 3-1 評価対象部位

評価箇所	評価部位
鋼製ブラケット	鋼製ブラケット本体
	アンカーボルト
	スタッドジベル
	補強ボルト
L型擁壁	側壁
	底版
防護柵	主柱
点検通路	歩廊支持材
	歩廊支持材の アンカーボルト
	手摺支柱
	手摺支柱の 固定ボルト

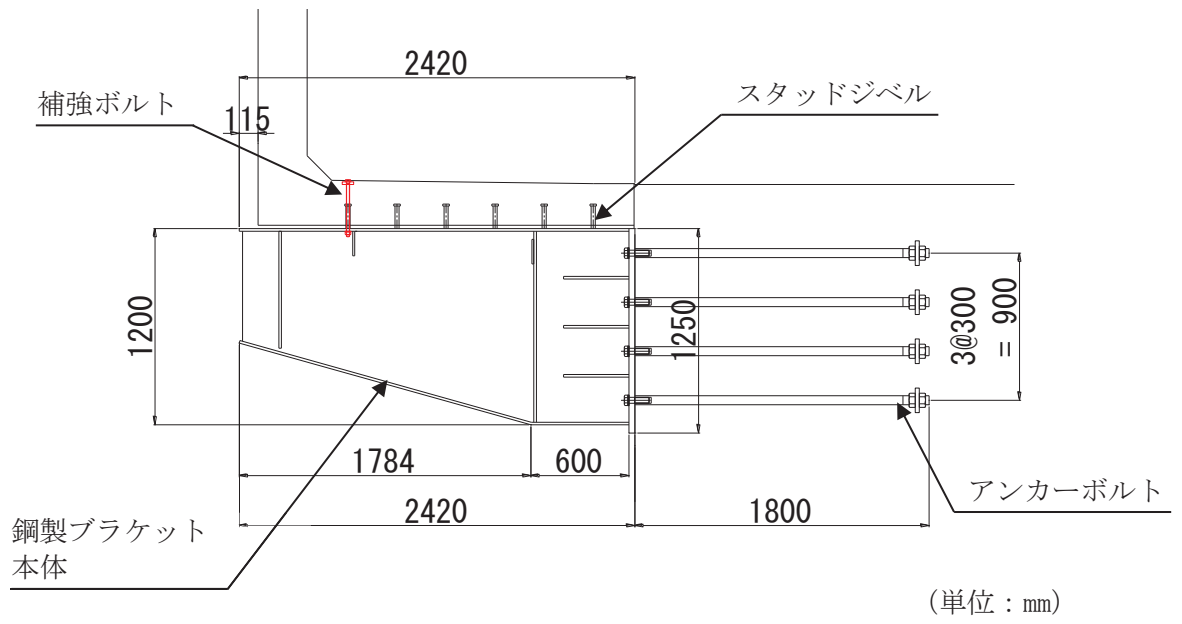


図 3-1 鋼製ブラケットの評価部位

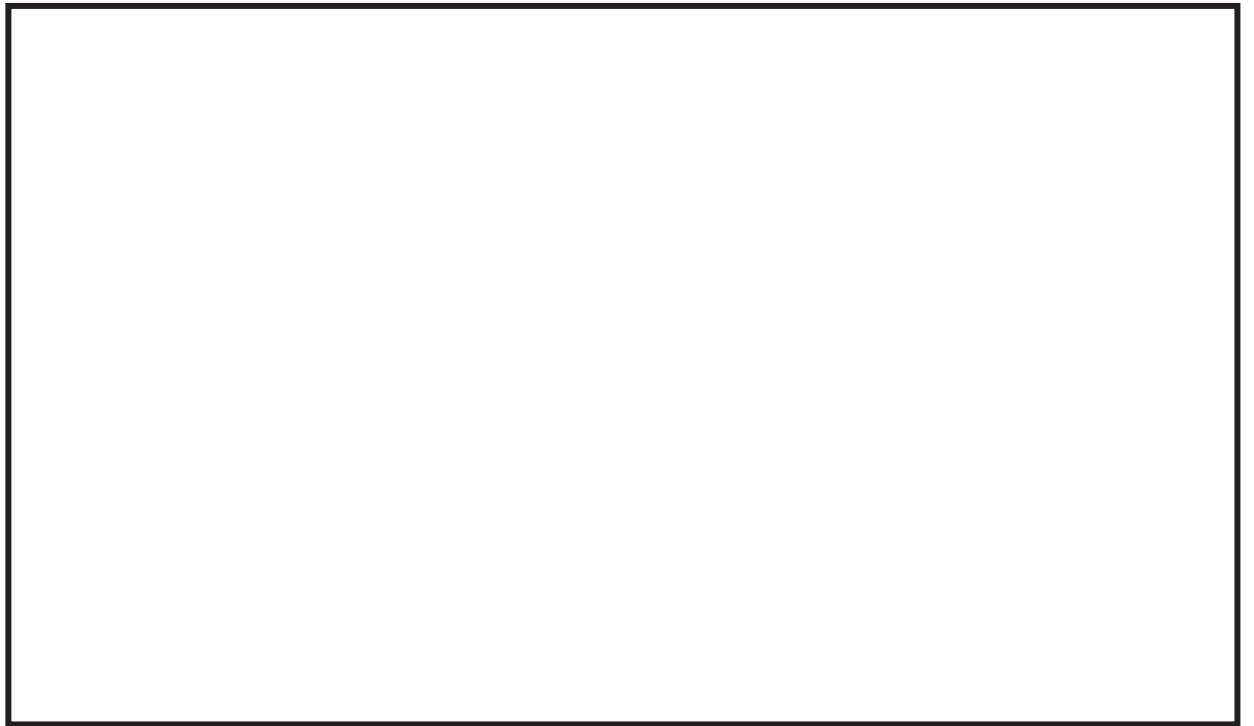


図 3-2 L型擁壁の評価部位

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

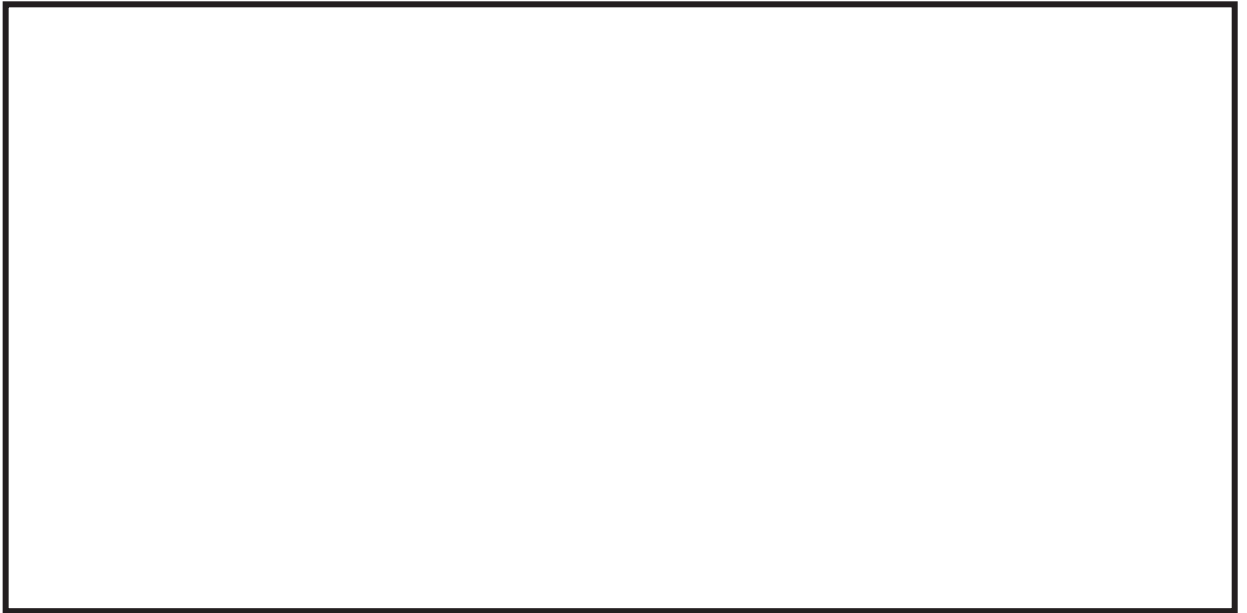


図 3-3 防護柵の評価部位

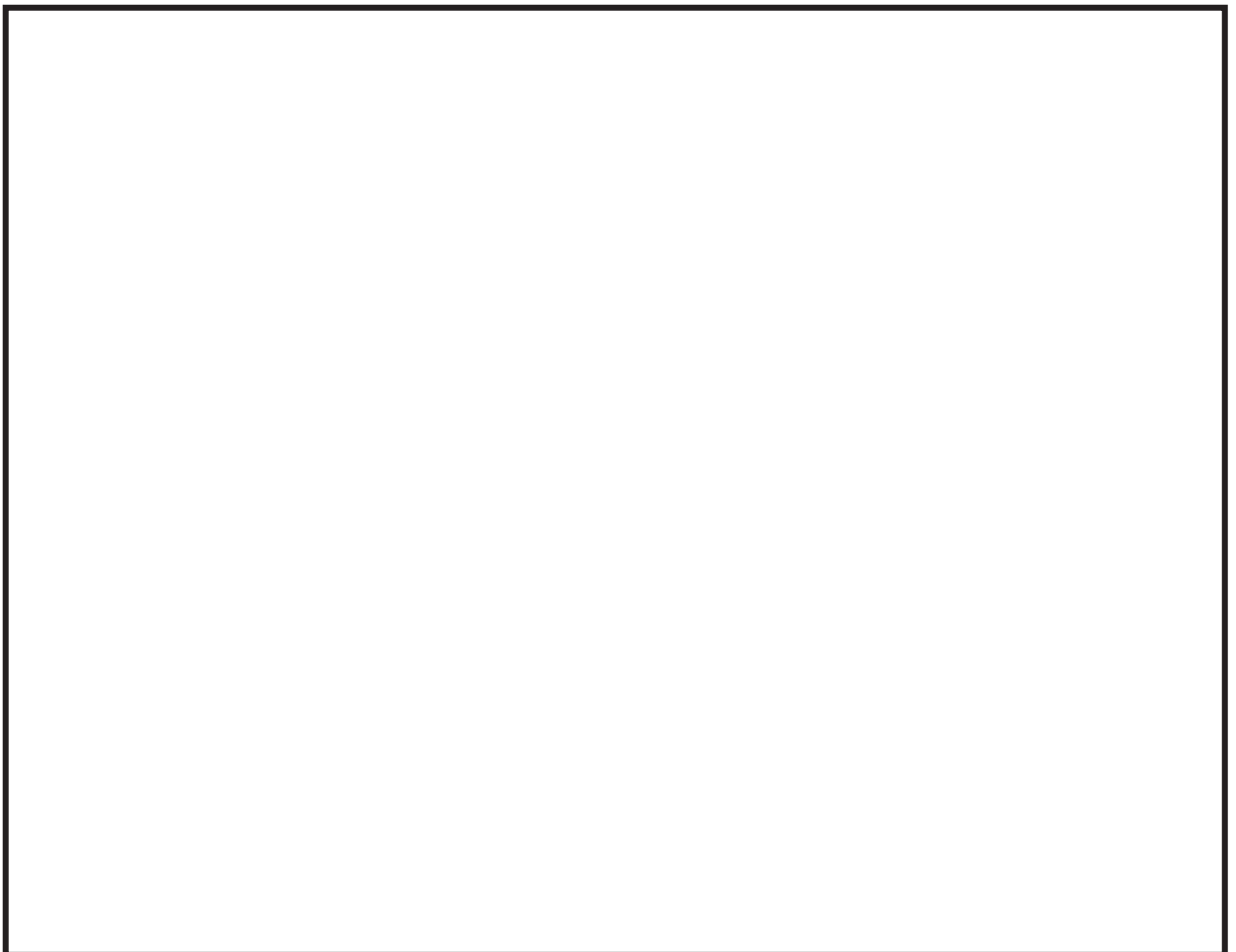


図 3-4 点検通路の評価部位

4. 固有周期の評価

固有周期の評価は各部位が支持している重量を考慮した上で、部位ごと（鋼製ブラケット、L型擁壁、防護柵、歩廊支持材及び手摺）に分けて評価する。

4.1 鋼製ブラケット

(1) 解析モデル

鋼製ブラケットはアンカーボルトによって背面補強工に固定されており、基部を支点とする片持ばりでモデル化する。

(2) 固有周期の計算

「構造力学公式集(1986年) 土木学会」より、集中質量をもつ片持ばりの一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3 \cdot E \cdot I}{\rho A L^4 (\mu + 0.23)}}$$

$$\mu = \frac{m}{\rho A L}$$

(3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表4-1に示す。

表 4-1 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
E	弾性係数	200000	N/mm ²
L	長さ	2420	mm
I	断面二次モーメント	4928434176	mm ⁴
ρ	密度 (負担する分布荷重を換算)	79583.5	kg/m ³
A	断面積	26688	mm ²
m	自由端が負担する質量	4670.3	kg

(4) 評価結果

評価結果を表4-2に示す。固有周期は0.05s以下であることから、剛構造である。

表 4-2 固有周期の計算結果

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
鋼製ブラケット	30.1	0.033

4.2 L型擁壁

(1) 解析モデル

L型擁壁は鋼製ブラケットに底版が固定されており，L型擁壁の側壁を側壁の基部を支点とする片持ばりでモデル化し，固有周期を確認する。

(2) 固有周期の計算

「構造力学公式集(1986年) 土木学会」より，集中質量をもつ片持ばりの一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3 \cdot E \cdot I}{\rho A L^4 (\mu + 0.23)}}$$

$$\mu = \frac{m}{\rho A L}$$

(3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表 4-3 に示す。

表 4-3 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
E	弾性係数	31000	N/mm ²
L	長さ		mm
I	断面二次モーメント	2250000000	mm ⁴
ρ	密度	2498.3	kg/m ³
A	断面積		mm ²
m	自由端が負担する質量	260.0	kg

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(4) 評価結果

評価結果を表 4-4 に示す。

固有周期が 0.046 s と剛構造の判定閾値である 0.05s 付近であることを踏まえ、設計用床応答曲線を基に固有周期を考慮した最大応答加速度を算定する。

表 4-4 固有周期の計算結果

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
L型擁壁	21.8	0.046

4.3 防護柵

(1) 解析モデル

防護柵はL型擁壁に固定されており、支柱を、基部を支点とする片持ばりでモデル化する。

(2) 固有周期の計算

「構造力学公式集(1986年) 土木学会」より、片持ばりの一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$

$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I}{\rho A}}$$

(3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表 4-5 に示す。

表 4-5 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
λ	係数	1.8751	—
E	弾性係数	200000	N/mm ²
L	長さ		mm
I	断面二次モーメント		mm ⁴
ρ	密度 (負担する分布荷重を換算)		kg/m ³
A	断面積		mm ²

(4) 評価結果

評価結果を表 4-6 に示す。固有周期は 0.05s を超えることから、設計用床応答曲線を基に固有周期を考慮した最大応答加速度を算定する。

表 4-6 固有周期の計算結果

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
防護柵	4.6	0.216

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

4.4 歩廊支持材

(1) 解析モデル

歩廊支持材はL型擁壁に固定されており，基部を支点とする片持ばりでモデル化する。

(2) 固有周期の計算

「構造力学公式集(1986年) 土木学会」より，片持ばりの一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I}{\rho A}}$$

(3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表 4-7 に示す。

表 4-7 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
λ	係数	1.8751	—
E	弾性係数	200000	N/mm ²
L	長さ	1320	mm
I	断面二次モーメント	16200000	mm ⁴
ρ	密度 (負担する分布荷重を換算)	64361.9	kg/m ³
A	断面積	3965	mm ²

(4) 評価結果

評価結果を表 4-8 に示す。固有周期は 0.05s 以下であることから、剛構造である。

表 4-8 固有周期の計算結果

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
歩廊支持材	36.2	0.028

4.5 手摺

(1) 解析モデル

手摺は歩廊支持材に固定されており、手摺支柱を、基部を支点とする片持ばりでモデル化する。

(2) 固有周期の計算

「構造力学公式集(1986年) 土木学会」より、片持ばりの一次固有振動数 f 及び固有周期 T は次のとおり与えられる。

$$T = \frac{1}{f}$$
$$f = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{E \cdot I}{\rho A}}$$

(3) 固有周期の計算条件

固有周期の計算に必要な諸元を表 4-9 に示す。

表 4-9 固有周期の計算に必要な諸元

記号	定義	数値	単位
λ	係数	1.8751	—
E	弾性係数	200000	N/mm ²
L	長さ	1280	mm
I	断面二次モーメント	294000	mm ⁴
ρ	密度 (負担する分布荷重を換算)	23590.3	kg/m ³
A	断面積	752.7	mm ²

(4) 評価結果

評価結果を表 4-10 に示す。固有周期は 0.05s を超えることから、設計用床応答曲線を基に固有周期を考慮した最大応答加速度を算定する。

表 4-10 固有周期の計算結果

	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)
手摺	19.7	0.051

5. 耐震評価

5.1 荷重及び荷重の組合せ

5.1.1 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、防護設備の自重を考慮する。

(2) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重を含めて 9.8kN/m^2 を考慮する。

(3) 積雪荷重(P_s)

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

(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。

なお、L型擁壁及び鋼製ブラケットは、地震荷重に比べて風荷重の影響が小さいため、地震荷重に余裕を含むことで考慮する。

(5) 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。

5.1.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 5-1 に示す。

表 5-1 荷重の組合せ

荷重の組合せ
$G + P + P_k + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (点検通路を除く)

P_k : 風荷重 (防護柵及び点検通路手摺で考慮)

S_s : 地震荷重

5.2 設計用地震力

設計用地震力は、防潮堤背面補強工部の評価断面（弱軸方向である防潮堤横断方向）の応答加速度に基づき設定する。応答加速度は、「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」に示す、断面①～断面③の二次元有限要素法解析に基づき算出する。地震応答解析の実施箇所を図5-1に、解析モデルを図5-2に、応答加速度抽出位置を図5-3に示す。

解析ケースを表5-2に示す。全ての基準地震動 S_s に対して、解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 S_s に対して実施した解析ケース①において、最大応答加速度となる地震動及び断面を用いて解析ケース②及びケース③を実施する。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

設計震度の設定に当たって、前述のとおり、各位置での地震力を包含する設計用地震力を用いて評価を代表させるために、各断面（防潮堤（鋼管式鉛直壁）断面①～断面③）における背面補強工敷地側天端の応答加速度を包含する設計震度を設定する。

地震応答解析の結果を表5-3に、断面②の包絡スペクトルを図5-4に示す。

固有周期が0.05sを超えることを確認した手摺及び防護柵については、添付書類「V-2-1-7 設計用床応答曲線の算定方針」に基づき作成した設計用床応答曲線より固有周期を考慮した最大応答加速度を算定する。基準地震動 S_s を包絡するよう作成した設計用床応答曲線を図5-5に示す。

L型擁壁の側壁については、固有周期が0.046sと剛構造の判定閾値である0.05s付近であることを踏まえ、「5.5.2 L型擁壁の評価」に示す汀線直角方向の照査には設計用床応答曲線を基に固有周期を考慮した最大応答加速度を算定する。汀線方向の照査については鋼製ブラケットと一体構造であることから、鋼製ブラケットと同じ設計震度を設定する。

設定した設計震度を表5-4に示す。

なお、防護設備（防潮堤（鋼管式鉛直壁））の設置範囲は、断面⑤（防潮堤（鋼管式鉛直壁）岩盤部）も含まれるが、図5-6に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭の背面補強工交差部（O.P.+18.5m）において、断面⑤は、断面①～断面③と比較し、最大水平震度が有意に小さい（断面①～断面③が最大水平震度1.0～1.5に対し、断面⑤は最大水平震度1.0以下）。

設計用地震力算定のための応答加速度抽出位置は、背面補強工の同じ標高であることも踏まえ、断面⑤の応答加速度は断面①～③に包絡されると判断し、応答加速度抽出の対象外とする。

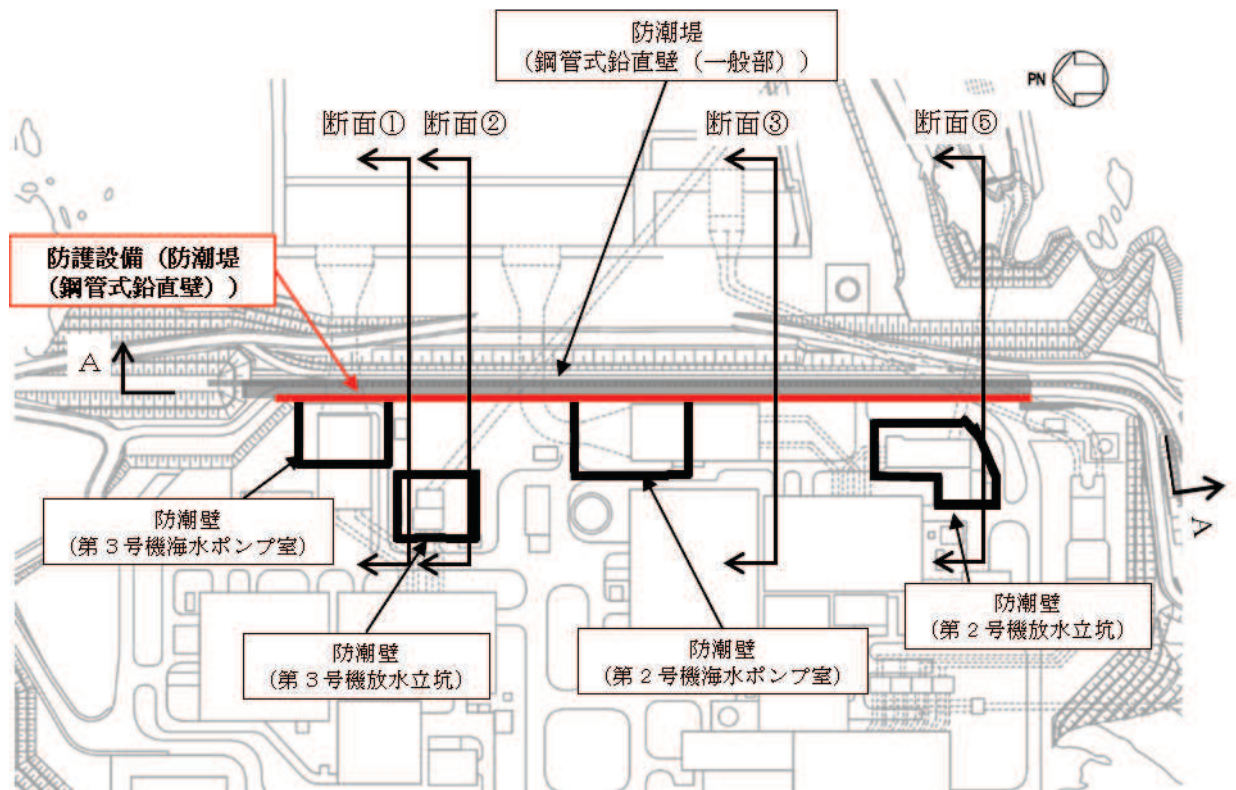
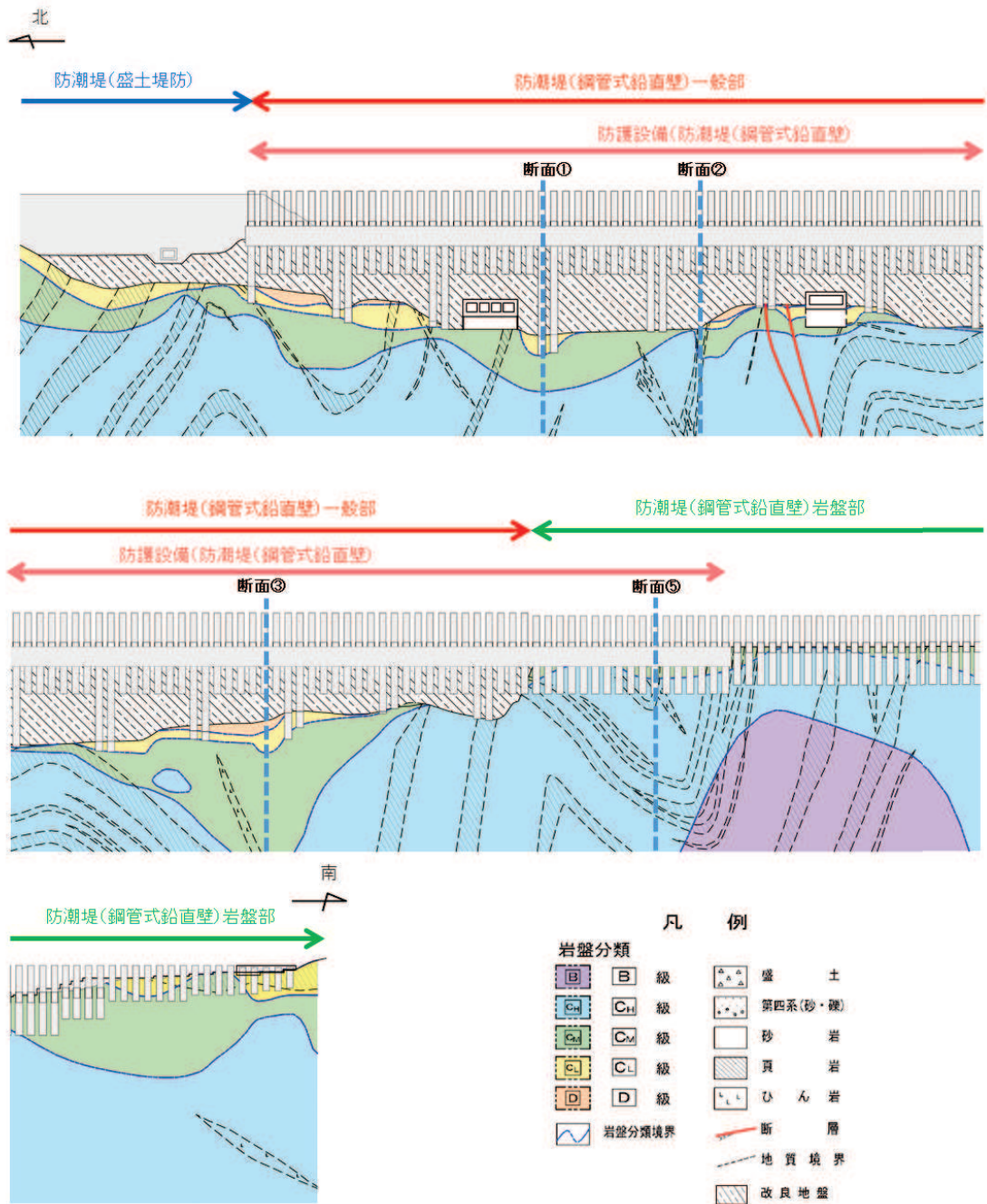


図 5-1(1) 地震応答解析の実施位置 (平面図)



注記*: 鋼管杭下方のC_L級岩盤部はMMRにより置換。

図 5-1(2) 地震応答解析の実施位置 (A-A断面図)

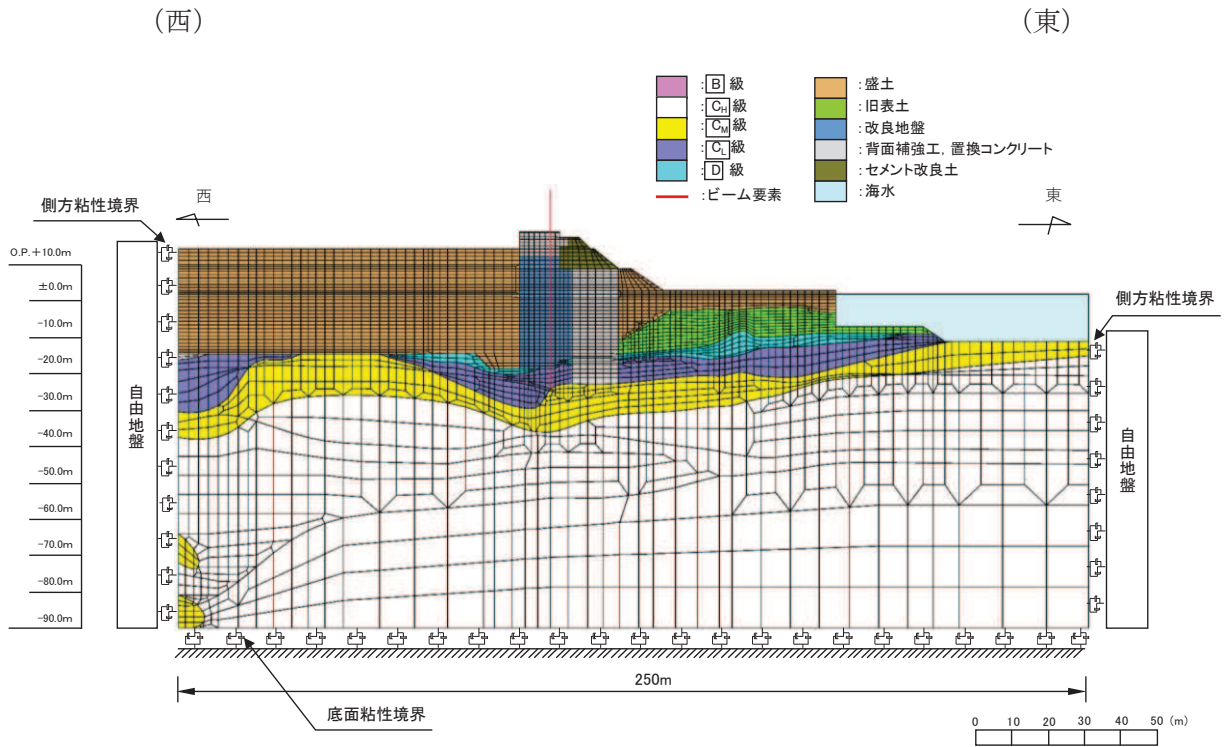


図 5-2(1) 解析モデル (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面①)

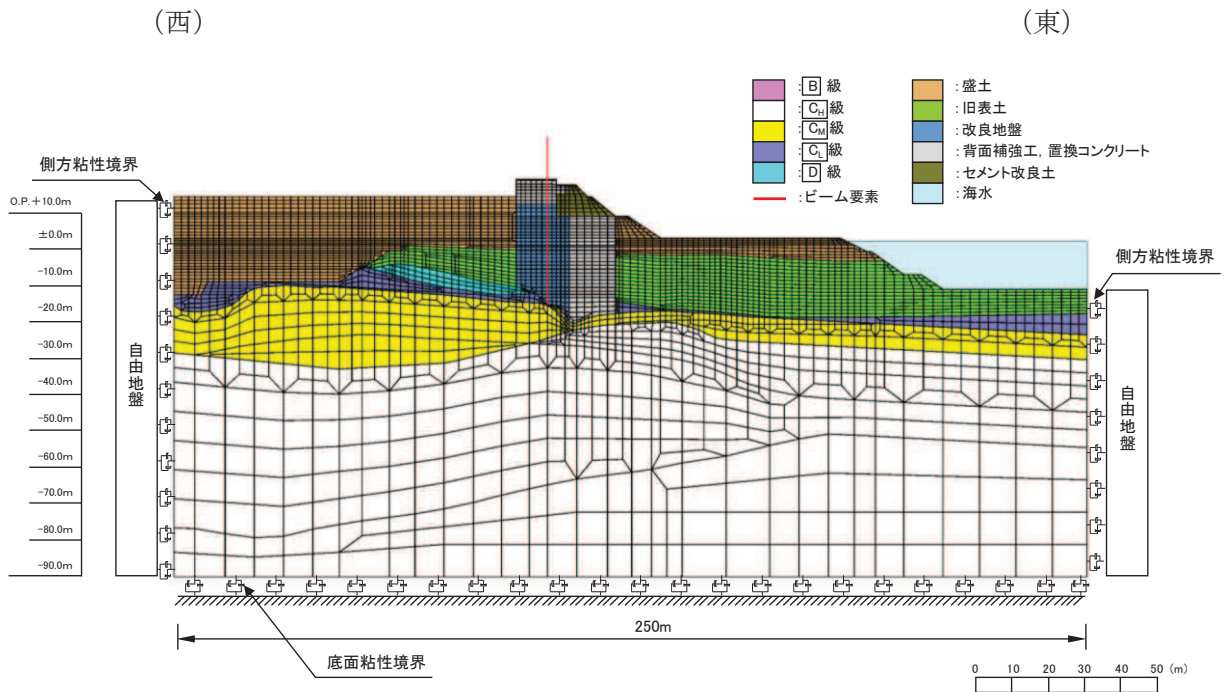


図 5-2(2) 解析モデル (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面②)

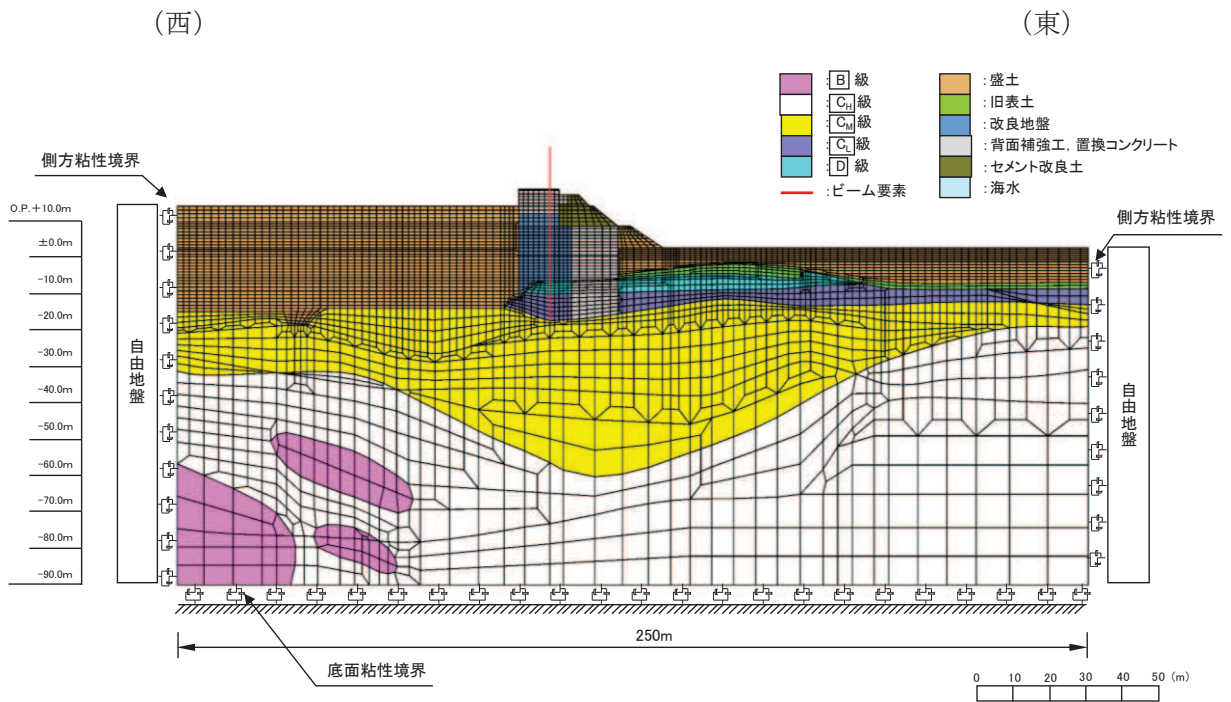


図 5-2(3) 解析モデル (防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面③)

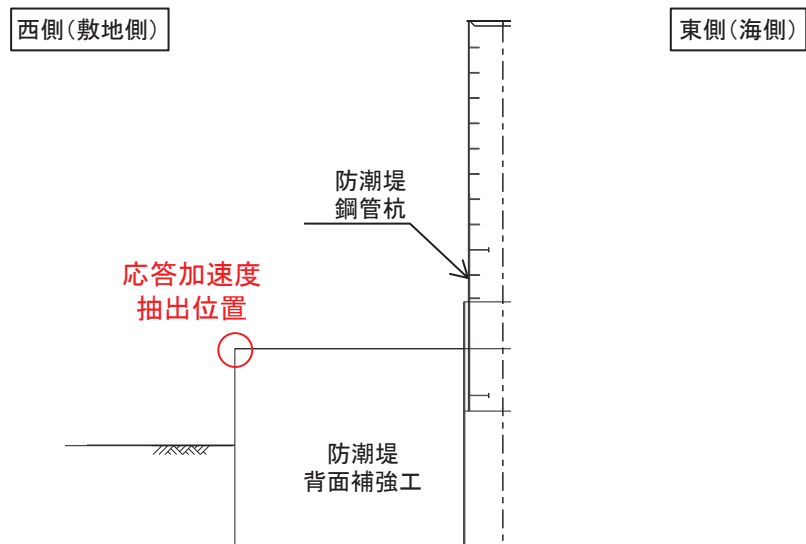


図 5-3 応答加速度の抽出位置

表 5-2 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
地震動 (位相)	S _s -D 1	++* ¹	○	基準地震動S _s (7波) 及び位相反転を考慮した地震動 (13波) を加えた全 20 波により照査を行ったケース①(基本ケース)の結果から、最大応答加速度となる地震動及び断面を用いてケース②~ケース③を実施する。
		-+* ¹	○	
		+-* ¹	○	
		--* ¹	○	
	S _s -D 2	++* ¹	○	
		-+* ¹	○	
		+-* ¹	○	
		--* ¹	○	
	S _s -D 3	++* ¹	○	
		-+* ¹	○	
		+-* ¹	○	
		--* ¹	○	
	S _s -F 1	++* ¹	○	
		-+* ¹	○	
	S _s -F 2	++* ¹	○	
		-+* ¹	○	
	S _s -F 3	++* ¹	○	
		-+* ¹	○	
	S _s -N 1	++* ¹	○	
		-+* ¹	○	

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

表 5-3 各断面における地震応答解析結果

断面位置		最大応答加速度 (地震時)	
		水平 (cm/s^2)	鉛直 (cm/s^2)
ケース①	断面①	1465 ($S_s - F 2$ (++))	1491 ($S_s - D 2$ (--))
	断面②	1605 ($S_s - F 2$ (++))	1545 ($S_s - D 2$ (-+))
	断面③	1509 ($S_s - F 2$ (++))	1317 ($S_s - D 2$ (-+))
ケース②	断面②	1253 ($S_s - F 2$ (++))	1456 ($S_s - D 2$ (-+))
ケース③	断面②	1657 ($S_s - F 2$ (++))	1629 ($S_s - D 2$ (-+))

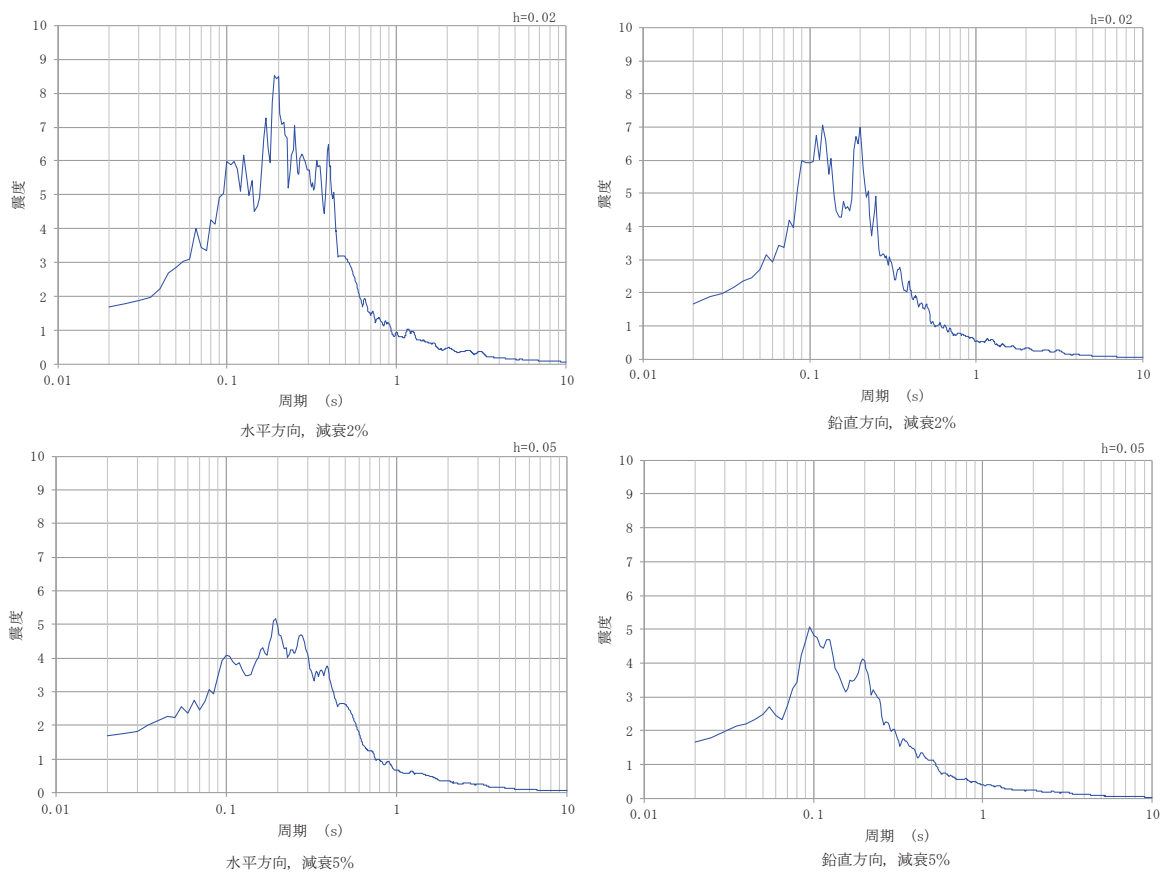


図 5-4 防潮堤 (鋼管式鉛直壁) 断面②の包絡スペクトル

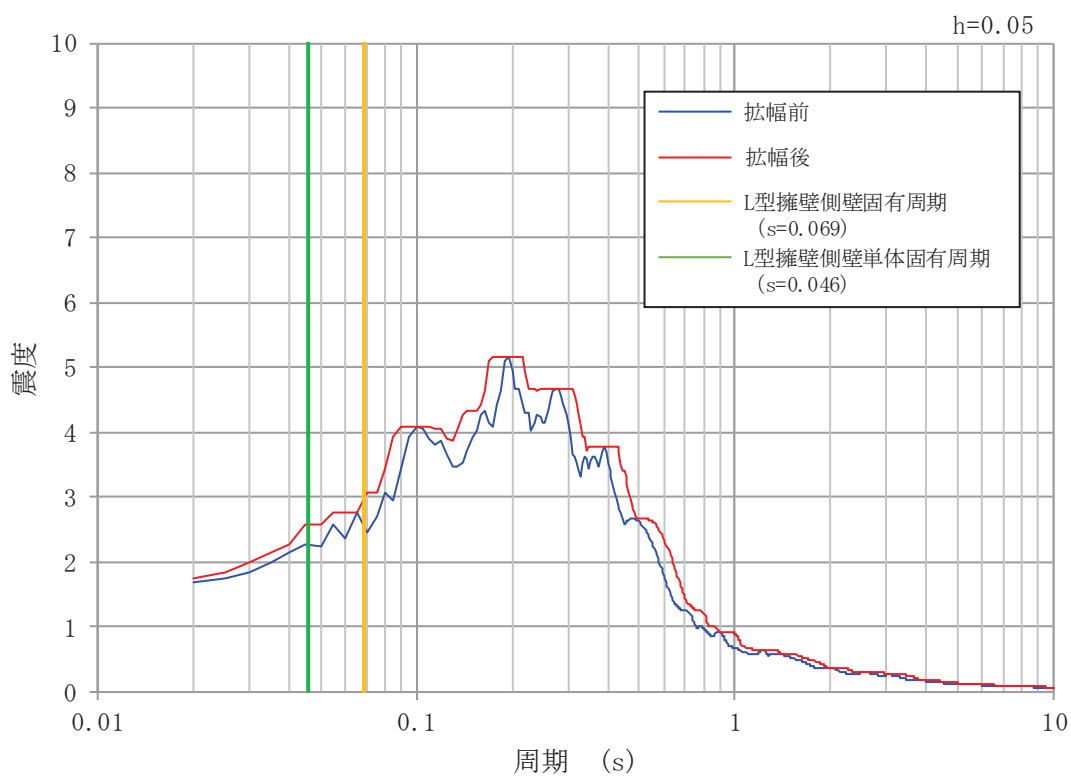


図 5-5(1) 設計用床応答曲線（水平方向，減衰 5%）

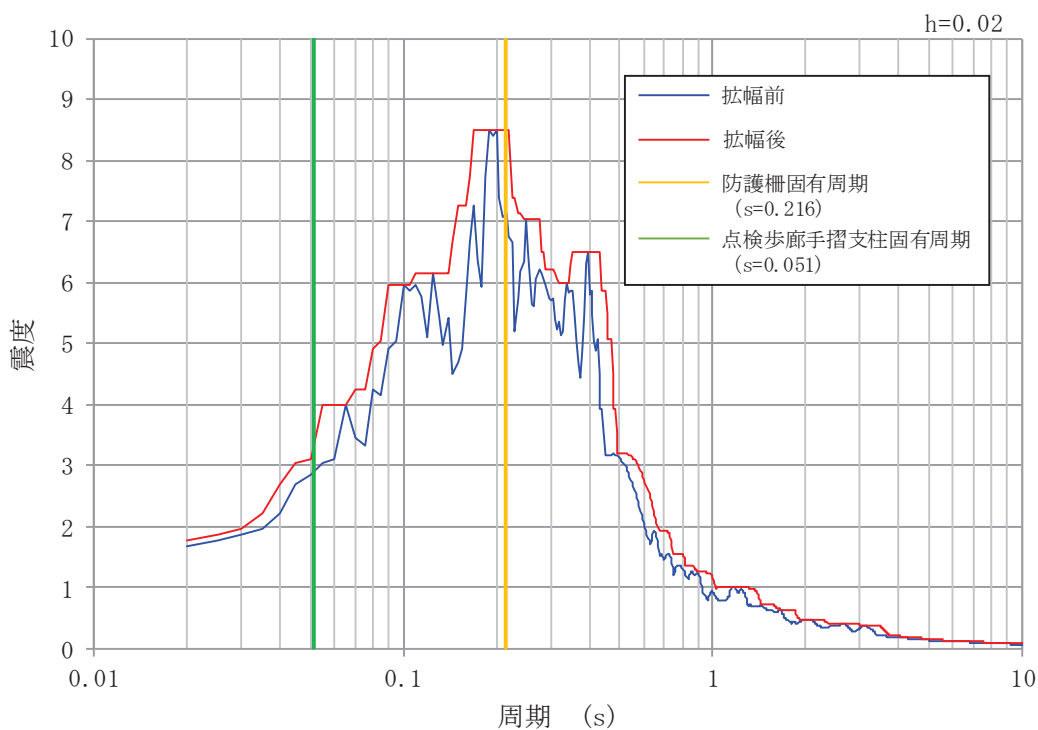


図 5-5(2) 設計用床応答曲線（水平方向，減衰 2%）

表 5-4(1) 設計震度（鋼製ブラケット，L型擁壁（汀線方向の照査時）及び歩廊支持材）

部位	地震動	解析ケース	設置場所及び 床面高さ (m)	設計震度 (最大応答加速度 (cm/s ²))	
鋼製ブラケット，L型 擁壁（汀線 方向の照査 時）及び歩 廊支持材	S s - F 2 (++)	③	防護設備（防潮堤（鋼 管式鉛直壁）） 0. P. +18. 5 （背面補強工天端部）	水平方向 K _H	2. 0* ¹ (1657)
	S s - D 2 (-+)	③		鉛直方向 K _V	2. 0* ¹ (1629)

注記* 1 : 「4. 固有周期の評価」より，鋼製ブラケット及び歩廊支持材の固有周期が 0. 05s 以下であることを確認したため，設置部の最大応答加速度を考慮した設計震度（最大応答加速度 /980. 665cm/s²）を設定した。

表 5-4(2) 設計震度 (L型擁壁 (汀線直角方向の照査時), 防護柵, 手摺)

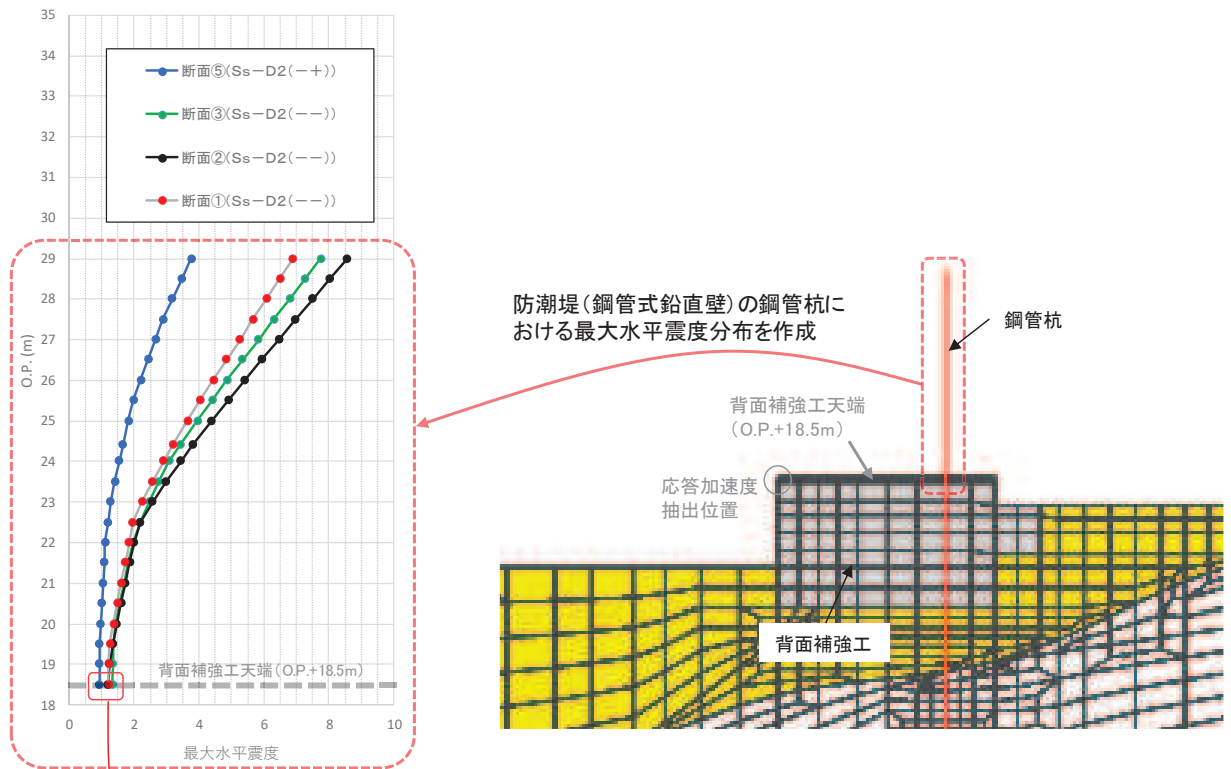
部位	設置場所及び 床面高さ (m)	固有周期 (s)	設計震度 (最大応答加速度 (cm/s ²))	
L型擁壁	0. P. +18. 50 (L型擁壁側壁下端)	0. 046	水平方向K _H	3. 2* ² (2516)
防護柵	0. P. +21. 02 (防護柵下端)	0. 216	水平方向K _H	9. 0* ³ (8327)
手摺	0. P. +20. 84 (手摺支柱下端)	0. 051	水平方向K _H	4. 0* ³ (3211)

注記* 2 : 防護柵及び点検通路のうち手摺はその固有周期が比較的長いですが, 設置されているL型擁壁との重量比はどちらも1:100程度と小さいため, 防護柵及び手摺の振動の影響がL型擁壁の振動に与える影響は小さいと判断される。

ここでは, 防護柵及び点検通路の振動の影響を保守的に考慮するため, 以下の手順で検討を行う。

- ① 通常は支持している重量をそのまま集中質量として考慮して固有周期を算定するが, 防護柵及び点検通路とL型擁壁が共振した状態を想定し, それぞれの設定震度分 (防護柵 : 9.0, 点検通路 : 4.0 (歩廊支持材は剛構造であるが, 保守的に手摺の設計震度を点検通路全体に適用)) 集中質量を割り増しする。
- ② 割り増しした集中質量を用いてL型擁壁側壁の固有周期を算出し, 防護柵及び点検通路の振動の影響を考慮したL型擁壁側壁の固有周期を0.069sと評価する。
- ③ 固有周期0.069sのとき, 設計用床応答曲線 (図5-5(1)) から震度は約3.0となる。
- ④ ③で算出した震度3.0を上回るように裕度を設定することとし, L型擁壁側壁単体での固有周期0.046sから設計用床応答曲線 (図5-5(1)) を元に算定される震度2.6に1.2倍の裕度を考慮し, 設計震度は3.2と設定する。

注記* 3 : 「4. 固有周期の評価」より, 防護柵及び手摺の固有周期が0.05sを超えることを確認したため, 設計用床応答曲線より固有周期を考慮した最大応答加速度を算定する。



防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭と背面補強工交差部（O.P.+18.5m）において、断面⑤は、断面①～断面③と比較し、最大水平震度が有意に小さい（断面①～断面③が最大水平震度1.0～1.5に対し、断面⑤は最大水平震度1.0以下）。設計用地震力算定のための応答加速度抽出位置は、背面補強工の同じ標高であることも踏まえ、断面⑤の応答加速度は断面①～③に包絡されると判断した。

図 5-6 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の鋼管杭の最大震度分布

5.3 使用材料

防護設備を構成する各部材の使用材料を表 5-5 に示す。

表 5-5 防護設備を構成する各部材の使用材料

評価対象部位		材質・材料・区分	仕様
鋼製ブラケット	鋼製ブラケット本体	SM400	BH-1200×250×16×16
	アンカーボルト	強度区分 8.8	六角ボルト, M36
		S35CN	丸鋼, φ 55
	スタッドジベル	キルド鋼	φ 25×150
	補強ボルト	強度区分 8.8	M20
L型擁壁	側壁	コンクリート	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$
		鉄筋	SD345
	底版	コンクリート	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$
		鉄筋	SD345
防護柵	主柱	STK400	
点検通路	歩廊支持材	SS400	H-150×150
	歩廊支持材の アンカーボルト	強度区分 4.6	M12
	手摺支柱	SS400	L-65×65×6
	手摺支柱の 固定ボルト	強度区分 4.6	M16

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

5.4 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」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

防護設備が設置されている防潮堤背面補強工は土木構造物に適用されている基準により設計していることから、同様の規格・基準を用いて許容限界を設定する。ただし、上記規格・基準に無い項目については、類似する部材の設計に用いられている日本建築学会等の規格・基準を用いて設定する。

表 5-6 に各部材の適用規格・基準を示す。

表 5-6 各部材の適用規格・基準

各部材		規格・基準
鋼製 ブラケット	鋼製ブラケット 本体	日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
	アンカーボルト	日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
	スタッドジベル	日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編 (せん断力) 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説 (引張力)
	補強ボルト	日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
L 型擁壁	側壁・底版	土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照 査編]
防護柵	主柱	日本建築センター 時刻歴応答解析建築物性能評価業務 方法書 (変形量) 建築資料研究社 2006 年 基本建築基準法関係法令集 日本建築学会 2019 年 鋼構造許容応力度設計規準 (せん断力)
点検通路	歩廊支持材	日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編
	歩廊支持材の アンカーボルト	
	手摺支柱	
	手摺支柱の 固定ボルト	

(1) 鋼製ブラケット

a. 鋼製ブラケット本体

鋼材の許容限界は「日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」を踏まえて表 5-7 の値とする。

表 5-7 鋼製ブラケット本体の短期許容応力度

材料	短期許容応力度 (N/mm ²)	
	曲げ	せん断
SM400	210	120

b. アンカーボルト

アンカーボルトの許容荷重は「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定する。

アンカーボルトは躯体に埋め込まれていることから、アンカーボルトが引張力を受ける場合においては、アンカーボルトの降伏により決まる許容荷重 (P_{a1})、コンクリートのコーン状破壊により決まる許容荷重 (P_{a2}) を比較して、いずれか小さい値を採用する。

また、アンカーボルトがせん断力を受ける場合においては、アンカーボルトのせん断強度により決まる許容荷重 (q_{a1})、定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる許容荷重 (q_{a2}) 及びコーン状破壊により決まる許容荷重 (q_{a3}) を比較して、いずれか小さい値を採用する。

アンカーボルトは六角ボルトと丸鋼を接合する構造となっていることから、アンカーボルトの降伏により決まる許容荷重 (P_{a1}) の算出に当たっては、六角ボルト及びアンカーボルト丸鋼ねじ切り部の短期許容荷重のうち、いずれか小さい値を採用することとする。アンカーボルトの詳細図を図 5-7 に示す。

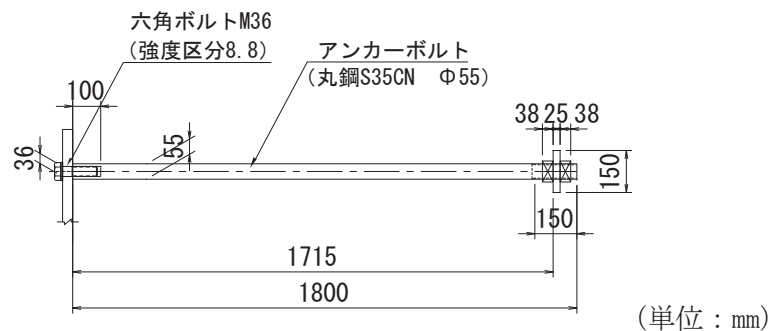


図 5-7 アンカーボルト詳細図

地震荷重を考慮する場合のアンカーボルトの許容荷重の設定に用いる入力値を表 5-8 に、許容荷重を表 5-9 に示す。

引張力を受ける場合

$$P_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{pa} \cdot s c a$$

$$P_{a2} = \Phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_c$$

ここで、 P_{a1} : アンカーボルトの降伏により決まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)

P_{a2} : 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルト 1 本当たりの許容引張力 (N)

Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)

Φ_2 : 低減係数 (短期荷重用)

$s \sigma_{pa}$: アンカーボルトの引張強度 ($= s \sigma_y$) (N/mm²)

$s c a$: アンカーボルトの断面積 (mm²)

$c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの

引張強度 (N/mm²) ($= 0.31 \sqrt{F_c}$)

A_c : 有効投影面積 (mm²)

せん断力を受ける場合

$$q_{a1} = \Phi_1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a2} = \Phi_2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s c a$$

$$q_{a3} = \Phi_2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$$

- ここで、
- q_{a1} : アンカーボルトのせん断強度により決まる場合の固定ボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
 - q_{a2} : 定着した躯体の支圧強度により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
 - q_{a3} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まる場合のアンカーボルト1本当たりの許容せん断力 (N)
 - Φ_1 : 低減係数 (短期荷重用)
 - Φ_2 : 低減係数 (短期荷重用)
 - $s \sigma_{qa}$: アンカーボルトのせん断強度 ($=0.7 \cdot s \sigma_y$) (N/mm²)
 - $s c a$: アンカーボルトの断面積 (mm²)
 - $c \sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度 (N/mm²)
($=0.5 \sqrt{F_c \cdot E_c}$)
 - $c \sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度 (N/mm²) ($=0.31 \sqrt{F_c}$)
 - A_{qc} : せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積 (mm²)

表 5-8 アンカーボルトの許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値
Φ_1	—	低減係数（短期荷重用）	1.0
Φ_2	—	低減係数（短期荷重用）	2/3
$s\sigma_{pa}$	N/mm ²	六角ボルトの許容引張応力度	660
$s\sigma_y$	N/mm ²	六角ボルトの規格降伏点強度	660
$s_c a$	mm ²	六角ボルトの断面積	816.7
$s\sigma_{pa}$	N/mm ²	アンカーボルトの許容引張応力度	305
$s_c a$	mm ²	タップ部の断面積	1559.1
$c\sigma_t$	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度	1.70
A_c	mm ²	有効投影面積	1047528
d_a	mm	アンカーボルトの径	36
$s\sigma_{qa}$	N/mm ²	アンカーボルトのせん断応力度	213.5
$c\sigma_{qa}$	N/mm ²	コンクリートの支圧強度	446.7
A_{qc}	mm ²	せん断力に対するコーン状破壊面の有効投影面積	277088

表 5-9 地震荷重を考慮する場合のアンカーボルトの短期許容荷重

短期許容荷重 (kN)			
引張			
P_{a1} (固定ボルト部)	P_{a1} (丸鋼ねじ切り部)	P_{a2}	設定値
539.0	475.5	1185.8	475.5

短期許容荷重 (kN)			
せん断			
q_{a1}	q_{a2}	q_{a3}	設定値
174.4	243.2	313.7	174.4

c. スタッドジベル

(a). せん断力を受ける場合

スタッドジベルの許容限界は「日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」を踏まえて表 5-10 の値とする。

スタッドジベルの許容せん断力 Q_a は以下の通り算出される。

$$Q_a = 9.4 \times d^2 \times \sqrt{\sigma_{ck}} = 37156.7$$

ここで Q_a : スタッドジベルの許容せん断力 (N/本)

d : スタッド径 (mm)

σ_{ck} : コンクリート強度 (N/mm²)

表 5-10 スタッドジベルの許容限界

スタッド径 d (mm)	コンクリート強度 σ_{ck} (N/mm ²)	許容せん断力 Q_a (kN/本)
25	40	37.1

(b). 引張力を受ける場合

引張力を受ける場合のスタッドジベルの許容限界は「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定する。

スタッドジベルは躯体に埋め込まれていることから、スタッドジベルが引張力を受ける場合においては、スタッドジベルの降伏により決まる許容荷重 (P_{a1})、コンクリートのコーン状破壊により決まる許容荷重 (P_{a2}) を比較して、いずれか小さい値を採用する。

なお、スタッドジベルは 1 箇所当たり 2 本設置されることから、評価においては 1 箇所当たりで評価を行う。

地震荷重を考慮する場合のスタッドジベルの許容荷重の設定に用いる入力値を表 5-11 に、許容荷重を表 5-12 に示す。

$$P_{a1} = \phi_1 \times c \sigma_{pa} \times s c a$$

$$P_{a2} = \phi_2 \times c \sigma_t \times A_c$$

P_{a1} : スタッドジベルの降伏により決まる場合のスタッドジベル 1 箇所当たりの許容引張力 (kN)

P_{a2} : 定着した躯体のコーン状破壊により決まるスタッドジベル 1 箇所当たりの許容引張力 (kN)

ϕ_1 : 低減係数

ϕ_2 : 低減係数

σ_{pa} : スタッドジベル引張強度 (kN/mm²)

σ_t : コーン状破壊に対するコンクリートの割裂強度 (kN/mm²)

$s_c a$: スタッドジベルの断面積 (mm²)

A_c : 有効投影断面積 (mm²)

P_a : スタッドジベル 1 箇所当たりの許容引張力 (kN)

表 5-11 スタッドジベルの許容荷重の設定に用いる入力値

記号	単位	定義	数値
ϕ_1	—	低減係数 (短期荷重用)	1.0
ϕ_2	—	低減係数 (短期荷重用)	2/3
σ_{pa}	N/mm ²	スタッドジベル引張強度	235
σ_t	N/mm ²	コーン状破壊に対するコンクリートの割裂強度	1.96
$s_c a$	mm ²	スタッドジベルの断面積	981.7
A_c	mm ²	有効投影断面積	92623

表 5-12 地震荷重を考慮する場合のスタッドジベルの短期許容荷重

短期許容荷重 (kN)		
引張		
P_{a1}	P_{a2}	P_a
230.7	121.1	121.1

d. 補強ボルト

補強ボルトは作用する引張力及びせん断力も負担するが、評価では保守的にせん断力はスタッドジベルのみで負担すると仮定し、引張力に対して評価する。

補強ボルトの許容限界は「日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」を踏まえて表 5-13 の値とする。

表 5-13 補強ボルトの短期許容応力度

対象	材質	有効断面積 (mm ²)	許容引張応力度* (N/mm ²)	許容引張力 (kN)
補強ボルト	強度区分 8.8	245	540	132.3

注記* : 短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(2) L型擁壁

L型擁壁の評価に用いる許容限界は、「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、設定する短期許容応力度とする。

L型擁壁の許容限界を表 5-14 に示す。

表 5-14(1) L型擁壁の許容限界（曲げ軸力系の破壊）

材料	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck}=40$ N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	14	21
鉄筋 (SD345)	許容引張応力度 σ_{sa}	196	294

注記*：短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 5-14(2) L型擁壁の許容限界（せん断破壊）

項目	許容応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck}=40$ N/mm ²)	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825

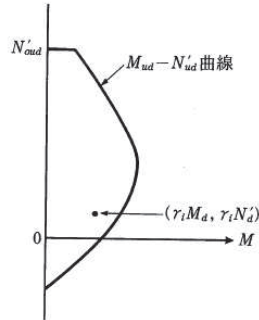
注記*：短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

短期許容応力度による照査を満足しない場合の曲げ・軸力系の破壊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] に基づく圧縮耐力及び曲げ耐力とする。圧縮耐力と曲げ耐力の関係を図 5-8 に示す。

また、設計断面耐力は、以下の仮定に基づき行うものとする。

- (1) 維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例する。
- (2) コンクリートの引張応力は無視する。

コンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ曲線は図 5-9 に従う。



解説 図 6. 2. 1 軸方向耐力と曲げ耐力の関係

図 5-8 圧縮耐力と曲げ耐力の関係

(土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 抜粋)

圧縮耐力の上限値 N'_{oud} は、下式により算定する。

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st}) / \gamma_b$$

ここに、

k_1 : 強度の低減係数 ($=1-0.003f'_{ck} \leq 0.85$)

f'_{ck} : コンクリート強度の特性値

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度

A_c : コンクリートの断面積

f'_{yd} : 軸方向鉄筋の設計圧縮降伏強度

A_{st} : 軸方向鉄筋の全断面積

γ_b : 部材係数 ($=1.3$)

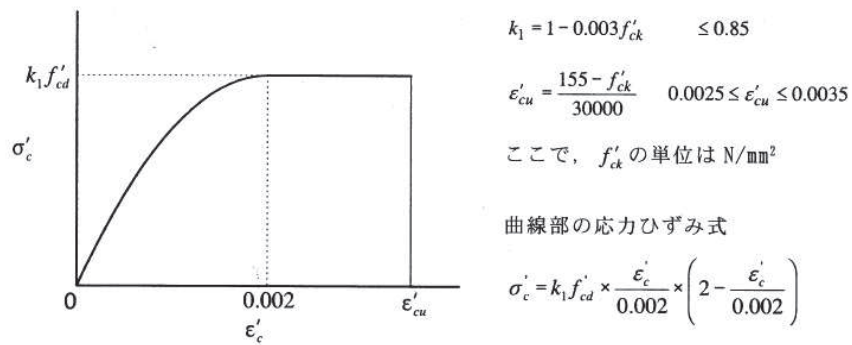


図 3.2.1 コンクリートの応力-ひずみ曲線

(コンクリート)

適用したモデル

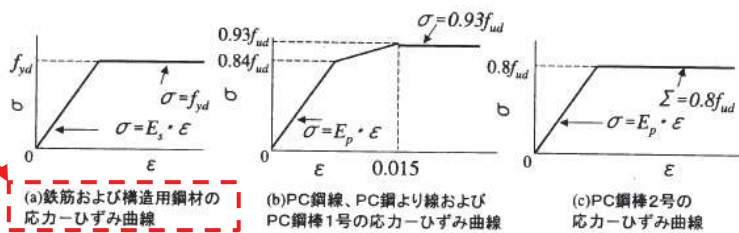


図 3.3.1 鋼材のモデル化された応力-ひずみ曲線

(鋼材)

図 5-9 コンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ曲線

(土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 抜粋)

なお、部材断面のひずみがすべて圧縮となる場合以外は、コンクリートの圧縮応力度の分布を図 5-10 に示す長方形圧縮応力度の分布（等価応力ブロック）と仮定する。

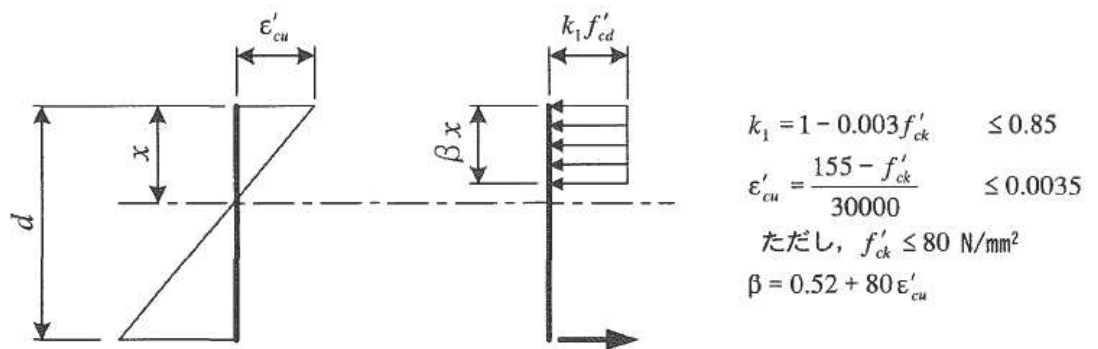


図 6.2.1 等価応力ブロック

図 5-10 等価応力ブロック

(「土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」 抜粋)

(3) 防護柵

防護柵については、重量物を支持しておらず、防護柵自体が基準地震動 S_s の地震力が作用した際に破断し落下することにより上位クラス施設に波及的影響を及ぼすことが考えられる。このため、主柱に大きな変形が生じ耐力が低下する前の変形量を許容限界とする。

「日本建築センター 時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」において、倒壊、崩壊限界の評価判定クライテリアが部材の塑性率 4 以下とされていることを参照し、主柱の変形量の許容限界の指標として、許容塑性率を 4 と設定する。

また、松田ら^{*1}によると、主柱と類似する鋼管杭について実験を行い、塑性率が 4 程度までは直ちに耐力低下につながらないことが示されている（図 5-11）。

防護柵の許容塑性率を表 5-15 に示す。

注記*1：高レベル地震動履歴を受けた鋼管杭の圧縮耐力について（松田ら，1999）

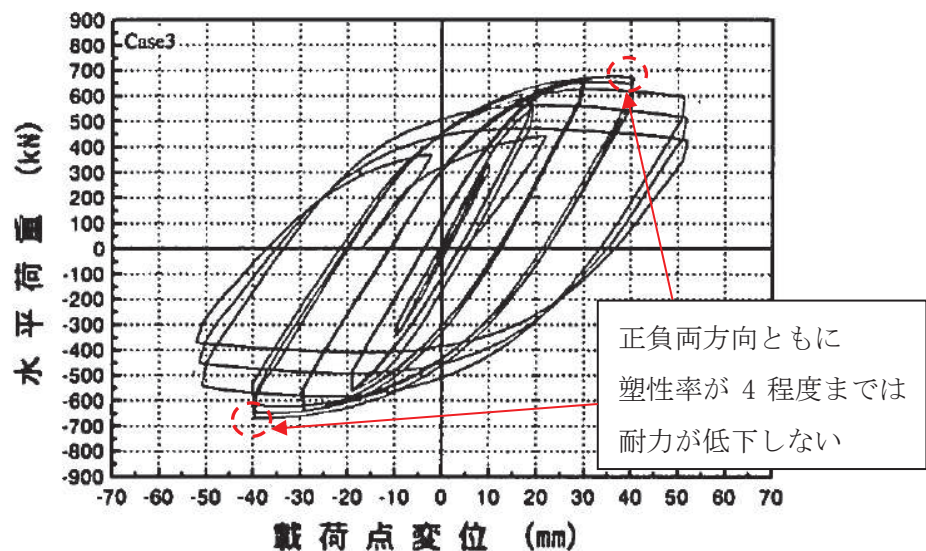


図 5-11 鋼管杭（コンクリート中詰めなし）の水平荷重と載荷点変位の関係

表 5-15 防護柵の許容塑性率

対象	材質	許容塑性率
主柱	STK400	4

せん断力に対する許容限界は、「基本建築基準法関係法令集 建築資料研究社 2006年版」及び「日本建築学会 2019年 鋼構造許容応力度設計規準」に基づき設定する。

防護柵のせん断力に対する短期許容応力度を表 5-16 に示す。

表 5-16 防護柵のせん断力に対する短期許容応力度

対象	材質	許容せん断応力度* (N/mm ²)
主柱	STK400	135

注記*：短期許容応力度は，許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

(4) 点検通路

点検通路の許容限界は、「日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に基づき設定する。

点検通路の短期許容応力度を表 5-17 に示す。

表 5-17 点検通路の短期許容応力度

対象	材質	許容曲げ引張応力度* (N/mm ²)	許容せん断応力度* (N/mm ²)
歩廊支持材	SS400	210	120
手摺支柱	SS400	210	120
アンカーボルト 固定ボルト	強度区分 4.6	210	135

注記*：短期許容応力度は，許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

5.5 評価方法

防護設備を構成する鋼製ブラケット、L型擁壁、防護柵及び点検通路に発生する応力により算出する応力度が、各設備の許容限界以下であることを確認する。

5.5.1 鋼製ブラケット

(1) 鋼製ブラケット

鋼製ブラケットは、図 5-12 に示すとおり、アンカーボルト（8 本：2 本×4 列）により防潮堤背面補強工に固定されている。また、L型擁壁とはスタッドジベル（12 本：2 本×6 列）により一体化している。

鋼製ブラケットの評価は構造や荷重の伝達を考慮し、鋼製ブラケット本体、アンカーボルト及びスタッドジベルについて基準地震動 S_s に対する耐震評価を行う。

鋼製ブラケット本体の設計は図 5-13 に示すとおり背面補強工を固定端とした片持ち梁モデルに鋼製ブラケット本体に作用する各荷重を載荷し、算出した断面力により照査を行う。

照査箇所は最も断面力が大きくなる鋼製ブラケット基部とする。検討ケースは汀線直角方向に地震時の水平力を考慮するケース（荷重ケース①）と汀線方向に地震時の水平力を考慮するケース（荷重ケース②）を行う。

荷重の組合せは表 5-18 のとおり、組合せ係数法（1.0 : 0.4）により評価する。

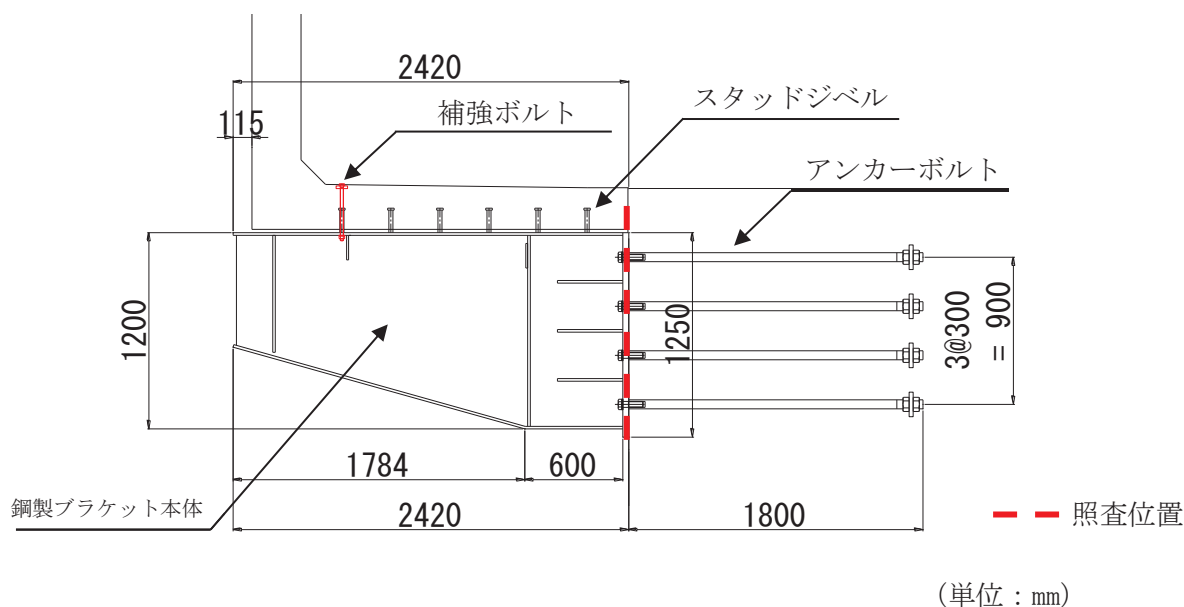


図 5-12 鋼製ブラケット断面図

汀線直角方向に地震時の水平力を考慮するケース

汀線方向に地震時の水平力を考慮するケース

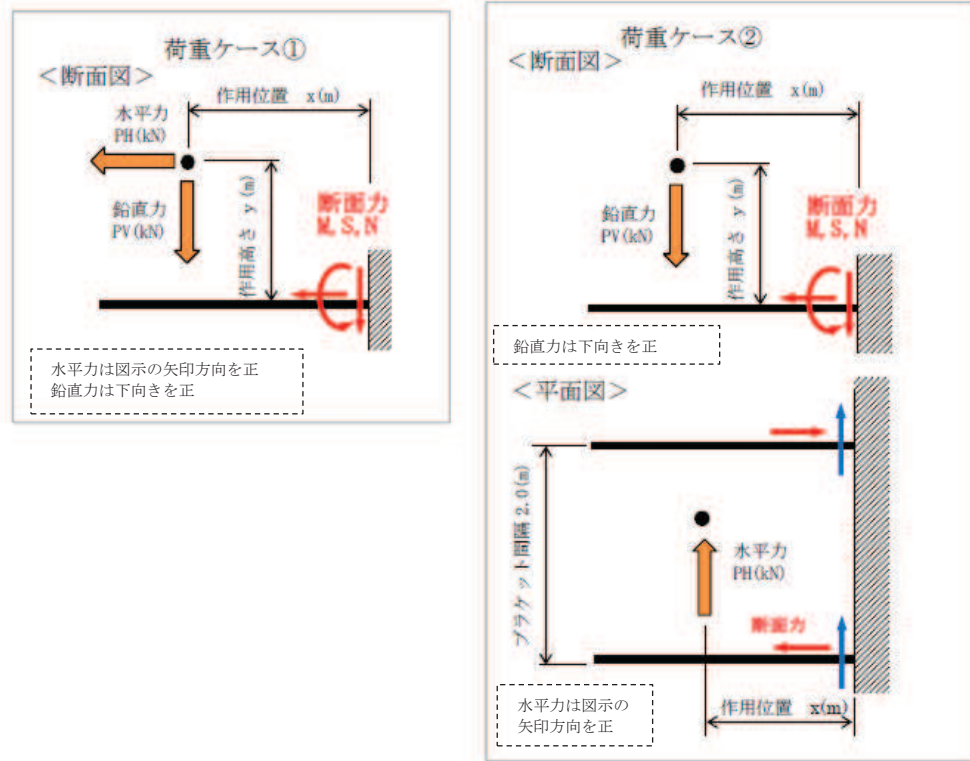


図 5-13 検討ケース

表 5-18 組合せ係数法による荷重ケース

荷重ケース		自重	積載荷重 (積雪荷重等)	地震荷重	
				水平	鉛直
組合せ (1)	荷重ケース① (汀線直角方向)	○	9.8kN/m ²	1.0kh	0.4kv
	荷重ケース② (汀線方向)	○	9.8kN/m ²	1.0kh	0.4kv
組合せ (2)	荷重ケース① (汀線直角方向)	○	9.8kN/m ²	0.4kh	1.0kv
	荷重ケース② (汀線方向)	○	9.8kN/m ²	0.4kh	1.0kv

a. 荷重ケース①（汀線直角方向）の断面力の算定方法

荷重ケース①の断面力算定の概要図を図 5-14 に示す。

断面力が最大となる基部の評価を実施するため、鋼製ブラケットの図心位置を荷重作用点とした片持ち梁としてモデル化する。

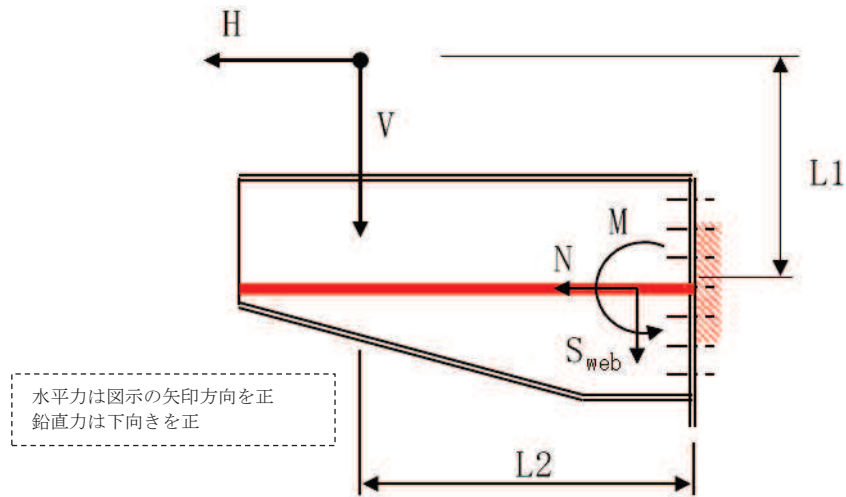


図 5-14 断面力算定概要図（荷重ケース①）

(a) ブラケット基部に発生する最大せん断応力度 τ

$$\tau_{web} = S_{web} / A_{web}$$

τ_{web} : ブラケット基部に発生する最大せん断応力度 (kN/mm²)

S_{web} : ブラケット基部に作用する最大せん断力 (kN)

A_{web} : ブラケット基部のせん断断面積 (mm²)

(b) ブラケット基部に発生する最大曲げ応力度 σ

$$\sigma = N / A + M / Z$$

N : ブラケット基部に作用する最大軸力 (kN)

A : ブラケット基部の軸断面積 (mm²)

M : ブラケット基部に作用する曲げモーメント (kN・m)

Z : ブラケット基部の断面係数 (mm³)

ここで, $M = H \cdot L1 + V \cdot L2$

H : 水平荷重 (kN)

$L1$: 作用位置までの距離 (m)

V : 鉛直荷重 (kN)

$L2$: 作用位置までの距離 (m)

b. 荷重ケース②（汀線方向）の断面力の算定方法

荷重ケース②の断面力の概要図を図 5-15 に示す。

断面力が最大となる基部の評価を実施するため、鋼製ブラケットの図心位置を荷重作用点とした片持ち梁としてモデル化する。

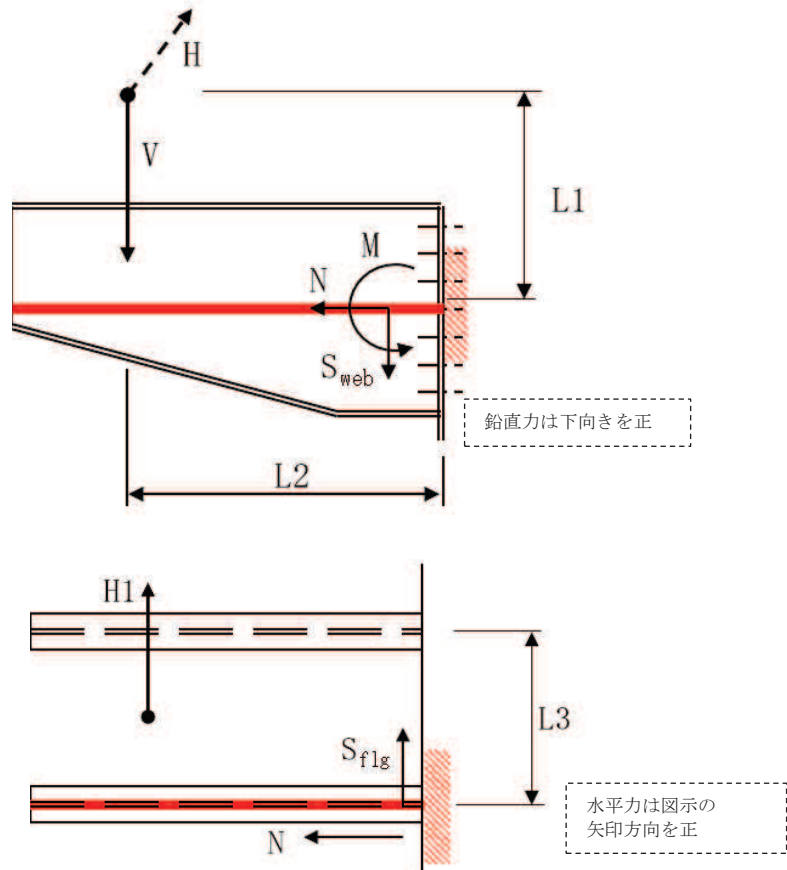


図 5-15 断面力算定概要図（荷重ケース②）

(a) ブラケット基部に発生する鉛直方向最大せん断応力度 τ_{web}

$$\tau_{web} = S_{web} / A_{web}$$

τ_{web} : ブラケット基部に発生する最大せん断応力度 (N/mm²)

S_{web} : ブラケット基部に作用する最大せん断力 (kN)

A_{web} : ブラケット基部のせん断断面積 (mm²)

(b) ブラケット基部に発生する水平方向最大せん断応力度 τ_{flg}

$$\tau_{flg} = S_{flg} / A_{flg}$$

τ_{flg} : ブラケット基部に発生する最大せん断応力度 (N/mm²)

S_{flg} : ブラケット基部に作用する最大せん断力 (kN)

A_{flg} : ブラケット基部のせん断断面積 (mm²)

(c) ブラケット基部に発生する最大曲げ応力度 σ

$$\sigma = N/A + M/Z$$

N : ブラケット基部に作用する最大軸力 (N/mm)

A : ブラケット基部の軸断面積 (mm²)

M : ブラケット基部に作用する最大曲げモーメント (kN・m)

Z : ブラケット基部の断面係数 (mm³)

ここで, $N = 2 \cdot H \cdot L_2 / L_3$

$$M = V \cdot L_2$$

H : 水平荷重 (kN)

L₂ : 作用位置までの距離 (m)

L₃ : ブラケット間隔 (m)

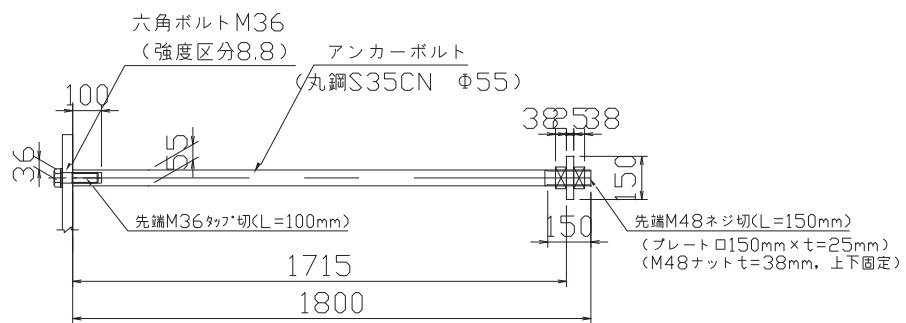
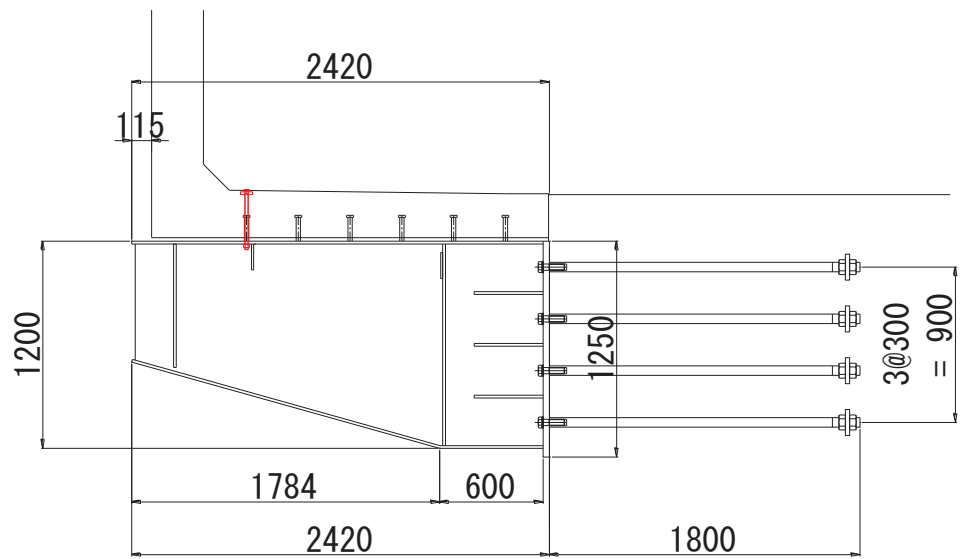
V : 鉛直荷重 (kN)

(2) アンカーボルト

アンカーボルトは「日本建築学会 2010年 各種合成構造設計指針・同解説」に準じて照査を行う。

鋼製ブラケットの耐震評価において得られる曲げモーメント、軸力（引張力）及びせん断力によりアンカーボルト1本当たりに作用する引張力及びせん断力を算出し、許容限界以下であることを確認する。なお、軸力の照査においては曲げモーメントによって生じる軸力を考慮するものとする。

アンカーボルトの概要図を図5-16に示す。



(単位：mm)

図 5-16 アンカーボルト概要図

a. 荷重ケース①（汀線直角方向）

(a) アンカーボルトに作用するせん断力 S_a

$$S_a = S / n$$

S_a : アンカーボルト 1 本あたりに作用するせん断力 (kN)

S : 基準地震動 S_s による鉛直方向の地震荷重 (kN)

n : アンカーボルトの本数 (本)

(b) アンカーボルトに作用する引張力 P

$$P = N / n + P_3$$

P : 固定ボルト 1 本あたりに作用する引張力 (kN)

N : ブラケット基部に作用する最大軸力 (kN)

n : アンカーボルトの本数 (本)

P_3 : 曲げモーメントによって生じるアンカー軸力 (kN)

b. 荷重ケース②（汀線方向）

(a) アンカーボルトに作用するせん断力 S_a

$$\text{ここで, } S_a = \sqrt{S_{\text{web}}^2 + S_{\text{flg}}^2} / n$$

S_{web} : 鉛直方向のせん断力 (kN)

S_{flg} : 水平方向のせん断力 (kN)

n : アンカーボルトの本数 (本)

(b) アンカーボルトに作用する引張力 P

$$P = N / n + P_3$$

P : 固定ボルト 1 本あたりに作用する引張力 (kN)

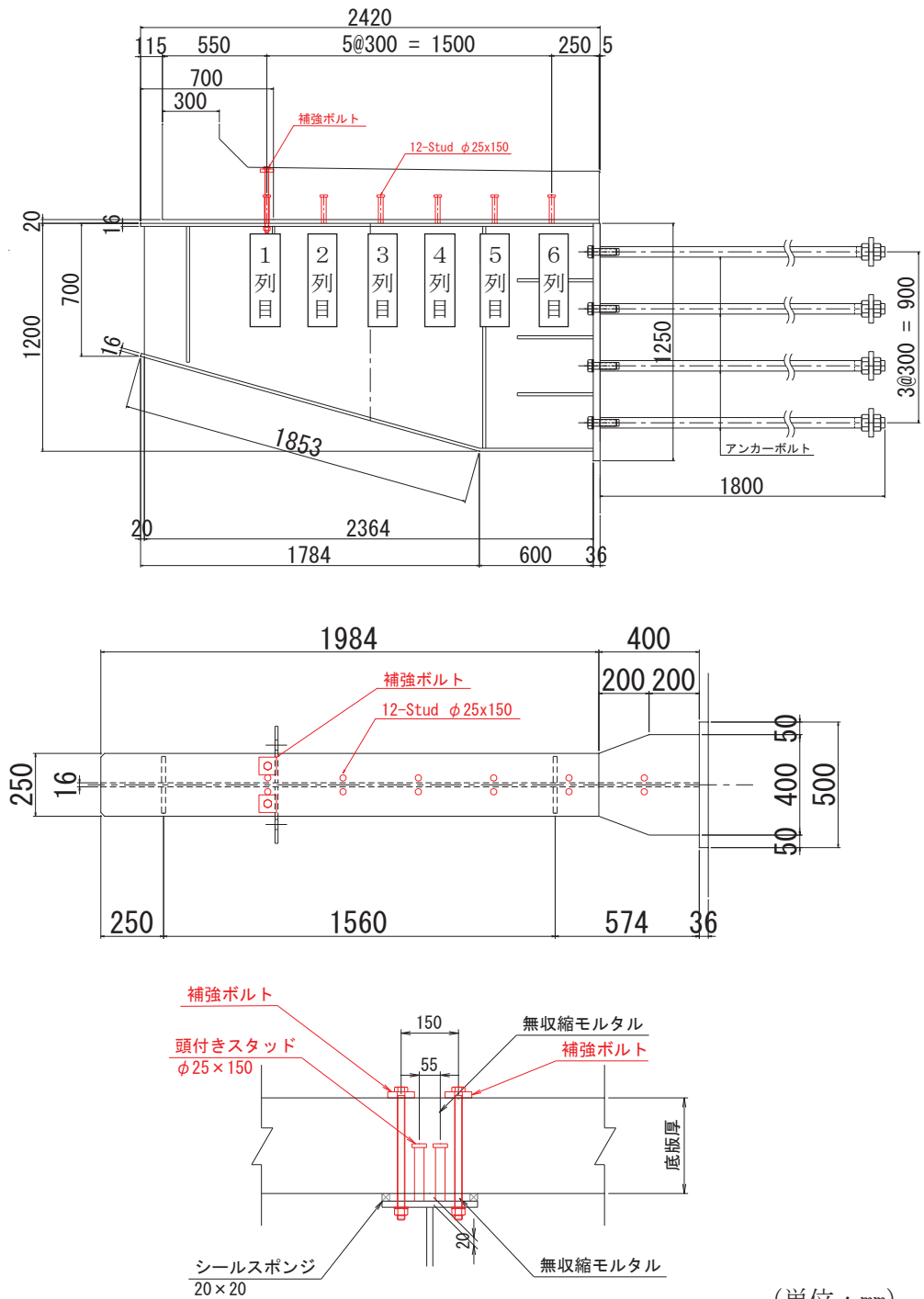
N : ブラケット基部に作用する最大軸力 (kN)

n : アンカーボルトの本数 (本)

P_3 : 曲げモーメントによって生じるアンカー軸力 (kN)

(3) スタッドジベル

図5-17に示すとおり，鋼製ブラケットとL型擁壁はスタッドジベル（12本）と補強ボルト（2本）により一体化を図っている。スタッドジベルのせん断に対する評価は「日本道路協会 平成24年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」に，引抜きに対する評価は「日本建築学会 2010年 各種合成構造設計指針・同解説」に準じて設計を行う。



(単位：mm)

図5-17 スタッドジベル及び補強ボルト概要図

a. せん断に対する評価方法

せん断に対する評価については「(1) 鋼製ブラケット」に示す評価において算出される各ケースの地震時水平力を用いてスタッドジベル1本あたりに作用する最大せん断力を算出し、許容限界以下であることを確認する。

スタッドジベル1本あたりに作用する最大せん断力 S_a

$$S_a = H / n$$

S_a : スタッドジベル1本あたりに作用する最大せん断力 (kN)

H : ブラケットに作用する地震時水平力 (kN)

n : スタッドジベルの本数 (本)

b. 引抜きに対する評価方法

引抜きに対する照査については、「5.4.2 L型擁壁の評価方法」におけるフレーム解析で得られるばね反力を用いてスタッドジベル1箇所当たりの最大引張力を算出し、スタッドジベルの降伏及びL型擁壁底版のコーン状破壊に対して許容限界以下であることを確認する。

なお、スタッドジベルは1箇所当たり2本設置されることから、評価においては1箇所当たりで評価を行う。

$$P \leq P_a$$

P : スタッドジベル1箇所当たりに作用する引張力 (kN)

P_a : スタッドジベル1箇所当たりの許容引張力 (kN)

(3) 補強ボルト

図 5-17 に示すとおり、補強ボルトは最大引張力が作用するスタッドジベル（1列目（陸側））を補強する目的で設置する。補強ボルトの引抜きに対する照査については、「5.4.2 L型擁壁の評価方法」におけるフレーム解析で得られるばね反力を用いて最大引張力を算出し、補強ボルトの許容限界以下であることを確認する。

なお、補強ボルトの設置箇所の引抜きに対する照査については、スタッドジベルは考慮せず補強ボルトのみで評価を行う。また、補強ボルトは1箇所当たり2本設置されることから、評価においては1本あたりで評価を行う。

$$P / 2 \leq P_a$$

P : 補強ボルト1箇所当たり（補強ボルト2本あたり）に作用する引張力 (kN)

P_a : 補強ボルト1本当たりの許容引張力 (kN)

5.5.2 L型擁壁の評価方法

L型擁壁の設計はL型擁壁1基(4m)が鋼製ブラケット2箇所により固定されている構造を踏まえ、汀線直角方向及び汀線方向のフレーム解析により地震時の断面力を算出する。図5-18に汀線直角方向のモデルを、図5-19に汀線方向のモデルを示す。

汀線方向モデルについては、L型擁壁が2基の鋼製ブラケットにより固定されていることから2点を支持点としたモデルにより解析を行う。

フレーム解析には解析コード「FRAME マネージャ Ver6.0.2」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。

汀線直角方向の評価に用いる設計震度はL型擁壁側壁の地震動の増幅を考慮するため、「5.2 設計用地震力」に示す設計震度を用いる。汀線方向についてはL型擁壁底版の照査であり、底版は剛構造である鋼製ブラケットと一体構造であることを踏まえ、鋼製ブラケットと同じ設計震度とする(表5-19)。

地震方向は水平、鉛直とも2方向を考慮し、荷重の組合せは組合せ係数法(1.0:0.4)により評価する。検討ケースを表5-20に示す。

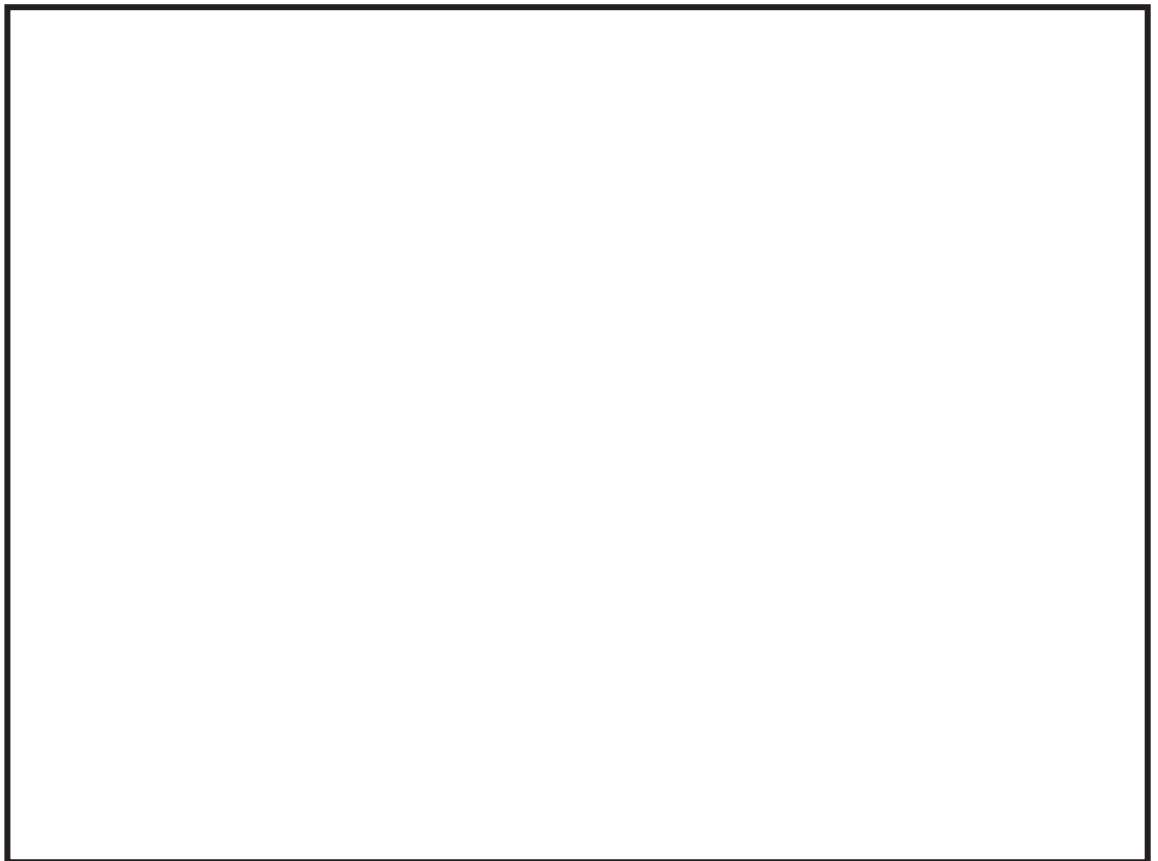


図5-18 汀線直角方向のモデル

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

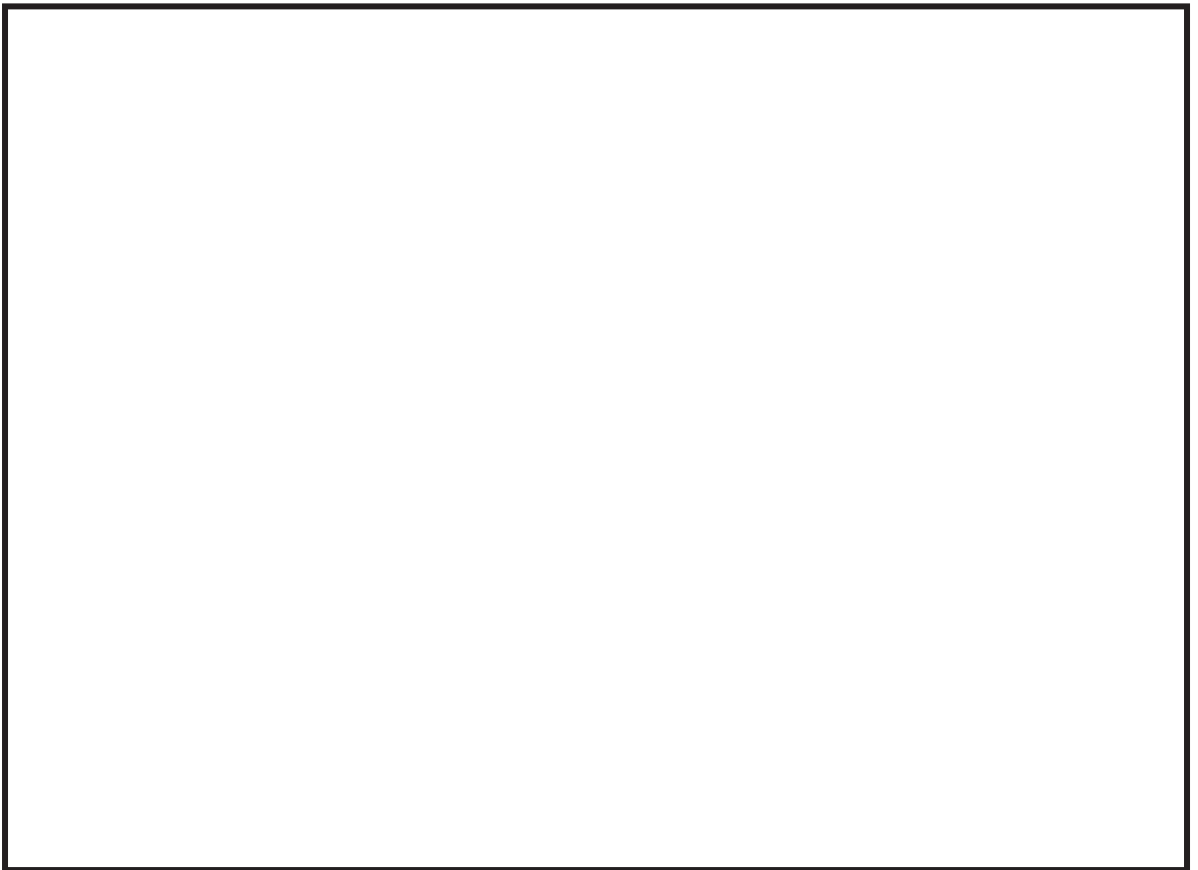


図 5-19 汀線方向のモデル

表 5-19 設計震度

汀線直角方向の設計震度	水平 3.2, 鉛直 2.0
汀線方向の設計震度	水平 2.0, 鉛直 2.0

表 5-20 検討ケース (汀線直角方向, 汀線方向共通)

ケースA	水平 1.0←+鉛直 0.4↑
ケースB	水平 1.0←+鉛直 0.4↓
ケースC	水平 1.0→+鉛直 0.4↑
ケースD	水平 1.0→+鉛直 0.4↓
ケースE	水平 0.4←+鉛直 1.0↑
ケースF	水平 0.4←+鉛直 1.0↓
ケースG	水平 0.4→+鉛直 1.0↑
ケースH	水平 0.4→+鉛直 1.0↓

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

(1) ばね定数の算定

L型擁壁は鋼製ブラケットとスタッドジベルにより一体構造で接していることから、汀線直角方向のモデルの底面には鋼製ブラケットの剛性を考慮したばねを配置して解析を行う。

L型擁壁のばね定数の算定に当たっては、L型擁壁及び鋼製ブラケットが一体構造であることを踏まえ、L型擁壁及び鋼製ブラケットの荷重作用時の鉛直変位が同一となるようにばね定数を算出する。具体的には、端部をピン支持とし、底版下部に分布ばねを配置したL型擁壁と、片持ち梁としてモデル化したブラケットの先端に荷重Pをかけた際の変位 δ が同一となるようにばね定数kを設定する。

ばね定数の算定概要図を図5-20に、ばね定数の算定結果を表5-21に示す。

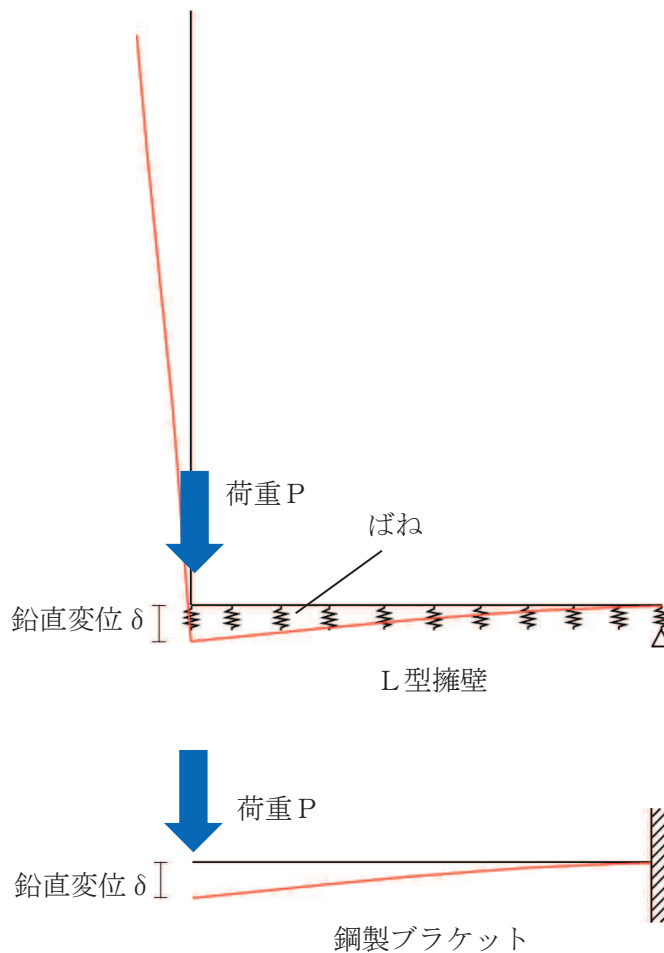


図 5-20 ばね定数算定概要図

表 5-21 ばね定数の算定結果

対象	荷重 P (kN)	鉛直変位 δ (m)	ばね定数 k (kN/m ²)
L型擁壁	100	0.169	1.82×10^6
鋼製ブラケット	100	0.169	—

(2) 曲げ・軸力に対する評価方法

フレーム解析で得られた断面力からコンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力を算出し、許容限界以下であることを確認する。応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver8.0.7」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。

a. コンクリート

$$\sigma_c \leq \sigma_{c a}$$

ここで、 σ_c : コンクリートの発生曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

$\sigma_{c a}$: コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

b. 鉄筋

$$\sigma_s \leq \sigma_{s a}$$

ここで、 σ_s : 鉄筋の発生曲げ引張応力度 (N/mm²)

$\sigma_{s a}$: 鉄筋の許容曲げ引張応力度 (N/mm²)

(3) せん断力に対する評価方法

せん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \frac{Q}{b_w \cdot z} \quad \left(z = \frac{d}{1.15} \right)$$

$$\tau \leq \tau_{a 1}$$

ここで、 $\tau_{a 1}$: 許容せん断応力度 (N/mm²)

Q : せん断力 (N)

b_w : 単位幅 (mm)

d : 有効高さ (mm)

z : 圧縮合力の作用点から引張鉄筋断面の図心までの距離 (mm)

5.5.3 防護柵の評価方法

防護柵の設計は主柱の基部を固定端とした片持ち梁としてモデル化し，地震時慣性力と風荷重による断面力を算出し，断面照査を行う。

(1) 地震時慣性力による主柱基部の断面力の算出

自重及び地震時慣性力を等分布荷重として作用させる。慣性力による荷重の概念図を図5-21に示す。

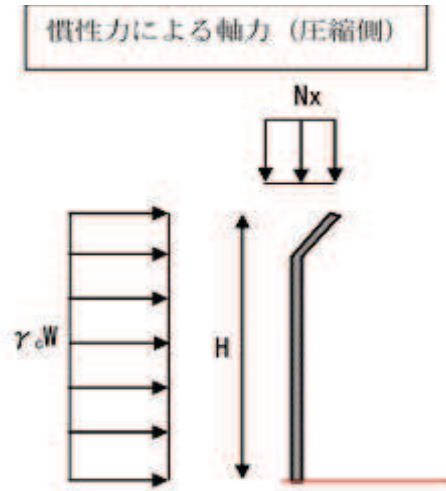


図 5-21 慣性力による荷重の概念図

a. 慣性力による主柱基部曲げモーメント

$$M_x = \frac{k_h \gamma_c W H^2}{2}$$

M_x : 主柱基部曲げモーメント (kN・m)

k_h : 設計水平震度

γ_c : 自重 (kN/m)

W : 負担幅 (m)

H : 主柱高さ (m)

b. 慣性力による主柱基部軸力

$$N_x = k_v \gamma_c W H$$

N_x : 主柱基部軸力 (kN)

k_v : 設計鉛直震度

慣性力による主柱基部せん断力

$$S_x = k_h \gamma_c W H$$

S_x : 主柱基部せん断力 (kN)

(2) 風荷重による支柱基部の断面力

風荷重による支柱基部の断面力を算出するための風荷重の算出方法を以下に示す。係数等は「日本建築学会 2004 年 建築物荷重指針・同解説」に基づき設定する。

$$P_k = C_f \times q \times A_k$$

P_k : 風荷重 (kN)

C_f : 風力係数

q : 速度圧 (kN/m²)

A_k : 受風面積 (m²)

$$q = 0.6E \cdot V_0^2$$

$$E = E_r^2 \cdot G_f$$

$$E_r = 1.7 \left(\frac{Z_b}{Z_G} \right)^\alpha \quad (\text{H が } Z_b \text{ 以下の場合})$$

$$E_r = 1.7 \left(\frac{H}{Z_G} \right)^\alpha \quad (\text{H が } Z_b \text{ を超える場合})$$

ここで、 E : 速度圧の高さ方向の分布を示す係数

E_r : 平均風速の高さ方向の分布を示す係数 (表 5-22)

V_0 : 基準風速 (m/s)

G_f : ガスト影響係数

H : 建築物の高さと軒の高さとの平均 (m)

Z_b, Z_G, α : 地表面粗度区分に応じた係数

表 5-22 平均風速の高さ方向の分布を示す係数 E_r
(建設省告示第 1 4 5 4 号)

HがZb以下の場合		$E_r=1.7(Z_b/Z_G)^\alpha$		
HがZbを超える場合		$E_r=1.7(H/Z_G)^\alpha$		
この表において、 E_r 、 Z_b 、 Z_G 、 α 及びHは、それぞれ次の数値を表すものとする。				
E_r 平均風速の高さ方向の分布を表す係数				
Z_b 、 Z_G 及び α 地表面粗度区分に応じて次の表に掲げる数値				
地表面粗度区分		Z_b (単位 m)	Z_G (単位 m)	α
I	都市計画区域外にあって、極めて平坦で障害物が無いものとして特定行政庁が規則で定める区域	5	250	0.10
II	都市計画区域外にあって地表面粗度区分Iの区域以外の区域(建築物の高さが13m以下の場合を除く。)又は都市計画区域内にあって地表面粗度区分IVの区域以外の区域のうち、海岸線又は湖岸線(対岸までの距離が1,500m以上のものに限る。以下同じ。)までの距離が500m以内の地域(ただし、建築物の高さが13m以下である場合又は当該海岸線若しくは湖岸線からの距離が200mを超え、かつ、建築物の高さが31m以下である場合を除く。)	5	350	0.15
III	地表面粗度区分I、II又はIV以外の区域	5	450	0.20
IV	都市計画区域内にあって、都市化が極めて著しいものとして特定行政庁が規則で定める区域	10	550	0.27
H 建築物の高さと軒の高さとの平均(単位 m)				

防護柵は、菱形金網とそれ以外の部材でそれぞれの風荷重を求める。両者に共通して使用する数値を表 5-23 に示す。また、充実率と風力係数の関係を表 5-24 に示す。

表 5-23 防護柵の風荷重算出に用いる値

設計基準風速	V_0	30.0	m/s
ガスト影響係数	G_f	1.0	-
建築物の高さ	H		m
地表面の粗度区分による係数	α	0.2	-
地表面の粗度区分による係数	Z_b	5	m
地表面の粗度区分による係数	Z_G	450	m

注記*：地震と風荷重の継続時間がともに短く、同時に発生する確率が低いことを踏まえ 1.0 とする

*

表 5-24 地上に建つフェンスの風力係数 C_f *

充実率 ϕ	風力係数 C_f
0.0	1.2
0.2	1.5
0.6	1.7
≥ 0.9	1.2

注記*：「日本建築学会 2004 年 建築物荷重指針・同解説」参照

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

a. 菱形金網に作用する風荷重 P_{k1}

菱形金網の充実率を表 5-25 に示す。表 5-22 より風力係数は 1.38 と求めることができる。

表 5-25 菱形金網の充実率

--

$$H \geq Z_b$$

E_r : 平均風速の高さ方向の分布を表す係数

$$E_r = 1.7 \times (H/Z_G)^\alpha$$

E_r	
-------	--

E : 速度圧の高さ方向の分布を表す係数

$$E = E_r^2 \times G_f$$

E	
-----	--

q : 速度圧

$$q = 0.6 \times E \times V_0^2$$

q		kN/m^2
-----	--	-----------------

C_f : 風力係数 (菱形金物)

C_f	1.38
-------	------

P_{k1} : 風荷重

$$P_{k1} = C_f \times q$$

P_{k1}		kN/m^2
----------	--	-----------------

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

b. 菱形金網以外に作用する風荷重 P_{k2}

菱形金網以外は充実率 1.0 と考えることができるため、表 5-22 より風力係数は 1.2 とする。

$$H \geq Z_b$$

E_r : 平均風速の高さ方向の分布を表す係数

$$E_r = 1.7 \times (H/Z_G)^\alpha$$

E_r	
-------	--

E : 速度圧の高さ方向の分布を表す係数

$$E = E_r^2 \times G_f$$

E	
-----	--

q : 速度圧

$$q = 0.6 \times E \times V_0^2$$

q		kN/m ²
-----	--	-------------------

C_f : 風力係数 (菱形金物以外)

C_f	1.20
-------	------

P_{k2} : 風荷重

$$P_{k2} = C_f \times q$$

P_{k2}		kN/m ²
----------	--	-------------------

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

c. 風荷重による支柱基部の断面力の算定

菱形金網に作用する風荷重 P_{k1} 、菱形金網以外に作用する風荷重 P_{k2} を用いて支柱基部の曲げモーメントとせん断力を算出する。風荷重の载荷概要図を図 5-22 に示す。

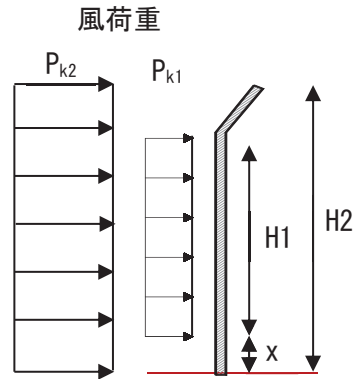


図 5-22 風荷重の载荷概要図

基部曲げモーメント

$$M_p = P_{k1} \cdot \phi \cdot A1 \cdot \left(x + \frac{H1}{2} \right) + P_{k2} \cdot A2 \cdot \frac{H2}{2}$$

基部せん断力

$$S_p = P_{k1} \cdot \phi \cdot A1 + P_{k2} \cdot A2$$

ここで、 P_{k1} ：金網風荷重 (kN/mm²)

ϕ ：充実率

$A1$ ：金網負担面積 (mm²)

x ：L型擁壁の天端から菱形金網の下端までの距離 (mm)

$H1$ ：金網高さ (mm)

P_{k2} ：金網以外の風荷重 (kN/mm²)

$A2$ ：金網以外の負担面積 (mm²)

$H2$ ：支柱高さ (mm)

(3) 評価方法

防護柵の照査は曲げモーメント及び軸力に対する評価については「日本道路協会 平成24年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編」に基づき塑性率を算出し照査を行う。せん断力に対する評価については「基本建築基準法関係法令集 建築資料研究社 2006年版」及び「日本建築学会 2019年 鋼構造許容応力度設計規準」に基づく許容せん断応力度を許容限界とし、算出したせん断力が許容限界を超えないことを確認する。

a. 曲げモーメント及び軸力に対する評価

$$\text{塑性率} = \frac{M_1}{M_p} \leq \text{許容塑性率}$$

$$M_p = M_{p0} \cdot \cos\left(\frac{\alpha \cdot \pi}{2}\right)$$

$$\alpha = \frac{N}{N0}$$

$$N0 = \sigma_y \cdot A / 1000$$

$$M_{p0} = Z_p \cdot \sigma_y$$

$$Z_p = \frac{4}{3} \cdot r^3 \left\{1 - \left(\frac{1-t}{r}\right)^3\right\}$$

ここで、 M_1 : 防護柵支柱基部の曲げモーメント (kN・m)

M_p : 全塑性モーメント (kN・m)

M_{p0} : 軸力0の場合の全塑性モーメント (kN・m)

α : 軸力比

N : 作用軸力 (kN)

$N0$: モーメント0の場合の降伏軸力 (kN)

σ_y : 降伏点 (N/mm²)

Z_p : 塑性断面係数 (mm³)

r : 鋼管外径 (mm)

t : 板厚 (mm)

A : 断面積 (mm²)

b. せん断力に対する評価

$$\tau_1 = \frac{V_1}{A'_1}$$

$$\tau_1 \leq \tau_{1a}$$

ここで、 τ_1 : 防護柵支柱の発生せん断応力度 (N/mm²)

V_1 : 防護柵支柱のせん断力 (N)

A'_1 : 防護柵支柱のせん断抵抗断面積 (mm²) (= $A_1/2$)

τ_{1a} : 防護柵支柱の短期許容せん断応力度 (N/mm²)

5.5.4 点検通路の評価方法

点検通路は図 5-23 に示すとおり，歩廊支持材，歩廊桁，床材（グレーチング）及び手摺で構成されており，L型擁壁の側部に歩廊支持材（H-150×150）を溶接したベースプレートを用いて固定している。また，手摺は歩廊桁にボルト固定されている。

点検通路の設計は，構造及び荷重の伝達を考慮し，歩廊支持材について，背面補強工側面を固定端とした片持ち梁モデルに地震時荷重を載荷し断面力照査を行う。また，歩廊支持材を固定しているアンカーボルトについて引張応力度を算出し照査を行う。

手摺支柱は歩廊桁を固定端とした片持ち梁モデルに地震時荷重及び風荷重を載荷し算出した断面力により照査を行う。また，手摺支柱を固定している固定ボルトについて引張応力度を算出し照査を行う。

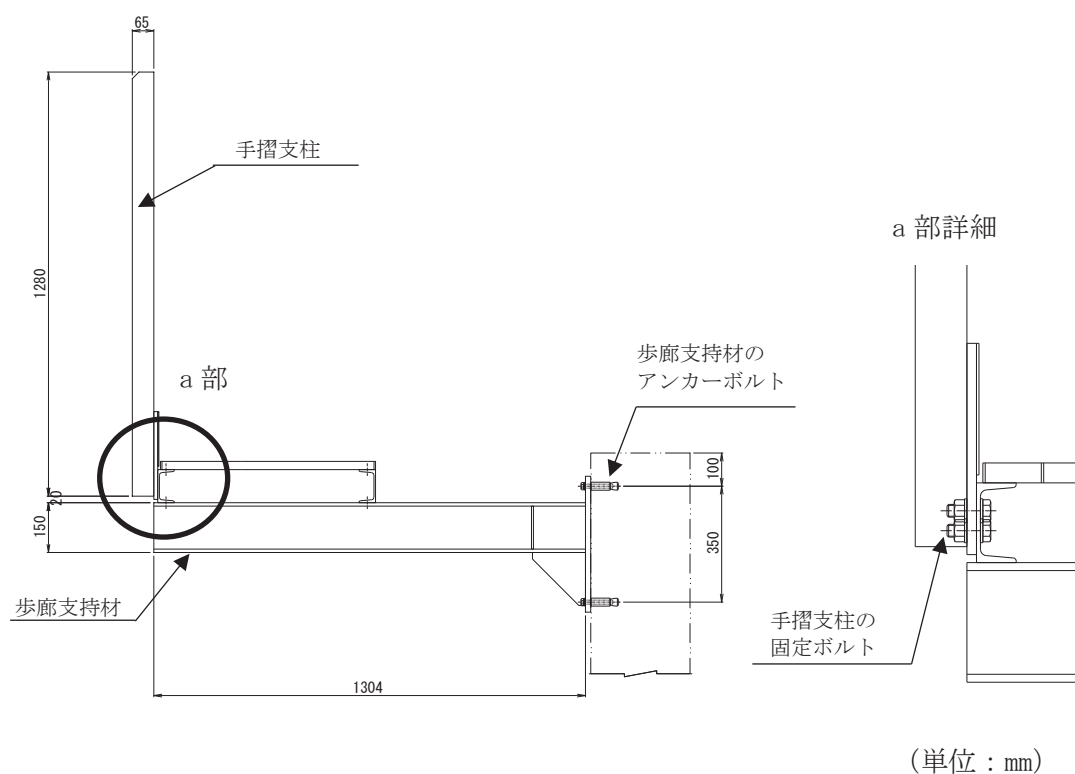


図 5-23 点検通路概要図

(1) 歩廊支持材の断面力の算出

a. 引張応力度 (σ) の算出

$$\sigma = M / Z_x$$

σ : 引張応力度 (N/mm²)

M : 歩廊支持材に作用するモーメント (N・mm)

Z_x : 歩廊支持材の断面係数 (mm³)

b. せん断応力度 (τ) の算出

$$\tau = S / A_w$$

τ : せん断応力度 (τ) (N/mm²)

S : 歩廊支持材に作用するせん断力 (N)

A_w : ウェブの断面積 (mm²)

(2) 手摺支柱の断面力の算出

a. 地震時の断面力

(a) 慣性力による基部曲げモーメント

$$M_x = \Sigma (k_h \cdot P_n \cdot W \cdot x_n)$$

M_x : 慣性力による曲げモーメント (kN・m)

k_h : 設計水平震度

P_n : 各部材の自重 (kN/m)

W : 負担幅 (m)

x_n : 基部から各部材の重心までの距離 (m)

(b) 慣性力による基部軸力

$$N_x = \Sigma (k_v \cdot P_n \cdot W)$$

N_x : 鉛直方向慣性力 (kN)

k_v : 設計鉛直震度

(c) 慣性力による基部せん断力

$$S_x = \Sigma (k_h \cdot P_n \cdot W)$$

S_x : 慣性力によるせん断力 (kN)

b. 風荷重による断面力

風荷重による手摺支柱の断面力を算出するための風荷重の算出方法を以下に示す。係数等は「日本建築学会 2004 年 建築物荷重指針・同解説」に基づき設定する。

$$P_k = C_f \times q \times A_k$$

P_k : 風荷重 (kN)

C_f : 風力係数

q : 速度圧 (kN/m²)

A_k : 受風面積 (m²)

$$q = 0.6 \times E \cdot V_0^2$$

$$E = E_r^2 \cdot G_f$$

$$E_r = 1.7 \left(\frac{Z_b}{Z_G} \right)^\alpha \quad (H \text{ が } Z_b \text{ 以下の場合})$$

$$E_r = 1.7 \left(\frac{H}{Z_G} \right)^\alpha \quad (H \text{ が } Z_b \text{ を超える場合})$$

ここで、 E : 速度圧の高さ方向の分布を示す係数

E_r : 平均風速の高さ方向の分布を示す係数 (表 5-26)

V_0 : 基準風速 (m/s)

G_f : ガスト影響係数

H : 建築物の高さと軒の高さとの平均 (m)

Z_b, Z_G, α : 地表面粗度区分に応じた係数

表 5-26 平均風速の高さ方向の分布を示す係数 E_r
(建設省告示第 1 4 5 4 号)

HがZb以下の場合		$E_r=1.7(Z_b/Z_G)^\alpha$		
HがZbを超える場合		$E_r=1.7(H/Z_G)^\alpha$		
この表において、 E_r 、 Z_b 、 Z_G 、 α 及びHは、それぞれ次の数値を表すものとする。				
E_r 平均風速の高さ方向の分布を表す係数				
Z_b 、 Z_G 及び α 地表面粗度区分に応じて次の表に掲げる数値				
地表面粗度区分		Z_b (単位 m)	Z_G (単位 m)	α
I	都市計画区域外にあって、極めて平坦で障害物がないものとして特定行政庁が規則で定める区域	5	250	0.10
II	都市計画区域外にあって地表面粗度区分 I の区域以外の区域(建築物の高さが13m以下の場合を除く。)又は都市計画区域内にあって地表面粗度区分IVの区域以外の区域のうち、海岸線又は湖岸線(対岸までの距離が1,500m以上のものに限る。以下同じ。)までの距離が500m以内の地域(ただし、建築物の高さが13m以下である場合又は当該海岸線若しくは湖岸線からの距離が200mを超え、かつ、建築物の高さが31m以下である場合を除く。)	5	350	0.15
III	地表面粗度区分 I、II 又はIV以外の区域	5	450	0.20
IV	都市計画区域内にあって、都市化が極めて著しいものとして特定行政庁が規則で定める区域	10	550	0.27
H 建築物の高さと軒の高さとの平均(単位 m)				

手摺支柱の風荷重算出に用いる値を表 5-27 に示す。

表 5-27 手摺支柱の風荷重算出に用いる値

設計基準風速	V_0	30.0	m/s
ガスト影響係数	G_f	1.0 *	-
建築物の高さ	H	8.320	m
地表面の粗度区分 による係数	α	0.2	-
地表面の粗度区分 による係数	Z_b	5	m
地表面の粗度区分 による係数	Z_G	450	m
風力係数	C_f	1.20	-

注記*：地震と風荷重の継続時間がともに短く、同時に発生する確率が低いことを踏まえ 1.0 とする

(a) 手摺支柱に作用する風荷重 P_k

$$H \geq Z_b$$

E_r ：平均風速の高さ方向の分布を表す係数

$$E_r = 1.7 \times (H/Z_G)^\alpha$$

E_r	0.765
-------	-------

E：速度圧の高さ方向の分布を表す係数

$$E = E_r^2 \times G_f$$

E	0.586
---	-------

q：速度圧

$$q = 0.6 \times E \times V_0^2$$

q	0.316	kN/m ²
---	-------	-------------------

P_k ：風荷重

$$P_k = C_f \times q$$

P_k	0.38	kN/m ²
-------	------	-------------------

(b) 風荷重による手摺支柱基部の断面の算定

風荷重を用いて手摺支柱基部の曲げモーメントとせん断力を算出する。手摺支柱荷重の概要図を図 5-24 に示す。

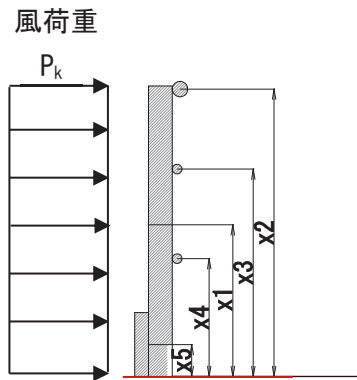


図 5-24 手摺支柱荷重 概要図

風荷重による基部モーメント

$$M_p = P_k \cdot (x_1 \cdot A_1 + x_2 \cdot A_2 + x_3 \cdot A_3 + x_4 \cdot A_4 + x_5 \cdot A_5)$$

風荷重による基部せん断力

$$S_p = P_k \cdot (A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5)$$

ここで, P_k : 風荷重 (kN/mm^2)

A_n : 各部材の受風面積 (m^2)

x_n : L型擁壁天端から各部材の中心までの距離 (mm)

(3) 評価方法

手摺の照査は許容応力度法により行い、照査は曲げ応力度照査とせん断応力度照査を実施する。

a. 曲げ応力度照査

$$\sigma_2 = \frac{M_2}{Z_2} + \frac{N_2}{A_2}$$

$$\sigma_2 \leq \sigma_{2a}$$

ここで、 σ_2 :手摺支柱の発生曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

M_2 :手摺支柱の曲げモーメント (N・m)

Z_2 :手摺支柱の断面係数 (mm³)

N_2 :手摺支柱の軸力 (N)

A_2 :手摺支柱の断面積 (mm²)

σ_{2a} :手摺支柱の短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

b. せん断応力度照査

$$\tau_2 = \frac{V_2}{A'_2}$$

$$\tau_2 \leq \tau_{2a}$$

ここで、 τ_2 :手摺支柱の発生せん断応力度 (N/mm²)

V_2 :手摺支柱のせん断力 (N)

A'_2 :手摺支柱のせん断抵抗断面積 (mm²)

τ_{2a} :手摺支柱の短期許容せん断応力度 (N/mm²)

6. 評価結果

防護設備の各評価部位の発生断面力及び発生荷重は許容限界を下回っており、近傍に設置された上位クラス施設である防潮堤等に対して波及的影響を及ぼさないことを確認した。

6.1 鋼製ブラケット

6.1.1 鋼製ブラケット本体

鋼製ブラケット本体の照査結果を表 6-1 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-1 鋼製ブラケット本体

評価部位	評価項目	荷重 ケース	発生 応力度 (a) (N/mm ²)	許容限界 (b) (N/mm ²)	照査値 (a / b)
鋼製ブラケ ット本体	曲げ + 軸力	荷重ケース① 1.0H+0.4V	85	210	0.41
		荷重ケース② 1.0H+0.4V	51	210	0.25
		荷重ケース① 0.4H+1.0V	82	210	0.40
		荷重ケース② 0.4H+1.0V	69	210	0.33
	せん断力	荷重ケース① 1.0H+0.4V	12	120	0.10
		荷重ケース② 1.0H+0.4V	31* ¹	120	0.26
			12* ²	120	0.10
		荷重ケース① 0.4H+1.0V	20	120	0.17
		荷重ケース② 0.4H+1.0V	13* ¹	120	0.11
			20* ²	120	0.17

注記*1 ウェブのせん断応力

*2 フランジのせん断応力

6.1.2 アンカーボルト

アンカーボルトの照査結果を表 6-2 に示す。

発生荷重が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-2(1) アンカーボルトの照査結果 (引張)

ケース	引張力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
荷重ケース① 1.0H+0.4V	339.4	475.5	0.72
荷重ケース② 1.0H+0.4V	198.2	475.5	0.42
荷重ケース① 0.4H+1.0V	332.2	475.5	0.70
荷重ケース② 0.4H+1.0V	275.7	475.5	0.58

表 6-2(2) アンカーボルトの照査結果 (せん断)

ケース	せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
荷重ケース① 1.0H+0.4V	27.2	174.4	0.16
荷重ケース② 1.0H+0.4V	40.6	174.4	0.24
荷重ケース① 0.4H+1.0V	45.2	174.4	0.26
荷重ケース② 0.4H+1.0V	46.8	174.4	0.27

6.1.3 スタッドジベル

スタッドジベルの照査に用いた引張力の一覧を表 6-3 に示す。

スタッドジベルの照査結果を表 6-4 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

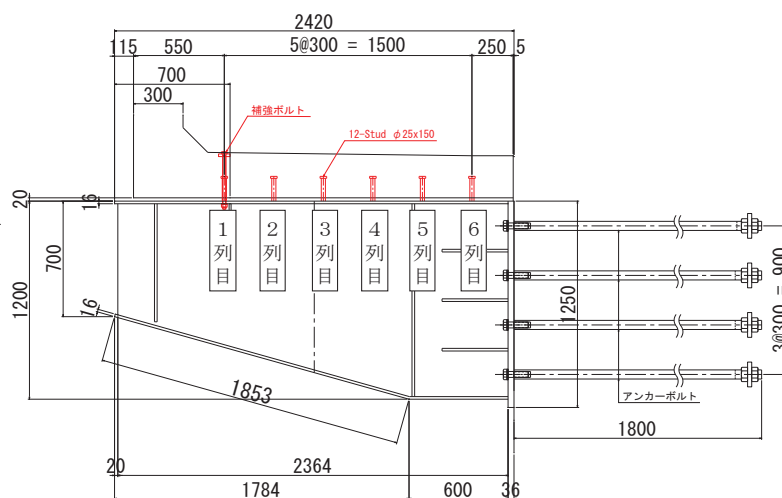
表 6-3 スタッドジベルの照査に用いた引張力の一覧*1, 2

1列目*3	2列目	3列目	4列目	5列目	6列目
kN/箇所	kN/箇所	kN/箇所	kN/箇所	kN/箇所	kN/箇所
-186.938	-25.640	-55.018	<u>-59.697</u>	-43.611	-21.860
(ケースC)	(ケースE)	(ケースA)	(ケースA)	(ケースA)	(ケースA)

注記*1：表中の値は引張を示す。

*2：スタッドジベルの照査（引張）に用いた値を下線部に示す。

*3：1列目の値については補強ボルトの評価に用いる。



(単位：mm)

表 6-4(1) スタッドジベルの照査結果 (引張)

ケース	1 箇所あたりに作用する 最大引張力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
ケース A	59.7	121.1	0.50

表 6-4(2) スタッドジベルの照査結果 (せん断)

ケース	1 本あたりに作用する 最大せん断力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値*
荷重ケース①	32.2	37.1	0.87

注記* : 「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」による許容限界 80.7 kN (スタッドジベルのせん断強度により決まる許容せん断力。躯体の支圧強度及びコーン状破壊の許容せん断力と比較し最小値であることを確認した値。)を用いて照査した場合の照査値は 0.40 であり、裕度があることを確認。

6.1.4 補強ボルト

補強ボルトの照査結果を表 6-5 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-5 補強ボルトの照査結果 (引張)

ケース	1 本あたりに作用する 最大引張力 (kN)	許容限界 (kN)	照査値
ケース C	93.5	132.3	0.71

6.2 L型擁壁

6.2.1 汀線直角方向の評価結果

汀線直角方向の照査結果を表 6-6 に示す。

発生応力度が構造部材の許容限界以下であることを確認した。

表 6-6(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

評価箇所	ケース	発生断面力		圧縮 耐力 N_{oud} (kN)	曲げ 耐力 M_{ud}^* (kN)	照査値	
		曲げ モーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			圧縮 N/N_{oud}	曲げ M/M_{ud}
側壁	C	190.6	-8.5	13743.8	250.8	0.01	0.76
底版	C	206.4	-152.0	12025.6	213.4	0.02	0.97

注記*：終局状態時の荷重の釣り合いから、照査断面力比 M/N が等しくなる中立軸位置を計算し、曲げ耐力 M_{ud} を算出。

表 6-6(2) L型擁壁汀線直角方向の照査結果（せん断）

評価箇所	ケース	発生応力 (N/mm^2)	許容限界 (N/mm^2)	照査値
側壁	A, B, C, D	0.33	0.825	0.41
底版	B	0.68	0.825	0.83

6.2.2 汀線方向の評価結果

汀線方向の照査結果を表 6-7 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-7(1) L型擁壁汀線方向の照査結果（曲げ軸力系_コンクリート）

評価箇所	ケース	発生応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
底版（上側）	ケース B	10.7	21.0	0.51
底版（下側）	ケース A, C	6.7	21.0	0.32

表 6-7(2) L型擁壁汀線方向の照査結果（曲げ軸力系_鉄筋）

評価箇所	ケース	発生応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
底版（上側）	ケース B	201	294	0.69
底版（下側）	ケース A, C	152	294	0.52

表 6-7(3) L型擁壁汀線方向の照査結果（せん断）

評価箇所	ケース	発生応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値
底版	ケース B, D	0.72	0.825	0.87

6.3 防護柵

防護柵の照査結果を表 6-8 に示す。

防護柵支柱の変形量は、塑性率で評価したときの許容塑性率に対して十分な裕度があり、耐力低下に至らない領域であることを確認した。

また、せん断照査についても許容限界に対して十分な裕度があることを確認した。

表 6-8(1) 防護柵の照査結果 (変形量)

曲げモーメント (M_1) (kN・m)	全塑性モーメント (M_p) (kN・m)	塑性率 (a)	許容塑性率 (b)	照査値 (a / b)
3.84	1.83	2.1	4.0	0.53

表 6-8(2) 防護柵の照査結果 (せん断)

評価項目	発生 応力度 (a) (N/mm ²)	許容限界 (b) (N/mm ²)	照査値* (a / b)
せん断応力度	14.4	135	0.11

注記* : 「日本道路協会 平成 24 年 3 月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編」
による許容限界 120 N/mm² を用いて照査した場合の照査値は 0.12 であり、大
きな差異がないことを確認。

6.4 点検通路

6.4.1 歩廊支持材

歩廊支持材の照査結果を表 6-9 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-9 歩廊支持材の照査結果

評価項目	発生 応力度 (a) (N/mm ²)	許容限界 (b) (N/mm ²)	照査値 (a / b)
曲げ応力度	34	210	0.17
せん断応力度	10.9	120	0.10

6.4.2 歩廊支持材のアンカーボルト

歩廊支持材のアンカーボルトの照査結果を表 6-10 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-10 歩廊支持材のアンカーボルトの照査結果

評価項目	発生 応力度 (a) (N/mm ²)	許容限界 (b) (N/mm ²)	照査値 (a / b)
引張応力度	122	210	0.59

6.4.3 手摺支柱

手摺支柱の照査結果を表 6-11 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-11 手摺支柱の照査結果

評価項目	発生 応力度 (a) (N/mm ²)	許容限界 (b) (N/mm ²)	照査値 (a / b)
曲げ応力度	101.6	210	0.48
せん断応力度	3.1	120	0.03

6.4.4 手摺部の固定ボルト

手摺部の固定ボルトの照査結果を表 6-12 に示す。

発生応力度が許容限界以下であることから、構造部材が十分な健全性を有することを確認した。

表 6-12 手摺部の固定ボルトの照査結果

評価項目	発生 応力度 (a) (N/mm ²)	許容限界 (b) (N/mm ²)	照査値 (a / b)
引張応力度	30.9	210	0.15

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0600-43_改8

補足-600-43 地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因の整理

目 次

1. はじめに	1
2. 基本ケースの考え方	3
2.1 建屋	3
2.2 機器・配管系（建屋－大型機器連成地震応答解析）	4
2.3 土木構造物	4
3. 不確かさケースの考え方	5
3.1 建屋	5
3.2 機器・配管系（建屋－大型機器連成地震応答解析）	6
3.3 土木構造物	6
4. 影響要因の抽出の考え方	7
4.1 基本ケースへの影響要因の抽出の観点	7
4.1.1 プラント供用時の条件を踏まえて基本ケースへの影響検討が必要な事項 ..	7
4.2 工認設計ケースへの影響要因の抽出の観点	7
4.2.1 プラント供用時の条件を想定した検討が必要な事項	7
4.2.2 工認設計ケースの妥当性確認が必要な事項	8
5. 今回工認における申請上の位置付け	12

1. はじめに

本資料は、建屋、機器・配管系（建屋—大型機器連成地震応答解析）及び土木構造物の耐震設計にあたり、地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因について「基本ケースの考え方」、「不確かさケースの考え方」、「影響要因の抽出の考え方」をそれぞれ整理した上で、「今回工認における申請上の位置付け」の考え方を示すものである。

それぞれの項目の基本的な方針は以下のとおり。

- (1) 「基本ケースの考え方」の整理にあたって、基本ケースについては、既工認モデルを基本として、3.11 地震等による知見等や先行サイトの審査実績による最新知見を反映して設定する方針としている。
- (2) 「不確かさケースの考え方」については、基本ケースへの不確かさ要因として、以下に示す「耐震設計に係る工認審査ガイド」における要求事項及び女川原子力発電所の特徴を踏まえて、地震応答解析結果へ影響を与える材料及び地盤の物性値について検討の上、ばらつきによる変動幅を考慮する項目を抽出する。
 - ・地震応答解析に用いる材料定数のうち解析モデルの剛性評価に用いる定数については、材料のばらつきによる定数の変動幅が適切に設定されていること
 - ・材料定数の変動が建物・構築物の振動性状（固有周期，固有モード等）や応答性状に及ぼす影響を検討し，必要に応じて，建物・構築物の地震力や機器・配管系の入力地震力に及ぼす影響を設計に考慮すること
- (3) 「影響要因の抽出の考え方」については、基本ケース及びその不確かさを踏まえた工認設計ケース（基本ケース及び不確かさケース）に分けて、以下の観点から影響要因（影響検討ケース）の抽出を行う。
 - a. 基本ケースへの影響要因の抽出の観点
 - ・プラント供用時の条件を踏まえて基本ケースへの影響検討が必要な事項
 - b. 工認設計ケースへの影響要因の抽出の観点
 - ・プラント供用時の条件を想定した検討が必要な事項
 - ・工認設計ケースの妥当性確認が必要な事項
- (4) 「今回工認における申請上の位置付け」の整理にあたっては、工認設計ケース（基本ケース及び不確かさケース）に対する各影響検討ケースの影響の程度に応じて、申請上の位置付けを整理する。

なお、建屋及び土木構造物の地震応答を用いて設計する機器・配管系は、建屋及び土木構造物の工認設計ケース（基本ケース及び不確かさケース）の応答を用いて今回工認の耐震評価を実施するため、建屋及び土木構造物に含めて整理を行うこととする。

本資料が関連する工認図書は以下のとおり。

- ・「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」
- ・「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」
- ・「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」
- ・「VI-2-12-1 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」

2. 基本ケースの考え方

2.1 建屋

建屋の設計にあたって、既設建屋については 3.11 地震等の影響を踏まえて耐震設計方法に反映すべき事項を整理の上、地震応答解析モデルを策定している。一方、新設建屋は地震の影響を受けていないことから、設計の考え方の整理にあたっては、既設建屋及び新設建屋に分類して整理する。

なお、対象建屋は、今回工認において機能を有する建屋を対象として整理することとし、波及的影響評価対象の建屋はその考え方に準ずる。

(1) 既設建屋

既設建屋の地震応答解析モデルは、既工認モデル（SR モデル）をベースとして、3.11 地震等の地震観測記録を用いたシミュレーション解析結果を設計に反映する。

＜既工認モデルからの主な変更点＞

- a. 建屋初期剛性についてシミュレーション解析により補正した初期剛性を採用する。建屋初期剛性の設定にあたっては既工認モデルに対する補正係数を設定し、観測記録の再現性を確認していることから、コンクリート物性値は既工認時における RC 規準（1988）に基づき設定している。なお、準拠する RC 規準の年版によるコンクリート物性値の違いは補正係数の設定に含まれる。
- b. 地震応答解析モデルにおける床の柔性について、原子炉建屋については既工認時には多軸床剛モデルであったが、シミュレーション解析を踏まえて多軸床柔モデルを採用する。制御建屋については既工認時には 1 軸モデルであったが、3.11 地震後の目視点検結果も踏まえ、原子炉建屋と同様に多軸床柔モデルを採用する。床ばねはシミュレーション解析を踏まえて線形としてモデル化する。
- c. 原子炉建屋の建屋重量については、燃料取替床（以下「オペフロ」という。）上部の耐震補強による追設耐震壁を地震応答解析モデルに反映していることを踏まえ、その重量増加分も考慮する。

RC 造部の減衰定数については、シミュレーション解析で 5%を上回る減衰定数が得られている建屋もあるが、既工認モデルと同様に保守的に 5%を採用する。

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する。

(2) 新設建屋

新設建屋は既設建屋での実績を踏まえて SR モデルを採用し、建屋初期剛性については地震の影響を受けていないことから、設計基準強度に基づく剛性を採用する。また、新設建屋については、基礎版高さまでマンメイドロックを打設することを踏

まえ、その高さまでは側面水平地盤ばねを考慮する。なお、側面回転地盤ばねは保守的に考慮しない。

新設建屋の RC 造部の減衰定数については、補足説明資料「補足-610-1 建屋耐震評価に関する補足説明資料 別紙 4 新設建屋の地震応答解析モデルに用いる鉄筋コンクリート部の減衰定数について」を踏まえ、既設建屋と同様に 5% と設定する。

地盤物性については、既設建屋と同様に地盤調査結果の平均値をもとに設定する。

2.2 機器・配管系（建屋－大型機器連成地震応答解析）

原子炉建屋内の原子炉格納容器，原子炉圧力容器，原子炉しゃへい壁，原子炉本体の基礎等の大型機器は，その支持構造上から建屋による影響が無視できないため，原子炉建屋と連成させて地震応答解析を実施している。

建屋－大型機器連成地震応答解析については，既工認モデル（SR モデル）をベースとして，原子炉建屋の基本ケースと同様，原子炉建屋の地震応答解析モデルに 3.11 地震等の地震観測記録を用いたシミュレーション解析を踏まえたコンクリート剛性及び多軸床柔モデル等を採用する。

また，原子炉本体の基礎の地震応答解析モデルには，適正な地震応答に基づく評価を行うため，コンクリートの剛性変化を考慮した非線形解析モデル（復元力特性）を採用する。原子炉本体の基礎のコンクリートの剛性については，原子炉本体の基礎の内部に充填されたコンクリートが鋼板で囲まれており，乾燥収縮の影響はないと考えられることから，基本ケースとして設計基準強度による復元力特性を採用する。

2.3 土木構造物

土木構造物は主に地中に埋設されているため，地震時の応答は構造物と周辺地盤の相互作用によることから，地震応答解析で周辺地盤の影響も評価可能な二次元有限要素法を用いている。

設計にあたっては，原子力発電所の屋外重要土木構造物を対象とした基準である「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005 年）」（以下「土木学会マニュアル」という。）に準拠している。

土木構造物における基本ケースの設定は，「土木学会マニュアル」に基づき，構造物に係る物性値は設計基準強度に対応する物性値とし，周辺地盤に係る物性値は各種試験に基づく平均値とする。

断層については，断層をモデル化しないケースと，構造物と断層の交差位置を踏まえ，断層による耐震評価への影響が最も大きいケースを選定する。

3. 不確かさケースの考え方

不確かさ要因として、女川原子力発電所の特徴を踏まえて、地震応答解析結果へ影響を与える材料及び地盤の物性値について検討の上、ばらつきによる変動幅を考慮する項目を抽出する。

3.1 建屋

(1) 既設建屋

材料物性の不確かさについては、応答に影響を与えると考えられる建屋初期剛性と地盤物性のばらつきを考慮する。

建屋初期剛性については、過去の中小地震も含めた記録では時間経過に伴い剛性が低下する傾向の他に、更新地震によっても剛性が低下する傾向が認められていることから、初期剛性低下の影響を保守的に反映するモデルを不確かさケースとして採用する。具体的には、更なる剛性低下として、基本モデルを用いた基準地震動 S_s の応答結果として得られる剛性低下を考慮する。また、不確かさモデルへの適用にあたっては、この非線形化による剛性低下を初期剛性低下とみなし、全ての耐震壁におけるスケルトン曲線の初期剛性の低下として一律に考慮することにより保守性を確保する。

RC 造部の減衰定数については、弾性設計用地震動 S_d と同等レベルの 3.11 地震シミュレーション解析において 5%以上で再現できることが確認されていることから、不確かさは考慮しない。

地盤物性については、実測した地盤のせん断波速度のばらつきを考慮する。

(2) 新設建屋

材料物性の不確かさについては、既設建屋と同様の考え方で、建屋初期剛性及び地盤物性のばらつきを考慮する。

建屋初期剛性については、新設建屋の基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果及び同様の構造である原子炉建屋オペフロ下部の 3.11 地震時の剛性低下傾向を踏まえ、0.8 倍の剛性を採用する。

コンクリート剛性に実強度を採用することは建屋の耐力が向上する傾向となることから不確かさとして考慮しない。

地盤物性については、実測した地盤のせん断波速度のばらつきを考慮する。

RC 造部の減衰定数については、補足説明資料「補足-610-1 建屋耐震評価に関する補足説明資料 別紙 4 新設建屋の地震応答解析モデルに用いる鉄筋コンクリート部の減衰定数について」に示すとおり、新設建屋の地震応答解析モデルでは基礎版上端レベルから上部では側面地盤ばねを考慮していないことや新設建屋の埋め込み状況を踏まえると、既設建屋の中小地震観測記録に基づく減衰定数の検討結果から、埋め込まれていることによる効果（地盤への逸散減衰）が見込まれ、減衰定数

5%を設定することは十分に保守性があるため、不確かさを考慮しない。

3.2 機器・配管系（建屋－大型機器連成地震応答解析）

材料物性の不確かさについて、原子炉建屋の地震応答解析モデルは、原子炉建屋の不確かさケースと同様、建屋初期剛性及び地盤物性のばらつきを考慮する。

なお、原子炉本体の基礎のコンクリート剛性については、原子炉本体の基礎の内部に充填されたコンクリートは、鋼板に囲まれており、乾燥収縮の影響はないと考えられる。ただし、地震影響を踏まえた原子炉建屋に対する検討結果（初期剛性低下）を踏まえ、念のため建屋と同様に初期剛性低下を反映した復元力特性を工認設計ケースとして考慮する。

3.3 土木構造物

不確かさケースの設定について、材料物性に係るばらつきは、構造物の剛性に支配的となるコンクリートの初期剛性のばらつきを考慮する。ただし、コンクリートの剛性低下側のばらつきは、周辺地盤との剛性差が小さくなり、構造物に作用する土圧を小さく評価し、構造物の耐震裕度が上がるため考慮しない。

周辺地盤に係る不確かさは、地盤のせん断変形に支配的となるパラメータとして、初期せん断弾性係数のばらつきを考慮する。また、周辺地盤が構造物の左右で非対称であり地震時荷重の作用方向による影響を受けるため、地震動の位相の影響を考慮する。

4. 影響要因の抽出の考え方

4.1 基本ケースへの影響要因の抽出の観点

4.1.1 プラント供用時の条件を踏まえて基本ケースへの影響検討が必要な事項

(1) 既設建屋

a. 建屋重量：改造工事を反映した影響（原子炉建屋）

原子炉建屋の建屋重量については、オペフロ上部の耐震補強による追設耐震壁を地震応答解析モデルに反映していることを踏まえ、その重量増加分も考慮しているが、プラント供用時の条件として、さらに設備の補強や追加等の改造工事に伴い重量が増加することから、その影響を考慮したモデルによる地震応答解析を実施しその影響を確認する。また、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

(2) 機器・配管系（建屋－大型機器連成地震応答解析）

a. 建屋重量：改造工事を反映した影響

設備の補強や追加等の改造工事に伴う重量の増加を考慮した建屋－大型機器連成地震応答解析モデルを用いた地震応答解析を実施し、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

4.2 工認設計ケースへの影響要因の抽出の観点

4.2.1 プラント供用時の条件を想定した検討が必要な事項

(1) 既設建屋

a. 3次元挙動の影響（原子炉建屋）

建屋の3次元応答性状の把握及び質点系モデルによる地震応答解析の妥当性の確認の観点から、原子炉建屋について3次元FEMモデルによる地震応答解析を行い、建屋の局所的な応答を検討する。また、3次元FEMモデルによる挙動が、建屋及び機器・配管系の有する耐震性に及ぼす影響について、以下の検討・考察により確認する。さらに、面外応答、質点系モデルでは見られない床応答への影響による機器・配管系への影響を確認する。

- ・基礎のロッキング
- ・建屋のねじれ
- ・水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せ
- ・面外応答
- ・質点系モデルでは見られない床応答への影響

(2) 新設建屋

- a. コンクリート剛性：実強度適用の影響（緊急用電気品建屋，緊急時対策建屋）
コンクリート剛性に実強度を採用することは建屋の耐力が向上する傾向となるものの，対象建屋が新設建屋であること，また，床応答への影響が考えられることから，コンクリート剛性に実強度を適用した地震応答解析を実施し，影響を確認する。また，その応答による機器・配管系への影響を確認する。

(3) 機器・配管系（建屋－大型機器連成地震応答解析）

- a. 原子炉本体の基礎のコンクリート剛性：実強度による影響
原子炉本体の基礎のコンクリート剛性については，工認設計ケース（基本ケース）で設計基準強度を用いていることを踏まえ，実強度の影響を確認する。影響確認は，原子炉本体の基礎のコンクリート剛性に実強度を反映した地震応答解析モデルによる地震応答解析を実施し，その応答による影響について確認する。

4.2.2 工認設計ケースの妥当性確認が必要な事項

工認設計ケースの妥当性確認が必要な事項として，3.11 地震等の知見等により工認設計ケースの妥当性を確認している事項で，念のため影響検討を実施するパラメータを抽出する。

(1) 既設建屋

- a. 隣接建屋の影響（原子炉建屋，制御建屋）
女川原子力発電所第2号機は，耐震安全上重要な建物・構築物（原子炉建屋，制御建屋等）が隣接して配置される構成となっている。
そこで，隣接建屋が耐震性評価に及ぼす影響について以下の検討・考察により確認する。また，その応答による機器・配管系への影響を確認する。

- ・ 既往の知見による検討結果の確認
- ・ 地震観測記録を用いた検討
- ・ 隣接建屋を考慮した応答検討

なお，上記の確認結果として，補足説明資料「補足-620-5 隣接建屋の影響に関する補足説明資料」に示すとおり，地震観測記録を用いた検討により隣接建屋による床応答への影響は無いものと判断しており，念のため実施する影響検討項目として整理する。

- b. コンクリート剛性：重大事故時（SA時）の高温による剛性低下の影響（原子炉建屋）
原子炉建屋において，SA時に高温状態が一定期間継続することを踏まえ，熱によるコンクリート部材の剛性低下を考慮した地震応答解析を実施し，その影響に

ついて確認する。また、その応答による機器・配管系への影響を確認する。

ここで、SA 時の事象としての不確かさ（原子炉格納容器が高温となる事故シナリオの発生頻度、温度条件、継続時間）等を踏まえると、本検討で考慮した高温による剛性低下までには至らないと考えられ、本検討条件は、保守的な設定としてしている。また、基本ケースでは、3.11 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を反映したモデルとしており、SA 時における熱の影響による剛性低下の要因と共通するところもあると考えられる。ただし、剛性低下の要因を分離して考慮することはできないため、保守的に基本ケースの剛性低下と SA 時における熱の影響による剛性低下を重畳させたモデルとしてしている。

以上のことから、高温影響による剛性低下の位置付けとしては、工認設計ケースの妥当性確認の観点から念のため実施する影響検討項目として整理する。

c. コンクリート剛性：RC 規準（年版）の違いによる影響（原子炉建屋）

地震応答解析モデルの既設部材については既工認モデルをベースとした初期剛性の補正係数を設定していることから既工認時の RC 規準（1988）に基づくコンクリート物性値を設定している。念のため、工認設計ケースの妥当性確認の観点から、RC 規準（1999）に従いコンクリートの物性値を設定した地震応答解析モデルを用いて今回工認モデルとの地震応答解析結果の差異について、機器・配管系への影響を含め、原子炉建屋を代表に影響を確認する。

d. 多軸床柔モデル：床ばねの非線形性の影響（原子炉建屋、制御建屋）

原子炉建屋、制御建屋については今回工認において多軸床柔モデルを採用しており、シミュレーション解析結果を踏まえて床ばねを線形モデルとしている。床ばねを線形モデルとしていることの妥当性確認の観点から床ばねの応答を確認し、応答が大きい場合には床ばねを非線形モデルとした場合の解析により、機器・配管系も含めてその影響を確認する。

(2) 新設建屋

a. 減衰定数：3%適用の影響（緊急用電気品建屋、緊急時対策建屋）

RC 造部の減衰定数については、補足説明資料「補足-610-1 建屋耐震評価に関する補足説明資料 別紙 4 新設建屋の地震応答解析モデルに用いる鉄筋コンクリート部の減衰定数について」により、応答が小さい場合でも減衰 5%に設定することの保守性が確認されているものの、対象建屋が新設建屋であること、また、特に緊急用電気品建屋については、基準地震動 S_s に対する応答がスケルトンカーブの第 1 折れ点に対しても非常に小さい応答であることを踏まえ、念のため RC 造部の減衰定数に 3%を適用した地震応答解析を実施し、影響を確認する。また、そ

の応答による機器・配管系への影響を確認する。

- b. 地震応答解析モデル：側面回転地盤ばねの影響（緊急用電気品建屋，緊急時対策建屋）

新設建屋の地震応答解析モデルでは側面水平地盤ばねのみを考慮し，保守的に側面回転地盤ばねは考慮していない。一方で新設建屋の基礎版の応力解析モデルにおいては，基礎版側面をマンメイドロックで埋戻すことを踏まえ，側面水平地盤ばねに加えて，鉛直方向に対する拘束効果として側面回転地盤ばねを考慮している。そこで，基本ケースの妥当性確認の観点から，側面回転地盤ばねを考慮した解析により地震応答解析モデルの保守性を機器・配管系の観点も含めて確認する。

(3) 機器・配管系（建屋－大型機器連成地震応答解析）

- a. 原子炉本体基礎のコンクリート剛性：重大事故時（SA 時）の高温による剛性低下の影響

SA 時の高温による剛性低下の影響を原子炉建屋（4.2.2(1)b. と同様なモデル）及び原子炉本体の基礎のコンクリート剛性に考慮したモデル（SA 時環境考慮連成モデル）による地震応答解析を実施し，その応答による機器・配管系への影響を確認する。

ここで，SA 時の事象としての不確かさ（原子炉格納容器が高温となる事故シーケンスの発生頻度，温度条件，継続時間）等を踏まえると，本検討で考慮した高温による剛性低下までには至らないと考えられ，本検討条件は，保守的な設定としている。そのため，高温影響による剛性低下の位置付けとしては，工認設計ケースの妥当性確認の観点から念のため実施する影響検討項目として整理する。

- b. 原子炉本体の基礎のコンクリート剛性：RC 規準（年版）の違いによる影響

原子炉本体の基礎のコンクリート剛性について，既工認時における RC 規準(1988)に基づき設定しているため，RC 規準（1999）に基づく剛性を算定し，工認設計ケースの剛性との比較により影響を確認する。

(4) 土木構造物

- a. 土木構造物におけるコンクリートの初期剛性低下

土木構造物は，屋外かつ湿潤した地盤に接して地中に埋設されていることから，建物と異なり乾燥する環境にはない。また，3.11 地震等後の目視点検で有意なひび割れは確認されていないこと，地震応答解析により土木構造物がおおむね弾性応答範囲であることを確認していることから，土木構造物のコンクリートの初期剛性の低下は考慮しない。

ただし、建屋側では、乾燥収縮によるコンクリートの初期剛性低下を考慮していることを踏まえ、念のため機器・配管系の耐震評価に適用する床応答の観点から土木構造物のコンクリートの初期剛性低下による影響を確認する。

5. 今回工認における申請上の位置付け

今回工認における申請上の位置付けについては、図1に示すフローに基づき整理している。影響確認を実施する要因の位置付けを踏まえ、工認設計ケースの地震応答解析結果に対する各影響検討ケースの影響の程度に応じて、申請上の位置付けを整理する。

(1) 基本ケースへの影響要因の抽出の観点

a. プラント供用時の条件を踏まえて基本ケースへの影響検討が必要な事項

基本ケースへの影響要因の観点から抽出した項目については、地震応答解析を実施し、基本ケースとの応答比較を行う。応答比較の結果、基本ケースの応答を超える場合は、その検討結果を添付書類（本文又は別紙）に反映し、基本ケースの応答を超えない場合は、その検討結果を補足説明資料に反映する。

(2) 工認設計ケースへの影響要因の抽出の観点

a. プラント供用時の条件を想定した検討が必要な事項

地震応答解析を実施し、工認設計ケースとの応答比較結果に応じて、簡易評価^{*1}及び詳細評価^{*2}を実施する。詳細評価の結果が耐震計算結果（工認設計ケース）を上回る場合は、その検討結果を添付書類（本文又は別紙）に反映し、それ以外の検討結果については、補足説明資料に反映する。

b. 工認設計ケースの妥当性確認が必要な事項

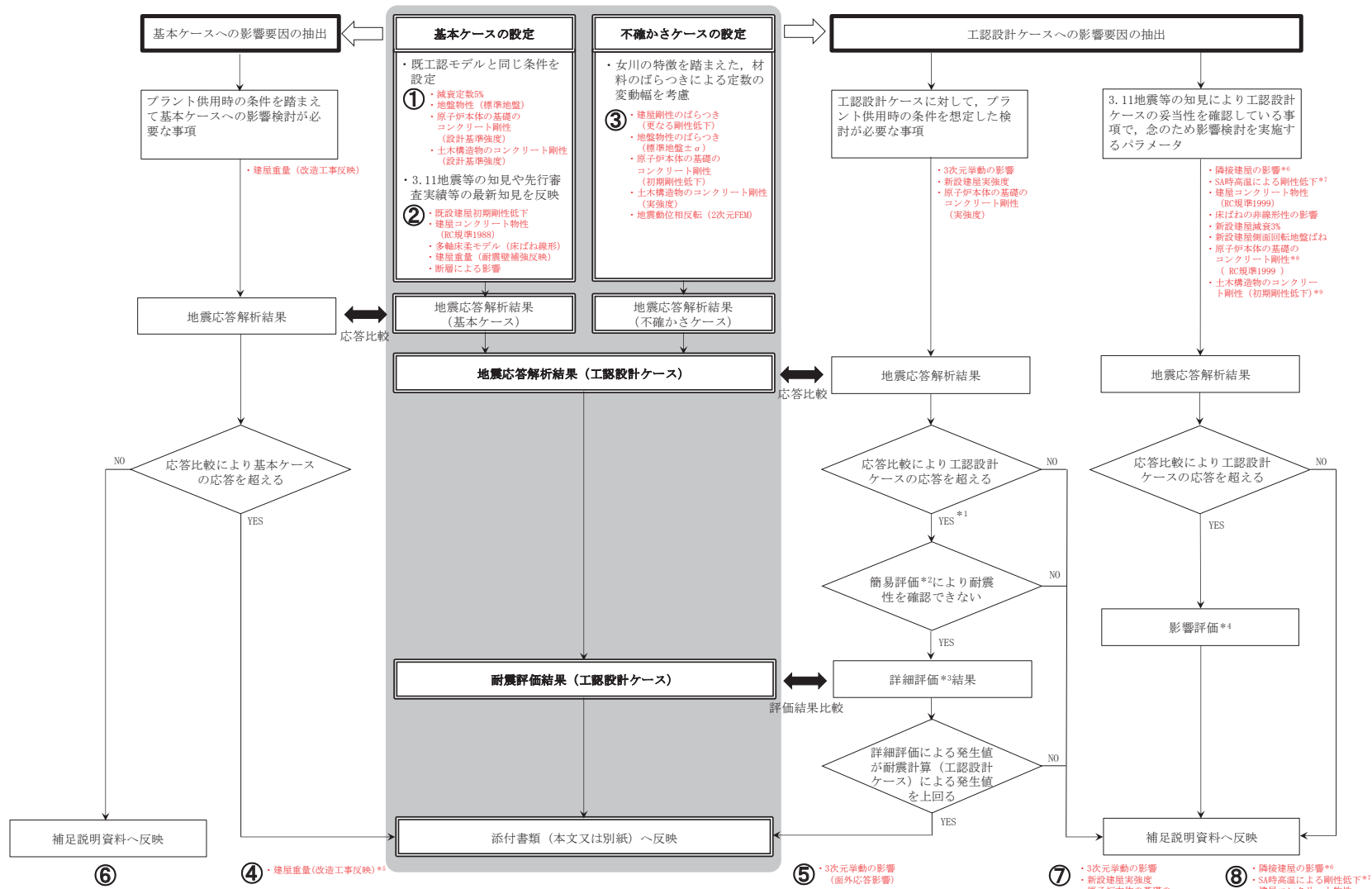
地震応答解析を実施し、工認設計ケースとの応答比較により工認設計ケースの応答を超えないことを確認した場合には、その検討結果を補足説明資料に反映する。

応答比較により工認設計ケースの応答を超えることを確認した場合は、影響評価を実施の上、その検討結果を補足説明資料に反映する。

上記の考え方にに基づき整理した結果について、検討内容及び検討結果を含めて表1～3に示す。

注記*1：応答比率（検討対象ケース（最大応答加速度，設計用床応答曲線，地震力等）に対する工認設計ケースとの比率）と裕度の比較による評価。

*2：工認設計と同等の評価手法による評価（モデルの精緻化等含む）。



注記*1: 3次元挙動の影響のうち面外応答については、工認設計ケースの質点系モデルでは評価できない応答のため、工認設計ケースの応答を超えるものと判断する。また、面外応答に対する原子炉建屋の評価については、簡易評価を省略し、詳細評価結果を添付書類へ反映する。

*2: 応答比率 (検討対象ケース (最大応答加速度、設計用床応答曲線、地震力等) に対する工認設計ケースの比率) と設備の裕度の比較による評価。

*3: 工認設計と同等の評価手法による評価 (解析モデルの精緻化含む)

*4: 応答比較、簡易評価又は詳細評価により耐震性を確認する。

*5: 機器・配管系については、簡易評価により代表として選定した検討対象設備の詳細評価結果を添付書類へ反映する。

*6: 隣接建屋の影響については、観測記録を用いた検討により隣接建屋による床応答への影響は無いものと判断しており、念のため実施する影響検討項目として整理する。

*7: SA時の事象の不確かさ及び剛性低下の重量等、より保守的な条件設定とすることから、工認設計ケースの妥当性確認の観点から念のため実施する影響検討項目として整理する。

*8: 既工認時におけるRC規準 (1988) に基づき設定しているため、RC規準 (1999) に基づく剛性を算定し、工認設計ケースの剛性との比較により影響を確認する。

*9: 土木構造物の耐震評価においては、コンクリートの初期剛性の低下は考慮しないが、念のため機器・配管系の耐震評価に適用する床応答の観点から、影響検討項目として整理する。

図1 女川2号機における地震応答に影響を及ぼす要因の抽出と今回工認における申請上の位置付けの整理フロー

表1 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理（建屋）(1/5)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果			申請上の位置付け	関連図書			
				工認設計ケース		影響検討ケース			機器・配管系への影響		
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース						
建屋（既設建屋）	材料物性	コンクリート剛性	シミュレーション解析に基づく剛性	シミュレーション解析に基づく建屋初期剛性を工認設計ケースとして考慮する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	②	<ul style="list-style-type: none"> 添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」 添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」 添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」 添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」 各機器・配管系の耐震性についての計算書 		
			更なる剛性低下	—	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。	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	③			
			RC 規準 (1988) に基づく物性値	シミュレーション解析にあたっては、既工認モデルをベースに建屋初期剛性の補正係数を設定したため、コンクリート物性値は既工認時における RC 規準 (1988) に基づき設定する。	—	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。		②	
			RC 規準 (1999) に基づく物性値	—	—	現行規準である RC 規準 (1999) に基づく物性値とした場合の応答検討を実施した (原子炉建屋を代表に検討)。工認設計ケースの応答をわずかに上回るものの、影響評価の結果、耐震性に影響が無いことを確認した。	—	—		⑧	<ul style="list-style-type: none"> 補足説明資料「補足-620-3 原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」別紙 1 原子炉建屋の地震応答解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較
			重大事故時の高温による剛性低下 (原子炉建屋)	—	—	重大事故時の高温による剛性低下の影響を考慮したモデル (SA 時環境考慮モデル) による検討を実施し、工認設計ケースのせん断ひずみ及び接合率に、応答比率を乗じて許容値以下であることを確認した。	—	—		⑧	<ul style="list-style-type: none"> 補足説明資料「補足-620-3 原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」別紙 5 地震応答解析における原子炉建屋の重大事故等時の高温による影響
	地盤物性	標準地盤	地盤調査結果の平均値をもとに設定	—	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> 添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」 添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」 添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」 添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」 各機器・配管系の耐震性についての計算書 		
		標準地盤土 σ	—	地盤調査結果のばらつきを考慮	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	③			

表1 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理（建屋）(2/5)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果				申請上の位置付け	関連図書
				工認設計ケース		影響検討ケース	機器・配管系への影響		
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
建屋（既設建屋）	地震応答解析モデル	多軸床柔モデル ・原子炉建屋 ・制御建屋	床ばね線形	シミュレーション解析に基づき、床柔モデルを採用する。床ばねのモデル化にあたっては、線形モデルとして設定する。		—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	②	<ul style="list-style-type: none"> 添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」 添付書類「VI-2-2-3 制御建屋の地震応答計算書」 添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」 各機器・配管系の耐震性についての計算書
			床ばね非線形	—	—				
	重量 ・原子炉建屋		既工認をベースにオペフロ上部耐震補強を反映	オペフロ上部の耐震補強による追設耐震壁を地震応答解析モデルに反映していることを踏まえ、その重量増加分も考慮する。		—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	②	<ul style="list-style-type: none"> 添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」 添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」 各機器・配管系の耐震性についての計算書
			改造工事を反映	—	—				

表1 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理（建屋）（3/5）

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果			申請上の位置付け	関連図書		
				工認設計ケース		影響検討ケース			機器・配管系への影響	
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース					
建屋（新設建屋）	材料物性	コンクリート	設計基準強度	設計基準強度に基づく剛性を工認設計ケースとして考慮する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> 添付書類「VI-2-2-21 緊急用電気品建屋の地震応答計算書」 添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」 添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」 各機器・配管系の耐震性についての計算書 	
			剛性低下	—	新設建屋は地震の影響を受けていないこと、また評価基準値に対して十分な余裕を有しているため、耐震安全性は基本ケースの解析で確認可能と考えるが、念のため初期剛性の不確かさとして0.8倍を考慮することで設計における保守性を確保する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。		③
			実強度	—	—	—	新設建屋であることを踏まえ、コンクリート実強度に基づく剛性による影響検討を実施した。工認設計ケースの応答をわずかに上回るものの、影響評価の結果、耐震性に影響が無いことを確認した。	—		—
	減衰定数（RC造部）	5%	建屋の減衰定数の設定にあたっては、既往の知見及び女川における地震観測記録を用いた検討結果を踏まえ、5%と設定する。	—	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> 添付書類「VI-2-2-21 緊急用電気品建屋の地震応答計算書」 添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」 補足説明資料「補足-610-1 建屋耐震評価に関する補足説明資料」 添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」 各機器・配管系の耐震性についての計算書 	

表1 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理（建屋）(4/5)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果				申請上の位置付け	関連図書	
				工認設計ケース		影響検討ケース	機器・配管系への影響			
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース					
建屋（新設建屋）	材料物性	減衰定数（RC造部）	3%	—	—	新設建屋であること、また、基準地震動Ssに対する応答が小さいことを踏まえ、念のため減衰定数3%での影響検討を実施した。工認設計ケースの応答をわずかに上回るものの、影響評価の結果、耐震性に影響が無いことを確認した。	⑧	<ul style="list-style-type: none"> 補足説明資料「補足-610-10 緊急用電気品建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」 別紙1-4 建屋減衰を3%とした場合の影響検討 別紙1-6 影響検討ケースによる機器・配管系の耐震性への影響 補足説明資料「補足-610-11 緊急時対策建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」 別紙1-4 建屋減衰を3%とした場合の影響検討 別紙1-6 影響検討ケースによる機器・配管系の耐震性への影響 		
			地盤物性	標準地盤	地盤調査結果の平均値をもとに設定				—	—
		標準地盤±σ	—	地盤調査結果のばらつきを考慮	—	—	③			
	地震応答解析モデル	側面地盤ばね	側面回転地盤ばね無し	側面回転地盤ばね無し	新設建屋については、基礎版の高さまでマンメイドロックを打設することからそのレベルまでは側面地盤ばねを考慮しているが、側面回転地盤ばねは保守的に考慮しない。		—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> 添付書類「VI-2-2-21 緊急用電気品建屋の地震応答計算書」 添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」 添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」 各機器・配管系の耐震性についての計算書
				側面回転地盤ばね有り	—	—	新設建屋の基礎版評価にあたっては、側面回転地盤ばねを考慮していることから、地震応答解析モデルに対しても側面回転地盤ばねを考慮した解析を実施した結果、工認設計ケースの応答を超えないことから、工認設計ケース（側面回転地盤ばね無し）の保守性を確認した。	—		

表1 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理 (建屋) (5/5)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果				申請上の位置付け	関連図書
				工認設計ケース		影響検討ケース	機器・配管系への影響		
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
原子炉建屋	隣接建屋の影響	—	—	—	—	隣接建屋が耐震性評価に及ぼす影響について以下の検討・考察により確認した。 ・既往の知見による検討結果の確認 ・地震観測記録を用いた検討 ・隣接建屋を考慮した応答検討 検討の結果、隣接建屋の影響が小さいことを確認した。		⑧	・補足説明資料「補足-620-5 隣接建屋の影響に関する補足説明資料」
	3次元挙動の影響	—	—	—	—	以下の検討・考察により、3次元挙動の確認を実施し、その影響が小さいことを確認した。 ・基礎のロッキング ・建屋のねじれ ・水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せ		⑧	・補足説明資料「補足-600-5 水平2方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する検討について」別紙3 原子炉建屋3次元FEMモデルによる地震応答解析
		—	—	—	—	<p><面外応答の影響> 建物・構築物における「面内方向の荷重に加え、面外慣性力の影響が大きい」という応答特性を踏まえ、3次元的な応答特性が想定される部位として原子炉建屋（燃料取替床レベル）の壁を抽出し、影響評価を実施し耐震性への影響が無いことを確認した。</p> <p>ただし、工認設計ケース（SRモデル）では面内評価を実施していることに対し、面外慣性力の影響が大きいことを踏まえ、面内方向荷重と面外応答荷重を組み合わせた場合の耐震壁の評価結果を添付書類の本文に記載する。</p>	<p><面外応答の影響> 応答比率と裕度の比較による簡易評価及び影響評価条件による床応答曲線等を用いた詳細評価の結果、発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=3次元FEMモデルによる応答（面外）/質点系モデル（工認設計ケース）による応答 影響評価条件=基本ケース×応答比率</p> <p>ただし、詳細評価による発生値が耐震計算（工認設計ケース）による発生値を上回った設備については、その検討結果を添付書類に記載する。</p>	⑤ (建屋) ⑤, ⑦ (機器・配管系)	・添付書類「VI-2-12-1_水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響評価結果」 ・補足説明資料「補足-600-5 水平2方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する検討について」別紙2 原子炉建屋3次元FEMモデルを用いた精査 別紙4 機器配管系に関する検討
		—	—	—	—	<p><質点系モデルでは見られない床応答曲線への影響> 基本ケースのせん断ひずみに、応答比率を乗じて許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率 = (3次元FEM/質点系) × (水平2方向鉛直方向/水平1方向)</p>	<p><質点系モデルでは見られない床応答曲線への影響> 応答比率と裕度の比較による簡易評価及び影響確認条件による床応答曲線等を用いた詳細評価の結果、発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=3次元FEMモデルによる応答（面内）/質点系モデル工認設計ケースによる応答 影響確認条件=基本ケース×応答比率</p>	⑦	・補足説明資料「補足-600-5 水平2方向及び鉛直方向の適切な組合せに関する検討について」別紙3 原子炉建屋3次元FEMモデルによる地震応答解析 別紙4 機器配管系に関する検討

表2 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理(機器・配管系)(1/2)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果			申請上の位置付け	関連図書		
				工認設計ケース		影響検討ケース				
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース					
機器・配管系* (建屋-大型機器連成地震応答解析の応答を適用する機器・配管系)	原子炉建屋	コンクリート剛性 地盤物性 多軸床柔モデル 重量	—	原子炉建屋の考え方と同じ。		—	①, ②, ③	<ul style="list-style-type: none"> 添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」 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」 各機器・配管系の耐震性についての計算書 		
	材料物性	原子炉本体の基礎 コンクリート剛性	設計基準強度	原子炉本体の基礎の内部に充填されたコンクリートは, 鋼板に囲まれており, 乾燥収縮の影響はないと考えられることから, 設計基準強度による復元力特性を工認設計ケースとして考慮する。	—	—	①			
			初期剛性低下	—	原子炉本体の基礎の内部に充填されたコンクリートは, 鋼板に囲まれており, 乾燥収縮の影響はないと考えられるが, 念のため建屋側と同様に初期剛性低下を反映した復元力特性を工認設計ケースとして考慮する。	—	—		③	
			実強度	—	—	—	応答比率と裕度の比較による簡易評価の結果, 発生値が許容値以下であることを確認した。 応答比率=実強度ケースによる応答/工認設計ケースによる応答 なお, 本影響検討における原子炉建屋側の解析モデルは, 原子炉建屋モデルの基本ケースの地震応答解析モデルを用いた。		⑦	<ul style="list-style-type: none"> 補足説明資料「補足-600-8-3 建屋-機器連成解析モデル における原子炉本体の基礎の非線形復元力特性等の設定に関する補足説明資料」
			RC 規準 (年版) の違い	—	—	—	RC 規準(1999)に基づくコンクリート剛性に対して RC 規準(1988)に基づくコンクリート剛性(縦弾性係数及びせん断弾性係数)は, 大きい。また, RC 規準(1999)に基づくコンクリート剛性に対して工認設計ケースの不確かさケースとして考慮する初期剛性低下を考慮したコンクリート剛性は, 小さい値となる。したがって, 工認設計ケースに RC 規準(1988)と初期剛性低下による剛性を考慮した地震応答を考慮することによって, RC 規準(1999)の応答が包絡される。		⑧	<ul style="list-style-type: none"> 補足説明資料「補足-600-8-3 建屋-機器連成解析モデル における原子炉本体の基礎の非線形復元力特性等の設定に関する補足説明資料」

注記*: 建屋及び土木構造物の地震応答を用いて設計する機器・配管系は, 表1及び表3に含めて整理を行う。

表2 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理(機器・配管系) (2/2)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果		申請上の位置付け	関連図書	
				工認設計ケース				影響検討ケース
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース			
機器・配管系* (建屋-大型機器連成地震応答解析の応答を適用する機器・配管系)	材料物性	原子炉本体の基礎 コンクリート剛性	重大事故時の高温による剛性低下	—	—	<p>応答比率と裕度の比較による簡易評価及びSA時環境考慮連成モデルによる地震力を用いた詳細評価の結果、発生値が許容値以下であることを確認した。</p> <p>応答比率=SA時環境考慮連成モデルによる応答/工認設計ケースによる応答</p> <p>なお、本影響検討における原子炉建屋側の解析モデルは、原子炉建屋モデルの重大事故時の高温による剛性低下を考慮した地震応答解析モデルを用いた。</p>	⑧	・補足説明資料「補足-620-3 原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」別紙5 地震応答解析における原子炉建屋の重大事故等時の高温による影響
				—	—			
地震応答解析モデル	重量		既工認をベースにオペフロ上部耐震補強を反映	原子炉建屋の考え方と同じ。		—	②	<ul style="list-style-type: none"> 添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」 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」 各機器・配管系の耐震性についての計算書
			改造工事を反映	—	—			

注記*：建屋及び土木構造物の地震応答を用いて設計する機器・配管系は、表1及び表3に含めて整理を行う。

表3 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理（土木構造物）（1/2）

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果				申請上の位置付け	関連図書
				工認設計ケース		影響検討ケース	機器・配管系への影響		
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
土木構造物	材料物性	コンクリート剛性	コンクリートの設計基準強度に相当する剛性	地震応答解析において、ベースとなる物性値であることから、工認設計ケースとして考慮する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> 各土木構造物の地震応答計算書及び耐震性についての計算書 添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」 各機器・配管系の耐震性についての計算書
			コンクリートの実強度に相当する剛性	—	実強度に相当するコンクリート剛性は、土木構造物に支配的荷重である土圧が大きく作用するため工認設計ケースとして考慮する。	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	③	
			コンクリートの初期剛性低下	—	—	コンクリートの初期剛性低下は土木構造物に支配的荷重である土圧が小さく作用するため工認設計ケースとして考慮しない。ただし、建屋側では、乾燥収縮によるコンクリートの初期剛性低下を考慮していることを踏まえ、念のため機器・配管系の耐震評価に適用する床応答の観点から影響を確認する。	—	応答比率と裕度の比較による簡易評価及び応答比率を乗じて算定した設計用地震力等による詳細評価の結果、発生値が許容値以下であることを確認した。 応答比率=コンクリート初期剛性低下ケースによる応答/工認設計ケースによる応答	

表3 地震応答に影響を及ぼす不確かさの要因の整理（土木構造物）(2/2)

施設	地震応答に影響を及ぼす不確かさ要因			検討内容及び検討結果				申請上の位置付け	関連図書
				工認設計ケース		影響検討ケース	機器・配管系への影響		
	大項目	中項目	小項目	基本ケース	不確かさケース				
土木構造物	周辺地盤	初期せん断弾性係数	地盤の初期せん断弾性係数の平均値	地震応答解析において、ベースとなる物性値であることから、工認設計ケースとして考慮する。	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	<ul style="list-style-type: none"> 各土木構造物の地震応答計算書及び耐震性についての計算書 添付書類「VI-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」 各機器・配管系の耐震性についての計算書
			地盤の初期せん断弾性係数の平均値±1σ	—	土木構造物は主に地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物と地盤の相互作用により発生する土圧が耐震評価に影響を与える。そのため、土圧への影響を鑑みて、地盤の初期せん断弾性係数の不確かさを工認設計ケースとして考慮する。	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	③	
	地震動	基準地震動 S s	地震応答解析において、ベースとなる地震動であることから、工認設計ケースとして考慮する。	—	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	①	
			位相反転評価（水平動反転）	—	土木構造物は主に地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の左右で周辺地盤や隣接構造物が非対称であるため、地震荷重の作用方向により構造物への荷重に差異が生じることを否定できないため工認設計ケースとして考慮する。	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	③	
	断層	岩盤トンネルへの断層影響	排気筒連絡ダクト（岩盤部）のように、構造物の周囲が岩盤に覆われており、周辺地盤と断層の剛性差が大きい場合は、断層が無い場合と、構造物の耐震性に最も影響が大きい位置に断層を想定した場合を工認設計ケースとして考慮する。	—	—	—	地震応答を機器・配管系の設計に反映する。	②	