

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-19-0600-26_改 12

補足-600-26 メカニカルスナッパの評価手法の
精緻化について

目 次

1.	はじめに	1
2.	適用範囲	2
3.	メカニカルスナッパの構造及び作動原理	2
3.1	メカニカルスナッパの構造	2
3.2	メカニカルスナッパの作動原理	4
4.	メカニカルスナッパの耐震設計	6
4.1	既工認における評価	6
4.2	メカニカルスナッパの定格荷重	7
4.3	今回工認における評価	10
4.3.1	評価手順	10
4.3.2	メカニカルスナッパの耐震設計に係る技術基準及び適用規格	13
4.3.3	今回工認における詳細評価適用の考え方	16
5.	今回工認における詳細評価の内容	25
5.1	構造部材の詳細評価（応力による強度評価）	26
5.2	機能確認（地震荷重と限界耐力値の比較）	41
5.3	女川2号機の今回工認における詳細評価の手順	44
6.	詳細評価結果	45
6.1	詳細評価対象メカニカルスナッパ	45
6.2	構造部材の詳細評価結果	47
6.3	機能確認に対する荷重評価結果	54
7.	結論	58
別紙1 メカニカルスナッパ確性試験の概要		
別紙2 メカニカルスナッパの耐震設計に係る技術基準及び適用規格の内容		
別紙3 メカニカルスナッパの詳細評価方法（構造部材に対する強度評価）		
別紙4 メカニカルスナッパの電力共同研究の概要		
別紙5 メカニカルスナッパのJNES研究の概要		
別紙6 メカニカルスナッパの詳細評価におけるばらつきの考え方		
別紙7 メカニカルスナッパの詳細評価用荷重（荷重評価する手法の場合）		

用語の定義

本資料中に用いる以下の用語の定義は以下のとおり。

No.	用語	定義	初出箇所
1	構造部材	メカニカルスナッパを構成する部品のうち、荷重伝達経路上にあり、配管から伝達される荷重（配管反力）を支持するための部材	P. 2 3.1 メカニカルスナッパの構造
2	機能部品	<ul style="list-style-type: none"> ・メカニカルスナッパを構成する部品のうち、荷重伝達経路上にあり、メカニカルスナッパの機能（用語の定義 No.7 参照）に必要な部品 ・試験結果により策定した耐力算出方法を用いて耐力値を設定する部品 	P. 2 3.1 メカニカルスナッパの構造
3	定格荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・メカニカルスナッパ製造者による構成部材の市場調達性、製作性なども考慮して標準化された製品として、製造設計にあたって設定する荷重 ・既工認の評価では、許容応力状態Ⅲ_{AS} においては定格荷重を、許容応力状態Ⅳ_{AS} においては定格荷重×1.5 をあらかじめ設定した設計上の基準値（J E A G 4 6 0 1 における、「あらかじめ計算により求めた標準荷重」に相当）としている。 	P. 1 1. はじめに
4	（今回工認の） 一次評価	メカニカルスナッパの地震荷重に対して許容応力状態Ⅲ _{AS} においては定格荷重を、許容応力状態Ⅳ _{AS} においては定格荷重×1.5 をあらかじめ設定した設計上の基準値として行う評価（既工認の評価と同様）	P. 10 4.3 今回工認における評価
5	（今回工認の） 詳細評価	<ul style="list-style-type: none"> ・今回工認の一次評価においてメカニカルスナッパの地震荷重が定格荷重又は定格荷重×1.5 を超過した場合において実施する評価 ・構造部材の強度評価と機能確認（メカニカルスナッパ全体）の2つの評価を実施 	P. 1 1. はじめに
6	耐力	メカニカルスナッパが要求される機能を維持した状態で耐えうる荷重 限界耐力値、耐力確認荷重等、主にその他の用語の一部として用いられる。	P. 10 4.3 今回工認における評価

No.	用語	定義	初出箇所
7	スナッパの機能	支持機能と低速走行機能の 2 つの機能であり，支持機能とは支持構造物として要求される動剛性を発揮すること，低速走行機能とは熱移動に追従する機能	P. 7 4.2 メカニカルスナッパの定格荷重
8	既往知見（電共研，JNES）	メカニカルスナッパに対して今回工認の詳細評価を適用するに当たり参照した先行研究の知見 【電共研】 平成 12 年度 耐震設計に関する新知見に対する機器耐震評価法の研究（Phase2） 【JNES】 平成 21～22 年度 耐震機能限界試験（スナバ）に関する報告書	P. 10 4.3 今回工認における評価
9	確性試験	メカニカルスナッパ製造者においてメカニカルスナッパの基本性能を確認・担保する目的で実施している試験	P. 7 4.2 メカニカルスナッパの定格荷重
10	限界耐力評価法	・電共研（「平成 12 年度 共同研究報告書 耐震設計に関する新知見に対する機器耐震評価法の研究（Phase2）」）の知見により策定されたメカニカルスナッパの限界耐力評価手法 ・メカニカルスナッパを構成する荷重伝達経路上の構造部材の応力評価により定まる耐力と機能部品の機能が担保された荷重のうち小さいほうの値により定まる限界耐力値を用いて，地震荷重に対するメカニカルスナッパの健全性を評価	P. 16 4.3.3 今回工認における詳細評価適用の考え方
11	動剛性	・メカニカルスナッパが地震荷重を受ける際に支持構造物として持つ剛性であり，本資料においてはばね定数と同じ意味で用いる ・JNES 研究においては，動ばね定数と記載	P. 7 4.2 メカニカルスナッパの定格荷重

No.	用語	定義	初出箇所
12	振動応答試験	確性試験において、メカニカルスナップを定格荷重が発生する変位で加振し、地震荷重に対して想定される動剛性を示すことを確認する試験	P. 9 4.2 メカニカルスナップの定格荷重
13	過負荷振動試験	確性試験において、メカニカルスナップを定格荷重×1.5が発生する変位で加振し、地震荷重に対して想定される動剛性を示すことを確認する試験	P. 9 4.2 メカニカルスナップの定格荷重
14	低速走行試験	メカニカルスナップを熱膨張による変位時に想定される速度で加振し、配管の熱変位に対して追従できることを確認する試験	P. 9 4.2 メカニカルスナップの定格荷重
15	予想耐力	メカニカルスナップの限界耐力評価法を策定するために実施した電共研の破壊試験において、各構造部材に対してJ E A G 4 6 0 1により定まる許容応力と各構造部材の構造に基づいて選定した耐力評価式を用いて、試験前に机上計算により算出した各部位の耐力値、あるいはそれら各構造部材の予想耐力のうちメカニカルスナップ全体での最小値	別紙 4-2 3. メカニカルスナップ限界耐力評価法の策定方針
16	最大負荷荷重	メカニカルスナップの限界耐力評価法を策定するために実施した電共研の破壊試験において、メカニカルスナップの破損又は機能喪失が確認された試験条件（機能喪失した条件）の荷重記録のうち、メカニカルスナップの機能が維持された状態における最大荷重	P. 41 5.2 機能確認 （地震荷重と限界耐力値の比較）
17	耐力確認荷重	メカニカルスナップの限界耐力評価法を策定するために実施した電共研の破壊試験において、メカニカルスナップの破損又は機能喪失が確認される前の試験条件（機能が維持されている状態）における最大荷重	P. 17 4.3.3 今回工認における詳細評価適用の考え方

No.	用語	定義	初出箇所
18	限界耐力値	<ul style="list-style-type: none"> ・メカニカルスナップの破壊試験の結果を踏まえて必要に応じて補正した耐力評価式を用いて算出した机上計算による構造部材及び機能部品の耐力値 ・機能部品の限界耐力値については、試験結果に基づいて策定した耐力算出方法により算出する。 ・各型式におけるメカニカルスナップ全体の限界耐力値を示す場合は、構造部材及び機能部品の限界耐力値のうち最小値 ・JNES 研究においては耐力値と記載 	<p>P. 10</p> <p>4.3 今回工認における評価</p>
19	耐力評価式	メカニカルスナップの構成部品に対する限界耐力値算出に用いる評価式であり、構造強度部材においては応力算出式と許容応力から各部材の限界耐力値を算出する評価式、機能部品においては試験の結果を踏まえて策定した評価式	<p>P. 18</p> <p>4.3.3 今回工認における詳細評価適用の考え方</p>
20	ストローク	メカニカルスナップが支持対象設備の移動に追従できる移動範囲（移動可能長さ）	<p>P. 19</p> <p>4.3.3 今回工認における詳細評価適用の考え方</p>
21	実力の耐力値	メカニカルスナップが実際の破損又は機能喪失に至る直前の耐力値	<p>P. 17</p> <p>4.3.3 今回工認における詳細評価適用の考え方</p>
22	評価耐力	電共研において、公称応力により部位ごとに計算した予想耐力	<p>別紙 4-24</p> <p>4.5 破壊試験結果の考察</p>
23	実耐力	応力算出式に含まれる裕度を取り除くとともに、使用材料のミルシート強度や構造を考慮して部位ごとに計算した実力ベースの耐力	<p>別紙 4-24</p> <p>4.5 破壊試験結果の考察</p>
24	耐力評価手法	JNES の研究において策定しているメカニカルスナップの評価手法であり、電共研の知見における限界耐力評価法に相当	<p>P. 17</p> <p>4.3.3 今回工認における詳細評価適用の考え方</p>

1. はじめに

女川原子力発電所第2号機の機器・配管系の支持構造物の設計に当たっては、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, J E A G 4 6 0 1 -1987 及び J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版）（(社)日本電気協会）（以下「J E A G 4 6 0 1」）に従い、地震荷重に対して十分な強度を持たせた耐震設計としている。機器・配管系の支持構造物のうちメカニカルスナッパは、J E A G 4 6 0 1 の「その他の支持構造物」に該当するため、構造強度評価によって支持機能を評価する。

既工認におけるメカニカルスナッパの耐震設計では、J E A G 4 6 0 1 を踏まえ、あらかじめ計算により定格荷重^{*1} 及び定格荷重×1.5 に対するメカニカルスナッパの構成部品の応力を求めて許容応力状態Ⅲ_AS 及び許容応力状態Ⅳ_AS の許容限界を満足することを確認し、定格荷重及び定格荷重×1.5 を設計上の基準値として設定した上で、メカニカルスナッパに負荷される地震荷重と比較することによって耐震性を確認している。

今回工認のメカニカルスナッパの耐震設計においても、既工認同様、許容応力状態Ⅲ_AS に対して定格荷重、許容応力状態Ⅳ_AS に対して定格荷重×1.5 をあらかじめ設定した設計上の基準値として適用することを基本とする。ただし、基準地震動 S_s が増大したことによりメカニカルスナッパに負荷される地震荷重があらかじめ設定した設計上の基準値を超えた場合には、あらかじめ設定した設計上の基準値に余裕があること等を考慮し、改めて J E A G 4 6 0 1 を踏まえた詳細評価^{*2} として、メカニカルスナッパに負荷される地震荷重に対する応力を算出し、許容応力状態Ⅲ_AS 又は許容応力状態Ⅳ_AS の許容限界を満足することを確認する。

本資料は、今回工認で女川原子力発電所第2号機に適用するメカニカルスナッパの詳細評価の考え方についてまとめたものである。

なお本資料が関連する工認図書は以下のとおり。

- ・「VI-2-1-12-1 配管及び支持構造物の耐震計算について」

注記*1：用語の定義 No. 3 参照

*2：用語の定義 No. 5 参照

2. 適用範囲

女川原子力発電所第2号機の機器・配管系に設置する型式（SMS型，NMB型）のメカニカルスナッパとし，地震荷重があらかじめ設定した設計上の基準値（許容応力状態Ⅲ_{AS}に対して定格荷重，許容応力状態Ⅳ_{AS}に対して定格荷重×1.5）を超えた場合に詳細評価を適用する。

3. メカニカルスナッパの構造及び作動原理

3.1 メカニカルスナッパの構造

メカニカルスナッパは，プラント運転時に熱膨張が発生する高温配管の耐震用の支持装置として，地震時に発生する配管反力（地震荷重）のような急速な配管移動は拘束するが，配管の熱膨張のような緩やかな配管移動は拘束しない機能を持った製品である。図3-1にメカニカルスナッパの構造概要を示す。

メカニカルスナッパは，ボールねじ，ボールナット等にて配管移動を等価質量の回転運動に変換し，入力加速度が小さい（緩やかな配管移動）場合は小さな抵抗力で自由に移動するが，入力加速度が大きい（急速な配管移動）場合は大きな抵抗力が発生して配管を拘束する機構を有しており，配管から伝達される荷重（配管反力）を支持するための構造部材^{*1}及び配管移動に追従するための機能部品^{*2}としての役割を持った部品等で構成されている。

注記*1：用語の定義 No.1 参照

*2：用語の定義 No.2 参照

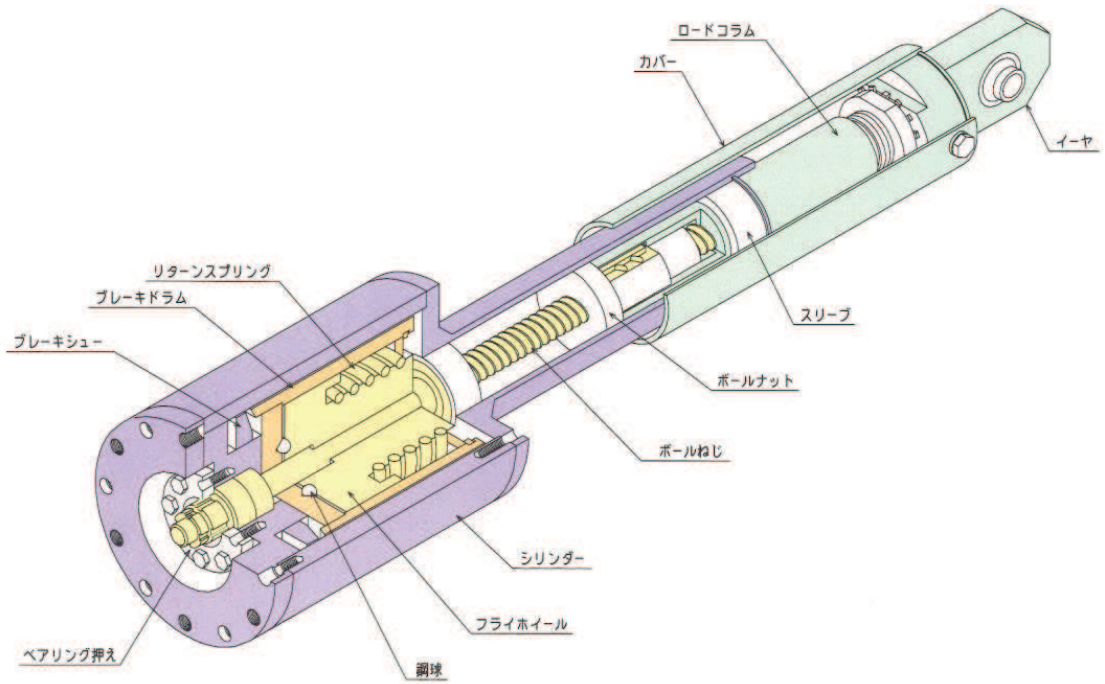


図 3-1 メカニカルスナッチャの構造概要

3.2 メカニカルスナップの作動原理

メカニカルスナップの作動原理の概要を図 3-2 に示す。また、ボールねじにおけるボールナット部の概要図を図 3-3 に示す。メカニカルスナップの作動原理は、ボールナットの往復運動に対して、ボールナット内部でボールねじのねじ溝に沿ってボールが循環することで、ボールねじを介してフライホイールの回転運動に変換することが基本原理である。ボールナットに往復運動（振動）が加わると、ボールねじは回転を開始しようとするが、フライホイールの慣性によって回転が阻止されるため、ボールナットは往復動ができずに外力に抵抗する荷重が発生する。

外力に抵抗する荷重（抵抗力）は以下の式で表される。

$$F = M \times \alpha$$

ここで、

F：抵抗力

M：フライホイール質量

α ：加速度

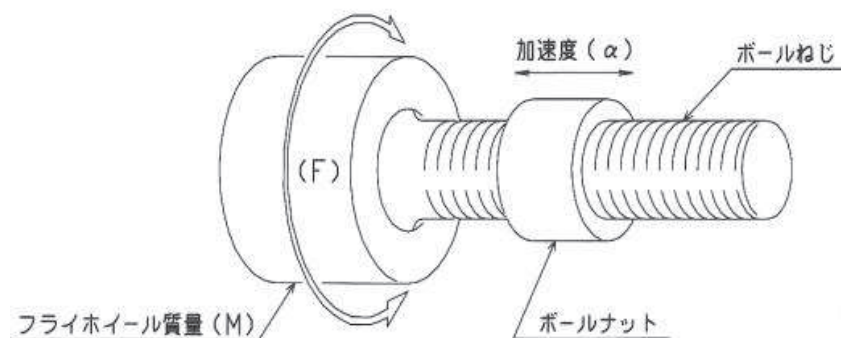


図 3-2 メカニカルスナップの作動原理

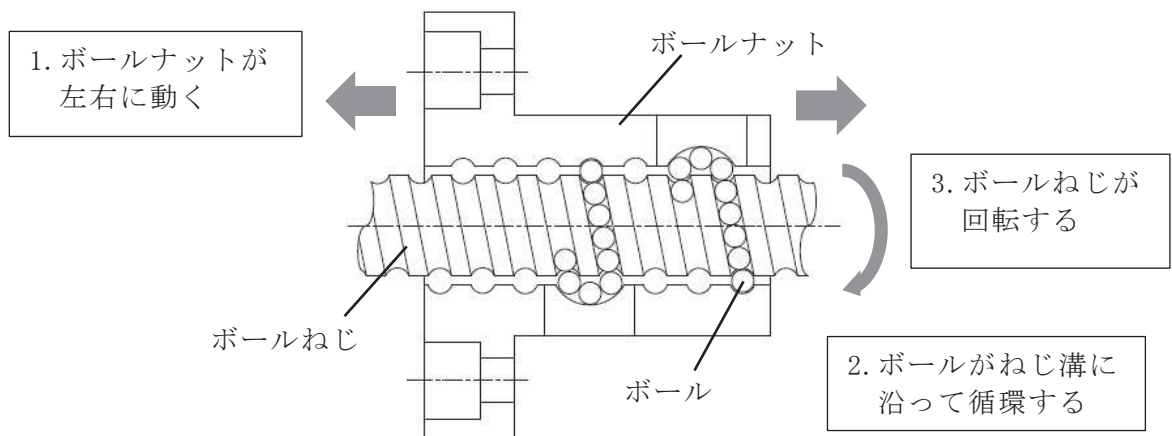


図 3-3 ボールねじのボールナット部の概要図

また、メカニカルスナッパへの入力加速度が小さい（緩やかな配管移動）場合における動作の様子を図 3-4 に示す。図のとおり、メカニカルスナッパの軸方向にかかった力は、ボールねじによってシリンダ内のフライホイールの回転運動に変換されるとともに、メカニカルスナッパ全体が伸縮する。

入力加速度が大きくなった（急速な配管移動）場合は、フライホイールの回転慣性が抵抗となって支持機能が発揮され、メカニカルスナッパ全体の伸縮も拘束される。



図 3-4 メカニカルスナッパの低速走行時動作の様子

4. メカニカルスナップの耐震設計

4.1 既工認における評価

既工認におけるメカニカルスナップの評価手順を図 4-1 に示す。

既工認におけるメカニカルスナップの耐震評価では、メカニカルスナップに対する荷重による評価として、地震応答解析から算出されたメカニカルスナップに負荷される配管反力（地震荷重）が、あらかじめ設定した設計上の基準値（許容応力状態Ⅲ_{AS}に対して定格荷重，許容応力状態Ⅳ_{AS}に対して定格荷重×1.5）を満足していることを確認している。

ここで、あらかじめ設定した設計上の基準値とは、J E A G 4 6 0 1における、あらかじめ計算により求めた標準荷重に相当し、定格荷重及び定格荷重×1.5 に対するメカニカルスナップの強度評価として、各構造部材の応力がその他の支持構造物に要求される許容応力状態Ⅲ_{AS}及び許容応力状態Ⅳ_{AS}の許容応力を満足することが確認されたものである。J E A G 4 6 0 1におけるあらかじめ計算により求めた標準荷重については、4.3.2 に詳細を記載している。

なお、メカニカルスナップに対して J E A G 4 6 0 1 のその他の支持構造物の許容応力に基づく強度評価を行う場合、構造部材ごとに評価を実施する必要があるが、評価作業の合理化を目的として、既工認の評価においてはあらかじめ設定した設計上の基準値を用いた評価を実施している。

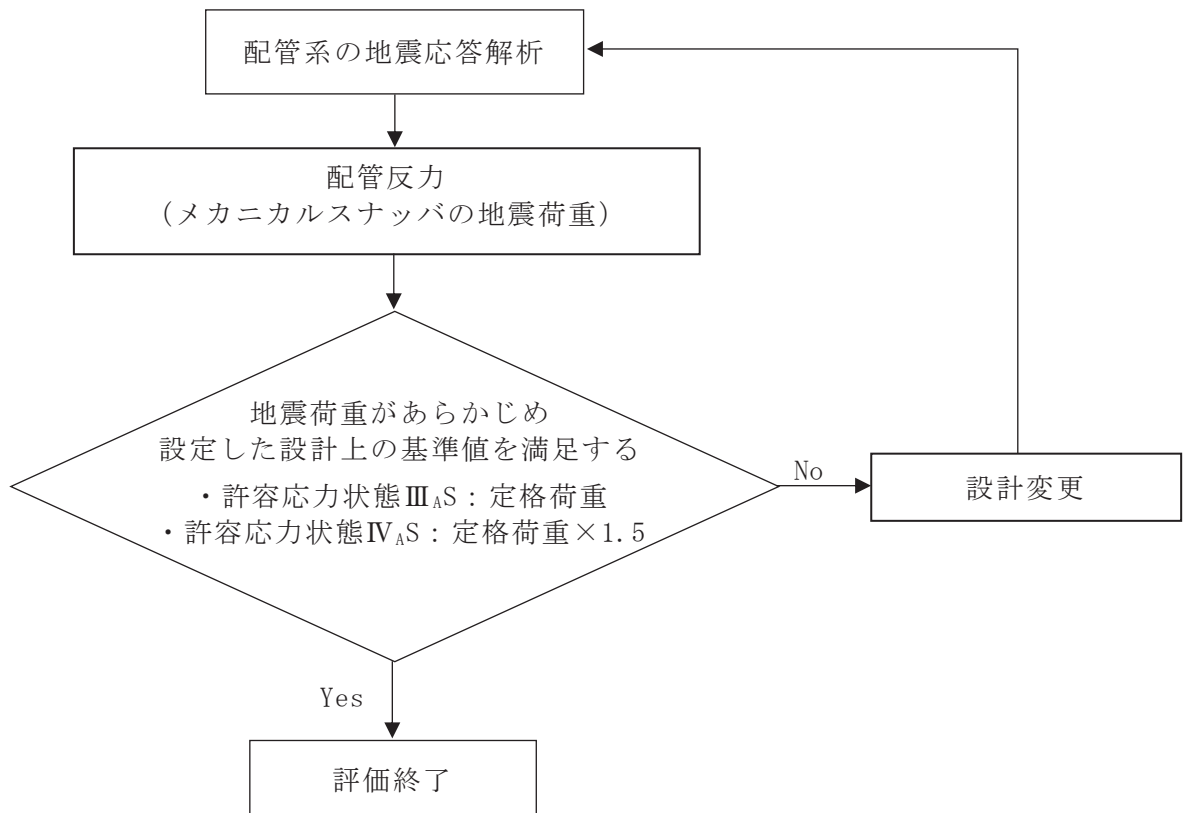


図 4-1 既工認におけるメカニカルスナップの評価手順

4.2 メカニカルスナップの定格荷重

メカニカルスナップは、メカニカルスナップ製造者による構成部材の市場調達性、製作性なども考慮して標準化された製品であり、製造設計にあたって設定する定格荷重及び定格荷重×1.5に対して十分に余裕のある設計となっている。

メカニカルスナップの製造設計では、地震荷重として定格荷重及び定格荷重×1.5が負荷された構造部材に対する応力がJ E A G 4 6 0 1に規定される「その他の支持構造物」の許容限界（定格荷重に対して許容応力状態Ⅲ_{AS}、定格荷重×1.5に対して許容応力状態Ⅳ_{AS}）を十分に満足し、余裕のある設計であることを確認している。

従って、荷重による評価として、メカニカルスナップの地震荷重が定格荷重及び定格荷重×1.5を満足する場合、構造部材ごとに評価を実施しなくても各評価対象部位の応力がJ E A G 4 6 0 1に規定される許容限界を満足することになる。SMS型メカニカルスナップのCONNECTINGチューブにおける型式ごとの定格荷重×1.5の荷重評価例を表4-1-1に示す。なお、表4-1-1はCONNECTINGチューブを例として定格荷重×1.5と許容限界Ⅳ_{AS}の許容応力に相当する荷重の比較をした結果であり、CONNECTINGチューブが全ての型式における最小裕度部位ではないため、表4-1-1はメカニカルスナップ全体での最小裕度部位における裕度を示したものではない。

また、メカニカルスナップの機能*1確認試験として、表4-1-2に示す確性試験*2によって地震荷重に対して想定される動剛性*3を発揮できること、配管の熱変位に対して追従できること、使用環境で機能を発揮できること等を確認している。なお、メカニカルスナップに対する確性試験の詳細については、別紙1に示す。

注記*1：用語の定義 No. 7 参照

*2：用語の定義 No. 9 参照

*3：用語の定義 No. 11 参照

表 4-1-1 定格荷重×1.5 での荷重評価例
 (SMS 型メカニカルスナップのコネクティングチューブ)

型式	定格荷重×1.5 [kN] (A)	許容限界IV _A S の許 容応力に相当する 荷重 [kN] (B)	裕度 (B/A)
SMS-01	1.5	20.4	13.6
SMS-03	4.5	20.4	4.53
SMS-06	9	25.6	2.84
SMS-1	15	29.7	1.98
SMS-3	45	89.9	1.99
SMS-6	90	142.1	1.57
SMS-7.5	112.5	142.1	1.26
SMS-10	150	252.4	1.68
SMS-16	240	449.2	1.87
SMS-25	375	811.0	2.16
SMS-40	600	1144.5	1.90

表 4-1-2 確性試験の概要

要求機能	試験項目	試験内容
耐震性	振動応答試験* ¹ (定格荷重)	定格荷重, 定格荷重×1.5 が発生する変位で加振し, 地震荷重に対して想定される動剛性を発揮できることを確認する。
	過負荷振動試験* ² (定格荷重×1.5)	
	低速走行試験* ³	熱膨張による変位時に想定される速度で加振し, 配管の熱変位に対して追従できることを確認する。
	リリース試験* ⁴	熱移動を想定した速度での移動時に, 地震荷重を与え, ブレーキ機構が作動した後も, スティックせずに熱移動に追従することを確認する。
耐震性 以外	その他環境試験* ⁵	高温, 高湿度雰囲気, 放射線を照射時などの状態で性能が維持されることを確認する。

注記*1: 用語の定義 No. 12 参照

*2: 用語の定義 No. 13 参照

*3: 用語の定義 No. 14 参照

*4: レリース試験は, 熱変位を想定したゆっくりとした変位を与えているところに, 地震を想定した素早い変位を与えることで, 地震によりブレーキ機構が作動した後の熱移動への追従を確認するものである。

*5: 各環境試験後に振動試験及び低速走行試験を実施する。

4.3 今回工認における評価

4.3.1 評価手順

今回工認におけるメカニカルスナップの評価手順を図 4-2 に示す。

今回工認におけるメカニカルスナップの耐震評価では、一次評価*1として既工認と同様、地震応答解析から算出された配管反力（メカニカルスナップの地震荷重）があらかじめ設定した型式ごとに一律の設計上の基準値（許容応力状態Ⅲ_{AS}に対して定格荷重，許容応力状態Ⅳ_{AS}に対して定格荷重×1.5）以下であり，J E A G 4 6 0 1に規定される許容限界を満足することを確認する。

メカニカルスナップの地震荷重があらかじめ設定した設計上の基準値を超えた場合には，あらかじめ設定した設計上の基準値に余裕があること等を考慮し，メカニカルスナップの構成部材に対する詳細評価を実施する。

今回工認における詳細評価では，メカニカルスナップの地震荷重に対して各構造部材の強度評価（応力評価）を行い，その他の支持構造物の許容応力以下であることを確認する。なお，メカニカルスナップの各構造部材の強度評価にあたっては，既往知見を踏まえた検討を行い，強度評価に係る評価部位及び評価項目を追加する。

また，詳細評価における地震荷重がメカニカルスナップの確性試験における試験条件（定格荷重及び定格荷重×1.5）を超えることを踏まえ，メカニカルスナップの機能確認に対する荷重評価（限界耐力値*2による評価）として，メカニカルスナップの地震荷重が既往知見*3等を考慮して整理した限界耐力値以下であることを確認する。

今回工認におけるメカニカルスナップの耐震評価は，こうした一次評価および詳細評価によりメカニカルスナップの耐震性を担保する。

注記*1：用語の定義 No. 4 参照

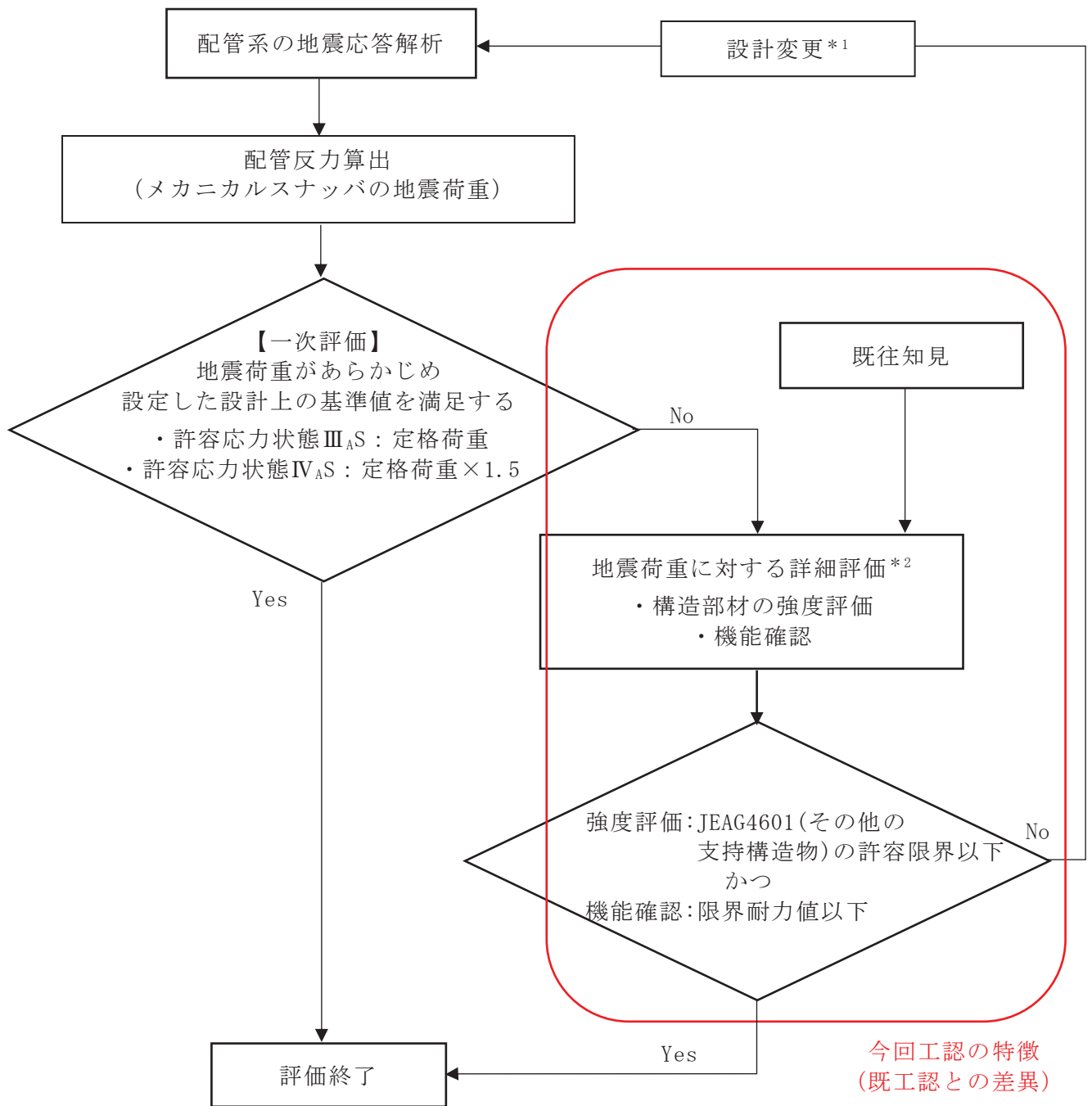
*2：用語の定義 No. 18 参照

*3：用語の定義 No. 8 参照

なお、メカニカルスナッパに発生する地震荷重は一方向（軸方向）のみに入力され、メカニカルスナッパの構造部材に発生する応力は地震荷重の大きさに比例して線形に増加すること、メカニカルスナッパの各型式における最小裕度部品は地震荷重の大小によらず同じになることから、今回工認の詳細評価においても許容荷重を新たに設定して、荷重評価する手法の採用も可能である（別紙7参照）。

今回工認では、以下の理由により個別の部品に対する構造部材の強度評価（応力評価）と機能確認（荷重評価）による評価を採用する。

- ・ 機器配管系の耐震設計においては、J E A G 4 6 0 1・補-1984「原子力発電所耐震設計技術指針重要度分類・許容応力編」に示された許容応力状態、応力分類及び許容限界を踏まえて、地震荷重による評価対象設備（容器、管、ポンプ等）の構造部材の発生応力が許容限界内であることを確認する評価を基本としている。
- ・ 既工認のメカニカルスナッパの耐震設計では、メカニカルスナッパが標準化された製品であり評価対象数も多いことから、評価作業の合理化のため、あらかじめ設定した設計上の基準値（定格荷重等）による荷重評価としていたが、今回工認では一部のメカニカルスナッパの地震荷重があらかじめ設定した設計上の基準値を上回ることから詳細評価が必要となっている。
- ・ 今回工認で詳細評価対象となったメカニカルスナッパの台数が、メカニカルスナッパ全体（約500台）の一割程度（49台）であり、各構造部材の強度評価（応力評価）と機能確認（荷重評価）による評価を実施しても評価作業が膨大とならない。



注記*1：メカニカルスナッパを含む配管支持構造物の追設及び容量変更，位置変更等
*2：詳細評価の手順については図 5-7 参照

図 4-2 今回工認におけるメカニカルスナッパの評価手順

4.3.2 メカニカルスナッパの耐震設計に係る技術基準及び適用規格

メカニカルスナッパの耐震設計に係る技術基準及び適用規格の概要を図 4-3 に示すとともに、該当部の抜粋を別紙 2 に示す。

機器・配管系の支持構造物であるメカニカルスナッパは、実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の第 5 条及び第 50 条（地震による損傷の防止）に基づき、「施設の機能を維持していること又は構造強度を確保していること」が要求される。

メカニカルスナッパの耐震設計では、J E A G 4 6 0 1 のその他の支持構造物に該当し、メカニカルスナッパの構造部材の強度評価が求められるため、配管から伝達される荷重（配管反力）に対するメカニカルスナッパの発生応力がその他の支持構造物に要求される許容限界を満足することを確認する。

J E A G 4 6 0 1 では、機器・配管系の耐震安全性評価は解析による設計を基本として、機能維持上の評価が必要な場合は試験による設計も可能であること、耐震安全性評価における許容限界内にあることの確認では、荷重による評価として、あらかじめ計算により求めた標準荷重等や試験で確認した許容荷重を用いる場合があると記載されている。

なお、添付書類「VI-2-1-12-1 配管及び支持構造物の耐震計算について」における支持構造物の種別に対する評価方法の一覧を表 4-2 に示す。

実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則

- ・実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則及びその解釈
第5条, 第50条(地震による損傷の防止)
「施設の機能を維持していること又は構造強度を確保していること」

J E A G 4 6 0 1

J E A G 4 6 0 1 ・ 補-1984

- ・メカニカルスナッパは「その他の支持構造物」に該当する
- ・構造部材に対する強度評価が求められる。

J E A G 4 6 0 1 -1987

- ・機器・配管系の耐震評価(応力が許容限界内であること)は解析による設計を基本とする。
- ・機能維持上の評価が必要な場合は試験による設計もできる。
- ・許容限界内にあることの確認はあらかじめ計算により求めた標準荷重(定格荷重等に相当)を用いる場合等がある。

メカニカルスナッパの耐震評価

【既工認及び今回工認における一次評価】

- ・あらかじめ計算により求めた標準荷重による評価を適用し, 地震荷重が定格荷重及び定格荷重 $\times 1.5$ (設計上の基準値)を満足すること

【今回工認における詳細評価】

- ・地震荷重に対する構造部材の強度評価(応力による評価)
- ・機能維持に対する荷重評価(試験)

図4-3 メカニカルスナッパの耐震設計に係る技術基準及び適用規格の概要

表 4-2 今回工認の詳細評価における支持構造物の評価方法一覧

No.	種 別	評価方法	評価方法の理由
1	メカニカルスナップ	定格荷重評価及び Ⅲ _{AS} /Ⅳ _{AS} 評価	定格荷重等を標準荷重とした製造設計であるため、耐震設計では、あらかじめ設定した設計上の基準値に基づく評価を基本とし、あらかじめ設定した設計上の基準値を満足できない場合は詳細評価を行う。
2	ロッド レストレイント	定格荷重評価	定格荷重等を標準荷重とした製造設計であるため、耐震設計では、あらかじめ設定した設計上の基準値に基づく評価を基本とする。 (既工認と同様)
3	オイルスナップ	定格荷重評価	
4	スプリングハンガ	定格荷重評価	
5	コンスタントハンガ	定格荷重評価	
6	レスト レイント	ラグ	
7		Uボルト	
8		支持架構	
9		埋込金物	

4.3.3 今回工認における詳細評価適用の考え方

(1) 既工認と今回工認の差異

メカニカルスナッパに対する既工認の評価及び今回工認における評価は、図 4-1 及び図 4-2 のとおり、荷重による評価として、メカニカルスナッパの地震荷重があらかじめ設定した設計上の基準値(許容応力状態Ⅲ_AS に対して定格荷重、許容応力状態Ⅳ_AS に対して定格荷重×1.5) を満足できなかった場合の扱いが異なる。

既工認では、即座に設計変更へ移行することに対して、今回工認においては、あらかじめ設定した設計上の基準値に余裕があること及び既往知見を踏まえて、詳細評価を適用し、メカニカルスナッパの耐震性を確認することである。なお、詳細評価が満足しない場合は、設計変更を行う。

詳細評価の適用にあたっては、メカニカルスナッパの地震荷重が定格荷重及び定格荷重×1.5 を超える場合の限界耐力評価法*等に係る既往知見を踏まえて、メカニカルスナッパの構造部材の強度評価及び機能確認に係る内容を検討した。

既工認の評価及び今回工認における詳細評価適用に係る考え方を図 4-4 に示す。

なお、既工認ではメカニカルスナッパについて、定格荷重に対する構造部材の強度評価(応力評価)を実施している。これは、メカニカルスナッパに対して定格荷重を負荷した際の発生応力が、J E A G 4 6 0 1 に規定される許容応力に対して十分に小さく、定格荷重による評価が妥当であることを示すために実施しているものである。この際、荷重伝達経路を踏まえて評価が必要と考えられる代表的な評価部位、評価項目を選定し評価を実施している。

注記*：用語の定義 No. 10 参照

(2) 既往知見を踏まえた検討

- a. 「平成 12 年度 共同研究報告書 耐震設計に関する新知見に対する機器耐震評価法の研究(Phase2)」(以下、「電共研の知見」という。)(別紙 4)

電共研の知見では、メカニカルスナッパの振動試験として「スナバ機能維持評価法のための破壊試験」を実施しており、その試験結果を使用して構造強度及び機能維持の観点から限界耐力評価法を策定している。

今回工認におけるメカニカルスナッパの詳細評価については、構造部材の応力評価として電共研の知見で検討された限界耐力評価法等を踏まえて評価部位及び評価項目を追加することにした(表 4-5, 表 4-6)。

また、メカニカルスナッパの機能確認として電共研の知見における振動試験及び低速走行試験の結果を用いて策定した限界耐力値を適用することにした。

なお、メカニカルスナッパの機能確認については、耐震性の観点から振動試験及び低速走行試験にて行うこととしているが、これらの試験項目は確性試験項目と比較した上で詳細評価への適用が必要と判断した。検討結果を表 4-7 に示す。

なお、電共研の知見はメカニカルスナッパの実際の限界耐力(実力の耐力値^{*1})を確認することを目的とした結果であるが、今回工認の詳細評価においては、構造部材については J E A G 4 6 0 1 に基づく許容限界(許容応力状態Ⅲ_AS 及び許容応力状態Ⅳ_AS)までとし、機能部品については電共研の知見にて確認した限界耐力値までとする。

b. 「JNES 平成 21～22 年度耐震機能限界試験(スナバ)に係る報告書」(以下、「JNES 研究」という。)(別紙 5)

JNES 研究では、メカニカルスナッパの耐力評価手法^{*2}を構築することを目的として、地震に対する強度・機能の限界値を試験で確認しており、振動応答試験及び低速走行試験にて耐力確認荷重^{*3}が得られている。

JNES 研究は、上記電共研の限界耐力値を含めたメカニカルスナッパの限界耐力評価法に係る検討の妥当性確認のため、第三者機関による検討事例として電共研との比較対象とした。

注記*1：用語の定義 No. 21 参照

*2：用語の定義 No. 24 参照

*3：用語の定義 No. 17 参照

c. 今回工認の詳細評価に対する電共研知見適用の妥当性

女川 2 号機の今回工認のメカニカルスナッパの詳細評価に対して、電共研の知見を適用することの妥当性について、以下の通り確認した。

(1) 電共研の試験条件の妥当性

電共研の知見については、限界耐力値の策定に関連する振動試験及び低速走行紙試験の試験条件が、メカニカルスナッパの確性試験と同様であるとともに、女川 2 号機の設計仕様と整合するため、今回工認の詳細評価に適用することは妥当であることを確認した。試験条件と女川 2 号機の設計仕様の比較結果を表 4-3 に示す。また表 4-3 の記載内容の詳細については別紙 4 に示す。

(2) 電共研の知見と JNES 研究の成果の比較

電共研の知見にて策定された限界耐力値が妥当であることの検証として、JNES 研究における一連の検討プロセスが電共研の知見と同様であること、試験条件及び試験結果として得られた限界耐力値が同等であることを確認した。電共研の知見と JNES 研究における限界耐力値（JNES 研究では耐力値と記載）の比較を表 4-4 に示す。また、試験条件も含めた詳細な比較については別紙 5 に示す。

(3) 限界耐力値の設定方法

電共研の知見にて策定された限界耐力値は、適切な試験条件にて実施された試験結果より得られた耐力確認荷重に対して、耐力評価式*を用いて保守的に設定されていることから、限界耐力値の設定方法は妥当である。

注記*：用語の定義 No. 19 参照

以上より、女川 2 号機の今回工認のメカニカルスナッパの詳細評価に対して、電共研の知見を適用することは妥当である。

表 4-3 電共研の知見における試験条件と女川 2 号機の設計仕様の比較

項目	電共研試験条件	女川 2 号機 設計仕様	比較結果												
加振波	正弦波	ランダム波	ランダム波では最大振幅の負荷は限定的だが、正弦波では最大振幅が繰返し負荷されるため、試験側が保守的な設定である。												
加振振動数	9Hz	10Hz 前後	同様												
加振時間	10 秒程度	数十秒から 数百秒	継続時間は試験側が短い、正弦波入力により試験側の負荷が保守的な設定である。												
振動試験の判定基準	動剛性	動剛性	相違なし（具体的には以下基準を満足すること） <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>定格容量</th> <th>3kN</th> <th>10kN</th> <th>30kN</th> <th>60kN</th> <th>100kN</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>動ばね定数</td> <td colspan="5" style="text-align: center;">[Redacted]</td> </tr> </tbody> </table>	定格容量	3kN	10kN	30kN	60kN	100kN	動ばね定数	[Redacted]				
定格容量	3kN	10kN	30kN	60kN	100kN										
動ばね定数	[Redacted]														
加振開始位置	ストローク* 1/2 (中央)	ストローク* 1/2 (中央)	相違なし。加振はストローク*1/2 の位置で開始する。												
低速走行試験の試験速度	2.1(+0, -0.5) mm/sec	10 ⁻³ から 10 ⁻² mm/sec 程度	試験側の速度が大きく、保守的な設定である。												
低速走行試験の判定基準	抵抗値	抵抗値	相違なし（具体的には以下条件を満足すること） <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>定格容量</th> <th>3kN</th> <th>10kN</th> <th>30kN</th> <th>60kN</th> <th>100kN</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>抵抗力</td> <td colspan="5" style="text-align: center;">[Redacted]</td> </tr> </tbody> </table>	定格容量	3kN	10kN	30kN	60kN	100kN	抵抗力	[Redacted]				
定格容量	3kN	10kN	30kN	60kN	100kN										
抵抗力	[Redacted]														

注記*：用語の定義 No. 20 参照

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-4 電共研の知見と JNES 研究における限界耐力値の比較 (SMS 型の例)

型式	定格容量 [kN]	電共研				JNES 研究				JNES 耐力 確認荷重/ 電共研限界 耐力値	JNES 耐力値 /電共研限 界耐力値
		耐力 確認 荷重 [kN]	限界 耐力値 [kN]	最小裕度部品	最小裕度 部品の分 類	耐力 確認荷重 [kN]	耐力値 [kN]	最小裕度部品	最小裕度 部品の分類		
SMS-01	1	—	19.0	六角ボルト	構造部材						
SMS-03	3	29.9	18.8	六角ボルト	構造部材						
SMS-06	6	—	16.8	ベアリング押え	構造部材						
SMS-1	10	56.2	53.9	コネクティング チューブ	構造部材						
SMS-3	30	94.2	75.3*2	アンギュラー 玉軸受	機能部品						
SMS-6	60	190.5	170.6	ベアリング押え	構造部材						
SMS-7.5	75	—	—	—	—						
SMS-10	100	244.7	224.5	ベアリング押え	構造部材						
SMS-16	160	—	344.2	ベアリング押え	構造部材						
SMS-25	250	—	490.3	ベアリング押え	構造部材						
SMS-40	400	—	941.4	コネクティング チューブ	構造部材						

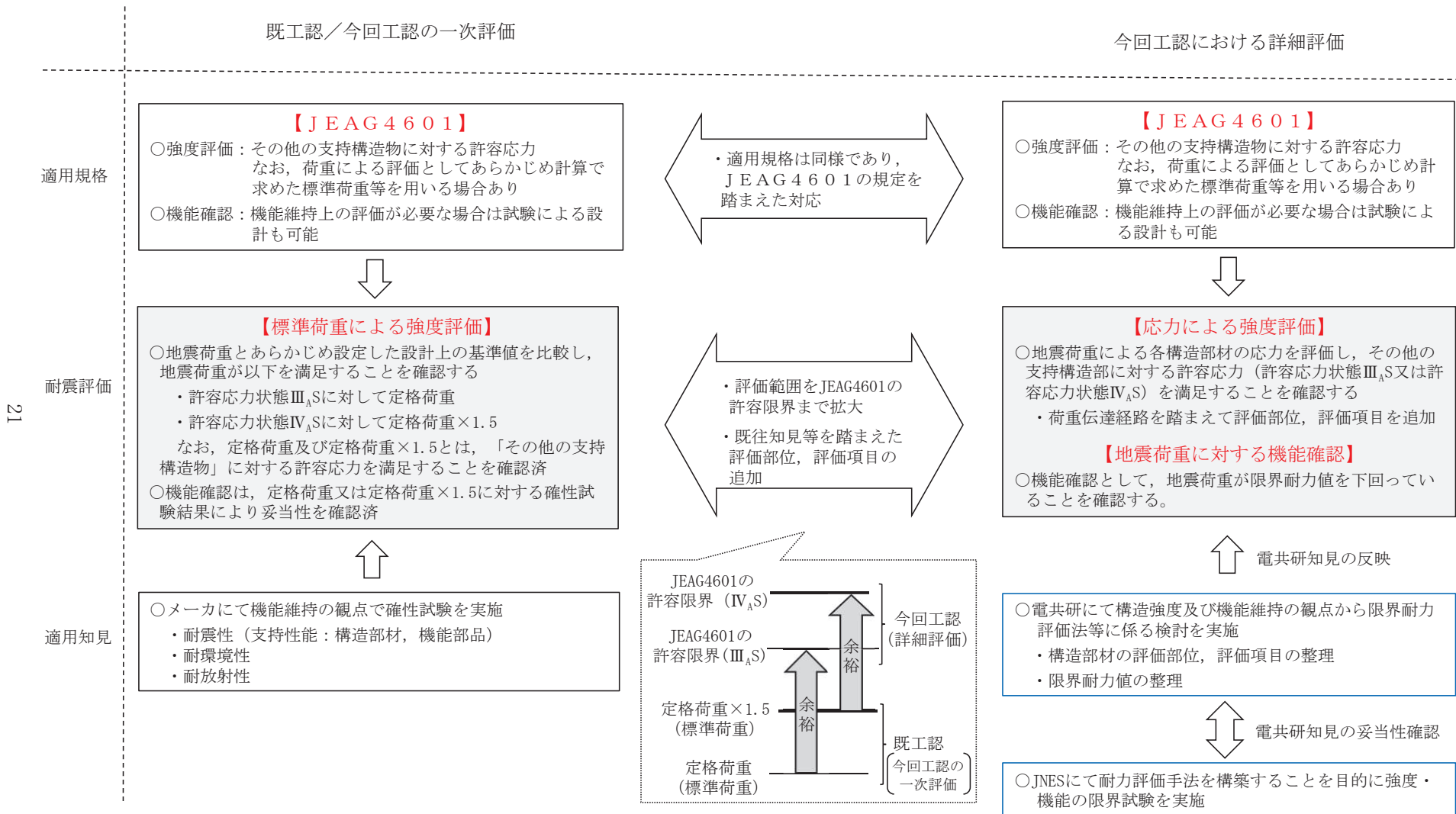


図 4-4 既工認の評価及び今回工認における詳細評価に係る考え方

表 4-5 既工認及び今回工認（詳細評価）における評価部位（SMS 型）

番号*1	部品名称	既工認	今回工認	備考
①	ダイレクトアタッチブラケット	○	○	
②	ジャンクションコラムアダプタ	○	○	
③	ロードコラム	○	○	
④	クランプ	—	—	*2
⑤	ピン	○	○	
⑥	コネクティングチューブ	○	○	
⑦-1	ベアリングケース	○	○	
⑦-2	ベアリング押え	○	○	
⑦-3	六角ボルト	○	○	
⑧	イーヤ	○	○	
⑨	ユニバーサルボックス	○	○	
⑩	コネクティングチューブイーヤ部	—	—	*3
⑪	ユニバーサルブラケット	○	○	
⑫	ベアリングナット	—	○	追加項目
⑬	ボールネジ	—	○	追加項目
—	座屈	—	○	追加項目

○：評価対象，—：評価対象外

注記*1:番号は図 5-1 の部品番号と同じものを示す。

*2:メカニカルスナッパ本体ではなく，付属部品として J E A C 4 6 0 1 の応力評価を実施しているため，メカニカルスナッパとしての詳細評価対象外とする。（付属部品の強度評価例を別紙 3 添付 1 に示す。）

*3:寸法及び計算式が①ダイレクトアタッチブラケットと同じため評価を省略する。

表 4-6 既工認及び今回工認（詳細評価）における評価部位（NMB 型）

番号*1	部品名称	既工認	今回工認	備考
①-1	リアブラケット（イヤ）	○	○	
①-2	リアブラケット（溶接部）	○	○	
①-3	リアブラケット（フランジ）	○	○	
②	セットボルト	○	○	
③-1	ケース	○	○	
③-2	ケース溶接部	○	○	
④	ベアリングシート	○	○	
⑤	ベアリングボックス	○	○	
⑥	スリーブ	○	○	
⑦	カラー	○	○	
⑧	ロードシリンダ	○	○	
⑨	ターンバックル	○	○	
⑩	エンドプラグ	○	○	
⑪	延長パイプキット及び溶接部	—	○	既工認：適用タイプなし
⑫-1	延長パイプブラケット （イヤ穴部）	—	○	既工認：適用タイプなし
⑫-2	延長パイプブラケット （溶接部）	—	○	既工認：適用タイプなし
⑫-3	延長パイプ	—	○	既工認：適用タイプなし
⑬	クレビス（アイ）	—	—	*2
⑭	クレビス（本体）	—	—	*2
⑮	ピン	○	○	
⑯	ボールねじ	○	○	
-	座屈 （ストローク 125mm 考慮）	—	○	追加項目
-	座屈 （ストローク 250mm 考慮）	—	○	追加項目

○：評価対象，—：評価対象外

注記*1:番号は図 5-3 の部品番号と同じものを示す。

*2:メカニカルスナッパ本体ではなく、付属部品として J E A C 4 6 0 1 の応力評価を実施しているため、メカニカルスナッパとしての詳細評価対象外とする。
（付属部品の強度評価例を別紙 3 添付 1 に示す。）

表 4-7 各試験項目に対する詳細評価適用要否

確性試験の項目	確認内容	詳細評価適用要否	電共研の知見
振動応答試験 過負荷振動試験	所定の地震荷重に対して想定される動剛性であること	要	振動試験
低速走行試験	配管の熱変位に追従すること	要	低速走行試験 (振動試験後)
リリース試験*1	地震荷重を受けてブレーキ機構が働いた後で、配管の熱移動に追従すること	不要 (地震条件と熱条件の重畳の影響は考慮不要のため*2)	—
その他環境試験等	その他環境条件等で健全であること	不要 (環境条件等に変更がないため)	—

注記*1：リリース試験は、熱変位を想定したゆっくりとした変位を与えているところに、地震を想定した素早い変位を与えることで、地震によりブレーキ機構が作動した後の熱移動への追従を確認するものである。地震後に熱移動へ追従するかどうかは、リリース試験ではなく振動試験後の低速走行試験によって確認する。

*2：リリース試験の熱変位速度（2mm/sec～4mm/sec）に比べて、原子力プラントの温度変化条件による変位速度は十分に小さいため、速度の大きい熱変位と地震の重畳による影響確認を目的としたリリース試験は実施不要と考えられる。確性試験時は、一般産業向け製品と同等の条件にて性能確認を行っているため、リリース試験も実施している。

5. 今回工認における詳細評価の内容

今回工認におけるメカニカルスナップの詳細評価は、構造部材に対する強度評価及び機能確認を実施する。

メカニカルスナップの構造部材に対する強度評価については、既工認におけるあらかじめ設定した設計上の基準値（許容応力状態Ⅲ_{AS} に対して定格荷重，許容応力状態Ⅳ_{AS} に対し定格荷重×1.5）を用いた評価と同じ評価部位及び評価項目に対して、既往知見（電共研の知見）及び地震時の荷重伝達経路を考慮して評価部位及び評価項目を追加する。ここで、強度評価を実施するメカニカルスナップの構造部材の具体的な評価部位及び評価項目を 5.1 項に示す。

メカニカルスナップの機能確認については、既往知見（電共研の知見）における振動試験及び低速走行試験の試験結果より策定された限界耐力値とメカニカルスナップの地震荷重を比較することで評価を行う。ここで、メカニカルスナップの機能確認に対する荷重評価に用いる限界耐力値を 5.2 項に示す。

5.1 構造部材の強度評価（応力による強度評価）

(1) SMS 型メカニカルスナップの構造及び荷重伝達経路

SMS 型メカニカルスナップの構造及び荷重伝達経路を図 5-1 に示すとともに、メカニカルスナップの構成部材を構造部材及び機能部品に分類した結果を表 5-1 に示す。なお、基本的に構造及び荷重伝達経路はどの型式（容量）も同一である。

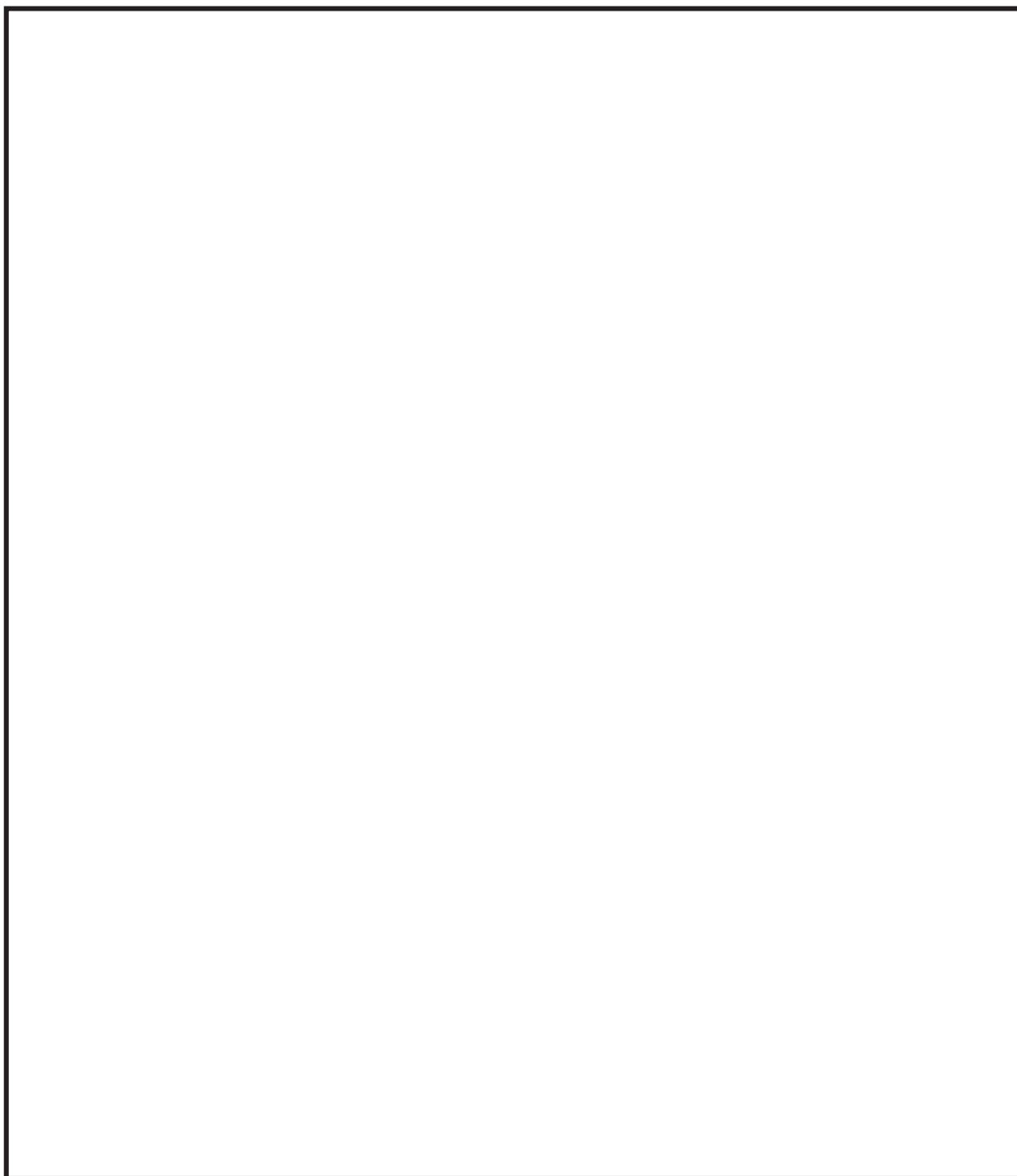


図 5-1 SMS 型メカニカルスナップの構造及び荷重伝達経路

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 5-1 SMS 型メカニカルスナッパの構造部材と機能部品

部品名	構造部材	機能部品
①ダイレクトアタッチブラケット	○	—
②ジャンクションコラムアダプタ	○	—
③ロードコラム	○	—
⑤ピン	○	—
⑥コネクティングチューブ	○	—
⑦-1 ベアリングケース	○	—
⑦-2 ベアリング押え	○	—
⑦-3 六角ボルト	○	—
⑧イーヤ	○	—
⑨ユニバーサルボックス	○	—
⑩コネクティングチューブイーヤ部	○	—
⑪ユニバーサルブラケット	○	—
⑫ベアリングナット	○	—
⑬ボールネジ	—*	○*
⑭アンギュラー玉軸受	—	○
⑮球面軸受	—	○

注記*：ボールネジは機能部品だが比較的単純な構造のため、
構造部材と同様の応力評価を実施する。

(2) SMS 型メカニカルスナッパの荷重伝達経路を踏まえた強度評価部位の抽出結果

荷重伝達経路を踏まえた強度評価部位の抽出結果を図 5-2 に、この抽出結果による構造部材に対する評価部位及び評価項目の整理結果を表 5-2 に示す。

この整理結果に従って設定した SMS 型メカニカルスナッパの評価部位及び評価項目に対する詳細については、別紙 3 に示す。なお、④クランプはメカニカルスナッパ本体ではなく付属部品に分類されるためメカニカルスナッパの強度評価部位としては除外しているが、付属部品として個別に強度評価を実施している。強度計算例を別紙 3 の添付 1 に示す。⑩コネクティングチューブイーヤ部は、寸法及び計算式が①ダイレクトアタッチブラケットと全く同じため省略している。なお、特定の部位ではないが、メカニカルスナッパ全体の座屈評価を項目として追加している。

また、今回工認の詳細評価及び既工認の評価項目の比較（SMS 型）を表 5-3 に示す。比較のとおり、今回工認の詳細評価では、既工認で実施した評価項目を網羅しており、既工認でも評価している項目については評価式に変更はない。今回工認の詳細評価にあたっては、発生荷重の増大を考慮して評価項目を追加した。個々の評価部位及び評価項目の追加理由については同表の「評価項目の相違及び評価項目追加根拠」欄に記載する。

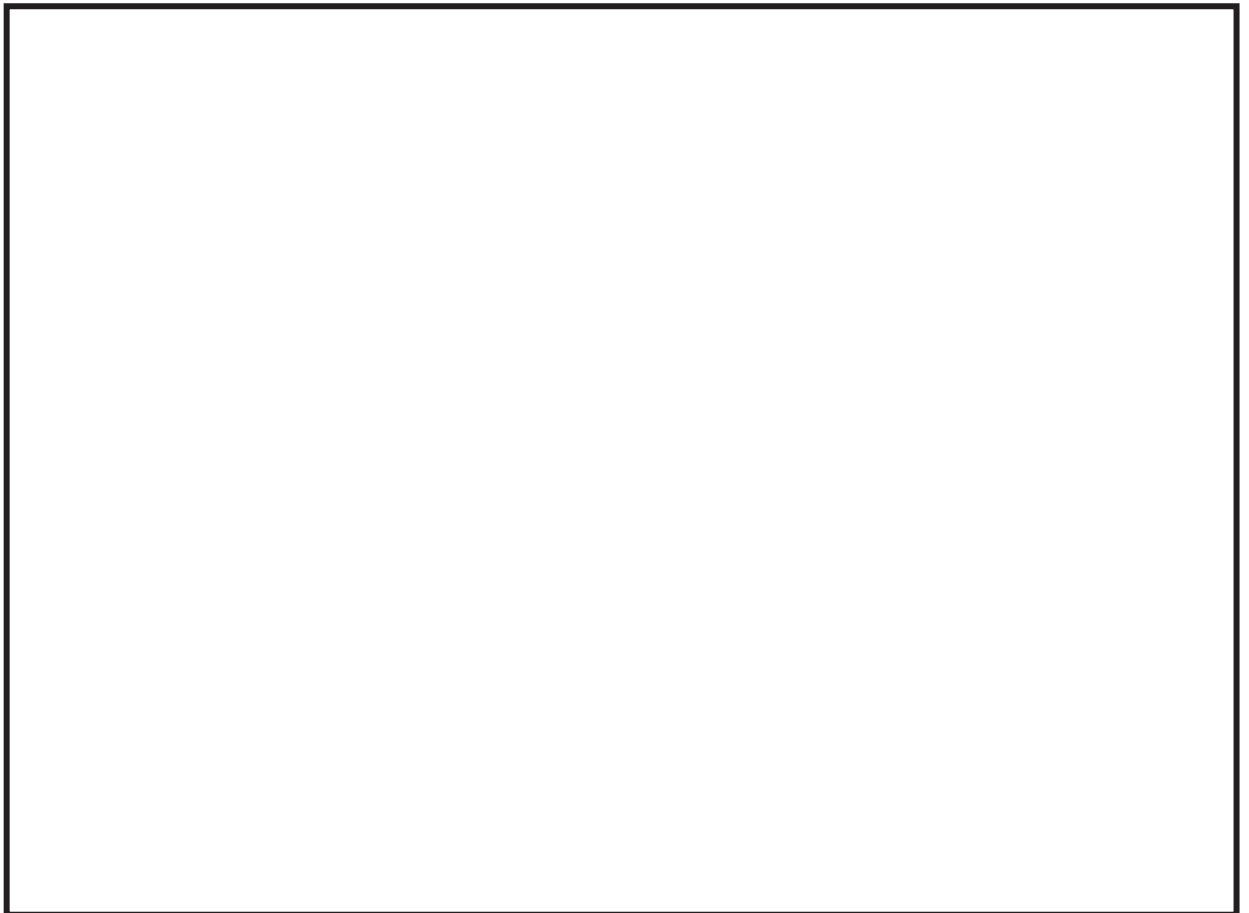


図 5-2 SMS 型メカニカルスナッパの強度評価部位

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 5-2 SMS 型メカニカルスナッパの評価部位及び評価項目

評価部位	評価項目
① ダイレクトアタッチブラケット	引張応力
	せん断応力
	支圧応力
② ジャンクションコラムアダプタ	引張応力
	せん断応力
③ ロードコラム	引張応力
	せん断応力
⑤ ピン	せん断応力
⑥ コネクティングチューブ	引張応力
	せん断応力
	圧縮応力
⑦-1 ベアリングケース	引張応力
	せん断応力
	支圧応力
⑦-2 ベアリング押え	せん断応力
	支圧応力
	曲げ応力
⑦-3 六角ボルト	引張応力
⑧ イーヤ	引張応力
	せん断応力
	支圧応力
⑨ ユニバーサルボックス	引張応力
	せん断応力
	支圧応力
⑩ ユニバーサルブラケット	引張応力
	せん断応力
	支圧応力
⑫ ベアリングナット	せん断応力
⑬ ボールネジ	引張応力
全長座屈	圧縮応力

表 5-3 今回工認の詳細評価及び既工認の評価項目の比較 (SMS 型) (1/2)

品番	部品	評価	既工認	既工認 (今回工認の 一部評価)	評価項目の相違及び評価項目追加理由
E1	ダイレクトタッチプロジェクト	引換	○	○	相違なし
		変更前	○	○	相違なし
		大径	○	○	相違なし
		非接触変更前	○	—	基本的に大径の電力評価の方が厳しいが、評価範囲の相違性のため追加
E2	ジャンクション=ラムアダプタ	バルト引換	○	○	相違なし
		非接触引換	○	○	相違なし
		=ラム引換	○	—	基本的に非接触評価の方が厳しいが、評価範囲の相違性のため追加
E3	ロード=ラム	引換	○	○	相違なし
		ねじ型変更前 (既製品)	○	—	基本的に引換電力評価の方が厳しいが、評価範囲と質量とでの相違性のため追加
		ねじ型変更前 (新製品)	○	—	
E4	ピン	ピン変更前	○	○	相違なし
E5	=ネオクティングチューブ	チューブ圧縮	○	○	相違なし
		チューブ引換	○	—	基本的にチューブ圧縮の圧縮電力評価の方が厳しいが、評価範囲と質量とでの相違性のため追加
		非接触引換	○	—	
		非接触変更前	○	—	
E-1	ペアリングケース	引換	○	○	相違なし
		変更前	○	○	相違なし
		大径	○	○	相違なし
E-2	ペアリング母体	変更前	○	○	相違なし
		大径	○	○	相違なし
		母体	○	—	発生質量の増大に伴い、別添4の4.3.1(2)①に準ずる基準の質量を採用して追加
E-3	カネボルト	引換	○	○	相違なし

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 5-3 今回工認の詳細評価及び既工認の評価項目の比較（SMS 型）（2/2）

品番	部品	評価	非評価	既工程 [今回工程の 一部評価]	評価項目の相違及び評価項目追加理由
②	イーヤ	引張	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	相違なし
		せん断	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	相違なし
		変圧	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	相違なし
		ねじ部引張	<input type="checkbox"/>	—	基本的に次部の評価の方が厳しいが、評価箇所と荷重分限の振盪性のため追加
		ねじ部せん断 [部品全体]	<input type="checkbox"/>	—	
		ねじ部せん断 [ねじ山]	<input type="checkbox"/>	—	
③	ユニバーサルボックス	引張	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	相違なし
		せん断	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	相違なし
		変圧	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	相違なし
④	ユニバーサルブラケット	引張	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	相違なし
		せん断	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	相違なし
		変圧	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	相違なし
⑤	ベアリングナット	ねじ部せん断①	<input type="checkbox"/>	—	発生荷重の増大に伴い、評価箇所の振盪性のため追加
		ねじ部せん断②	<input type="checkbox"/>	—	
⑥	ボールネジ	引張	<input type="checkbox"/>	—	発生荷重の増大に伴い、評価箇所の振盪性のため追加
-	全景	座屈	<input type="checkbox"/>	—	発生荷重の増大に伴い、別添4の4.5.1(2) (3)に示す電研の知見を採用して追加

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(3) NMB 型メカニカルスナップの構造及び荷重伝達経路

NMB 型メカニカルスナップの構造及び荷重伝達経路を図 5-3 に示すとともに、メカニカルスナップの構成部材を構造部材及び機能部品に分類した結果を表 5-4 に示す。なお、基本的に構造及び荷重伝達経路はどの型式（容量）も同一である。

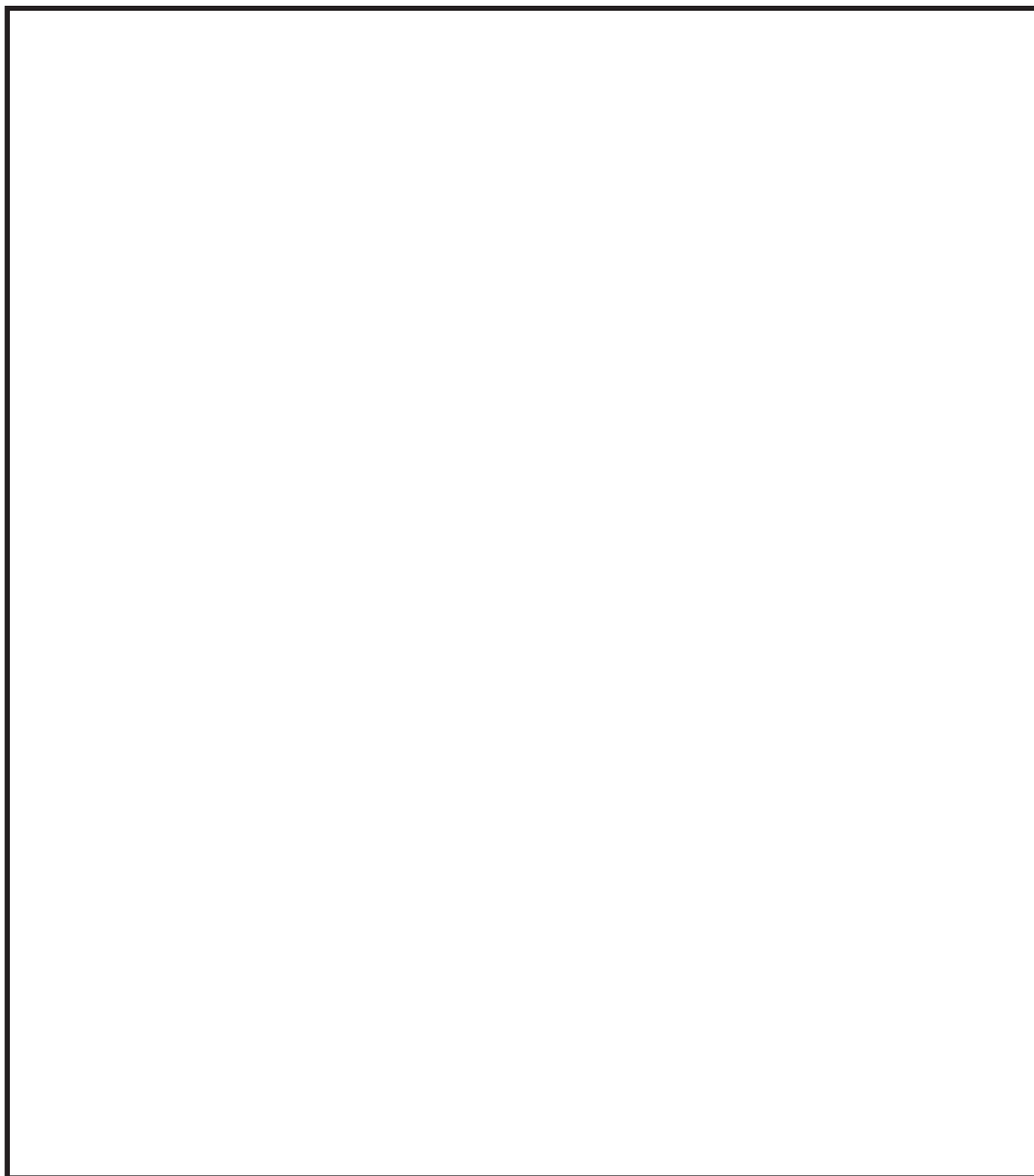


図 5-3 NMB 型メカニカルスナップの構造及び荷重伝達経

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 5-4 NMB 型メカニカルスナッパの構造部材と機能部品

部品名	構造部材	機能部品
①リアブラケット	○	—
②セットボルト	○	—
③ケース	○	—
④ベアリングシート	○	—
⑤ベアリングボックス	○	—
⑥スリーブ	○	—
⑦カラー	○	—
⑧ロードシリンダ	○	—
⑨ターンバックル	○	—
⑩エンドプラグ	○	—
⑪延長パイプキット	○	—
⑫延長パイプブラケット	○	—
⑮ピン	○	—
⑯ボールねじ	—*	○*
⑰球面軸受	—	○
⑱転がり軸受	—	○

注記*：ボールねじは機能部品だが比較的単純な構造のため、
機能評価及び構造部材と同様の応力評価も実施する

(4) NMB 型メカニカルスナッパの荷重伝達経路を踏まえた強度評価部位の抽出結果
荷重伝達経路を踏まえた強度評価部位の抽出結果を図 5-4 に、この抽出結果による構造部材に対する評価部位及び評価項目整理結果を表 5-5 に示す。

この整理結果に従って設定した NMB 型メカニカルスナッパの評価部位及び評価項目に対する詳細については、別紙 3 に示す。なお、⑬⑭クレビスはメカニカルスナッパ本体の部品ではなく付属部品に分類されるため、メカニカルスナッパの強度評価部位としては除外しているが、付属部品として個別に強度評価を実施している。強度計算例を別紙 3 の添付 1 に示す。なお、特定の部位ではないが、メカニカルスナッパ全体の座屈評価を項目として追加している。

また、今回工認の詳細評価及び既工認の評価項目の比較（NMB 型）を表 5-6 に示す。比較のとおり、今回工認の詳細評価では、既工認で実施した評価項目を網羅しており、既工認でも評価している項目については、同等か保守的な評価式としている。今回工認の詳細評価にあたっては、発生荷重の増大を考慮して評価項目を追加している。個々の評価部位及び評価項目の追加理由については同表の「評価項目の相違及び評価項目追加根拠」欄に記載する。

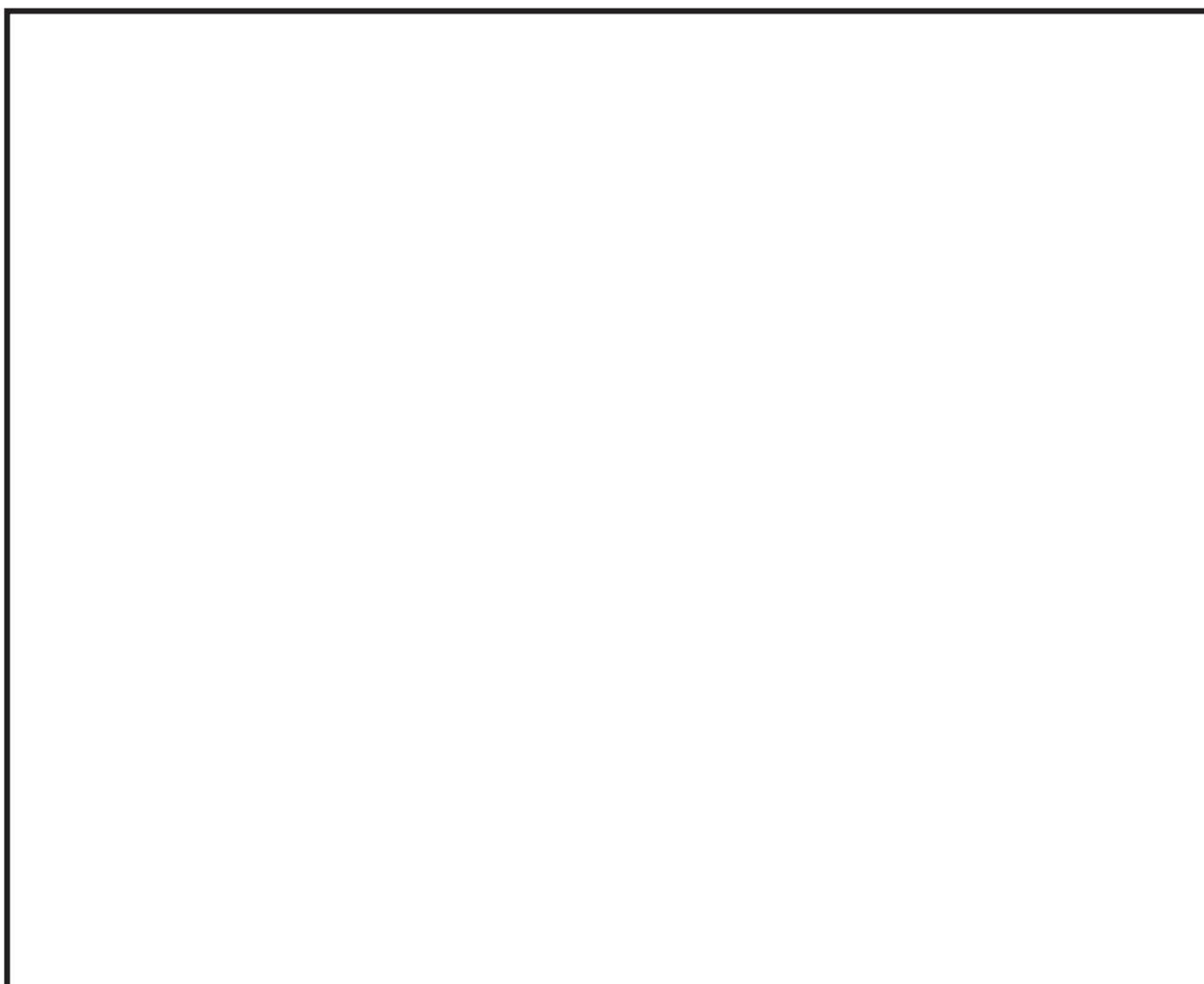


図 5-4 NMB 型メカニカルスナッパの強度評価部位

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 5-5 NMB 型メカニカルスナッパの評価部位及び評価項目

評価部位	評価項目	
① リアブラケット	引張応力	
	せん断応力	
	支圧応力	
	曲げ応力	
② セットボルト	引張応力	
③ ケース	引張応力	
	せん断応力	
④ ベアリングシート	引張応力	
	せん断応力	
	支圧応力	
⑤ ベアリングボックス	引張応力	
	せん断応力	
	支圧応力	
⑥ スリーブ	せん断応力	
	支圧応力	
⑦ カラー	せん断応力	
	支圧応力	
⑧ ロードシリンダ	引張応力	
	圧縮応力	
⑨ ターンバックル	引張応力	
⑩ エンドプラグ	引張応力	
	せん断応力	
	支圧応力	
⑪ 延長パイプキット	引張応力	
	せん断応力	
⑫ 延長パイプブラケット	引張応力	
	せん断応力	
	支圧応力	
⑮ ピン	せん断応力	
	曲げ応力	
⑯ ボールねじ	引張応力	
	全長座屈 (ストローク 125)	圧縮応力
	全長座屈 (ストローク 250)	圧縮応力

表 5-6 今回工認の詳細評価及び既工認の評価項目の比較 (NMB 型) (1/4)

品番	部品	評価	詳細評価	既工認 (今回工認の 一次評価)	評価項目の相違及び評価項目追加機軸
①-1	ジアーブタケット (イヤ)	六角引張	○	○	相違なし
		六角せん断	○	○	相違なし
		六角支圧	○	○	相違なし
①-2	ジアーブタケット (溶接部)	せん断	○	○	相違なし
①-3	ジアーブタケット (ブタレンジ)	曲げ	○	○	相違なし
②	セットボルト	ボルトの引張	○	○	相違なし
②-1	ケース	引張	○	○	相違なし
②-2	ケース溶接部	せん断	○	○	相違なし
③	ベアリングシート	引張	○	○	相違なし
		せん断	○	○	相違なし
		支圧	○	○	相違なし






枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 5-6 今回工認の詳細評価及び既工認の評価項目の比較 (NMB 型) (2/4)

品番	部品	評価	詳細評価	既工認 (今回工認の 一次評価)	評価項目の相違及び評価項目追加理由
⑤	ベアリングボックス	引張	○	○	相違なし
		せん断	○	○	相違なし
		支持	○	○	相違なし
⑥	スリーブ	せん断	○	○	相違なし
		支持	○	○	相違なし
⑦	カラー	せん断	○	○	相違なし
		支持	○	○	相違なし
⑧	ロードシィング	引張	○	○	相違なし
		圧縮(圧縮)	○	-	発生荷重の増大に伴い、許容圧縮応力の余裕を考慮して追加
⑨	ターンパッケル	ロッドの引張	○	○	相違なし
⑩	コンドブラダ	引張	○	○	相違なし
		せん断	○	○	相違なし
		支持	○	○	相違なし

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 5-6 今回工認の詳細評価及び既工認の評価項目の比較 (NMB 型) (3/4)

品番	部品	評価	詳細評価	既工認 (今回工認の 一次評価)	評価項目の相違及び評価項目追加理由
⑩	延長パイプキット及び溶接部 	引張	D	-	既工認では延長パイプキット及び溶接部を使用したタイプを対象としていなかったため追加
		せん断	D	-	
⑩-1	延長パイプブサケット (イヤ穴部) 	引張	D	-	既工認では延長パイプブサケット (イヤ穴部) を使用したタイプを対象としていなかったため追加
		せん断	D	-	
		支圧	D	-	
⑩-2	延長パイプブサケット (溶接部) 	せん断	D	-	既工認では延長パイプブサケット (溶接部) を使用したタイプを対象としていなかったため追加
⑩-3	延長パイプ 	引張	D	-	既工認では延長パイプを使用したタイプを対象としていなかったため追加
⑩	ピン 	せん断	D	-	基本的に曲げ応力評価の方が厳しいが、荷重分類の適正性のため追加
		曲げ	D	D	相違なし

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 5-6 今回工認の詳細評価及び既工認の評価項目の比較 (NMB 型) (4/4)

品番	部品	評価	詳細評価	既工認 (今回工認の 一次評価)	評価項目の相違及び評価項目追加理由
⑩	ボールねじ 	引換	○	○	相違なし
→	金具1 (ストローク125mm 等価)	取付	○	—	発生荷重の増大に伴い、許容圧縮応力の余裕を考慮して追加
→	金具2 (ストローク250mm 等価)	取付	○	—	発生荷重の増大に伴い、許容圧縮応力の余裕を考慮して追加

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(5) メカニカルスナッパの最小裕度部品と許容応力の整理

SMS 型及び NMB 型メカニカルスナッパの各型式に対する構造部材の強度評価結果を踏まえて、各型式の最小裕度部品と許容応力を整理した結果を表 5-7 に示す。

表 5-7 各型式の最小裕度部品と許容応力

型式	定格荷重 (kN)	最小裕度部品	許容応力 III _{AS} (MPa)	許容応力 IV _{AS} (MPa)
SMS-06	6	ベアリング押え		
SMS-1	10	コネクティングチューブ		
SMS-3	30	コネクティングチューブ		
SMS-6	60	コネクティングチューブ		
SMS-7.5	75	コネクティングチューブ		
SMS-10	100	ベアリング押え		
SMS-16	160	ベアリング押え		
SMS-25	250	ベアリング押え		
SMS-40	400	コネクティングチューブ		
NMB-030	30	リアブラケット(フランジ)		
NMB-075	75	リアブラケット(フランジ)		

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 機能確認（地震荷重と限界耐力値の比較）

メカニカルスナップの構成部品のうち機能部品については、電共研の知見において策定された限界耐力値を踏まえて評価を行うが、必要に応じて他の研究成果により得られた知見を取り込んだ評価とする。限界耐力値は、機能部品も含めてメカニカルスナップの機能を確認した耐力値であり、振動試験及び低速走行試験の試験結果から策定されたものである。メカニカルスナップの機能確認は、地震荷重と限界耐力値を比較することにより、評価する。

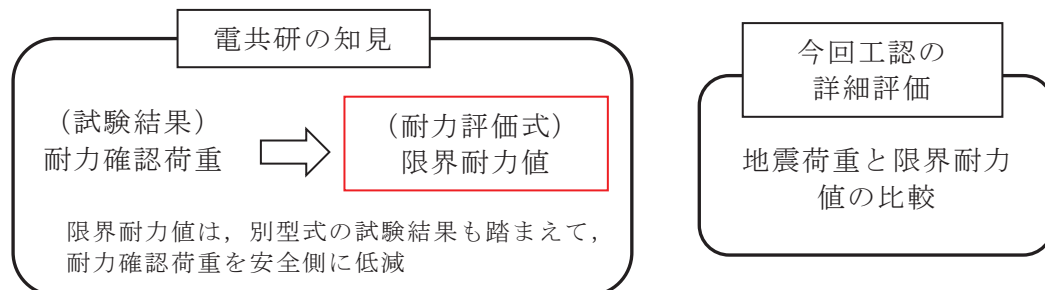
電共研の知見では、メカニカルスナップの耐力評価手法を構築することを目的として、地震に対する強度・機能の限界値を試験で確認するため、メカニカルスナップが破損するまで段階的に荷重を増加させる振動試験を実施している。また、それぞれの振動試験後には、加振後のメカニカルスナップの機能維持を確認するため、低速走行試験も併せて実施している。これらの試験より、当該荷重の負荷後も機能維持できる荷重値として、各型式の限界耐力値が策定されている。限界耐力値の策定手順と今回工認における詳細評価への適用の概要を以下及び図 5-5 に示す。なお、限界耐力値策定手順の詳細については別紙 4 に示す。

【限界耐力値の策定手順（電共研の知見）】

1. 振動試験によりメカニカルスナップの破損又は機能喪失が確認された試験条件の一つ前の試験条件における最大荷重(耐力確認荷重)を取得する。
2. 試験結果から得られた耐力確認荷重を踏まえて、耐力評価式を用いて算出した耐力値を限界耐力値として設定する。この際、限界耐力値は耐力確認荷重を下回るように安全側に設定される。また、別型式の試験結果から得られた知見を踏まえ、必要に応じて限界耐力値が保守的な設定となるように耐力評価式を見直している。

【今回工認の詳細評価への限界耐力値の適用】

3. 基準地震動 S_s 及び弾性設計地震動 S_d によりメカニカルスナップに発生する地震荷重と、電共研の知見にて策定された限界耐力値を比較し、地震荷重が限界耐力値以下であることを確認し、機能確認の評価を行う。



(評価例) 支持点番号:PLR-002-406SB, 型式 SMS-3

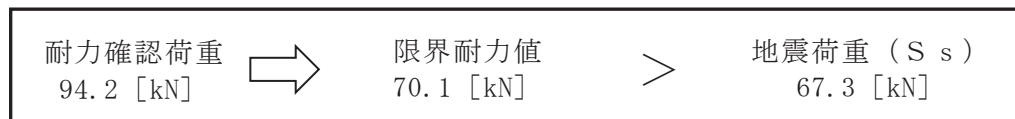


図 5-5 限界耐力値の策定手順と詳細評価への適用の概要

また、電共研の知見においては、耐力算出式から限界耐力値を算出する際に、構造部材についてはより実力の耐力値に近い限界耐力値を設定するため、許容応力算出式の規格の式からの見直し、許容応力へのミルシート値の適用等を考慮して限界耐力値を設定していた。これに対し、5.1 に記載した今回工認の詳細評価における構造部材の強度評価（応力による強度評価）においては、許容応力算出式及び許容応力値は規格に基づいた式及び値を適用していることから、今回工認の詳細評価における構造部材の強度評価においては限界耐力値と比較して保守側の評価となる。（詳細は別紙 4 を参照）

なお、今回工認で適用する限界耐力値のうち、アンギュラー玉軸受（機能部品）の限界耐力値は破損時の最大負荷荷重*に基づいて設定した。ここで、最大負荷荷重は、図 5-6 に示すとおりメカニカルスナップの破損又は機能喪失が確認された試験条件の荷重記録のうち、メカニカルスナップの機能が維持された状態における最大荷重である。また、アンギュラー玉軸受（機能部品）の限界耐力値は試験のばらつきを考慮する必要があることから、電共研の知見に加えて JNES 研究の試験結果も考慮し設定した。具体的には、JNES 研究のアンギュラー玉軸受の最大負荷荷重を考慮し、アンギュラー玉軸受の限界耐力値算出に用いる係数を見直した（詳細は別紙 6 を参照）。その結果を踏まえて、SMS-3 及び SMS-10 の限界耐力値は、電共研の知見において策定された限界耐力値から補正している。電共研の知見において策定された限界耐力値に対して、機能部品における試験のばらつきを考慮して補正した、女川 2 号機の今回工認の詳細評価に適用する限界耐力値（基準地震動 S_s 及び弾性設計地震動 S_d ）を表 5-7 に示す。

注記*：用語の定義 No. 16 参照

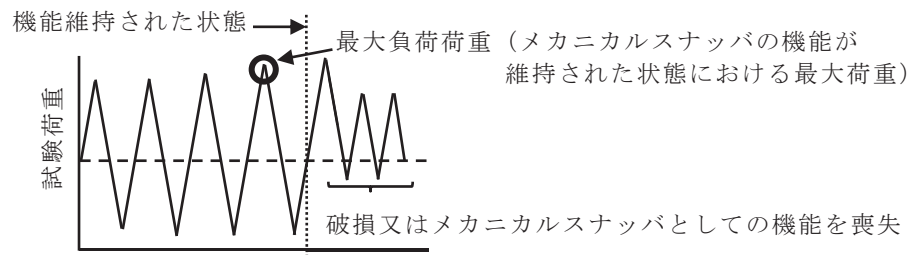


図 5-6 最大負荷荷重の考え方

また、今回工認の詳細評価と電共研の限界耐力策定時の評価では、構造部材の強度評価の評価項目に差異があるが、電共研の知見では限界耐力値の策定を目的としており、構造部材の中で最小裕度となる部位、項目に着目しているため、それ以外の項目を網羅的には記載していない。今回工認の詳細評価では、J E A G 4 6 0 1 に従い網羅的に評価を行うために評価項目を追加しているが、それらの追加項目の評価は電共研の知見にて策定した限界耐力値には影響しないことから、機能確認の評価に電共研の知見による限界耐力値を適用することに問題はない。

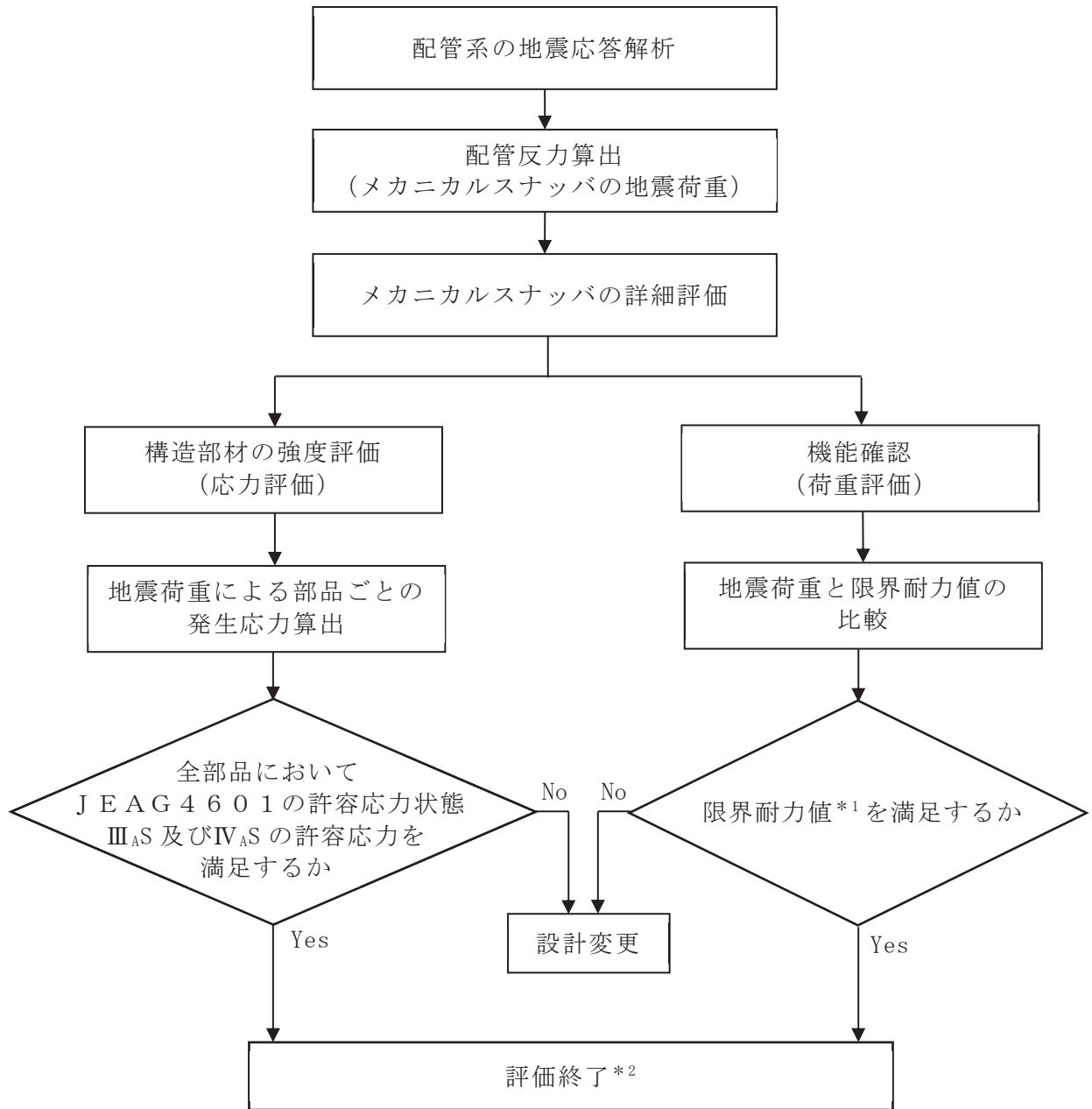
表 5-7 女川 2 号機の今回工認の詳細評価に適用する限界耐力値

型式	限界耐力値 [kN]
SMS-06	16.8
SMS-1	53.9
SMS-3	70.1
SMS-6	170.6
SMS-7.5	170.6*
SMS-10	219.1
SMS-16	344.2
SMS-25	490.3
SMS-40	941.4
NMB-030	67.4
NMB-075	169.7

注記*：型式 SMS-7.5 は、電共研では検討対象としていない型式だが、SMS-6 と同じ構造及び寸法のため、SMS-6 と同じ限界耐力値を記載した。

5.3 女川2号機の今回工認における詳細評価の手順

図4-2に示した女川2号機の今回工認におけるメカニカルスナッパの詳細評価を行う場合の具体的な評価手順を図5-7に示す。



注記*1:電共研の知見による限界耐力値に対して試験のばらつきの影響を考慮した値

*2:構造部材の強度評価及び機能確認のいずれも満足すること

図5-7 女川2号機の今回工認におけるメカニカルスナッパの詳細評価を行う場合の評価手順

6. 詳細評価結果

6.1 詳細評価対象メカニカルスナッパ

今回工認における主配管に設置されたメカニカルスナッパ（約 500 台）のうち、弾性設計用地震動 S_d 及び基準地震動 S_s に対する一次評価として、メカニカルスナッパの地震荷重があらかじめ設定した設計上の基準値（許容応力状態Ⅲ_AS に対して定格荷重，許容応力状態Ⅳ_AS に対して定格荷重×1.5）を超えるメカニカルスナッパ（49 台）の評価結果を表 6-1 に示す。

表 6-1 詳細評価対象メカニカルスナッパ（1/2）

配管モデル名	支持点番号	メカニカルスナッパ型式	弾性設計用地震動 S_d		基準地震動 S_s	
			地震荷重 [kN]	定格荷重 [kN]	地震荷重 [kN]	定格荷重×1.5 [kN]
MS-001	MS-001-026S	NMB-075	73.7	75	120.9	112.5
MS-001	MS-001-109S	SMS-10	113.6	100	177.0	150
MS-001	MS-001-919S	SMS-6	56.4	60	95.6	90
MS-003	MS-003-026S	SMS-10	100.7	100	151.7	150
MS-003	MS-003-220S	SMS-10	103.1	100	134.5	150
MS-003	MS-003-921SB	SMS-10	125.6	100	184.7	150
MS-004	MS-004-311S	SMS-6	63.7	60	90.2	90
MS-004	MS-004-336S	SMS-10	118.9	100	164.2	150
MS-004	MS-004-935S	SMS-6	79.6	60	112.2	90
PLR-001	PLR-001-010S	SMS-16	149.8	160	240.5	240
PLR-001	PLR-001-027S	SMS-16	200.5	160	317.4	240
PLR-001	PLR-001-307S	SMS-25	241.9	250	435.3	375
PLR-001	PLR-001-316S	SMS-40	437.6	400	744.1	600
PLR-001	PLR-001-317S	SMS-40	440.8	400	745.5	600
PLR-001	PLR-001-318S	SMS-40	367.3	400	604.9	600
PLR-001	PLR-001-319S	SMS-40	428.3	400	699.5	600
PLR-001	PLR-001-901S	SMS-10	119.3	100	212.1	150
PLR-001	PLR-001-902SA	SMS-7.5	76.1	75	132.9	112.5
PLR-001	PLR-001-906S	SMS-10	107.1	100	175.1	150
PLR-001	PLR-001-908S	SMS-6	56.2	60	92.9	90
PLR-001	PLR-001-912S	SMS-6	54.2	60	95.1	90
PLR-002	PLR-002-008S	SMS-10	117.4	100	187.1	150

表 6-1 詳細評価対象メカニカルスナッパ (2/2)

配管モデル名	支持点番号	メカニカルスナッパ型式	弾性設計用地震動 S _d		基準地震動 S _s	
			地震荷重 [kN]	定格荷重 [kN]	地震荷重 [kN]	定格荷重× 1.5 [kN]
PLR-002	PLR-002-010S	SMS-16	193.2	160	330.7	240
PLR-002	PLR-002-027S	SMS-16	171.6	160	293.8	240
PLR-002	PLR-002-111S	NMB-030	30.7	30	49.0	45
PLR-002	PLR-002-215S	SMS-10	109.4	100	186.7	150
PLR-002	PLR-002-307S	SMS-25	260.4	250	470.5	375
PLR-002	PLR-002-308S	SMS-25	251.8	250	452.1	375
PLR-002	PLR-002-315S	SMS-40	374.5	400	605.6	600
PLR-002	PLR-002-406SA	SMS-3	36.5	30	65.8	45
PLR-002	PLR-002-406SB	SMS-3	37.8	30	67.3	45
RHR-001	RHR-001-903S	SMS-6	58.2	60	92.0	90
RHR-002	RHR-002-901SA	SMS-6	55.5	60	93.0	90
RHR-003	RHR-003-901SB	SMS-10	85.1	100	155.3	150
RHR-006	RHR-006-084S	SMS-10	96.5	100	175.1	150
RHR-009	RHR-009-087SA	SMS-1	11.1	10	20.6	15
RHR-009	RHR-009-087SB	SMS-1	9.7	10	18.1	15
RHR-010	RHR-010-910S	SMS-6	58.4	60	103.5	90
RHR-011	RHR-011-009S	SMS-10	81.6	100	164.8	150
RHR-011	RHR-011-047S	SMS-6	60.0	60	110.2	90
RHR-011	RHR-011-088S	SMS-6	50.1	60	93.5	90
RHR-011	RHR-011-089S	NMB-030	28.8	30	50.1	45
HPCS-001	HPCS-001-035S	SMS-10	86.5	100	158.8	150
HPCS-001	HPCS-001-037S	SMS-6	56.0	60	99.4	90
HPCS-002	HPCS-002-086S	SMS-10	110.3	100	195.5	150
HPCS-003	HPCS-003-102S	SMS-6	50.6	60	92.7	90
RCIC-004	RCIC-004-045S	SMS-06	5.6	6	10.5	9
RCIC-005	RCIC-005-047SB	SMS-1	8.2	10	15.7	15
SGTS-004	SGTS-004-033S	SMS-6	65.0	60	109.7	90

6.2 構造部材の強度評価結果

6.1 項で抽出した詳細評価対象メカニカルスナップの強度評価について、別紙 3 に示す詳細評価方法に基づき、弾性設計用地震動 S_d 及び基準地震動 S_s に対する各評価部位の評価を実施した。

各メカニカルスナップにおける最小裕度部品の評価結果を表 6-2 に示す。弾性設計用地震動 S_d 及び基準地震動 S_s に対する各メカニカルスナップの評価結果は、全て許容応力以下（許容応力 III_{AS} 及び許容応力 IV_{AS} ）であり、詳細評価対象メカニカルスナップの構造部材の強度が確保されることを確認した。

表 6-2 構造部材の強度評価結果一覧表 (1/6)

配管モデル名	支持点番号	型式	最小裕度部品	弾性設計用地震動 S _d			基準地震動 S _s		
				地震荷重 [kN]	発生応力 [MPa]	許容応力 III _A S [MPa]	地震荷重 [kN]	発生応力 [MPa]	許容応力 IV _A S [MPa]
MS-001	MS-001-026S	NMB-075	リアブラケット(フランジ)	73.7	138		120.9	227	
MS-001	MS-001-109S	SMS-10	ベアリング押え	113.6	213		177.0	332	
MS-001	MS-001-919S	SMS-6	コネクティングチューブ	56.4	38		95.6	63	
MS-003	MS-003-026S	SMS-10	ベアリング押え	100.7	189		151.7	285	
MS-003	MS-003-220S	SMS-10	ベアリング押え	103.1	194		134.5	253	
MS-003	MS-003-921SB	SMS-10	ベアリング押え	125.6	236		184.7	347	
MS-004	MS-004-311S	SMS-6	コネクティングチューブ	63.7	42		90.2	60	
MS-004	MS-004-336S	SMS-10	ベアリング押え	118.9	223		164.2	308	

表 6-2 構造部材の強度評価結果一覧表 (2/6)

配管モデル名	支持点番号	型式	最小裕度部品	弾性設計用地震動 S _d			基準地震動 S _s		
				地震荷重 [kN]	発生応力 [MPa]	許容応力 III _A S [MPa]	地震荷重 [kN]	発生応力 [MPa]	許容応力 IV _A S [MPa]
MS-004	MS-004-935S	SMS-6	コネクティングチューブ	79.6	53		112.2	74	
PLR-001	PLR-001-010S	SMS-16	ベアリング押え	149.8	184		240.5	295	
PLR-001	PLR-001-027S	SMS-16	ベアリング押え	200.5	246		317.4	389	
PLR-001	PLR-001-307S	SMS-25	ベアリング押え	241.9	208		435.3	375	
PLR-001	PLR-001-316S	SMS-40	コネクティングチューブ	437.6	62		744.1	105	
PLR-001	PLR-001-317S	SMS-40	コネクティングチューブ	440.8	63		745.5	106	
PLR-001	PLR-001-318S	SMS-40	コネクティングチューブ	367.3	52		604.9	86	
PLR-001	PLR-001-319S	SMS-40	コネクティングチューブ	428.3	61		699.5	99	

表 6-2 構造部材の強度評価結果一覧表 (3/6)

配管モデル名	支持点番号	型式	最小裕度部品	弾性設計用地震動 S _d			基準地震動 S _s		
				地震荷重 [kN]	発生応力 [MPa]	許容応力 Ⅲ _A S [MPa]	地震荷重 [kN]	発生応力 [MPa]	許容応力 Ⅳ _A S [MPa]
PLR-001	PLR-001-901S	SMS-10	ベアリング押え	119.3	224		212.1	398	
PLR-001	PLR-001-902SA	SMS-7.5	コネクティングチューブ	76.1	50		132.9	88	
PLR-001	PLR-001-906S	SMS-10	ベアリング押え	107.1	201		175.1	329	
PLR-001	PLR-001-908S	SMS-6	コネクティングチューブ	56.2	37		92.9	61	
PLR-001	PLR-001-912S	SMS-6	コネクティングチューブ	54.2	36		95.1	63	
PLR-002	PLR-002-008S	SMS-10	ベアリング押え	117.4	221		187.1	351	
PLR-002	PLR-002-010S	SMS-16	ベアリング押え	193.2	237		330.7	405	
PLR-002	PLR-002-027S	SMS-16	ベアリング押え	171.6	211		293.8	360	
PLR-002	PLR-002-111S	NMB-030	リアブラケット(フランジ)	30.7	145		49.0	231	

表 6-2 構造部材の強度評価結果一覧表 (4/6)

配管モデル名	支時点番号	型式	最小裕度部品	弾性設計用地震動 S _d			基準地震動 S _s		
				地震荷重 [kN]	発生応力 [MPa]	許容応力 Ⅲ _A S [MPa]	地震荷重 [kN]	発生応力 [MPa]	許容応力 Ⅳ _A S [MPa]
PLR-002	PLR-002-215S	SMS-10	ベアリング押え	109.4	206		186.7	351	
PLR-002	PLR-002-307S	SMS-25	ベアリング押え	260.4	224		470.5	405	
PLR-002	PLR-002-308S	SMS-25	ベアリング押え	251.8	217		452.1	389	
PLR-002	PLR-002-315S	SMS-40	コネクティングチューブ	374.5	53		605.6	86	
PLR-002	PLR-002-406SA	SMS-3	コネクティングチューブ	36.5	39		65.8	70	
PLR-002	PLR-002-406SB	SMS-3	コネクティングチューブ	37.8	40		67.3	71	
RHR-001	RHR-001-903S	SMS-6	コネクティングチューブ	58.2	39		92.0	61	
RHR-002	RHR-002-901SA	SMS-6	コネクティングチューブ	55.5	37		93.0	62	
RHR-003	RHR-003-901SB	SMS-10	ベアリング押え	85.1	160		155.3	292	

表 6-2 構造部材の強度評価結果一覧表 (5/6)

配管モデル名	支持点番号	型式	最小裕度部品	弾性設計用地震動 S _d			基準地震動 S _s		
				地震荷重 [kN]	発生応力 [MPa]	許容応力 III _A S [MPa]	地震荷重 [kN]	発生応力 [MPa]	許容応力 IV _A S [MPa]
RHR-006	RHR-006-084S	SMS-10	ベアリング押え	96.5	181		175.1	329	
RHR-009	RHR-009-087SA	SMS-1	コネクティングチューブ	11.1	20		20.6	36	
RHR-009	RHR-009-087SB	SMS-1	コネクティングチューブ	9.7	17		18.1	32	
RHR-010	RHR-010-910S	SMS-6	コネクティングチューブ	58.4	39		103.5	68	
RHR-011	RHR-011-009S	SMS-10	ベアリング押え	81.6	153		164.8	309	
RHR-011	RHR-011-047S	SMS-6	コネクティングチューブ	60.0	40		110.2	73	
RHR-011	RHR-011-088S	SMS-6	コネクティングチューブ	50.1	33		93.5	62	
RHR-011	RHR-011-089S	NMB-030	リアブラケット (フランジ)	28.8	136		50.1	237	

表 6-2 構造部材の強度評価結果一覧表 (6/6)

配管モデル名	支持点番号	型式	最小裕度部品	弾性設計用地震動 S _d			基準地震動 S _s		
				地震荷重 [kN]	発生応力 [MPa]	許容応力 III _A S [MPa]	地震荷重 [kN]	発生応力 [MPa]	許容応力 IV _A S [MPa]
HPCS-001	HPCS-001-035S	SMS-10	ベアリング押え	86.5	163		158.8	298	
HPCS-001	HPCS-001-037S	SMS-6	コネクティングチューブ	56	37		99.4	66	
HPCS-002	HPCS-002-086S	SMS-10	ベアリング押え	110.3	207		195.5	367	
HPCS-003	HPCS-003-102S	SMS-6	コネクティングチューブ	50.6	34		92.7	61	
RCIC-004	RCIC-004-045S	SMS-06	ベアリング押え	5.6	140		10.5	263	
RCIC-005	RCIC-005-047SB	SMS-1	コネクティングチューブ	8.2	15		15.7	27	
SGTS-004	SGTS-004-033S	SMS-6	コネクティングチューブ	65	43		109.7	72	

6.3 機能確認に対する荷重評価結果

弾性設計用地震動 S_d 及び基準地震動 S_s に対する各メカニカルスナップの地震荷重と、今回工認の詳細評価に適用する限界耐力値との比較結果を表 6-3 に示す。比較の結果、各メカニカルスナップにおける地震荷重がいずれも今回工認の詳細評価に適用する限界耐力値以下となるため、詳細評価対象メカニカルスナップについて、メカニカルスナップの機能が確保されることを確認した。

また、構造強度評価の許容応力を荷重に換算した値と限界耐力値を表 6-4 に示す。

表 6-3 機能確認に対する荷重評価結果一覧表 (1/2)

配管モデル名	支持点番号	型式	地震荷重[kN]		今回工認における 限界耐力値 (電共研等の限界耐力値により設定) [kN]	電共研 耐力確認 荷重[kN]
			弾性設計用 地震動 S _d	基準地震 動 S _s		
MS-001	MS-001-026S	NMB-075	73.7	120.9	169.7	—
MS-001	MS-001-109S	SMS-10	113.6	177.0	219.1 ^{*2}	244.7
MS-001	MS-001-919S	SMS-6	56.4	95.6	170.6	190.5
MS-003	MS-003-026S	SMS-10	100.7	151.7	219.1 ^{*2}	244.7
MS-003	MS-003-220S	SMS-10	103.1	134.5	219.1 ^{*2}	244.7
MS-003	MS-003-921SB	SMS-10	125.6	184.7	219.1 ^{*2}	244.7
MS-004	MS-004-311S	SMS-6	63.7	90.2	170.6	190.5
MS-004	MS-004-336S	SMS-10	118.9	164.2	219.1 ^{*2}	244.7
MS-004	MS-004-935S	SMS-6	79.6	112.2	170.6	190.5
PLR-001	PLR-001-010S	SMS-16	149.8	240.5	344.2	—
PLR-001	PLR-001-027S	SMS-16	200.5	317.4	344.2	—
PLR-001	PLR-001-307S	SMS-25	241.9	435.3	490.3	—
PLR-001	PLR-001-316S	SMS-40	437.6	744.1	941.4	—
PLR-001	PLR-001-317S	SMS-40	440.8	745.5	941.4	—
PLR-001	PLR-001-318S	SMS-40	367.3	604.9	941.4	—
PLR-001	PLR-001-319S	SMS-40	428.3	699.5	941.4	—
PLR-001	PLR-001-901S	SMS-10	119.3	212.1	219.1 ^{*2}	244.7
PLR-001	PLR-001-902SA	SMS-7.5	76.1	132.9	170.6 ^{*1}	—
PLR-001	PLR-001-906S	SMS-10	107.1	175.1	219.1 ^{*2}	244.7
PLR-001	PLR-001-908S	SMS-6	56.2	92.9	170.6	190.5
PLR-001	PLR-001-912S	SMS-6	54.2	95.1	170.6	190.5
PLR-002	PLR-002-008S	SMS-10	117.4	187.1	219.1 ^{*2}	244.7
PLR-002	PLR-002-010S	SMS-16	193.2	330.7	344.2	—
PLR-002	PLR-002-027S	SMS-16	171.6	293.8	344.2	—
PLR-002	PLR-002-111S	NMB-030	30.7	49.0	67.4	130.3
PLR-002	PLR-002-215S	SMS-10	109.4	186.7	219.1 ^{*2}	244.7

表 6-3 機能確認に対する荷重評価結果一覧表 (2/2)

配管モデル名	支持点番号	型式	地震荷重[kN]		今回工認における 限界耐力値 (電共研等の 限界耐力値 により設定) [kN]	電共研 耐力確認 荷重[kN]
			弾性設計用 地震動 S _d	基準地震 動 S _s		
PLR-002	PLR-002-307S	SMS-25	260.4	470.5	490.3	—
PLR-002	PLR-002-308S	SMS-25	251.8	452.1	490.3	—
PLR-002	PLR-002-315S	SMS-40	374.5	605.6	941.4	—
PLR-002	PLR-002-406SA	SMS-3	36.5	65.8	70.1*2	94.2
PLR-002	PLR-002-406SB	SMS-3	37.8	67.3	70.1*2	94.2
RHR-001	RHR-001-903S	SMS-6	58.2	92.0	170.6	190.5
RHR-002	RHR-002-901SA	SMS-6	55.5	93.0	170.6	190.5
RHR-003	RHR-003-901SB	SMS-10	85.1	155.3	219.1*2	244.7
RHR-006	RHR-006-084S	SMS-10	96.5	175.1	219.1*2	244.7
RHR-009	RHR-009-087SA	SMS-1	11.1	20.6	53.9	56.2
RHR-009	RHR-009-087SB	SMS-1	9.7	18.1	53.9	56.2
RHR-010	RHR-010-910S	SMS-6	58.4	103.5	170.6	190.5
RHR-011	RHR-011-009S	SMS-10	81.6	164.8	219.1*2	244.7
RHR-011	RHR-011-047S	SMS-6	60.0	110.2	170.6	190.5
RHR-011	RHR-011-088S	SMS-6	50.1	93.5	170.6	190.5
RHR-011	RHR-011-089S	NMB-030	28.8	50.1	67.4	130.3
HPCS-001	HPCS-001-035S	SMS-10	86.5	158.8	219.1*2	244.7
HPCS-001	HPCS-001-037S	SMS-6	56	99.4	170.6	190.5
HPCS-002	HPCS-002-086S	SMS-10	110.3	195.5	219.1*2	244.7
HPCS-003	HPCS-003-102S	SMS-6	50.6	92.7	170.6	190.5
RCIC-004	RCIC-004-045S	SMS-06	5.6	10.5	16.8	—
RCIC-005	RCIC-005-047SB	SMS-1	8.2	15.7	53.9	56.2
SGTS-004	SGTS-004-033S	SMS-6	65	109.7	170.6	190.5

注記*1：型式 SMS-7.5 は、電共研では検討対象としていない型式だが、SMS-6 と同じ構造及び寸法のため、SMS-6 と同じ限界耐力値を記載した。

*2：電共研の知見に加え JNES 研究の試験結果も考慮したアンギュラー玉軸受の限界耐力値を記載した。

表 6-4 構造強度評価の許容荷重と限界耐力値の比較

型式	定格荷重 [kN]	構造強度評価 許容荷重Ⅲ _{AS} [kN]	構造強度評価 許容荷重Ⅳ _{AS} [kN]	今回工認における 限界耐力値 (電共研等の限界 耐力値により設 定) [kN]
SMS-06	6			16.8
SMS-1	10			53.9
SMS-3	30			70.1 ^{*1}
SMS-6	60			170.6
SMS-7.5	75			170.6 ^{*2}
SMS-10	100			219.1 ^{*1}
SMS-16	160			344.2
SMS-25	250			490.3
SMS-40	400			941.4
NMB-030	30			67.4
NMB-075	75			169.7

注記*1：電共研の知見に加え JNES 研究の試験結果も考慮したアンギュラー玉軸受の限界耐力値を記載した。

*2：型式 SMS-7.5 は、電共研では検討対象としていない型式だが、SMS-6 と同じ構造及び寸法のため、SMS-6 と同じ限界耐力値を記載した。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

7. 結論

女川原子力発電所 2 号機の機器・配管系の支持構造物であるメカニカルスナッパの耐震設計では、既工認と同様、地震によるメカニカルスナッパの発生荷重が J E A G 4 6 0 1 を踏まえてあらかじめ設定した設計上の基準値（許容応力状態Ⅲ_{AS} に対して定格荷重，許容応力状態Ⅳ_{AS} に対して定格荷重×1.5）を満足することを一次評価として確認している。また、設計上の基準値を超えた場合には、あらかじめ設定した設計上の基準値に余裕があること等を考慮し、J E A G 4 6 0 1 に定める許容限界を満足する範囲内で詳細評価を適用することとした。

今回工認の詳細評価においては、メカニカルスナッパの構造部材に対する強度評価及び機能確認に対する荷重評価を実施することとした。構造部材に対する強度評価においては、J E A G 4 6 0 1 に基づく評価方法，電共研の知見を踏まえて、評価部位及び評価項目を追加した評価を行い、許容応力状態Ⅲ_{AS} 及びⅣ_{AS} の許容限界を満足することを確認した。また、機能確認に対する荷重評価においては、地震荷重と限界耐力値との比較を行い、地震荷重が限界耐力値以下であることを確認した。以上より、詳細評価対象メカニカルスナッパの耐震性が確保されることを確認した。

メカニカルスナッパ確性試験の概要

1. はじめに

機器・配管系の支持装置として用いるメカニカルスナッパは、地震によって生じる配管反力（地震荷重）のような急速な配管移動は拘束する一方、熱膨張などによって生じる緩やかな配管移動に対しては拘束せず自由に伸縮する機能を有している。

このメカニカルスナッパの機能については、定格荷重や定格荷重×1.5 の負荷後においても維持されることを確認する確性試験が実施されており、振動等に対して拘束する機能については振動応答試験や過負荷振動試験、低速度移動に対して自由に伸縮する機能については低速走行試験でそれぞれの機能維持が確認されている。この確性試験結果は、以下の図書にまとめられている。



本資料は、確性試験の概要を整理したものである。

2. メカニカルスナッパの確性試験概要

2.1 試験内容

確性試験では、振動負荷後の性能維持を確認するため、振動応答試験、定格荷重×1.5の荷重に対する過負荷振動試験及び低速走行試験等の試験を実施している。

確性試験のフローを図2-1に示す。

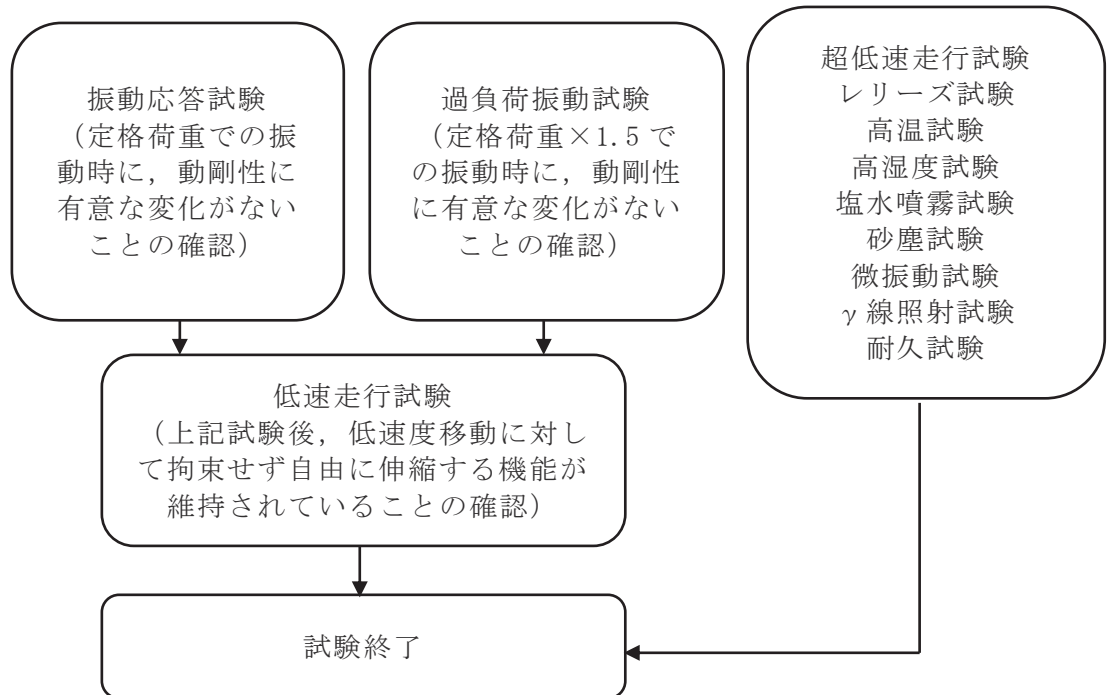


図2-1 確性試験フロー

2.2 試験方法（振動応答試験，過負荷振動試験，低速走行試験）



確性試験の試験項目と試験内容を表2-1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。

表 2-1 確性試験の各試験項目

試験項目	確認事項	試験内容
振動応答試験		
過負荷振動試験		
低速走行試験		
超低速走行試験		
レリーズ試験*2		
高温試験*3		
高湿度試験*3		
塩水噴霧試験*3		
砂塵試験*3		
微振動試験*3		
γ線照射試験*3		
耐久試験		

注記*1：スティックスリップ現象は、機械部品の摩擦面において、静止摩擦力が作用する付着状態と、動摩擦力が作用する滑り状態が交互に発生することによる

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

自励振動現象である。

*2：レリーズ試験は，熱変位を想定したゆっくりとした変位を与えているところに，地震を想定した素早い変位を与えることで，地震によりブレーキ機構が作動した後での熱移動への追従を確認するものである。

*3：各環境試験後に振動試験及び低速走行試験を実施する。

2.3 試験結果

振動応答試験により定格荷重となる振動を負荷した後，あるいは過負荷振動試験により定格荷重×1.5 となる振動を負荷した後であっても，振動による顕著な性能への影響は認められず，低速走行試験においても発生抵抗力は判定基準（設計要求値）以下であったため，メカニカルスナッパに要求される機能を維持できることが確認された。

また，環境試験では，原子炉格納容器内における冷却材喪失事故時の環境に曝されても機能を維持すること，プラント寿命中に定期的なメンテナンスを必要とせずに機能を維持すること，砂塵や γ 線照射等の環境でも機能を維持することが確認された。

メカニカルスナッパの耐震設計に係る技術基準及び適用規格の内容

1. 実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則

実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則では、地震力に対して「施設の機能を維持していること又は構造強度を確保していること」を要求している。

実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則	実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈
<p>(地震による損傷の防止)</p> <p>第五条 設計基準対象施設は、これに作用する地震力（設置許可基準規則第四条第二項の規定により算定する地震力をいう。）による損壊により公衆に放射線障害を及ぼさないように施設しなければならない。</p> <p>2 耐震重要施設（設置許可基準規則第三条第一項に規定する耐震重要施設をいう。以下同じ。）は、基準地震動による地震力（設置許可基準規則第四条第三項に規定する基準地震動による地震力をいう。以下同じ。）に対してその安全性が損なわれるおそれがないように施設しなければならない。</p>	<p>第5条（地震による損傷の防止）</p> <p>1 第1項の規定は、設置許可基準規則第4条第1項の規定に基づき設置許可で確認した設計方針に基づき、設計基準対象施設が、設置許可基準規則第4条第2項の地震力に対し、施設の機能を維持していること又は構造強度を確保していることをいう。</p> <p>2 第2項の規定は、設置許可基準規則第4条第3項の規定に基づき設置許可で確認した設計方針に基づき、耐震重要施設が、設置許可基準規則第4条第3項の基準地震動による地震力に対し、<u>施設の機能を維持していること又は構造強度を確保していること</u>をいう。</p>

2. 耐震設計に係る工認審査ガイド

耐震設計に係る工認審査ガイドでは、適用可能な規格及び基準として J E A G 4 6 0 1 が記載されている。

4. 機器・配管系に関する事項

4.3 許容限界

【審査における確認事項】

機器・配管系の耐震設計においては、安全上適切と認められる規格及び基準等に基づき許容限界を設定していることを確認する。

【確認内容】

許容限界については以下を確認する。

(1) 「安全上適切と認められる規格及び基準等」として、適用可能な規格及び基準等を以下に示す。なお、Bクラス、Cクラスの機器・配管系の基準地震動 S_s による地震力に対する波及的影響の検討を実施する際の許容限界については、J E A G 4 6 0 1 又は既往の研究等を参考に設定していること。

・ J E A G 4 6 0 1

・ 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)

3. 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 -1987の配管支持構造物に関する規定を以下に記載する。

- ① 設計用地震力による適切な応力・強度解析に基づいた地震応力と、他の荷重による応力との組み合わせがその許容限界内にあることを確認すること「解析による設計」を基本とし、許容限界だけから律することができない機器の機能維持上の評価が必要な場合、振動試験等によって確認すること「試験による評価」もできる。(J E A G 4 6 0 1 -1987 「6.1.1 耐震設計の基本方針(2) 耐震設計と安全性評価」による)
- ② 「解析による設計」が行われる場合はその耐震重要度に応じた設計用地震力と組み合わせるべき他の荷重による各種応力が、それぞれに対応する許容応力限度以内にあることを確認することを基本とする。また、「試験による設計」の場合は、強度評価のみならず機能維持の観点からの評価も含まれる。(J E A G 4 6 0 1 -1987 「6.1.7 耐震安全性評価」による)
- ③ 強度評価は、応力計算を行って許容応力と比較するものが大部分であるが、荷重による評価を行う場合、機器の機能維持評価が必要な場合がある。荷重の評価では、あらかじめ計算により標準荷重あるいは限界荷重を求めておく場合、試験により許容荷重を確認しておく場合などがある。(J E A G 4 6 0 1 -1987 「6.6.1 荷重・応力の組合せ(2) 地震応力算定の概要」による)

① J E A G 4 6 0 1 -1987 「6.1.1 耐震設計の基本方針 (2) 耐震解析と安全性評価」

(2) 耐震解析と安全性評価

機器・配管系は、その耐震上の重要度に応じて適切に分類され、それぞれの耐震クラス (As, A, B, C) に応じた設計用地震力に対して安全であることを確認しなければならない。

設計用地震力は、それぞれの耐震クラスに対応した水平静的震度による地震力と、As, A クラスでは更に設計用限界地震及び設計用最強地震による基準地震動 S_2 , S_1 に対し適切な地震応答解析に基づいた動的地震力と鉛直震度による静的地震力を算定しなければならない。

機器・配管系の耐震安全性評価は、上記設計用地震力による適切な応力・強度解析に基づいた地震応力と、組合すべき他の荷重による応力との組合せ応力がその許容限界内にあることを確認すること（解析による設計）を基本とする。しかし、系の解析の複雑さ、信頼度の問題、あるいは系の耐震安全性が応力許容限界だけから律することが出来ない機器の機能維持上の評価が必要な場合は振動試験等によって確認すること（試験による評価）もできる。

設計用地震力（各クラスの静的地震力及び As, A クラスの基準地震動 S_1 に基づく動的地震力）による系の 1 次応力は、使用材料の降伏点以内、1 次 + 2 次応力を算定する必要のある系では、それが過大な歪を与えない範囲にあることを基本とするが、これは系の地震応答が巨視的にみて線形・弾性挙動の範囲にあることを意図している。したがって、解析による設計では、系の地震時 1 次応力は適切に算定することが必要であるが、2 次応力は系の線形・弾性挙動、あるいは地震時の低サイクル疲労等に影響があると判断される場合に評価することを基本とする。ただし、耐震 As, A クラスのものはその構造の重要性からみて、著しい 2 次応力の発生が考えられるところはその 2 次応力を適切に評価するものとする。

耐震 As クラスの基準地震動 S_2 に基づく動的地震力に対しては、非線形・弾塑性挙動の範囲に入ることは差支えないが、この場合は系の靱性を十分考慮し、系の限界強度又は機能維持上妥当な安全性を有していることを確認しなければならない。

試験による評価の場合は、相似率、据付位置の地震動特性等を考慮した適切な振動試験又はこれと同等な試験を実施し、組合せるべき他の荷重の効果を考慮して強度又は機能上妥当な安全性を有していることを確認するものとする。

② J E A G 4 6 0 1 -1987 「6.1.7 耐震安全性評価」

6.1.7 耐震安全性評価

原子炉施設の機器・配管系の耐震安全性評価は、「解析による設計」が行われる場合は、その耐震重要度に応じた設計用地震力と組合せるべき他の荷重による各種応力が、それぞれに対応する許容応力限度以内にあることを確認することを基本とする。しかし、機器系の種別によってはその機能が、強度評価だけでは不十分な場合があるので十分留意しなければならない。この点「試験による評価」の場合は、強度評価のみならず機能維持の観点からの評価も含まれるが、試験体の相似性、地震入力特性等の妥当性確認が重要である。

なお、S₂地震時のAsクラス機器系の耐震安全性評価に当たって、建屋の弾塑性応答が顕著な場合には、建屋自体の弾塑性応答特性、変形特性、床応答への影響、弾塑性挙動の信頼度等に留意することが必要であろう。

③ J E A G 4 6 0 1 -1987 「6.6.1 荷重・応力の組合せ (2) 地震応力算定の概要」

(2) 地震応力算定の概要

本項では、「6.5 地震応答解析」で述べた地震応答解析から得られた地震荷重をもとに行う応力・強度評価について、その一般的な事項について述べる。

機器系の耐震設計における強度評価は応力計算を行って許容応力と比較するものが大部分であるが、このほか、荷重による評価を行う場合もあり、また、ひずみあるいは変形制限、機器の機能維持評価が必要な場合もある。

応力・強度解析の手法は対象機器に応じ、それぞれ適切な方法で行っているが、基本的な流れは図6.6.1-1のとおりである。

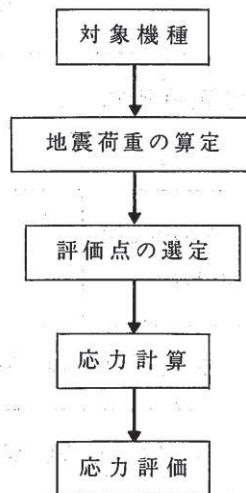


図 6.6.1-1 応力・強度解析の基本的な流れ

ここで応力評価については、大別すると次の二つの方法がある。

応力強さによる評価：第1種容器、配管、第2種容器に適用し、詳細な応力解析を行って評価する。

最大応力による評価：一般機器、支持構造物に適用し、比較的簡便に応力計算を行って評価する。

また、応力計算においても、対象機種の重要度、形状の複雑さ等に応じ、精密な手法から比較的簡便な手法までである。すなわち、有限要素法、シェル構造解析、はりによる

解析、骨組構造解析等、大型計算機を利用した計算から、単純な形状のものでは材料力学の基本的な式による計算から求める場合もある。

また、容器類の局部応力を求める場合は、Bijlaardの方法あるいは有限要素法が用いられる。

応力評価以外の強度評価法としては、荷重による評価があり、これは、あらかじめ計算により標準荷重あるいは限界荷重を求めておく場合、試験により許容荷重を確認しておく場合などがある。

4. 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 ・ 補-1984

メカニカルスナッパに対する要求事項として、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 ・ 補-1984の「その他の支持構造物」に関する規定を以下に記載する。

- ① J E A G 4 6 0 1 ・ 補-1984「2.9.1 その他の支持構造物の許容応力の解説」によると、メカニカルスナッパ本体は「その他の支持構造物」に該当する。
- ② J E A G 4 6 0 1 ・ 補-1984「2.9.1 その他の支持構造物の許容応力」によると、その他の支持構造物の許容応力については「2.8.1 第1種支持構造物」の規定の(2)の規定を準用し、使用材料に応じて許容応力が規定されている。

以上より、メカニカルスナッパは J E A G 4 6 0 1 の「その他の支持構造物」に該当し、構造部材に対する強度評価のみが求められている。

① J E A G 4 6 0 1 ・ 補-1984 「2.9.1 その他の支持構造物の許容応力の解説」

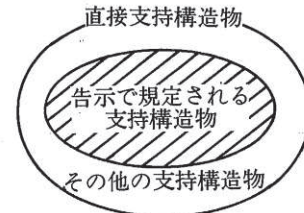
その他の支持構造物の許容応力の解説

- (1) 本項では「その他の支持構造物」の許容応力と「その他の支持構造物」に含まれるもの
のうち「電気計装設備」「換気空調設備」については具体例を示した。
- (2) 「その他の支持構造物」とは本指針の直接支持構造物の範囲であって告示で規定される
支持構造物の範囲外を意味している。

図 2-12

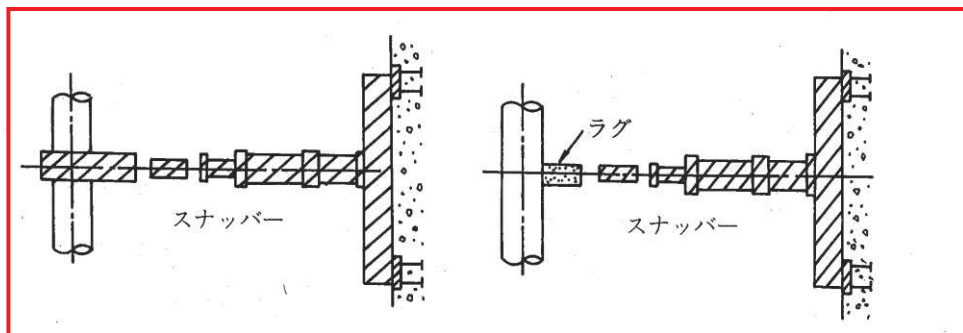
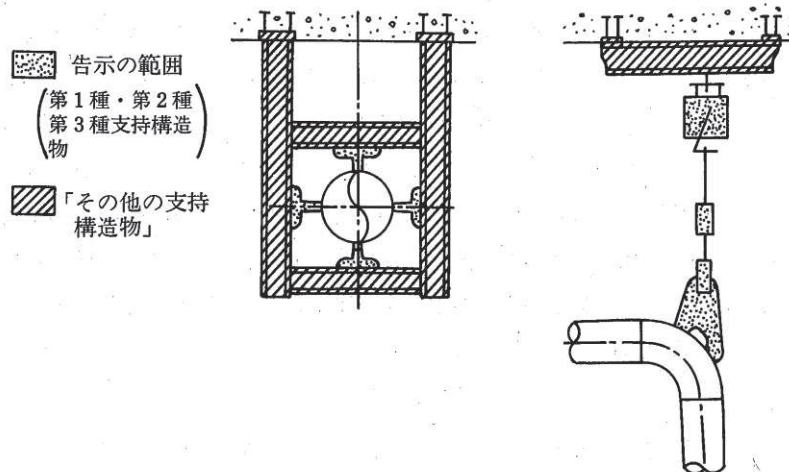
例えば、次のものがある。

- a. 耐震用サポート，耐震用スナッバー
- b. 使用済燃料ラック，配管，ケーブルトレイ及び電線
管の支持架構
- c. 電気盤の主体構造等骨組構造物
- d. 空調ユニット，フィルタユニット等の骨組構造物



- (3) 「その他の支持構造物」と告示で規定される支持構造物との取り合いは，耐圧部から「その他の支持構造物」の鉄骨部表面を境とし溶接部及び
ボルトまでを，告示の適用範囲とする。(図 2-13参照)

図 2-13



2.9 その他の支持構造物，電気計装設備，換気空調設備，埋込金物の許容 応力

2.9.1 その他の支持構造物の許容応力

使用済燃料ラック，ケーブルトレイ，電線コンジット，配管の支持架構等その他の支持構造物の地震時許容応力については2.8.1の(2)，(3)及び(4)の規定を準用し，この場合のF値は次に定める値とする。

「告示別表第9に定める値又は告示別表第10に定める値の0.7倍の値のいずれか小さい方の値。ただし，使用温度が40度を超えるオーステナイト系ステンレス鋼及び高ニッケル合金にあつては，告示別表第9に定める値の1.35倍の値，告示別表第10に定める値の0.7倍の値又は室温における告示別表第9に定める値のいずれか小さい方の値。」

なお，その他の支持構造物であつて，告示に規定される機器（第1種，第2種及び第3種）の耐圧部に直接溶接される部分については，2.8の規定による。また使用済燃料ラックの地震時の許容応力については，2.8.1の(2)の規定を準用する。

2.8 支持構造物の許容応力

2.8.1 第1種支持構造物の許容応力

(1) 容器に溶接により取付けられる支持構造物

容器に溶接により取付けられる支持構造物であって、その損壊が耐圧部の損壊を生じさせるおそれのあるものについては容器の耐圧部と同じ許容応力とする。

(2) 上記以外の支持構造物 (ボルト等を除く)

許容 応力状態	1 次 応 力					1 次 + 2 次 応 力				
	引張	せん断	圧縮	曲げ	支圧	引張 圧縮	せん断	曲げ	支圧	座 屈
設計条件	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
I _A	f_t	f_s	f_c	f_b	f_p	$3f_t$	$3f_s^{(1)}$	$3f_b$	$1.5f_p^{(3)}$	$1.5f_s$ 又は $1.5f_c^{(3)}$
II _A	f_t	f_s	f_c	f_b	f_p	$3f_t$	$3f_s^{(1)}$	$3f_b$	$1.5f_p^{(3)}$	$1.5f_s$ 又は $1.5f_c^{(3)}$
III _A	$1.5f_t$	$1.5f_s$	$1.5f_c$	$1.5f_b$	$1.5f_p$	—	—	—	—	—
IV _A	$1.5f_t^*$	$1.5f_s^*$	$1.5f_c^*$	$1.5f_b^*$	$1.5f_p^*$	—	—	—	—	—
III _A S	$1.5f_t$	$1.5f_s$	$1.5f_c$	$1.5f_b$	$1.5f_p$	$3f_t$	$3f_s^{(1)}$	$3f_b^{(2)}$	$1.5f_p^{(4)}$	$1.5f_b^{(2)(4)}$
IV _A S	$1.5f_t^*$	$1.5f_s^*$	$1.5f_c^*$	$1.5f_b^*$	$1.5f_p^*$	$(S_1$ 又は S_2 地震動のみによる応力振幅について評価する)			$1.5f_p^{(4)}$	$1.5f_s$ 又は $1.5f_c$

- 注：(1) すみ肉溶接部にあつては最大応力に対して $1.5f_s$ とする。
 (2) 告示第88条第3項第一号イ(イ)により求めた f_b とすること。
 (3) 応力の最大圧縮値について評価する。
 (4) 自重、熱膨張等により常時作用する荷重に、地震動による荷重を重ね合わせて得られる応力の圧縮最大値について評価を行うこと。
 (5) 鋼構造設計規準（日本建築学会（1970年度制定））等の幅厚比の制限を満足すること。
 (6) 上記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こと。
 (7) 耐圧部に溶接等により直接取付けられる支持構造物であつて耐圧部と一体の応力解析を行うものについては耐圧部と同じ許容応力とする。

メカニカルスナップの詳細評価方法（構造部材に対する強度評価）

1. 記号の定義

メカニカルスナップの強度計算式に使用する記号は，下記のとおりとする。

(1) SMS 型

記号	定義	単位
A	ダイレクトアタッチブラケット溶接部寸法	mm
A _c	圧縮応力計算に用いる断面積	mm ²
A _p	支圧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
A _t	引張応力計算に用いる断面積	mm ²
B	イーヤせん断断面寸法	mm
	ブラケット穴部せん断断面寸法	
C	イーヤ引張断面寸法	mm
	ブラケット引張断面寸法	
	ユニバーサルブラケット引張断面寸法	
C ₁	ユニバーサルボックス引張断面寸法	mm
C ₂	ユニバーサルボックス引張断面寸法	mm
C ₃	ユニバーサルボックス引張断面寸法	mm
C ₄	ユニバーサルボックスせん断断面寸法	mm
D	イーヤ穴径	mm
	ブラケット穴径	
	コネクティングチューブ外径	
D ₁	ジャンクションコラムアダプタ外径	mm
	ロードコラム外径	
	ベアリング押えの支圧強度面内径	
D ₂	ジャンクションコラムアダプタ内径	mm
	ロードコラム内径	
	ベアリング押えの支圧強度面外径	
D ₃	ケースの引張強度面内径	mm
D ₄	ケースの引張強度面外径	mm
d	ピン径	mm
d ₁	ユニバーサルボックス穴径	mm
d ₂	ユニバーサルボックス穴径	mm

記号	定義	単位
E	縦弾性係数	MPa
e_1	ユニバーサルボックスせん断断面寸法	mm
e_2	ユニバーサルボックスせん断断面寸法	mm
F	材料の許容応力を決定する場合の基準値	MPa
F_b	曲げ応力	MPa
F_c	圧縮応力	MPa
F_p	支圧応力	MPa
F_s	せん断応力	MPa
F_t	引張応力	MPa
f_c	許容圧縮応力	MPa
H	ベアリングナット高さ	mm
h	すみ肉溶接部脚長	mm
I	断面二次モーメント	mm ⁴
i	断面二次半径	mm
k	ねじ部せん断係数	—
L	ベアリングナット高さ	mm
	コネクティングチューブ圧縮長さ	
	ボールネジのキー溝部弧長	
l_k	座屈長さ	mm
M	六角ボルトの呼び径	mm
	ベアリングナット穴径	
n	六角ボルトの本数	本
P	発生荷重	N
T	ねじ部穴径	mm
t	コネクティングチューブ板厚	mm
	イーヤ板厚	
	ケースのせん断強度面板厚	
	ベアリング押え板厚	
	ユニバーサルブラケット板厚	

記号	定義	単位
t_1	ユニバーサルボックス板厚	mm
	コネクティングチューブ板厚	
t_2	ユニバーサルボックス板厚	mm
	コネクティングチューブ板厚	
T_e	コネクティングチューブ溶接部寸法	mm
β'_{10}	ベアリング押え曲げ応力係数（「機械工学便覧 A4 材料力学」による）	—
Λ	限界細長比	—
λ	有効細長比	—
A1, A2, A3, a, b, c, d, h, α	ボールネジ引張断面寸法	mm
a, b, c, d, e, f, g, h, i, j, k, m, I1, I2, I3, I4, I5, I6, L1, L2, L3, L4, L5, L6,	座屈計算に用いる寸法	mm

(2) NMB 型

記号	定義	単位
A	応力計算に用いる断面積	mm ²
A _w	応力計算に用いる溶接部断面積	mm ²
a	イーヤ加工部径	mm
b	イーヤ加工部深さ	mm
B B P I N	連結部板厚	mm
D	ピン径	mm
D 0	パイプ外径	mm
	シリンダ外径	
D 0 B B	おねじ谷径	mm
D 0 B S	ベアリングシート引張部外径又は有効径	mm
D 0 C A	ケース外径	mm
D 0 C L	カラー外径	mm
D 0 E P	おねじの谷径	mm
D 0 E X K	パイプ外径	mm
D 0 L C	ロードシリンダ外径	mm
D 0 S L	スリーブ支持板外径	mm
D 0 T B	ターンバックル外径	mm
D 1	パイプ内径	mm
	シリンダ内径	
D 1 B B	軸受外径	mm
D 1 B S	ベアリングシート引張部内径	mm
D 1 C A	ケースねじ部の谷径	mm
D 1 E P	ボールネジ逃がし穴内径	mm
D 1 E X K	延長パイプ外径	mm
D 1 L C	ねじ逃げ溝部内径	mm
D 1 S B	ボルト呼び径	mm
D 1 T B	ねじ逃げ溝内径	mm
D 2 C A	ケース外径	mm
D 2 E X K	差し込み代確認用穴径	mm
D 3 C A	ケース内径	mm
D B	軸受寸法	mm

記号	定義	単位
DBAL	ねじ谷径	mm
DBBB	軸受外径	mm
DBCL	ベアリング内径	mm
DBSL	スリーブ外径	mm
DEPB	パイプ外径	mm
DH	球面軸受外径	mm
	ピン穴径	
DHBB	穴部直径	mm
DHBS	ベアリングシート開口部径	mm
DHCL	穴部内径	mm
DHEP	球面軸受用穴径	mm
DHEXB	球面軸受外径	mm
DHTB	ターンバックル内径	mm
DMCL	ボールネジ外径	mm
DMTB	おねじ部谷径	mm
DPIN	ピン径	mm
E	縦弾性係数	MPa
F	材料の許容応力を決定する場合の基準値	MPa
FB	曲げ応力	MPa
FBX		
FBY		
FC	圧縮応力	MPa
FP	支圧応力	MPa
FR	組合せ応力	MPa
FT	引張応力	MPa
FT1		
FT2		
FV	せん断応力	MPa
FW	溶接部せん断応力	MPa
fc	許容圧縮応力	MPa
hE	イーヤ溶接部溶け込み長さ	mm

記号	定義	単位
I	断面二次モーメント	mm ⁴
i	断面二次半径	mm
L	全長	mm
l_k	座屈長さ	mm
M	曲げモーメント	N・mm
N	セットボルトの本数	本
P	発生荷重	N
RE	球面軸受中心から端部までの距離	mm
REP	球面軸受穴中心から端部までの距離	mm
REXB	軸受中心から端部までの距離	mm
SE	イーヤ幅	mm
SEP	エンドプラグ幅	mm
SEXB	イーヤ幅	mm
SF	ボルト穴の中心同士の距離	mm
T1BB	荷重伝達部肉厚	mm
T1BS	ベアリングシート穴部の板厚	mm
T1CL	カラー板厚	mm
T1SL	スリーブ支持板厚	mm
T2BS	ベアリングシート下部の板厚	mm
TB	球面軸受部の幅	mm
TBEP	球面軸受の外輪幅	mm
TBEXB	球面軸受の外輪幅	mm
TE	イーヤ板厚	mm
TEP	エンドプラグ板厚	mm
TEXB	イーヤ板厚	mm
TF	フランジ部板厚	mm

記号	定義	単位
W0CA	溶接脚長	mm
W1CA		
WE		
WEPB		
WEXK		
Z	断面係数	mm ³
Λ	限界細長比	—
λ	有効細長比	—

2. 評価方法

詳細評価（強度評価）は、各強度評価部位の最弱部に発生する各応力を次の計算式により算出し、許容応力以下であることを確認する。

なお、適用型式を明記している評価項目以外は評価部位及び評価式について、型式ごとの違いはない。

2.1 SMS 型

① ダイレクトアタッチブラケット

i 引張応力評価

引張応力が、許容引張応力以下であることを確認する。

ii せん断応力評価

せん断応力が、許容せん断応力以下であることを確認する。

iii 支圧応力評価

支圧応力が、許容支圧応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

iv 溶接部せん断応力評価（適用：SMS-01～25）

溶接部のせん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

v 溶接部せん断応力評価（適用：SMS-40～60）

溶接部のせん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

② ジャンクションコラムアダプタ

i 六角ボルト引張応力評価

六角ボルトの引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。

ii 溶接部せん断応力評価(適用：SMS-01～1)

溶接部せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

iii 溶接部引張応力評価(適用：SMS-3～60)

溶接部引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。

iv コラム部引張応力評価

コラム部引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

③ ロードコラム

i 引張応力評価

引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。




ii ねじ部せん断応力評価（部品全体の評価）

ねじ部のせん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。



iii ねじ部せん断応力評価（ねじ山のせん断の評価）

ねじ部のせん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑤ ピン

i せん断応力評価

せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

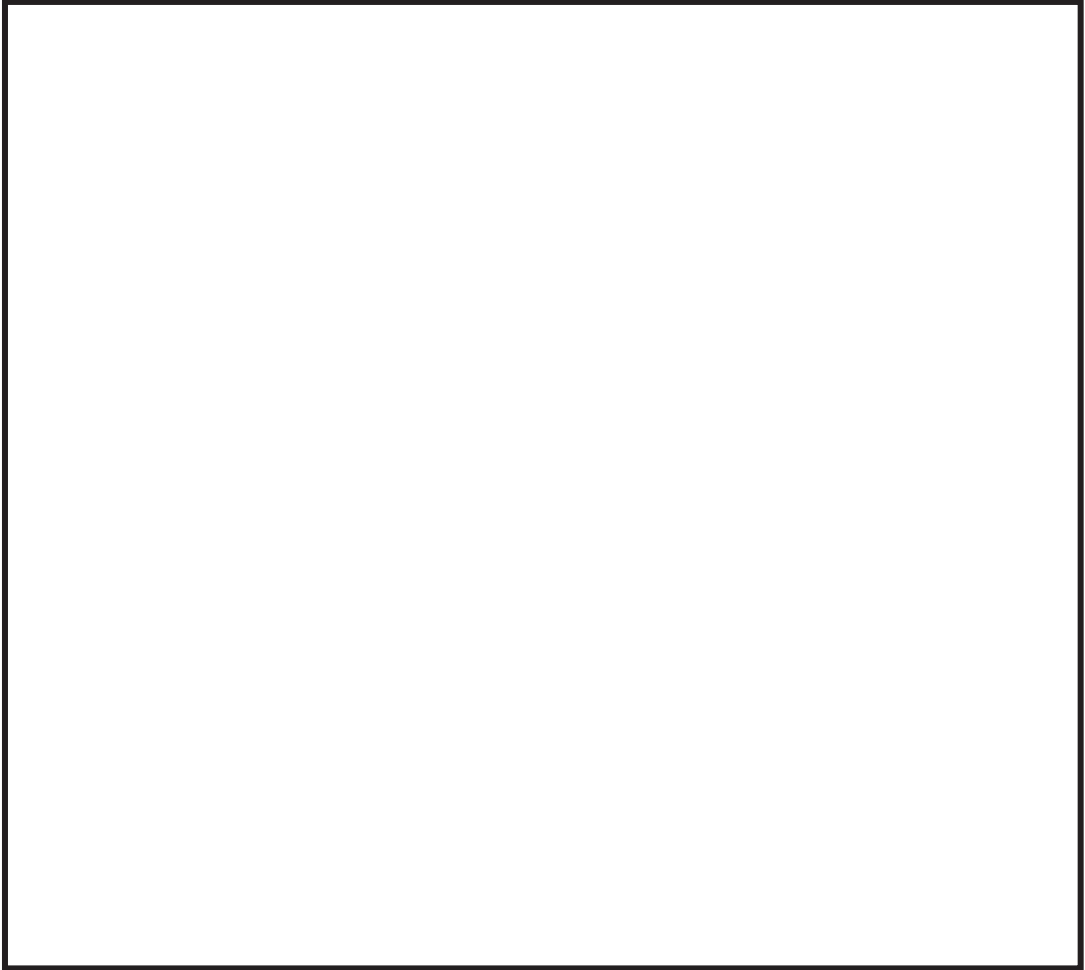


枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑥ コネクティングチューブ（延長棒付きの A タイプのみ）

i 圧縮応力評価

圧縮応力が，許容圧縮応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

ii チューブ引張応力評価（適用：SMS-01～25）

チューブ引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。

iii 溶接部せん断応力評価（適用：SMS-01～1）

溶接部せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

iv 溶接部引張応力評価（適用：SMS-3～25）

溶接部引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。

v チューブ引張応力評価（適用：SMS-40～60）

チューブ引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

vi 溶接部せん断応力評価（適用：SMS-40～60）

溶接部せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

vii 現地溶接部せん断応力評価（適用：SMS-01～3）

現地溶接部せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

viii 現地溶接部せん断応力評価（適用：SMS-6～25）

現地溶接部せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

ix 現地溶接部せん断応力評価（適用：SMS-40～60）

現地溶接部せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑦-1 ベアリングケース

i 引張応力評価

引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。



ii せん断応力評価

せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。



iii 支圧応力評価

支圧応力が，許容支圧応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑦-2 ベアリング押え

i せん断応力評価

せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

ii 支圧応力評価

支圧応力が，許容支圧応力以下であることを確認する。

iii 曲げ応力評価

曲げ応力が，許容曲げ応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑦-3 六角ボルト(ベアリング押え用)

i 引張応力評価

引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑧ イーヤ

i 引張応力評価

引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。

ii せん断応力評価

せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

iii 支圧応力評価

支圧応力が，許容支圧応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

iv ねじ部引張応力

ねじ部引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。



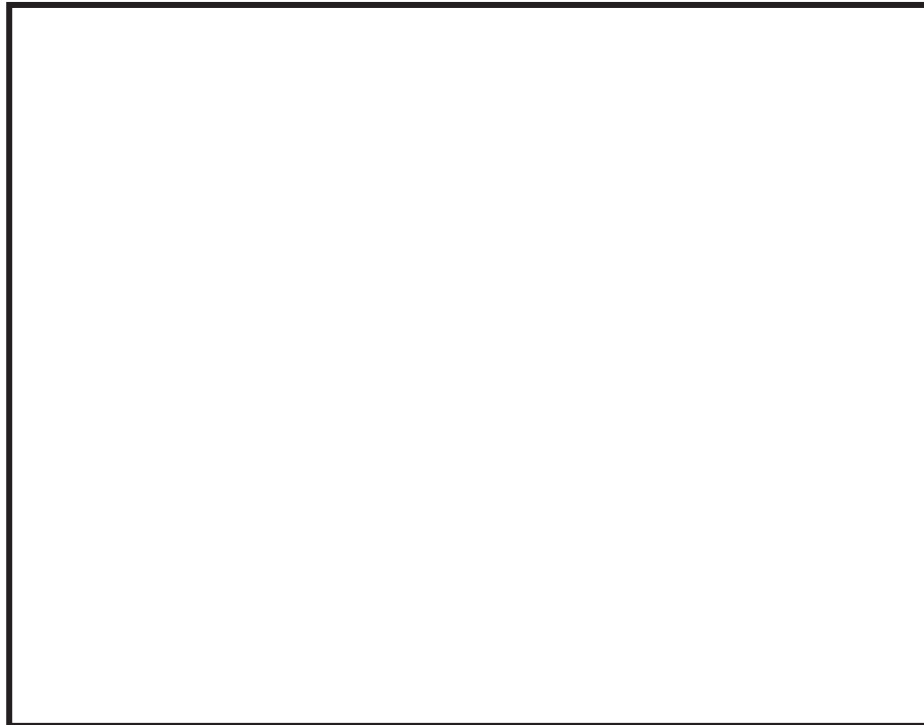
v ねじ部せん断応力評価（部品全体の評価）

ねじ部せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。



vi ねじ部せん断応力評価（ねじ山のせん断の評価）

ねじ部のせん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑨ ユニバーサルボックス


i 引張応力評価（適用：SMS-01～25）

引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。



ii せん断応力評価（適用：SMS-01～25）

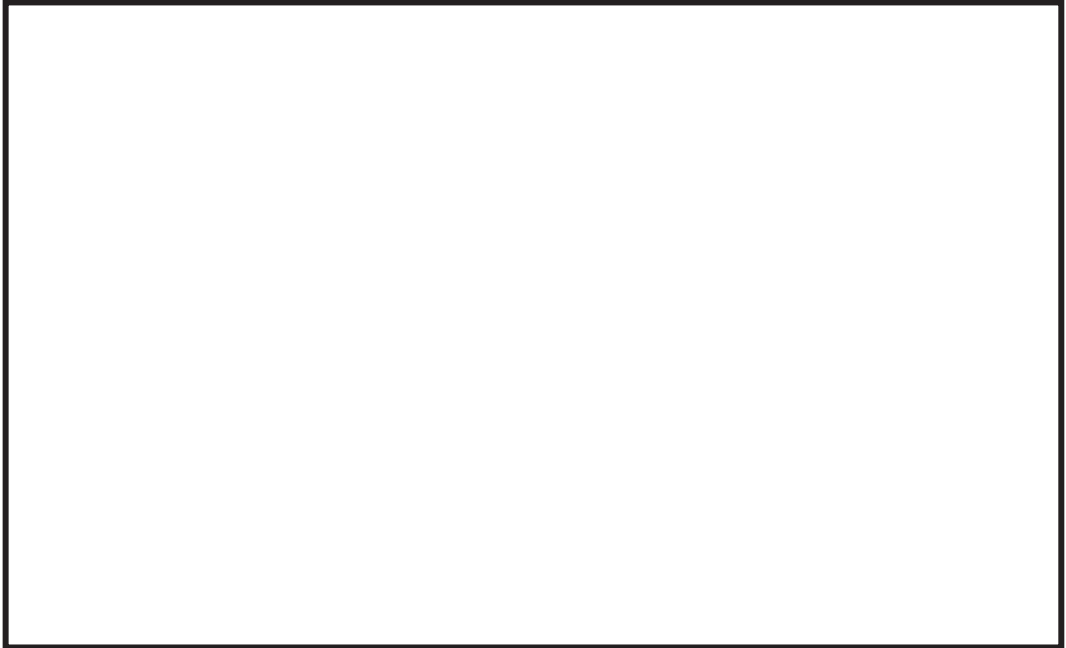
せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

iii 支圧応力評価（適用：SMS-01～25）

支圧応力が，許容支圧応力以下であることを確認する。



iv 引張応力評価（適用：SMS-40～60）

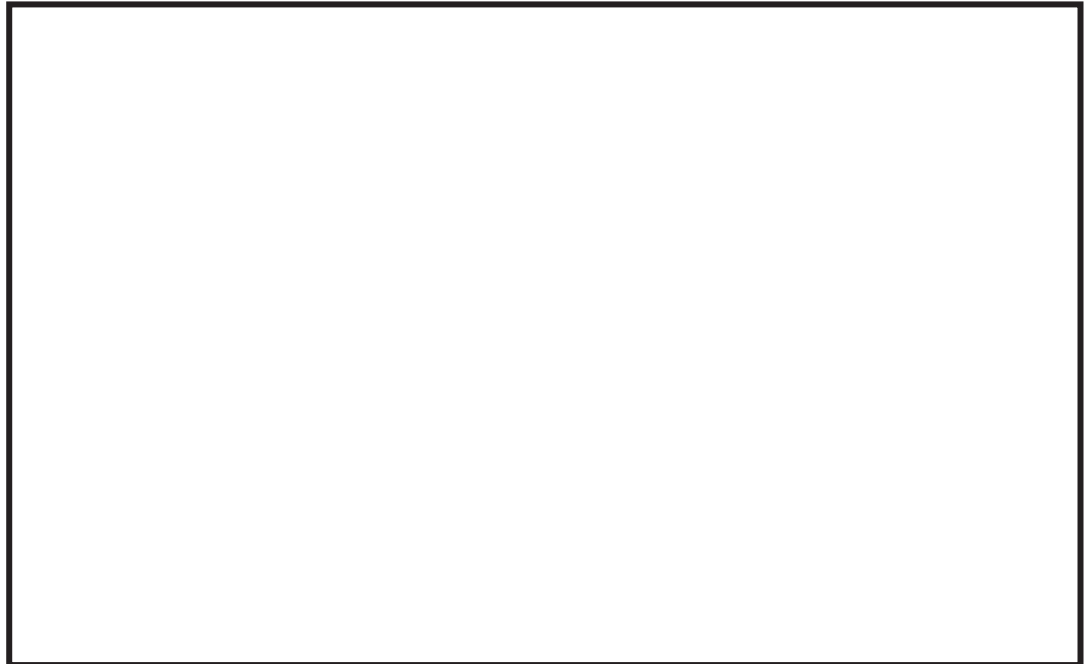
引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

v せん断応力評価（適用：SMS-40～60）

せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。



vi 支圧応力評価（適用：SMS-40～60）

支圧応力が，許容支圧応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑪ ユニバーサルブラケット

i 引張応力評価

引張応力が、許容引張応力以下であることを確認する。

ii せん断応力評価

せん断応力が、許容せん断応力以下であることを確認する。

iii 支圧応力評価

支圧応力が、許容支圧応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑫ ベ어링ナット

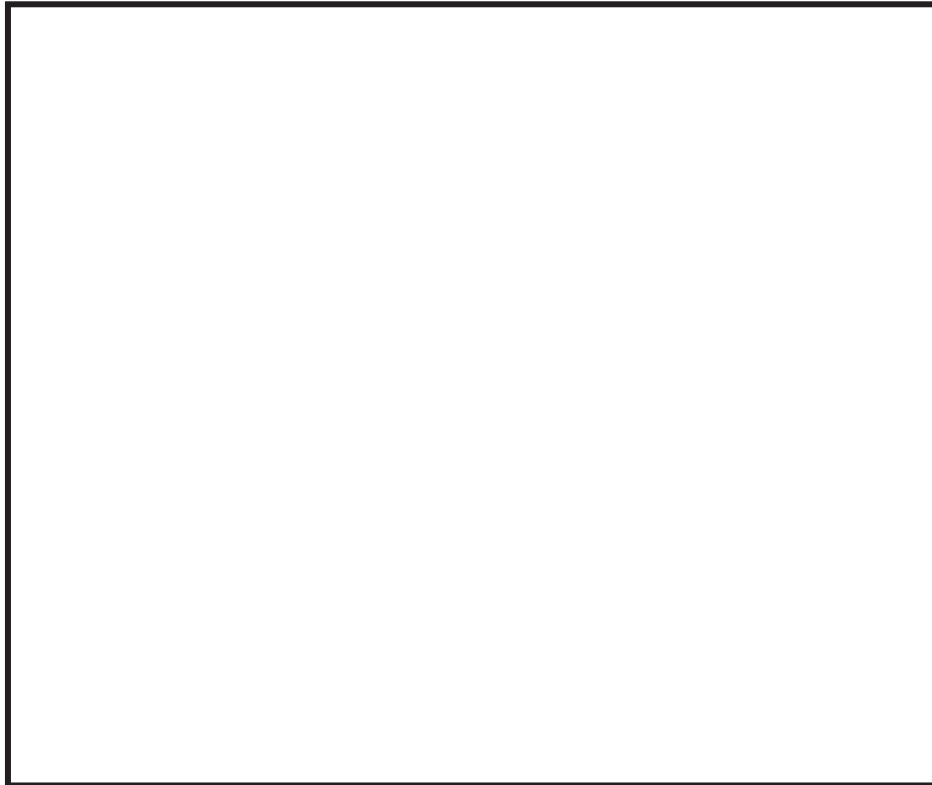
i ねじ部せん断応力評価（部品全体の評価）

ねじ部せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。



ii ねじ部せん断応力評価（ねじ山のせん断の評価）

ねじ部のせん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑬ ボールネジ

i 引張応力評価

引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

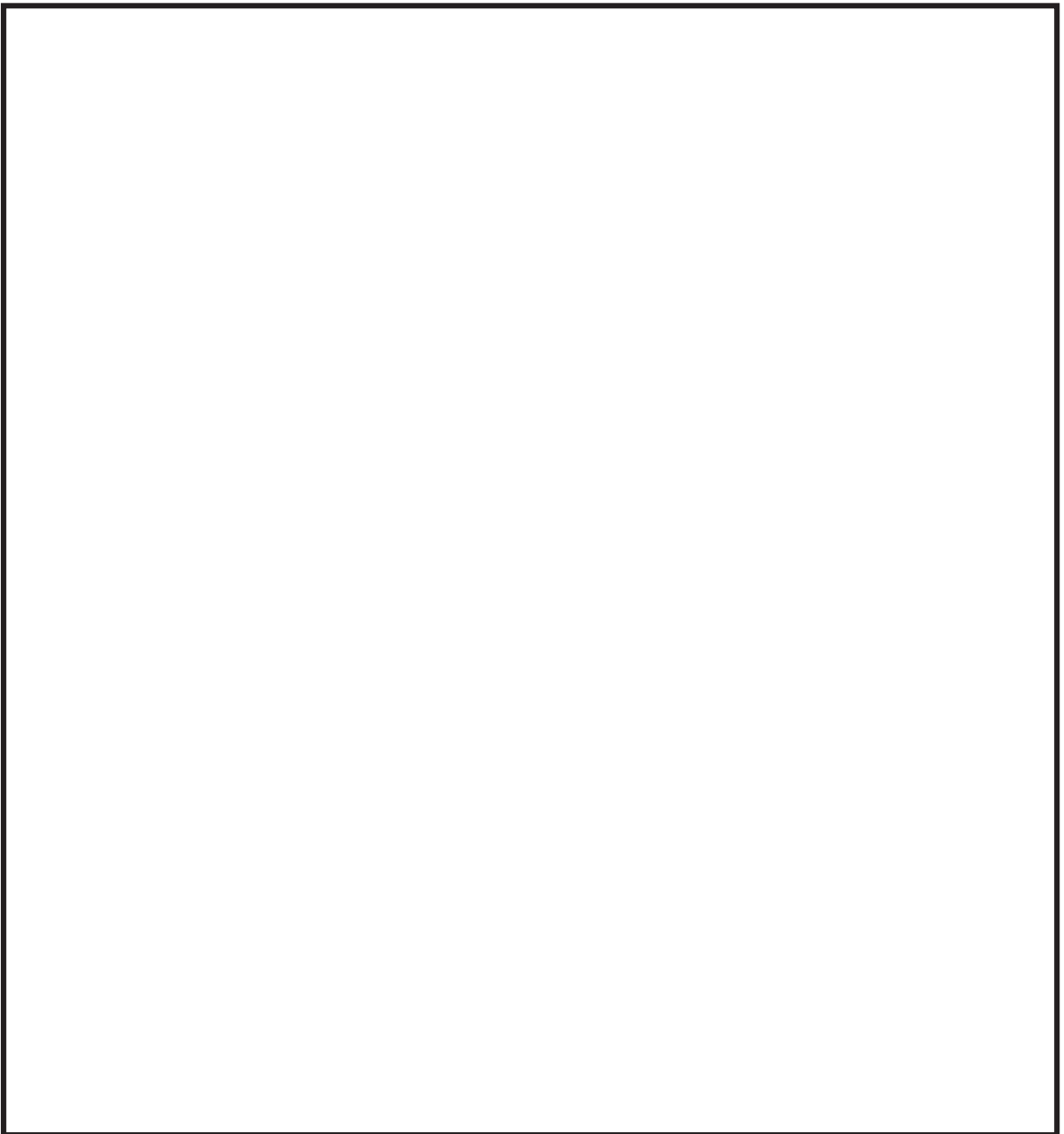
座屈評価

座屈評価は、電共研の研究成果から、計算にて算出した座屈荷重に係数を乗じた値を限界耐力値として評価を行う。

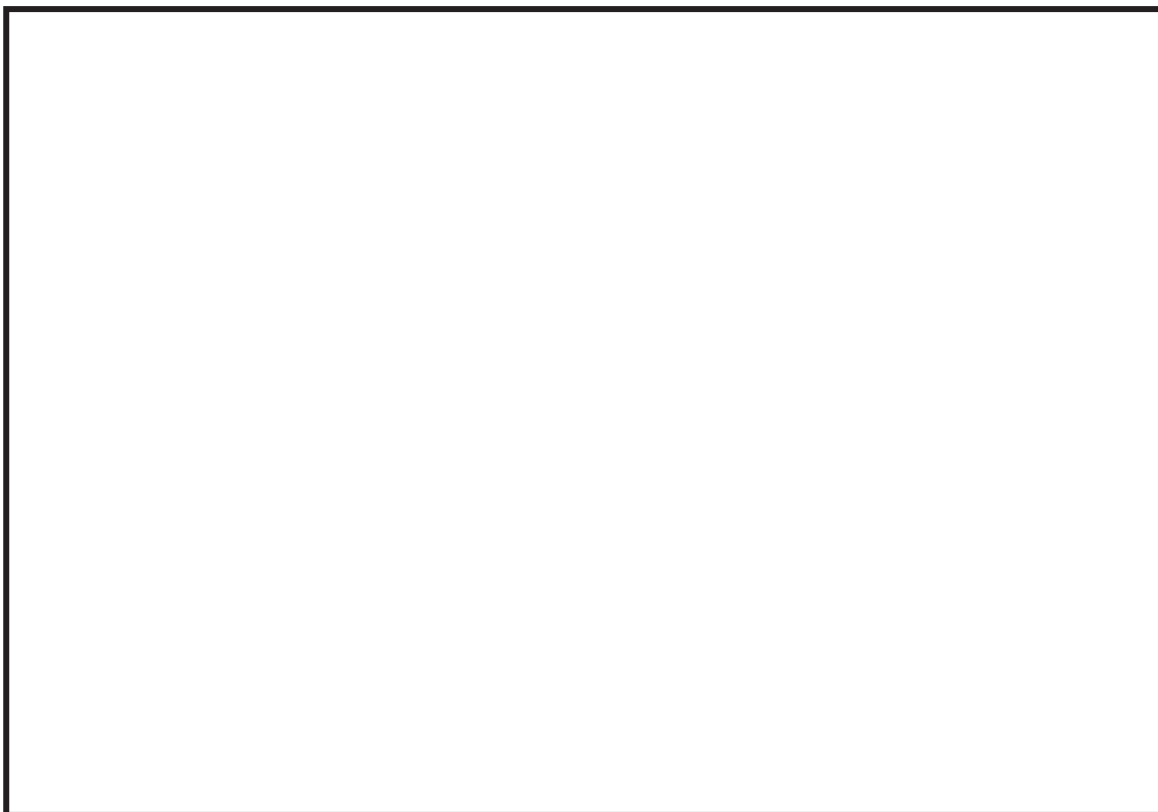
電共研試験にて SMS-03 に対して静的座屈試験を実施した結果 [] の荷重で座屈したことから、詳細評価においては計算座屈荷重に対して [] を座屈の限界耐力値として評価を行う。

座屈試験の内容について、別紙 4 に示す。

以下、座屈評価方法を示す。SMS 型の座屈評価においては、評価範囲を断面形状の異なる部材に分割し、それぞれの部材の長さや断面二次モーメントを組み合わせた以下評価式を用いて、座屈の限界耐力値を算出する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.2 NMB 型

① リアブラケット

i 穴部引張応力評価

穴部引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。

ii 穴部せん断応力評価

穴部せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

iii 穴部支圧応力評価

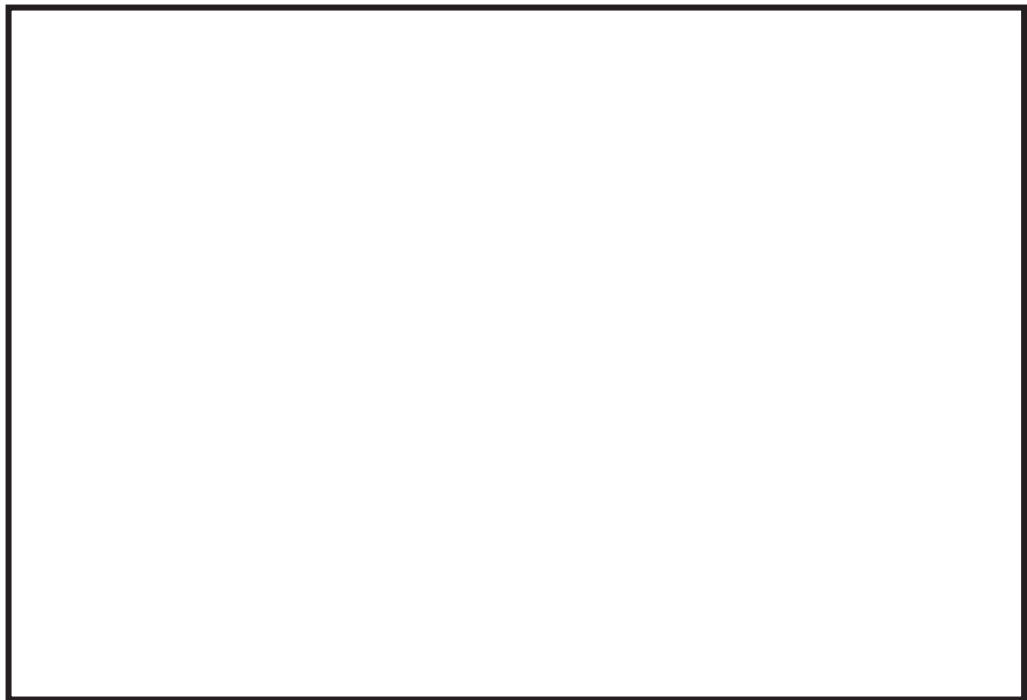
穴部支圧応力が，許容支圧応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



- iv 溶接部せん断応力評価（適用：NMB-010～250，001～006 は一体型構造のため対象外）

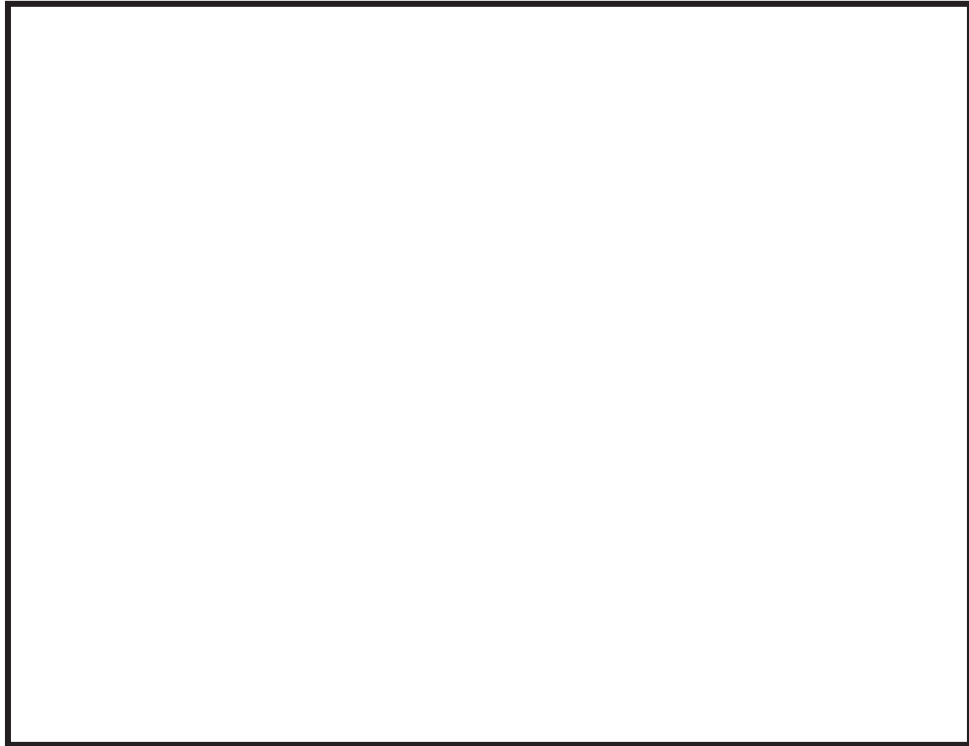
せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

v フランジ部曲げ応力評価

曲げ応力が，許容曲げ応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

② セットボルト

i ボルト引張応力評価

ボルト引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

③ ケース

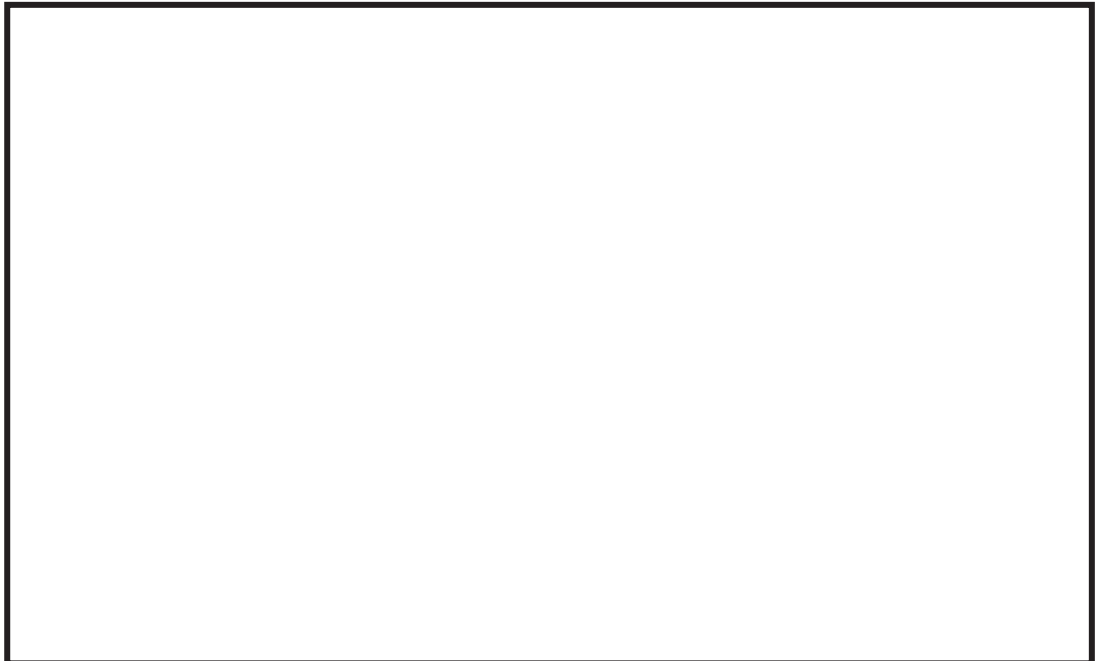
i 引張応力評価

引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。



ii 溶接部せん断応力評価

せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

④ ベアリングシート

i 穴部引張応力

穴部引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。

ii 穴部せん断応力

穴部せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

iii 穴部支圧応力

穴部支圧応力が，許容支圧応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑤ ベアリングボックス

i せん断応力評価

せん断応力が、許容せん断応力以下であることを確認する。

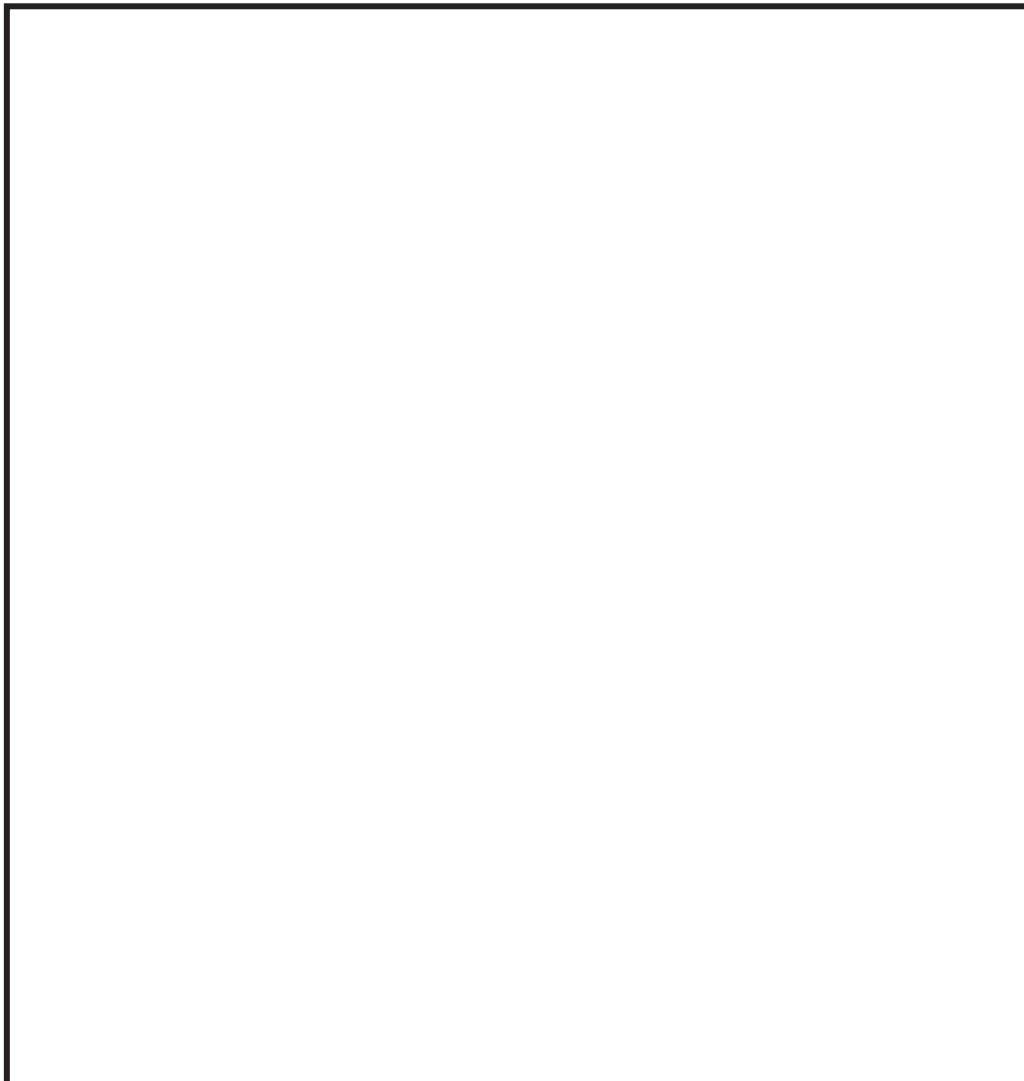
ii 支圧応力評価

支圧応力が、許容支圧応力以下であることを確認する。

iii 引張応力評価

引張応力が、許容引張応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑥ スリーブ

i せん断応力評価

せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

ii 支圧応力評価

支圧応力が，許容支圧応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑦ カラー

i せん断応力評価

せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

ii 支圧応力評価

支圧応力が，許容支圧応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑧ ロードシリンダ

i 引張応力評価

引張応力が、許容引張応力以下であることを確認する。

ii 圧縮応力評価(適用：NMB-001～100)

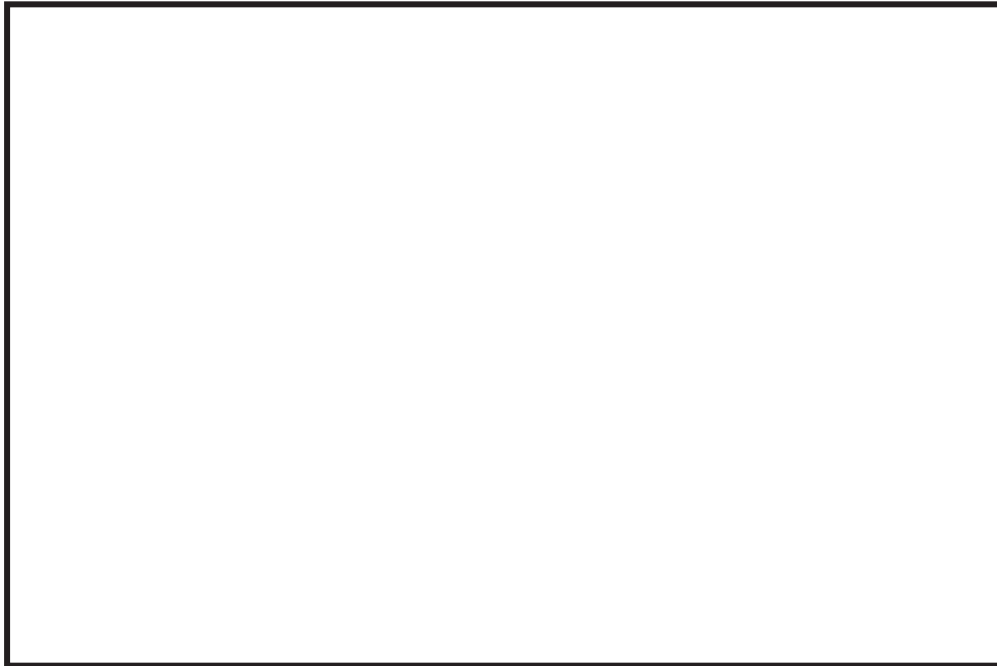
圧縮応力が、許容圧縮応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑨ ターンバックル

i ロッド引張応力評価

ロッド引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑩ エンドプラグ

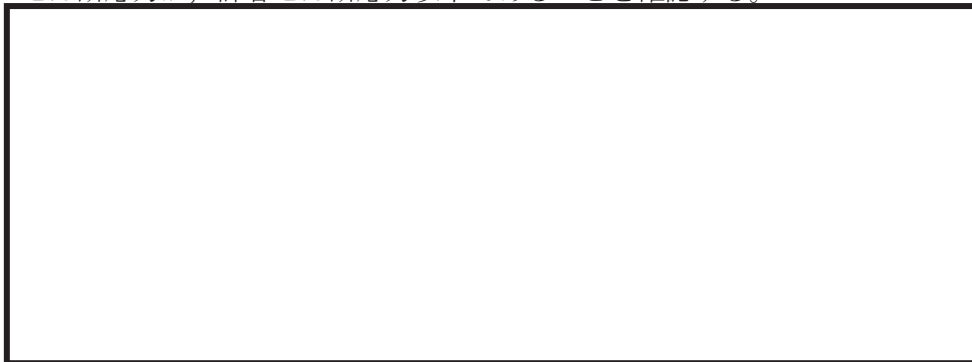
i 引張応力評価

引張応力が、許容引張応力以下であることを確認する。



ii せん断応力評価

せん断応力が、許容せん断応力以下であることを確認する。



iii 支圧応力

支圧応力が、許容支圧応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑪ 延長パイプキット及び溶接部

[Redacted]

i 引張応力評価

引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。

[Redacted]

ii せん断応力評価

せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

[Redacted]

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑫ 延長パイプブラケット(イーヤ穴部)

i 引張応力評価

引張応力が、許容引張応力以下であることを確認する。

ii せん断応力評価

せん断応力が、許容せん断応力以下であることを確認する。

iii 支圧応力評価

支圧応力が、許容支圧応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

iv 溶接部せん断応力評価

せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。



v 引張応力評価

引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

⑮ ピン

i せん断応力評価

せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

ii 曲げ応力評価

⑯ ボールねじ

i 引張応力評価

引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

全長座屈(ストローク 125mm 考慮)

NMB 型の座屈評価においては、簡易的かつ保守的な評価とするため、全長 L に渡って座屈最弱部位の断面と仮定して評価を行う。

i 圧縮応力評価

圧縮応力が、許容圧縮応力以下であることを確認する。

・許容圧縮応力

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

全長座屈(ストローク 250mm 考慮)

NMB 型の座屈評価においては、簡易的かつ保守的な評価とするため、全長 L に渡って座屈最弱部位の断面と仮定して評価を行う。

i 圧縮応力評価

圧縮応力が、許容圧縮応力以下であることを確認する。

・許容圧縮応力

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

付属部品（クランプ及びクレビス）の強度計算例

クランプ及びクレビスは、メカニカルスナッパ本体ではなく、メカニカルスナッパの付属部品として扱う。クランプ及びクレビスは、メカニカルスナッパ本体の型式とは別に、支持する配管や設置場所の条件によってサイズが異なるため、メカニカルスナッパ本体とは別に評価を実施する。具体的には、 S_d 及び S_s により発生するメカニカルスナッパの地震荷重（配管反力）に対しそれぞれの部品毎に構造強度評価を行い、J E A G 4 6 0 1のその他の支持構造物の許容応力状態Ⅲ_AS及びⅣ_ASの許容応力を満足することを確認している。

クランプ及びクレビスの強度評価式及び強度評価例（型式：SMS-10）を以下に示す。

(1) SMS 型メカニカルスナッパにおけるクランプの強度評価式

i 引張応力評価

引張応力が、許容引張応力以下であることを確認する。

ii せん断応力評価

せん断応力が、許容せん断応力以下であることを確認する。

iii 支圧応力評価

支圧応力が、許容支圧応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 1 SMS 型メカニカルスナップのクランプ強度評価における記号の定義

記号	定義	単位
A_p	支圧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
A_t	引張応力計算に用いる断面積	mm^2
B	クランプ穴部せん断断面寸法	mm
C	クランプ引張断面寸法	mm
D	クランプ穴径	mm
d	ピン径	mm
F_p	支圧応力	MPa
F_s	せん断応力	MPa
F_t	引張応力	MPa
P	定格荷重	N
T	クランプ板厚	mm

(2) SMS 型メカニカルスナップにおけるクランプの強度評価結果

表 2 に SMS 型の応力評価結果を示す。全ての発生応力が許容応力以下であり、クランプの耐震性が確保されることを確認した。また、クランプの許容応力を許容限界 IV_{AS} の許容応力に相当する荷重に換算し、メカニカルスナップ本体の許容限界 IV_{AS} の許容応力に相当する荷重と比較した結果、クランプの許容限界 IV_{AS} の許容応力に相当する荷重が大きいため、クランプの強度がメカニカルスナップ本体の構造強度評価結果に影響を及ぼさないことを確認した。

表 2 SMS 型メカニカルスナップのクランプ強度評価例（型式：SMS-10）

配管 口径*1	基準地 震動 S _s 地震 荷重 [kN]*2	引張応力		せん断応力		支圧応力		クラン プ評価 許容限 界IV _{AS} の許容 応力に 相当す る荷重 [kN] (A)*3	本体の 構造強 度評価 許容限 界IV _{AS} の許容 応力に 相当す る荷重 [kN] (B)	荷重 比較 (A/B)
		発生 応力 F _t [MPa]	許容 応力 f _t [MPa]	発生 応力 F _s [MPa]	許容 応力 f _s [MPa]	発生 応力 F _p [MPa]	許容 応力 f _p [MPa]			
250A	184.7	37		37		124				
300A	186.7	37		38		125				
350A	175.1	35		35		117				
500A	164.8	26		26		86				
600A	151.7	24		24		79				

注記*1：詳細評価対象支持点の配管口径を抽出。

*2：同じ配管口径の地震荷重のうち最大値を記載。

*3：強度評価式のうち最小裕度の評価項目より算出。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(3) NMB 型メカニカルスナップにおけるクレビスの強度評価式

i X-X 軸に関する曲げ応力評価

曲げ応力が、許容曲げ応力以下であることを確認する。

ii Y-Y 軸に関する曲げ応力評価

曲げ応力が、許容曲げ応力以下であることを確認する。

iii 引張応力評価

引張応力が、許容引張応力以下であることを確認する。

iv せん断応力評価

せん断応力が、許容せん断応力以下であることを確認する。

v 組合せ応力評価

組合せ応力が、許容引張応力以下であることを確認する。

ここで、

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

vi アイ部引張応力評価

引張応力が，許容引張応力以下であることを確認する。

vii アイ部せん断応力評価

せん断応力が，許容せん断応力以下であることを確認する。

viii アイ部支圧応力評価

支圧応力が，許容支圧応力以下であることを確認する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 3 NMB 型メカニカルスナップのクレビス強度評価における記号の定義

記号	定義	単位
A	応力計算に用いる断面積	mm ²
D	ピン径	mm
DH	ピン穴径	mm
F B X	曲げ応力	MPa
F B Y		
F P	支圧応力	MPa
F R	組合せ応力	MPa
F T	引張応力	MPa
F V	せん断応力	MPa
L	穴中心軸から付根までの深さ	mm
L P	クレビス内幅	mm
P	発生荷重	N
S	クレビス幅	mm
T	クレビス板厚	mm
α	取り付け角度	deg
θ		

(4) NMB 型メカニカルスナップにおけるクレビスの強度評価結果

表 4 に NMB 型における応力評価結果を示す。全ての発生応力が許容応力以下であり、クランプの耐震性が確保されることを確認した。また、クレビスの許容応力を許容限界 IV_{AS} の許容応力に相当する荷重に換算し、メカニカルスナップ本体の許容限界 IV_{AS} の許容応力に相当する荷重と比較した結果、クレビスの許容限界 IV_{AS} の許容応力に相当する荷重が大きいため、クレビスの強度がメカニカルスナップ本体の構造強度評価結果に影響を及ぼさないことを確認した。

表 4 NMB 型メカカルスナップのクレビス強度評価例 (1/2)

メカカルスナップ型式*1	基準地震動 S _s 地震荷重*2 [kN]	本体									
		曲げ応力		曲げ応力		引張応力		せん断応力		合成応力	
		発生 応力 F _{BX} [MPa]	許容 応力 f _b [MPa]	発生 応力 F _{BY} [MPa]	許容 応力 f _b [MPa]	発生 応力 F _t [MPa]	許容 応力 f _t [MPa]	発生 応力 F _s [MPa]	許容 応力 f _s [MPa]	発生 応力 F _R [MPa]	許容 応力 f _t [MPa]
NMB-030	50.1	32		6		6		26		63	
NMB-075	120.9	34		6		6		26		65	

表 4 NMB 型メカカルスナップのクレビス強度評価例 (2/2)

メカカルスナップ型式*1	基準地震動 S _s 地震荷重*2 [kN]	アイ部						クレビス評価 許容限界IV _A S の許容応力に 相当する荷重 *3 [kN]	本体の構造強 度評価 許容限界IV _A S の許容応力に 相当する荷重 [kN] (B)	荷重比較 (A/B)
		引張応力		せん断応力		合成応力				
		発生 応力 F _t [MPa]	許容 応力 f _t [MPa]	発生 応力 F _s [MPa]	許容 応力 f _s [MPa]	発生 応力 F _R [MPa]	許容 応力 f _t [MPa]			
NMB-030	50.1	37		37		92				
NMB-075	120.9	39		39		78				

注記*1：当該型式で使用するクレビスの代表サイズにて評価。

*2：同じ配管口径の地震荷重のうち最大値を記載。

*3：強度評価式のうち最小裕度の評価項目より算出。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

メカニカルスナップの電力共同研究の概要

1. はじめに

本資料では、今回工認で参照した既往知見である「平成 12 年度 共同研究報告書 耐震設計に関する新知見に対する機器耐震評価法の研究(Phase2)」(以下、「電共研」)の概要について説明する。

2. 研究の目的

原子力安全委員会は、平成 7 年の兵庫県南部地震を踏まえ耐震設計審査指針の妥当性が損なわれないことを確認したが、同時に耐震安全性に対する信頼性の向上を求めている。また、地震学会や建築学会においても地震学の知見、耐震設計等が議論されており、特に敷地近傍の活断層による地震動の評価、直下地震の考え方等の地震学の新知見を、耐震設計関連指針に取り込むべきとの議論もあった。さらに、建築基準法の改正、動的な上下地震動の評価等の周辺状況を鑑み、耐震設計関連指針の改訂を総合的に検討する必要が生じていた。

そこで、本電共研では、「共同研究報告書 耐震設計に関する新知見に対する機器耐震評価法の研究(Phase1)」(以下、「Phase1 研究」という)の研究成果を踏まえ、耐震設計関連の法規、指針類との整合性の検討を行うとともに、耐震設計評価手法の総合的検討を行っている。

具体的な実施内容は以下のとおりである。

耐震設計評価手法の総合的検討

a. 架構類の耐震評価法の検討

配管系の耐震評価法のうち、特に架構類の合理的な許容応力体系を構築するとともに、バックチェック評価法としてスナップの実力の耐力値を把握するために以下の検討を実施する。

(a) 既往研究の調査

スナップの実力の耐力値及び架構類の許容応力緩和に関する既往研究を調査する。

(b) スナップ限界耐力評価法の検討

スナップの破壊試験により、スナップの実力の耐力値を明らかにするとともに、メーカーが従来から用いている設計手法が、スナップの許容限界(定格荷重)を超える荷重に対して適用できるかどうかを確認し、構造強度及び機能維持の面からのスナップ限界耐力評価法を策定する。

(c) 架構類の許容応力体系の構築

架構類の弾塑性挙動を考慮した許容応力基準案を作成し、策定のための課題を抽出する。

b. 耐震設計評価手法の総合的検討

a. 項で抽出された課題を検討するとともに、構築された新しい耐震評価手法に対して、それが有する信頼性、裕度、実設計上の変更ポイント等について評価を実施し、現行指針との比較評価を実施する。

以降では、電共研における上記の取り組みのうち、a. (b) スナップ限界耐力評価法の検討におけるメカニカルスナップについての検討の概要をまとめる。

3. メカニカルスナップ限界耐力評価法の策定方針

メカニカルスナップの異常要因分析等に基づき試験対象として選定されたメカニカルスナップの破壊試験により、メカニカルスナップの実力の耐力値を明らかにするとともに、メーカーが従来から用いている設計手法が、メカニカルスナップの許容限界（定格荷重）を超える荷重に対して適用できるかどうかを確認し、構造強度及び機能維持の面からのメカニカルスナップ限界耐力評価法を策定する。

メカニカルスナップ限界耐力評価法策定のための検討フローを図 4-1-1 に示す。フローの(5)メカニカルスナップの構造・強度の観点からの裕度推定にあたっては、J E A G 4 6 0 1 に基づく許容応力体系を用いており、機能維持の観点からの裕度推定にあたっては、部品メーカーの許容値の考え方を参考値として用いている。

また、フローの(8)予想耐力*と試験結果（耐力確認荷重）の比較及び(9)～(10)限界耐力評価法の見直しに関して、概念図を図 4-1-2 に示す。図のとおり、耐力確認荷重が最小裕度部位の予想耐力を上回る結果となった場合は予想耐力を上方修正するよう限界耐力評価法を見直し、耐力確認荷重が最小裕度部位の予想耐力を下回る結果となった場合又は想定していなかった部位が破損ないし機能喪失した場合は予想耐力を下方修正するよう限界耐力評価法を見直す。

注記*：用語の定義 No. 15 参照

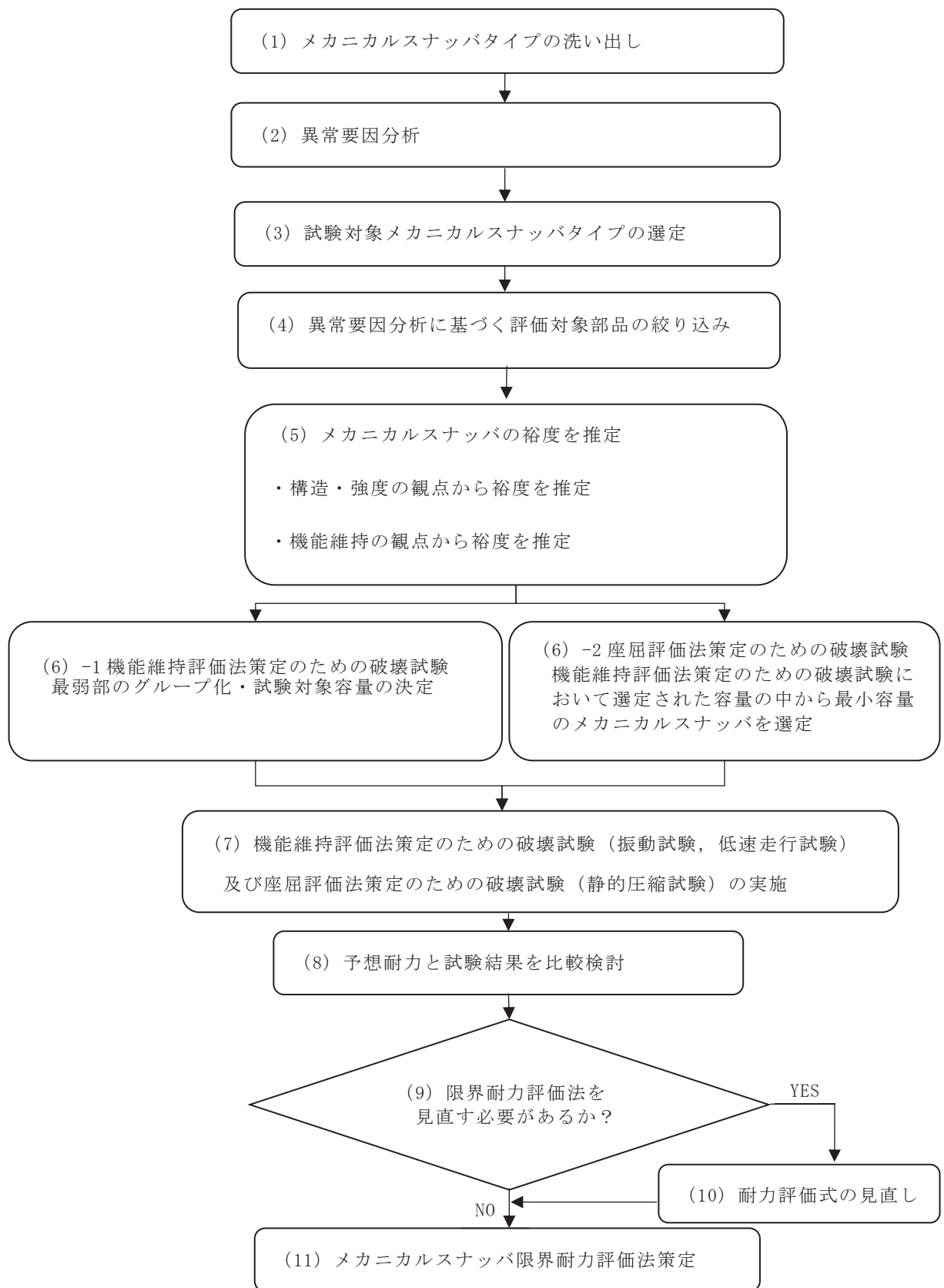


図 4-1-1 メカニカルスナップ限界耐力評価法策定フロー

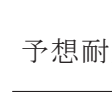





	机上計算による 予想耐力算出	試験における耐力確認 荷重の確認	限界耐力値の設定
耐力確認荷重が 予想耐力を上回 った場合	予想耐力 	耐力確認荷重 	限界耐力値  予想耐力を 上方修正
耐力確認荷重が 予想耐力を下回 った場合、又は 想定していなか った部位が破損 ないし機能喪失 した場合	予想耐力 	耐力確認荷重 	限界耐力値  予想耐力を 下方修正

図 4-1-2 限界耐力評価法の見直し方針の概要図

ここで、試験で確認した耐力確認荷重が予想耐力を下回った場合又は想定していなかった部位が破損ないし機能喪失した場合（上図の下段）は、予想耐力の算出に用いた応力算出式又は評価部位・評価項目が試験結果にあっていないと考えられる。したがって、応力算出式又は評価項目を見直すことにより適切な限界耐力評価式を策定する。また、許容応力についてもミルシート記載の設計引張強さ（Su）から算出した値を用いて、試験結果と比較して適切な限界耐力値を設定する。

なお、試験において実際に耐力確認荷重が予想耐力を下回ったことにより評価式又は評価項目を見直した部位を、「4.5.1 予想耐力との比較等による破壊試験結果の考察」の中の「(2) 予想耐力より下回って破損または機能喪失した部位」及び「(3) 想定していなかった部位が破損ないし機能喪失した場合」に示している。

また許容応力を J E A G 4 6 0 1 に基づく値から見直した部位については、別紙 4 の添付-4 の表 1 及び表 2 に示す。

4. メカニカルスナッパ破壊試験

4.1 破壊試験対象のメカニカルスナッパの選定（図 4-1-1 フロー（1）～（6））

電共研当時，日本における PWR, BWR のプラントにおけるメカニカルスナッパ使用状況が調査され，SMS 型 及び NMB 型 のタイプが洗い出された。それらの構造図を図 4-2 及び図 4-3 に示す。以降，これらを対象に試験対象の選定について説明する。



図 4-2 SMS 型メカニカルスナッパ構造図



図 4-3 NMB 型メカニカルスナッパ構造図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.1.1 異常要因分析を踏まえた破壊試験における評価対象選定の基本的な考え方

メカニカルスナップの破壊試験における評価項目を明らかにするために異常要因分析を実施した。

その結果、SMS 型、NMB 型ともに図 4-4 の異常要因モードで概ね代表できること、及び異常要因モードとして以下の 2 つがあるため、破壊試験における評価項目として、構造部材の強度評価および機能部品の機能評価が必要であることが確認された。

- ・地震時の機能要求に対し、配管系応答過大に伴う構造部材および機能部品の損傷によるメカニカルスナップ支持機能喪失
- ・地震後の作動と性能確保要求に対し、低速走行抵抗力増大に伴う構造部材および機能部品の損傷によるメカニカルスナップ機能喪失

また、構造部材および機能部品の損傷として、構造部材の変形やボールねじ機能喪失等に加えてメカニカルスナップの座屈が考えられることから、メカニカルスナップの地震時および地震後の機能を確認するための「機能維持評価法策定のための破壊試験」に加えて「座屈評価法策定のための破壊試験」を行うこととした。

両タイプについて、異常要因分析を踏まえて破壊試験における評価対象となる部位（構造部材と機能部品からなる評価対象部品）の一覧を表 4-1 及び表 4-2 に示す。両タイプを対比した結果、構造部材と機能部品の構成部品は概ね同様であることから、一方のタイプについて限界耐力評価法を策定すれば、他のタイプへ展開可能であることを確認した。そのことから、SMS 型の破壊試験結果に基づき限界耐力評価法を策定し、NMB 型への適用性を確認することとした。なお、電共研では NMB 型の破壊試験も実施している。

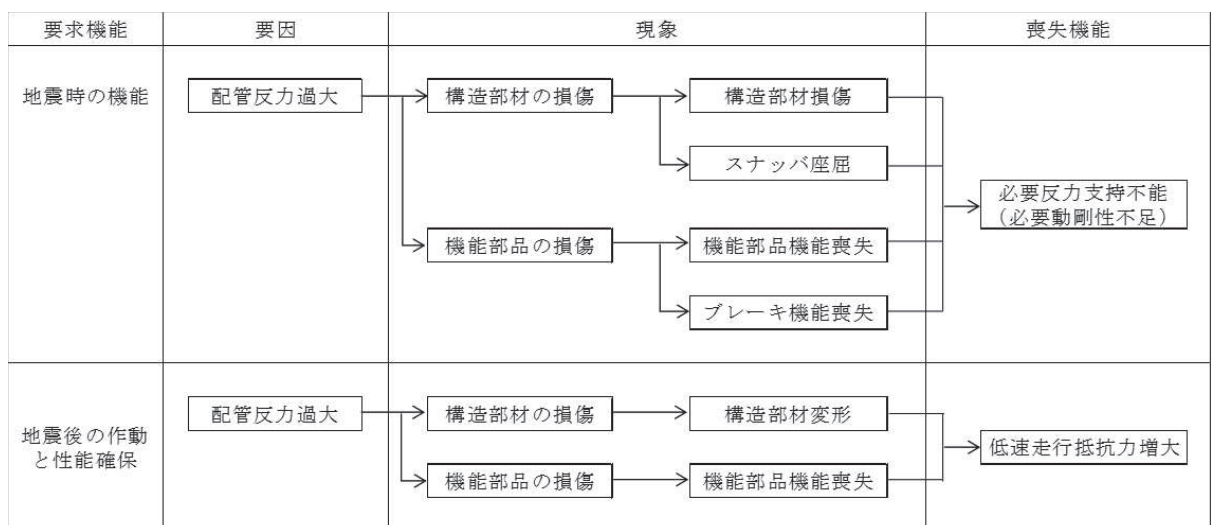


図 4-4 メカニカルスナップ異常要因モード

表 4-1 SMS 型メカニカルスナッパの構造部材と機能部品

部品名	構造部材	機能部品
①ダイレクトアタッチブラケット	○	-
②ジャンクションコラムアダプタ	○	-
③ロードコラム	○	-
⑤ピン	○	-
⑥コネクティングチューブ	○	-
⑦-1 ベアリングケース	○	-
⑦-2 ベアリング押え	○	-
⑦-3 六角ボルト	○	-
⑧イーヤ	○	-
⑨ユニバーサルボックス	○	-
⑩ユニバーサルブラケット	○	-
⑫ベアリングナット	○	-
⑬ボールネジ	- *	○*
⑭アンギュラー玉軸受	-	○
⑮球面軸受	-	○

注記* : ボールネジは機能部品だが比較的単純な構造のため、
機能評価及び構造部材と同様の強度評価も実施する。

表 4-2 NMB 型メカニカルスナッパの構造部材と機能部品

部品名	構造部材	機能部品
①リアブラケット	○	-
②セットボルト	○	-
③ケース	○	-
④ベアリングシート	○	-
⑤ベアリングボックス	○	-
⑥スリーブ	○	-
⑦カラー	○	-
⑧ロードシリンダ	○	-
⑨ターンバックル	○	-
⑩エンドプラグ	○	-
⑪延長パイプキット	○	-
⑫延長パイプブラケット	○	-
⑬ピン	○	-
⑭ボールねじ	- *	○*
⑮球面軸受	-	○
⑯転がり軸受	-	○

注記* : ボールねじは機能部品だが比較的単純な構造のため、
機能評価及び構造部材と同様の強度評価も実施する

4.1.2 機能維持評価法策定のための破壊試験対象型式の選定

SMS 型の各型式を対象に、構造部材の強度評価または機能部品の機能評価の観点から、破壊試験における評価対象となる構造部材と機能部品の予想耐力を推定した上で、座屈を除く裕度（予想耐力／定格容量）を推定した。

さらに、各型式で裕度が最小の部品を特定し、最小裕度部品が同じ型式でグループ化を行った（最弱部のグループ化）。なお、ここでは予想耐力による最小裕度部品をもとにグループ化しているため、後述する限界耐力評価法による最小裕度部品とは一部異なる。

各型式の最小裕度部品の特定結果を表 4-3 に示す。（部品ごとの耐力値*一覧表は添付-1 参照）

注記*：各部品に対し耐力評価式を用いて算出した限界耐力値を示す。

表 4-3 SMS 型メカニカルスナッパの最小裕度部品

型式	最小裕度部品
SMS-01, SMS-03	六角ボルト
SMS-06, SMS-3, SMS-16	ボールネジ
SMS-1	コネクティングチューブ
SMS-6	ベアリングナット
SMS-10, SMS-25, SMS-40, SMS-60	ダイレクトアタッチブラケット（ピン）, ユニバーサルブラケット（ピン）

破壊試験対象型式は、原則として上記のとおりグループ化した各グループのうち、最小容量の型式として以下のとおり選定した。なお、各型式の試験体は 1 体とし、SMS-3 のみ試験のばらつきを確認するために 3 体とした。

なお、ばらつきの確認は最小裕度部位、耐力確認荷重が異なる試験体間で同様の結果となることを確認するために実施するものであり、破損時の荷重（最大負荷荷重）のばらつきを評価するためのものではない。

- SMS-03（定格荷重 0.3ton）
- SMS-1（定格荷重 1.0ton）
- SMS-3（定格荷重 3.0ton）
- SMS-6（定格荷重 6.0ton）
- SMS-10（定格荷重 10.0ton）

4.1.3 座屈評価法策定のための破壊試験対象型式の選定

座屈評価法のための破壊試験対象型式は、試験装置の制約があるため、機能維持評価法策定のための破壊試験において選定された容量の中から最小容量の型式として以下のとおり選定した。

座屈評価法のための破壊試験は静的試験であり結果にばらつきがでにくいこと、座屈強度はメカニカルスナップの基本構造と寸法から決まること、基本構造はどの型式も同じであることから、材料力学の考え方にに基づき試験結果を他の型式に展開できるため、代表として試験体は1体とした。

- ・SMS-03（定格荷重 0.3ton）

ピン間長さ：標準寸法の範囲のうち最大寸法

4.2 破壊試験における試験項目（図 4-1-1 フロー（7））

4.2.1 機能維持評価法策定のための破壊試験

メカニカルスナップが地震時及び地震後に維持しなければならない機能は以下のとおりである。

地震時：メカニカルスナップの動剛性が判定基準値以下にならないこと

地震後：地震後のプラント停止時の配管内部流体の温度変動による配管熱移動を拘束しないこと

上記の機能を確認するための試験項目を以下のとおりとした。

地震時の機能維持確認：振動試験

地震後の機能維持確認：低速走行試験

4.2.2 座屈評価法策定のための破壊試験

試験項目としては、静的圧縮試験とした。

4.3 破壊試験における試験内容（図 4-1-1 フロー（7））

4.3.1 機能維持評価法策定のための破壊試験

ある荷重レベルの振動試験とその後の低速走行試験を 1 パッケージの試験として、メカニカルスナップの機能が維持できなくなった加振荷重レベルまで加振荷重を段階的に増加させて試験を実施した。目標加振荷重レベルを表 4-4 に示す。

表 4-4 SMS 型メカニカルスナップの目標加振荷重レベル（単位：kgf）

型式	SMS-03	SMS-1	SMS-3	SMS-6	SMS-10
目標加振 荷重レベル (段階的に 増加)	300	1000	3000	6000	10000
	450	1500	4500	9000	15000
	1000	2500	6000	12000	17000
	1500	3500	7000	15000	20000
	1800	4500	8000	17000	24000
	2000	5500	9000	18600	28000
		7000	10000	22000	32000

(1) 振動試験

(a) 試験方法

試験体を実機での据付状態と同様に両端をピン拘束とした状態で振動試験機に取り付け、ストローク 1/2（中央）の位置で 9Hz の振動数で約 10 秒間加振し、データレコーダで記録した（正弦波を 100 波入力）。

なお、加振条件は、一般的な配管系で卓越する固有振動数である 9Hz で、応答が安定する秒数として 10 秒を目安として設定している。対象設備において卓越する固有振動数を基準に加振条件を決める考え方は、他の一般的な機器の振動試験と同様の考え方となっている。

試験は変位制御とし、変位を入力することで荷重を発生させた。

(b) 試験装置

振動試験装置の概要を図 4-5 に示す。

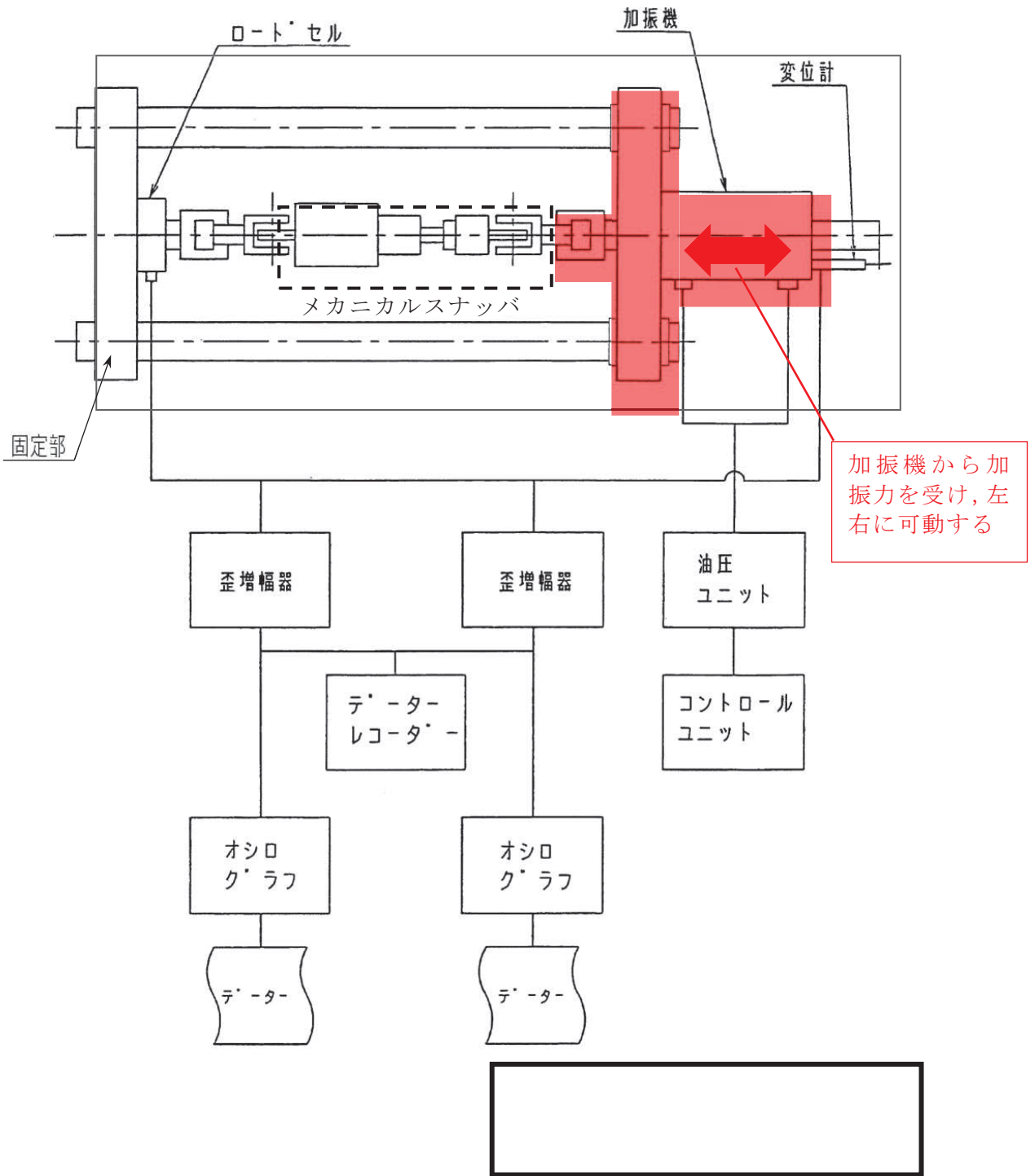


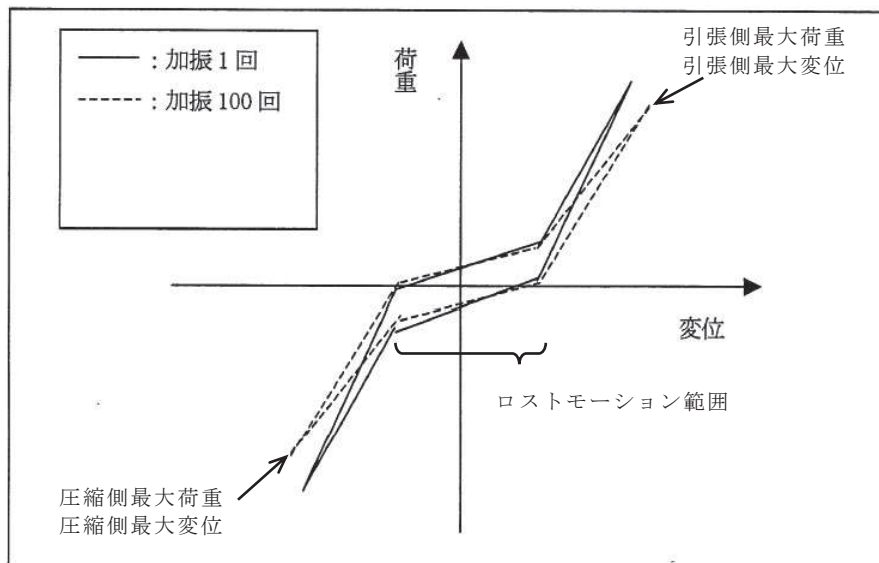
図 4-5 振動試験装置の概要

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(c) 評価項目

変位制御による正弦波加振で得られるメカニカルスナップの荷重・変位特性から、以下の式で動剛性を求め、必要動剛性が確保されているかについて評価した。動剛性の計算例を以下の図に示す。動剛性の判定基準値は表 4-5 のとおり。また、試験結果から得られた動剛性の値は、表 4-7-2 に示す。

動剛性 =



(参考) メカニカルスナップの荷重・変位特性イメージ

(参考) 荷重・変位特性からの動剛性計算例

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 振動試験中の動剛性（動ばね定数）判定基準値

定格容量	3kN	10kN	30kN	60kN	100kN
動ばね定数					

(2) 低速走行試験

(a) 試験方法

試験体を低速走行試験機に両端をピン拘束とした状態でとりつけ、2.1 mm/sec の速度で試験体を伸縮させたときの抵抗力を測定・記録する。

(b) 試験装置

低速走行試験装置の概要を図 4-6 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。

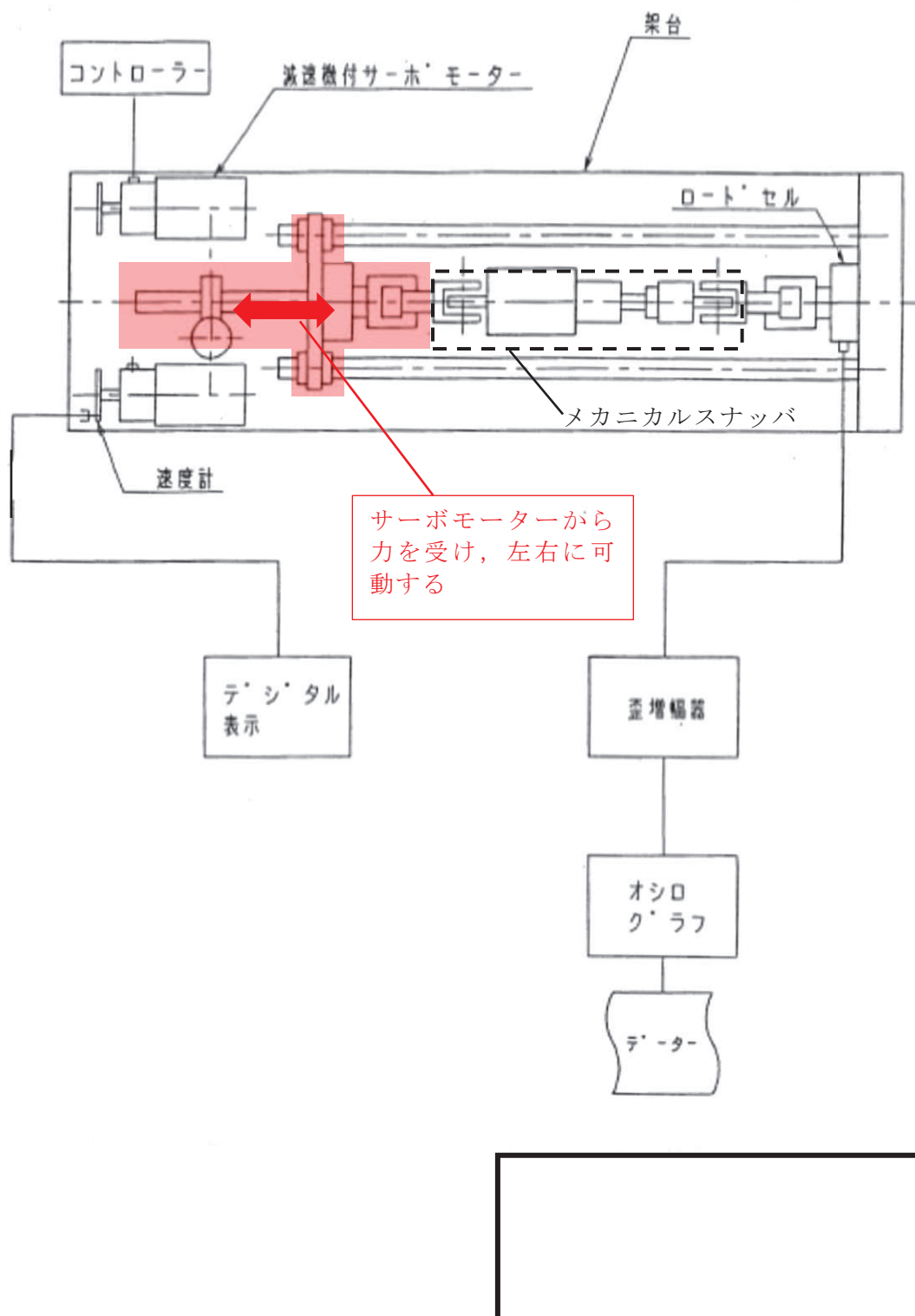


図 4-6 低速走行試験装置の概要

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(c) 評価項目

低速走行試験中の抵抗力測定結果が判定基準値を満足しているかどうかを評価する。抵抗力の判定基準値は表 4-6 のとおり。

表 4-6 低速走行試験中の抵抗力の判定基準値

定格容量	3kN	10kN	30kN	60kN	100kN
抵抗力					

4.3.2 座屈評価法策定のための破壊試験

(1) 静的圧縮試験

(a) 試験方法

試験体を低速走行試験機に両端をピン拘束とした状態でとりつけ、圧縮方向に変位を入力し、発生する荷重を記録する。変位の入力は本体が座屈するまで入力する。

(b) 試験装置概要

座屈試験の装置概要を図 4-7 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。

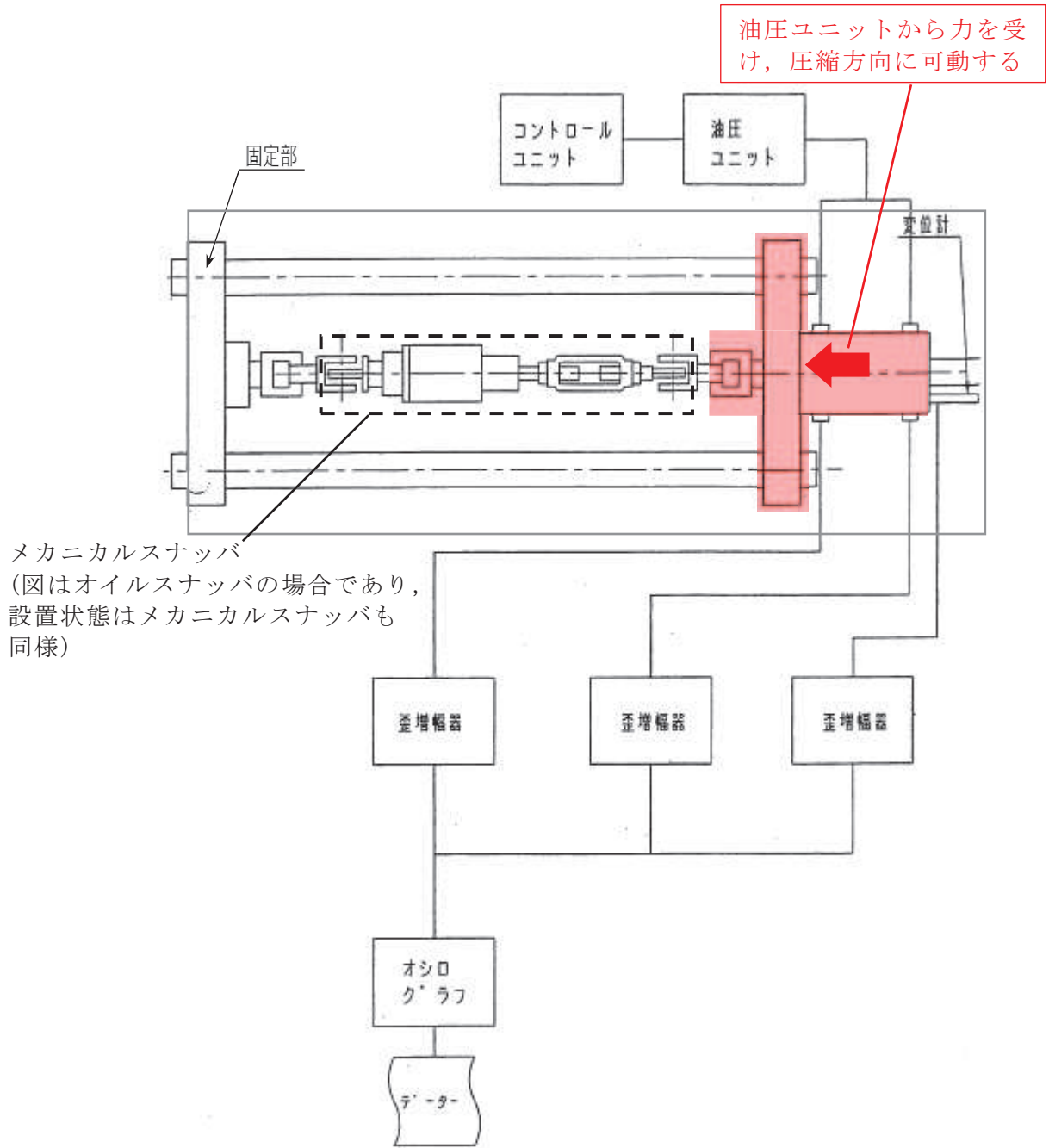


図 4-7 座屈試験装置の概要

(c) 評価項目

試験によって得られた座屈荷重と計算上求められる座屈荷重とを比較し、その結果を座屈評価法へ反映させた。(別紙 3 2.1 ⑭ 座屈評価 参照)

4.4 破壊試験結果（図 4-1-1 フロー（7））

4.4.1 機能維持評価法策定のための破壊試験

メカニカルスナッパが損傷し機能が維持できなくなったと判断した際の荷重（最大負荷荷重）と破損箇所及び耐力確認荷重（破損または機能喪失が確認される前の試験条件における最大荷重）等をまとめた結果を表 4-7-1 に示す。また、これらの詳細データは、添付-2 に示す。なお、最大負荷荷重及び耐力確認荷重は、以下の観点から試験結果より読み取った。

- ① 破損したサイクル（9Hz, 10 秒間）での荷重履歴から耐力確認荷重を読み取る時、破損時までに荷重が定常状態にならないものは、破損前の荷重サイクルの履歴から耐力確認荷重を読み取った。
- ② 最大負荷荷重は破損したサイクルの破損に至る前の最大荷重を読み取った。
- ③ メカニカルスナッパの加振サイクル初期の 1 波で発生する最大荷重は最大荷重とみなさないこととした。

また、各試験ケースにおける動剛性及び抵抗力（低速走行時抵抗値）の判定結果を表 4-7-2 に示す。表のとおり、SMS-1 の供試体 1-1 の抵抗力（低速走行時抵抗値）を除き、破損ケースであっても動剛性及び抵抗力（低速走行時抵抗値）は判定基準を満足している。

4.4.2 座屈評価法策定のための破壊試験

静的座屈試験を実施した結果を表 4-7-1 に合わせて示す。同じく詳細データは添付-2 に示す。

表 4-7-1 試験結果まとめ表

--

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 各試験ケースにおける判定結果 (1/4)

--

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 各試験ケースにおける判定結果 (2/4)

--

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 各試験ケースにおける判定結果 (3/4)

--

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 各試験ケースにおける判定結果 (4/4)

--

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.5 破壊試験結果の考察（図 4-1-1 フロー（8）～（10））

破壊試験結果より、公称応力による予想耐力と破壊試験で得られた耐力確認荷重（破損または機能喪失が確認される前の試験条件における最大荷重）との関係を比較・整理し考察を行うとともに、破壊試験の再現性について球面軸受に着目した確認を行った。

4.5.1 予想耐力との比較等による破壊試験結果の考察

評価対象部位について、破壊試験結果から得られる耐力確認荷重を予想耐力と比較し、以下のように大別した。

- (1) 耐力確認荷重が予想耐力を上回った場合（図 4-1-2 の上段の場合）
- (2) 耐力確認荷重が予想耐力を下回った場合（図 4-1-2 の下段の場合）
- (3) 想定していなかった部位が破損ないし機能喪失した場合（図 4-1-2 の下段の場合）
これらについて、考察の上、限界耐力評価法に反映した。

(1) 耐力確認荷重が予想耐力を上回った場合

公称応力による予想耐力を超えても破損せず、耐力確認荷重が予想耐力を上回った部位は、予想耐力を求めた評価式に保守性があると考えられるため、評価式を限界耐力評価法として採用するにあたり、その保守性を低減することが可能と考えられる。

耐力確認荷重が予想耐力を上回った部位について、公称応力により部位ごとに計算した予想耐力（表 4-8 の「評価耐力*1」）、使用材料のミルシート強度や構造を考慮して部位ごとに計算した実耐力*2（表 4-8 の「実耐力」）及び試験で得られた最大負荷荷重（表 4-8 の「最大荷重」）と比較したものを表 4-8 にまとめた。赤枠で示すとおり、最大負荷荷重が予想耐力（表 4-8 の「評価耐力」）を上回っている。なお、一部の予想耐力は最大負荷荷重を上回っているが、評価式における最大応力を平均応力に見直した場合の影響を比較するために記載している。

これらのうち、予想耐力に対して試験で確認できた最大負荷荷重が余裕を有するものについては、限界耐力評価法を見直した。見直したものについて以降で説明する。

予想耐力を最大負荷荷重が上回った理由は、主に以下の仮定で予想耐力を算出していたためである。

- a. 材料の許容値を引張り強さ (Su) の 0.7 倍または降伏点 (Sy) の 1.2 倍のいずれか小なる値としていたこと
- b. 断面積の算定を安全側にしていたこと
- c. せん断について平均応力でなく最大応力で評価していたこと

これらのうち、予想耐力に対し最大負荷荷重が大きなものについては予想耐力の耐力評価式を見直すこととする。

注記*1：用語の定義 No. 22 参照

*2：用語の定義 No. 23 参照

表 4-8 公称応力による予想耐力を超えても破損しなかった部位のまとめ表*1 (1/2)

--

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 公称応力による予想耐力を超えても破損しなかった部位のまとめ表*1 (2/2)

--

⑤六角ボルト（番号は表 4-8 の番号に合わせて記載）

六角ボルトに関して、SMS-03 の試験結果の最大荷重 2,930kgf は材料許容値を引張強さ(Su)の 1.0 倍としてネジ部の有効断面積より算出した使用材料強度による実耐力 2,940kgf に対してほぼ同一の値である。また、SMS-3 の試験結果から、最大荷重 15,145kgf であり、使用材料強度による実耐力 18,278kgf の 0.83 倍である。

このことから、メカニカルスナップの六角ボルトの限界耐力値の評価式を以下の式に見直すこととする。

$$F=0.8 \times Su \times A$$

ここで、

0.8 : 補正係数

Su : 引張強さ

A : ネジ部の有効断面積

⑬ ボールネジ（番号は表 4-8 の番号に合わせて記載）

SMS-3 の試験結果の最大荷重 10,012kgf は材料許容値を引張強さ(Su)の 1.0 倍とし、シャフトの断面積からキー溝の面積を差し引いた面積より算出した使用材料強度による実耐力 14,409kgf に対して 0.7 倍の値である。

このことから、ボールネジの限界耐力値の評価式を以下の式に見直すこととする。

$$F=0.7 \times Su \times A$$

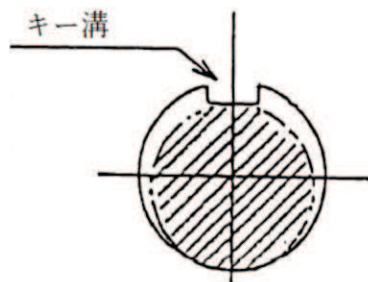
ここで、

0.7 : 補正係数

Su : 引張強さ

A : シャフトの断面積からキー溝の面積を差し引いた面積*又は谷径断面積の smaller 値

注記* : シャフトのキー溝がある範囲の断面積は、予想耐力算出時は簡易的に「キー溝部の内接円の面積（下図の斜線部）」としていたが、試験結果を踏まえた見直しに伴い、「シャフト径の断面積からキー溝の面積を差し引いた面積（下図全体）」とする。



⑧, ⑩ピン（せん断）（番号は表 4-8 の番号に合わせて記載）

ユニバーサルブラケット及びダイレクトアタッチブラケットのピンのせん断に関し、SMS-3 の試験結果の最大荷重を見ると平均応力より算出した使用材料強度による実耐力に比べ 0.77 倍の値である。

このことから、ピン（せん断）の限界耐力値の評価式を以下の式に見直すこととする。

$$F=0.7 \times (Su/\sqrt{3}) \times A$$

ここで、

0.7 : 補正係数

Su : 引張強さ

A : ピンの断面積（2面せん断）

(2) 耐力確認荷重が予想耐力を下回った場合

耐力確認荷重が予想耐力を下回った評価項目としては、座屈耐力が該当する。

メカニカルスナップの計算座屈荷重と静的座屈試験から得られた試験座屈荷重の比較は以下のとおりである。

試験結果より、計算座屈荷重の の荷重にて座屈が発生したことから、SMS タイプのメカニカルスナップにおいては、全ての型式に対して計算座屈荷重の を座屈限界耐力と設定し、評価を実施する。

なお SMS 型とは異なる型式のスナップに対しても静的座屈試験を実施しており、それらの結果を踏まえても、計算座屈荷重と試験座屈荷重との比は の範囲となっている。計算座屈荷重については計算式から算出され、スナップの基本構造と寸法から決まること、基本構造はどの型式も同じであることから、異なる型式であっても計算座屈荷重と試験座屈荷重の関係は同様になると考えられ、試験のばらつきを考慮しても、本試験結果から設定した評価方法が適用可能と考えられる。



(3) 想定していなかった部位が破損ないし機能喪失した場合

想定していなかった部位が破損ないし機能喪失した場合は以下のように分類される。これらについては、次に説明するとおり、考察を踏まえて限界耐力評価法に反映することとした。

- A. ベアリング押え板の変形
- B. つば付き球面軸受の割れ
- C. アンギュラー玉軸受の損傷

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

A. ベアリング押え板の変形

SMS-3 の供試体 No. 3-2 及び SMS-6 の供試体 No. 6-1 においてベアリング押え板が曲げ変形して荷重が伝わらず、スナップの機能を喪失した。当初の評価法は押え板のせん断にて評価していたため、実耐力が大きかったが、曲げ評価に見直すと実耐力が低下する。ベアリング押え板を円板とし曲げで評価した結果と、変形に至った型式の破損荷重を比較すると以下のとおりである。



周辺固定の円板モデルにより実耐力を算出すると、上記の曲げ評価の実耐力(A)の荷重となる。これより、供試体の破損荷重(B)と比較すると計算ベースの実耐力の 0.9 倍以上の耐力である。したがって、ベアリング押え板の限界耐力値は周辺固定条件の円板のベアリング外径に荷重がかかる計算モデルで算出し、補正係数として 0.9 を乗じて求めることとする。以下に本手法で見直したベアリング押え板の限界耐力値及び耐力評価式を示す。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

B. つば付き球面軸受の割れ

つば付き球面軸受の割れは、SMS-3 を含む容量 3ton の型式で発生している。ピンの変形により、球面軸受のつばより割れが発生している。球面軸受けが損傷してもスナッパの機能（支持機能、低速走行機能）は喪失しなかった。ピンの実耐力と最大負荷荷重を比較した結果、最大負荷荷重に対するピンの実耐力は型式 SMS-3 においては 1.09 倍であったが、SMS 以外の型式において、実耐力が最大負荷荷重の 0.88 倍となった結果があることから、球面軸受の限界耐力値は、SMS 以外の型式も含めた最小値とし、ピンの限界耐力値の 0.8 倍として求めることとする。



C. アンギュラー玉軸受の損傷

SMS 型のアンギュラー玉軸受の限界耐力値は、破壊試験の結果を反映し、標準スラスト荷重の 倍とする。

【以下電共研試験報告書抜粋】

(2)-5 メカニカルスナッパのアンギュラー玉軸受の損傷

アンギュラー玉軸受の限界耐力値は標準スラスト荷重を元に試験で決めている。

損傷が発見された型式の標準スラスト荷重と最大負荷荷重を比較すると、以下に示すとおり 倍となっている。以下の表は、試験時にアンギュラー玉軸受に損傷が確認された型式のみを記載しており、SMS-3 及び SMS-6 においてはアンギュラー玉軸受の損傷が確認されなかったため、記載していない。

型式	標準スラスト荷重 (A) [kgf]	最大負荷荷重 (B) [kgf]	B/A
SMS-03			
SMS-1			
SMS-10			

損傷を受けた荷重を最大負荷荷重と考え、アンギュラー玉軸受の限界耐力値は標準スラスト荷重の 倍として求めることとする。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

なお、軸受メーカーの設定するアンギュラー玉軸受の標準スラスト荷重よりも、アンギュラー玉軸受が組み込まれたメカニカルスナッパの定格荷重は大きく設定されている。これは、軸受メーカーがアンギュラー玉軸受の標準スラスト荷重を設定した際に想定した使用条件（軸受に常に荷重がかかり、高速で回転し続ける状態）に比べ、メカニカルスナッパのアンギュラー玉軸受の使用条件（短期的にゆっくり回転する）の負荷が小さいためであり、メカニカルスナッパ製造者での確性試験時に、メカニカルスナッパ全体に対する試験を実施して妥当性を確認している。メカニカルスナッパの定格荷重はアンギュラー玉軸受の標準スラスト荷重に対して最大で□倍に設定されていることから、電共研の振動試験結果から得られたアンギュラー玉軸受の限界耐力値（標準スラスト荷重の□倍）は、定格荷重にて適用しているアンギュラー玉軸受の耐力（標準スラスト荷重の□倍）との関係は約□倍となっている。他の機能部品の評価においても、これと同様の考え方で、メカニカルスナッパ全体に対する試験によって機能維持の評価を実施している。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4.5.2 破壊試験の再現性

再現性を確認するための SMS-3 の試験体 3 体に対する試験では、いずれも球面軸受が破損した。試験体 3 体のうち 1 体（供試体 No. 3-2）はメカニカルスナップの機能を確認するため、球面軸受が破損しても、更に加振力を上げて試験を実施した。

目標負荷荷重 9,000kgf の加振ケースにて、供試体 No. 3-1, 3-3 は圧縮荷重がそれぞれ 10,497kgf, 9,614kgf となりイヤ側の球面軸受内側が破損しているが、供試体 No. 3-2 の圧縮荷重は 9,410kgf と同等の荷重となった。

供試体 No. 3-2 はそのまま加振力を上げて試験を行った結果、目標負荷荷重 12,000kgf の加振ケースにて、圧縮荷重 13,638kgf 以上の荷重でユニバーサルボックス側のピンが曲がるとともに、イヤ側の球面軸受内側が破損した。

破損のタイミングは異なるが、発生荷重が目標負荷荷重を超えた条件において同じ箇所が破損しているため、これらの試験は再現性を有していると考えられる。

破損時の荷重のばらつきについては、いずれの試験体も目標負荷荷重を超えて破損していること、限界耐力値は確認された耐力確認荷重の最小値に対して、更に低減を考慮して設定されることから、目標負荷荷重を超えて破損した際の荷重のばらつきは限界耐力値の設定には影響しないと考えられる。

また試験に基づき一部の型式で評価式、評価項目等を見直した場合は、他の型式にも当該の評価手法を展開して限界耐力値を算出している。メカニカルスナップに使用している部品の寸法は型式ごとに異なるが、部品の種類・基本的な構造は同じであるため、一部の型式の試験結果による知見を他の型式にも展開することにより、試験のばらつきを考慮している。

4.6 限界耐力評価法の策定（図 4-1-1 フロー（11））

メカニカルスナッパの機能維持評価法を策定するために実施した振動試験の結果から，表 4-9 に示す異常要因分析の機能喪失要因に対する影響確認方法をもとに，メカニカルスナッパの構造部材については材料力学ベースの強度評価式，機能部品については規格品の選定方法（評価式）を見直し，機能維持面の限界耐力評価式を策定した。

策定した限界耐力評価式は，添付-4 の表 1 及び表 2 それぞれに，電共研の発生応力計算式及び許容応力計算式として示す。また当該の限界耐力評価式から算出された各部材の限界耐力値及び型式ごとの限界耐力値を添付-1 に示す。

電共研にて策定した限界耐力評価法においては，メカニカルスナッパの発生荷重と添付-1 に示す限界耐力値を比較することにより，メカニカルスナッパの構造部材の強度評価及び機能評価を行う。

表 4-9 メカニカルスナッパの機能喪失要因の影響確認方法

要求機能	機能喪失要因	影響確認手法	確認対象
地震時の機能	構造部材損傷	構造強度評価	構造部材
	スナッパ座屈	構造強度評価（座屈）	全体
	機能部品機能喪失	構造強度評価	ボールねじ
		振動試験	機能部品
	ブレーキ機能喪失	低速走行試験	ブレーキ機構を構成する機能部品
地震後の作動と性能確保	構造部材変形	構造強度評価	構造部材
	機能部品機能喪失	構造強度評価	ボールねじ
		振動試験	機能部品

4.7 確性試験と電共研の試験条件の比較

確性試験と電共研の試験条件の比較を表 4-10 に示す。表のとおり、振動試験の主要な試験条件である加振波、振動数及び加振時間は、確性試験と電共研で同一である。また、電共研での荷重条件は、確性試験における定格荷重×1.5 を上回る荷重（損傷したと判定されるまで）となっており、電共研の方がより厳しい試験条件となっている。なお、損傷の判定基準の考え方は確性試験と同様であるが、確性試験の荷重が小さいため損傷には至っていない。

表 4-10 確性試験と電共研の試験条件の比較

	確性試験 (過負荷振動試験)	電共研 (振動試験)
加振波		正弦波
振動数		9Hz
加振時間		10 sec 程度
荷重条件		荷重を段階的に増加 (損傷したと判断されるまで)
計測項目		動剛性、低速走行時抵抗力
加振開始位置		1/2 ストローク (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。

5. 電共研の試験の妥当性

電共研における限界耐力評価法策定のための試験について、試験条件が妥当であることの確認を行った。

具体的には、地震時の機能維持確認として実施されている振動試験に対する条件と、地震後の機能維持確認として実施されている低速走行試験に対する条件について、妥当性を確認した。

振動試験における試験結果を左右する条件は以下に示す項目となる。

- i 加振波が正弦波であること
- ii 加振振動数が 9Hz であること
- iii 加振時間が 10 秒程度であること
- iv 判定基準が動剛性（動ばね定数）であり、判定基準値が表 4-5 に示す値であること
- v 加振開始位置が 1/2 ストロークであること

また、低速走行試験における試験結果を左右する条件は以下に示す項目となる。

- vi 低速走行試験における試験速度が 2.1(+0, -0.5)mm/sec であること
- vii 低速走行試験時の判定基準が抵抗値であり、判定基準値が表 4-6 に示す値であること

以降に、上記 i ~vii の各項目に対して適切性の確認を行った結果を示す。

i 加振波が正弦波であること

実際にメカニカルスナッパが受ける地震荷重は振幅がランダムな荷重であり、最大の荷重が連続してメカニカルスナッパに負荷されるものではない。一方で、振動試験では加振波として正弦波を適用しており、振幅安定後、一定時間ほぼ同一の荷重が加わることとなるため、最大振幅が同じであれば、振動試験の方が保守的であると言える。従って、試験で得られた最大負荷荷重を超えない範囲での荷重の設定であれば、振動試験の入力波が正弦波であることに問題は無いと考える。

ii 加振振動数が 9Hz であること

振動試験では、正弦波の加振振動数を 9Hz としている。原子力発電プラントに設置される配管系の固有振動数は概ね 10Hz 前後であること、以下に示す文献においても、試験の加振振動数を 9Hz としている事などから、9Hz という加振振動数は妥当であると考えられる。

- ・日本機械学会規格 「J S M E S 014-1999 原子力発電用動的機器の検証規格」

iii 加振時間が 10 秒程度であること

メカニカルスナッパに負荷される地震荷重は、概ね数十秒から数百秒である。一方で、地震荷重はそのランダム性から、最大振幅が継続して発生し続ける訳ではなく、加振中に最大振幅相当の加振状態が生じるのは限定的である。また、メカニカルスナッパの機能喪失の要因は、過大荷重による構造部材の損傷や変形、あるいは機能部品の機能喪失である

と考えられる。過大荷重により上記事象が発生した場合は、振動試験において波形が安定する一定時間以上の加振を実施さえしていれば、動剛性の低下や、別途実施する低速走行試験時の抵抗値の上昇として計測されるものと推定される。従って、加振時間が10秒程度であることは妥当であると判断する。

iv 判定基準が動剛性（動ばね定数）であり、判定基準値が表4-5に示す値であること

表4-5に示す動剛性の判定基準値は、メーカーにて定められた基準値であり、女川原子力発電所第2号機におけるメカニカルスナッパ設計要求値と同じ値である。従って、表4-5に示す動剛性を判定基準値とすることは妥当である。

v 加振開始位置が1/2ストロークであること

メカニカルスナッパは1/2ストロークの位置を基準として据え付けられるため、試験において加振開始位置を1/2ストロークとすることは妥当である。

vi 低速走行試験における試験速度が2.1(+0, -0.5)mm/secであること

試験速度2.1(+0, -0.5)mm/secは、女川原子力発電所第2号機において想定される配管の移動速度(10^{-3} ~ 10^{-2} mm/sec)に対して十分大きく保守的であることから、試験条件として適切である。従って、設定されている試験速度は妥当である。

vii 低速走行試験時の判定基準が抵抗値であり、判定基準値が表4-6に示す値であること

表4-6に示す抵抗値の判定基準値は、メーカーにて定められた基準値であり、女川原子力発電所第2号機における設計要求値と同じ値である。従って、表4-6に示す抵抗値を判定基準値とすることは妥当である。

上記i~viiに示した検討結果から、電共研で実施された各試験の試験条件が、女川原子力発電所第2号機の設計要求と比較して妥当であることを確認した。

また、電共研の限界耐力値は適切な試験条件により実施された試験結果に基づいて、保守的に策定されている。

これにより、電共研の試験結果及び試験結果をもとに策定した限界耐力値を女川原子力発電所第2号機へ適用することは妥当であると判断する。

6. まとめ

電共研における耐震設計評価手法の総合的検討のうち、スナッパ限界耐力評価法の検討におけるメカニカルスナッパについての検討の概要として、振動試験、低速走行試験及び座屈試験の概要をまとめるとともに、限界耐力評価法の策定方法をまとめた。

その上で、電共研における限界耐力評価法策定のための試験について、試験条件が妥当であることを確認した。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

メカニカルスナップの部品ごとの限界耐力値一覧表 (2/2)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

振動試験結果データ

電共研の振動試験の結果を表 1 に示す。表中の耐力確認荷重は、加振後の低速走行試験にて判定基準を満足した荷重ケースにおいて、引張方向及び圧縮方向の振動試験における最大荷重であり、荷重負荷後も機能維持できると考えられる荷重値である。

また、耐力確認荷重を得た加振ケース（加振後も破損せずに機能維持できたケース）の振動試験における時刻歴の変位波形及び荷重波形を図 1～図 9 に示す。引張方向と圧縮方向の荷重値が異なるのは、メカニカルスナップの引張方向と圧縮方向で動剛性が異なり、かつ変位振幅制御で加振しているためである。

なお、SMS-3 の供試体 No. 3-1 および供試体 No. 3-3 は、球面軸受けが破損した時点で破損ケースと判断して試験を終了したが、SMS-3 の供試体 No. 3-2 にて球面軸受けが破損しても支持機能及び低速走行機能を維持できることが確認できたため、SMS-3 の供試体 No. 3-1 および供試体 No. 3-3 は破損ケースから耐力確認荷重を求めている。

表 1 電共研における振動試験の試験結果

型式	供試体 No.	定格荷重 [kN]	耐力確認荷重[kN]	
			引張側	圧縮側
SMS-03	03-1	3	27.1	29.9
SMS-1	1-1	10	44.8	56.2
SMS-3	3-1	30	88.0	101.1
SMS-3	3-2	30	98.1	113.5
SMS-3	3-3	30	85.1	94.2
SMS-6	6-1	60	154.0	190.5
SMS-10	10-1	100	199.1	244.7
NMB-003	5-3	3	20.5	24.3
NMB-030	5-4	30	76.8	130.3



図 1 供試体 No. 03-1 の振動試験における時刻歴変位波形及び荷重波形

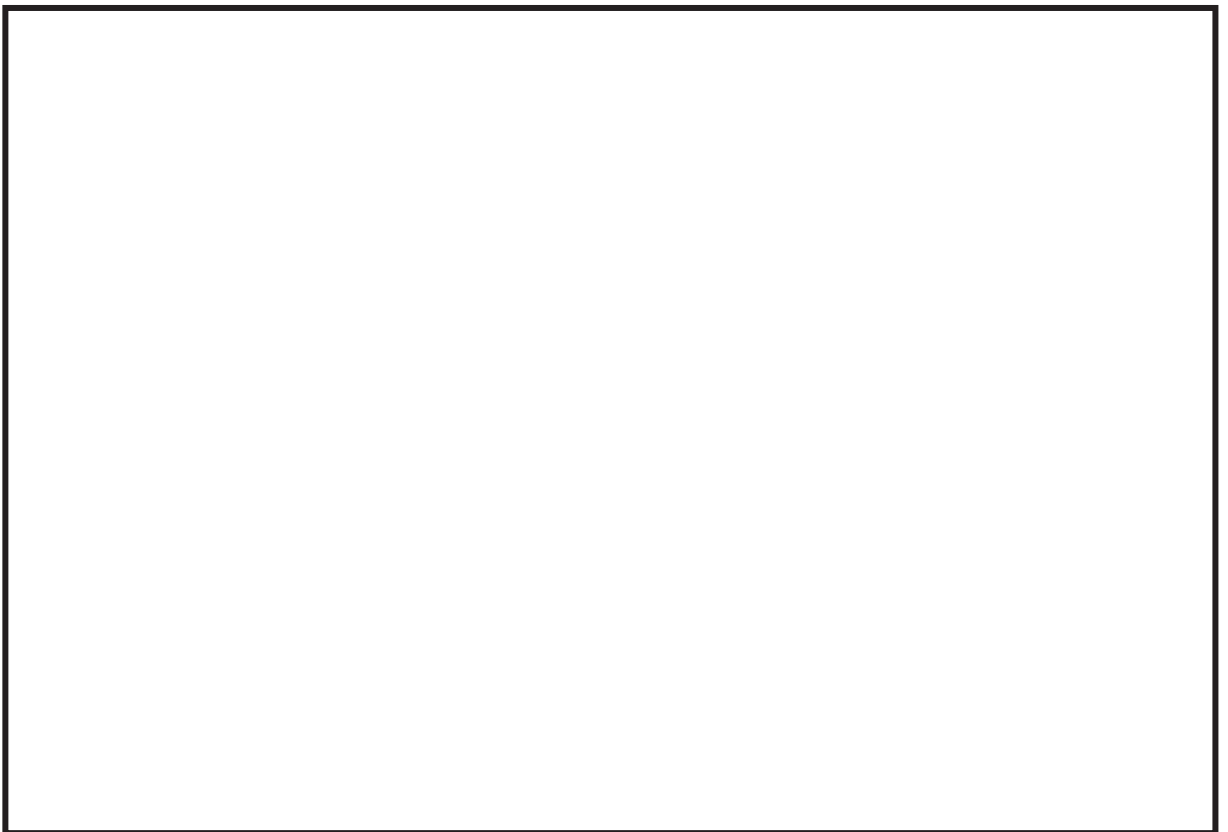


図 2 供試体 No. 1-1 の振動試験における時刻歴変位波形及び荷重波形

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



図 3 供試体 No. 3-1 の振動試験における時刻歴変位波形及び荷重波形



図 4 供試体 No. 3-2 の振動試験における時刻歴変位波形及び荷重波形

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

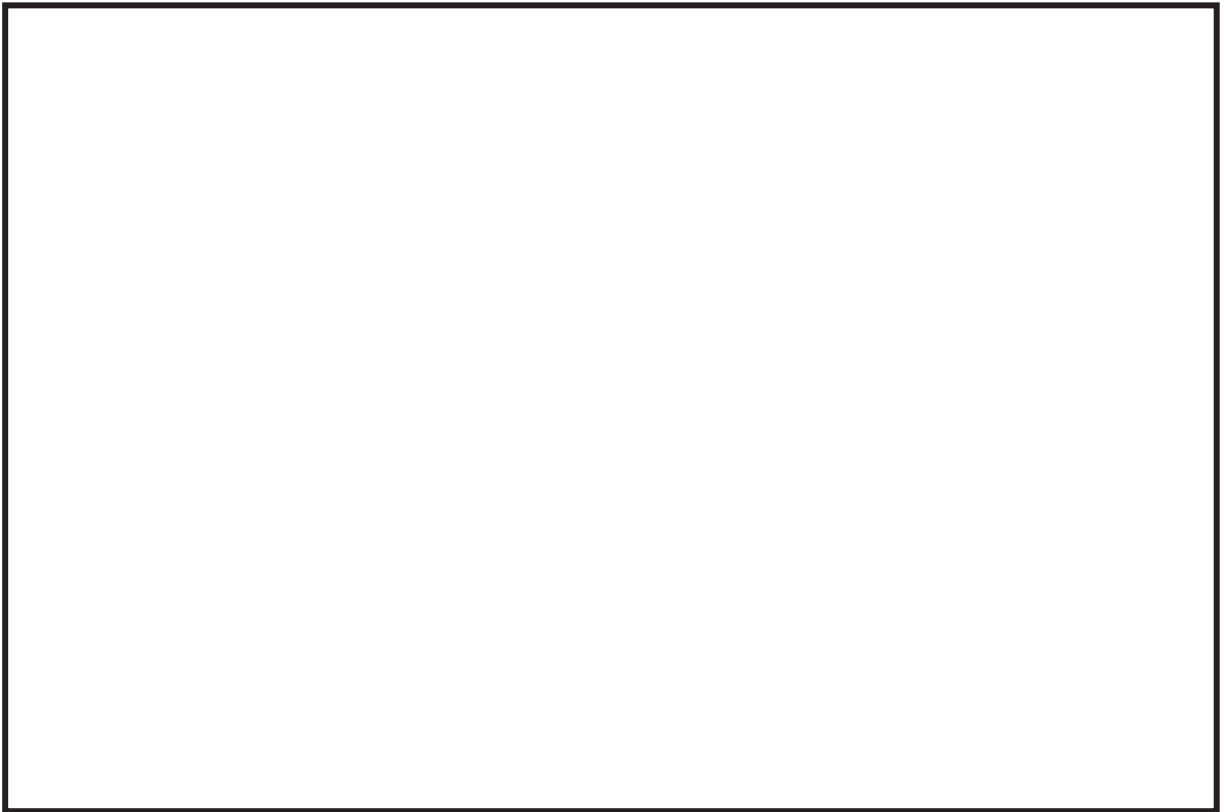


図 5 供試体 No. 3-3 の振動試験における時刻歴変位波形及び荷重波形



図 6 供試体 No. 6-1 の振動試験における時刻歴変位波形及び荷重波形

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

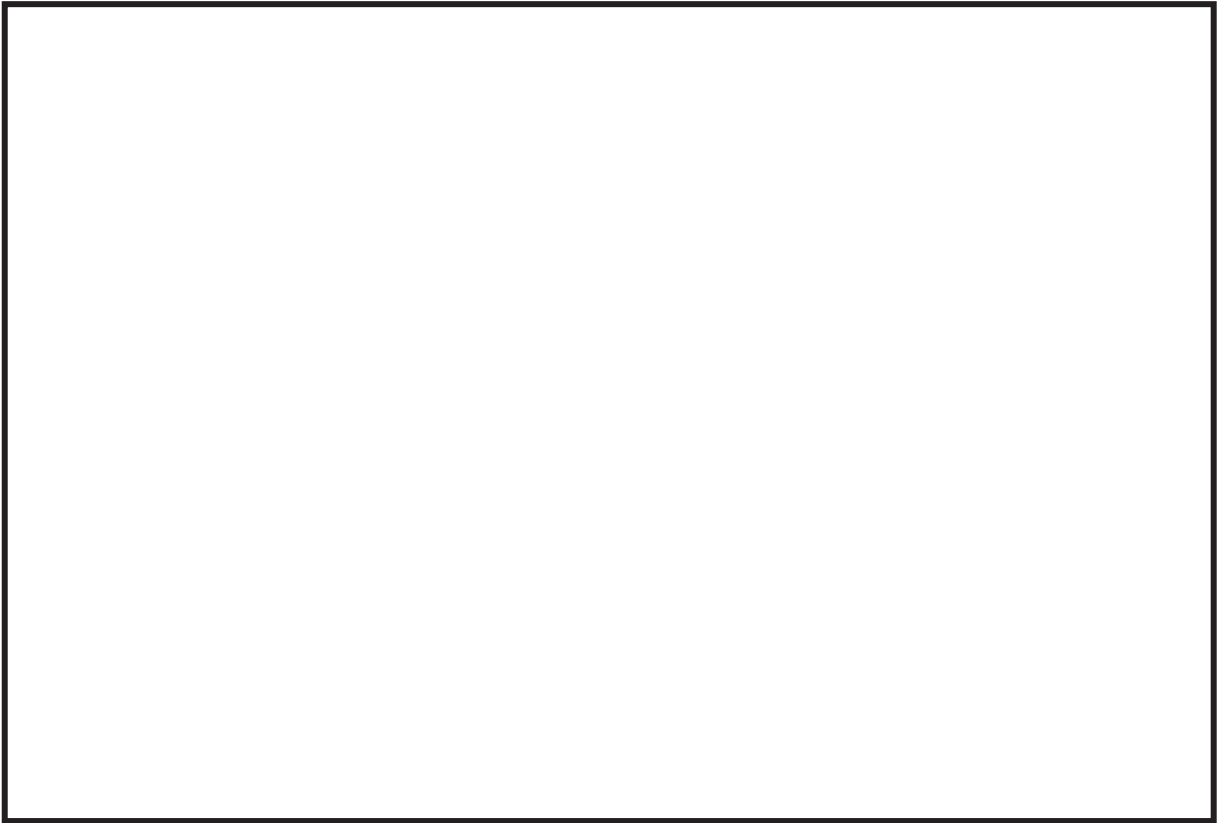


図 7 供試体 No. 10-1 の振動試験における時刻歴変位波形及び荷重波形

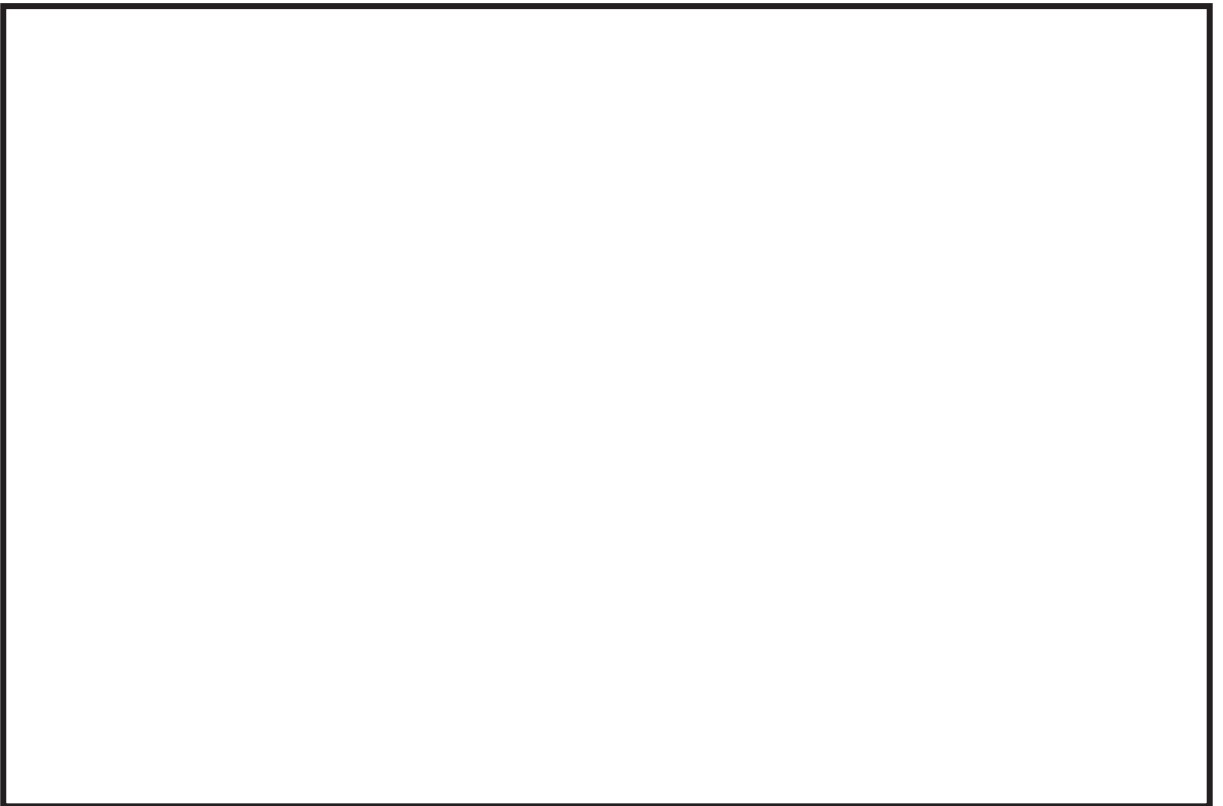


図 8 供試体 No. 5-3 の振動試験における時刻歴変位波形及び荷重波形

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

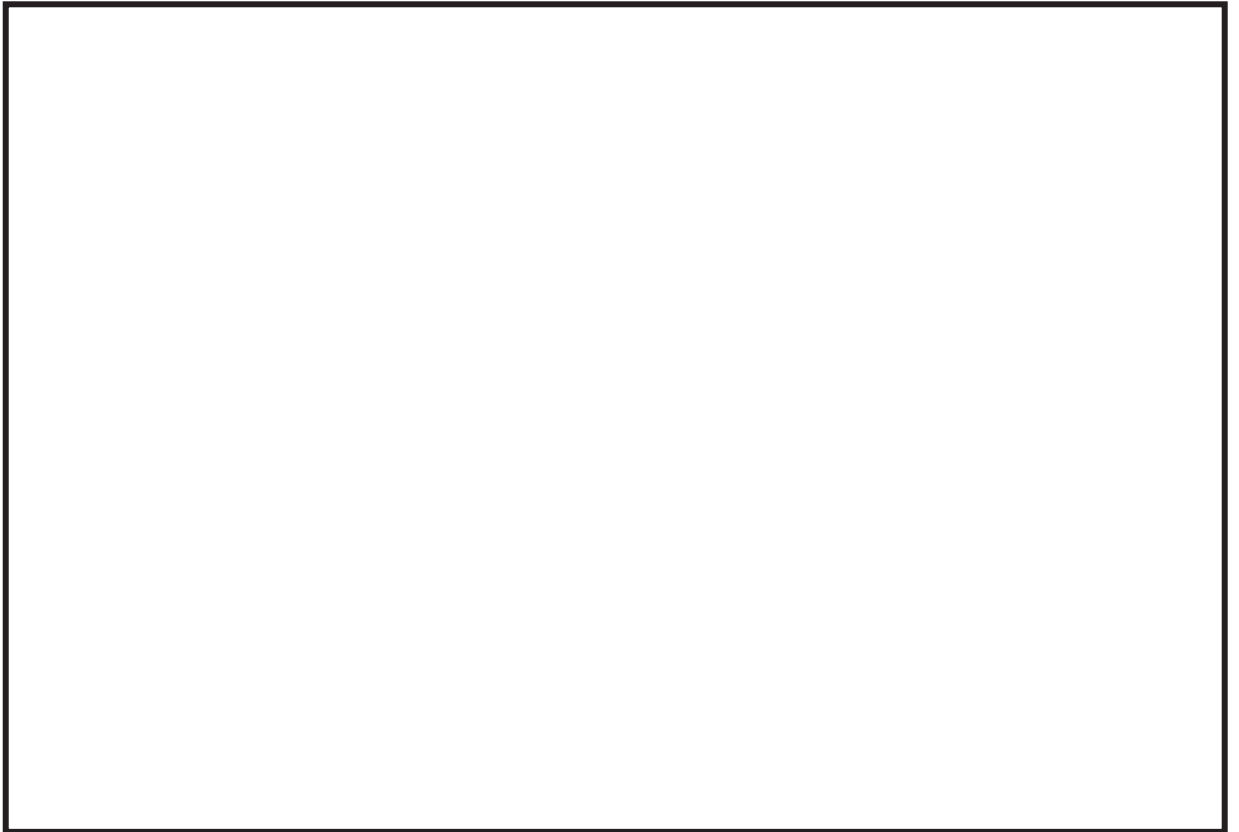


図 9 供試体 No. 5-4 の振動試験における時刻歴変位波形及び荷重波形

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

また、電共研による破壊試験（振動試験、低速走行試験及び静的圧縮試験）で機能維持が確認された耐力確認荷重と、その試験結果をもとに耐力評価式を見直して策定された限界耐力評価法による限界耐力値との比較を表2に示す。耐力確認荷重は、添付-3の考え方に従い、表1の耐力確認荷重の引張側及び圧縮側のうち大きい方の荷重値とした。試験が実施されている全ての型式について、試験による耐力確認荷重は限界耐力値よりも大きいため、限界耐力値が負荷された場合においても、メカニカルスナッパの機能維持に問題がないと判断できる。

なお、各型式の限界耐力値は、添付-4に示す電共研の発生応力計算式と許容応力計算式から各部位の限界耐力値を求めた上で、メカニカルスナッパ全部位での最小値を計算することで求める。

表2 電共研における耐力確認荷重と限界耐力値 (1/2)

型式	定格容量 [kN]	電共研				限界耐力値/ 定格容量	耐力確認荷重/ 限界耐力値
		耐力確認荷重 [kN]	限界耐力値 [kN]	最小裕度部品	最小裕度部品の分類		
SMS-01	1	—	19.0	六角ボルト	構造部材	19.0	—
SMS-03	3	29.9	18.8	六角ボルト	構造部材	6.26	1.59
SMS-06	6	—	16.8	ベアリング押え	構造部材	2.80	—
SMS-1	10	56.2	53.9	コネクティングチューブ	構造部材	5.39	1.04
SMS-3	30	94.2	75.3	アンギュラー玉軸受	機能部品	2.51	1.25
SMS-6	60	190.5	170.6	ベアリング押え	構造部材	2.84	1.11
SMS-7.5	75	—	—	—	—	—	—
SMS-10	100	244.7	224.5	ベアリング押え	構造部材	2.24	1.08
SMS-16	160	—	344.2	ベアリング押え	構造部材	2.15	—
SMS-25	250	—	490.3	ベアリング押え	構造部材	1.96	—
SMS-40	400	—	941.4	コネクティングチューブ	構造部材	2.35	—
NMB-001	1.6	—	15.9	リアブラケット	構造部材	9.93	—
NMB-003	3	24.3	15.2	リアブラケット	構造部材	5.06	1.59
NMB-006	6.8	—	21.9	リアブラケット	構造部材	3.22	—
NMB-010	10	—	56.0	リアブラケット	構造部材	5.60	—

表 2 電共研における耐力確認荷重と限界耐力値 (2/2)

型式	定格容量 [kN]	電共研				限界耐力値／ 定格容量	耐力確認荷重 ／限界耐力値
		耐力確認荷重 [kN]	限界耐力値 [kN]	最小裕度部品	最小裕度 部品の分類		
NMB-030	30	130.3	67.4	リアブラケット	構造部材	2.24	1.93
NMB-060	60	—	129.4	リアブラケット	構造部材	2.15	—
NMB-075	75	—	169.7	リアブラケット	構造部材	2.26	—
NMB-100	100	—	224.7	リアブラケット	構造部材	2.24	—
NMB-170	170	—	365.4	スリーブ	構造部材	2.14	—
NMB-250	250	—	514.3	リアブラケット	構造部材	2.05	—

耐力確認荷重における引張側と圧縮側の考え方

振動試験では、引張側と圧縮側の耐力確認荷重が得られるが、耐力確認荷重を限界耐力評価手法の検討に使用するにあたって、引張側と圧縮側のどちらを参照すべきか、考え方を以下にまとめた。

SMS 型の最小裕度部品はコネクティングチューブ、ベアリング押え、六角ボルト、アンギュラー玉軸受のいずれかであり、NMB 型の最小裕度部品はリアブラケット、スリーブのいずれかであるが、どの部品も引張方向と圧縮方向の両方に等しく荷重を伝達する。これらの部品において、引張方向と圧縮方向の荷重による発生応力が同じ算出式にて計算され、許容応力も同じ値である場合は、試験にて計測された引張側と圧縮側のいずれか大きい方の荷重を耐力確認荷重として採用することに問題はない。

一方、引張方向と圧縮方向で発生応力算出式と許容応力が異なる部品としてコネクティングチューブがあるが、当該部品についても引張と圧縮のうち大きい荷重を耐力確認荷重として採用することに問題がないことを、数値を使った例を挙げて説明する。

まず、メカニカルスナッパは構造上の特性により引張方向と圧縮方向で動剛性が異なるため、変位振幅制御による加振試験では、引張側と圧縮側の発生荷重が異なり、圧縮側の発生荷重が大きく計測される。また、コネクティングチューブの圧縮側の破損荷重は引張側の破損荷重よりも小さくなり、その破損荷重が引張方向で 30kN、圧縮方向で 25kN であったとする（図 2 参照）。

図 1 のケースでは、圧縮側の試験負荷荷重が 23kN、引張側の試験負荷荷重が 18kN となり、メカニカルスナッパの機能が維持されている。図 2 のケースでは圧縮側の試験荷重が 25kN に達したため、圧縮側の試験負荷荷重（25kN）にて破損する。耐力確認荷重は破損する前の試験ケースの荷重を採用するため、破損前の試験ケースの結果を参照して圧縮側の試験負荷荷重である、23kN が耐力確認荷重となる（図 1 参照）。この耐力確認荷重 23kN は、実際に破損する圧縮側の破損荷重 25kN 及び引張側の破損荷重 30kN いずれに対しても保守的な設定となるため、コネクティングチューブに対しても耐力確認荷重として発生荷重が大きい圧縮側の試験負荷荷重である 23kN を採用することで問題はない。

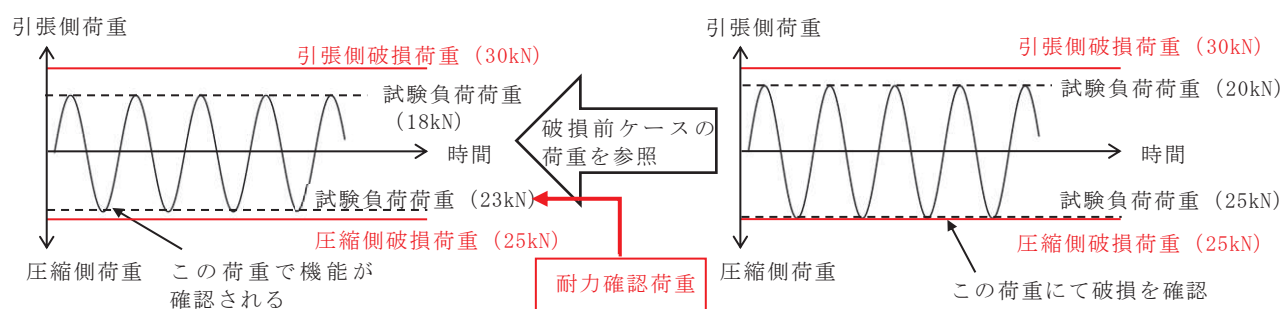


図 1 振動試験の荷重波形（破損前の試験ケース、機能確保）

図 2 振動試験の荷重波形（破損ケース）

電共研におけるメカニカルスナッパの限界耐力評価法

表 1 電共研における限界耐力値の設定に係る計算式（SMS 型）（1/2）

品番	部品	評価	電共研		
			発生応力計算式	許容応力計算式	今回工事の詳細評価との相違点
②	ジャンクションコラムアダプタ				
③	ロードコラム				
⑤	ピン				
⑥	コネクティングチューブ				
⑦-1	ベアリングケース				
⑦-2	ベアリング押え				

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 電共研における限界耐力値の設定に係る計算式（SMS 型）（2/2）

品番	部品	評価	電共研		
			発生応力計算式	許容応力計算式	今回工総の詳細評価との相違点*2
⑦-3	六角ボルト				
⑧	イーキ				
⑨	ユニバーサルボックス				
⑫	ベアリングナット				
⑬	ボールネジ				
⑭	アンギュラー玉軸受		(試験結果をもとに耐力値を設定)		
⑮	球面軸受		(試験結果をもとに耐力値を設定)		
-	全長	実長	(予想耐力の記載のみ)	(発生応力、許容値算出式の記載なし)	

注記*1：代表として型式 SMS-10 の評価式にて比較を行った。また、表中の計算式における断面積や断面係数の算出方法は、特記箇所以外は別紙 3 の各型式における各部位の評価式と同様である。

*2：許容値の扱い（降伏点と引張強さの小なる値を採用するか、どちらか片方を採用するか）及び端数処理以外の相違点を記載した。

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 電共研における限界耐力値の設定に係る計算式（NMB 型）（1/3）

品番	部品	評価	電共研		
			発生応力計算式	許容応力計算式	今回工程の振動評価との相違点
①-1	リアーブラケット【イヤ】				
	リアーブラケット【溶接部】				
	リアーブラケット【フランジ】				
②	セットボルト				
③-1	ケース				
	ケース溶接部				
④	ベアリングシート				

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 電共研における限界耐力値の設定に係る計算式（NMB型）（2/3）

品番	部品	評価	電共研		
			発生応力計算式	許容応力計算式	今回工場の経路評価との相違点
⑤	ペアリングボックス				
⑥	スリーブ				
⑦	ホラー				
⑧	ロードリング				
⑨	ギアボックス				
⑩	エンドブラグ				
⑪	延長パイプキット及び溶接部				

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 電共研における限界耐力値の設定に係る計算式（NMB 型）（3/3）

品番	部名	評価	電共研		
			発生応力計算式	許容応力計算式	今回工場の許容評価との相違点 *2
⑫-1	延長パイプブラケット（イキ大部）				
	延長パイプブラケット（溶接部）				
	延長パイプ				
⑬	ピン				
⑭	ボールネジ				
⑮	端面軸受				（試験結果をもとに耐力値を設定）
⑯	軸受け軸受				（試験結果をもとに耐力値を設定）

注記*1：代表として型式 NMB-075 の評価式にて比較を行った。また，表中の計算式における断面積や断面係数の算出方法は，特記箇所以外は別紙 3 の各型式における各部位の評価式と同様である。

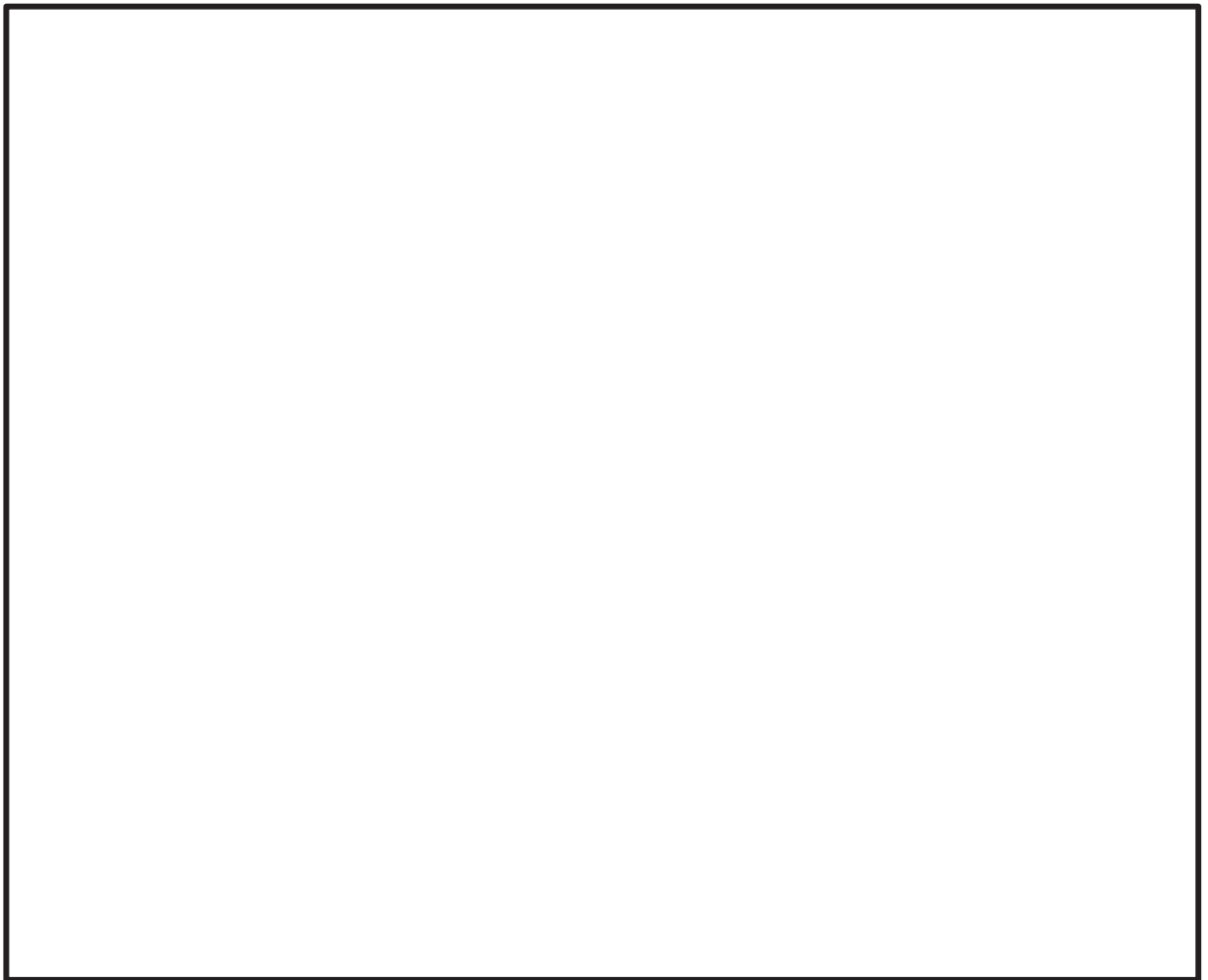
*2：許容値の扱い（降伏点と引張強さの小なる値を採用するか，どちらか片方を採用するか）及び端数処理以外の相違点を記載した。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

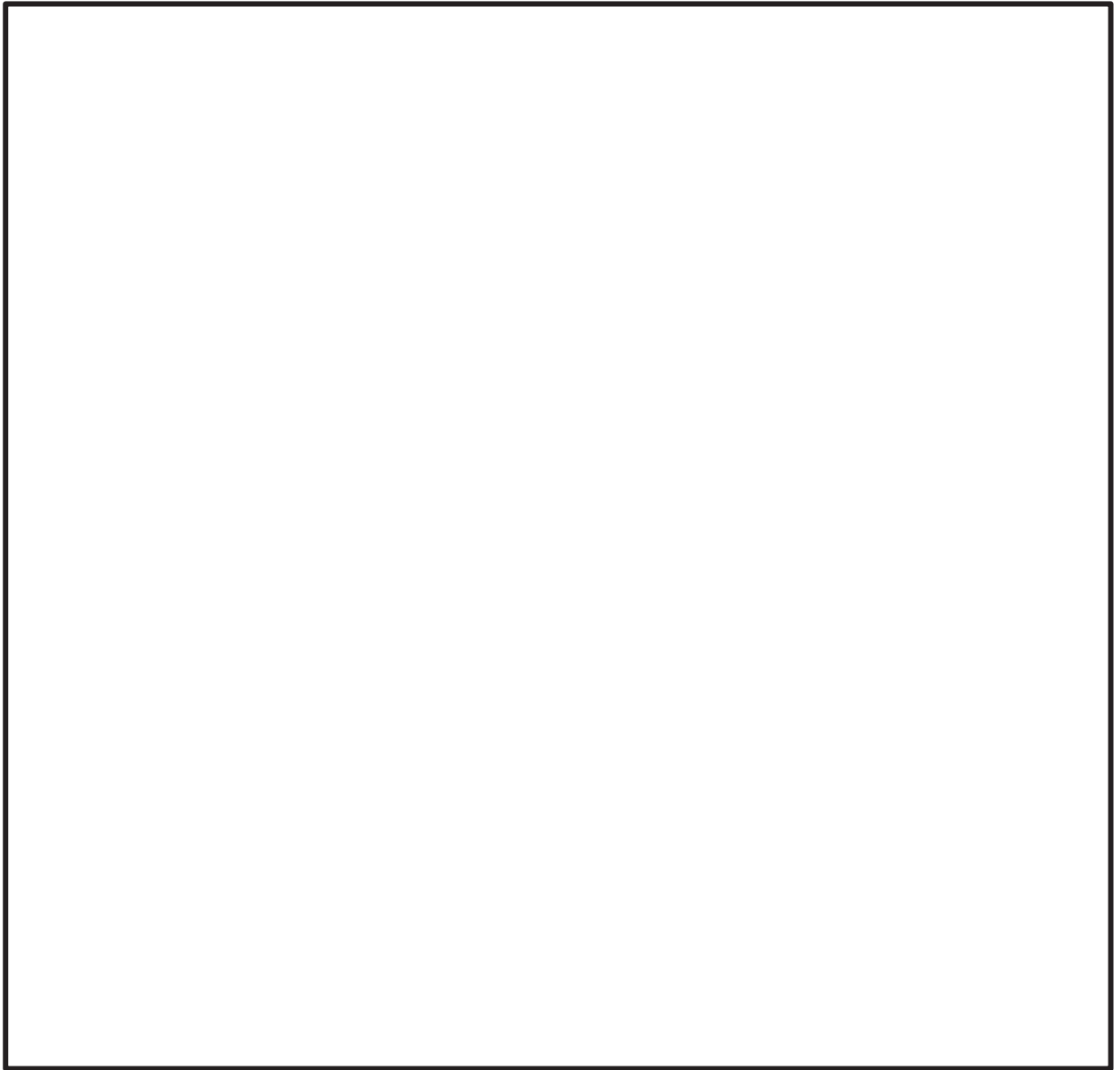
メカニカルスナバの JNES 研究の概要

1. はじめに

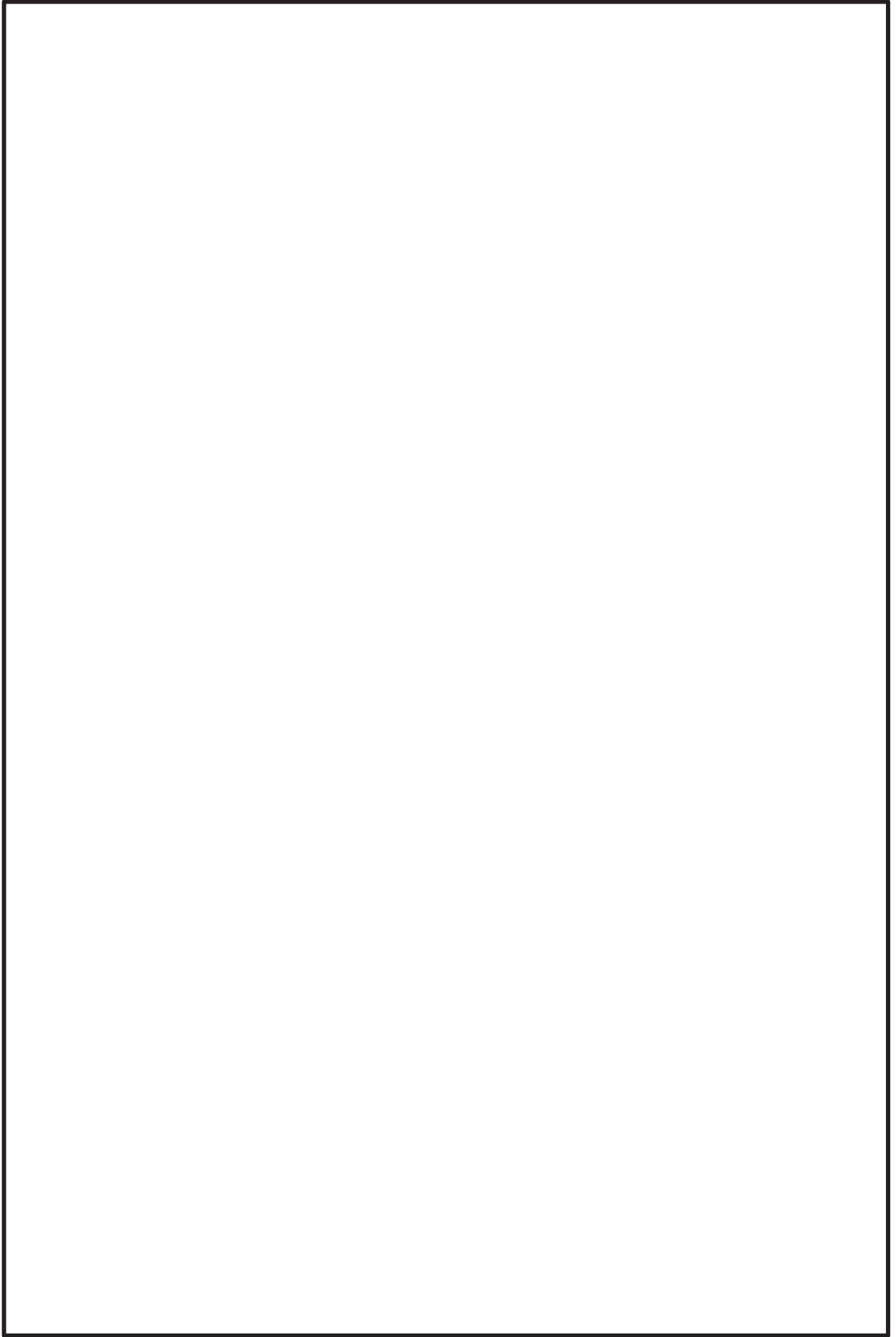
本資料では、今回工認で参照した既往知見である「JNES 平成 21～22 年度耐震機能限界試験（スナバ）に係る報告書」（以下、「JNES 研究」という。）の概要について説明する。



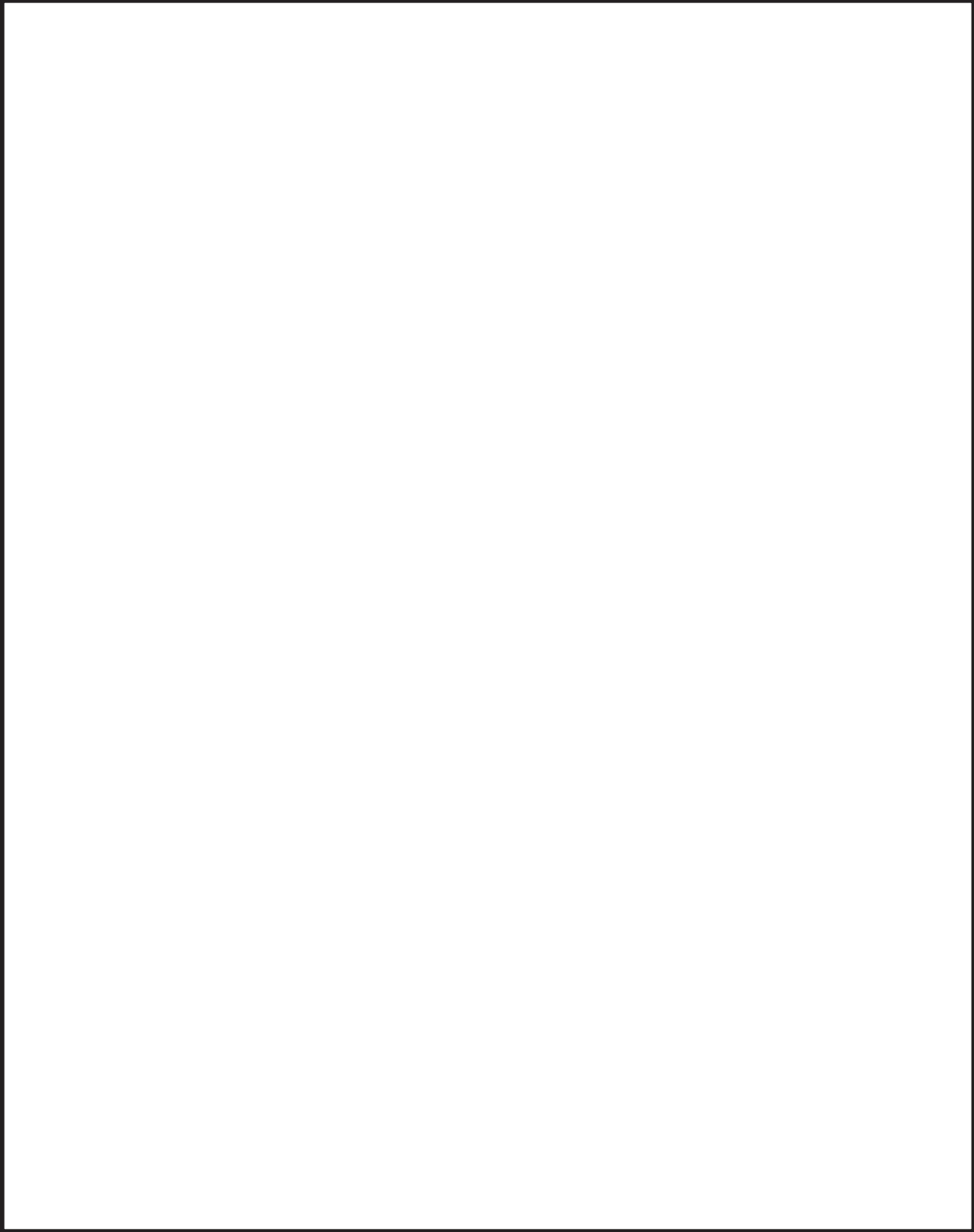
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



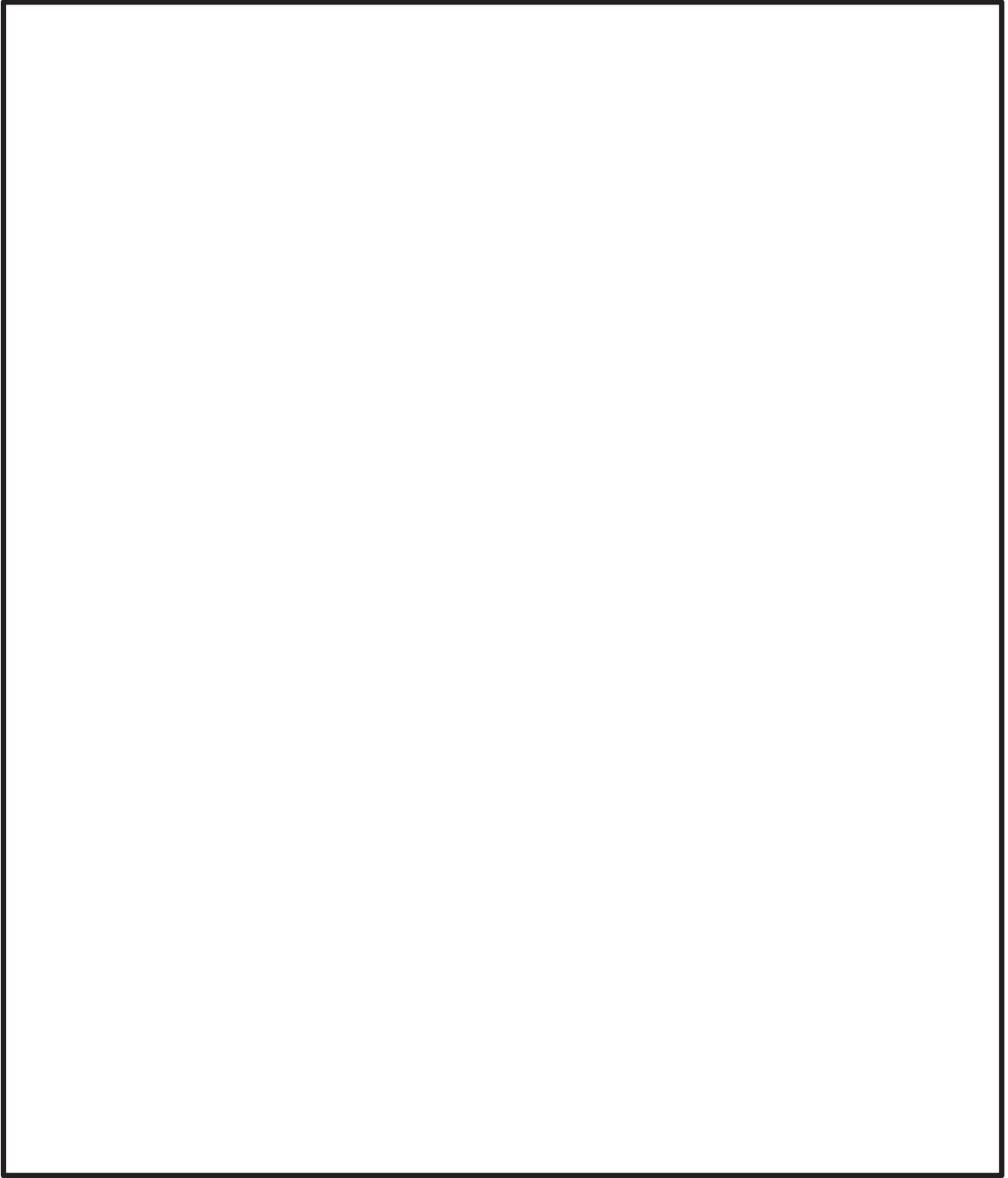
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



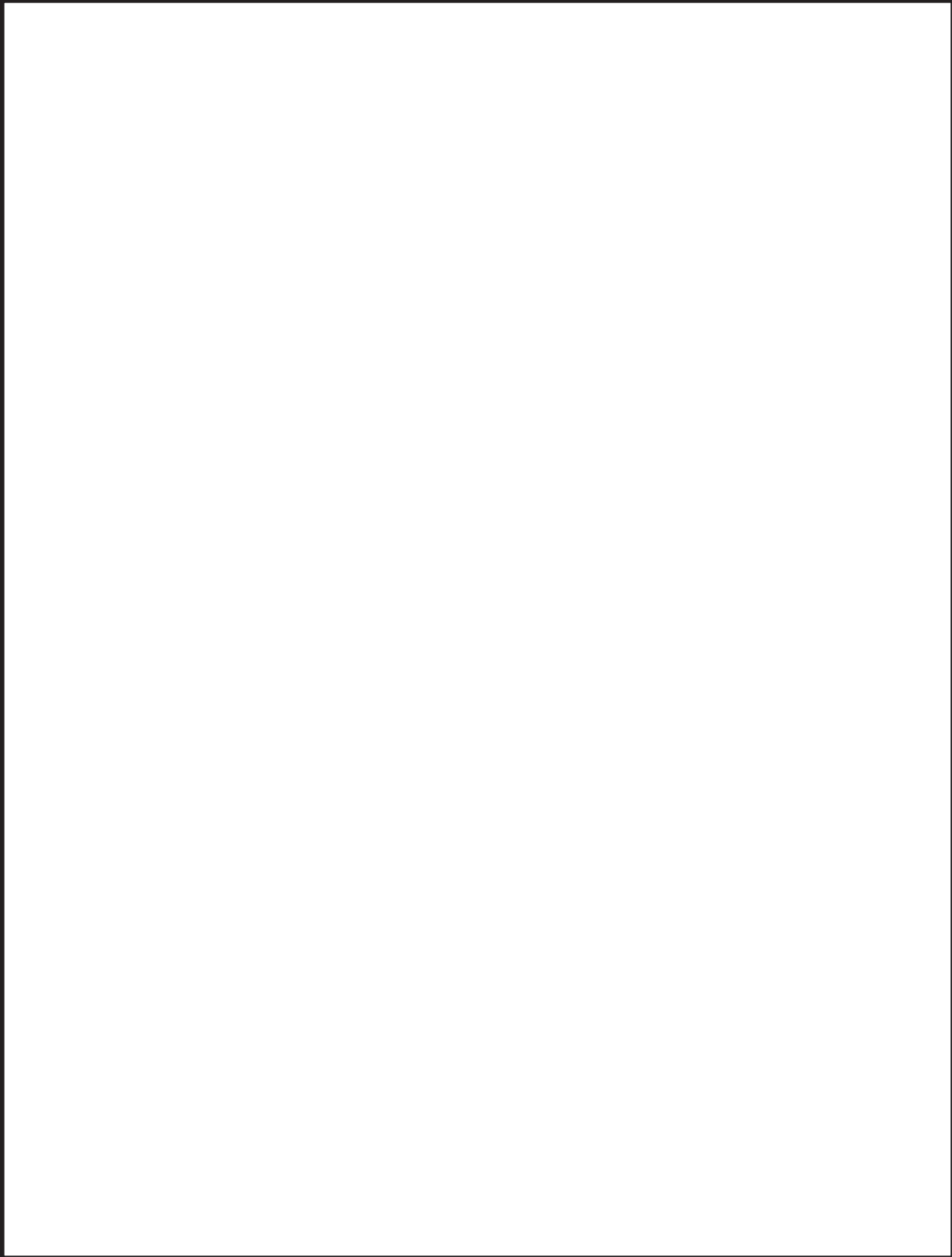
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



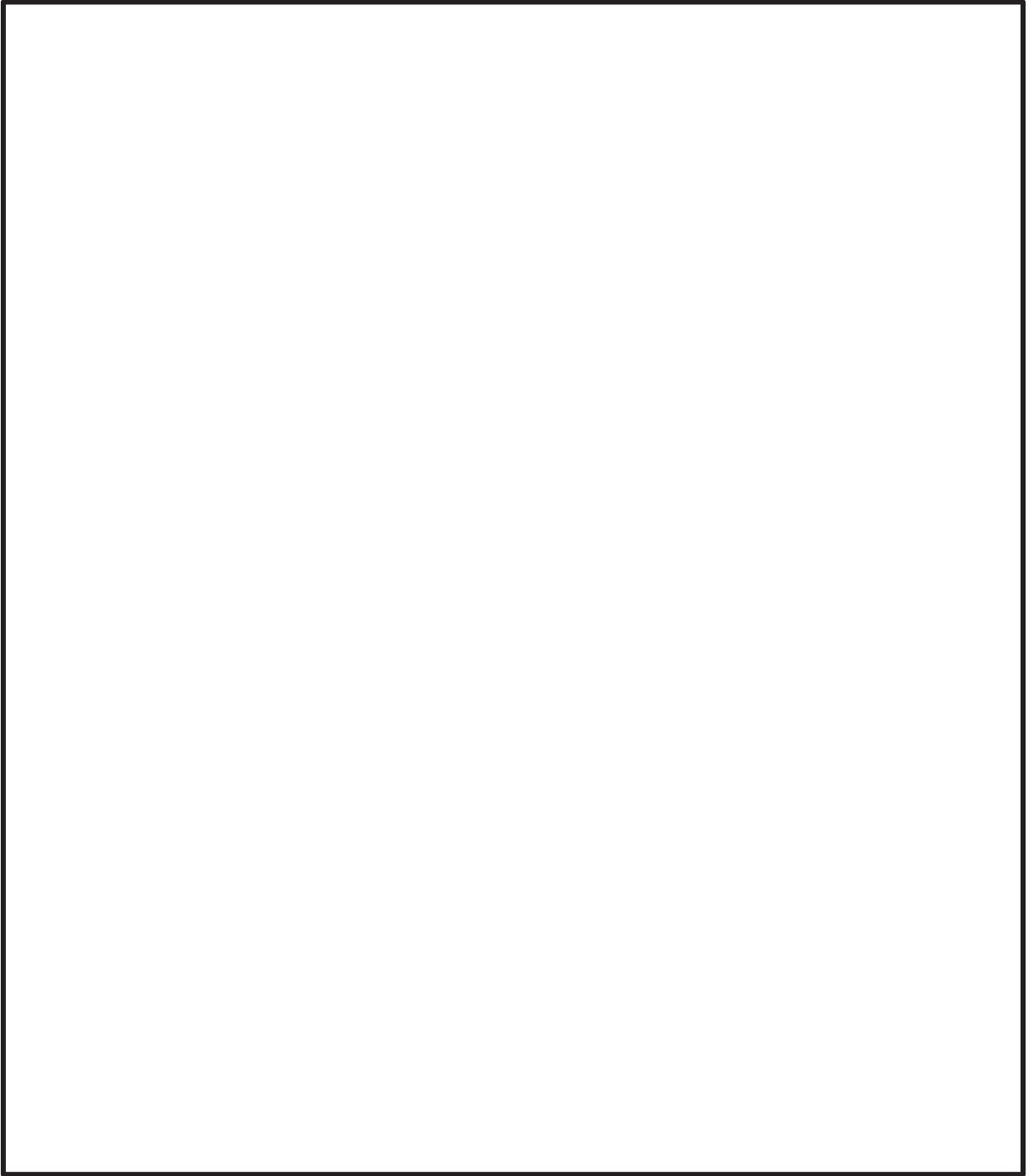
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



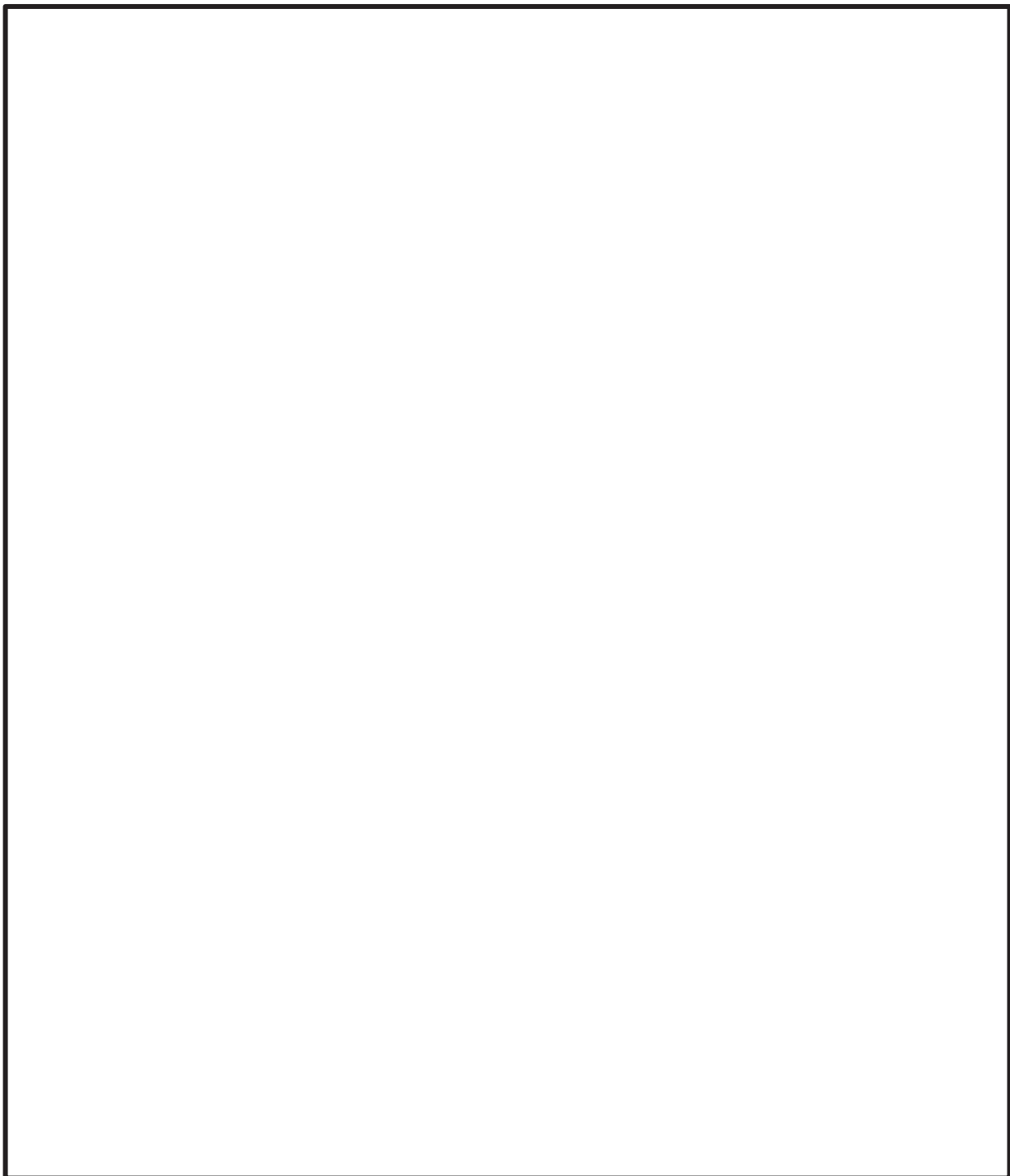
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



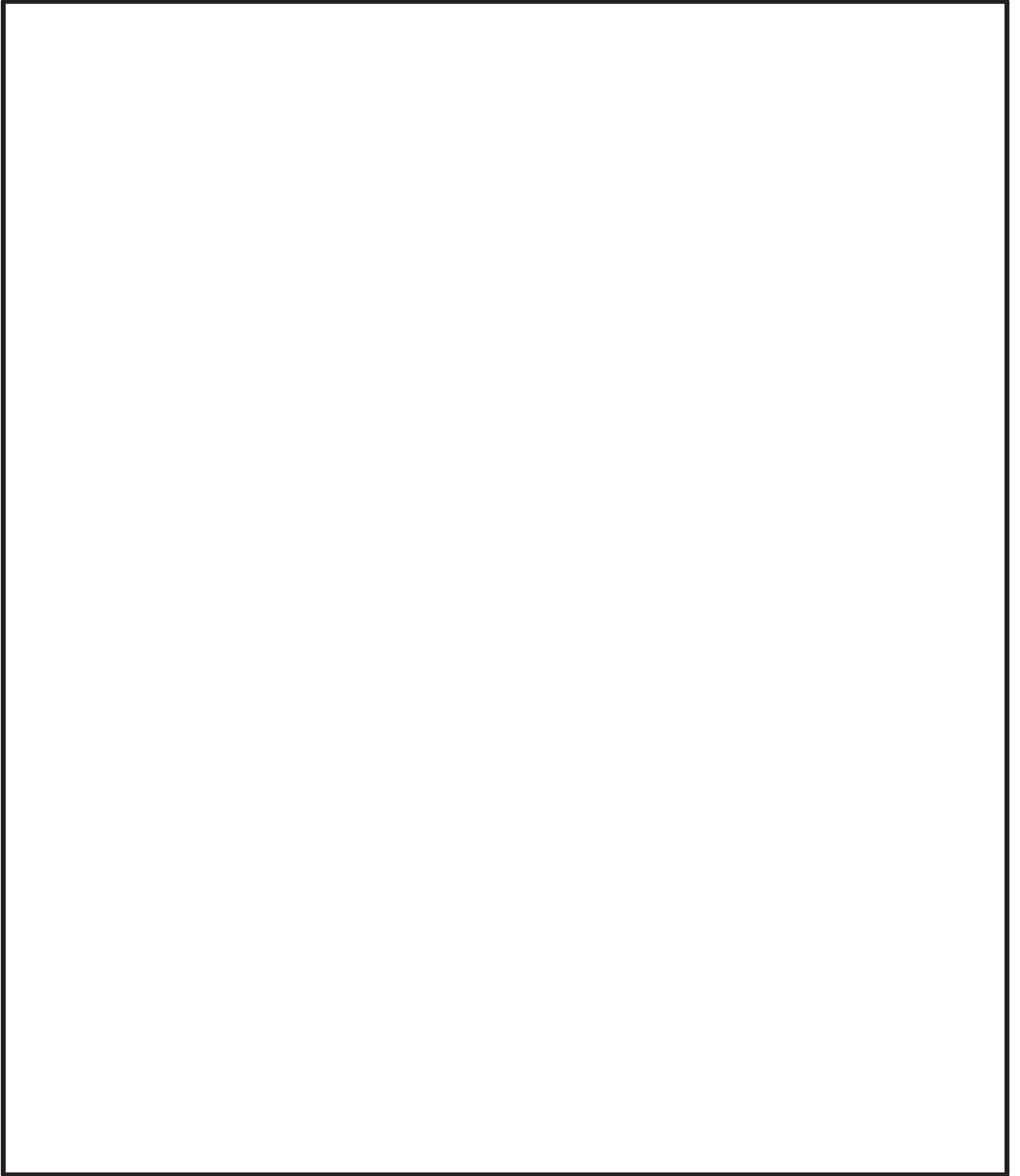
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



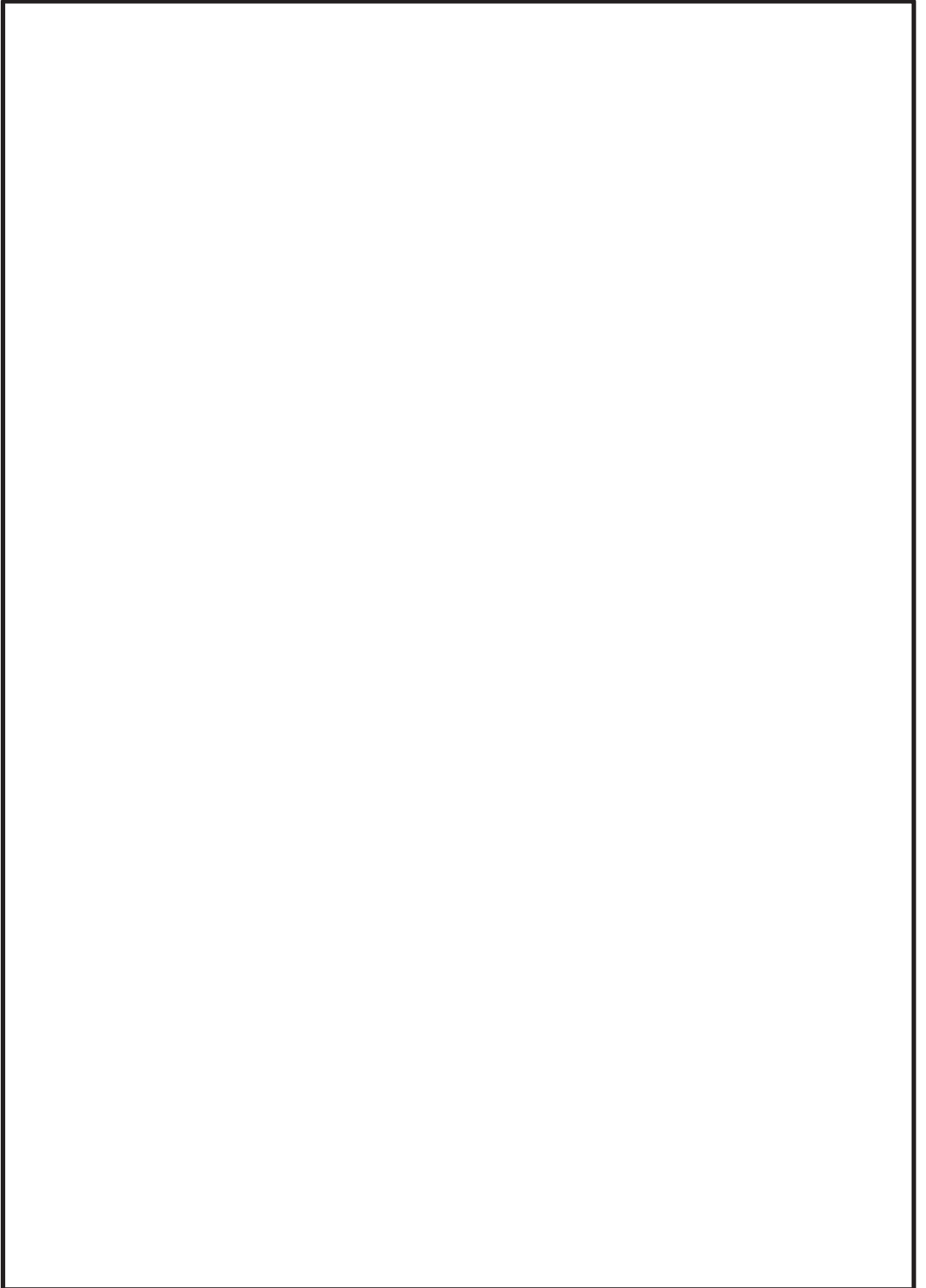
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



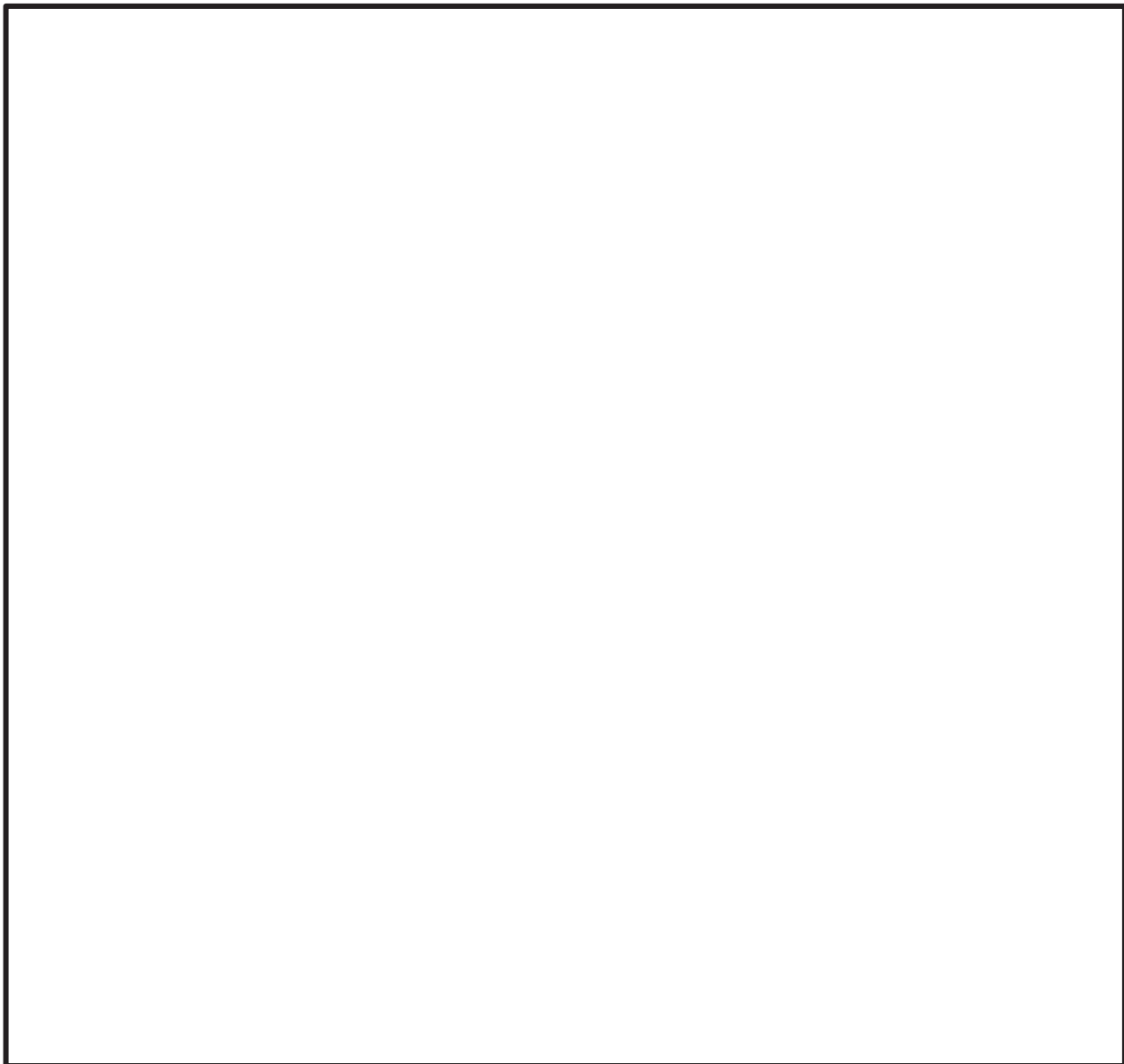
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



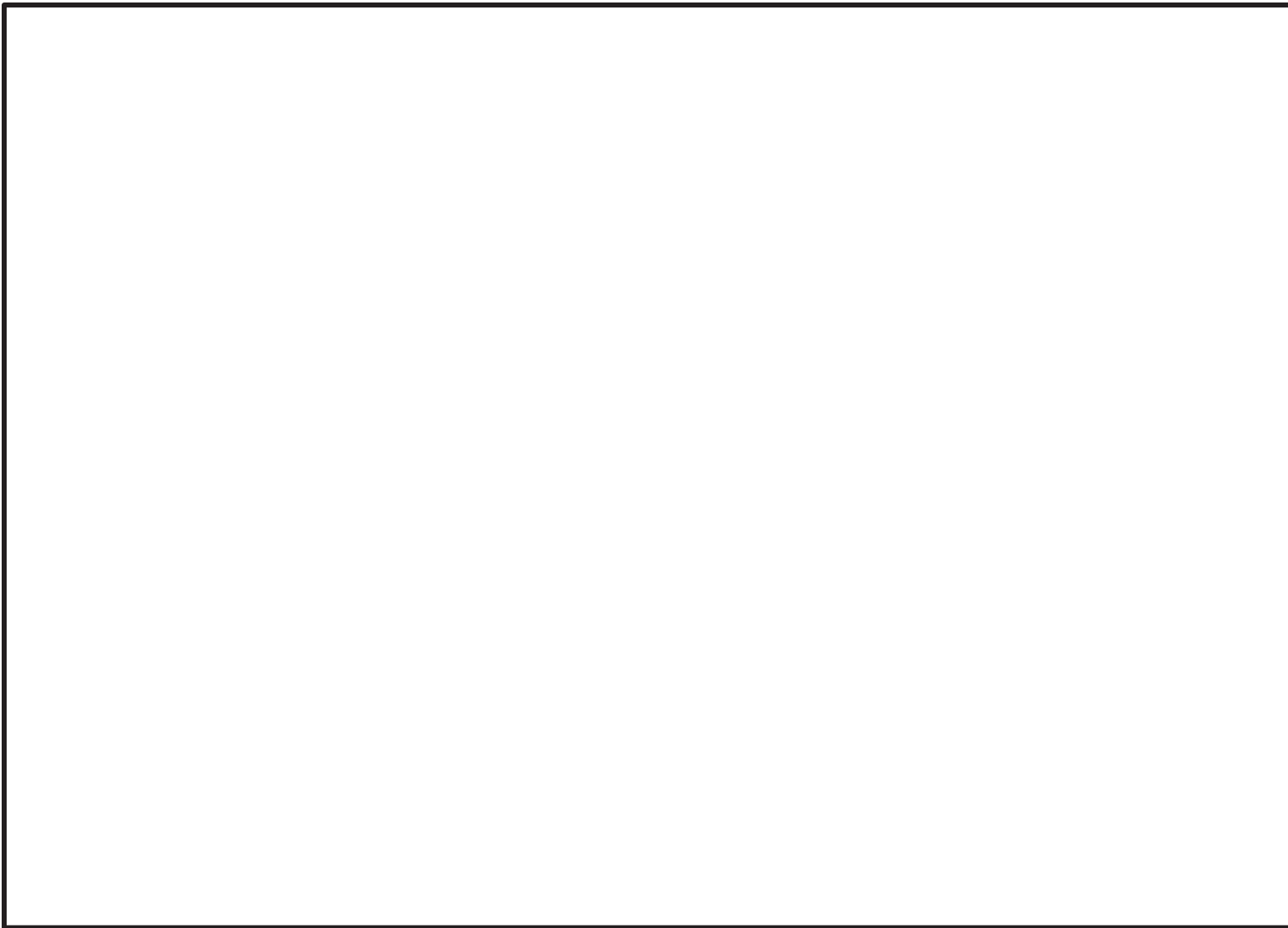
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



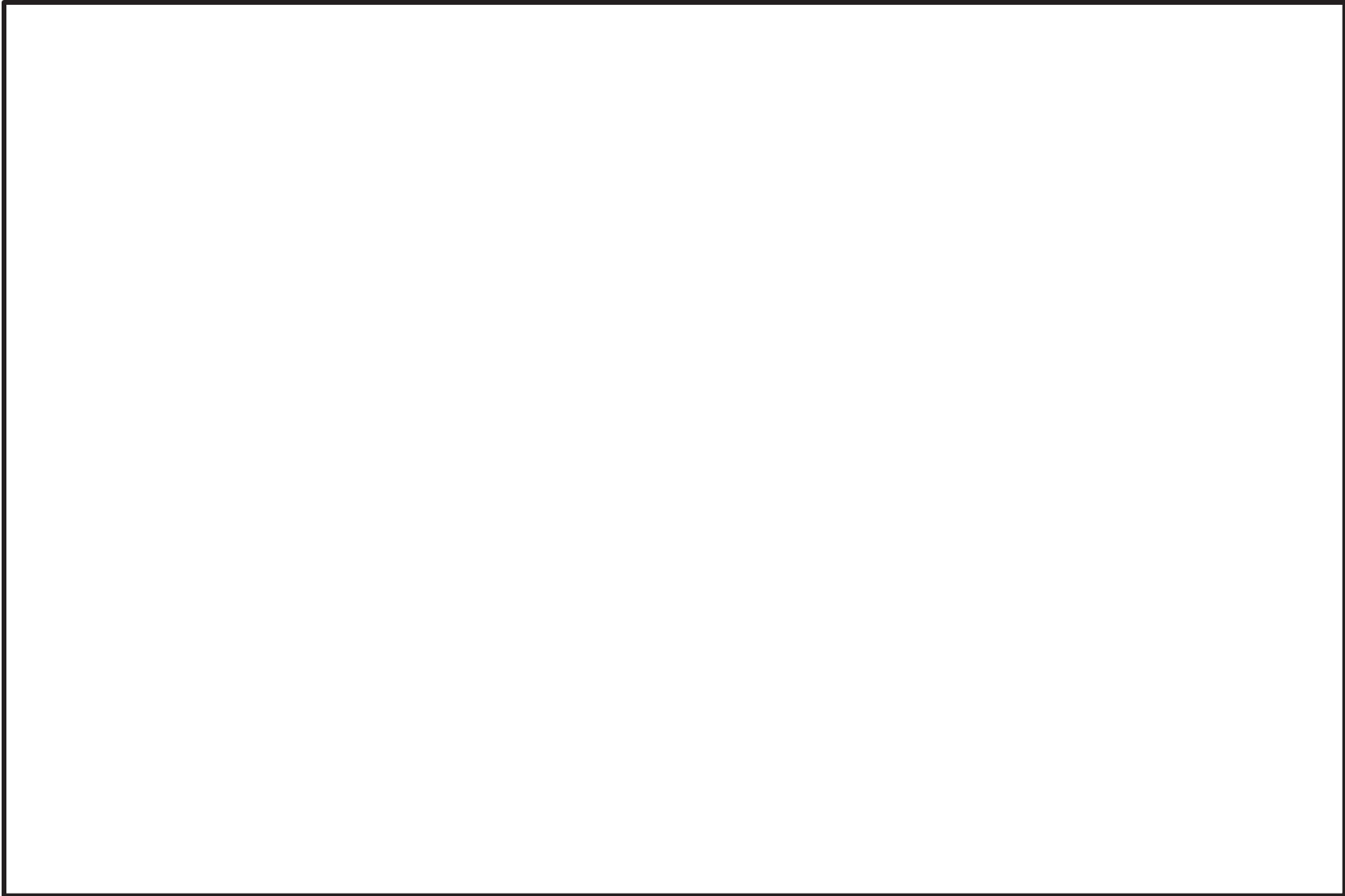
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



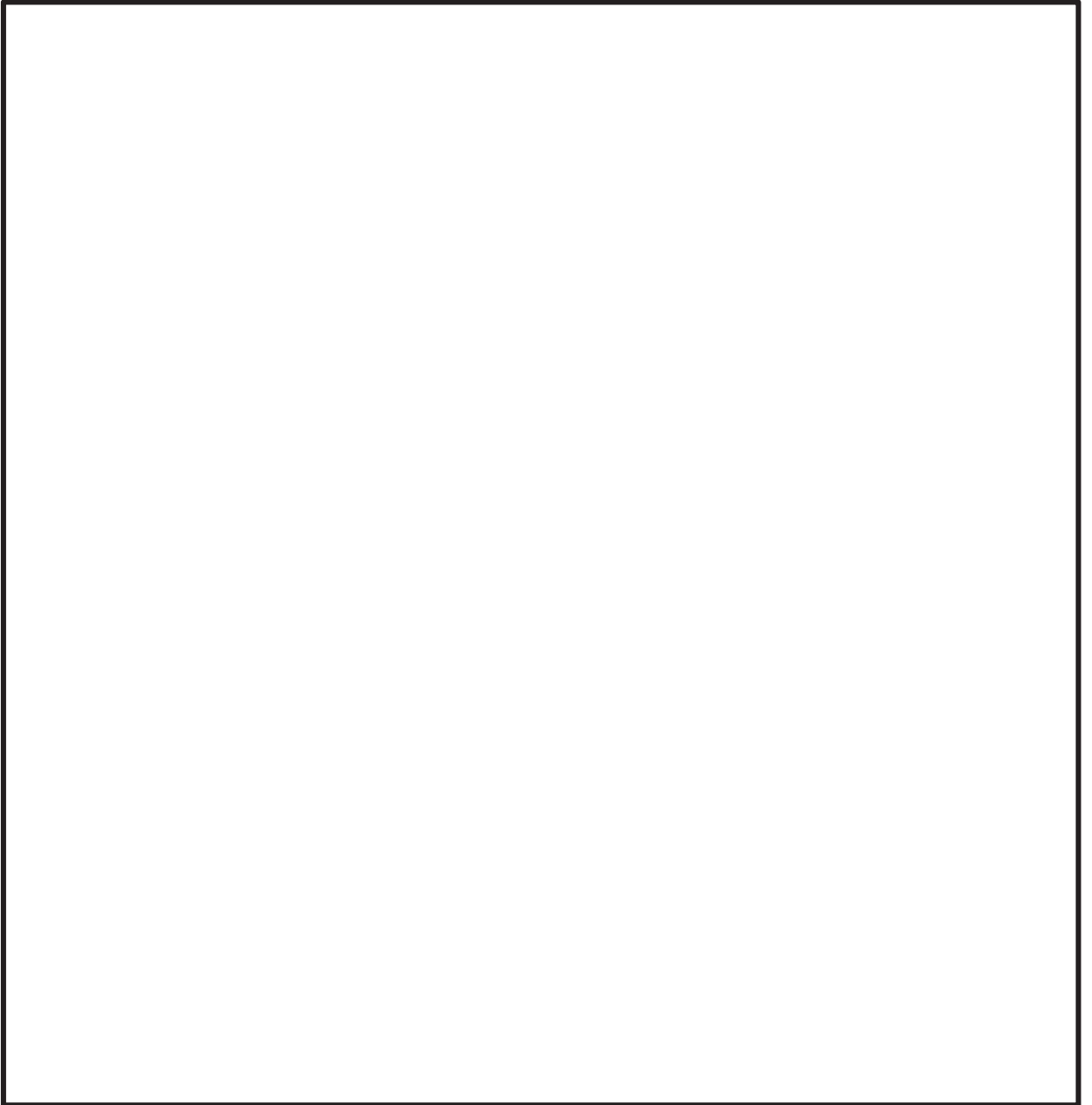
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



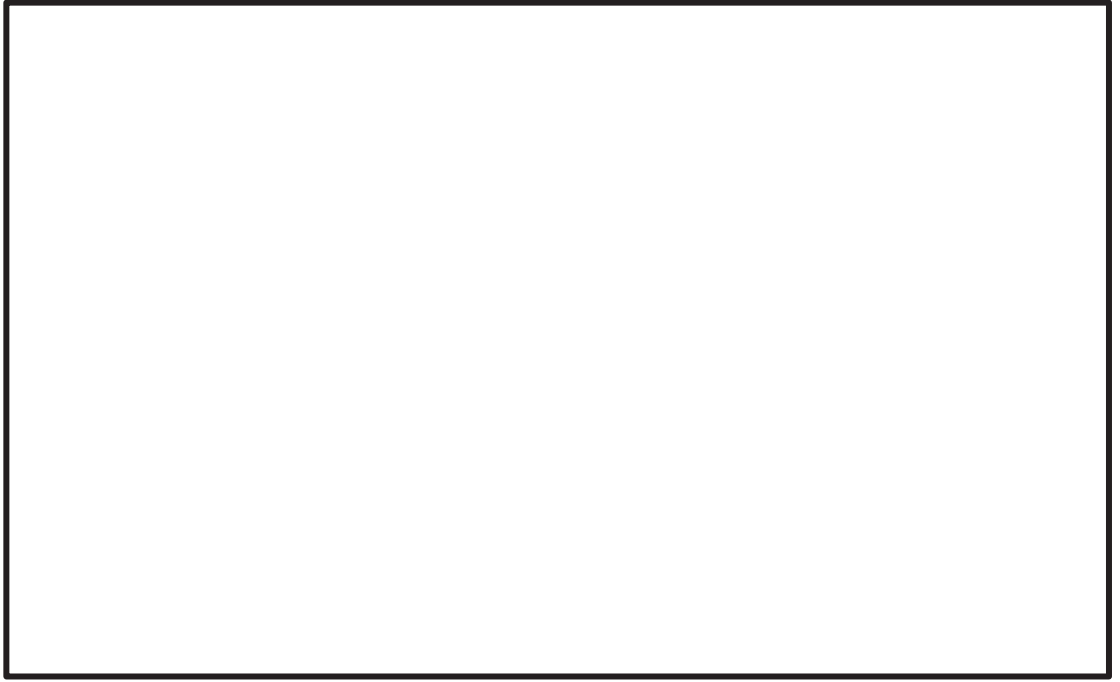
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



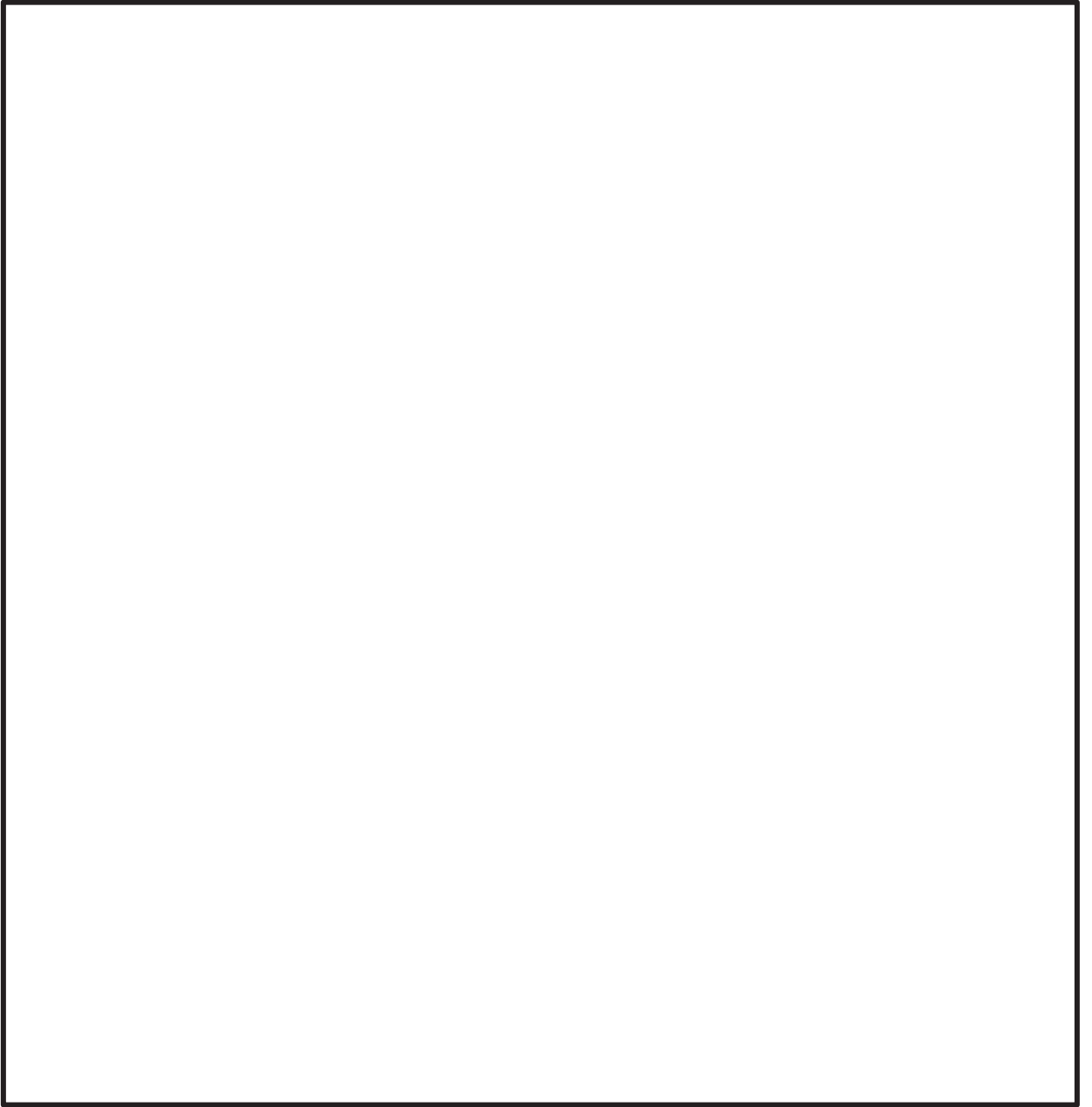
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



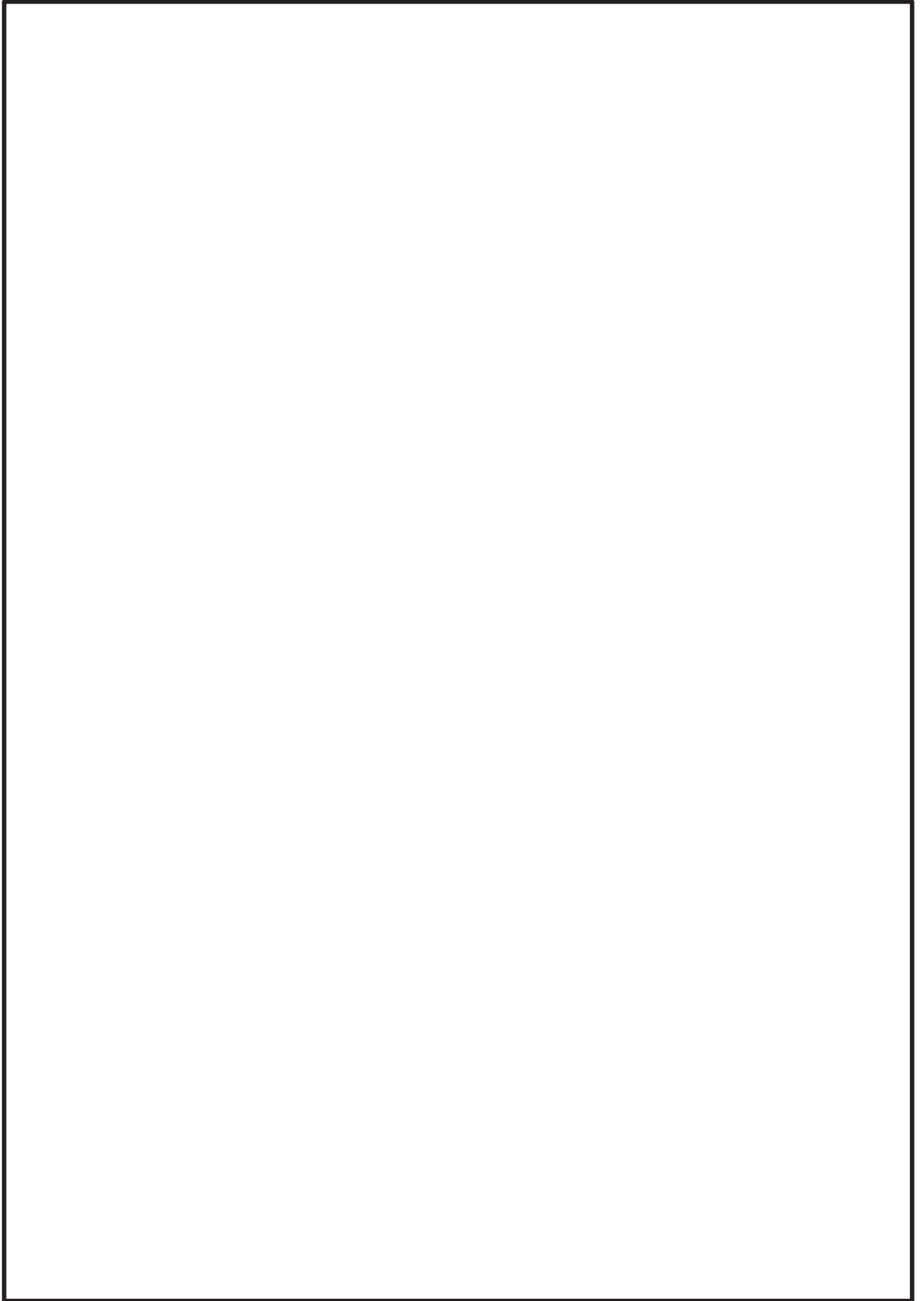
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



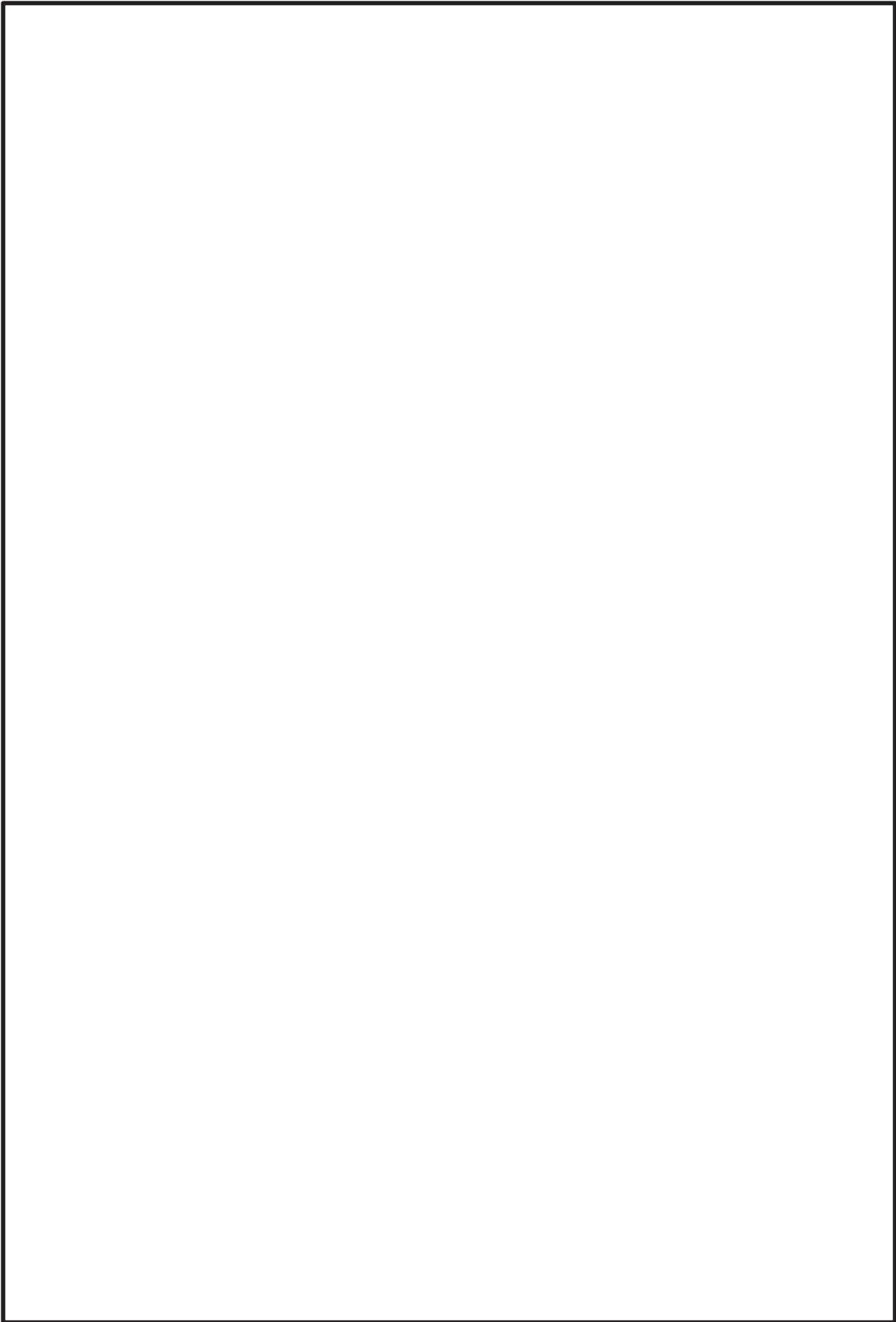
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



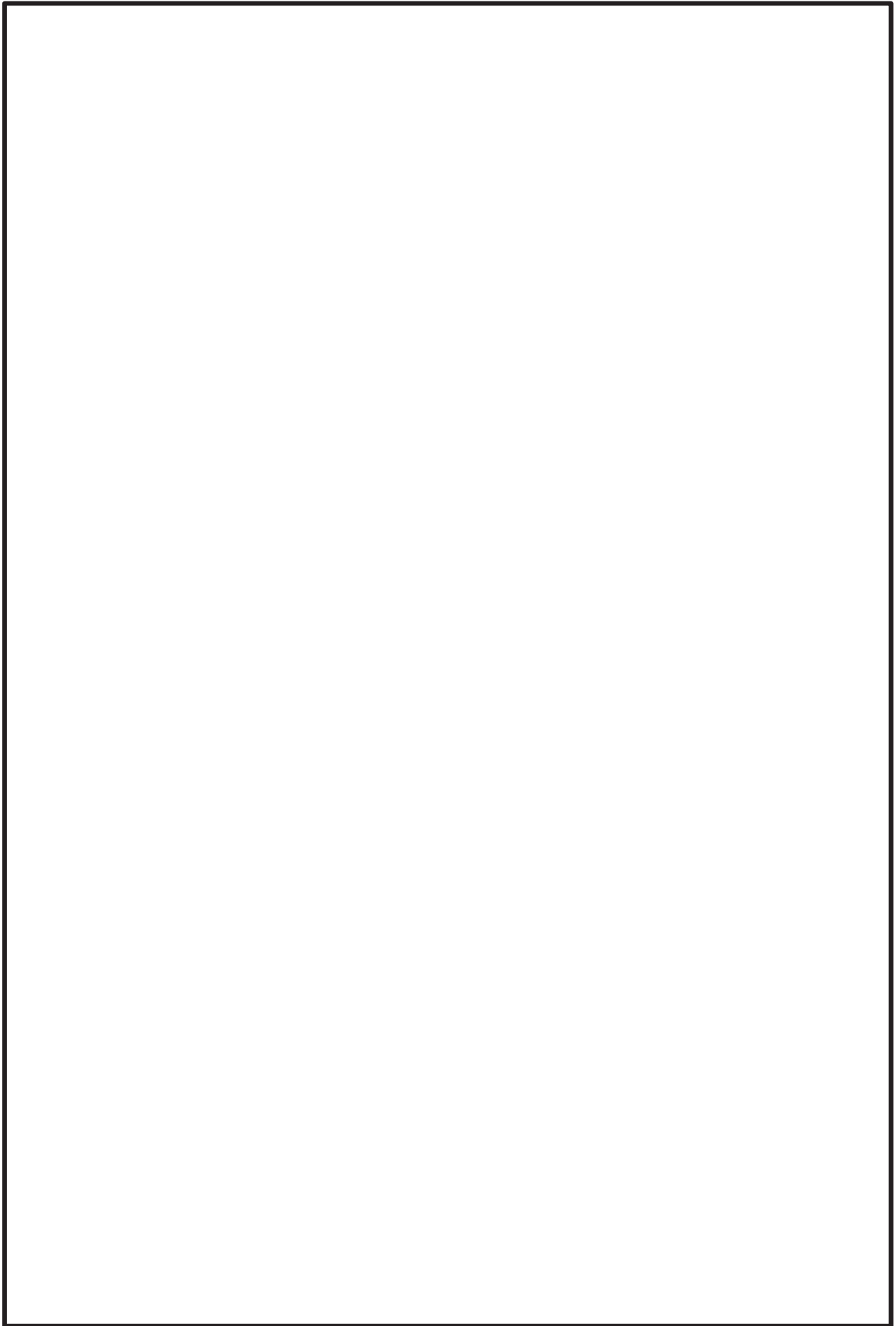
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



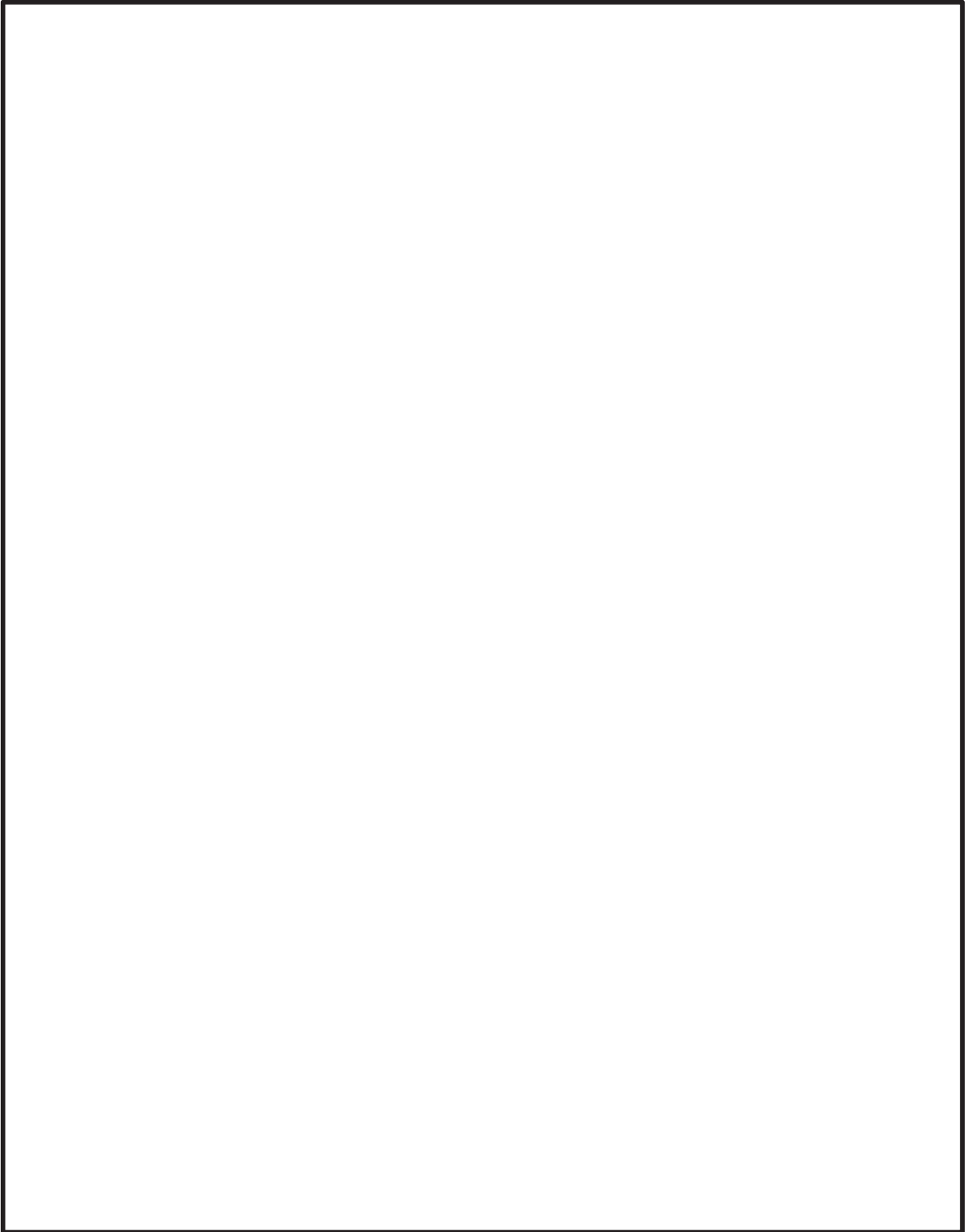
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



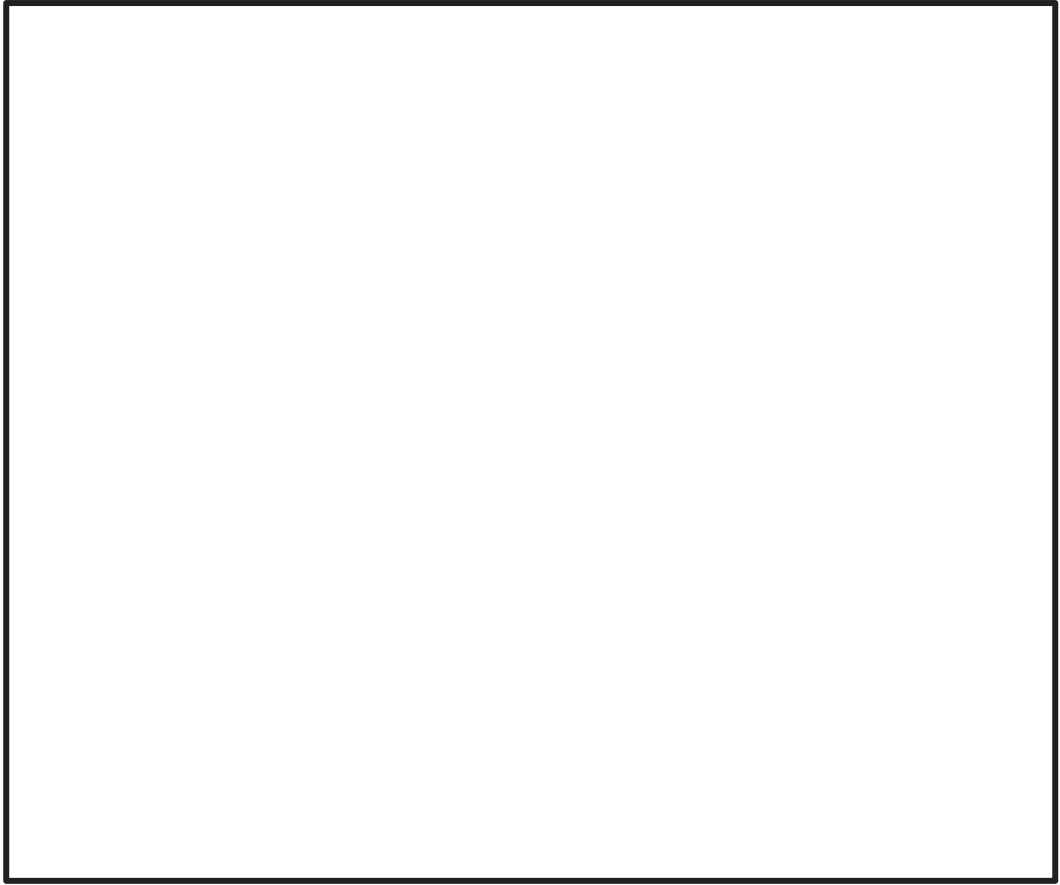
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



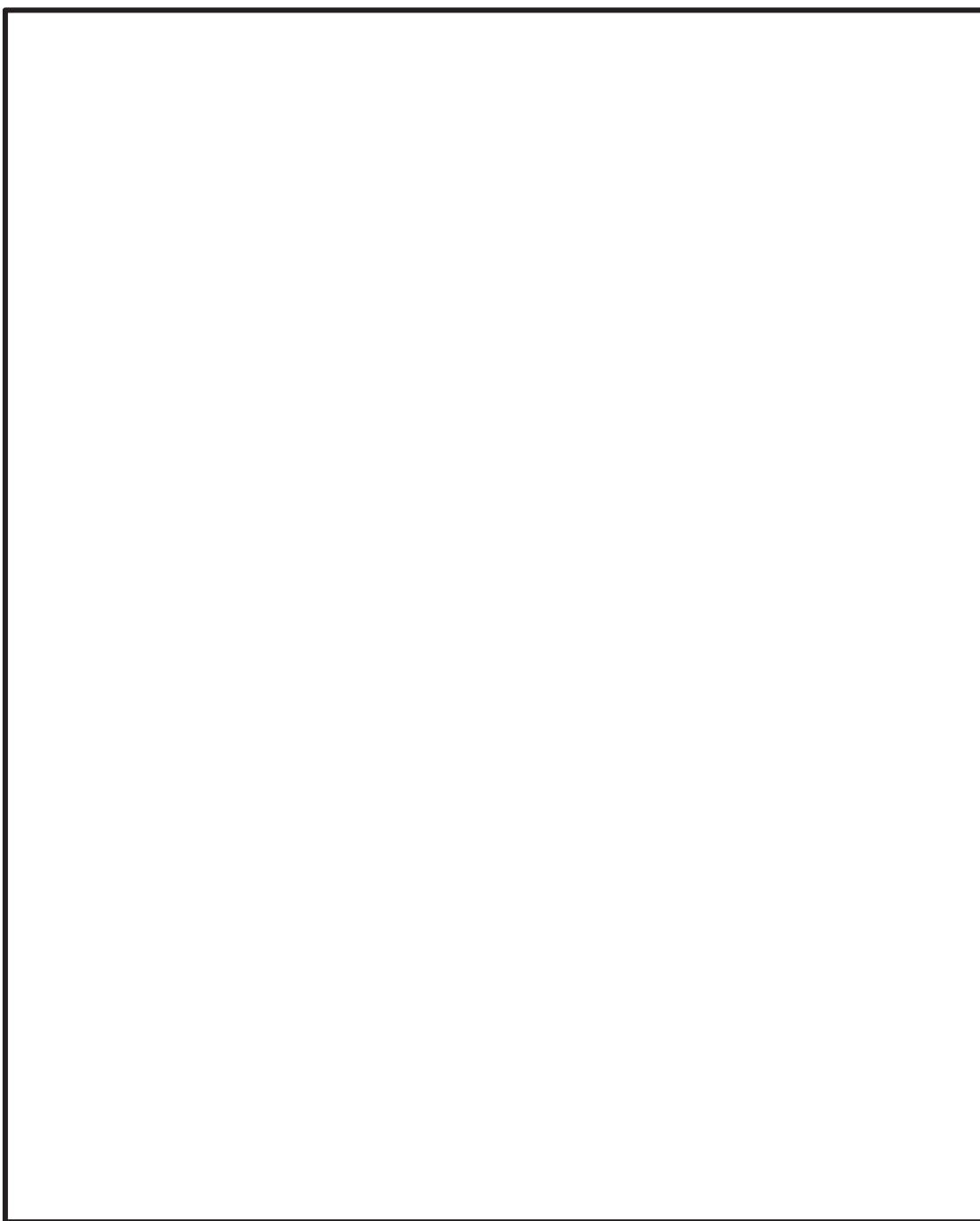
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



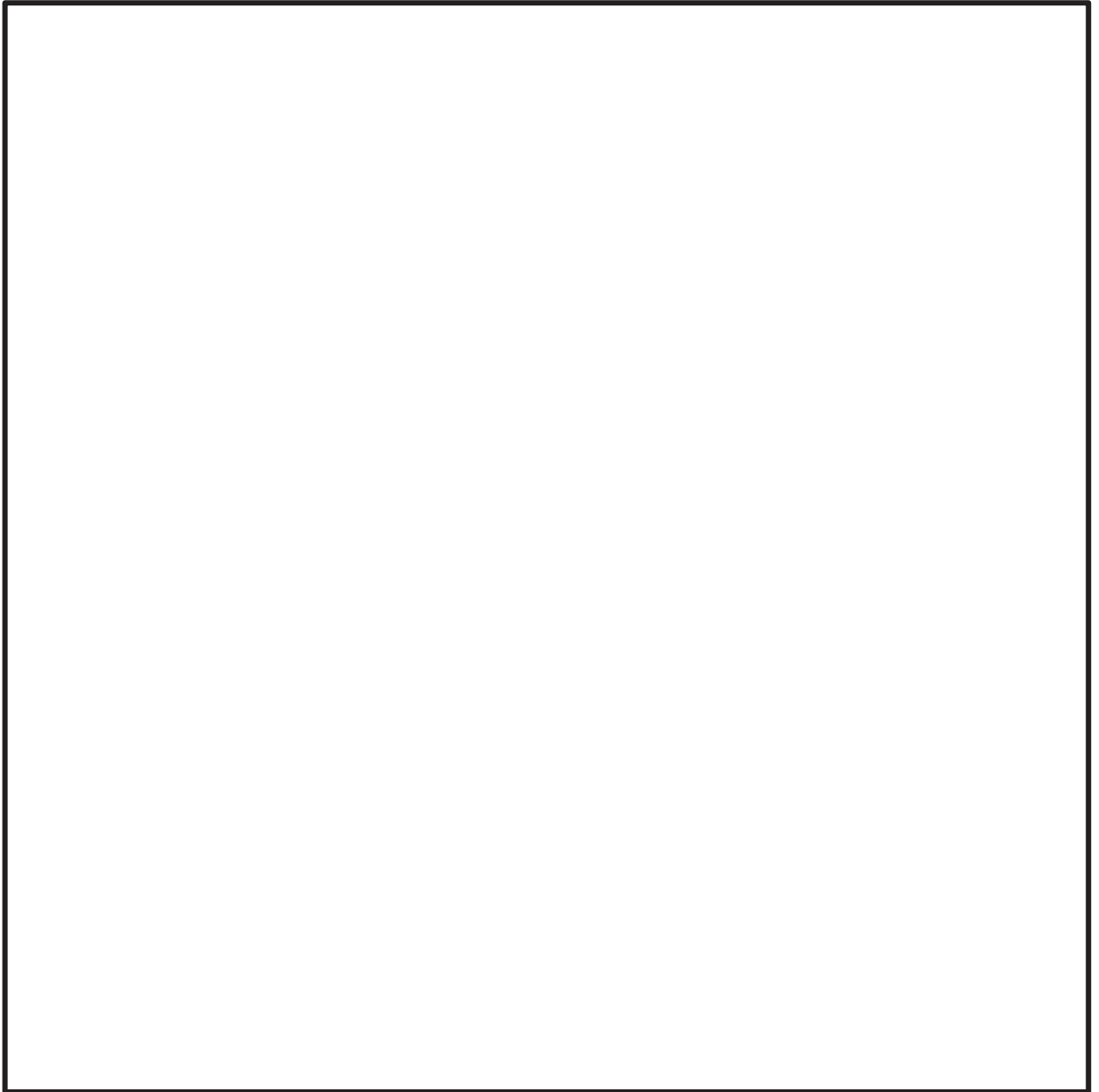
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



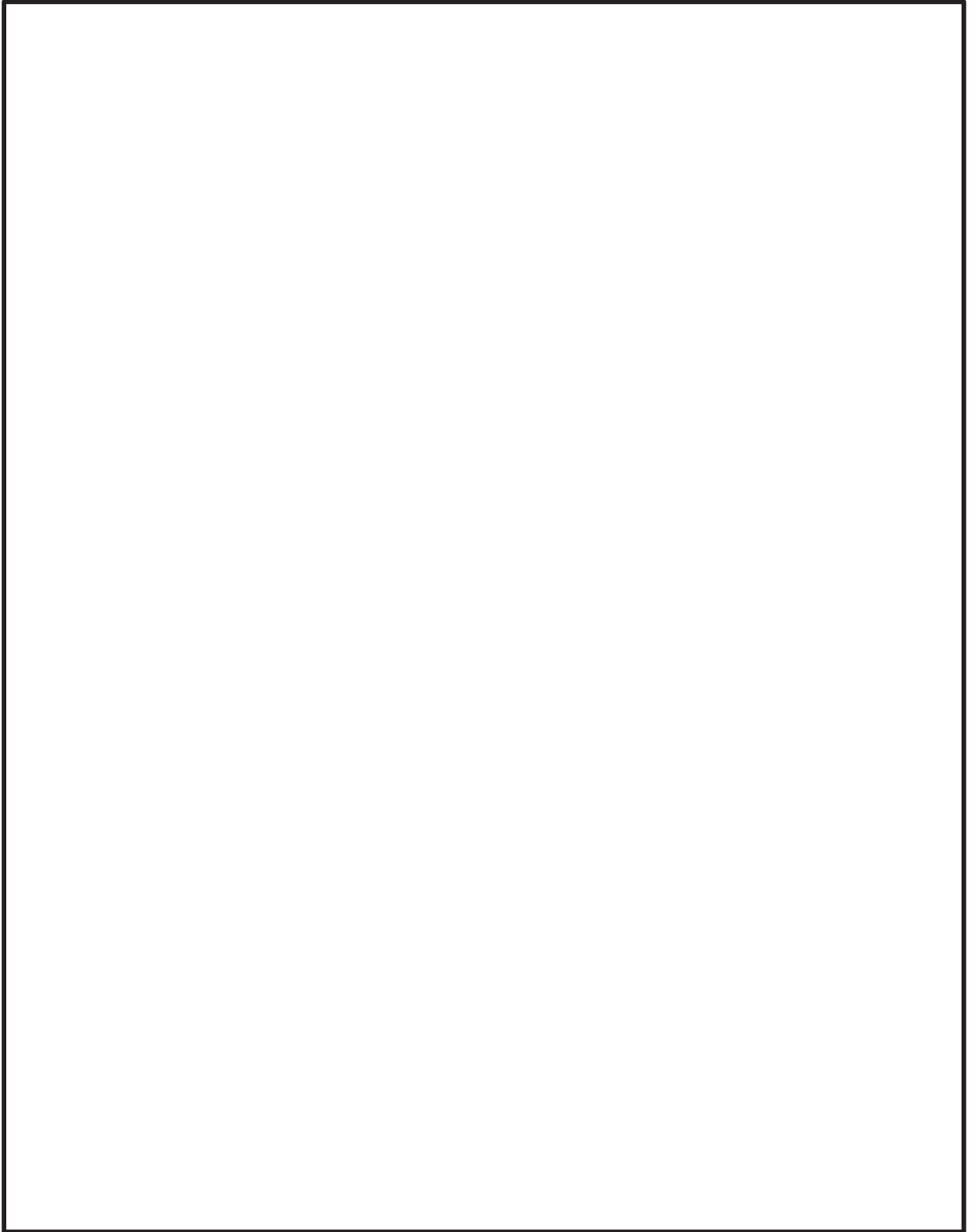
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



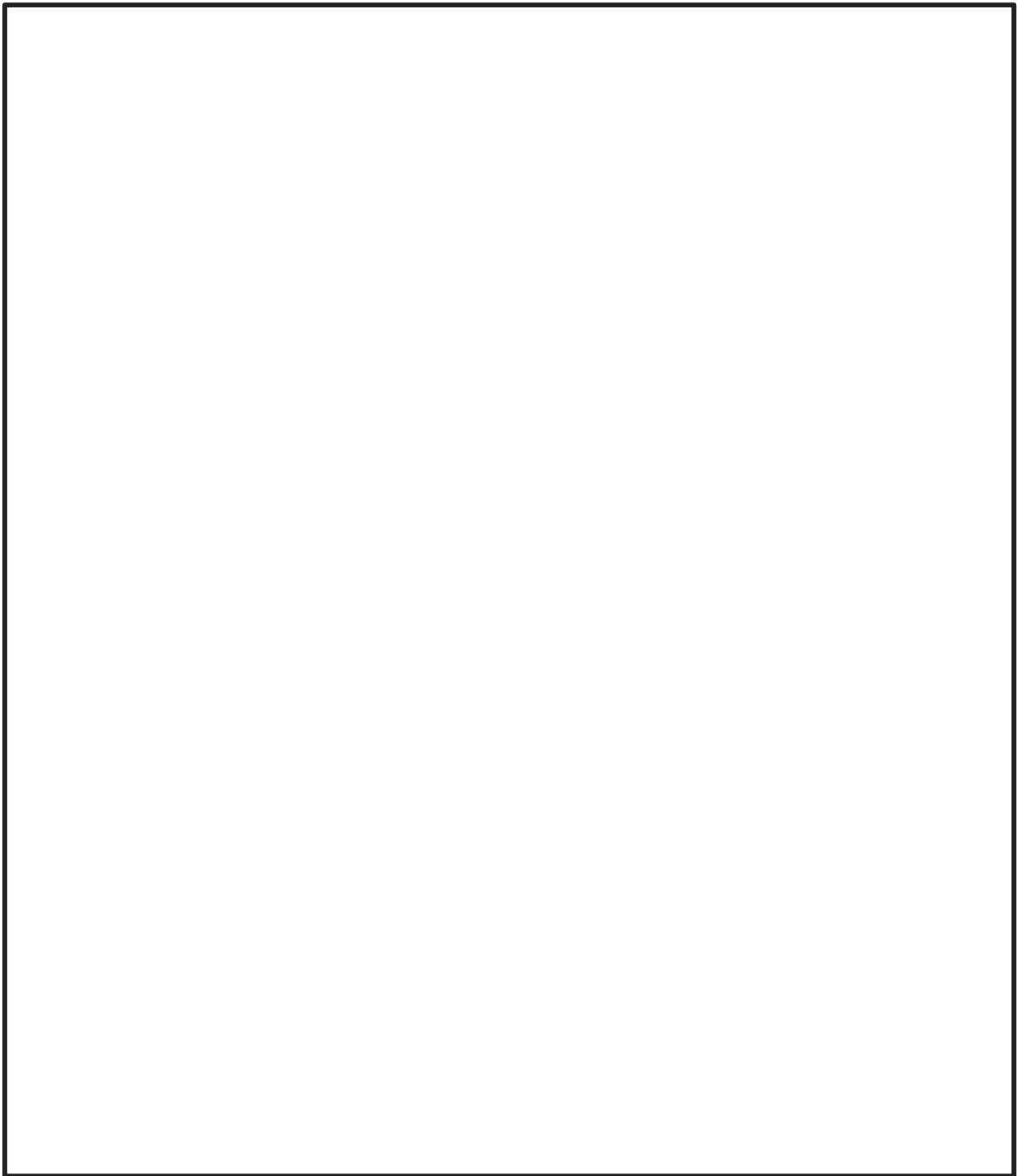
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



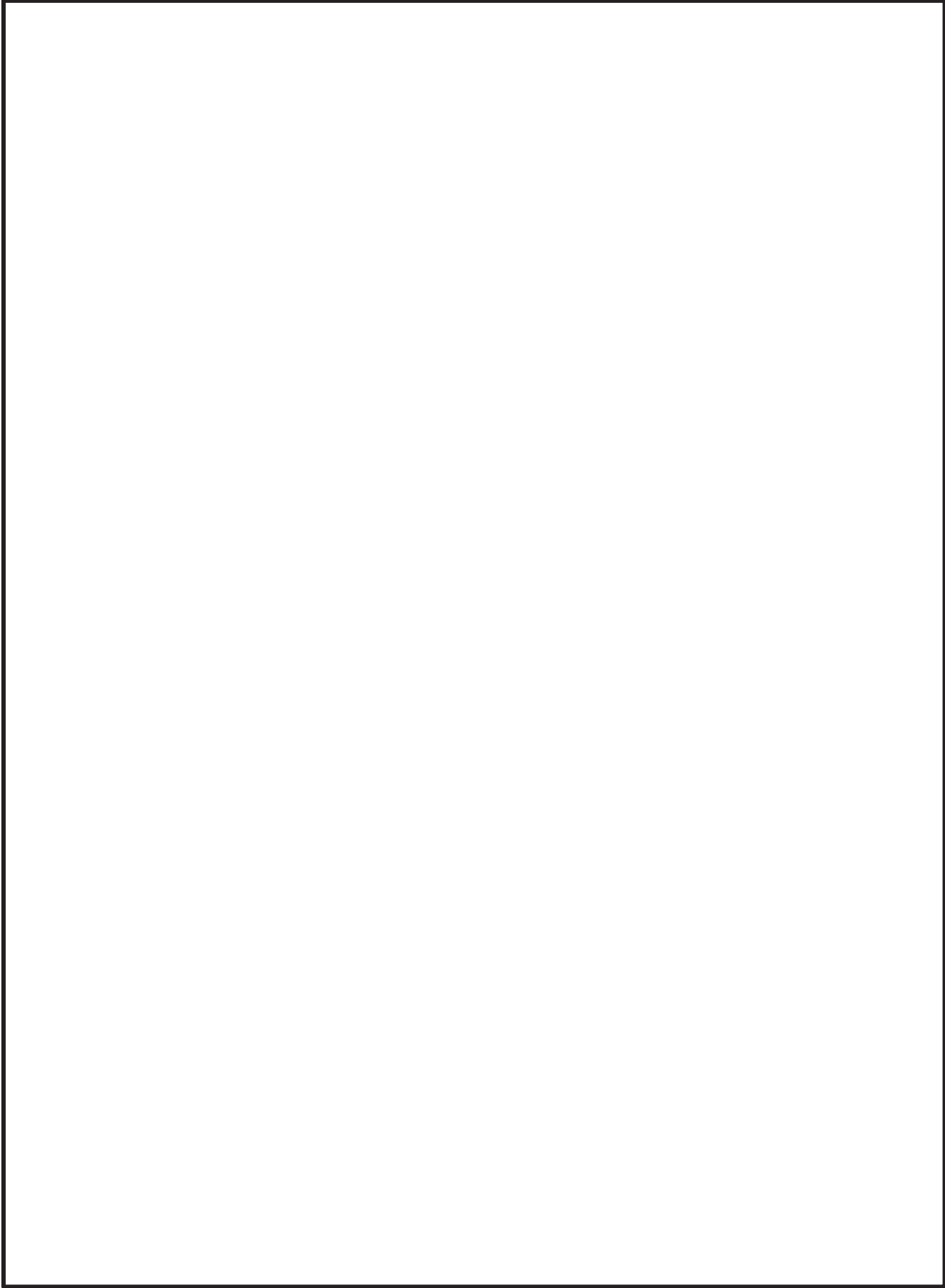
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



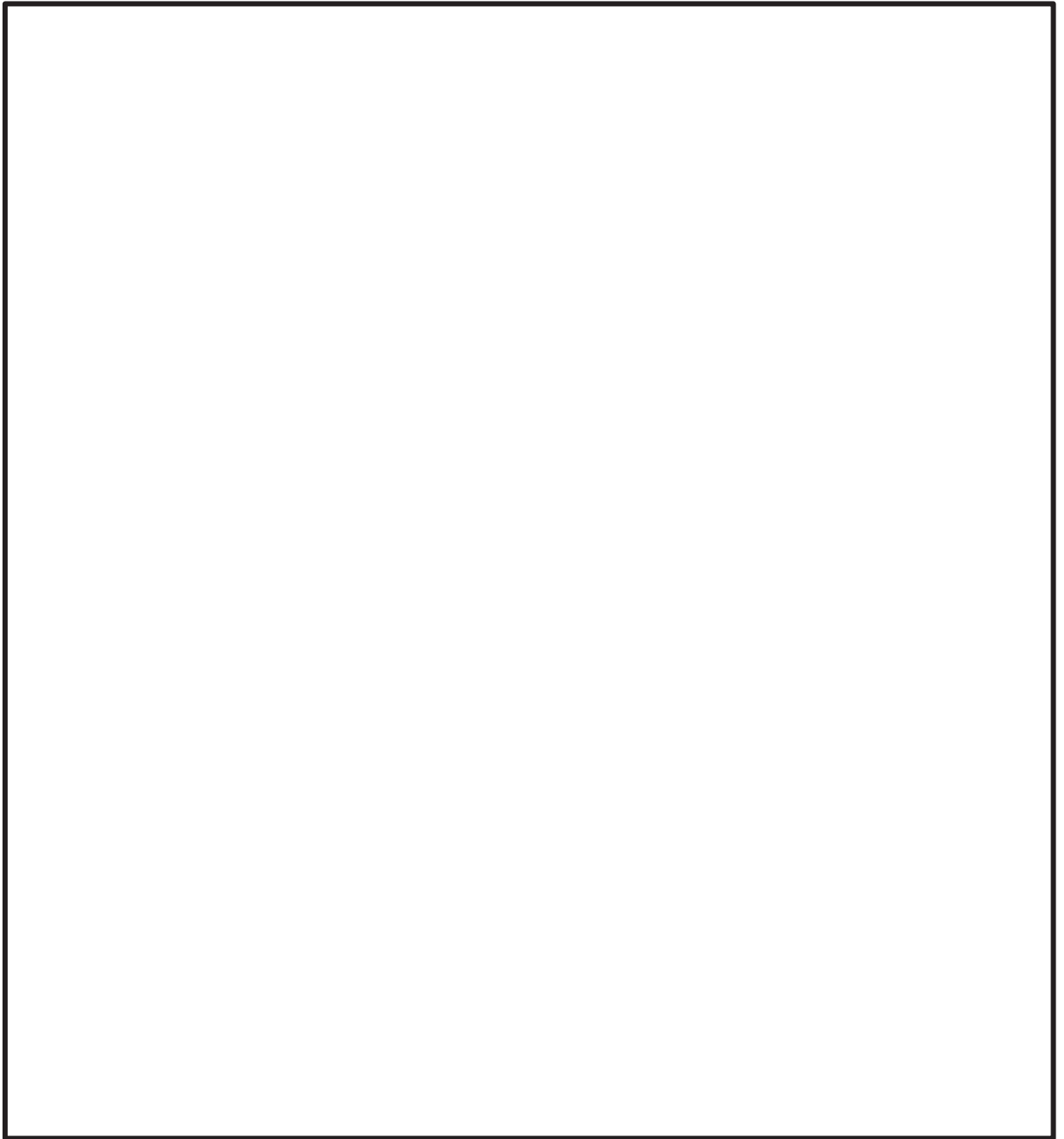
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



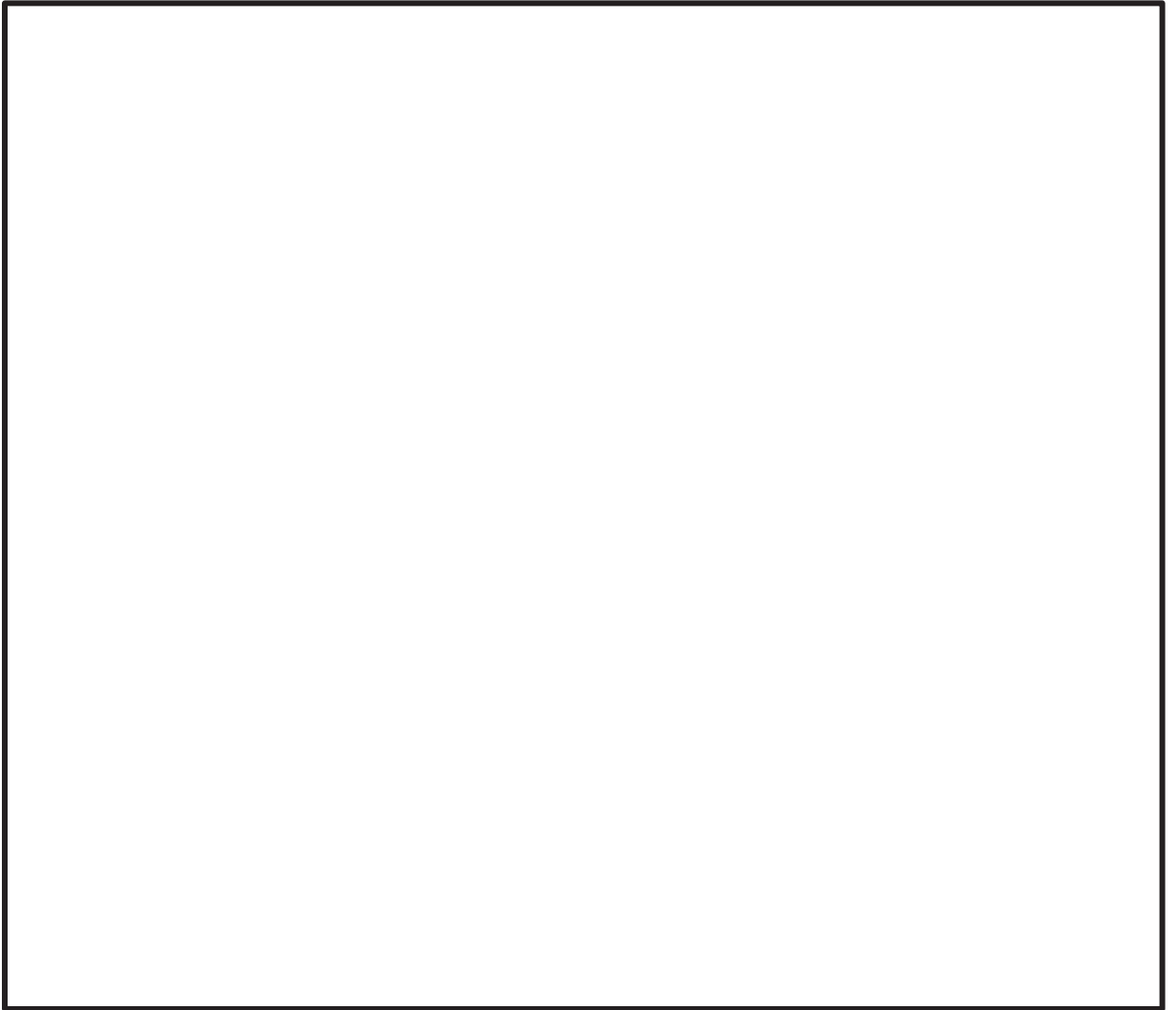
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



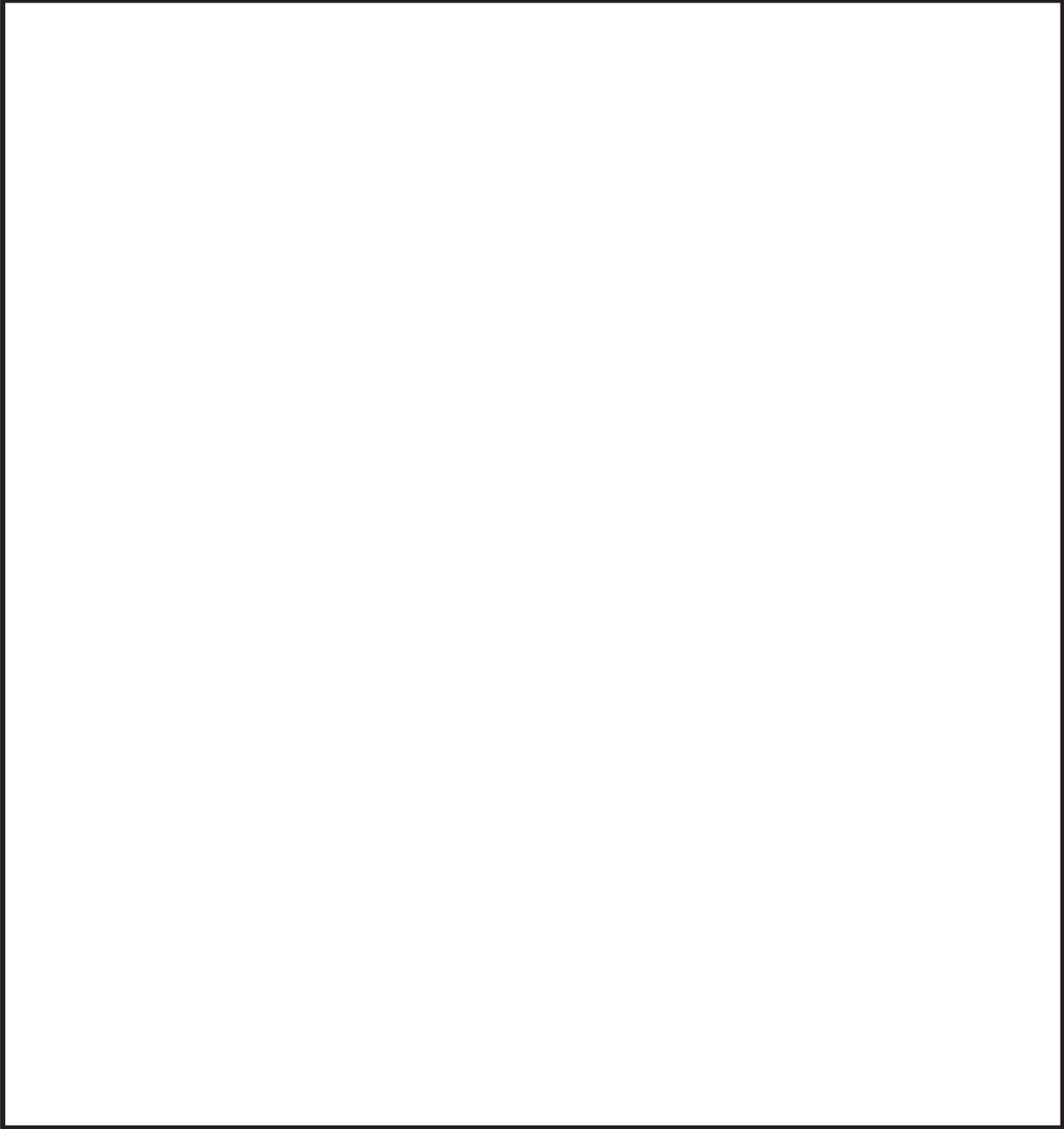
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



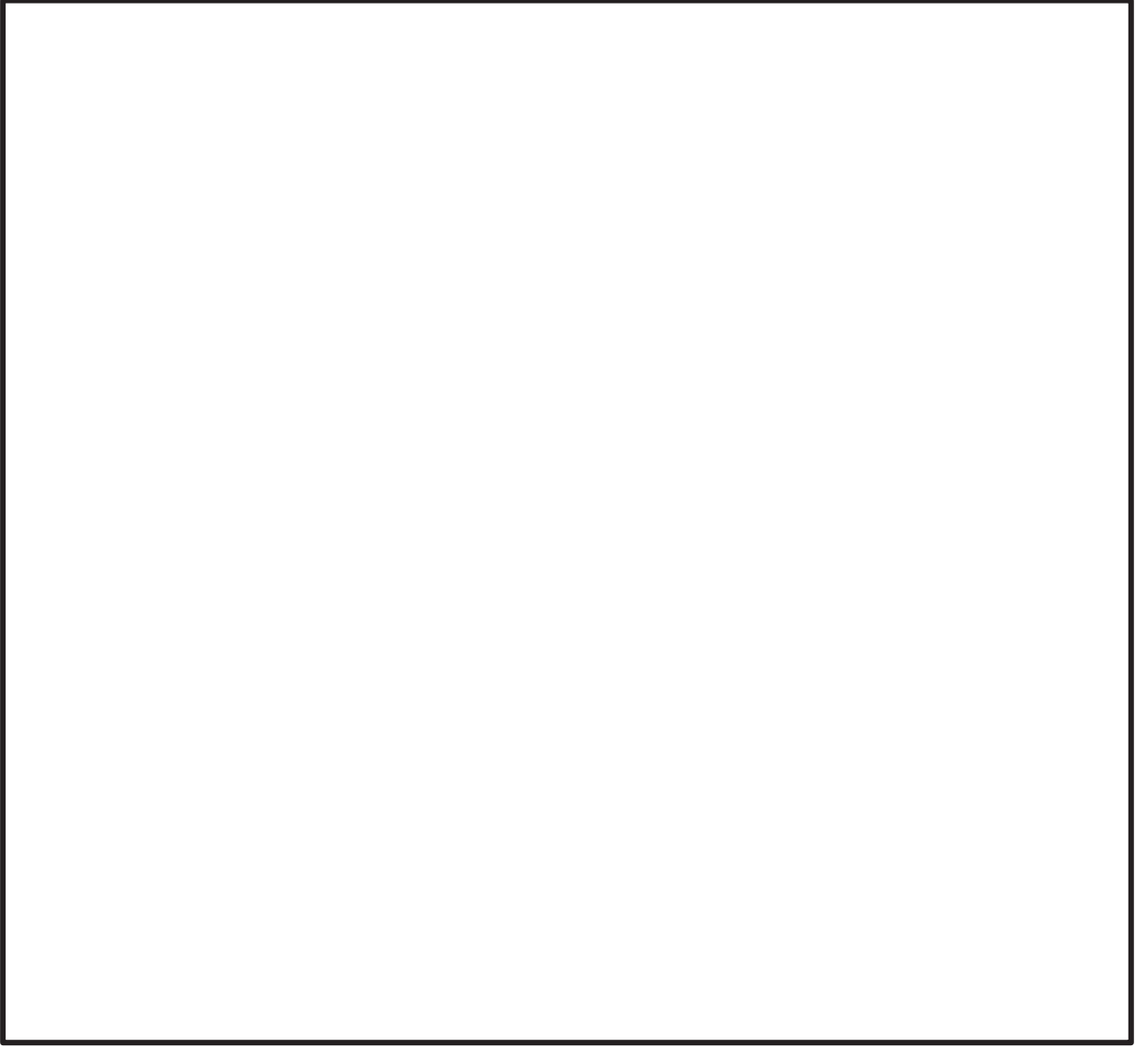
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



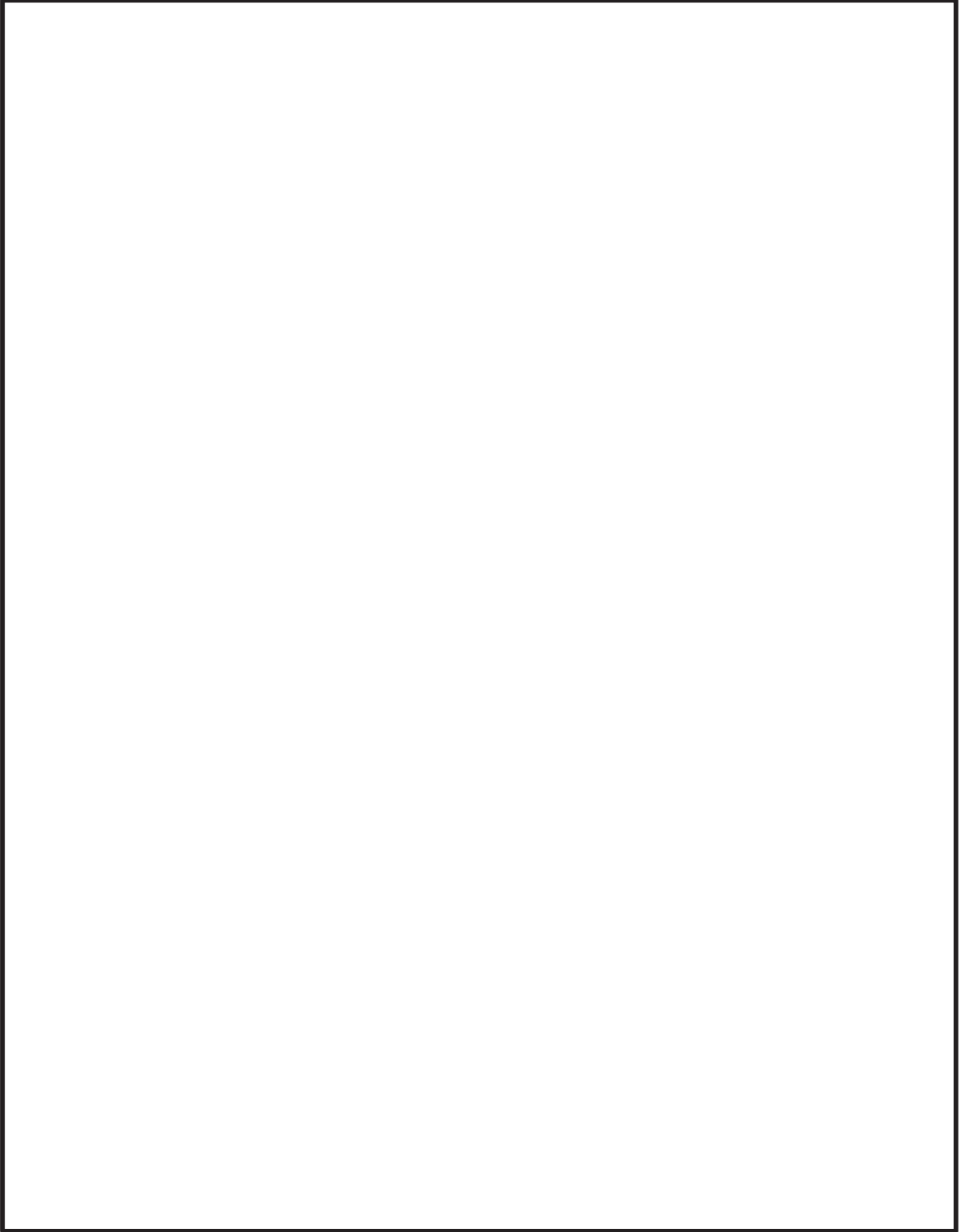
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



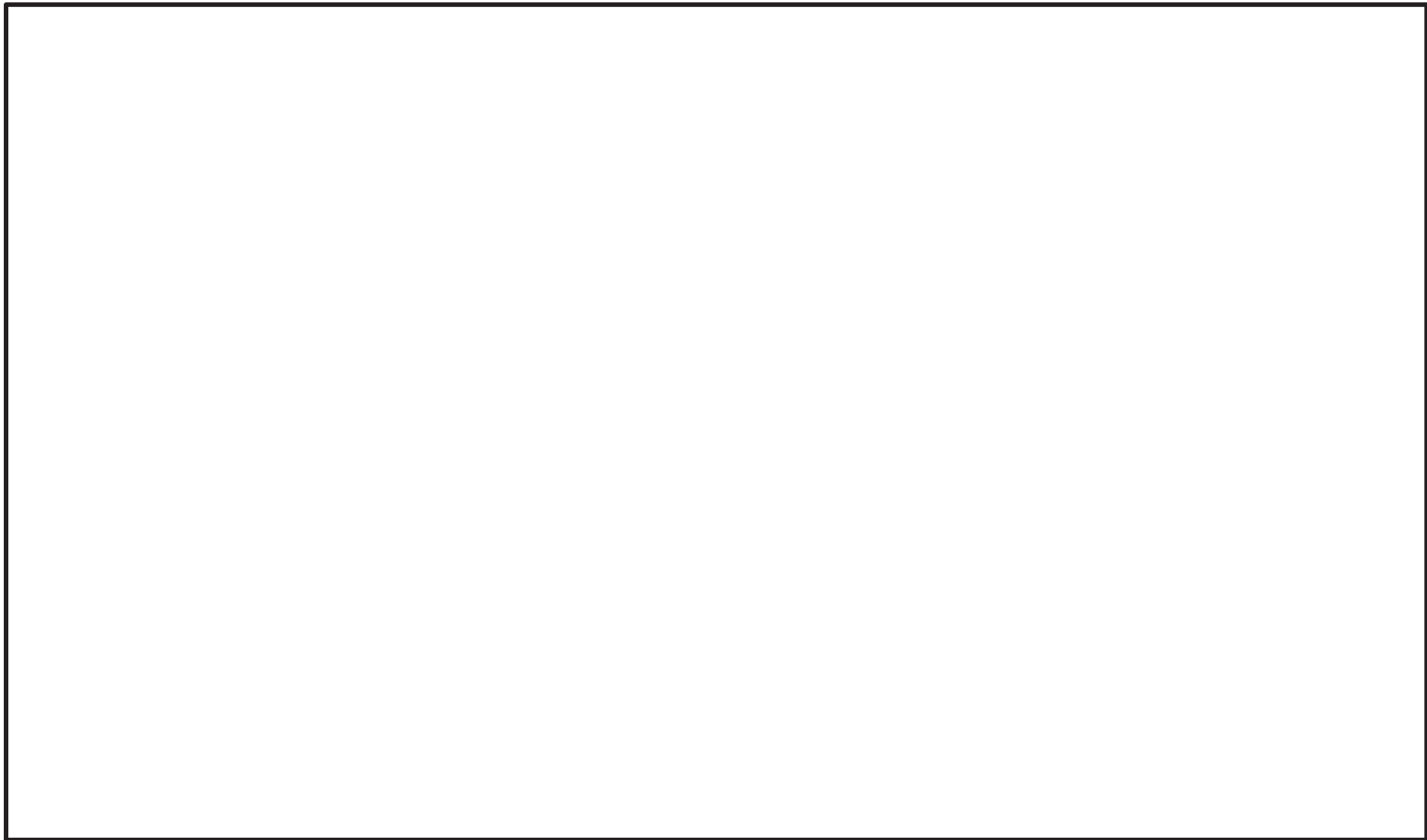
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



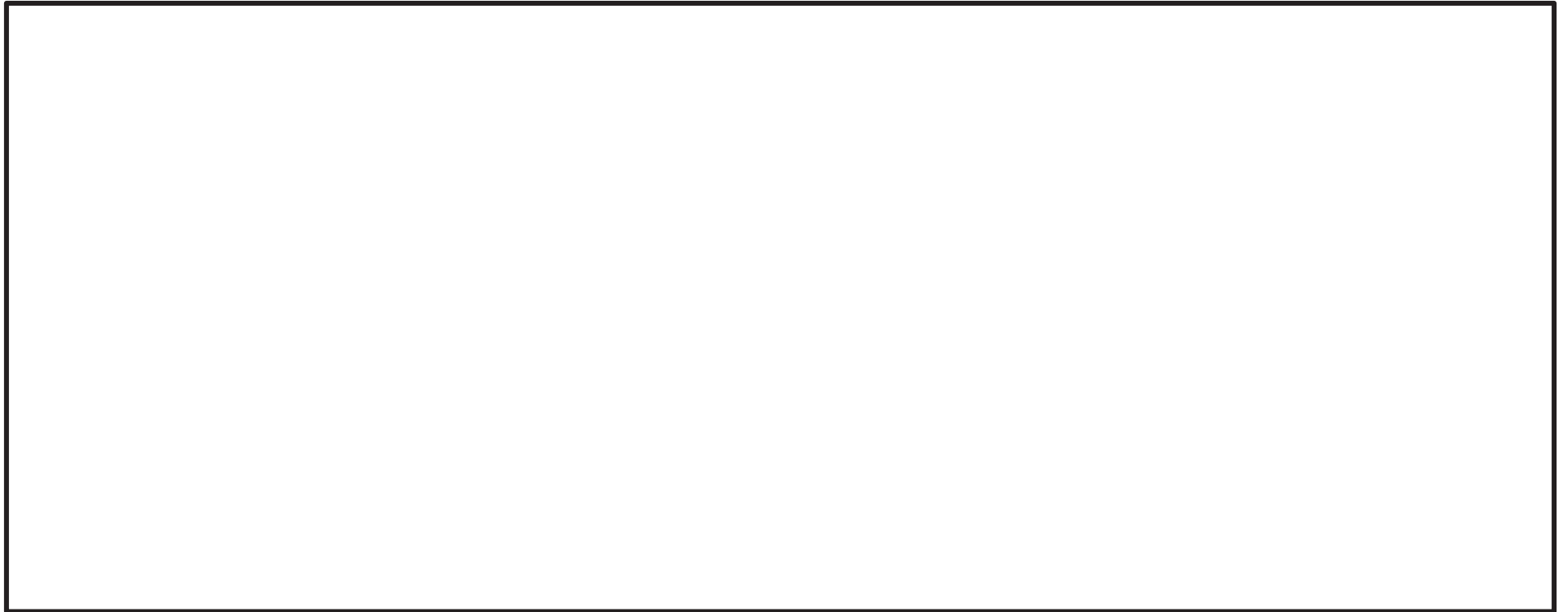
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



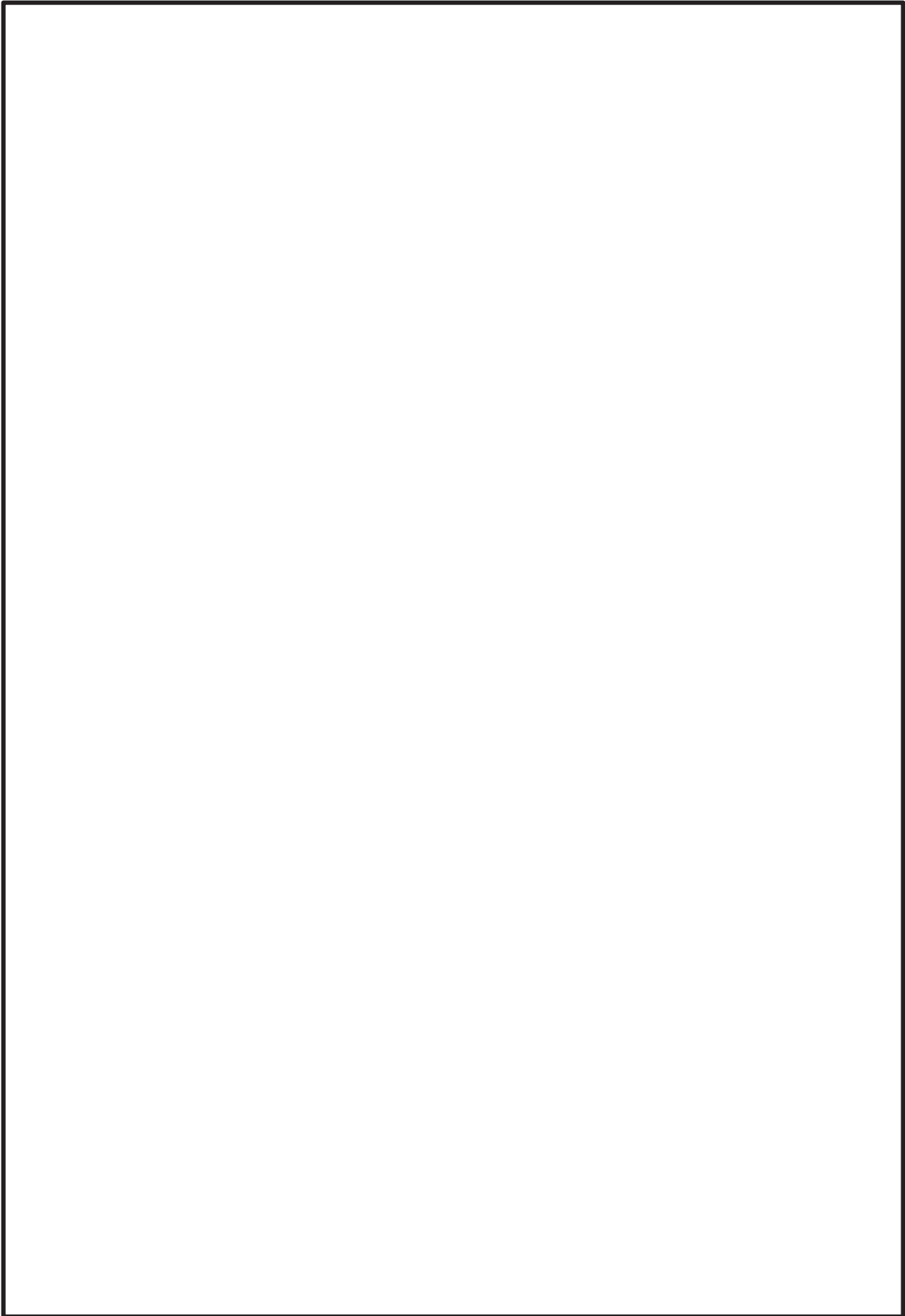
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



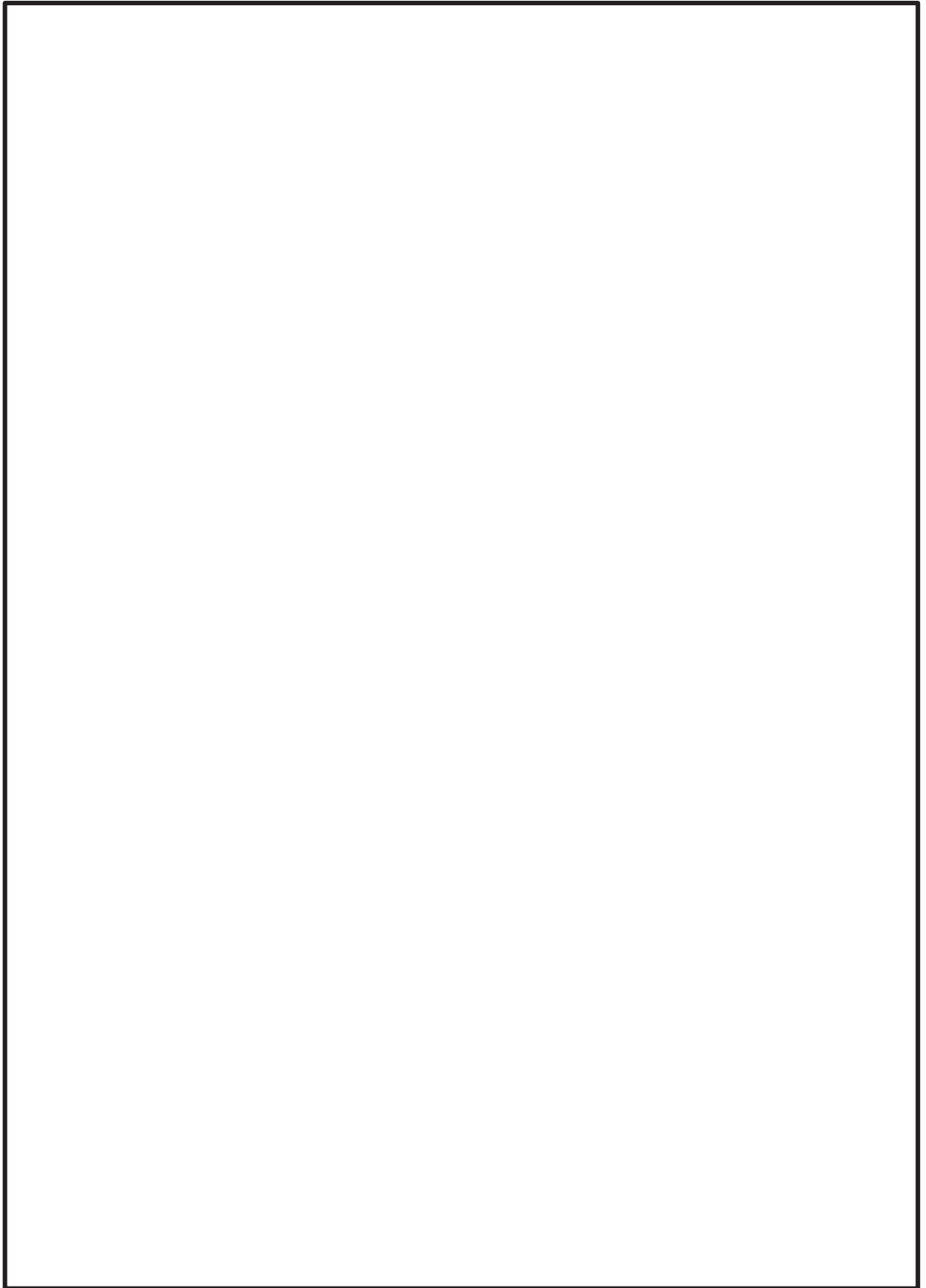
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



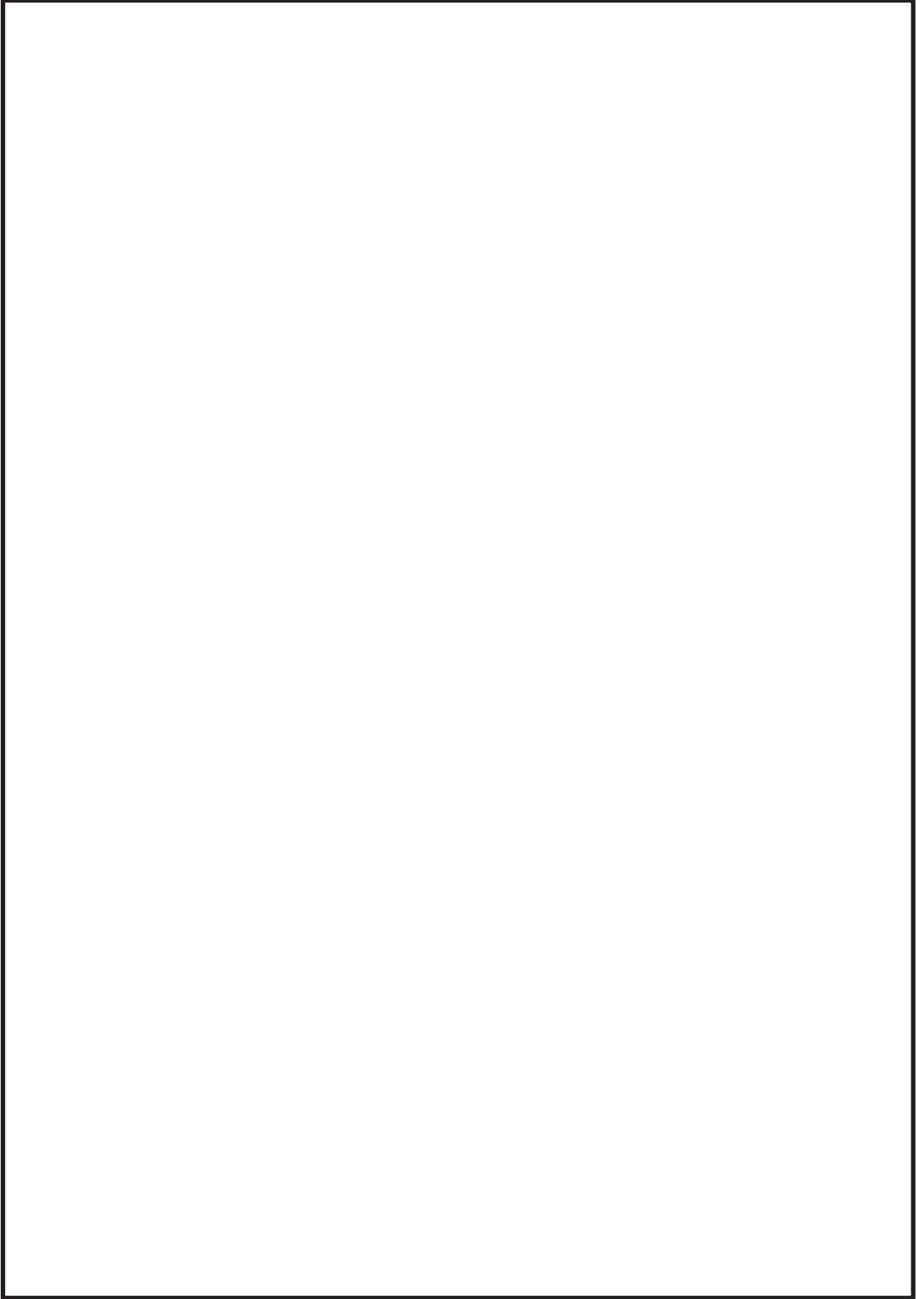
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



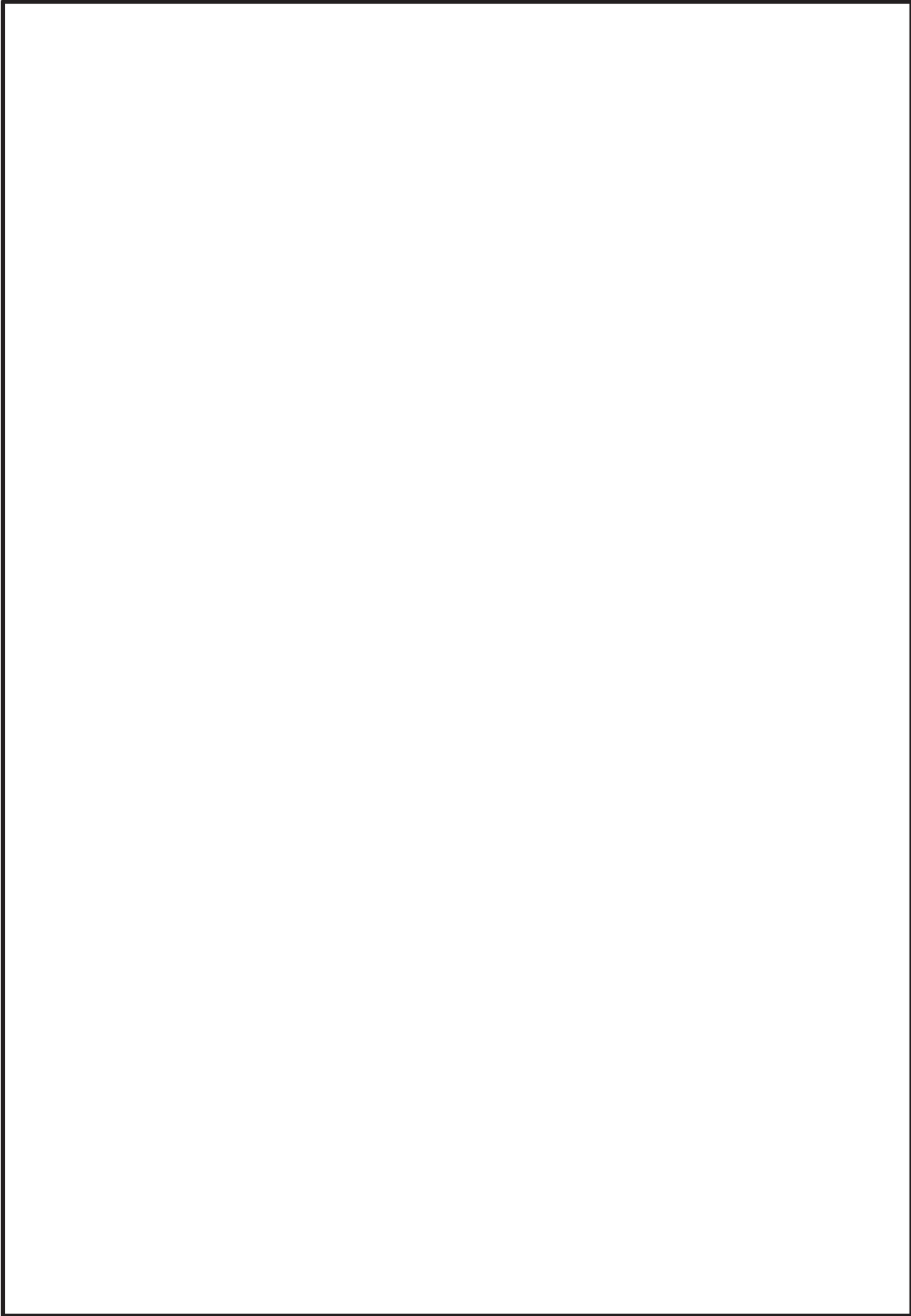
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



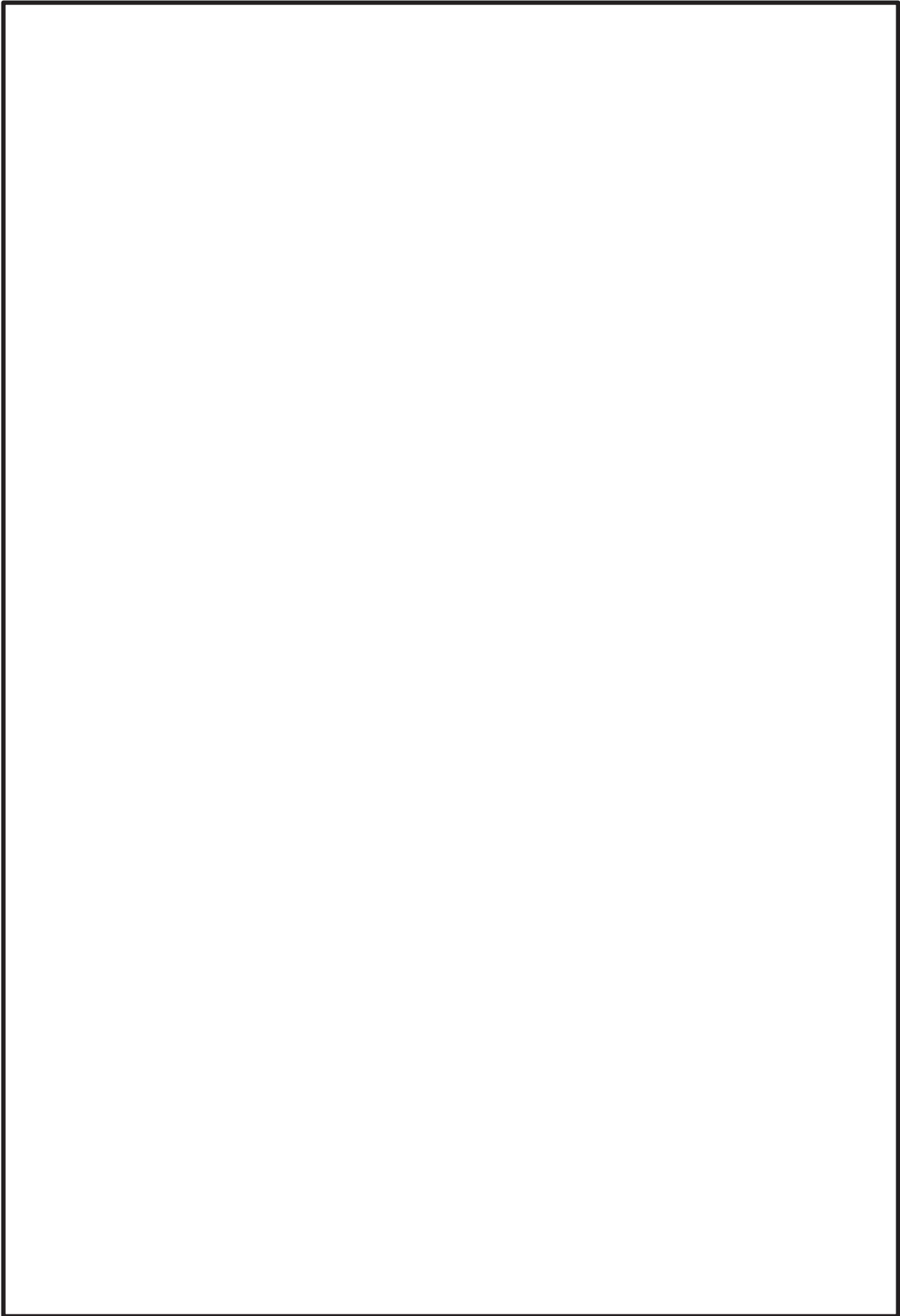
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



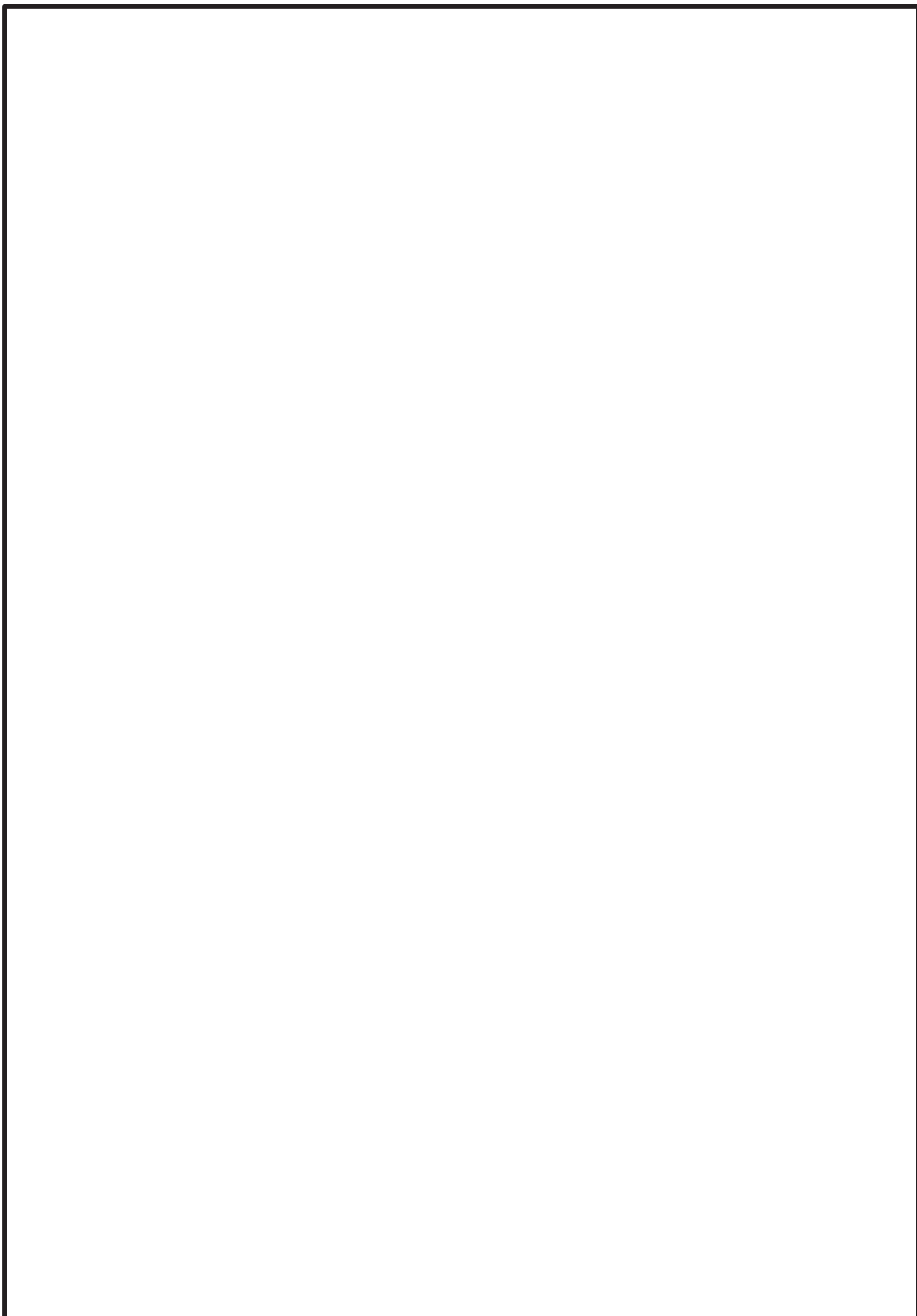
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



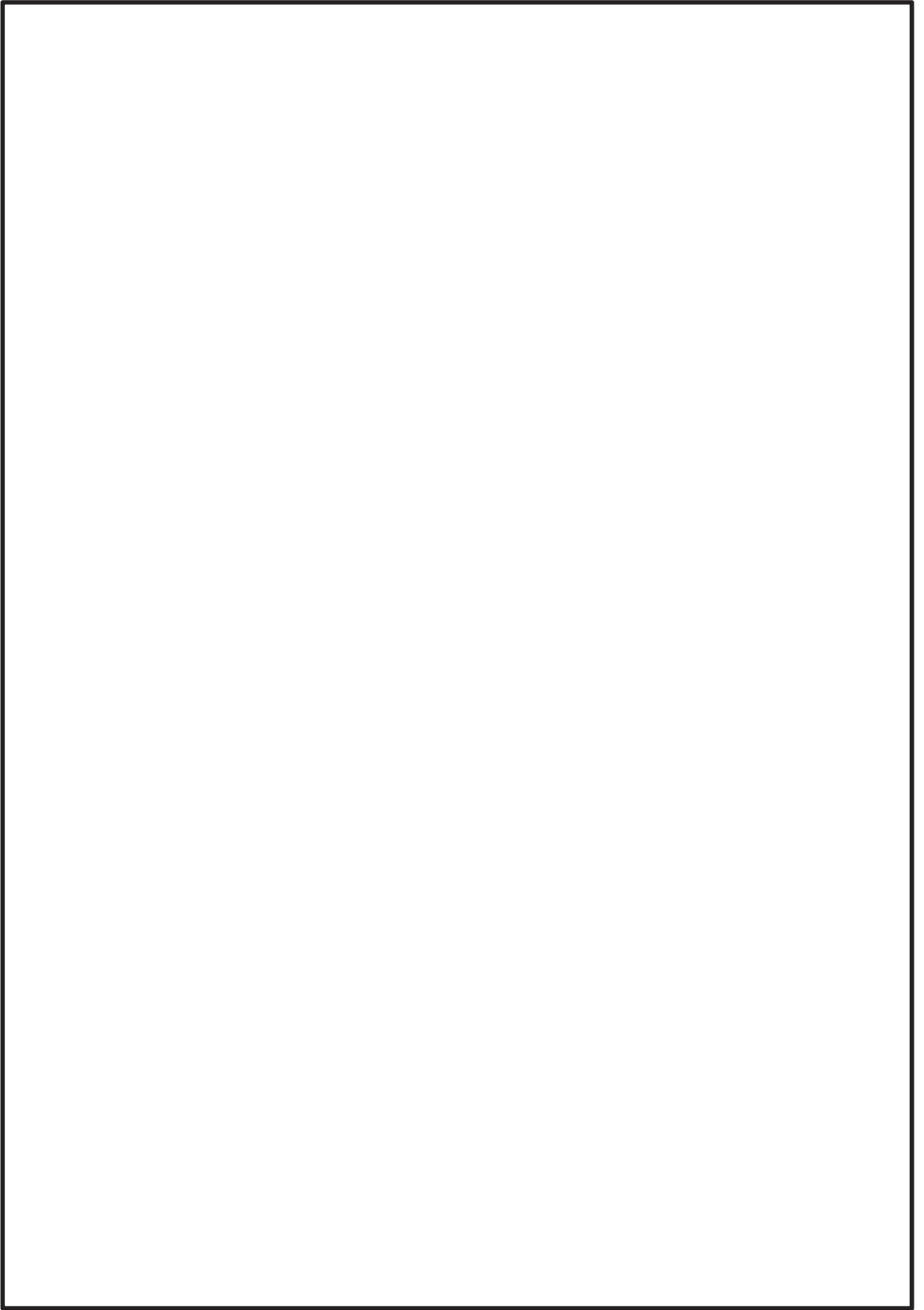
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



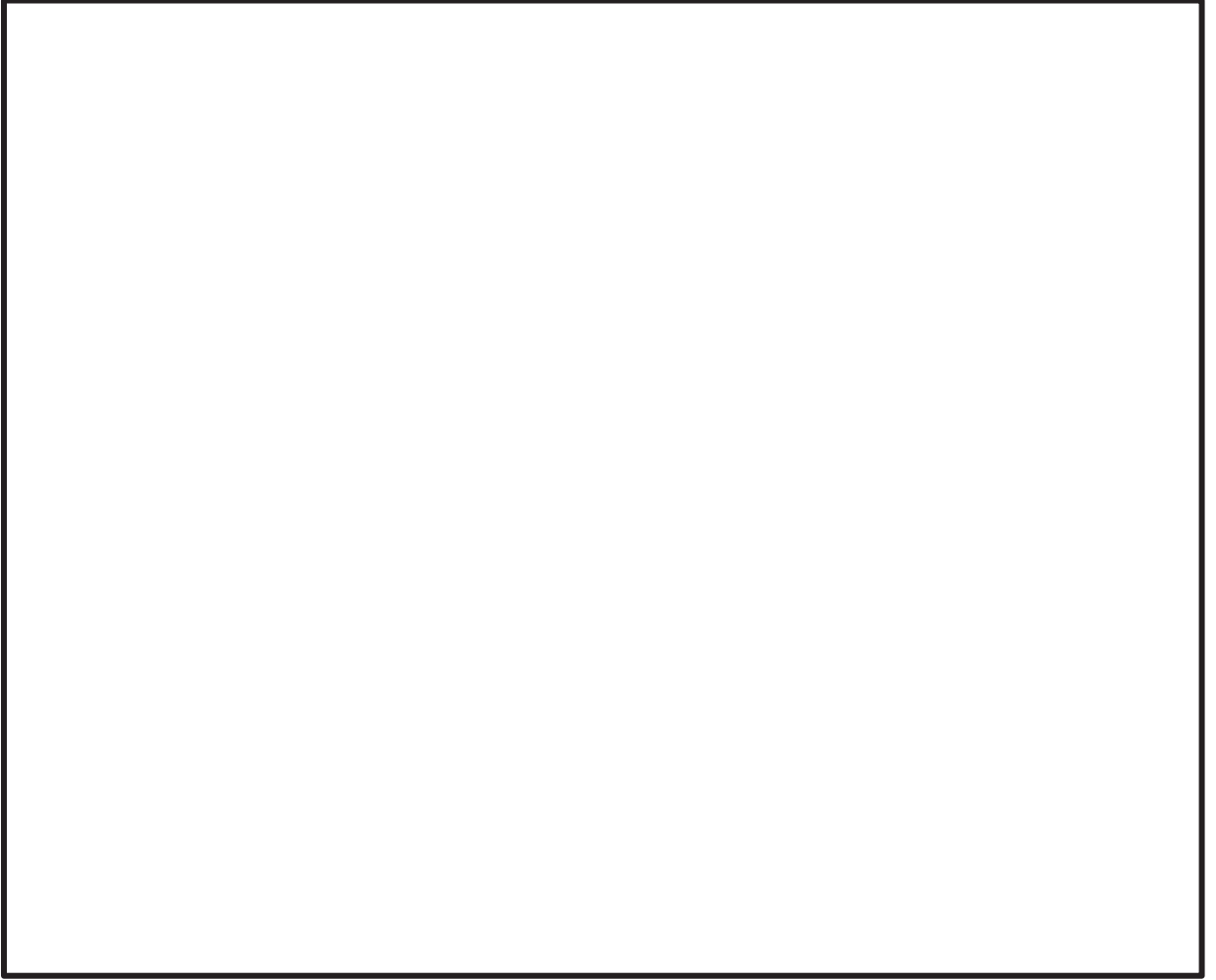
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



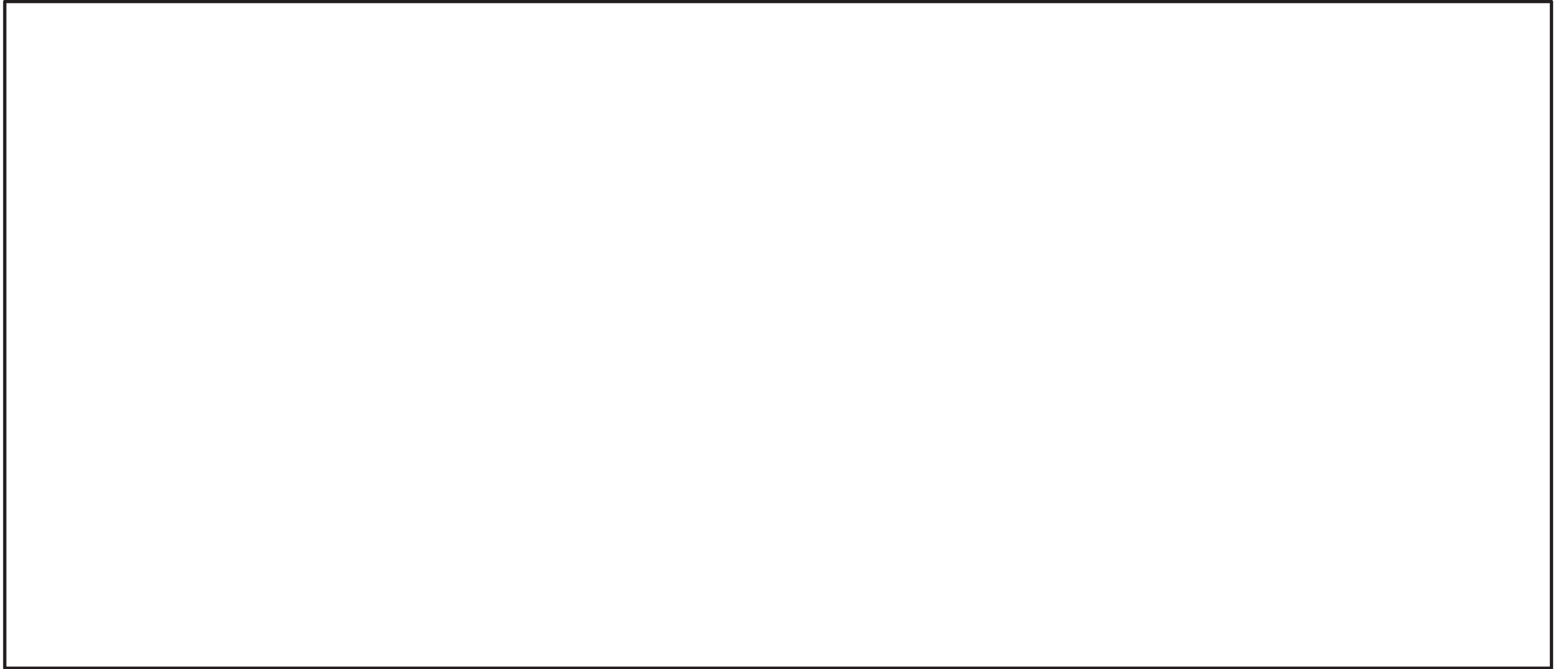
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



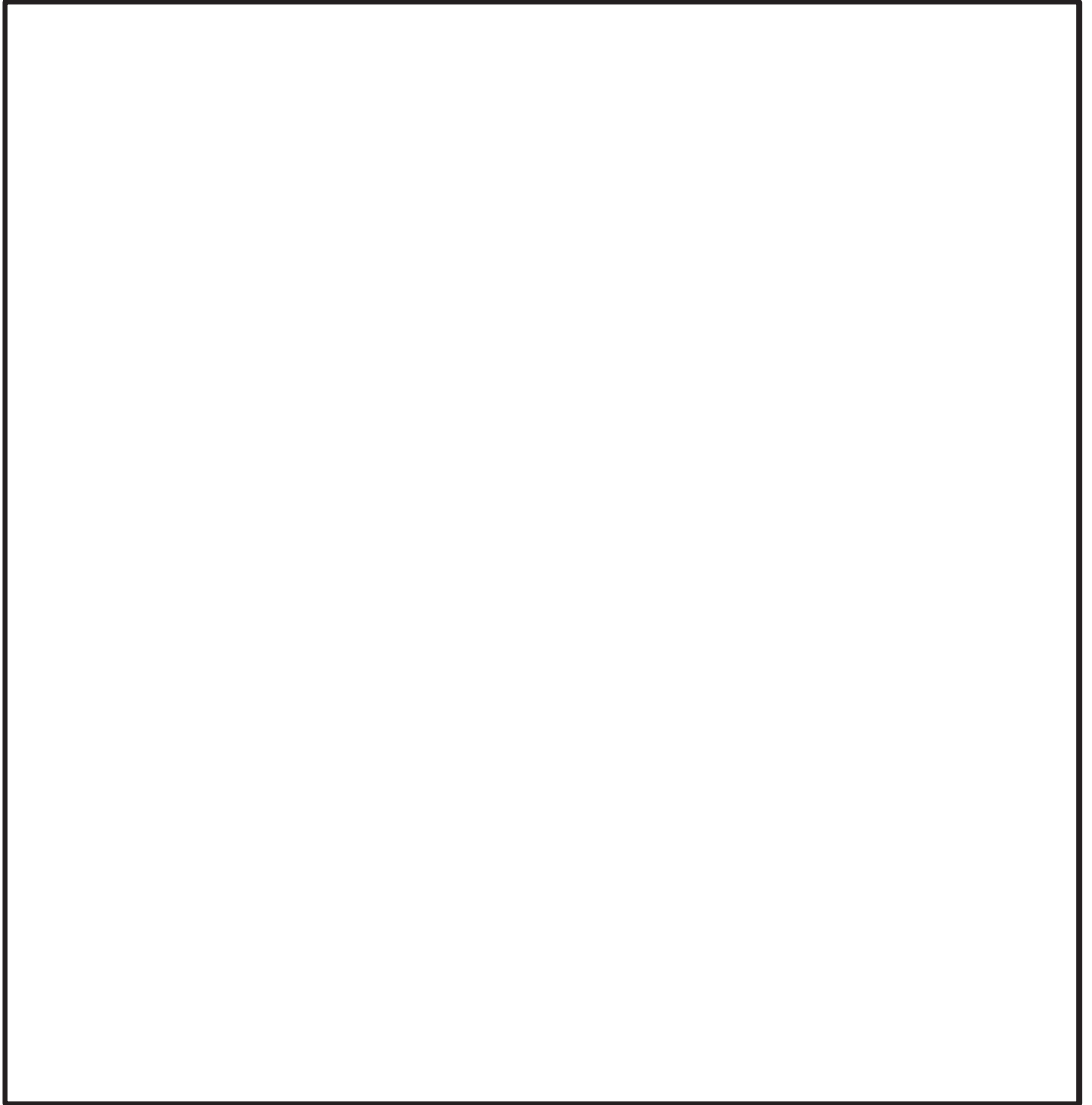
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



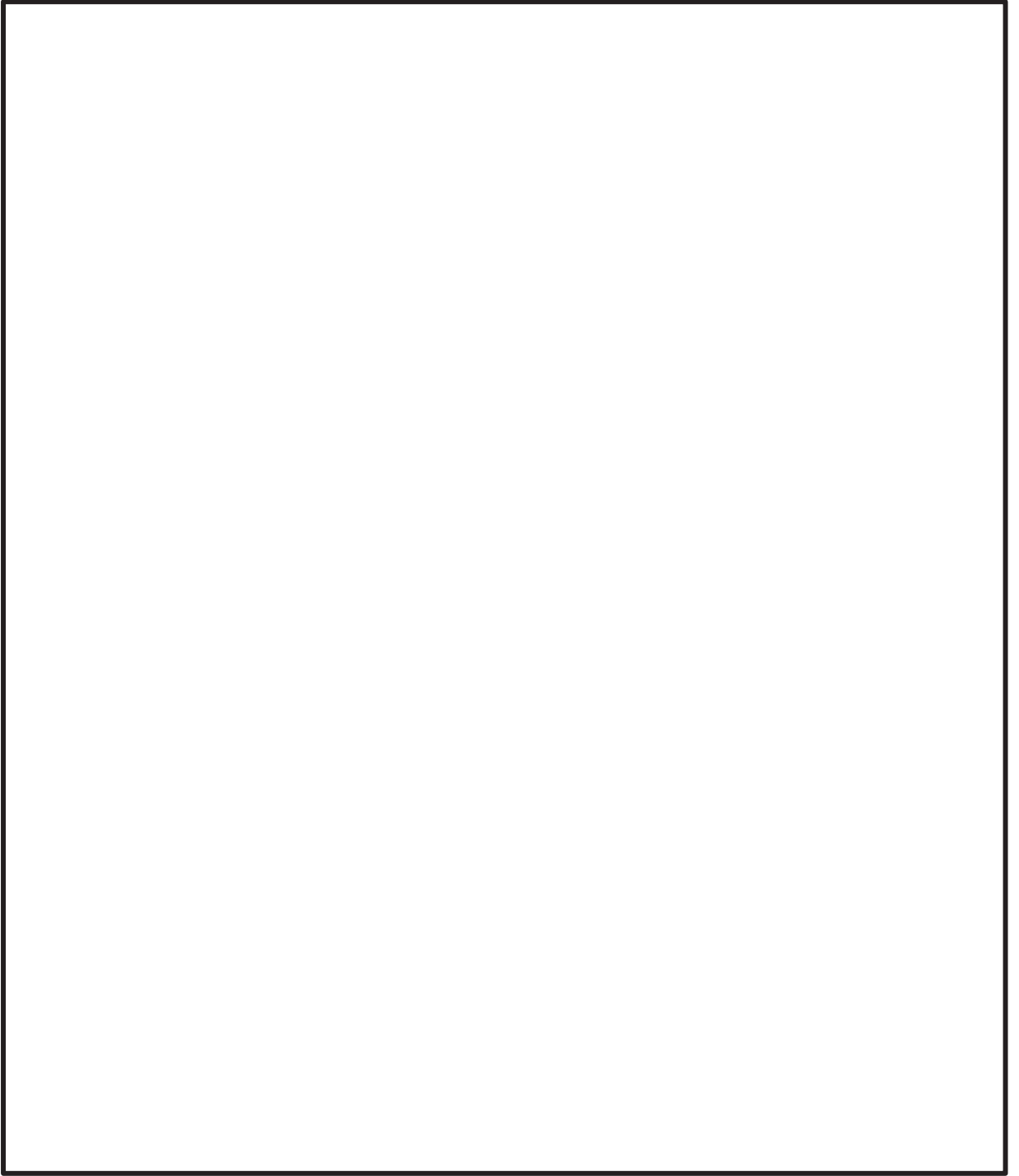
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



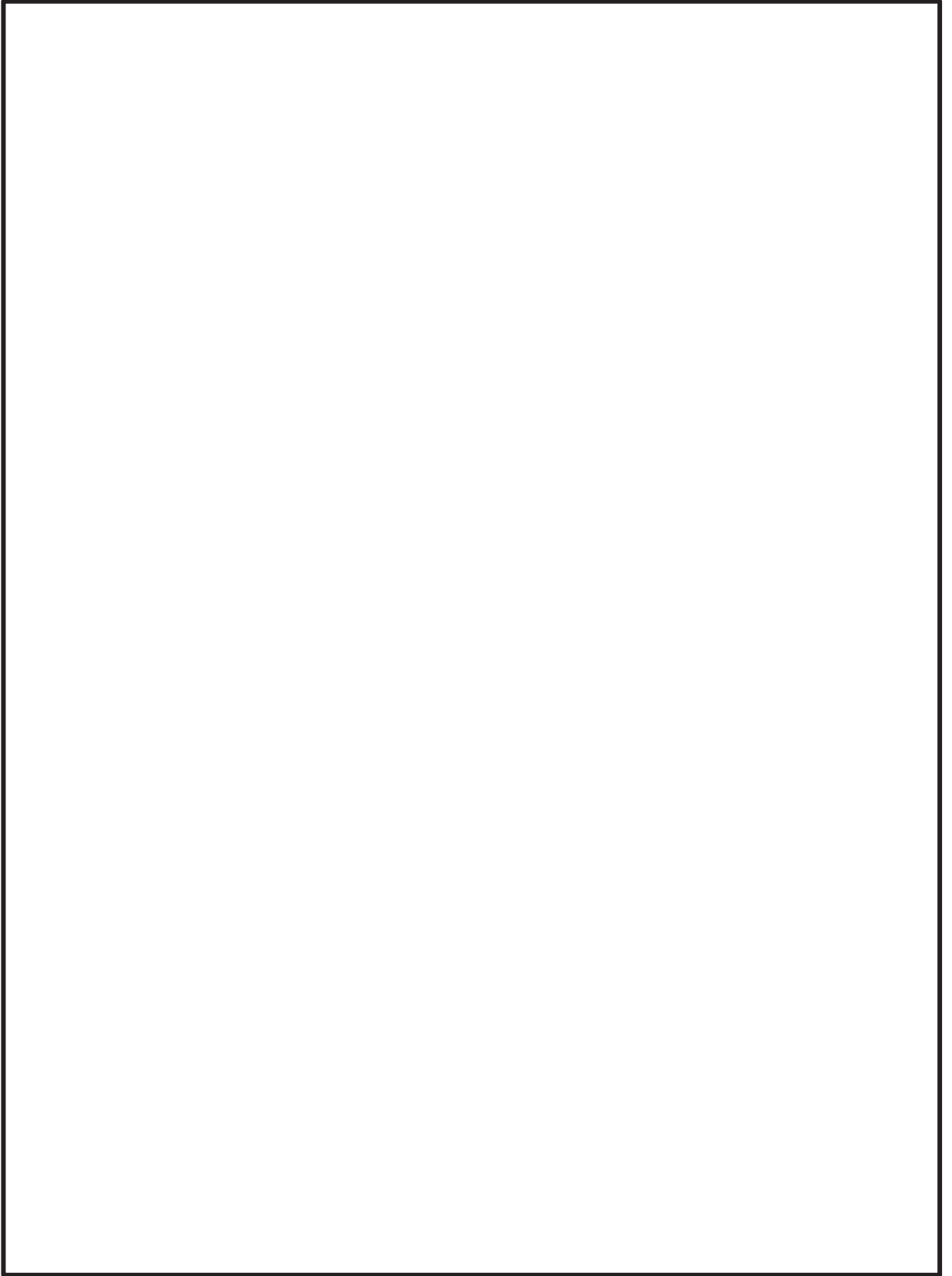
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



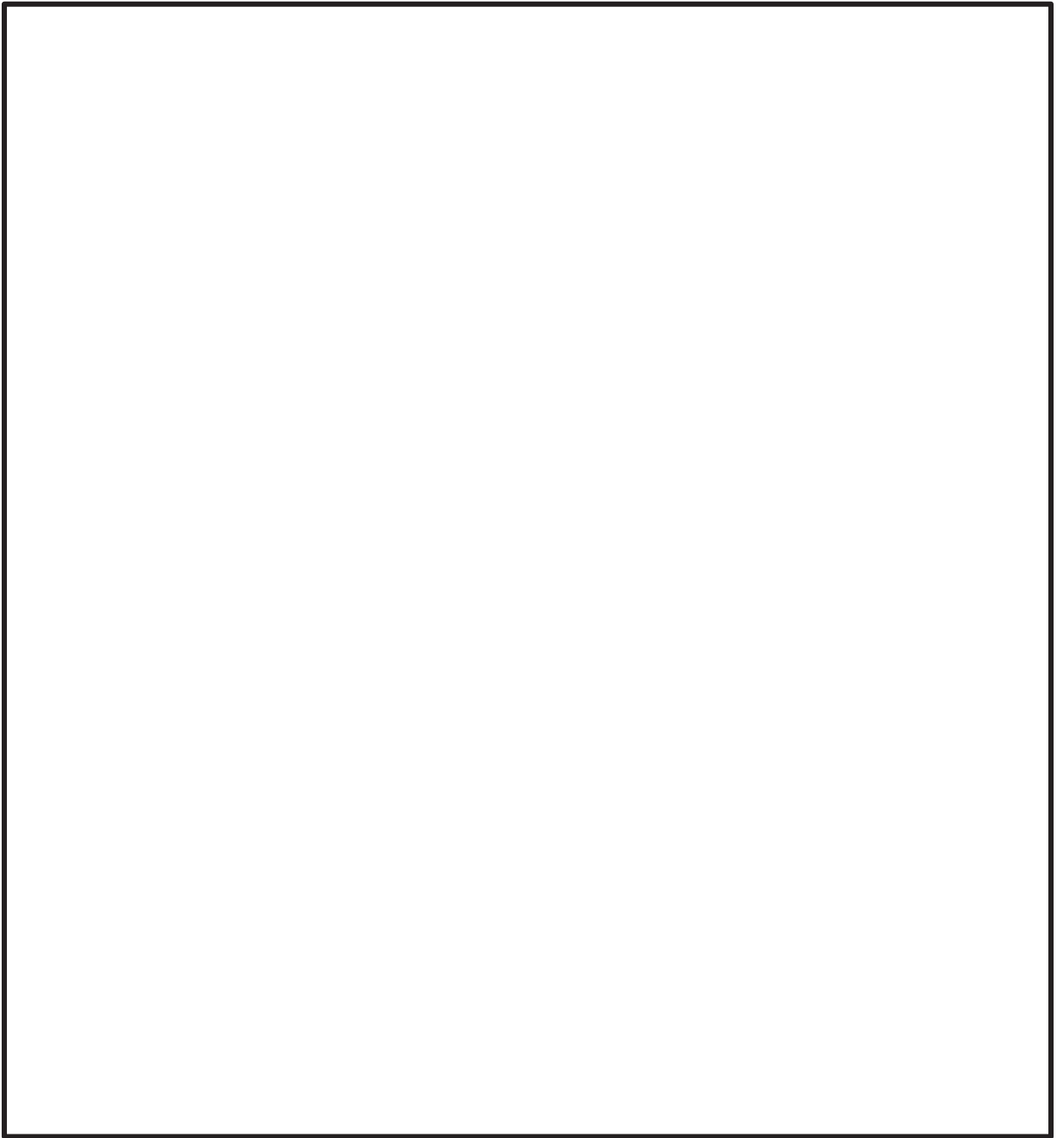
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



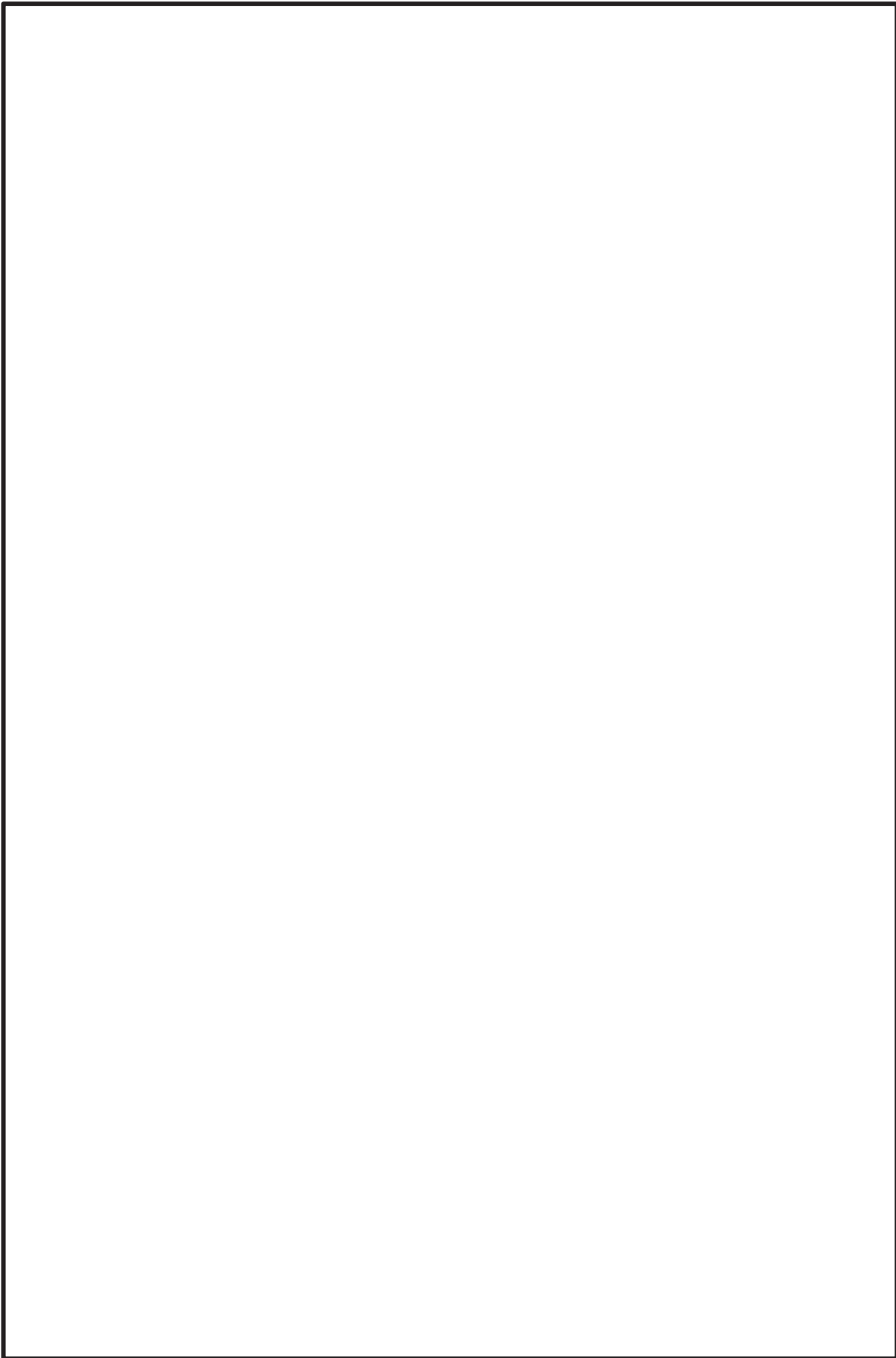
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



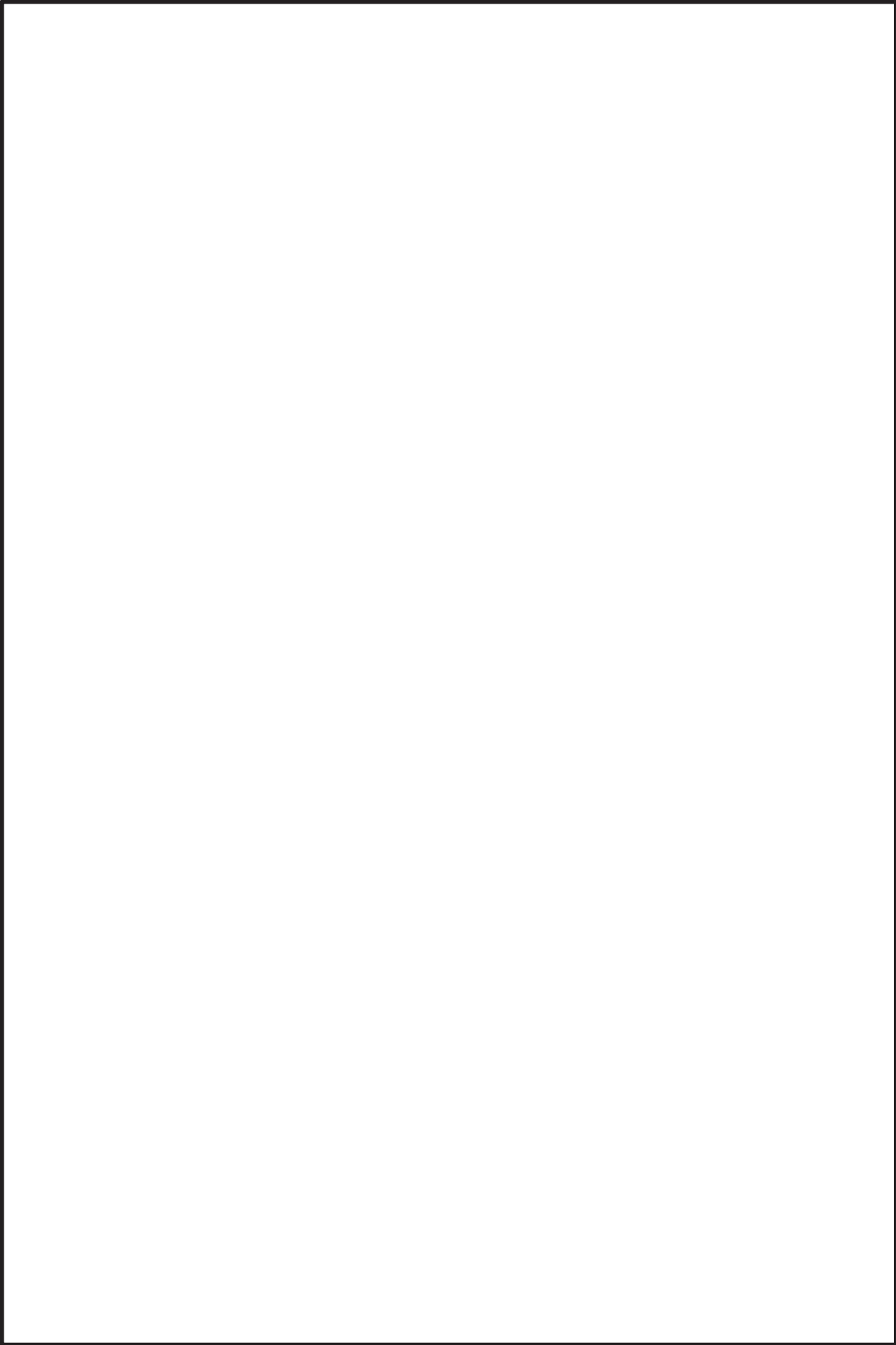
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



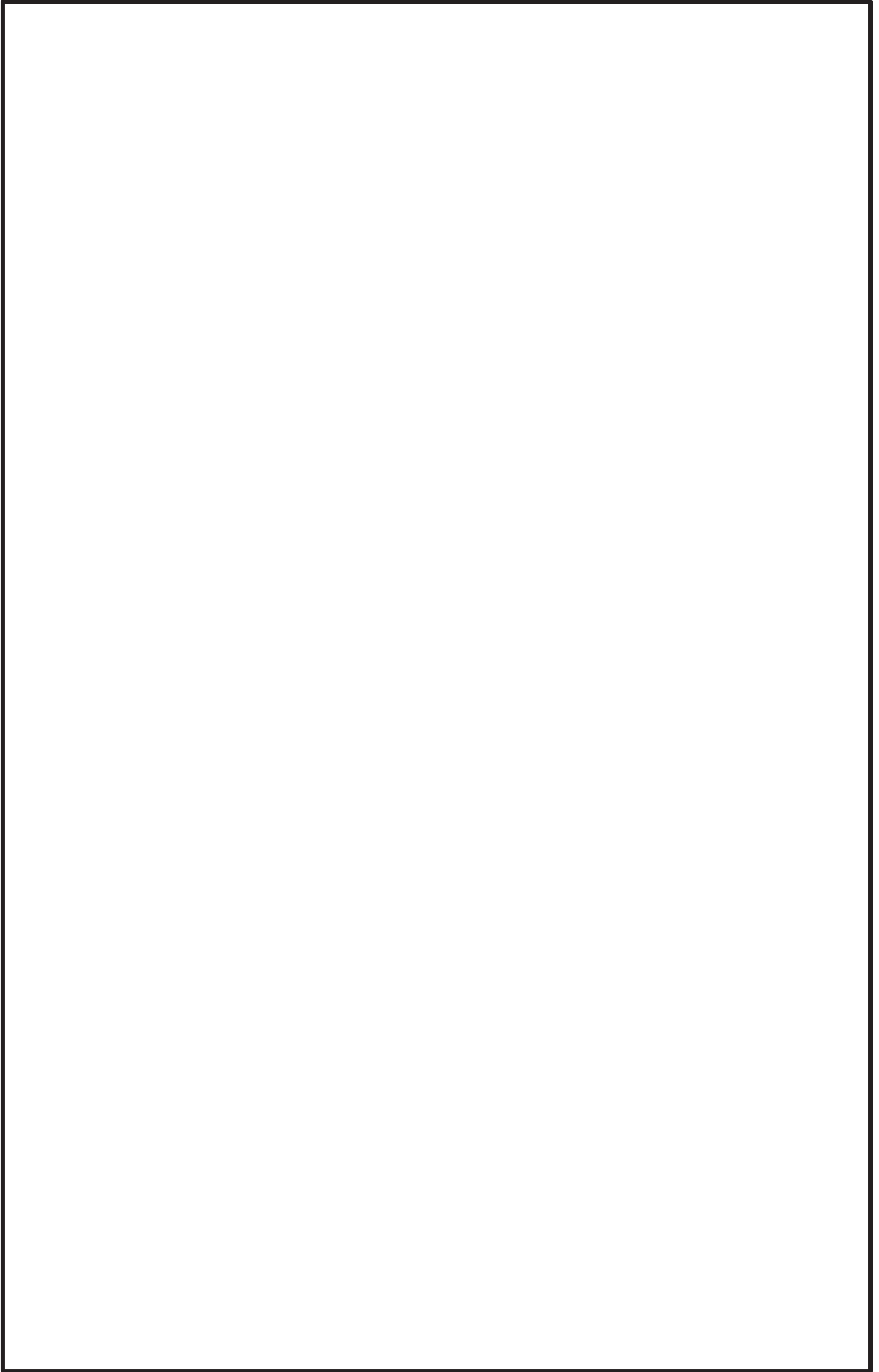
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



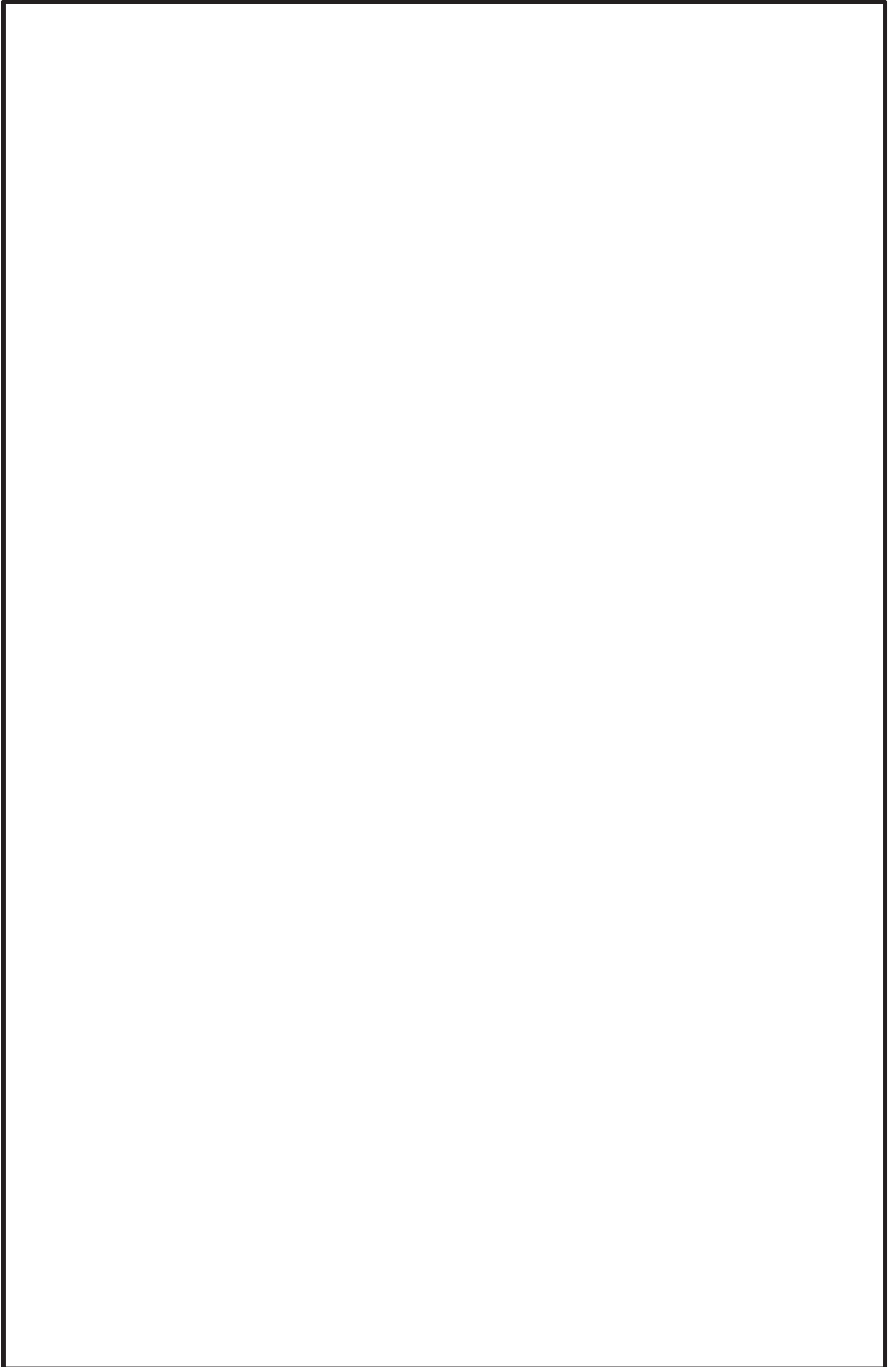
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



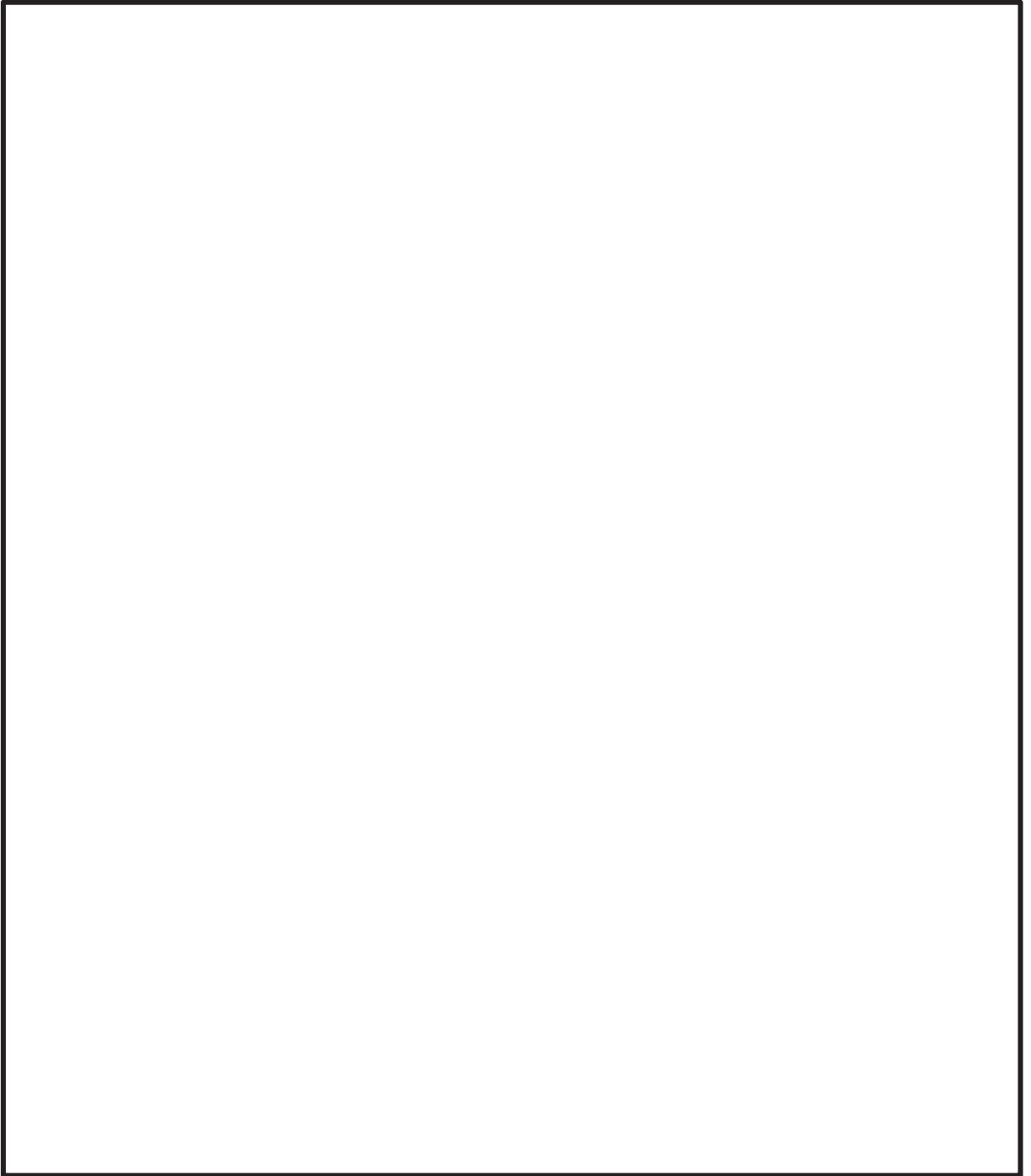
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5. JNES 研究の知見を踏まえた電共研の妥当性確認

5.1 JNES 研究の試験方法

JNES 研究におけるメカニカルスナップの耐力評価手法の構築に係る検討では、想定される損傷モード等を踏まえた試験対象型式選定や試験項目設定等を行ったうえで耐震機能限界試験を実施し、得られた試験結果に基づき耐力評価手法の構築の検討を行っている。こうした一連の検討プロセスは電共研のメカニカルスナップの限界耐力評価法に係る検討と同様である。(別紙 4 参照)

JNES 研究における振動応答試験と、電共研における振動試験の試験条件の比較を表 4-23 に示す。どちらの試験も、加振後に低速走行試験を実施し、機能維持確認として低速走行時抵抗力を測定している。

表 4-23 に示すとおり、試験条件のうち加振波は、地震波を用いたケースを除き、JNES 研究と電共研で同じ正弦波である。振動数は JNES 研究よりも電共研の方が高いが、加振はどちらの試験も発生荷重を基準とした変位制御で行っているため、振動数の違いによる影響は小さいと考えられる。また、加振時間は電共研の方が短い、加振回数はどちらも 100 回程度と同等である。荷重条件は、どちらも定格荷重×1.5 を上回る荷重(損傷したと判断されるまで)となっており同等である。よって、電共研の振動試験の試験条件は、JNES 研究の振動応答試験の試験条件と同等と考えられる。

また、電共研と JNES 研究において試験体として選定したメカニカルスナップの仕様の比較を表 4-24 に示す。

5.2 JNES 研究の試験結果

電共研における耐力確認荷重及び限界耐力値と JNES 研究における耐力確認荷重及び耐力値との比較を表 4-25 に示す。なお JNES 研究の耐力値は、JNES にて振動応答試験を実施するにあたり、過去の知見を収集し、型式ごとに構造部材と機能部品の耐力値を算定した最小値である(添付-1 参照)。また、耐力確認荷重及び耐力値の定義は電共研と JNES 研究で同様である。

表 4-25 に示すとおり、メカニカルスナップが損傷に至るまで加振できなかった型式を除き、JNES 研究における耐力値は電共研の限界耐力値と同等であり、JNES 研究の耐力確認荷重は JNES 研究の耐力値よりも大きいのと同時に電共研の限界耐力値よりも大きい。なお、表中の電共研及び JNES 研究の最小裕度部品は、各部品の耐力評価により裕度が最小となった部品を表しているが、耐力評価に使用する計算式の考え方が両方で異なっている(例えば、表 4-24 の注記*2 に記載したボールネジの断面積など、JNES 研究では計算を簡略化している場合がある)ため、電共研と JNES 試験との最小裕度部品も異なっている。また、NMB 型は各部品が型式ごとで相似形に近い最小部品が同じとなっているが、SMS 型は製作性などを考慮して違う型式で同じ部品を使用しているものがあるため、型式ごとの最小裕度部品が異なっている。

以上より，JNES 研究の試験結果を含めた知見と比較しても，電共研の限界耐力値を含めたメカニカルスナッパの限界耐力評価法に係る検討及びその知見は妥当であると考えられる。

表 4-23 電共研と JNES 研究の試験条件の比較

	電共研 振動試験	JNES 振動応答試験
加振波	正弦波	
振動数	9Hz	
加振時間	10 sec 程度	
荷重	荷重を段階的に増加 (損傷したと判断されるまで)	
計測項目	動剛性，低速走行時抵抗力	
加振開始位置	ストローク 1/2 (中央)	

表 4-24 メカニカルスナッパ試験体仕様の比較

試験種類	電共研		JNES 研究	
	容量	試験体 No	容量	試験体 No
振動試験	SMS-03	SMS-03-1		
	SMS-1	SMS-1-1		
	SMS-3	SMS-3-1		
		SMS-3-2		
		SMS-3-3		
	SMS-6	SMS-6-1		
	SMS-10	SMS-10-1		
	NMB-003	NMB-5-3		
	NMB-030	NMB-5-4		
	-	-		
-	-			
-	-			
座屈試験	SMS-03	-		

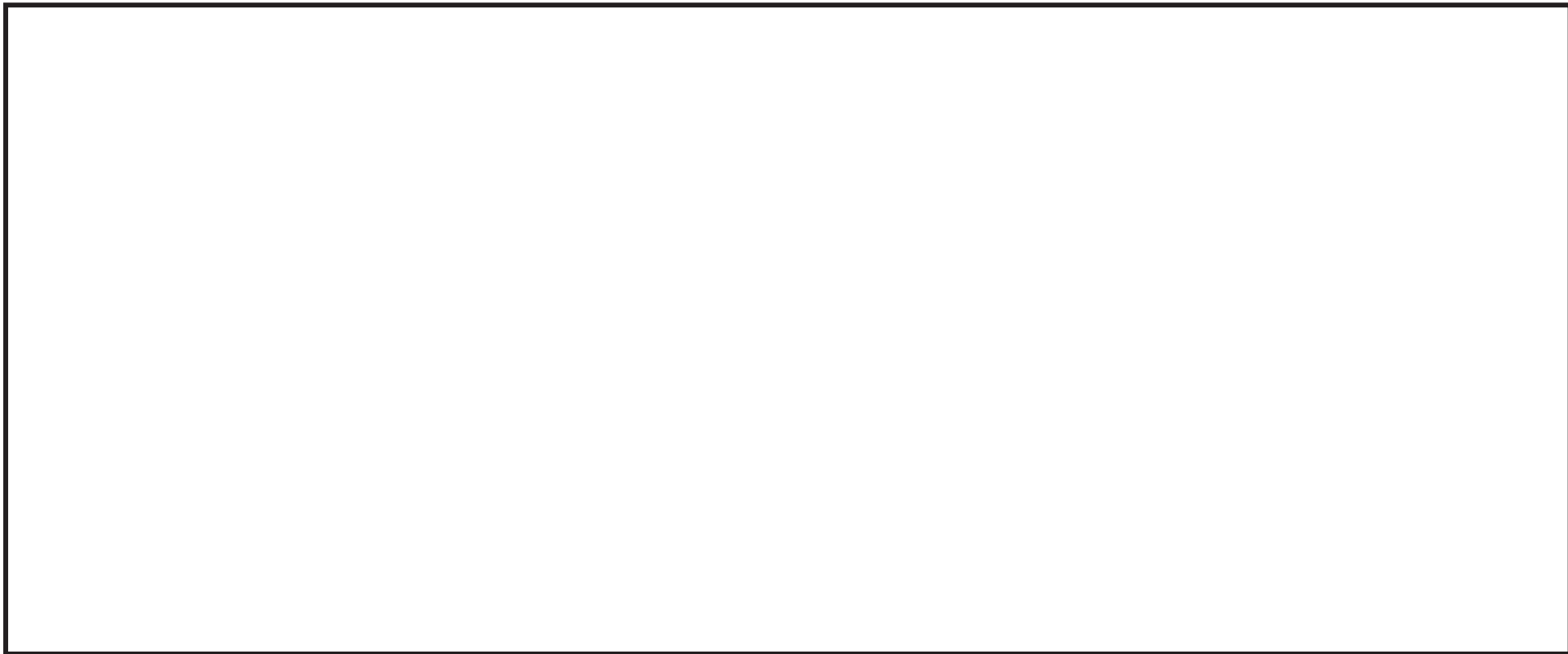
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-25 電共研の限界耐力値と JNES 研究における耐力値および耐力確認荷重との比較 (1/2)

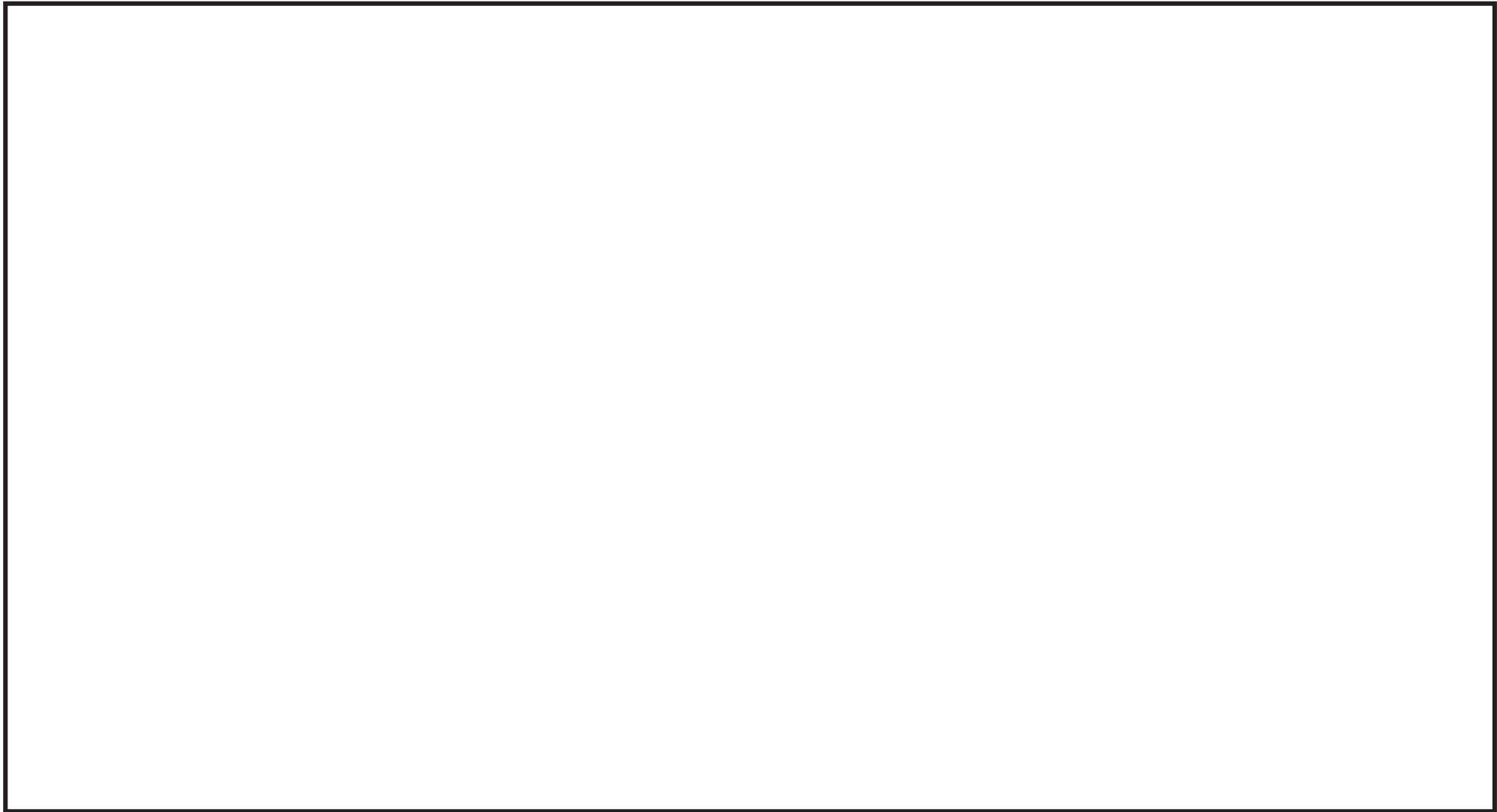
型式	定格容量 [kN]	電共研				JNES 研究				JNES 耐力確認荷重 / 電共研限界耐力値 (C/B)	JNES 耐力値 / 電共研限界耐力値 (D/B)
		耐力確認荷重*1 [kN] (A)	限界耐力値*1 [kN] (B)	最小裕度部品	最小裕度部品の分類	耐力確認荷重*1 [kN] (C)	耐力値*1 [kN] (D)	最小裕度部品	最小裕度部品の分類		
SMS-01	1	—	19.0	六角ボルト	構造部材						
SMS-03	3	29.9	18.8	六角ボルト	構造部材						
SMS-06	6	—	16.8	ベアリング押え*3	構造部材						
SMS-1	10	56.2	53.9	コネクティングチューブ	構造部材						
SMS-3	30	94.2	75.3*4	アンギュラー玉軸受*3	機能部品						
SMS-6	60	190.5	170.6	ベアリング押え*3	構造部材						
SMS-7.5	75	—	—	—	—						
SMS-10	100	244.7	224.5	ベアリング押え*3	構造部材						
SMS-16	160	—	344.2	ベアリング押え*3	構造部材						
SMS-25	250	—	490.3	ベアリング押え*3	構造部材						
SMS-40	400	—	941.4	コネクティングチューブ	構造部材						

表 4-25 電共研の限界耐力値と JNES 研究における耐力値および耐力確認荷重との比較 (2/2)

型式	定格容量 [kN]	電共研				JNES 研究				JNES 耐力確認荷重／電共研限界耐力値 (C/B)	JNES 耐力値／電共研限界耐力値 (D/B)
		耐力確認荷重 ^{*1} [kN] (A)	限界耐力値 ^{*1} [kN] (B)	最小裕度部品	最小裕度部品の分類	耐力確認荷重 ^{*1} [kN] (C)	耐力値 ^{*1} [kN] (D)	最小裕度部品	最小裕度部品の分類		
NMB-001	1.6	—	15.9	リアブラケット	構造部材						
NMB-003	3	24.3	15.2	リアブラケット	構造部材						
NMB-006	6.8	—	21.9	リアブラケット	構造部材						
NMB-010	10	—	56.0	リアブラケット	構造部材						
NMB-030	30	130.3	67.4	リアブラケット	構造部材						
NMB-060	60	—	129.4	リアブラケット	構造部材						
NMB-075	75	—	169.7	リアブラケット	構造部材						
NMB-100	100	—	224.7	リアブラケット	構造部材						
NMB-170	170	—	365.4	スリーブ	構造部材						
NMB-250	250	—	514.3	リアブラケット	構造部材						



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

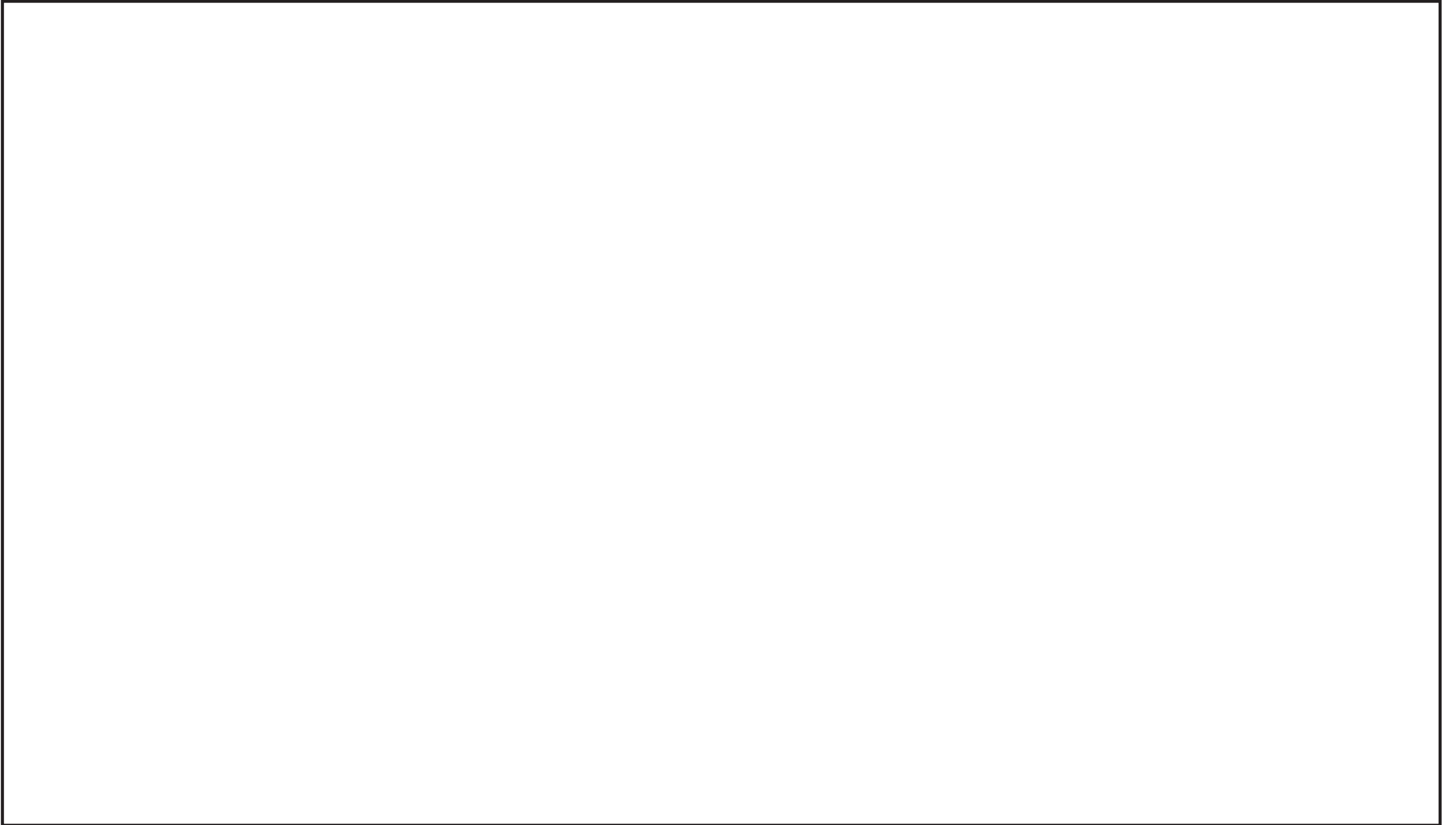


枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

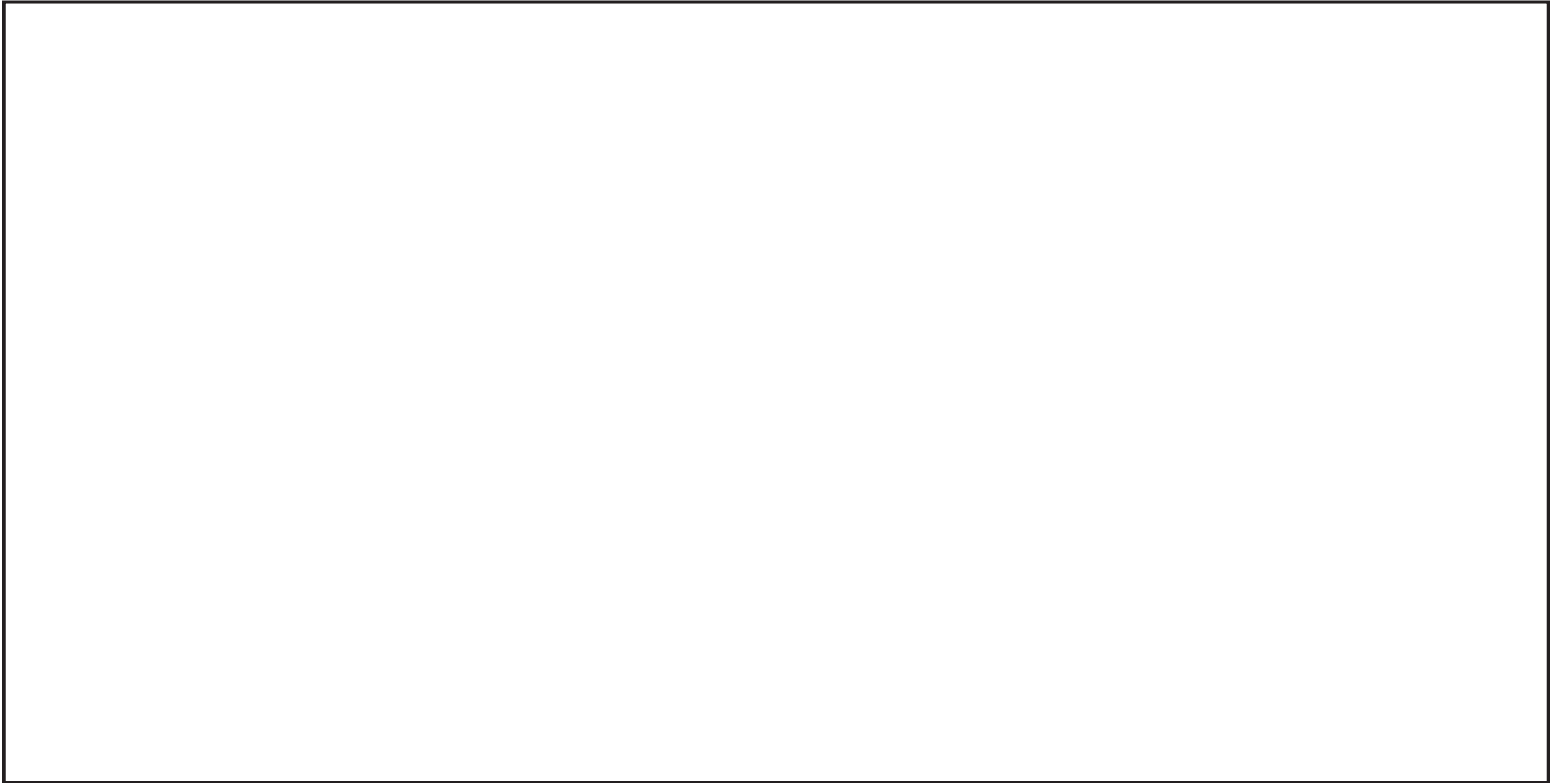
6. まとめ

JNES 研究におけるメカニカルスナッパの耐震機能限界試験を含む耐力評価手法の構築に係る検討の概要をまとめるとともに、その検討プロセスや耐力確認荷重等について、電共研のメカニカルスナッパの限界耐力評価法に係る検討との比較を行った。

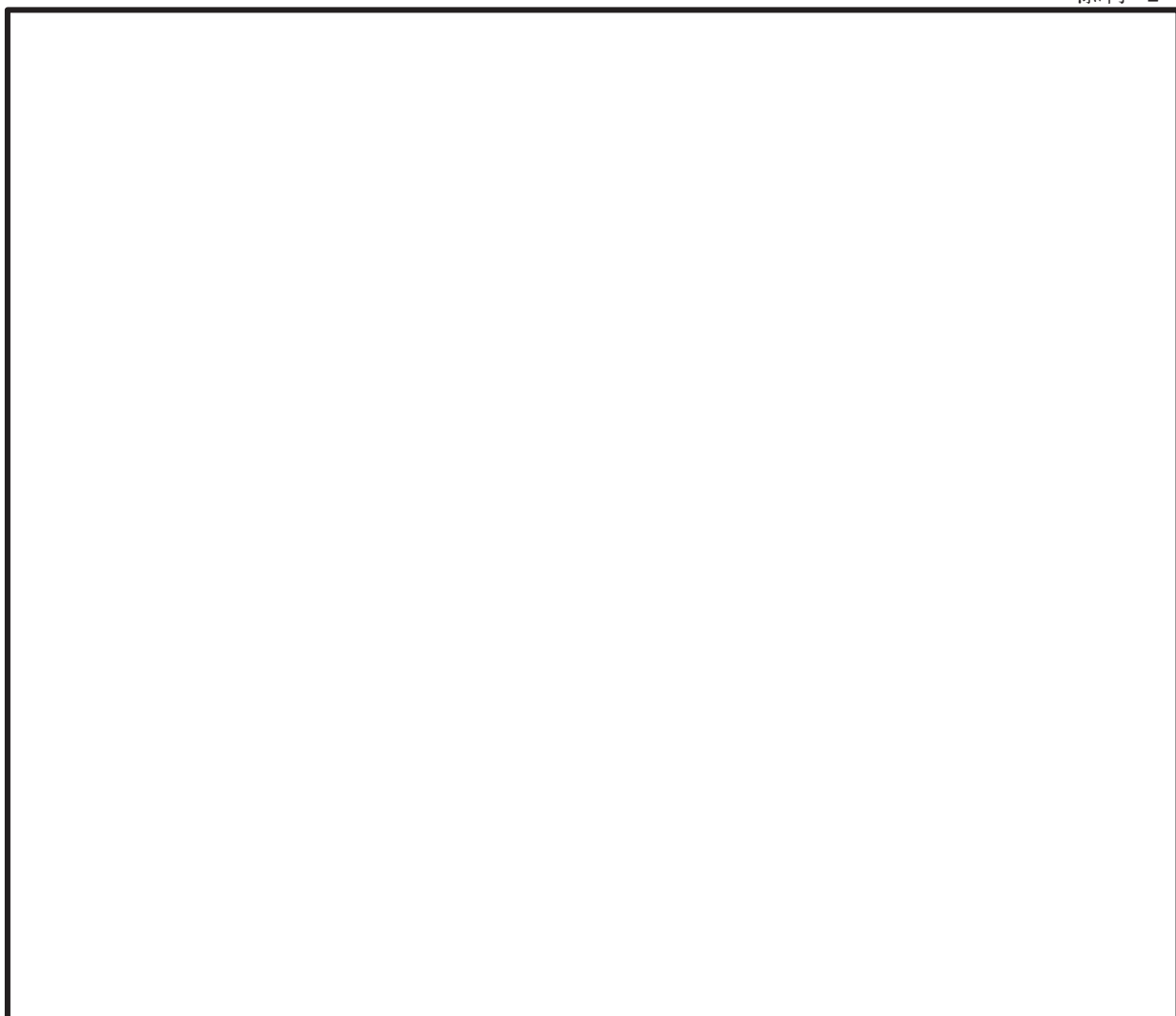
その結果、JNES 研究の知見を考慮しても、電共研の限界耐力値を含めたメカニカルスナッパの限界耐力評価法に係る検討は妥当であることを確認した。



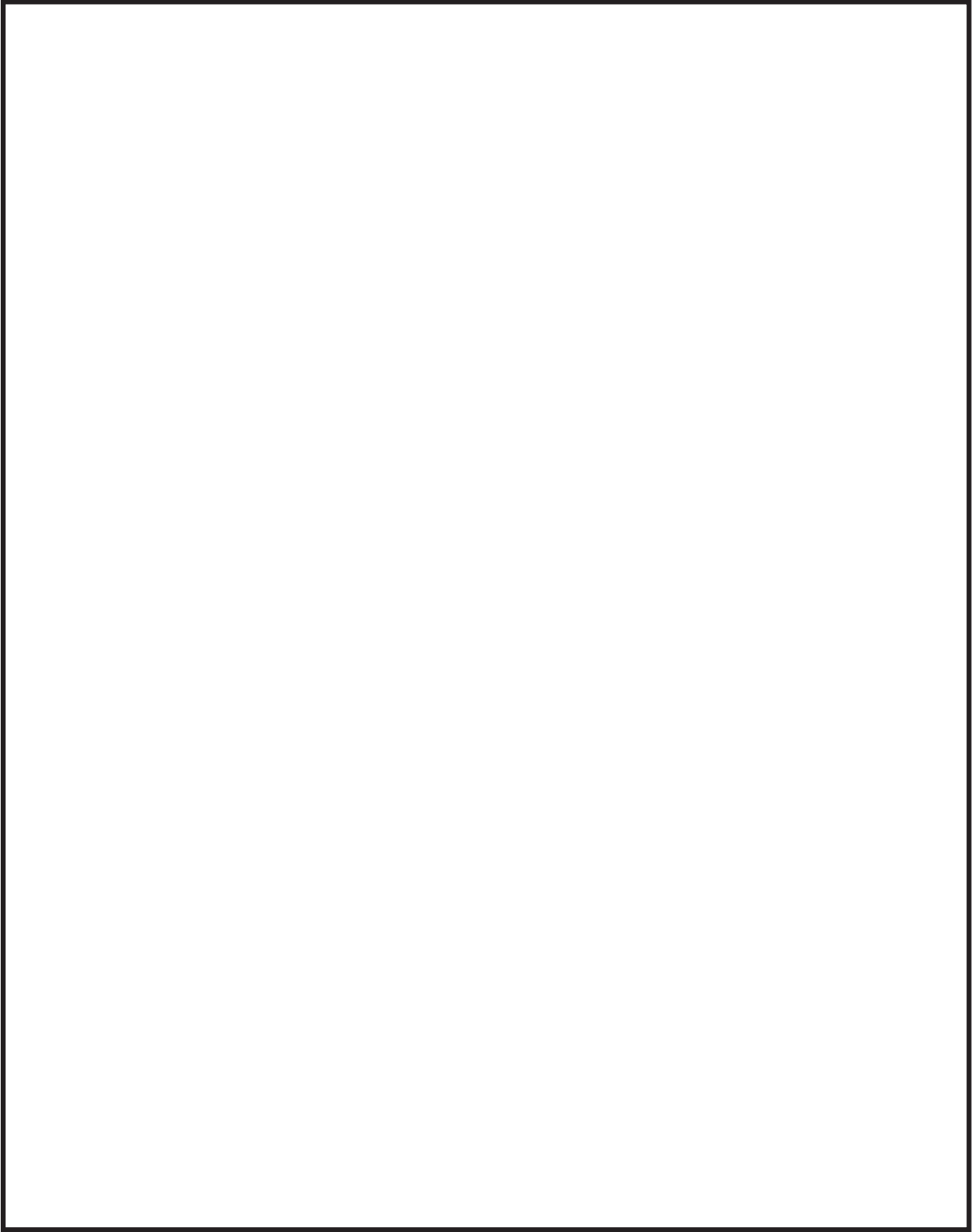
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



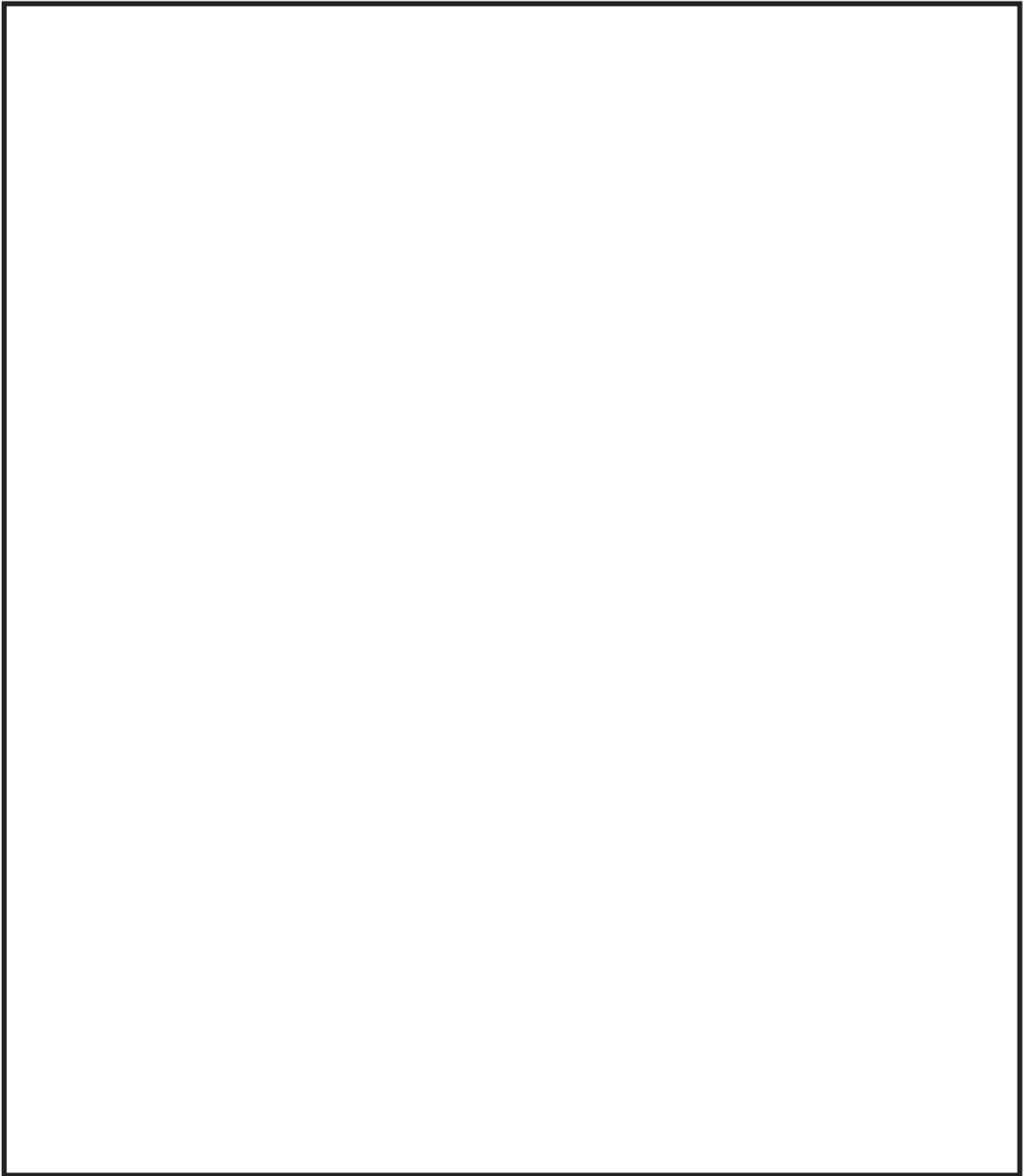
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



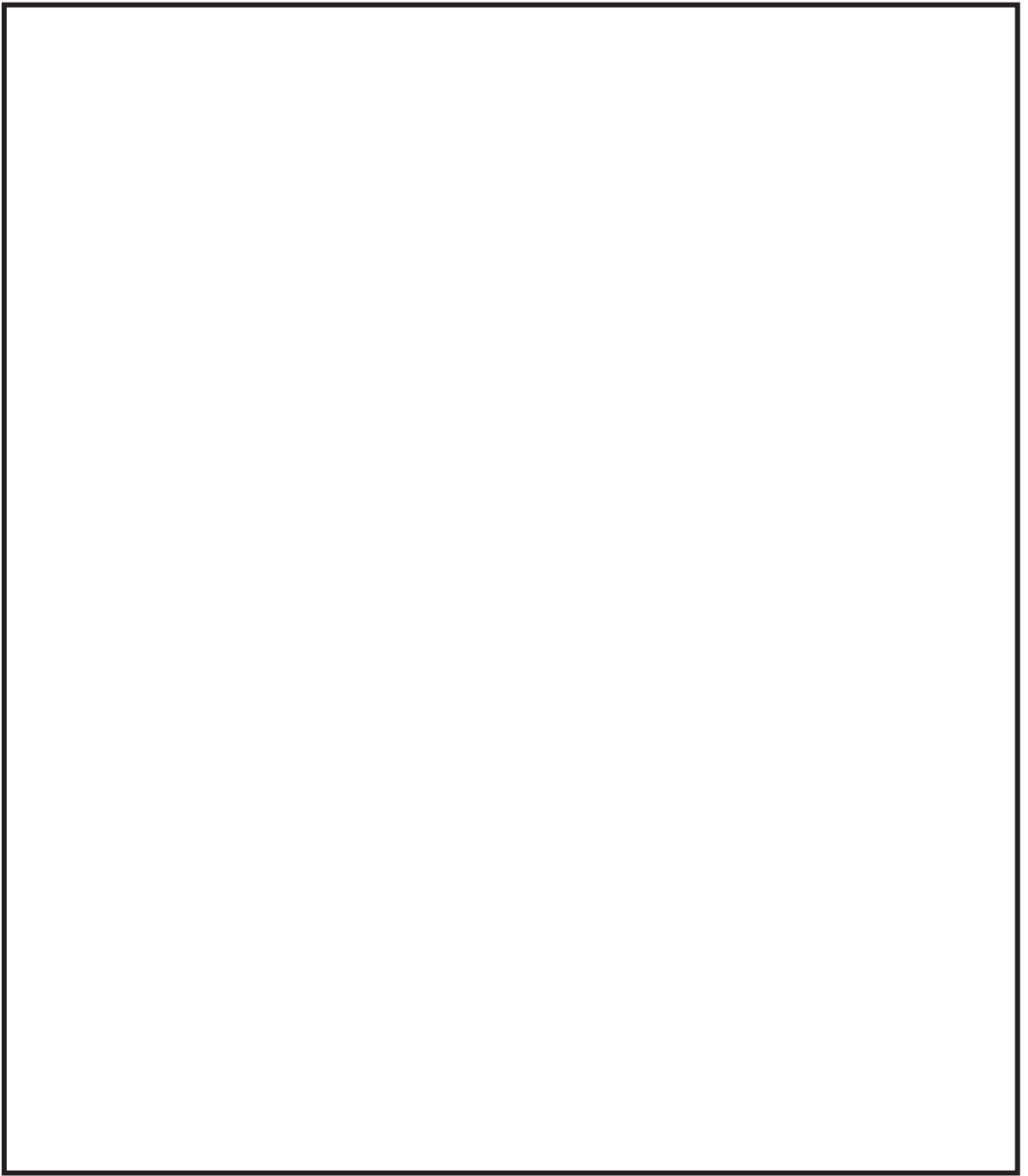
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



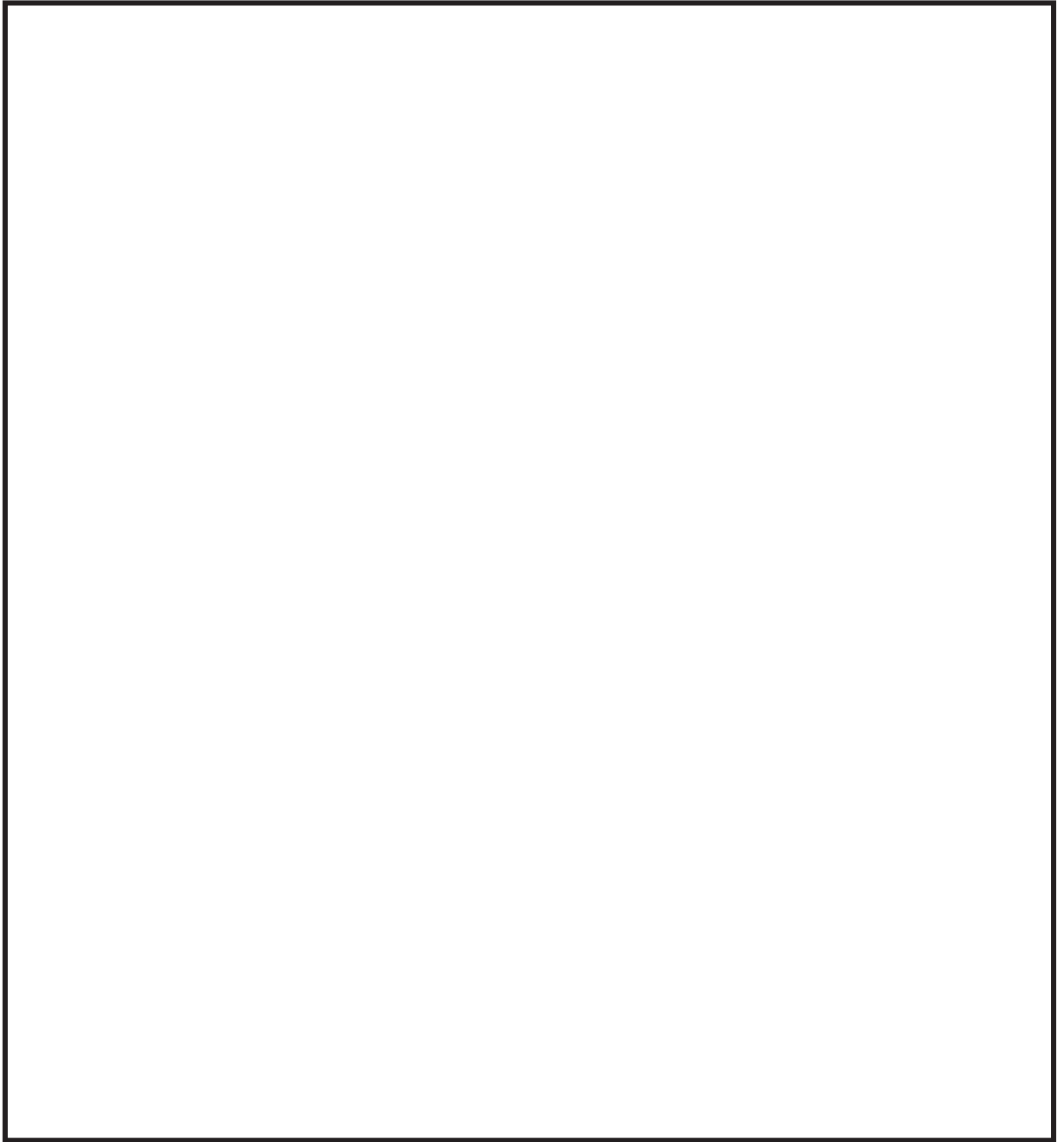
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



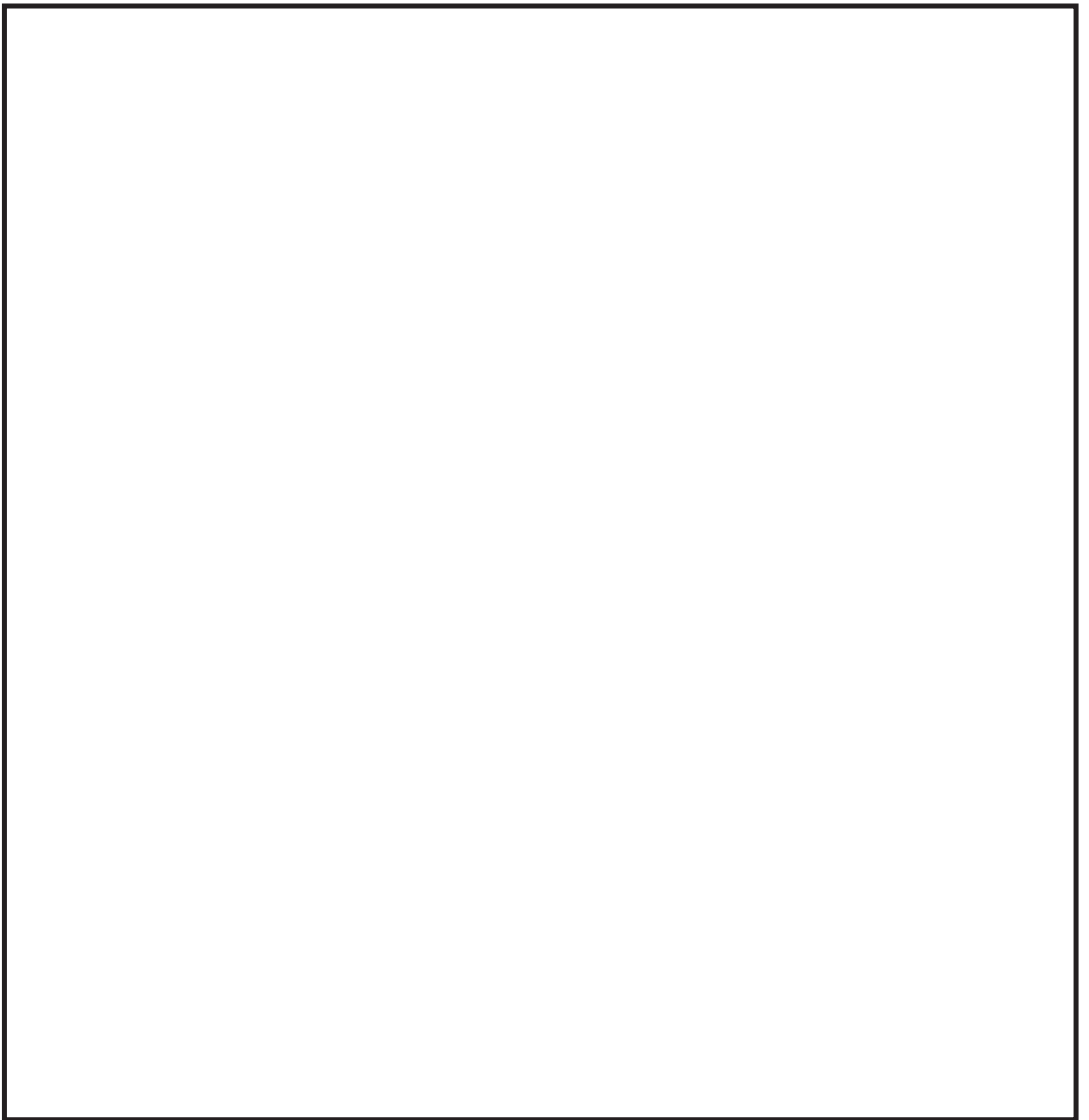
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



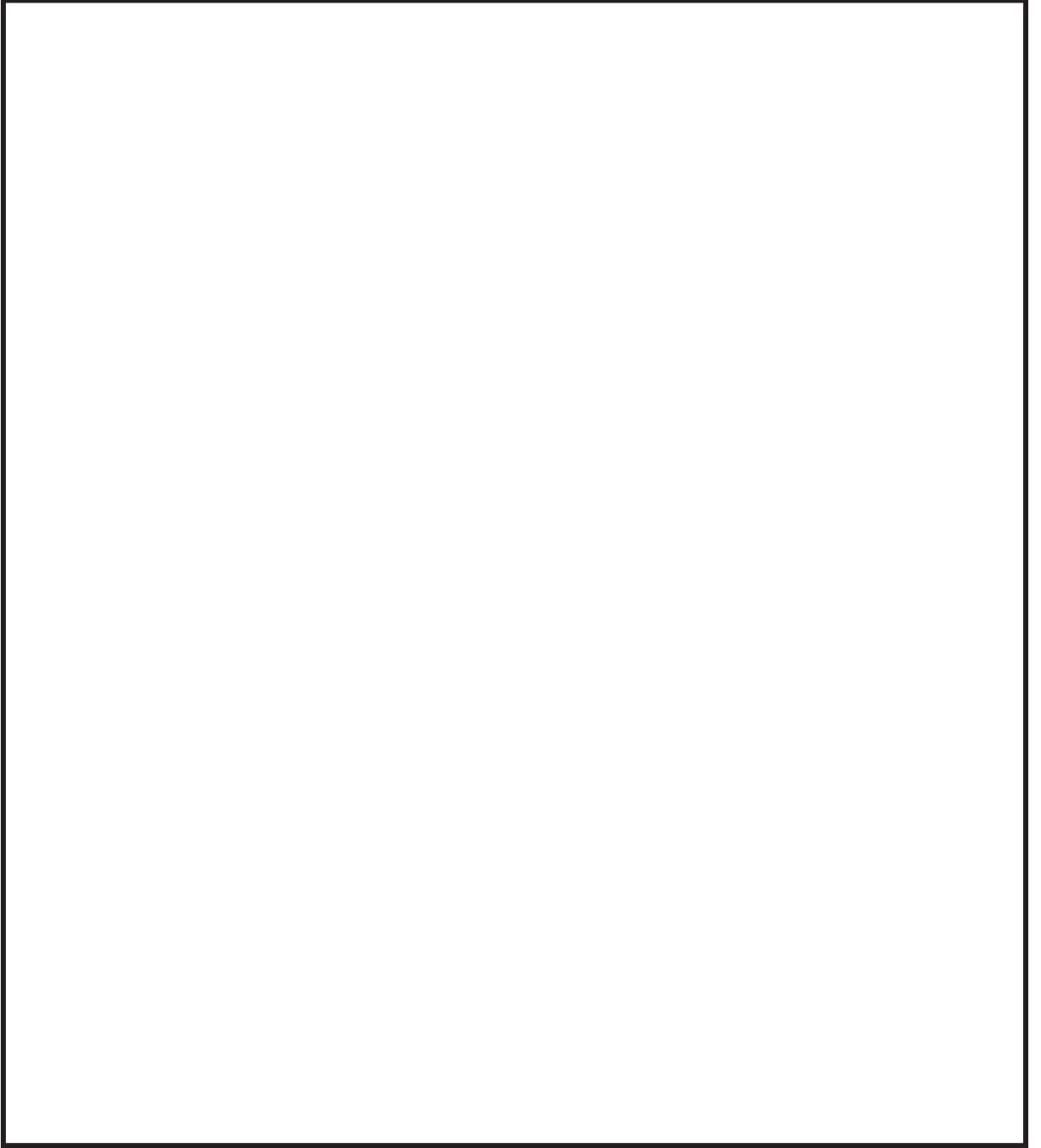
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



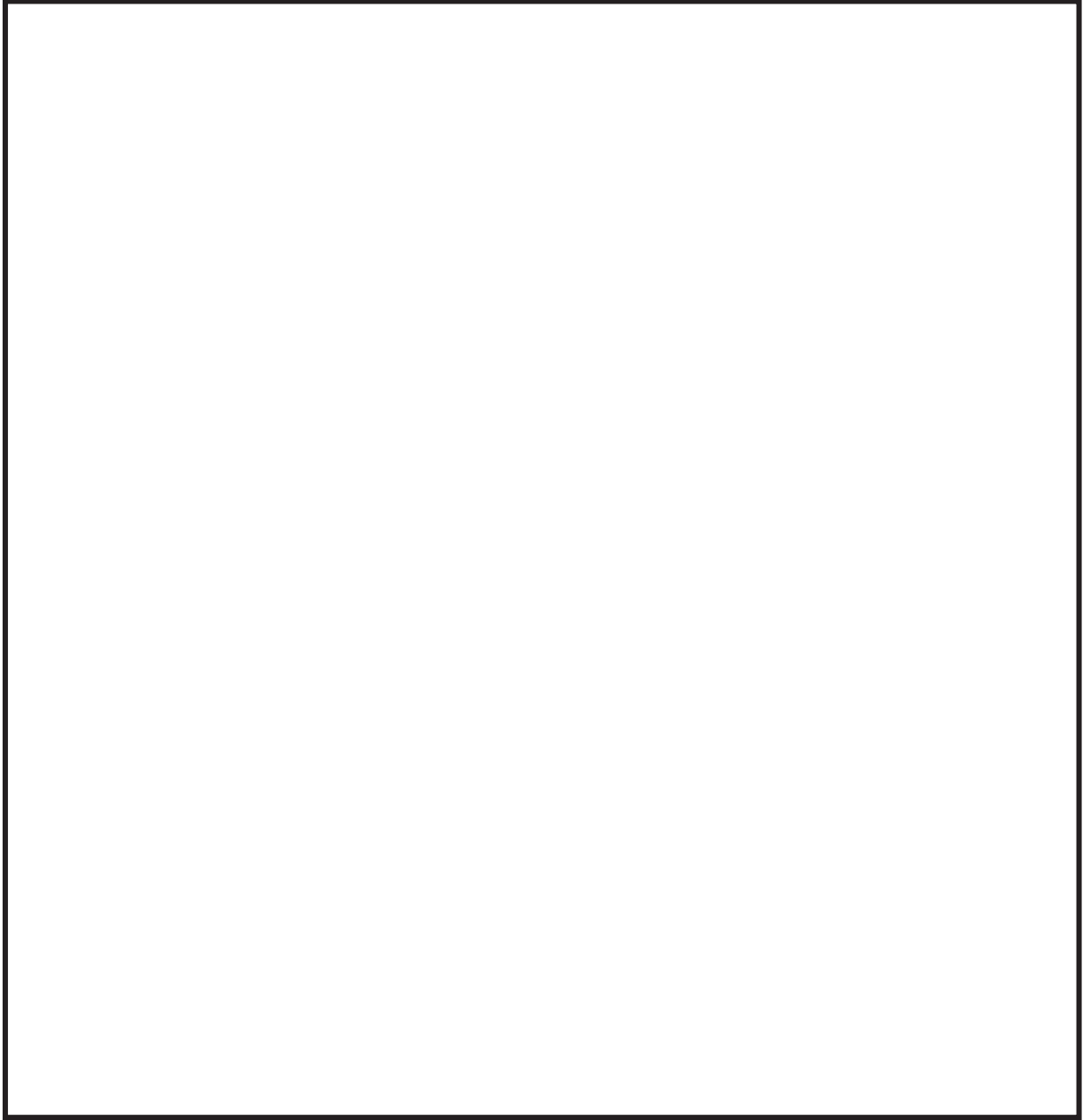
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



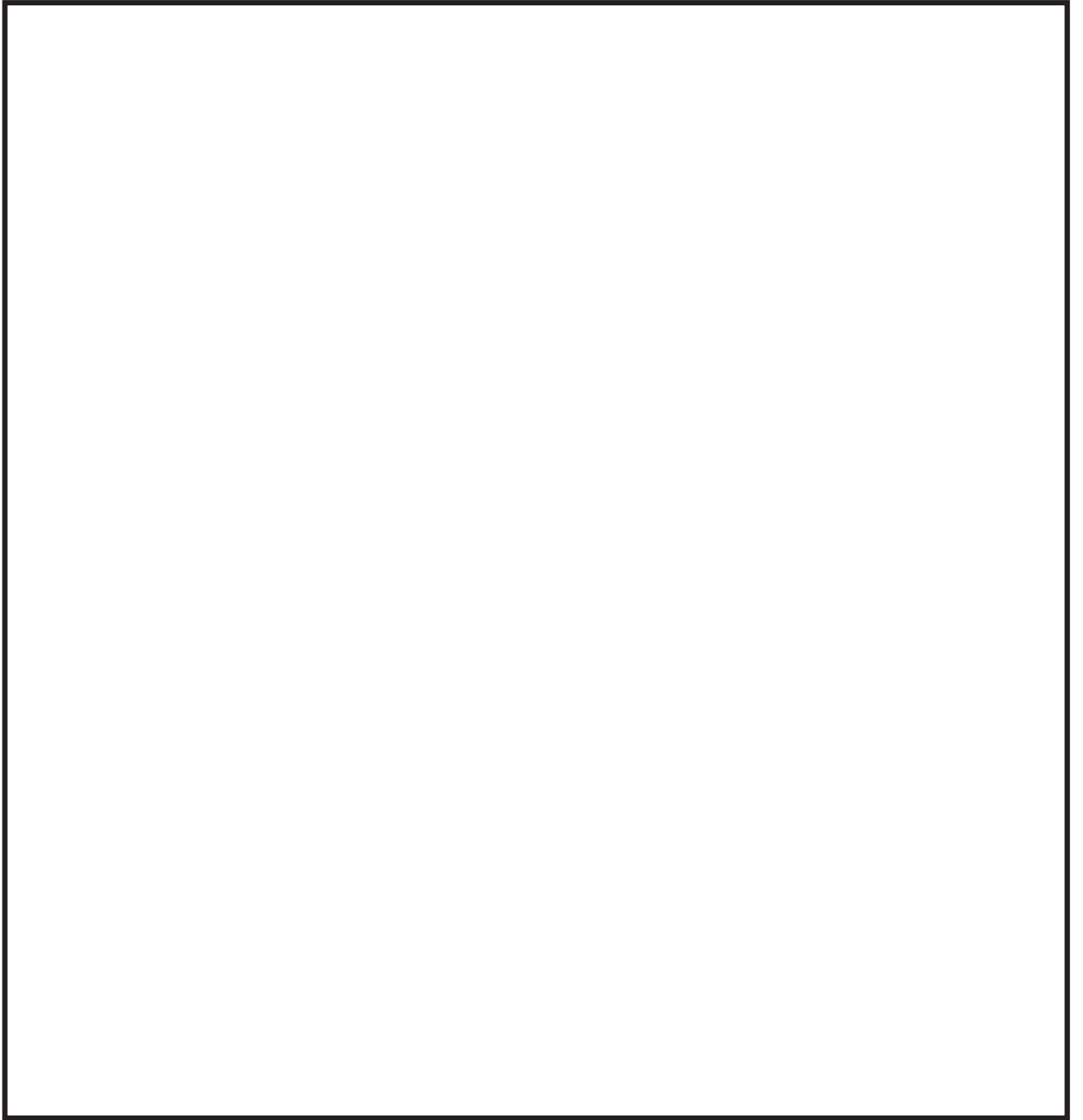
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



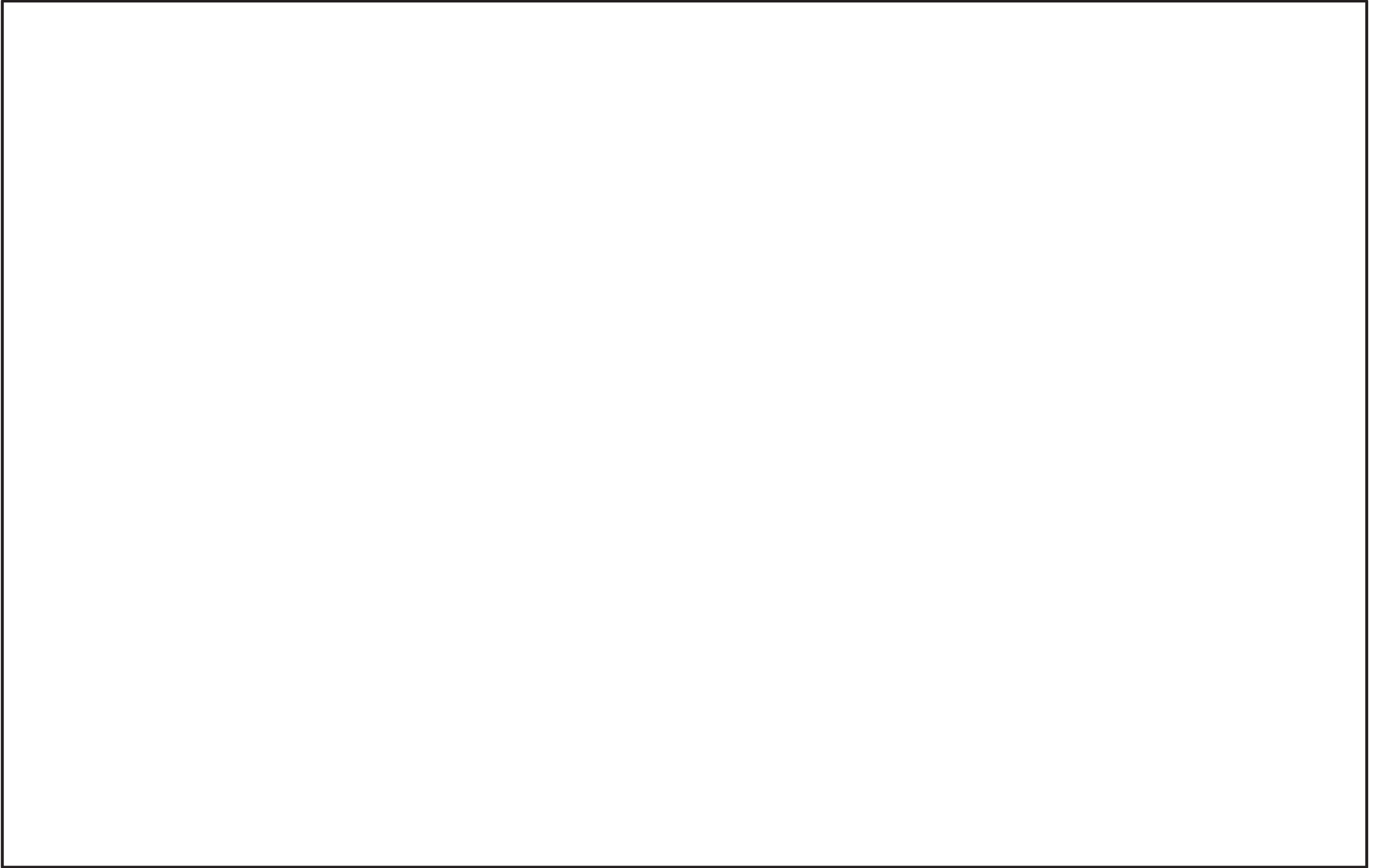
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



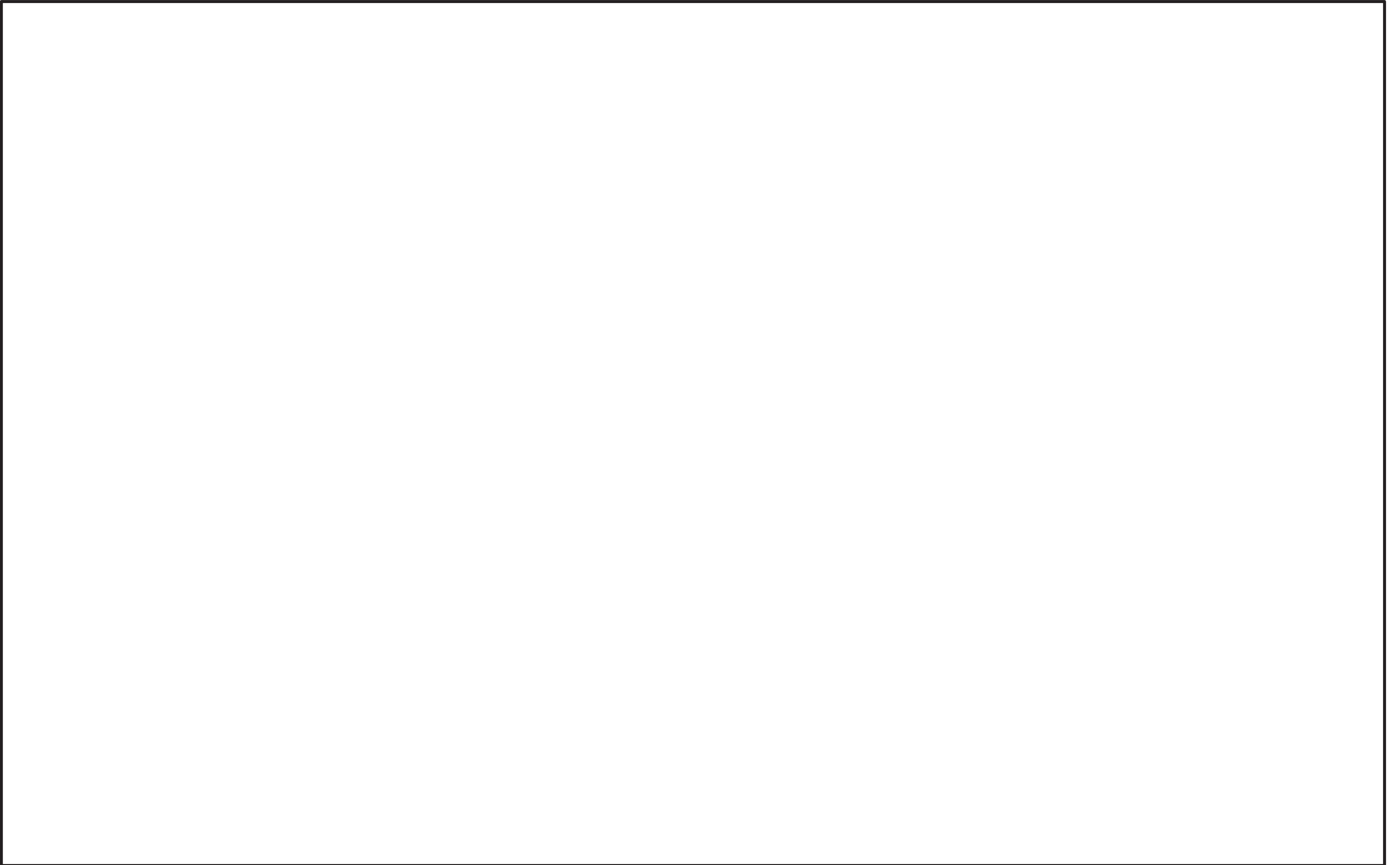
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



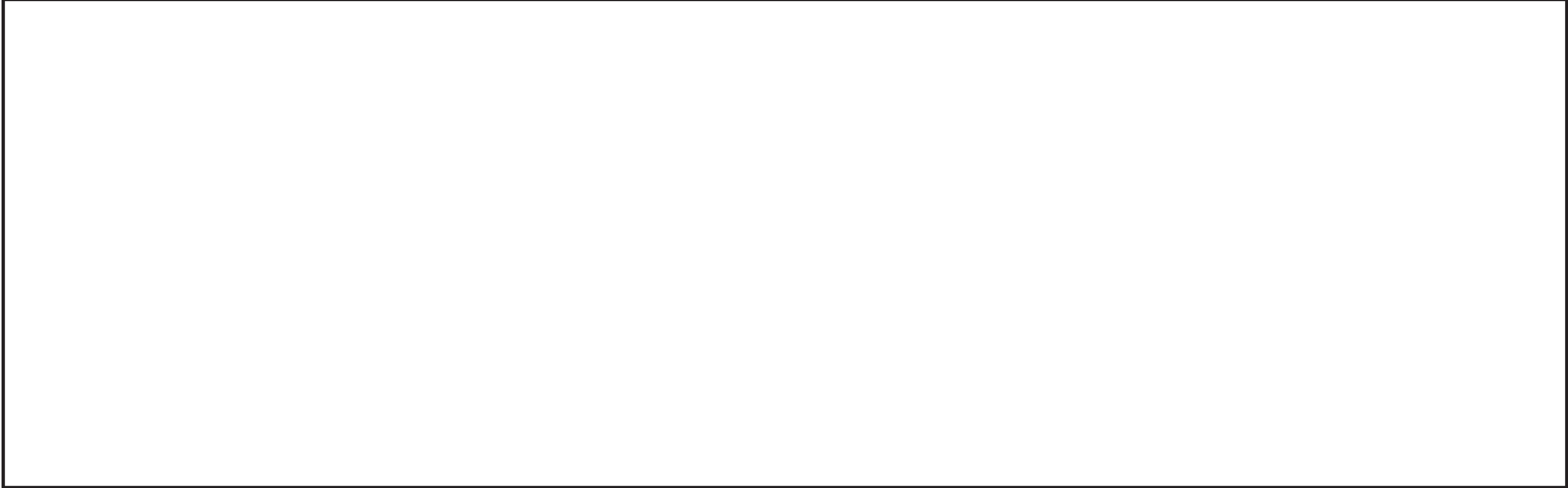
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



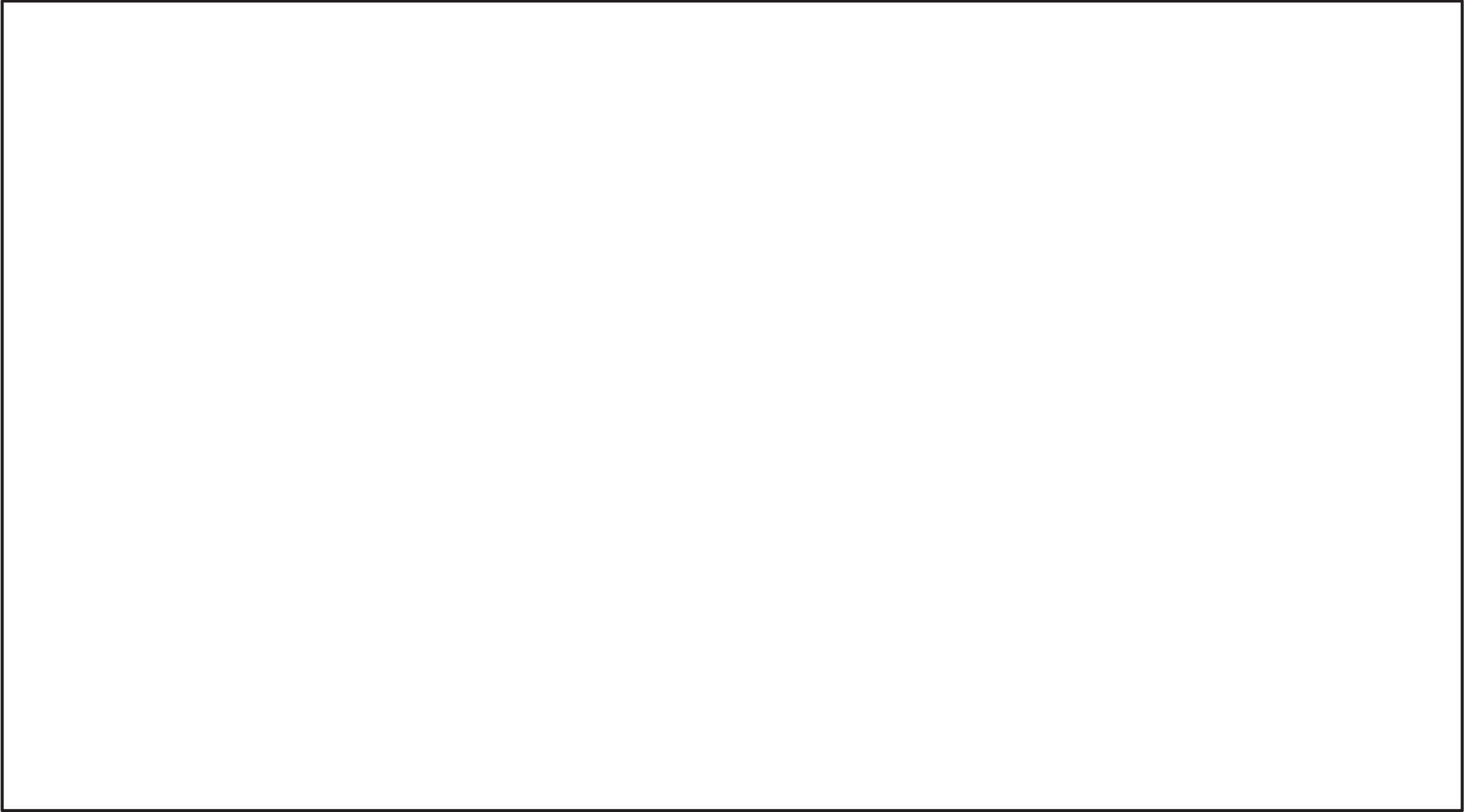
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



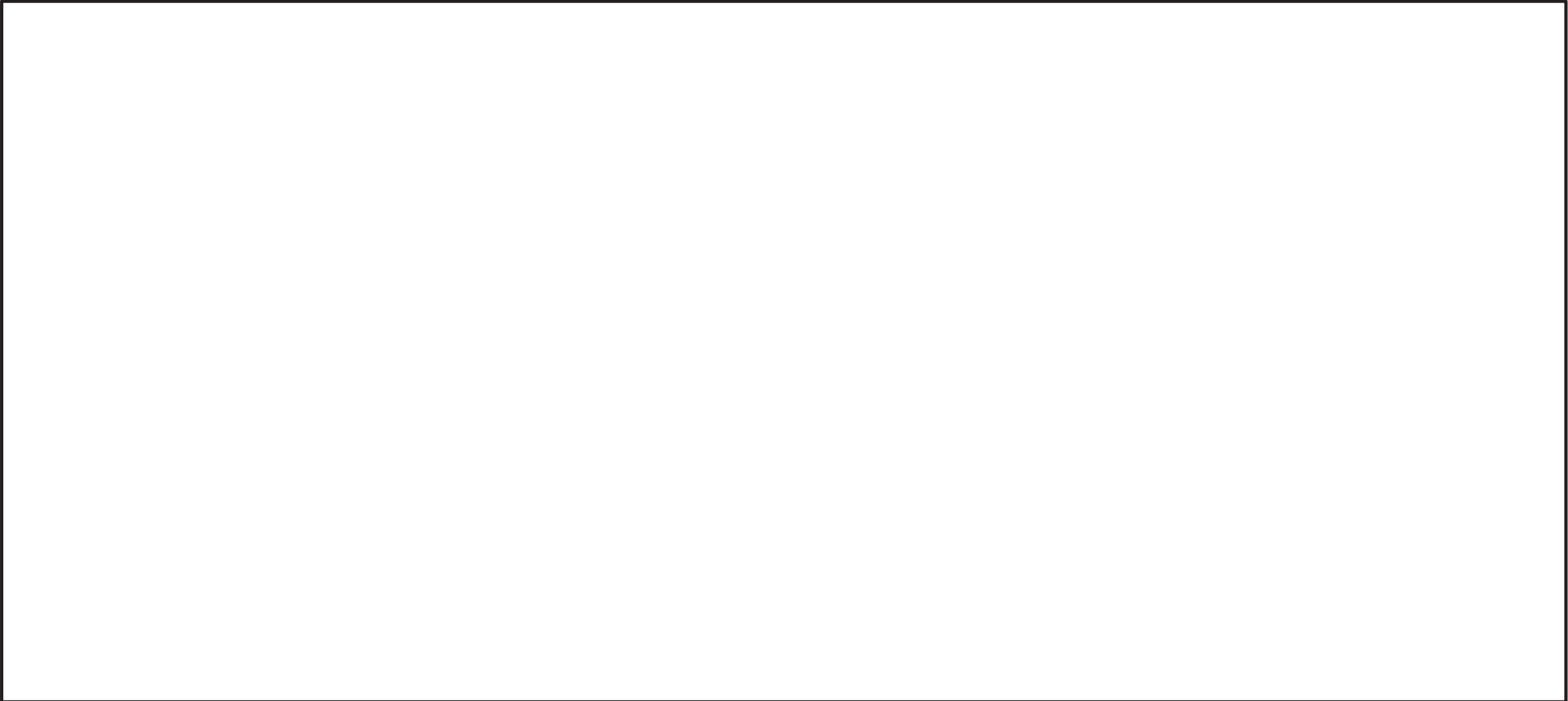
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



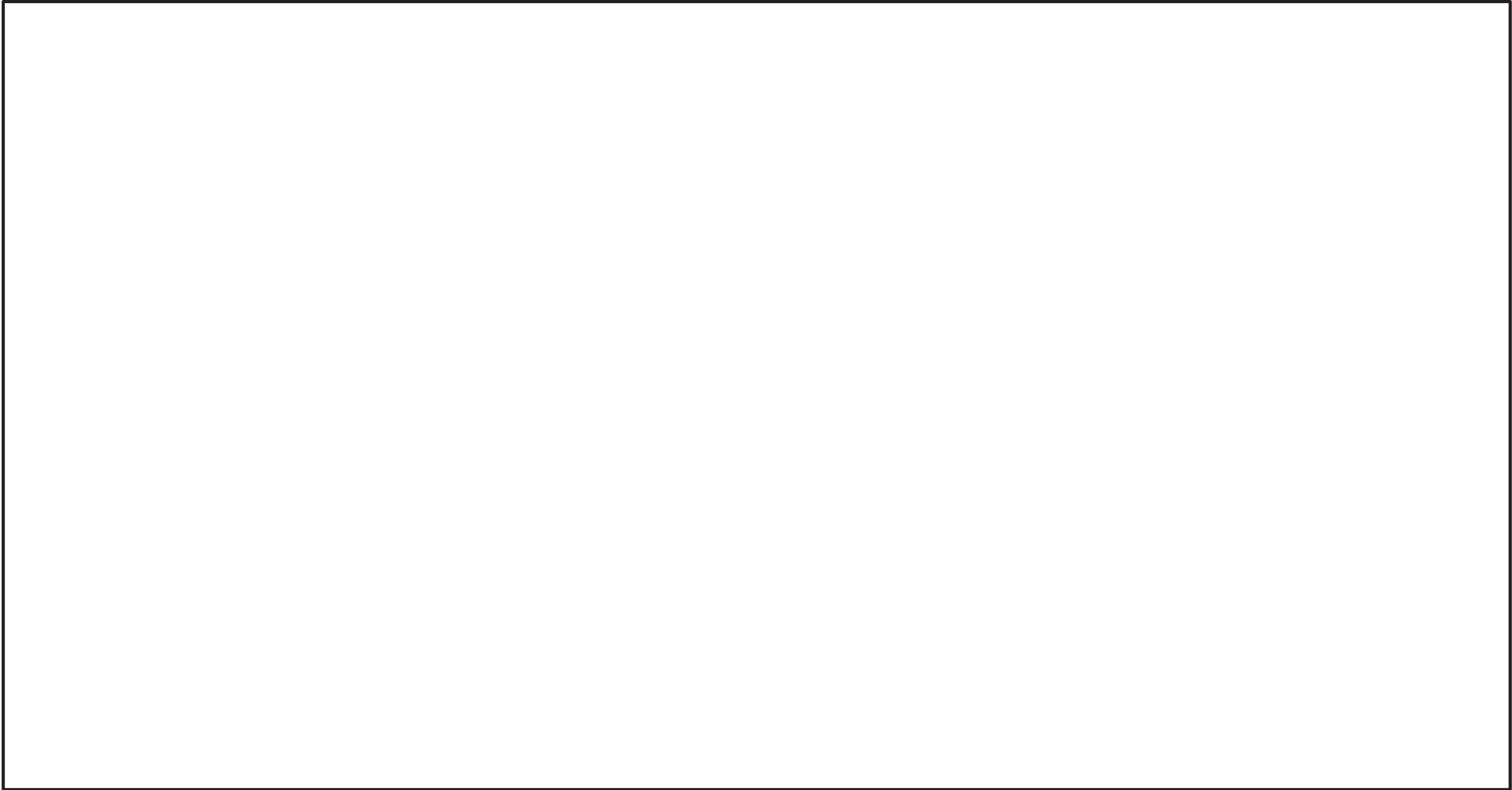
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



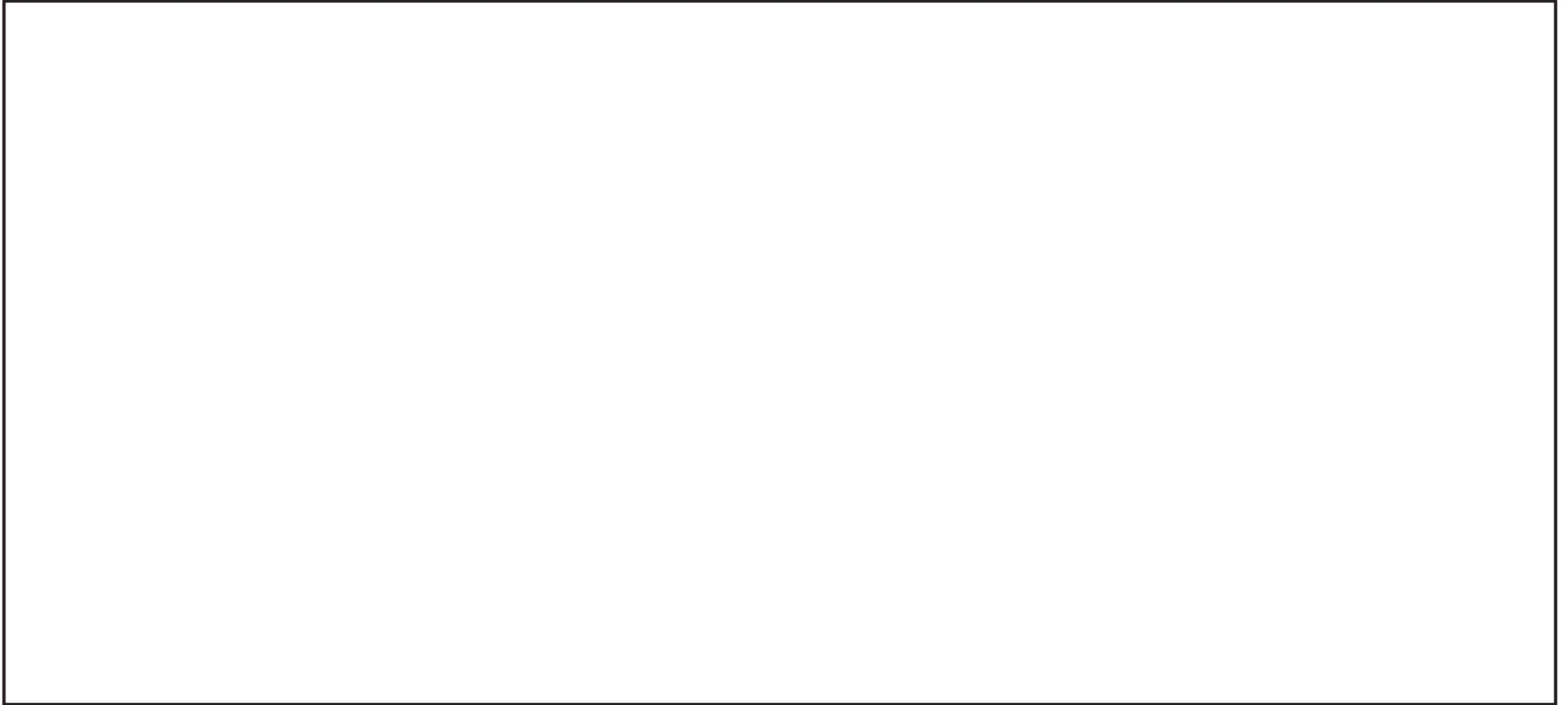
枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

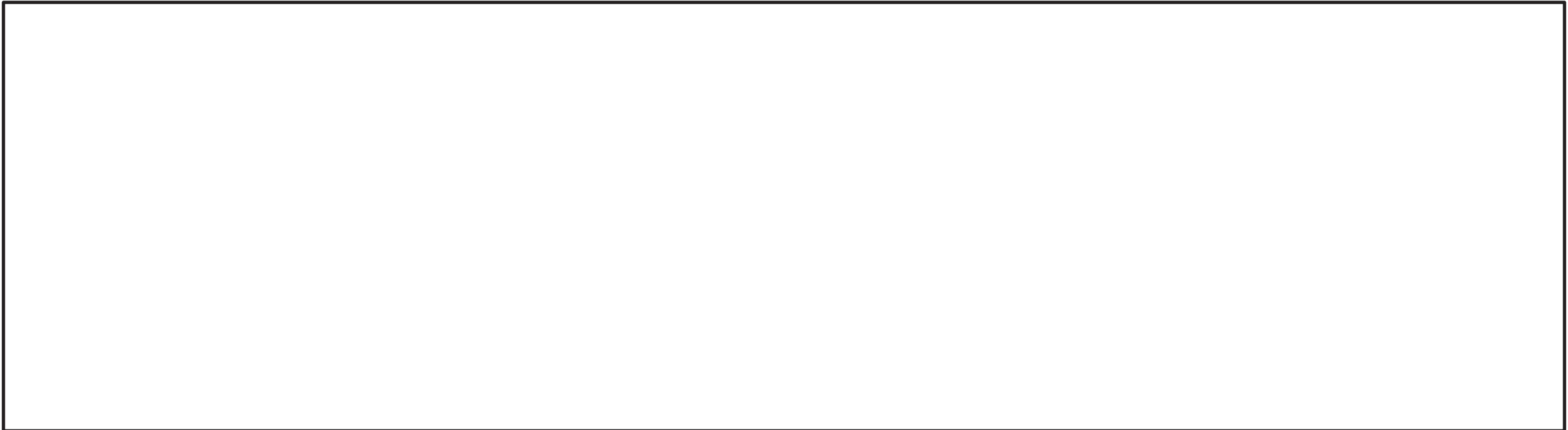


枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

メカニカルスナップの詳細評価におけるばらつきの考え方

1. はじめに

メカニカルスナップの詳細評価における限界耐力値設定にあたり，破壊試験結果に対するばらつきの考え方について，本資料に整理した。

2. メカニカルスナップのばらつきの考え方

ばらつきの考え方について，以下の観点で整理した。

- (1) メカニカルスナップの個体差
- (2) 構造部材の耐力評価式による限界耐力値の設定方法
- (3) 機能部品（アンギュラー玉軸受）の耐力評価式における補正係数
- (4) メカニカルスナップ全体の座屈の耐力評価式における補正係数

(1) メカニカルスナップの個体差

メカニカルスナップは精密部品で構成され，品質管理（材料，製作等）が十分実施されている工業製品であることから，メカニカルスナップの個体差によるばらつきは基本的に小さいと考えられるものの，限界耐力値の設定に当たっては，余裕を持たせている。

電共研においては SMS-3 の試験体 3 体に対して試験を実施した結果，いずれも球面軸受が最初に損傷していることが確認された。SMS-3 の試験体 3 体の試験における損傷部位，測定した荷重を表 1 に示す。3 体ともに同じ部品が同じ損傷モードにて損傷しており，ばらつきが小さいことを示す結果と考えられるが，最大負荷荷重が得られるまで荷重を上げて試験を実施した試験体は 1 体（SMS-3-2）のみであるため，この試験結果から，最大負荷荷重に係るばらつきについて分析することはできない。

従って，ばらつきの影響については，以下の(2)，(3)及び(4)に示す内容により考慮する。

表 1 電共研の知見 SMS-3 の最大圧縮荷重と損傷箇所

試験体	損傷箇所	最大圧縮荷重* (kgf)	目標負荷荷重 (kgf)	耐力確認荷重 (kgf)	最大負荷荷重 (kgf)
SMS-3-1	イーヤ側の 球面軸受 内側割れ (機能は維持)	10,497	9,000	-	-
SMS-3-2	(損傷無し)	(9,410)	(9,000)	-	-
	イーヤ側の 球面軸受 内側割れ及び ユニバーサル ボックス側の ピン変形 (機能は維持)	13,638	12,000	11,576	15,145
SMS-3-3	イーヤ側の 球面軸受 内側割れ (機能は維持)	9,614	9,000	-	-

注記*:最大圧縮荷重は、目標負荷荷重での加振時に発生した圧縮側の最大荷重であり、最大負荷荷重とは異なる値である。

(2) 構造部材の耐力評価式による限界耐力値の設定方法

今回工認の詳細評価では、構造部材については試験結果により得られたメカニカルスナップの最大負荷荷重（メカニカルスナップの破損又は機能喪失が確認された試験条件の荷重記録のうち、メカニカルスナップの機能が維持された状態における最大荷重）から直接的に限界耐力値を定めるのではなく、最大負荷荷重に対して余裕を考慮して設定した耐力確認荷重に対して、安全側に耐力評価式を設定し、さらに別型式の試験結果も反映して安全側に設定した耐力評価式を用いて構造部材の限界耐力値を算出している。従って、耐力評価式による限界耐力値の設定にあたり十分な余裕を取っていることから、最大負荷荷重に対するばらつきの影響は耐力評価式により設定した限界耐力値に含まれる。図1に限界耐力値と最大負荷荷重等との関係を示す。

また材料の許容限界については、規格に基づいた許容応力を適用していることから、ばらつきは考慮されている。

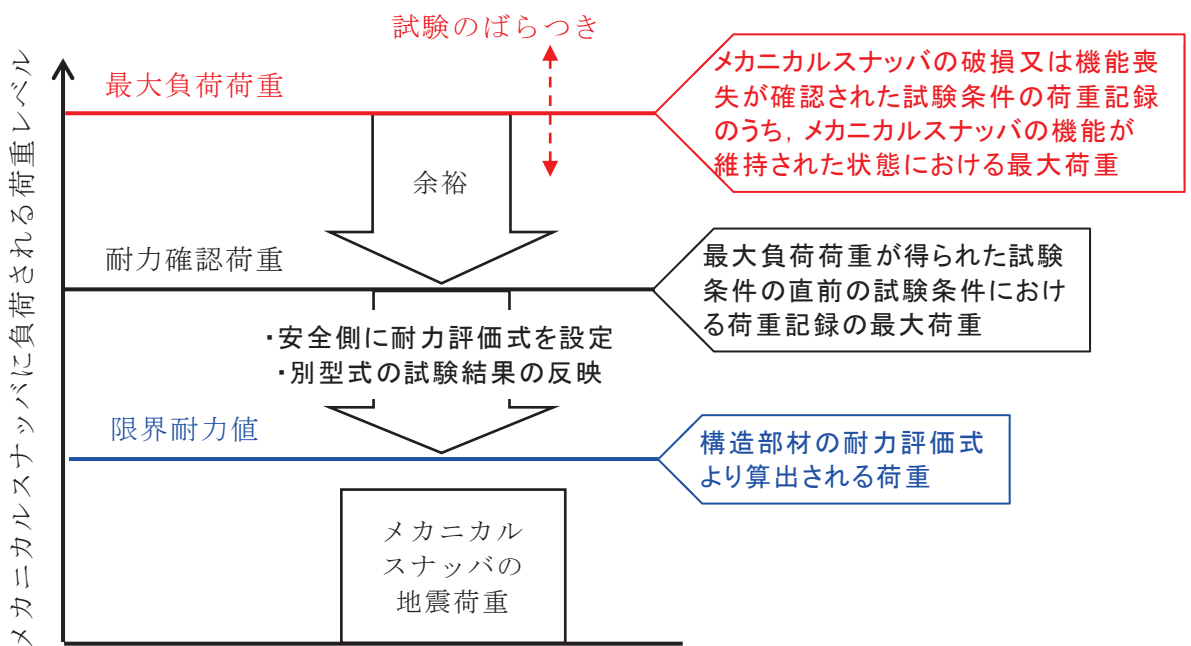


図1 メカニカルスナップの構造部材に対する限界耐力値設定のイメージ

(3) 機能部品（アンギュラー玉軸受）の耐力評価式における補正係数

機能部品は、耐力評価式と規格の許容応力により限界耐力値を算出している構造部材と異なり、試験結果から得られた最大負荷荷重に基づき直接的に限界耐力値を設定していることから、試験時のばらつきを考慮する必要がある。

機能部品には球面軸受、アンギュラー玉軸受及びボールねじがあるが、球面軸受は構造部材と同様の耐力評価式に基づいた限界耐力値を設定する手法に見直しているため、ばらつきは考慮されている。ボールねじについては、構造部材と同様の耐力評価式にて強度評価が可能であり、耐力評価式を用いて限界耐力値が設定されること、試験にて損傷が確認されておらず最小裕度部位とならないことから、試験におけるばらつきの影響は考慮不要である。

一方、アンギュラー玉軸受は、試験における最大負荷荷重に基づき直接的に限界耐力値を設定していることから、試験時のばらつきを考慮する必要がある。

電共研の知見では、アンギュラー玉軸受の限界耐力値は、表 2 に示すアンギュラー玉軸受が損傷した試験の最大負荷荷重とベアリングメーカーにて設定している標準スラスト荷重の比（以下「荷重比」という。）の最小値 から 倍と設定していた。

表 2 アンギュラー玉軸受の標準スラスト荷重と最大負荷荷重（電共研）

型式	(A) 標準スラスト荷重 (kgf)	(B) 最大負荷荷重 (kgf)	比率 (B) / (A)
SMS-03			
SMS-1			
SMS-10			

試験のばらつきを考慮するにあたり、電共研の試験結果に加えて類似の試験結果として JNES 研究を参照し、信頼性向上の観点から試験データの拡充を図ることとした。JNES 研究のうち、アンギュラー玉軸受の最大負荷荷重を確認した試験結果及び電共研の試験結果を表 3 に整理した。アンギュラー玉軸受のばらつきを検討する当たって、表 3 に整理した荷重比から保守的に -2σ を考慮すると、荷重比は 倍となり、電共研の知見にて設定した 倍を下回ることから、 倍での評価を行い、アンギュラー玉軸受の限界耐力値とする。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 3 アンギュラー玉軸受の標準スラスト荷重，最大負荷荷重及び荷重比
 (電共研の試験結果+JNES 研究の試験結果)

型式	試験	(A) 標準スラスト荷重 (kN)	(B) 最大負荷荷重 (kN)	荷重比 (B) / (A)
SMS-03	電共研			
SMS-1	電共研			
SMS-10	電共研			
	JNES			
SMS-25	JNES			
平均値				
標準偏差値 (σ)				
平均値 $- 2\sigma$				

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(4) メカニカルスナップ全体の座屈の耐力評価式における補正係数

電共研の知見におけるメカニカルスナップ全体の座屈に対する限界耐力値は、座屈試験の結果から得られた補正係数を計算式より算出した座屈荷重に対して考慮する手法により設定している。補正係数は、座屈試験の結果により得られた最大負荷荷重と計算による座屈荷重の比から直接的に設定していることから、補正係数に対してばらつきの影響を考慮する必要がある。電共研では、この補正係数に対し、メカニカルスナップ及びオイルスナップの複数の試験体に対する座屈試験結果から、試験結果のばらつきの影響を検討している。

座屈試験は静的試験であり結果にばらつきがでにくいこと、座屈強度は基本構造と寸法（断面二次モーメント及び長さ）から決まること、基本構造には型式間の相違はないことから、試験結果を他の型式に展開できると考え、電共研ではメカニカルスナップの試験体は1体としている。試験にて確認された座屈発生時の荷重（試験座屈荷重）と座屈の評価式より算出された座屈荷重（計算座屈荷重）の比は、試験座屈荷重／計算座屈荷重＝0.78 となっている。なお、試験体のピン間長さは標準寸法の範囲のうち最大寸法としており、座屈の観点で最も厳しい条件としている。

一方で、電共研ではオイルスナップについても同様に試験による座屈荷重を確認しており、電共研以前に実施された試験と合わせて試験座屈荷重と計算座屈荷重の比較結果をまとめている。オイルスナップの基本構造を図1に示すが、座屈荷重計算に用いる部位の形状は、ターンバックル部（図1赤枠部）を除きメカニカルスナップと類似している（図1, 図2の座屈検討部参照）。オイルスナップとメカニカルスナップでは、内部部品については種類、形状に相違があるが、それらは座屈荷重の計算には影響しない部位である。座屈荷重の計算に用いる部位は、オイルスナップ、メカニカルスナップいずれも円柱状の部品等で構成されており、座屈荷重の計算に用いる円柱部の断面二次モーメント及び長さはそれぞれの部品形状に基づいて評価に反映される。なお、メカニカルスナップにおける座屈の限界耐力値は、別紙3に示す計算式を用いて算出している。

以上より、座屈荷重の評価にあたっては、オイルスナップの試験により得られた知見をメカニカルスナップに反映可能であり、座屈の限界耐力値の設定における試験結果のばらつきの影響についても、オイルスナップの試験結果を踏まえて評価することができると考えられる。

なお、電共研の座屈試験はメカニカルスナップの座屈耐力のみを確認することが目的であり、座屈以外の要因による破損を生じさせないため、動的試験で

なく静的試験としている。

また、オイルスナップにおいては加振試験及び静的座屈試験の両方において座屈した型式があり、試験座屈荷重が計測されている。表 4 に示す試験結果より、静的試験の座屈荷重より動的試験の座屈荷重が大きくなることから、静的試験では動的試験より座屈が発生しやすく、静的試験に基づいて設定した座屈の限界耐力値のほうがより保守的となる。以上より、静的座屈試験により座屈の限界耐力値を設定することに問題はない。

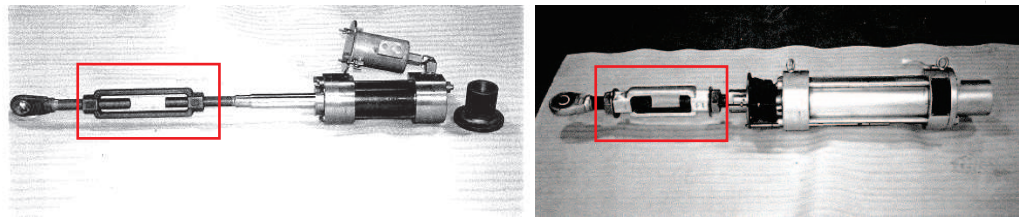
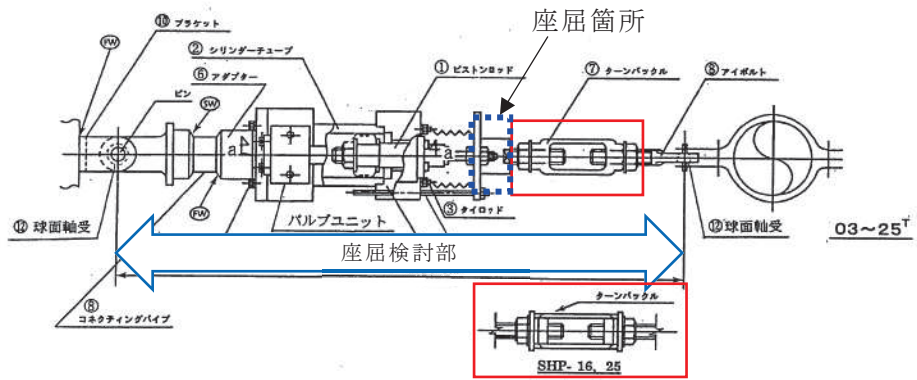


図1 SHP型オイルスナッパの概略構造及びターンバックル部

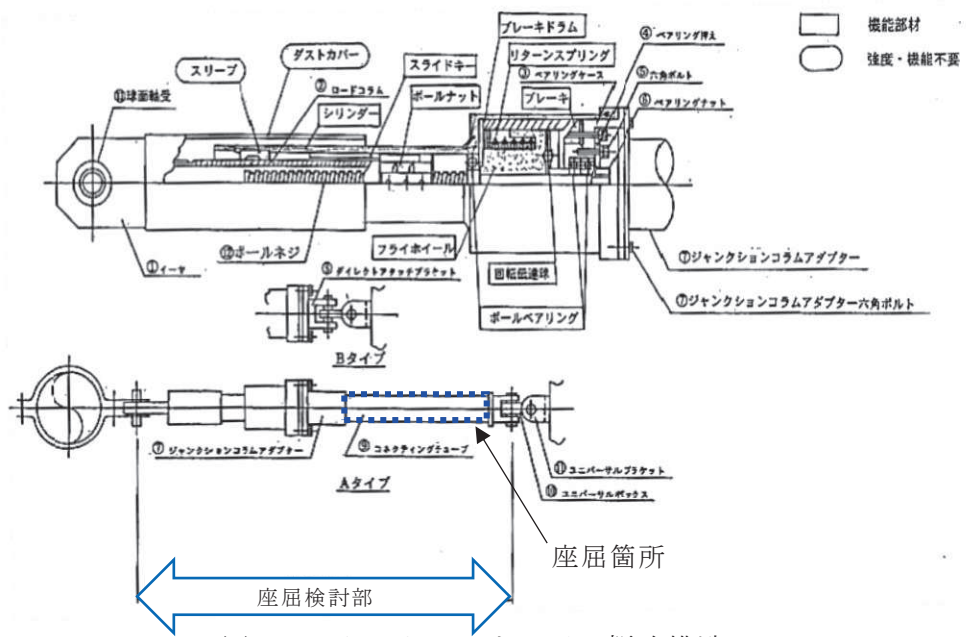


図2 メカニカルスナッパの概略構造

表4 オイルスナッパの静的座屈試験と加振試験における座屈荷重

型式	静的座屈試験における座屈荷重(kgf) (静的座屈)	加振試験における座屈荷重(kgf) (動的座屈)
SN-03		
SHP-03		

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

電共研及び電共研以前に実施されたオイルスナップの座屈試験結果を図3に示す。図中の「試験値」は試験座屈荷重（最大負荷荷重に相当）, 「理論値」は計算座屈荷重（予想耐力に相当）を示す。オイルスナップはターンバックル付近が最弱部となるが、電共研の知見においてはこの最弱部が中央寄りとなる場合（下図①）は計算座屈耐力に対する係数として0.5倍、最弱部が端に位置する場合（下図②）は係数として0.7倍を用いることとしている。なお、メカニカルスナップにおいては、オイルスナップのターンバックルに相当する部位がなく、 $1/L$ が表記できないため、便宜的に $1/L=0$ の位置に、試験値/理論値の値を示す。

座屈試験の結果では、メカニカルスナップ、オイルスナップともに試験座屈荷重が計算座屈荷重を下回っているが、計算座屈荷重は計算式により算出された理想的な条件下における座屈荷重であり、実際のメカニカルスナップ、オイルスナップにおいては芯ずれ等の実機固有の理由により、計算座屈荷重より低い荷重にて座屈することがあるため、試験結果より座屈の補正係数を設定し評価することは適切である。

- ① オイルスナップ全体が短くターンバックル部が中央に近い



- ② オイルスナップ全体が長くターンバックル部が端に近い（メカニカルスナップに近い形状）

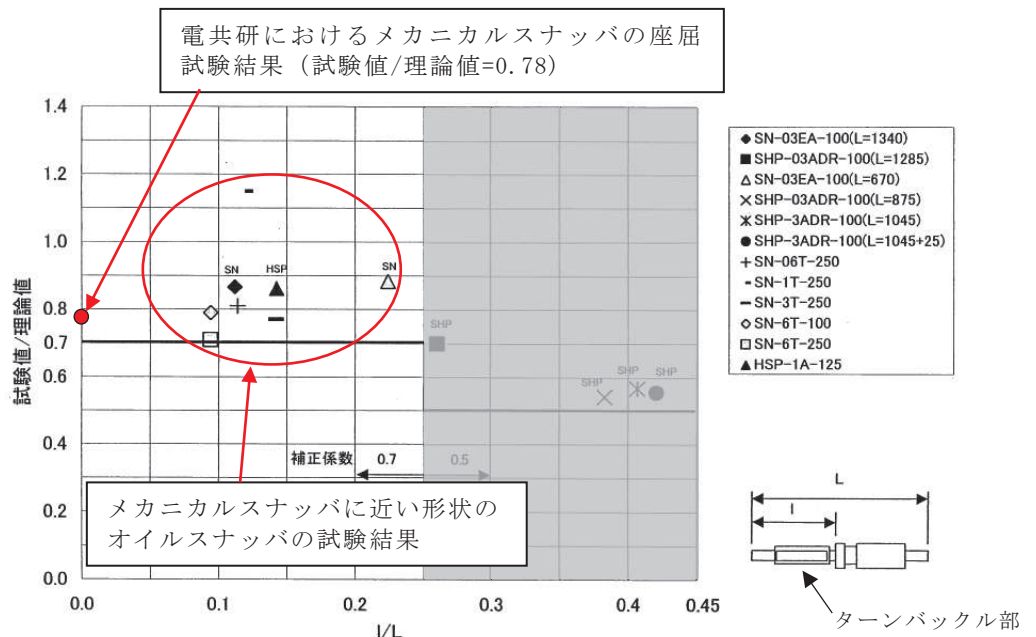


図3 電共研及び電共研以前に実施されたオイルスナップの座屈試験結果

メカニカルスナップの試験結果と、オイルスナップの最弱部が端に位置する場合の検討結果により、メカニカルスナップの座屈荷重評価においては、複数の試験体における試験結果から、ばらつきを考慮しても、計算座屈荷重に対する補正係数として0.7倍を採用することで適切に評価可能と考えられる。

3. ばらつきの影響を考慮した限界耐力値

2. におけるばらつきの検討結果を踏まえ、機能部品（アンギュラー玉軸受）の限界耐力値の低減を反映した限界耐力値を表5に示す。表5に記載のない型式のメカニカルスナップについては、ばらつきの影響を考慮しても電共研の限界耐力値からの変更が発生しないものである。今回工認の詳細評価において、表5の2つの型式のメカニカルスナップに対しては、ばらつきの検討結果反映後の限界耐力値を適用し評価を行う。

表5 ばらつきの影響を考慮した限界耐力値

型式	定格容量 (kN)	ばらつきの検討結果反映前		ばらつきの検討結果反映後	
		最小裕度部位	限界耐力値 (kN)	最小裕度部位	限界耐力値 (kN)
SMS-3	30	アンギュラー 玉軸受	75.3	アンギュラー 玉軸受	70.1
SMS-10	100	ベアリング押 え	224.5	アンギュラー 玉軸受	219.1

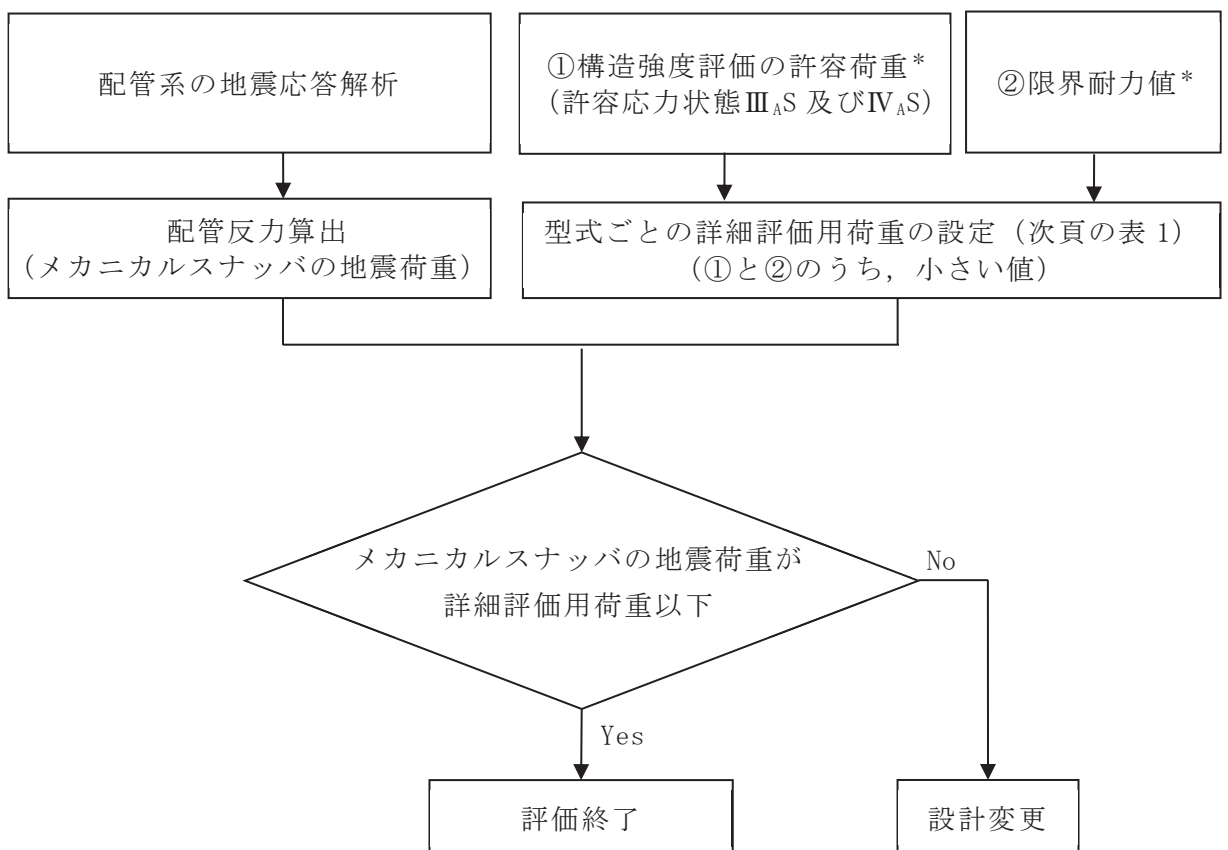
メカニカルスナップの詳細荷重評価方法

今回工認では、個別の部品に対する構造部材の強度評価（応力評価）と機能確認（荷重評価）による評価を採用する。

一方、メカニカルスナップの詳細評価としては、構造強度評価の許容荷重及び限界耐力値より設定される許容荷重（詳細評価用荷重）を用いて荷重評価する手法（詳細荷重評価方法）の採用も可能である。

この詳細荷重評価方法は、配管の地震応答解析から求まるメカニカルスナップの地震荷重と詳細評価用荷重を比較して、メカニカルスナップの地震荷重が詳細評価荷重以下であることを確認するものである。図 1 にメカニカルスナップの詳細荷重評価方法の手順を示す。

なお、メカニカルスナップの詳細評価用荷重は、表 1 に示す通り、本文の表 6-4 の構造強度評価の許容荷重と限界耐力値の小さい値とする。



注記*：本文の表 6-4 参照

図 1 メカニカルスナップの詳細荷重評価方法の手順

表 1 メカニカルスナップの詳細評価用荷重

型式	定格荷重 (kN)	詳細評価用荷重 (kN)	
		許容応力状態Ⅲ _A S	許容応力状態Ⅳ _A S
SMS-06	6		
SMS-1	10		
SMS-3	30		
SMS-6	60		
SMS-7.5	75		
SMS-10	100		
SMS-16	160		
SMS-25	250		
SMS-40	400		
NMB-030	30		
NMB-075	75		

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

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-19-0600-27_改4

補足-600-27 海水ポンプ室門型クレーンの耐震性についての
計算書に関する補足説明資料

1. はじめに

女川2号機の海水ポンプ室門型クレーン（Cクラス施設）は、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確認する必要があるため、添付書類「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」において耐震評価結果を示している。

本書は、添付書類「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」に関する補足説明資料として、評価に用いた解析手法の適用性、評価用地震動の選定方法等についてまとめたものである。

2. 添付資料

- 添付1 海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価の基本方針
- 添付2 海水ポンプ室門型クレーンへの非線形時刻歴応答解析の適用性
- 添付3 先行実績との構造/評価手法比較
- 添付4 海水ポンプ室門型クレーンの地震時挙動に関する補足説明
- 添付5 海水ポンプ室門型クレーン評価用地震動の選定
- 添付6 海水ポンプ室門型クレーンに適用する時刻歴解析における材料物性の不確かさ等に関する検討
- 添付7 水平位相反転地震動による耐震評価
- 添付8 ワイヤロープの長さや吊荷の速度変化及び発生荷重との関係
- 添付9 地震時の本体車輪部及び脱輪防止装置が衝突するレール躯体の評価
- 添付10 主巻ワイヤのブレーキ制動力
- 添付11 側面の接触による摩擦力の影響
- 添付12 海水ポンプ室門型クレーンの地震時におけるストッパへの影響
- 添付13 地震時における吊荷の揺動影響
- 添付14 トロリストッパ評価における非線形時刻歴応答解析から求めた水平力適用の影響
- 添付15 海水ポンプ室門型クレーン改造概要

海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価の基本方針

1. 要求事項

海水ポンプ室門型クレーン（以下「門型クレーン」という。）は海水ポンプ室を跨ぐ形で設置されており，海水ポンプ室補機ポンプエリアに設置している非常用海水ポンプ等のメンテナンスに使用される設備である。門型クレーンの設置位置について図 1-1 に示す。

発電所の運転中など非常用海水ポンプ等のメンテナンスを実施しない期間は，門型クレーンは図中に示す通常待機位置に待機しているため，周辺の上位クラス施設とは十分な離隔距離があることから波及的影響を及ぼすおそれはない。

一方で，定期検査中など非常用海水ポンプ等のメンテナンスを実施する期間には，上位クラス施設が設置されている補機ポンプエリア付近に位置することとなる。そのため，門型クレーンが地震に伴う損傷・落下によって補機ポンプエリアに設置されている上位クラス施設へ波及的影響を及ぼさないことが要求される。

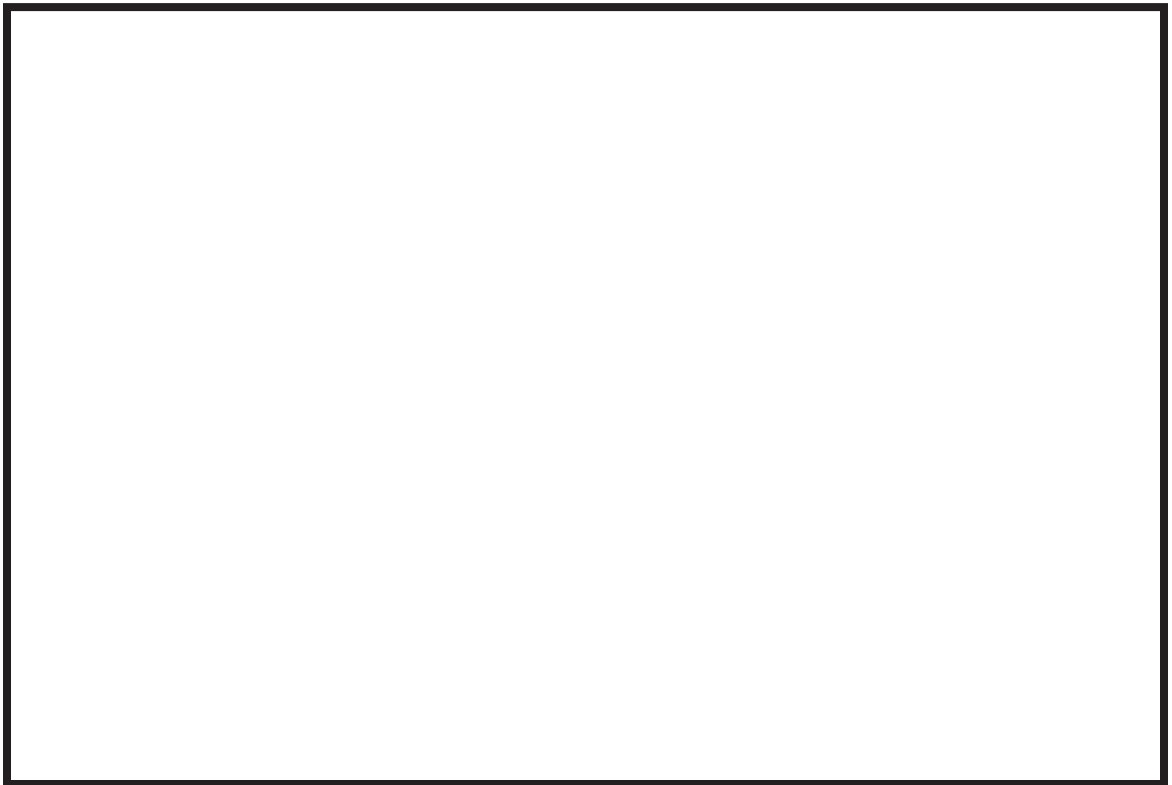


図 1-1 海水ポンプ室門型クレーンの設置位置概要

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2. 構造の概要

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。全体構造図を図 1-2 に示す。

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。なお、地震時におけるクレーン本体ガーダの水平方向移動量は全長約 m に対して約 m (揺脚摺動角度にして約 °) であり、門型クレーンの構造安定性に影響を及ぼすものではない。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。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

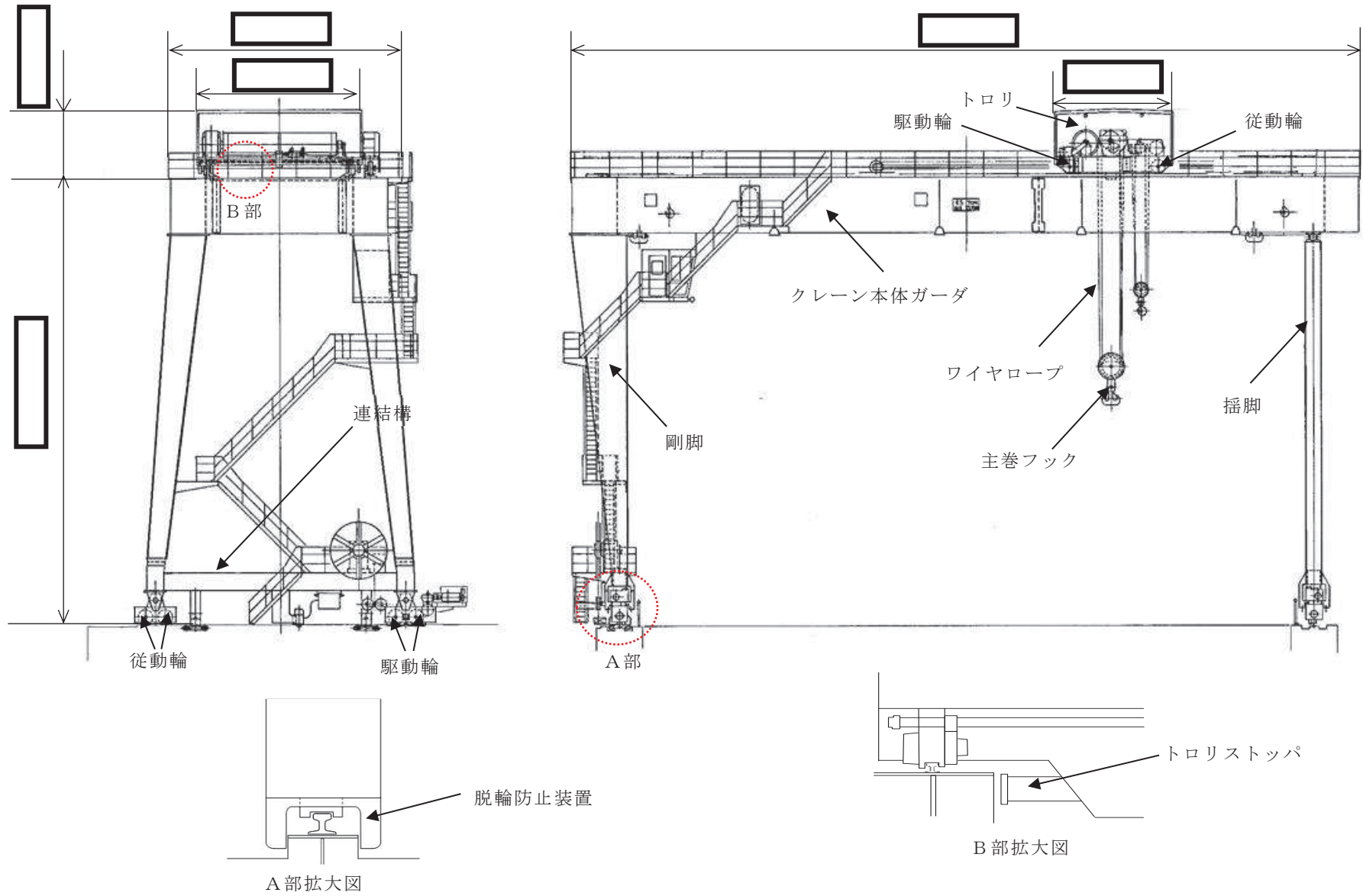


図 1-2 海水ポンプ室門型クレーン全体構造図

3. 耐震評価方法

3.1 解析方法及び解析モデル

門型クレーンの応力評価に用いる地震荷重及び荷重評価に用いる加速度を算定するための地震応答解析について以下に示す。

3.1.1 解析方法の詳細

(1) 門型クレーンは、地震加速度によって浮上りが発生する可能性があるため、その浮上り状況を適切に評価するために、多質点はりモデルによる非線形時刻歴応答解析を適用する。門型クレーンへの非線形時刻歴応答解析の適用性については添付資料 2 に示す。

(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、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。

Rayleigh 減衰の減衰定数 ζ と振動数 ω の関係式は、係数 α 及び β を用いて以下の式で与えられる。

$$\zeta = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega} + \omega \cdot \beta \right)$$

減衰定数 2.0% となる固有周期点との関係より、係数 α 及び β は、それぞれ $\alpha =$, $\beta =$ とする。

減衰定数 ζ と振動数 ω の関係を図 1-3 に示す。



図 1-3 門型クレーンの Rayleigh 減衰設定における減衰定数 ζ と振動数 ω の関係

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

- (3) クレーン本体及びトロリの車輪部はレール上に乗っており固定されていないため、すべりが発生する構造であることから、解析に当たっては車輪－レール間のすべり状況を考慮する。
- (4) 吊具の評価を行う場合は、トロリにワイヤロープを模擬したトラス要素と吊荷を模擬した質点を設けて地震応答解析を実施し、吊具に発生する加速度を算出し、これを用いて評価を行う。また、ワイヤロープについては、引張方向（鉛直下向き）にのみ荷重を受け、圧縮方向（鉛直上向き）の荷重を受けない設定とする。

3.1.2 解析モデル及び諸元

解析モデルはクレーン本体をはり要素、シェル要素及び非線形要素でモデル化した FEM モデルとする。解析モデル概要図を図 1-4 に示す。

なお、トロリは剛な構造物であり、トロリストッパを除く構造物は評価対象部位としておらず、モデル上は、質量としてクレーン本体に付加することを目的としているため、単純なシェル要素としてモデル化している。

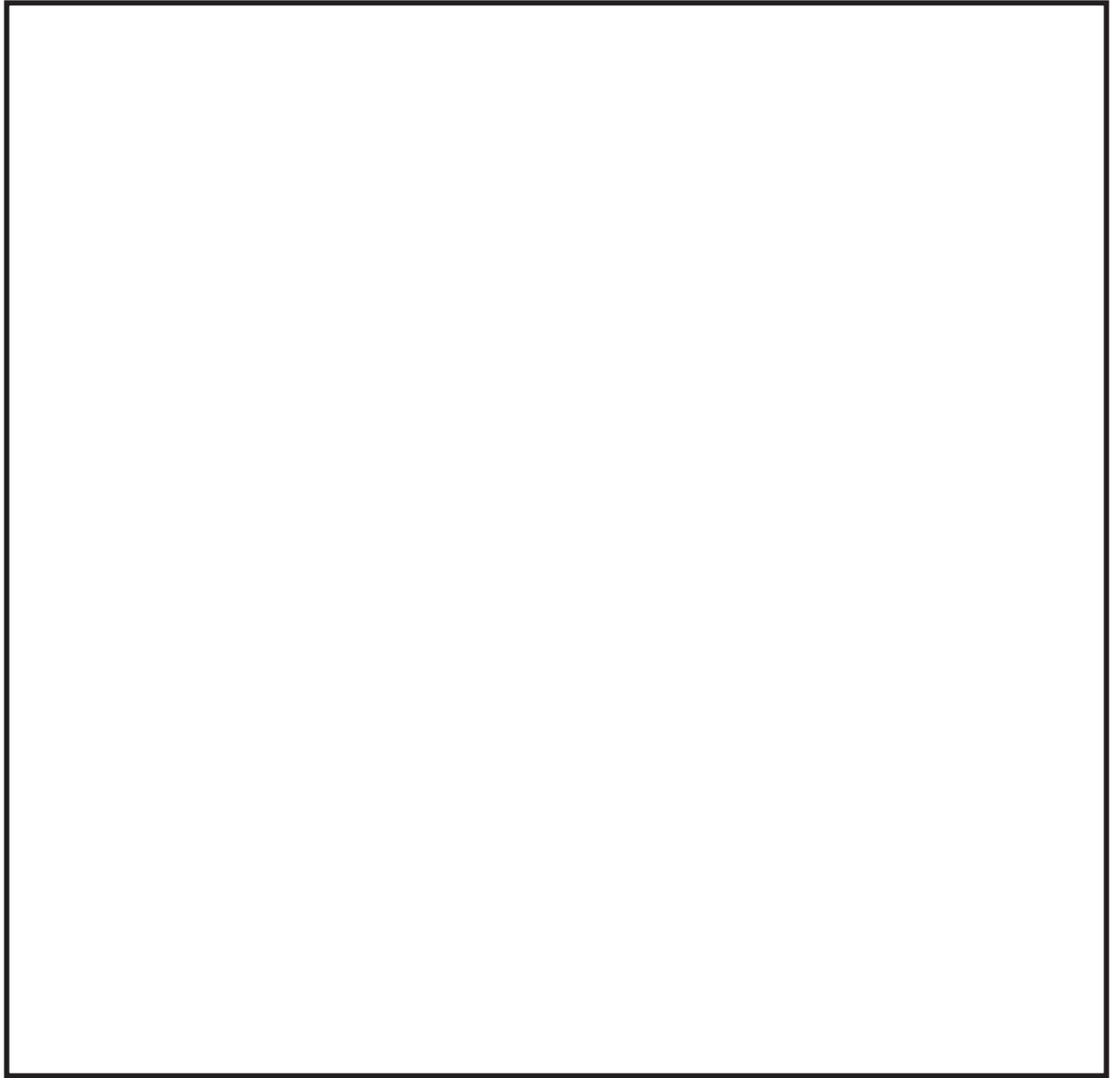


図 1-4(1) 海水ポンプ室門型クレーンの解析モデル（固有値解析時）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

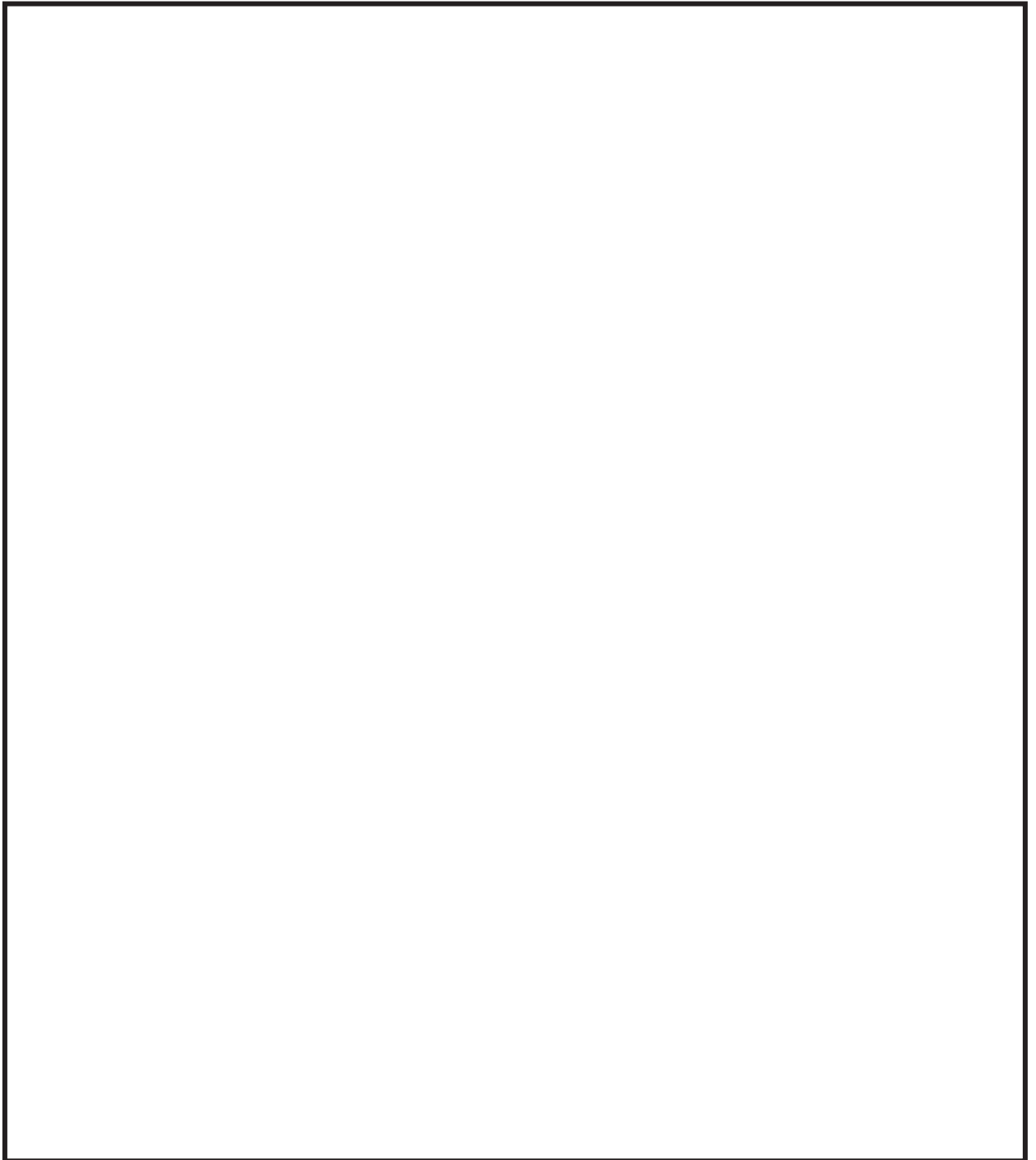


図 1-4(2) 海水ポンプ室門型クレーンの解析モデル（地震応答解析時）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3.1.3 解析モデルの境界条件

クレーン本体車輪部（駆動輪，従動輪）と走行レール，トロリ車輪部（駆動輪，従動輪）と横行レールにおける解析モデルの境界条件を表 1-1 及び表 1-2 に示す。

固有値解析時は，クレーン本体車輪部及びトロリ車輪部において，水平方向及び鉛直方向ともに拘束条件としている。

地震応答解析時は，クレーン本体車輪部においては，NS 方向（クレーン本体走行方向）及び UD 方向（鉛直方向）について，それぞれすべり，浮上りを考慮しているため，非拘束条件としている。また，EW 方向（クレーン本体走行方向の直交方向）についてはクレーン本体車輪部と走行レールとの間隙（片側約 17.5mm）及び脱輪防止装置と躯体の間隙（片側約 20mm）は非常に狭く，地震時には，クレーン本体車輪部と走行レールが接触して荷重が伝達されるため，拘束条件としている。

一方，トロリ車輪部においては，EW 方向（トロリ走行方向）及び UD 方向（鉛直方向）について，それぞれすべり，浮上りを考慮して非拘束条件としている。

また，NS 方向（トロリ走行方向の直交方向）については，トロリ車輪部と横行レールの間隙（片側約 9mm），トロリストップと躯体の間隙（片側約 32 mm）が非常に狭く，地震時には，トロリ車輪部と横行レールが接触し，荷重が伝達されることから，すべりを生じない拘束条件としている。

クレーン本体車輪部及びトロリ車輪部の概要図について，図 1-5 に示す。

表 1-1 境界条件（クレーン本体車輪部と走行レール）

解析内容	部位*		NS 方向 (クレーン本体 走行方向)	EW 方向 (クレーン本体 走行方向の 直交方向)	UD 方向 (鉛直方向)
固有値 解析	クレーン 本体車輪 部と走行 レール	①(駆動輪)	並進：拘束 回転：非拘束	並進：拘束 回転：非拘束	並進：拘束 回転：非拘束
		②(駆動輪)			
		③(従動輪)			
		④(従動輪)			
地震応 答解析	クレーン 本体車輪 部と走行 レール	①(駆動輪)	並進：非拘束 ・すべり考慮 $\mu = 0.3$ 回転：非拘束	並進：拘束 ・走行レール及 び脱輪防止装置 による拘束 回転：非拘束	並進：非拘束 ・浮上り考慮 回転：非拘束
		②(駆動輪)			
		③(従動輪)	並進：非拘束 ・追従移動 $\mu = 0$ 回転：非拘束		
		④(従動輪)			

注記*：部位欄の番号①～④は，図 1-3 中の①～④に対応。

μ ：摩擦係数

表 1-2 境界条件（トロリ車輪部と横行レール）

解析内容	部位*		NS 方向 (トロリ走行方向の直交方向)	EW 方向 (トロリ走行)	UD 方向 (鉛直方向)
固有値解析	トロリ車輪部と横行レール	⑤(駆動輪)	並進：拘束 回転：非拘束	並進：拘束 回転：非拘束	並進：拘束 回転：非拘束
		⑥(駆動輪)			
		⑦(従動輪)			
		⑧(従動輪)			
地震応答解析	トロリ車輪部と横行レール	⑤(駆動輪)	並進：拘束 ・横行レール及びトロリストッパによる拘束 回転：非拘束	並進：非拘束 ・すべり考慮 $\mu = 0.3$ 回転：非拘束	並進：非拘束 ・浮上り考慮 回転：非拘束
		⑥(駆動輪)			
		⑦(従動輪)		並進：非拘束 ・追従移動 $\mu = 0$ 回転：非拘束	
		⑧(従動輪)			

注記*：部位欄の番号⑤～⑧は，図 1-3 中の⑤～⑧に対応。

μ ：摩擦係数

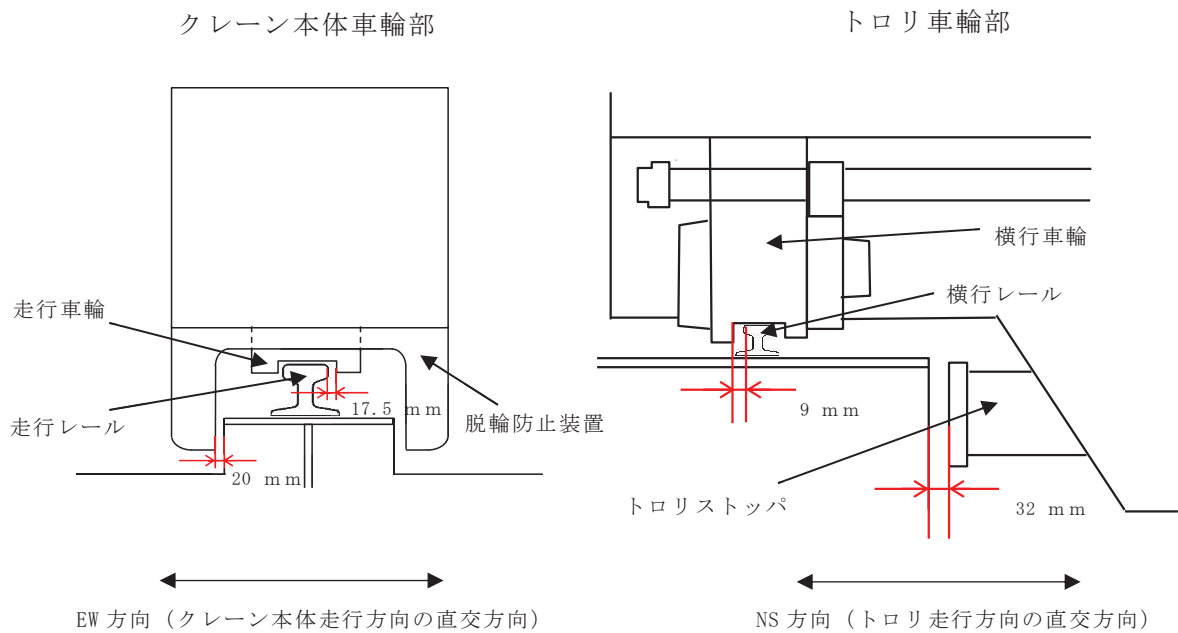


図 1-5 クレーン本体車輪部及びトロリ車輪部概要図

3.1.4 クレーン車輪部の非線形要素の設定

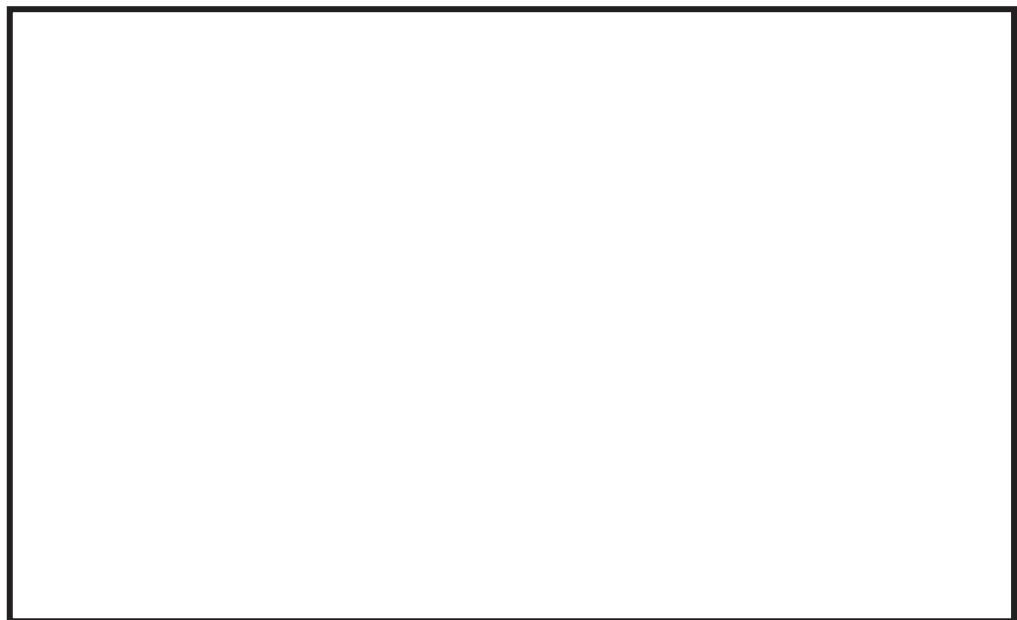
(1) 車輪部の非線形要素の考え方

クレーン全体モデル図及び車輪部の非線形要素図を図 1-6 に示す。

クレーン車輪部のモデル化では、すべり、鉛直方向の浮上り及び衝突の挙動を模擬するためギャップ要素を用いる。鉛直方向は、接触部位の局所変形による接触剛性をばね要素で、衝突による減衰効果を減衰要素で模擬し、ギャップ要素と直列に配置する。

また、クレーン横行方向については、剛なばね要素によって拘束条件とし、クレーン走行方向は、ギャップ要素に設定した摩擦係数と十分に柔なばね要素によりすべりの挙動を模擬する。

なお、各要素（ギャップ要素、ばね要素、減衰要素）の詳細設定については(2)以降に記載する。



クレーン全体モデル図

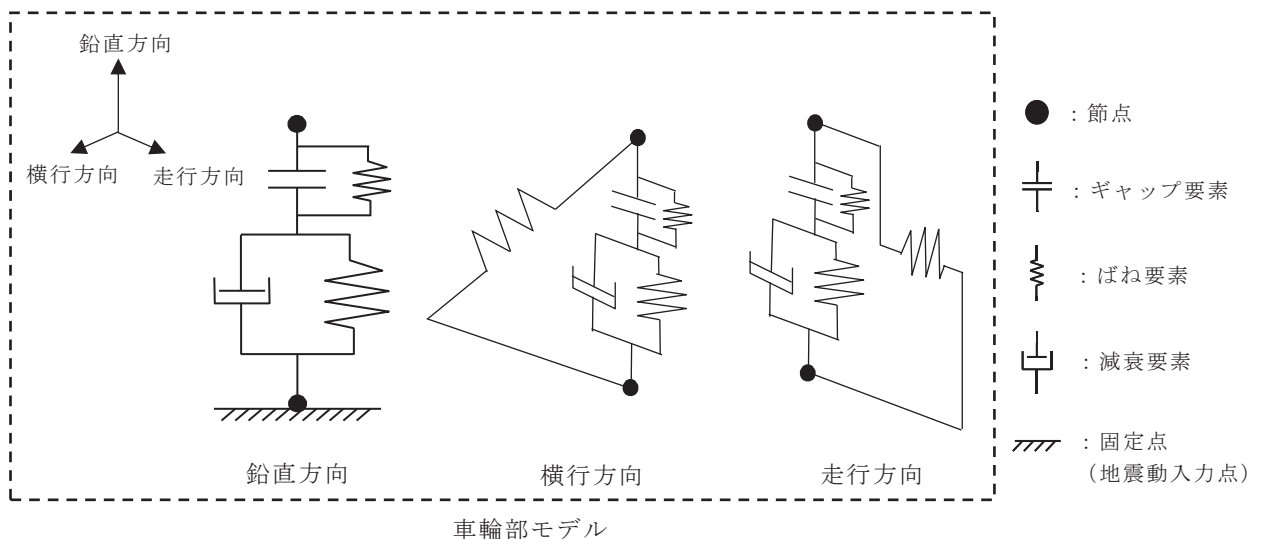


図 1-6 クレーン全体モデル図及び車輪部の非線形要素図

(2) 車輪とレール間の摩擦特性（ギャップ要素）

クレーンの車輪には電動機及び減速機等の回転部分と連結された駆動輪と回転部分と連結されていない従動輪の2種類がある。このうち駆動輪は回転が拘束されているため、地震力が車輪部に加わると回転部分が追従できず最大静止摩擦力以上の水平力が加わればレール上をすべる。

摩擦係数は実機の縮小試験体を用いて加振試験を行った既往研究⁽¹⁾を踏まえ、0.3と設定した。既往研究においては、摩擦係数として0.11～0.19の値が確認されているが、摩擦係数の大きい方がクレーン本体へ加わる水平力が大きくなるため、保守的に0.3とした。

既往研究における試験体（原子炉建屋クレーンタイプ）と門型クレーンの構造上の差異（門型クレーンには脚が存在）から門型クレーンは地震動に対して多少のロッキング挙動を示す可能性はあるが、接触形態（車輪（曲面形状）とレール（平面形状）による鋼材同士の接触）は変わらないことから摩擦係数への影響は軽微であると考えられる。

なお、摩擦係数0.3は、女川2号機原子炉建屋クレーンの既工認（静的解析*）及び先行実績（大間1号機（動的解析））においても同様に適用されている。

注記*：すべり方向の水平力として最大静止摩擦力（鉛直方向荷重×摩擦係数（0.3））を用いてクレーン本体及びトロリを評価

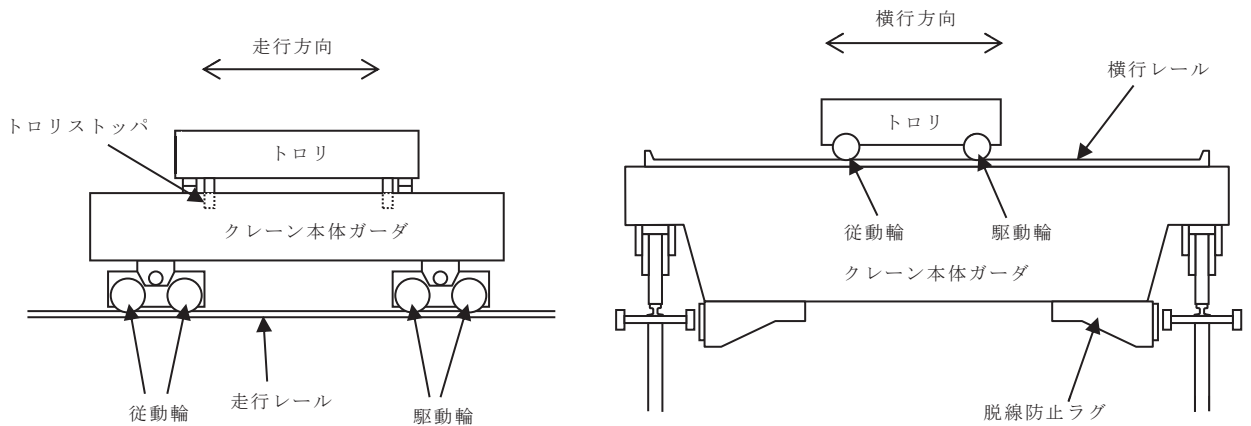


図 1-7 女川2号機原子炉建屋クレーン概要図

(3) 車輪とレールの接触剛性（ばね要素）

接触剛性はクレーン類の非線形応答挙動を検討した既往研究⁽²⁾を踏まえ、接触剛性を考慮したばね要素とクレーン質量で構成される1自由度系の固有振動数が20Hzになるように設定した。既往研究においては、今回の設定方法のほか、ヘルツの接触理論により荷重に着目して設定する方法、荷重やトロリ浮上がり量等の試験結果と同等になるようにパラメータスタディを行って設定する方法などを検討しているが、いずれの設定方法でも接触剛性（ばね要素）の差異がほとんどないことが確認されている。

なお、今回の接触剛性（ばね要素）の設定方法は、先行実績（大間1号機）においても同様に適用されている。

(4) 車輪とレール間の衝突による減衰（減衰要素）

減衰は、クレーン類の非線形応答挙動を検討した既往研究⁽³⁾を踏まえ、車輪の反発係数から換算される減衰比を設定した。既往研究においては、車輪及びレールを模擬した試験体を用いて、重力加速度を利用した反発試験（図 1-8）を実施し、車輪とレール間の反発係数から減衰比を確認している。

なお、反発係数と減衰比の関係式は次式のとおり。また、反発係数と減衰比の関係を図 1-9 に示す。

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

e:反発係数, h:減衰比

既往研究の反発係数試験から得られた反発係数は、0.6~0.65 であり、減衰比に換算すると となるため、下限値となる を適用する。

なお、今回の減衰の設定方法は、先行実績（大間 1 号機）においても同様に適用されている。



図 1-8 車輪反発係数試験体*

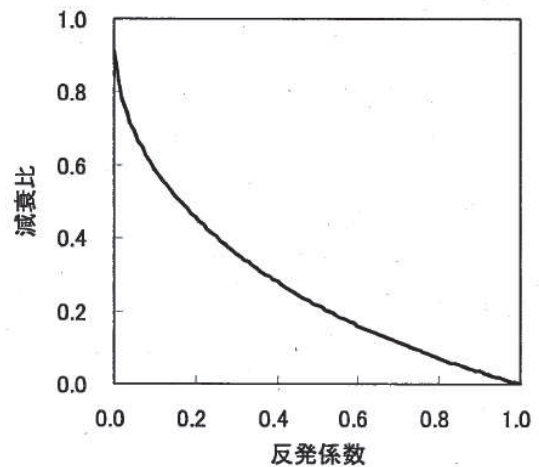


図 1-9 反発係数と減衰比の関係*

注記*：『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）に係る報告書（08 耐部報-0021, (独)原子力安全基盤機構）』より一部引用

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 参考文献

- (1)天井クレーンのすべりを伴う地震時挙動（火力原子力発電.Vol140 No.6 小森ほか）
- (2)「平成 20 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）に係る報告書（09 耐部報-0008,（独）原子力安全基盤機構）」
- (3)「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）に係る報告書（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への非線形時刻歴応答解析の適用性

1. 概要

女川 2 号機海水ポンプ室門型クレーン（以下「門型クレーン」という。）が上位クラス施設へ波及的影響を及ぼさないことを確認するため、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有することを確認する必要がある。構造概要図を図 2-1 に示す。

門型クレーンがレール上に固定されていないという構造上の特徴を踏まえ、水平方向へのすべりと鉛直方向の車輪部の浮上りを考慮した解析モデルによる非線形時刻歴応答解析を適用する。

解析モデル概要図を図 2-2 に示す。

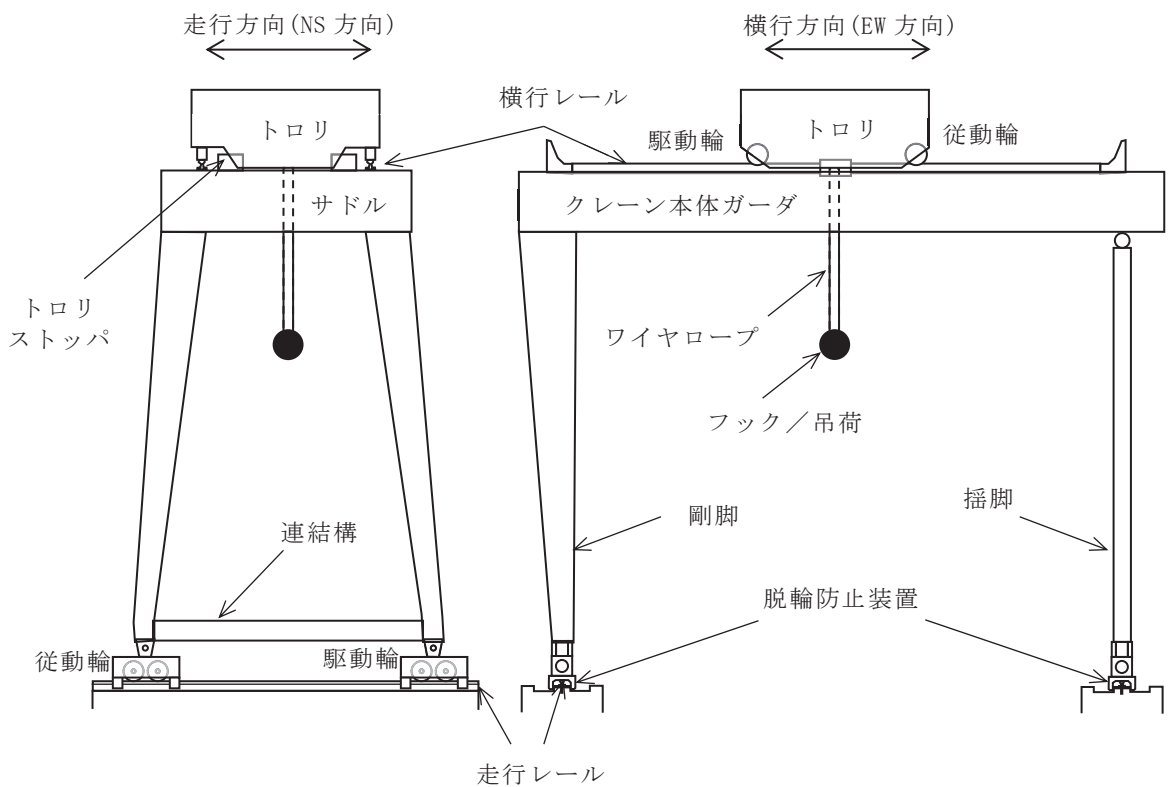


図 2-1 構造概要図



図 2-2 解析モデル概要図

2. 先行実績（BWR プラント原子炉建屋クレーン）との比較

門型クレーンに非線形時刻歴応答解析を適用するにあたって、先行実績として大間 1 号機原子炉建屋クレーン及び柏崎刈羽 7 号機原子炉建屋クレーンで適用実績があるため、それぞれの構造や特徴を比較し、適用性について確認する。

2.1 構造の比較

2.1.1 全体構造

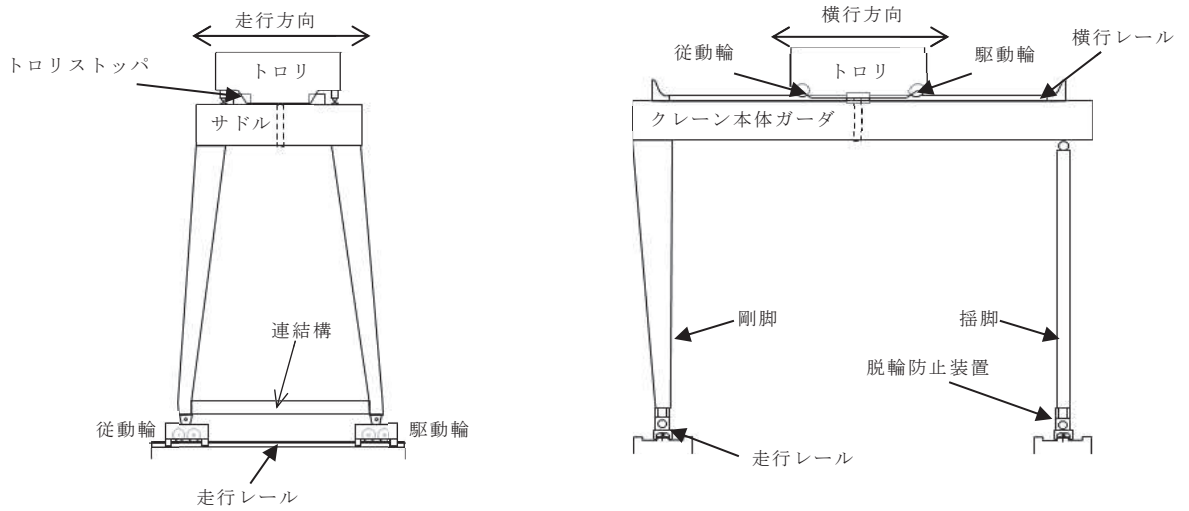
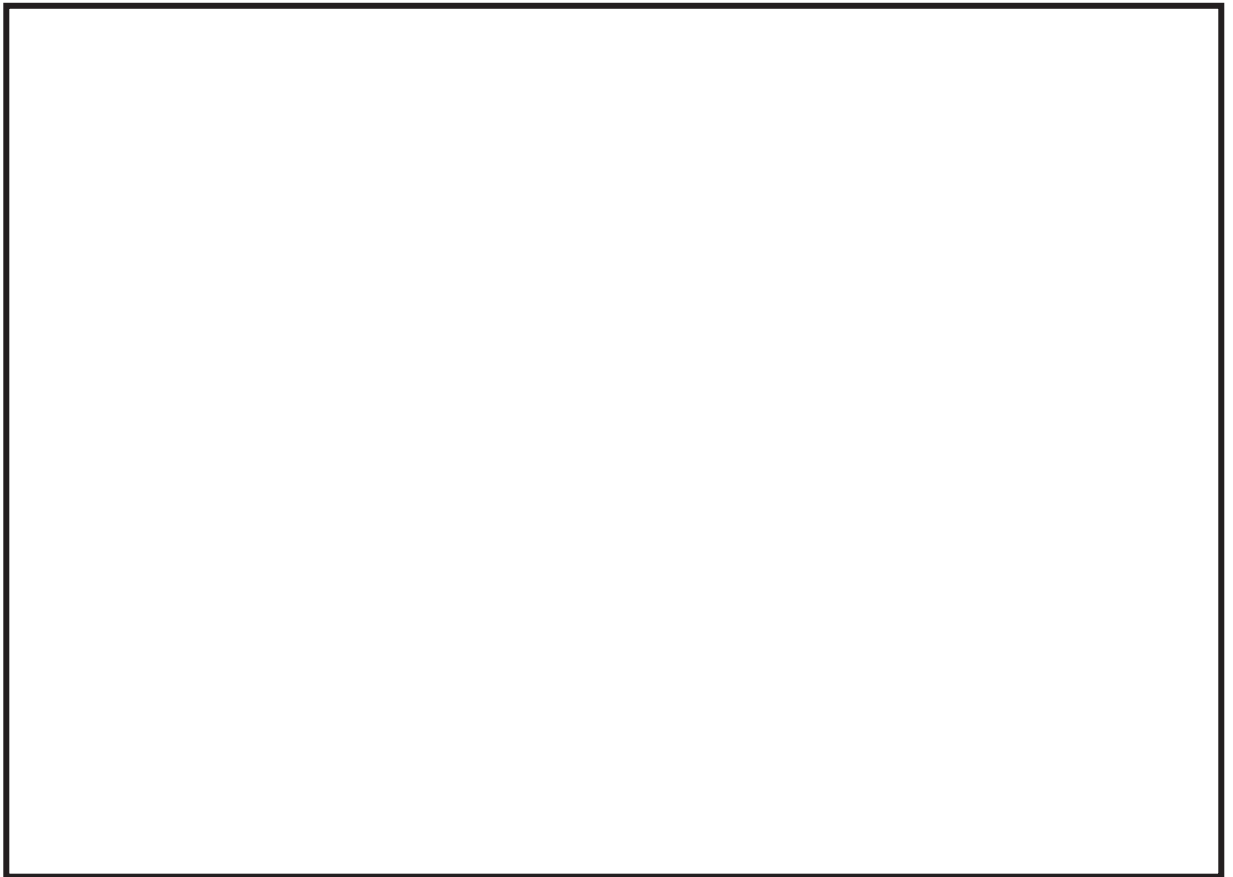
(1) 構造概要

原子炉建屋クレーンは、トロリ式天井クレーンに分類されるものであり、2本のレール上を走行する方式である。走行レール間はガーダと呼ばれる部材が渡された桁構造で、ガーダ下部に設けられている車輪を介して走行レール上に設置されている。また、ガーダ上部には横行レールとトロリが設置され、吊荷の吊上げ、吊下げ及び移動が行われる。

門型クレーンは、トロリ式橋型クレーンに分類されるものであり、2本のレール上を走行する方式である。走行レール間はトロリ式天井クレーンと同様にガーダが渡された桁構造となっている。ガーダ下部には脚が設けられており、この脚の下部の車輪を介して走行レール上に設置されている。ガーダ上部にはトロリ式天井クレーンと同じく横行レールとトロリが設置され、吊荷の吊上げ、吊下げ及び移動が行われる。

原子炉建屋クレーン及び門型クレーンの概要図について図 2-3 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。



(b) 女川2号機門型クレーン

図 2-3 原子炉建屋クレーン及び門型クレーンの構造概要図

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため、公開できません。

(2) 全体構造

原子炉建屋クレーンの本体構造はガーダ、サドルと呼ばれる鋼構造物が主体となっている。トロリ本体も同様に鋼構造物で構成されている。ガーダは走行ルール上に、トロリは横行ルール上とともに 4 箇所にある車輪を介して固定されずに設置されていることから地震時には水平方向にすべり、鉛直方向に浮上りが発生する。

門型クレーンの本体構造はガーダ、サドル及び脚と呼ばれる鋼構造物が主体となっている。トロリ本体も同様に鋼構造物で構成されている。脚は走行ルール上に、トロリは横行ルール上とともに 4 箇所にある車輪を介して固定されずに設置されていることから地震時には、原子炉建屋クレーンと同様、水平方向にすべり、鉛直方向に浮上りが発生する。

(3) 構造の特徴比較

原子炉建屋クレーンと門型クレーンの構造について特徴を比較した結果を表 2-1 に示す。

両設備の違いは脚の有無だけであり、それ以外の構造物としての特徴は類似している。また、ルールと 4 箇所の車輪が固定されずに接触し、水平方向にすべり、鉛直方向に浮上りが発生する挙動は両クレーンで類似している。

表 2-1 原子炉建屋クレーンと門型クレーンの構造の特徴比較

	大間 1 号機 原子炉建屋クレーン	柏崎刈羽 7 号機 原子炉建屋クレーン	女川 2 号機 門型クレーン
構造概要			同左
主要構造物			<ul style="list-style-type: none"> ・ガーダ ・サドル ・トロリ ・脚
構造形状			同左
			同左

注記*：下線は相違点を示す。

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため、公開できません。

2.1.2 荷重伝達

原子炉建屋クレーンと門型クレーンの本体及びトロリはいずれも固定されずにレール上に車輪を介して設置されており、以下に示す荷重伝達機能も同様であると考えられる。

(1) クレーン本体走行方向の水平力

a. クレーン本体

- (a) クレーン本体は走行レール上に固定されずに設置されているため、走行方向の水平力が加わっても、クレーン本体は走行レール上を滑るだけで、クレーン本体には走行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) クレーン本体の走行車輪は、駆動輪及び従動輪で構成される。
- (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、地震力が車輪部に加わると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の水平力が加われば走行レール上を滑る。
- (d) 従動輪は回転が拘束されないため、クレーン本体の動きに合わせて自由に回転することからクレーン本体走行方向の水平力をクレーン本体に伝達しない。

b. トロリ

- (a) トロリはクレーン本体の走行レールに対して直交方向の関係にある横行レール上に設置していることから、クレーン本体の走行方向の地震力はガーダ本体及び横行レールを介してトロリへ作用する。

(2) トロリ走行方向（横行方向）の水平力

a. クレーン本体

- (a) クレーン本体はトロリの横行レールに対して直交方向の関係にある走行レール上に設置していることから、トロリ走行方向（横行方向）の地震力は横行レールを介してクレーン本体へ作用する。

b. トロリ

- (a) トロリはガーダ上の横行レール上に固定されずに設置されているため、水平力がトロリに加わっても、トロリは横行レール上を滑るだけで、トロリ本体には横行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、駆動輪及び従動輪で構成される。
- (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、地震力が車輪部に加わると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の水平力が加われば横行レール上を滑る。
- (d) 従動輪は回転が拘束されないため、トロリの動きに合わせて自由に回転することからトロリ走行方向の水平力をトロリ本体に伝達しない。

(3) 鉛直力

クレーン本体及びトロリは、共にレールと固定されていないことから、鉛直方向の地震力によってはレールから浮上る可能性がある。

2.1.3 車輪まわりの構造比較

今回工認で適用する解析手法は車輪まわりのすべりや浮上りを考慮した非線形時刻歴応答解析であり、車輪まわりの特徴を踏まえたモデル化が必要であることから、車輪とレールの接触部分について、原子炉建屋クレーンと門型クレーンの詳細な構造比較を行う。原子炉建屋クレーン及び門型クレーンの車輪まわりの模式図を図 2-4 に示す。

(1) 原子炉建屋クレーン

原子炉建屋クレーンの車輪まわりは、走行装置が前後左右の 4 隅に配置された構造であり、各走行装置は 2 輪ずつの車輪で構成されている。車輪と走行レール間には鉛直上向きの拘束がなく浮上りが発生する構造となっており、クレーンと走行レールの接触点は、ともに鋼製部材である車輪と走行レールの接触となる。

また、車輪については、駆動装置が設置された駆動輪（2 隅分）とクレーンの動きに追従して回転する従動輪（2 隅分）があり、全体の半分の車輪で駆動力を伝達する機構となっている。

トロリの車輪まわりは、前後左右で 1 輪ずつ配置された構造となっており、クレーン本体の車輪と同様に鉛直方向の拘束がないため浮上りが発生する構造となっている。駆動輪と従動輪についてもクレーン本体の車輪と同様に前後で役割の異なる車輪が配置されている。

クレーン本体車輪まわり及びトロリ車輪まわりには、それぞれ脱線防止ラグ及びトロリストoppaが設置されているため、車輪がレールから浮上る現象が発生した場合でも、脱線を防止する構造となっている。

(2) 門型クレーン

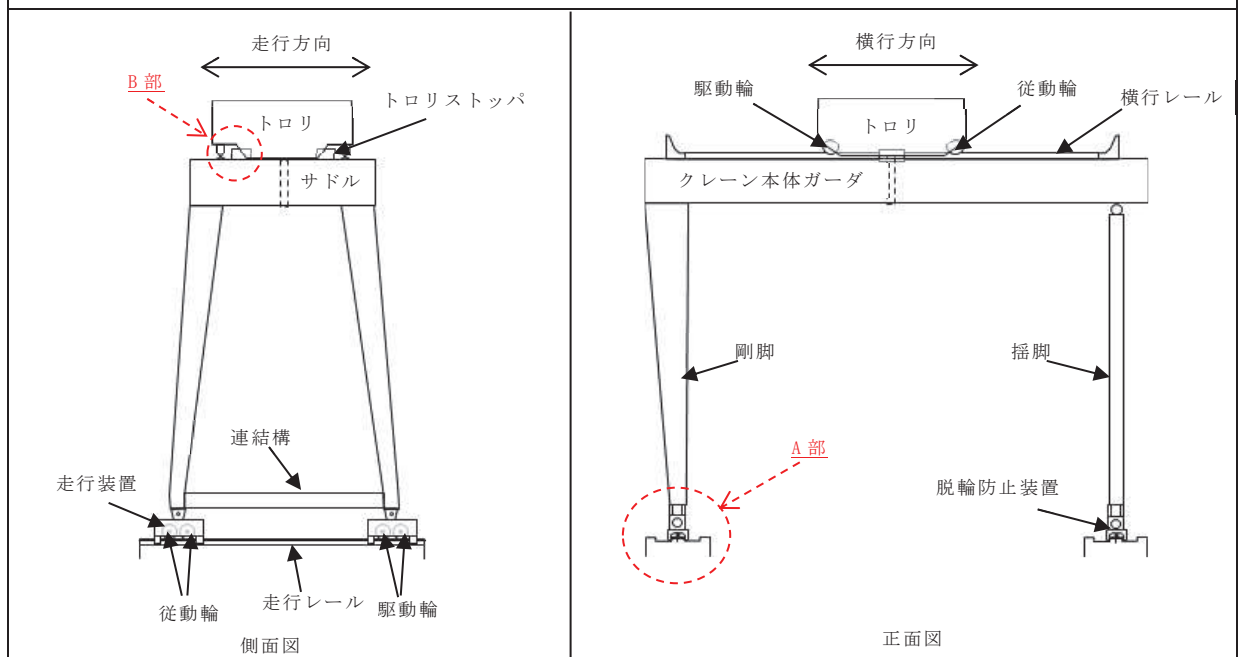
門型クレーンの本体車輪まわりは、図 2-4 に示すとおり走行装置が前後左右の 4 隅に配置された構造であり、各走行装置は 2 輪ずつの車輪で構成されている。車輪とレール間は鋼製部材同士の接触で上向きの拘束がなく浮上りが発生する点や駆動輪と従動輪が半数ずつで車輪が構成されている点など、原子炉建屋クレーンと同一の構造となっている。トロリの車輪まわりについても車輪（駆動輪、従動輪）配置や接触状況などについて同一構造となっている。

門型クレーン本体車輪まわり及びトロリ車輪まわりについては改造工事として脱輪防止装置を設置するため、原子炉建屋クレーンと同様に、車輪がレールから浮上る現象が発生した場合でも、脱線を防止する構造である。

大間 1 号機 原子炉建屋クレーン

柏崎刈羽 7 号機 原子炉建屋クレーン

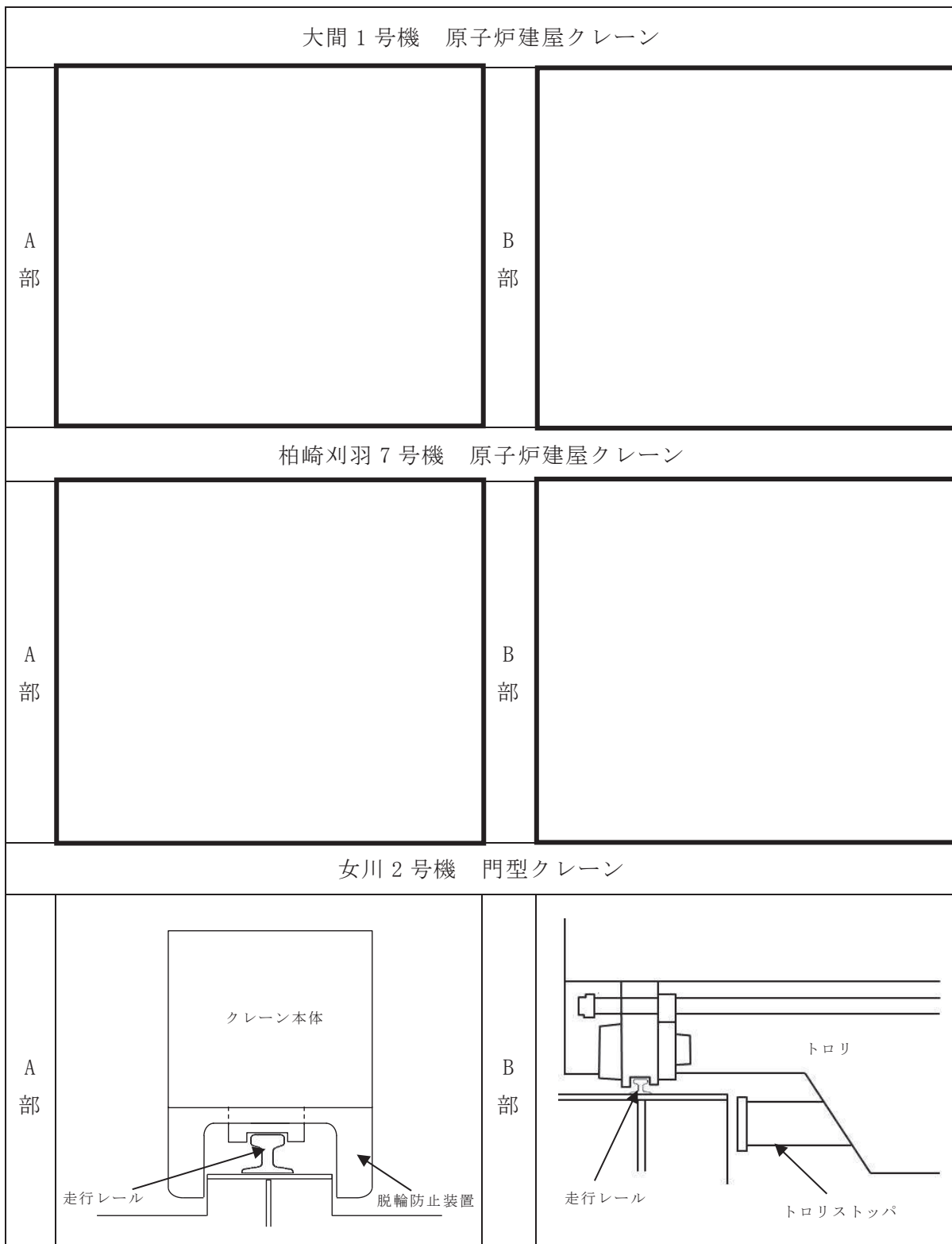
女川 2 号機 門型クレーン



(a) 概略構造比較

図 2-4 原子炉建屋クレーン及び門型クレーンの構造比較 (1/2)

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため、公開できません。



(b) 車輪まわり構造詳細比較

図 2-4 原子炉建屋クレーン及び門型クレーンの構造比較 (2/2)

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため、公開できません。

2.2 評価方法の比較

原子炉建屋クレーンと門型クレーンの評価方法の比較を表 2-2 に示す。門型クレーンの解析手法や解析モデル、境界条件などの解析評価の基本となる設定は原子炉建屋クレーンと同一の評価方法である。

入力地震動はそれぞれの設備を設置している位置の地震動を適用するため、評価方法の差異にはあたらない。

表 2-2 原子炉建屋クレーンと門型クレーンの評価方法比較

項目	大間 1 号機 原子炉建屋クレーン	柏崎刈羽 7 号機 原子炉建屋クレーン	女川 2 号機 門型クレーン	
解析手法			同左	
解析モデル			同左	
車輪－レール間の境界条件			同左	
地震力			水平	同左
			鉛直	
入力地震動			海水ポンプ室におけるクレーン設置位置の加速度時刻歴	
減衰定数			水平	同左
			鉛直	
解析プログラム			ABAQUS Ver6.14-1	

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため、公開できません。

3. 先行実績（PWR プラント門型クレーン）との比較

2 項において、BWR プラント原子炉建屋クレーンと門型クレーンの構造及び評価方法の比較を行ったが、本項においては、新規制基準対応工認で実績のある PWR プラント（玄海 3 号機及び伊方 3 号機）の門型クレーンと構造及び評価方法の比較を行う。

3.1 構造の比較

玄海 3 号機、伊方 3 号機及び女川 2 号機の門型クレーンの概略構造図を図 2-5 に、構造の比較を表 2-3 に示す。PWR プラントの門型クレーンと女川 2 号機の門型クレーンではガーダや脚部に一部形状の差異はあるが、主要構造物の構成は同一であり、全体構造も類似していることを確認した。

(a) 玄海 3 号機門型クレーン

(b) 伊方 3 号機門型クレーン

(c) 女川 2 号機門型クレーン

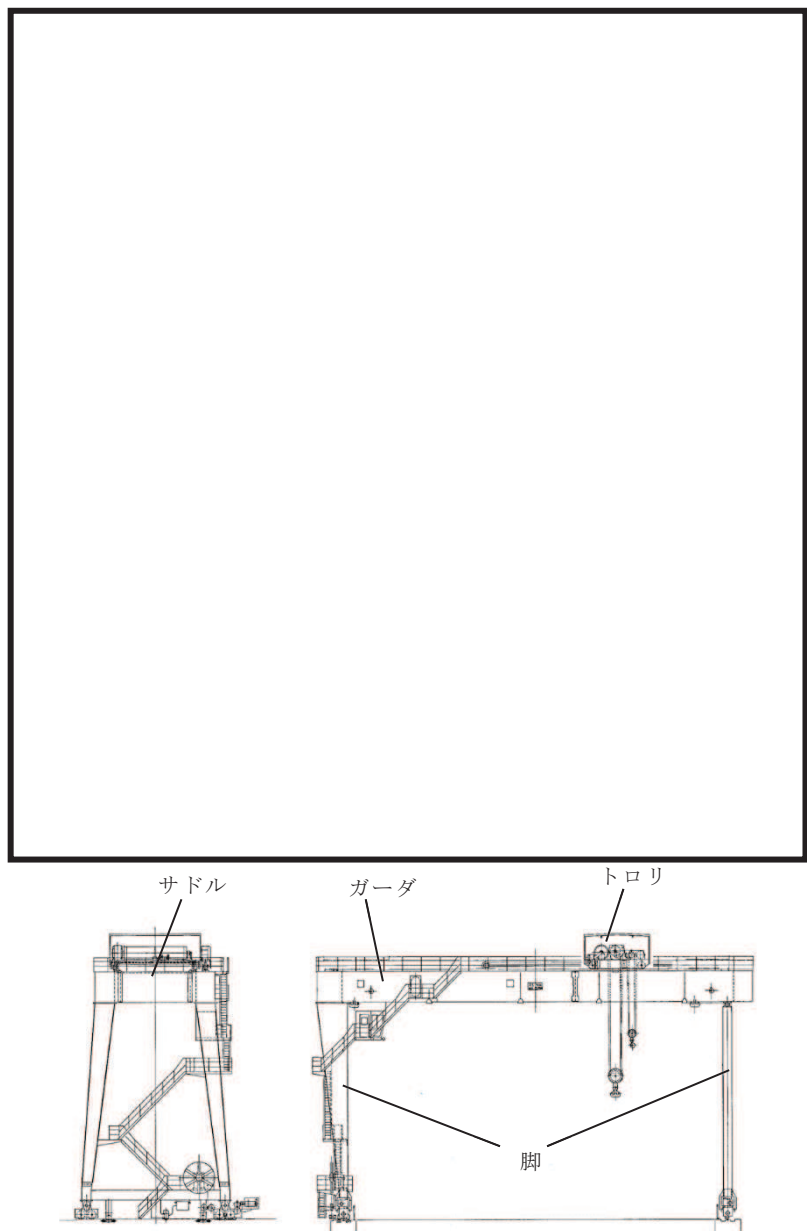


図 2-5 門型クレーン概略構造図

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため、公開できません。

表 2-3 PWR プラント門型クレーンと女川 2 号機門型クレーンの構造の特徴比較

	玄海 3 号機 門型クレーン	伊方 3 号機 門型クレーン	女川 2 号機 門型クレーン
構造概要			同左
主要構造物			同左
構造形状			同左
			同左

3.2 評価方法の比較

玄海 3 号機及び伊方 3 号機と女川 2 号機の門型クレーンの評価方法の比較を表 2-4 に示す。解析手法や解析モデル，境界条件などの解析評価の基本となる設定は全て女川 2 号機の門型クレーンと同一の評価方法である。

表 2-4 PWR プラント門型クレーンと女川 2 号機門型クレーンの評価方法比較

項目	玄海 3 号機 門型クレーン	伊方 3 号機 門型クレーン	女川 2 号機 門型クレーン	
解析手法			非線形時刻歴 応答解析	
解析モデル			同左	
車輪－レール間の 境界条件			同左	
地震力			水平	同左
			鉛直	同左
入力地震動			同左	
減衰 定数			水平	同左
			鉛直	同左
解析プログラム			ABAQUS Ver6.14-1	

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため、公開できません。

4. 非線形時刻歴応答解析の適用性（まとめ）

女川 2 号機海水ポンプ室門型クレーンに対して非線形時刻歴応答解析を適用するにあたり、先行実績（大間 1 号機原子炉建屋クレーン及び柏崎刈羽 7 号機原子炉建屋クレーン）との構造及び評価方法等の比較を行った。

前述の 2.1 項のとおり、全体構造、荷重伝達及び車輪まわりの構造について比較した結果、原子炉建屋クレーンに対して、門型クレーンは、クレーン本体の鋼構造物として脚が存在することのみが差異であり、これ以外の全体構造、荷重伝達及び車輪まわり構造が同様であることを確認した。なお、クレーン本体の鋼構造物として脚が存在することについては、適切に解析モデルに反映することで問題はない。

また、前述の 2.2 項のとおり、評価方法及び解析モデルについて比較した結果、解析モデルの設定方法として、3次元はり要素によるモデル化、水平方向のすべり、鉛直方向の浮上りの挙動を考慮する非線形要素の考え方が同様であることを確認した。

さらに、前述の 4 項のとおり、新規制基準対応工認で実績のある PWR プラントの門型クレーンと比較しても女川 2 号機の門型クレーンは構造及び評価方法上の差異がないことを確認した。

したがって、女川 2 号機海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価に対して、先行実績のある非線形時刻歴応答解析の適用性があると判断した。

先行実績との構造/評価手法比較

BWR プラント原子炉建屋クレーンとの構造比較

項目		大間 1 号機 原子炉建屋クレーン	崎刈羽 7 号機 原子炉建屋クレーン	女川 2 号機 海水ポンプ室門型クレーン
構造比較	構造概要			同左
	主要構造物			<ul style="list-style-type: none"> ・ ガーダ ・ サドル ・ トロリ ・ 脚
	構造形状			同左
	構造概略図			

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため、公開できません。

BWR プラント原子炉建屋クレーンとの評価手法比較

	項目	大間 1 号機 原子炉建屋クレーン	柏崎刈羽 7 号機 原子炉建屋クレーン	女川 2 号機 海水ポンプ室門型クレーン	
評 価 手 法 比 較	解析手法			同左	
	解析モデル			同左	
	解析モデル 概要図				
	車輪-レール間の 境界条件			同左	
	地震力			同左	
		水平			
		鉛直			
	入力地震動			同左	
	減衰定数			同左	
		水平			
	鉛直				
解析プログラム			ABAQUS Ver6.14-1		
時刻歴の 保守性検討			考慮 ASME Time History Broadening		

枠囲みの内容は当社の商業機密を含むため、又は他社の機密事項を含む可能性があるため、公開できません。

PWR プラント門型クレーンとの構造比較

	項目	玄海 3 号機 海水ポンプ室門型クレーン	伊方 3 号機 海水ポンプ室門型クレーン	女川 2 号機 海水ポンプ室門型クレーン
構造比較	構造概要			同左
	主要構造物			同左
	構造形状			同左
	構造概略図			<p>The diagram shows a crane structure with four main components labeled: サドル (Saddle) at the top left, ガーダ (Garda) in the middle left, トロリ (Trolley) at the top right, and 脚 (Leg) at the bottom center. The drawing is a technical line drawing showing the mechanical details of the crane's support and lifting mechanism.</p>

枠囲みの内容は他社の機密事項を含む可能性があるため公開できません。

PWR プラント門型クレーンとの評価手法比較

	項目	玄海 3 号機 海水ポンプ室門型クレーン	伊方 3 号機 海水ポンプ室門型クレーン	女川 2 号機 海水ポンプ室門型クレーン
評 価 手 法 比 較	解析手法			非線形時刻歴応答解析
	解析モデル			同左
	解析モデル 概要図			
	車輪-レール間の 境界条件			同左
	地震力			同左
	減衰定数			同左
	解析プログラム			ABAQUS Ver6.14-1 (ABAQUS は既往知見*において、固有周期や車輪部荷重等 に対して地震応答解析結果と振動試験結果を比較した検証 が実施されており、適用性に問題ないと考える。)
	時刻歴の 保守性検討			考慮 ASME Time History Broadening ・女川 2 号機門型クレーンは、クレーンがレール上をすべる ため、水平方向応答に対して非線形特性を有していること に加え、浮上がり挙動を考慮しているため、鉛直方向応答 に対しても非線形特性を有していることから、ASME の手 法を基に保守性を検討。
	入力地震動			同左
				同左

* : 「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) に係る報告書 (08 耐部報-0021, (独)原子力安全基盤機構)」
 「平成 20 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) に係る報告書 (09 耐部報-0008, (独)原子力安全基盤機構)」

枠囲みの内容は当社の商業機密を含むため、又は他社の機密事項を含む可能性のあるため、公開できません。

海水ポンプ室門型クレーンの地震時挙動に関する補足説明

1. はじめに

本資料は、海水ポンプ室門型クレーンの解析における摩擦力の設定と解析の前提条件（車輪はレール上にあり、レール直角方向に対しては脱輪防止装置又はトロリストoppaが接触して機能する）の考え方について補足説明するものである。

2. 車輪とレールとの摩擦力及び脱輪防止装置との接触による摩擦力の考慮

門型クレーンはレール上を車輪で移動する構造であり、レールと車輪は固定されていないため、地震時には走行方向（レール長手方向）にはすべりが発生し、摩擦力以上の荷重を受けない構造である。

門型クレーン本体車輪部とレール間の取り合い部を例とすると、接触面としては、鉛直方向（走行車輪～走行レール間）と水平方向（脱輪防止装置～走行レール躯体間）が挙げられる（図 4-1）。

鉛直方向には常時自重が加わっており、地震力による鉛直方向加速度が上向きに 1G を超えるごく僅かな時間を除き、常に車輪はレールに接触し垂直抗力 N が発生する状態であることから、評価上、摩擦係数 μ ($=0.3$) 一定の条件の下、垂直抗力 N を時々刻々変化した摩擦力 f ($=\mu N$) を考慮している。

なお、基準地震動 S_s による地震力に対して、駆動輪に接続される電動機及び減速機等の回転部が破損し駆動輪が自由に回転する可能性も考えられるが、その場合、摩擦力は低減することから、上記のように摩擦力を考慮した評価を行うことで保守的な評価となっている。

これに対して、水平方向には常時作用する荷重が無いが、水平方向（横行方向）の地震力によって、脱輪防止装置がレール躯体に接触する場合に垂直抗力 R が発生する。しかしながら、地震力は交番荷重であること及び、接触後も部材間の跳ね返りが発生することから、側面の接触時間はごく僅かな時間となる。また、大きな摩擦力が発生するためには、横行方向の地震力により瞬間的に垂直抗力 R が発生する間に、走行方向の大きな地震力が同時に作用する必要があることから、各方向地震力の非同時性を考慮し、側面の接触による摩擦力は考慮していない（ただし、念のため側面の接触による摩擦力を考慮した場合の影響を添付 11 に示す）。

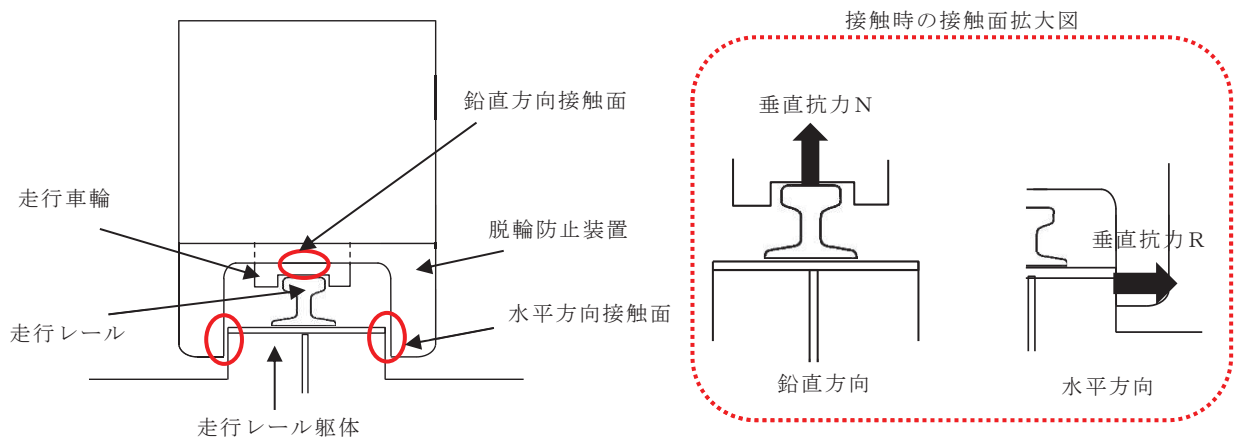


図 4-1 鉛直方向と水平方向の接触面

3. レール等の破損による解析条件への影響

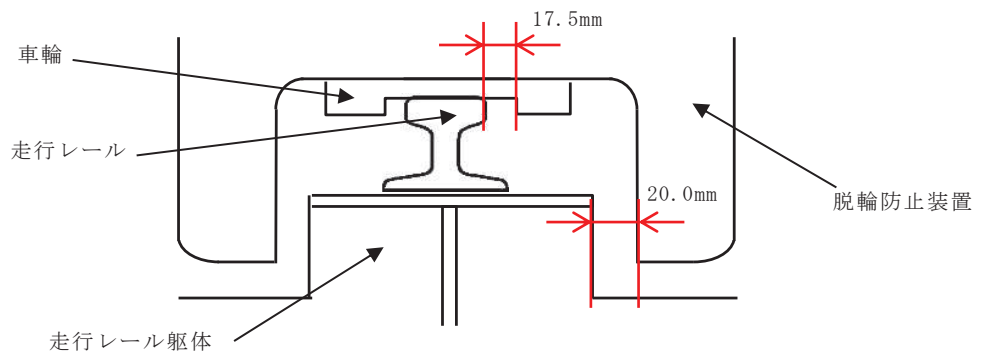
門型クレーンのモデル化にあたっては、車輪がレール上にあり、レール直角方向に対しては脱輪防止装置またはトロリストoppaが接触して機能することを前提としている。

ここでは、地震応答解析モデルの前提としている「レール上に車輪が乗っていること」が脱輪防止装置またはトロリストoppaの健全性を確認することで満足されることを、門型クレーン本体車輪部を例に示す。

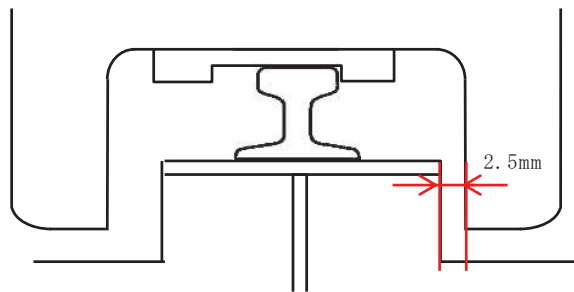
門型クレーンに地震力が作用する際は、車輪が走行レール上に乗り上がる挙動が想定されるが、脱輪防止装置が走行レール躯体に接触することで横行方向の移動量は制限される。脱輪防止装置は構造強度部材として基準地震動 S_s によって生じる地震力に対して許容応力を満足する設計としており、地震で破損することは無いため、脱輪防止装置と走行レール躯体間のギャップ量に相当する移動量となった場合でも車輪が走行レール上から落ちることは無い（図 4-2）。なお、トロリ車輪部についても同様である。

また、脱輪防止装置と走行レール躯体が接触する前に車輪から走行レールに荷重が伝わることになるが、車輪のつばと走行レールが接触（移動量 17.5 mm）してから脱輪防止装置と走行レール躯体が接触（移動量 20 mm）し、移動量が制限されるまでの移動量は 2.5 mm（=20.0 mm-17.5 mm）程度であることから、脱輪防止装置が接触して機能する前に鋼製部材である走行レールが大きく破損することは無いと考える。このように、車輪のつばの有無によらず構造強度部材である脱輪防止装置が機能することで車輪が走行レールにとどまる設計であることから、車輪のつばは地震応答解析の前提条件に影響するものではない。

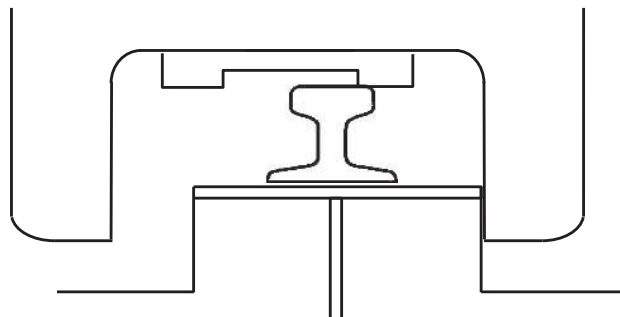
以上より、地震時に脱輪防止装置がレール躯体に接触して機能する前に車輪がすべり面である走行レールから落下することや、走行レールが大きく破損することが無いことから脱輪防止装置が機能する前に地震応答解析モデルの前提を満足しなくなるおそれは無いと考える。



(a) 通常時



(b) 地震力により車輪のつばが走行レールに接触（水平移動量 17.5 mm）



(c) 地震力により脱輪防止装置と走行レール躯体が接触（水平移動量 20.0 mm）

図 4-2 本体車輪部概念図

(本図は車輪が走行レールから外れないことを示すための概念図であり、構造物の大きさや間隙については実物と異なる。)

海水ポンプ室門型クレーン評価用地震動の選定

1. はじめに

海水ポンプ室門型クレーン（以下「門型クレーン」という。）の耐震評価においては、地震加速度によって浮上りが発生する可能性があるため、その浮上り状況を適切に評価するために、多質点はりモデルを用いて加速度時刻歴波を3方向同時に入力した非線形時刻歴応答解析を適用している。したがって、スペクトルモーダル解析のように地震応答の包絡条件を用いた耐震評価ではなく、基準地震動 S_s を個別に適用した耐震評価を実施している。

添付書類「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」の評価に適用している地震動（以下「評価用地震動」という。）は、基準地震動 S_s 7波のうち、門型クレーンの耐震評価に影響の大きい（発生応力や浮上り量が大きい）地震動を選定していることから、本資料では地震動選定の考え方についてまとめるものである。以下に基準地震動7波のうち門型クレーンの耐震評価に影響の大きい地震動の選定手順と結果を示す。

2. 門型クレーンの耐震評価に適用する地震動の選定

本項では、基準地震動 S_s 7波のうち門型クレーンの耐震評価に適用する地震動の選定方法と結果を示す。門型クレーンはレール上に設置されているため、地震時にクレーン本体ガーダもしくはトロリの滑りが発生する構造特徴があることから、門型クレーンに対する地震影響の大きい応答方向を絞り込んだ上で、更に影響の大きい地震動を選定する手順で実施している。

2.1 地震応答方向の選定

門型クレーンは図5-1に示すとおり、走行レール上を剛脚、揺脚を有する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走行する。剛脚、揺脚は脱輪防止装置、トロリはトロリストoppaを備えており、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。そのため、地震発生時にクレーン本体ガーダは走行方向（NS方向）に、トロリは横行方向（EW方向）に滑りを生じることになり、鉛直方向（UD方向）については固定されていないため浮上りが発生する。

構造特徴を踏まえ、門型クレーンに対する各方向の地震影響は以下のとおり整理できることから、地震応答方向としては、横行方向（EW方向）及び鉛直方向（UD方向）の2方向を選定する。

(1) 走行方向（NS方向）

地震時に発生する荷重が静摩擦係数による摩擦力を超過した場合に門型クレーン全体に滑りが発生するため、走行方向（NS方向）に対しては地震によってクレーン本体ガーダに有意な荷重が発生しない。

(2) 横行方向 (EW方向)

地震時にトロリが滑るものの、走行レールに対して直角方向となるクレーン本体ガーダ、剛脚及び揺脚は脱輪防止装置で拘束され、地震による水平力がクレーン本体ガーダに発生する。

(3) 鉛直方向 (UD方向)

鉛直下向き方向は海水ポンプ室躯体に支持され地震による鉛直力が発生し、鉛直上向き方向は固定されていないためクレーン本体ガーダ及びトロリに浮上りが発生する。

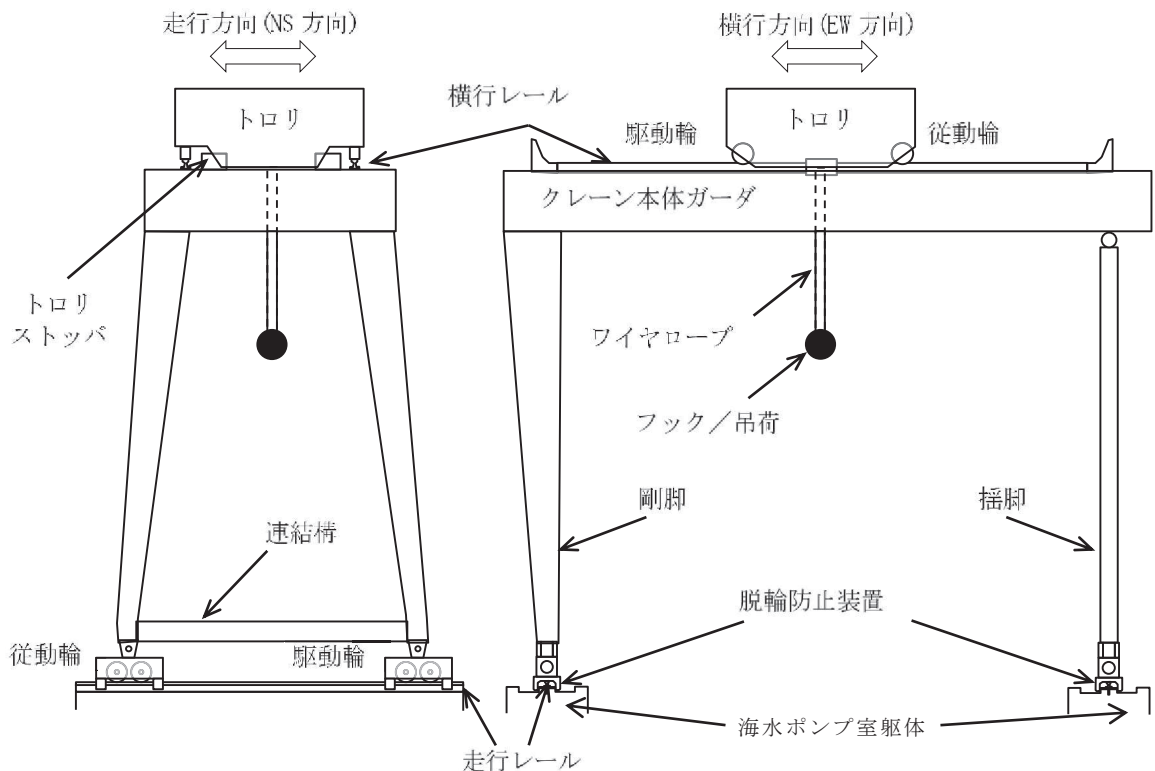


図5-1 構造概要図

2.2 地震動の選定

2.2.1 地震動の選定方法

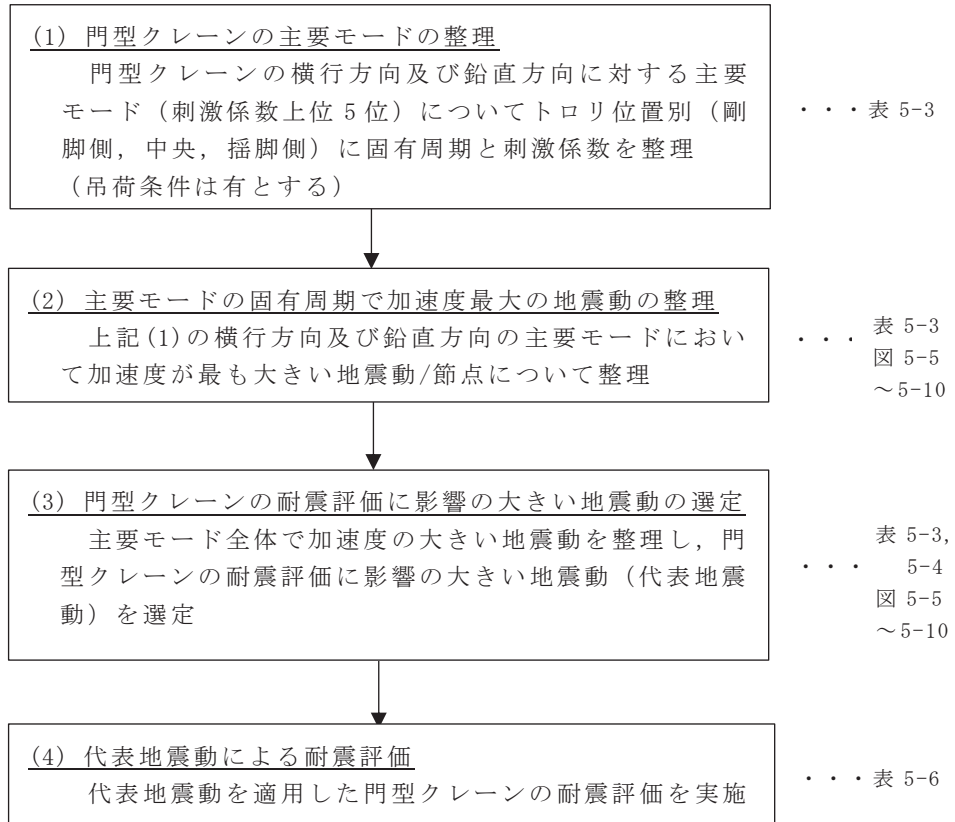
女川原子力発電所第2号機の基準地震動 S_s は表5-1 (「VI-2-1-2 基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」より抜粋) に示すとおり7種類の地震動を策定していることから、この中から図5-2に示す(1)～(3)の手順で門型クレーンの耐震評価に影響の大きい地震動を選定する。

表 5-1 基準地震動 S_s の概要

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	1,000	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

注記* : 強震動生成域

[地震動の選定手順 (2.2 項)]



[選定した地震動の妥当性確認手順 (2.3 項)]

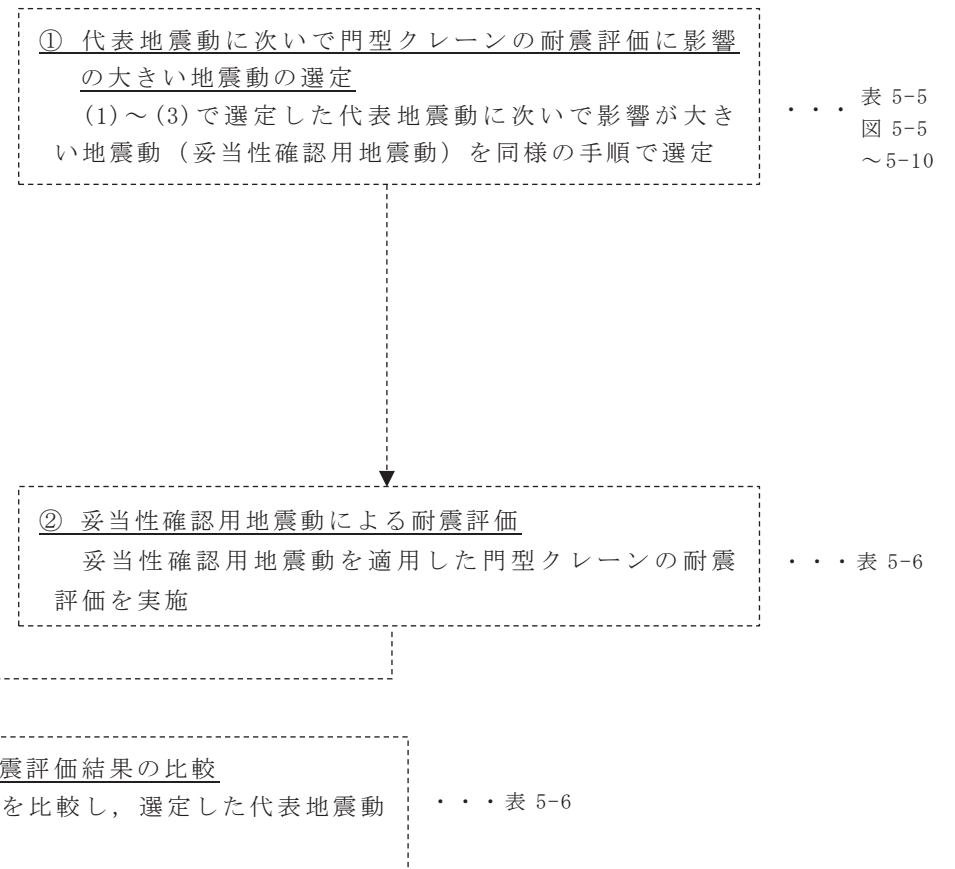


図5-2 門型クレーンの耐震評価に適用する地震動の選定及び妥当性確認手順

2.2.2 地震動の選定結果

図5-2に示す手順で検討した結果を以下に示す。

(1) 門型クレーンの主要モードの整理

門型クレーンの固有周期解析の結果を表5-2，振動モード図を図5-3に示す。

また，表5-3に主要モードを整理した結果を示す。

(2) 主要モードの固有周期で加速度最大の地震動の整理

表5-3に主要モードで加速度が最大となる地震動/節点を整理した結果を示す。

(3) 門型クレーンの耐震評価に影響の大きい地震動の選定

(1)，(2)で整理した結果に基づき門型クレーンの耐震評価に影響の大きい地震動（以下「代表地震動」という。）を選定する。

表5-3に示すとおり， S_s-D1 及び S_s-D2 の2種類の地震動が，門型クレーンの主要モードの多くで最大加速度となっていることが分かる。特に水平（横行）方向は S_s-D1 と S_s-D2 がほぼ全てのモードで最大加速度となっている。これは，表5-1のとおり S_s-D1 及び S_s-D2 は，応答スペクトルに基づく手法による基準地震動であり全ての周期帯において安定的な応答を示すことが要因と考えられる。

一方， S_s-F2 や S_s-F3 が鉛直方向の特定のモードにおいて最大加速度となっているものの，これらの地震動は断層モデルを用いた手法による基準地震動であることから，周期帯によって応答の大きさにばらつきがあり S_s-D1 や S_s-D2 と比較すると水平方向のモードにおける加速度は小さい。このため，門型クレーン全体評価に及ぼす影響は小さいと考えられる。

また， S_s-D3 については，トロリ位置：中央の場合の刺激係数が最も大きい水平方向のモードにおいて最大加速度となっているが，当該モードの加速度は S_s-D2 とほぼ同等であり，他モードにおいては S_s-D1 又は S_s-D2 より小さい加速度となっていることから耐震評価への影響は S_s-D1 及び S_s-D2 より小さいと考えられる。

以上の内容を踏まえ，門型クレーンの水平（横行）方向及び鉛直方向いずれの主要モードに対しても影響が大きいと考えられる， S_s-D1 及び S_s-D2 を代表地震動として選定した。選定結果を表5-4にまとめる。

(4) 代表地震動による耐震評価

代表地震動による評価結果(表5-6)は2.3項にて後述する。

表 5-2(1/3) 固有値解析結果（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 5-2(2/3) 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 5-2(3/3) 固有値解析結果（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。

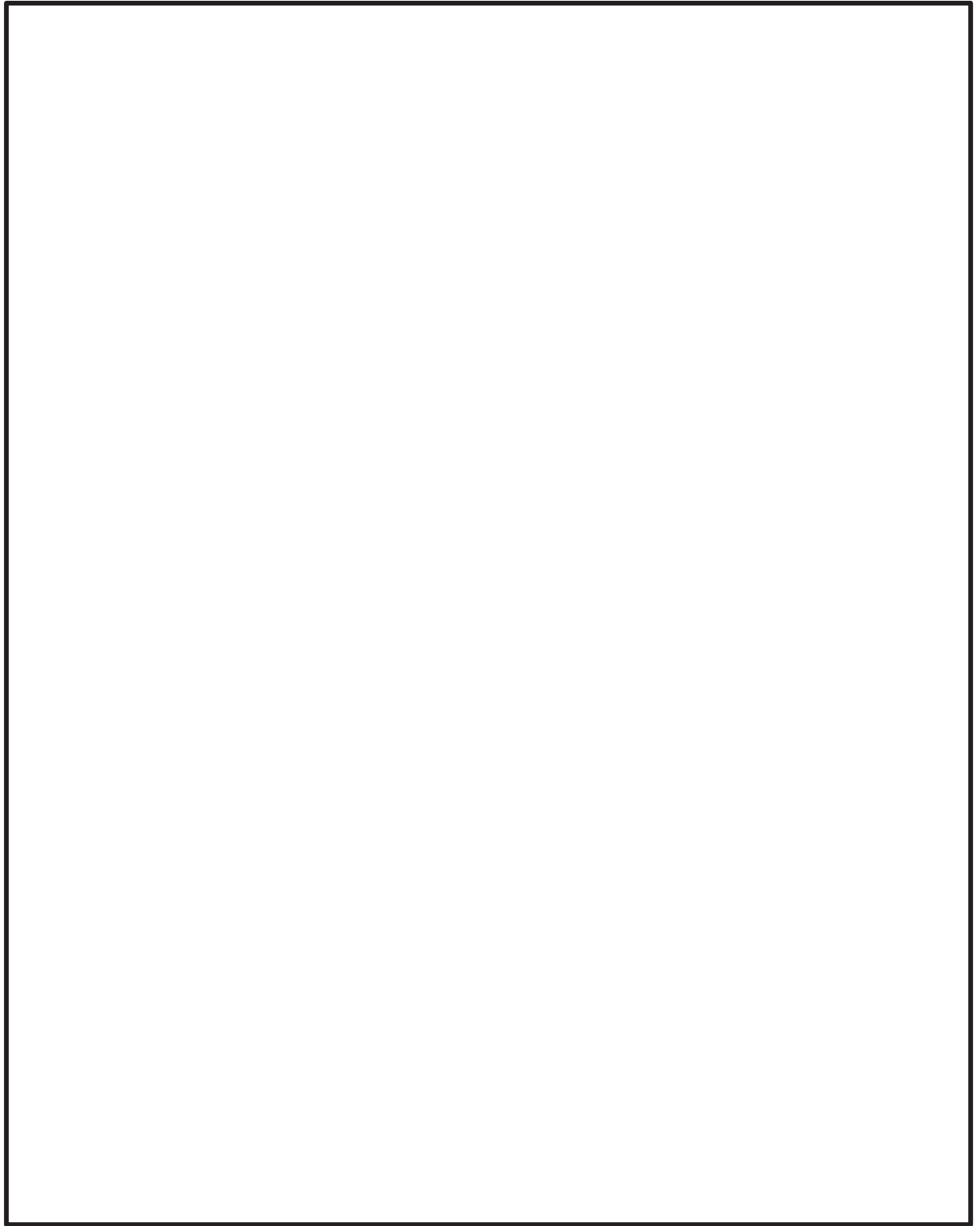


図 5-3(1/3) 振動モード図（トロリ位置：剛脚側，吊荷：有）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

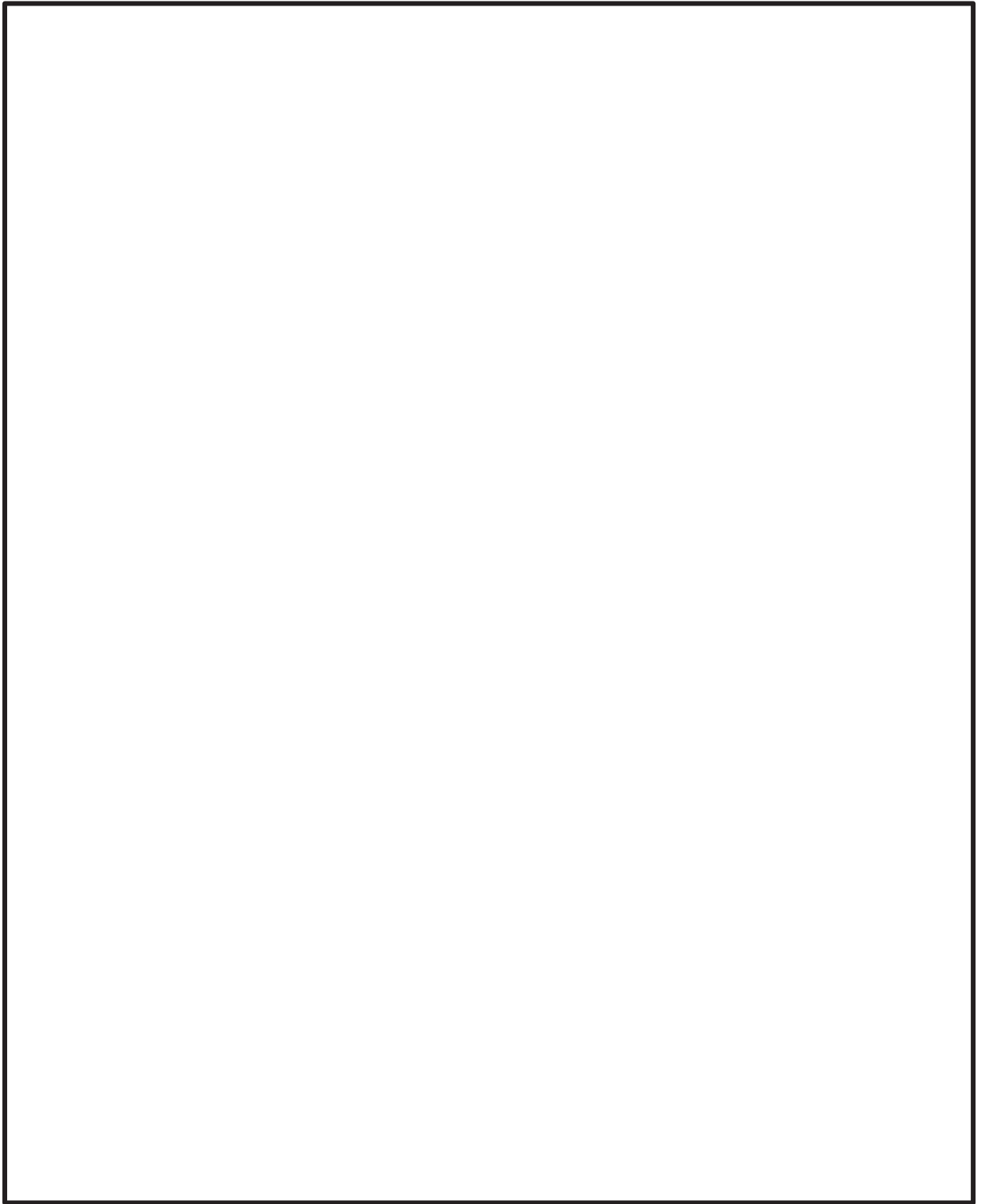


図 5-3(2/3) 振動モード図（トロリ位置：中央，吊荷：有）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

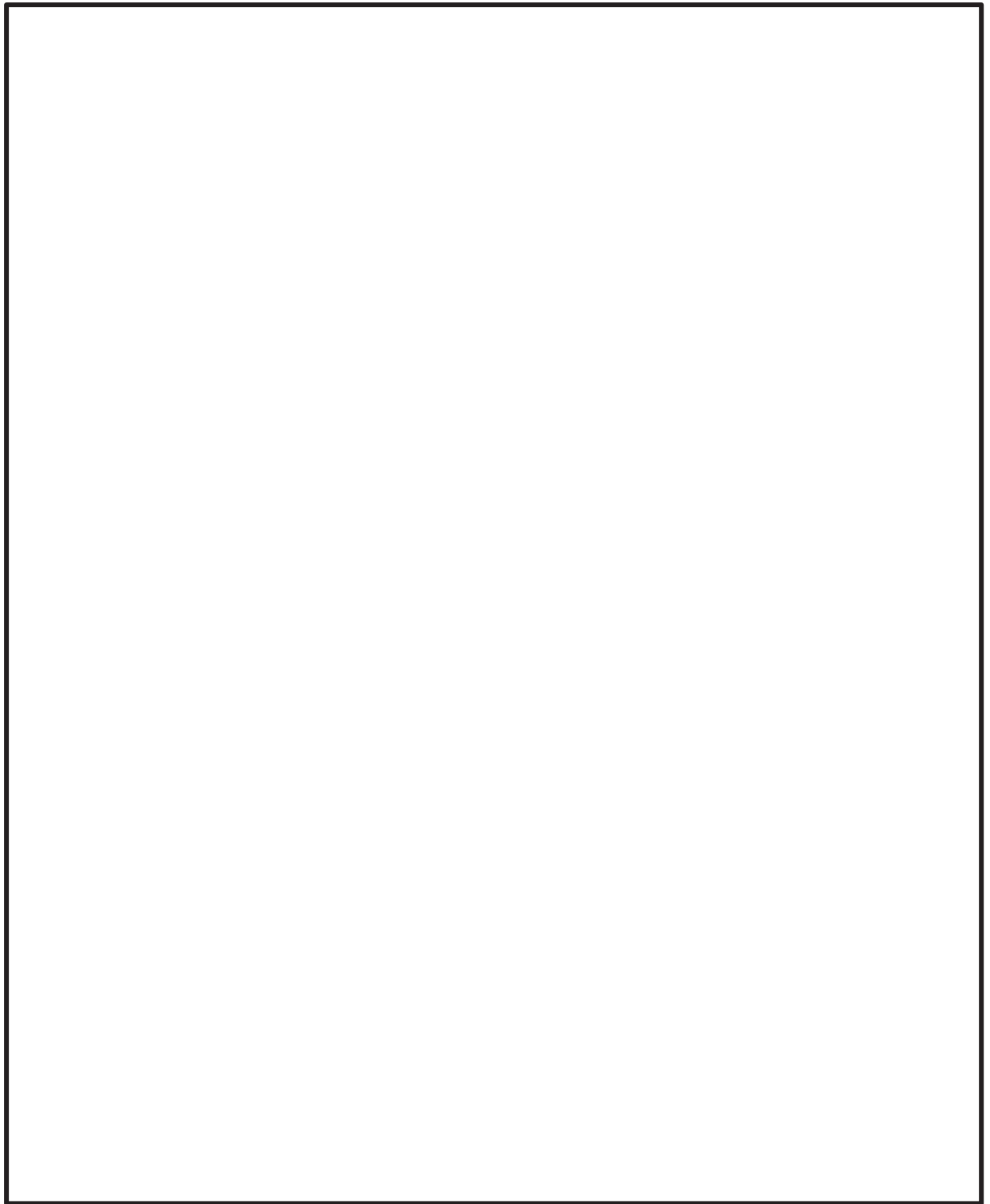


図 5-3(3/3) 振動モード図（トロリ位置：揺脚側，吊荷：有）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表5-3 門型クレーンの耐震評価に影響の大きい地震動の整理

トロリ位置	吊荷*1	水平（横行方向（EW方向））					鉛直（UD方向）						
		床応答 スペクトル 図番	刺激係数	固有周期 (s)	加速度最大となる条件		床応答 スペクトル 図番	刺激係数	固有周期 (s)	加速度最大となる条件			
					地震動	節点*2				地震動	節点*2		
剛脚側	有	図5-5	1位	2701	2701	図5-8	1位	2701	2701	1708			
											2701	2701	1708
											2701	2701	1708
											2701	2701	1708
											2701	2701	1708
中央	有	図5-6	1位	2701	2701	図5-9	1位	2701	2701	1708			
											2701	2701	1708
											2701	2701	1708
											2701	2701	1708
											2701	2701	1708
揺脚側	有	図5-7	1位	2701	2701	図5-10	1位	2701	2701	1708			
											2701	2701	1708
											2701	2701	1708
											2701	2701	1708
											2701	2701	1708

(図 5-2 の (1) の整理)

(図 5-2 の (2) の整理)

(図 5-2 の (1) の整理)

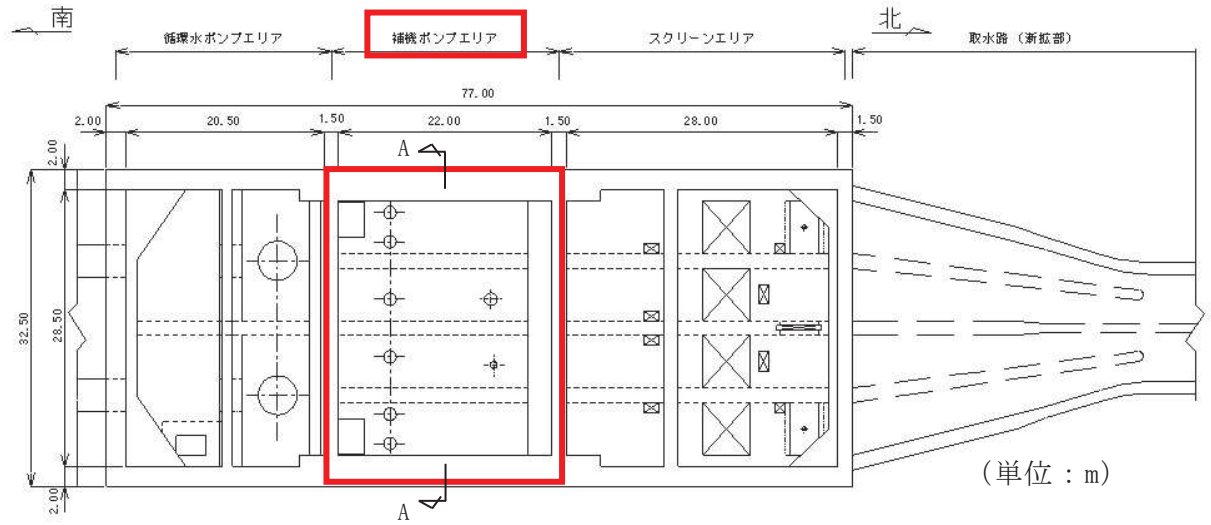
(図 5-2 の (2) の整理)

注記*1：吊荷の負荷を考慮した場合のほうが耐震評価は厳しくなることから吊荷有の条件とする。

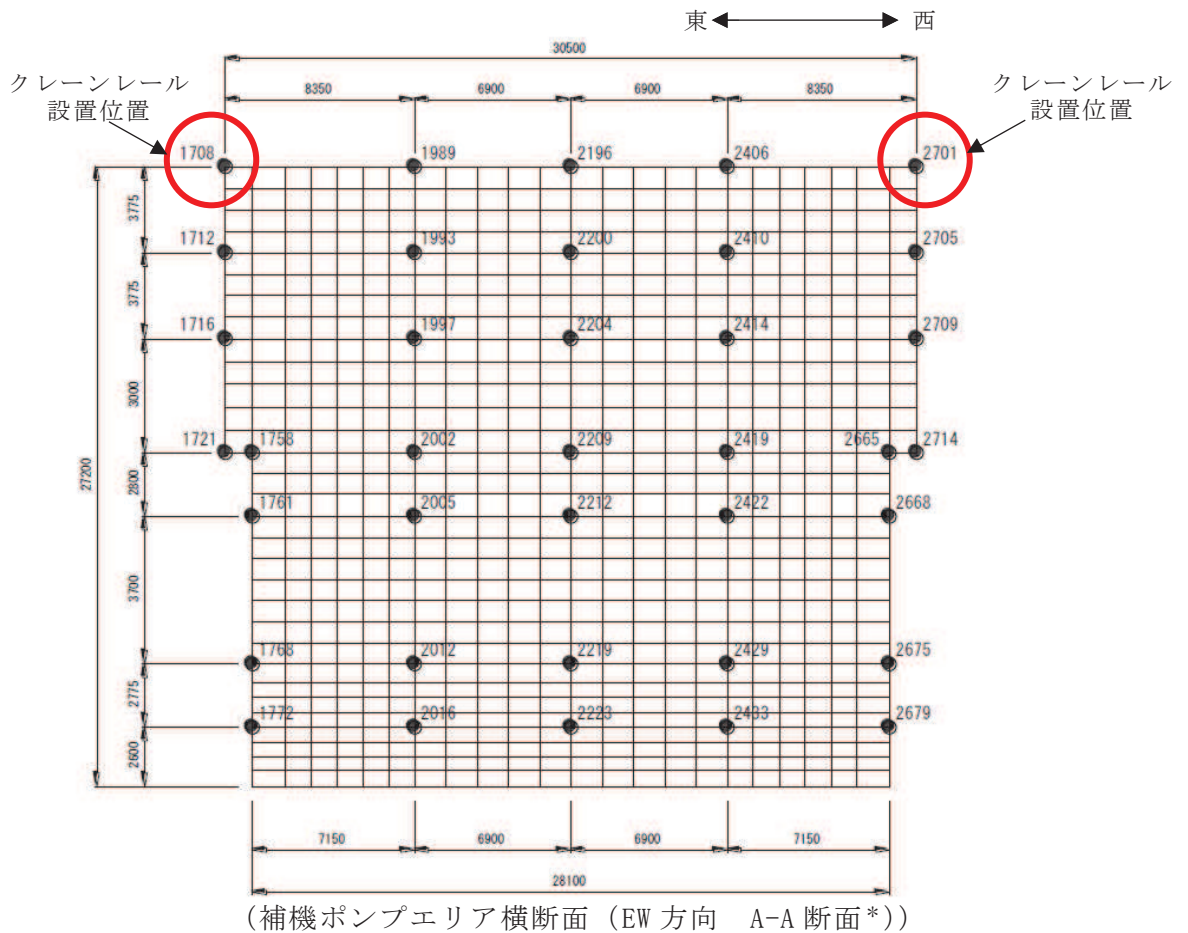
*2：門型クレーンの耐震評価には添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」に基づき算定された加速度時刻歴波を用いており、門型クレーンレールの設置位置を考慮して適用する節点は1708と2701としている。節点位置の詳細は図5-4に示す。

添付 5-12

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



(海水ポンプ室平面図)



(補機ポンプエリア横断面 (EW方向 A-A断面*))

注記*：添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」においてはA-A断面を補機ポンプエリアの代表断面として選定し、構造物のモデルは、補機ポンプエリアの奥行方向（南北方向）で三次元構造解析モデルと等価な剛性を持つ二次元等価剛性モデルを用いて地震応答解析を実施している。

図5-4 海水ポンプ室の地震応答解析モデル

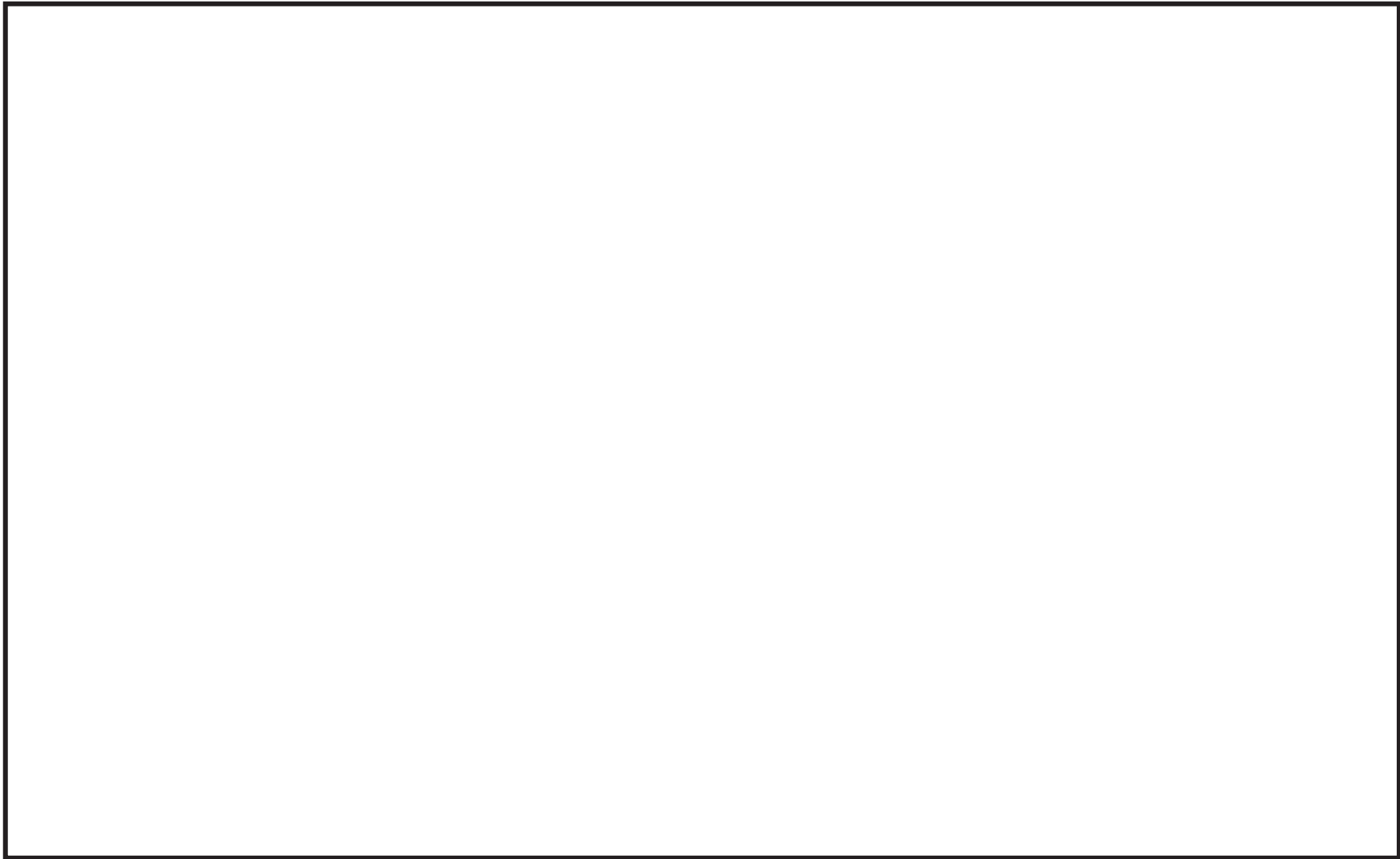


図5-5 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル
トロリ位置：剛脚側の場合の水平モード固有周期との重ね合わせ (1/2)

A 領域拡大図

B 領域拡大図

C 領域拡大図

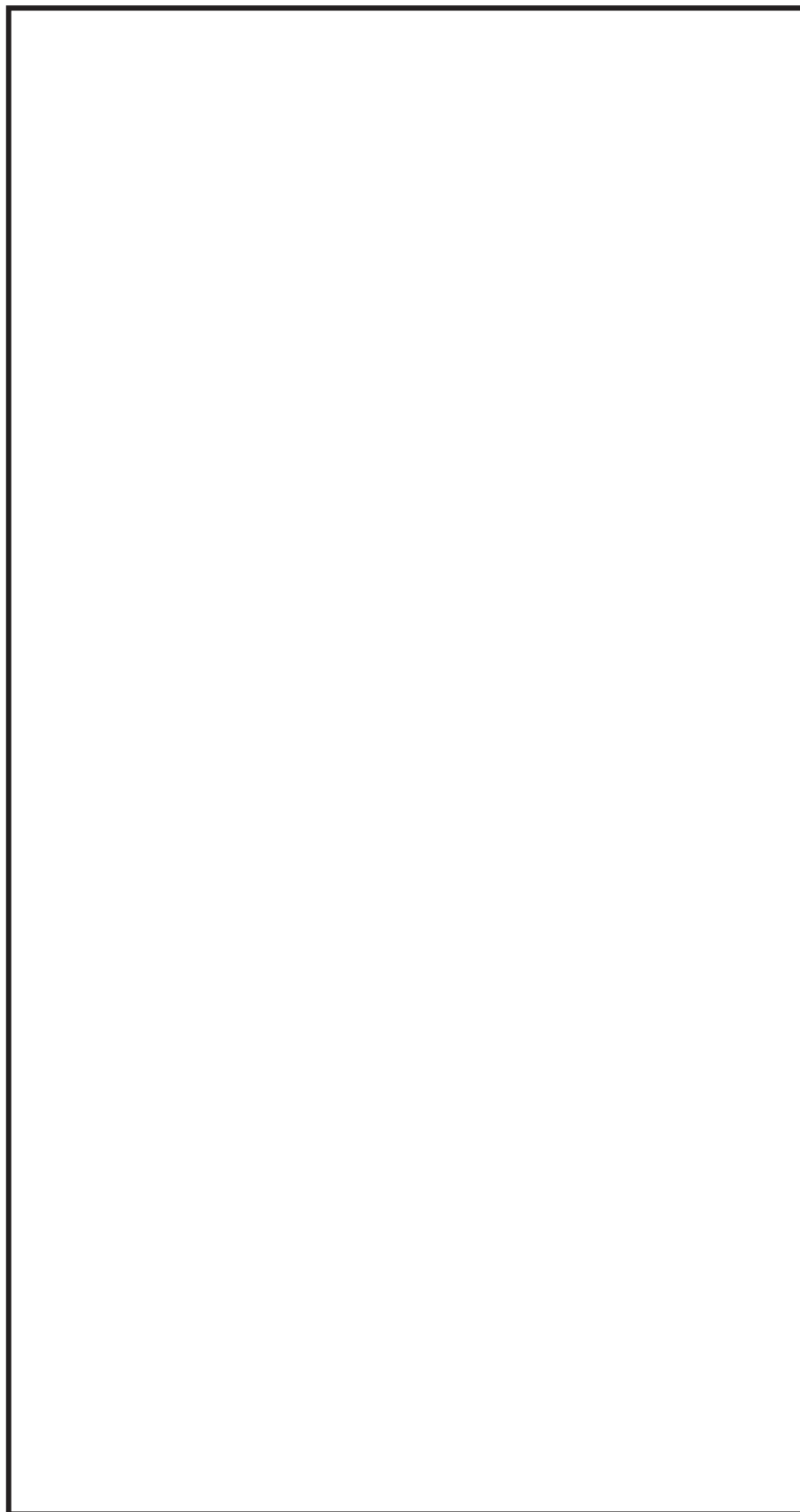


図5-5 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル
トロリ位置：剛脚側の場合の水平モード固有周期との重ね合わせ (2/2)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

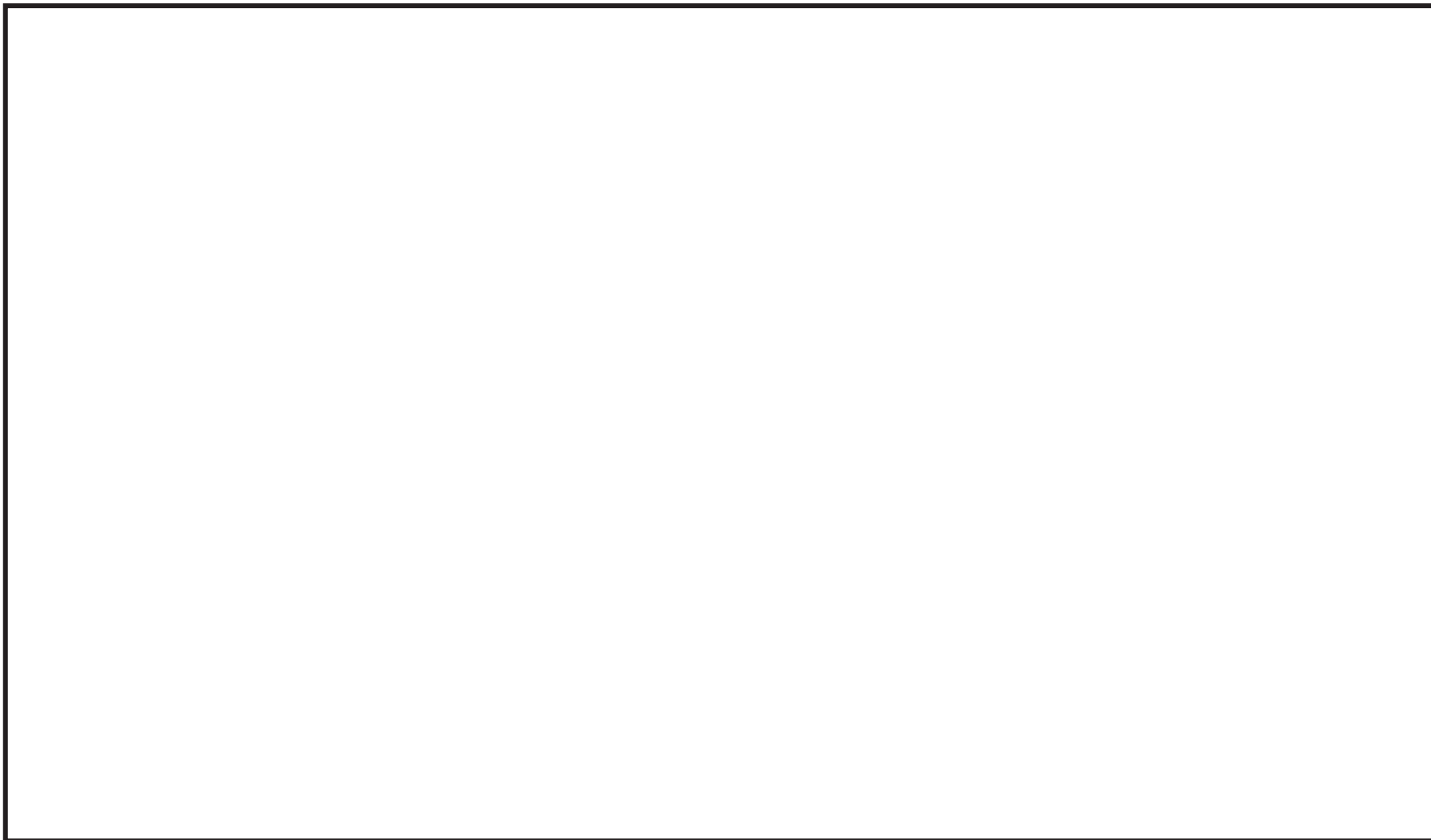


図5-6 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル
トロリ位置：中央の場合の水平モード固有周期との重ね合わせ (1/3)

A 領域拡大図



B 領域拡大図

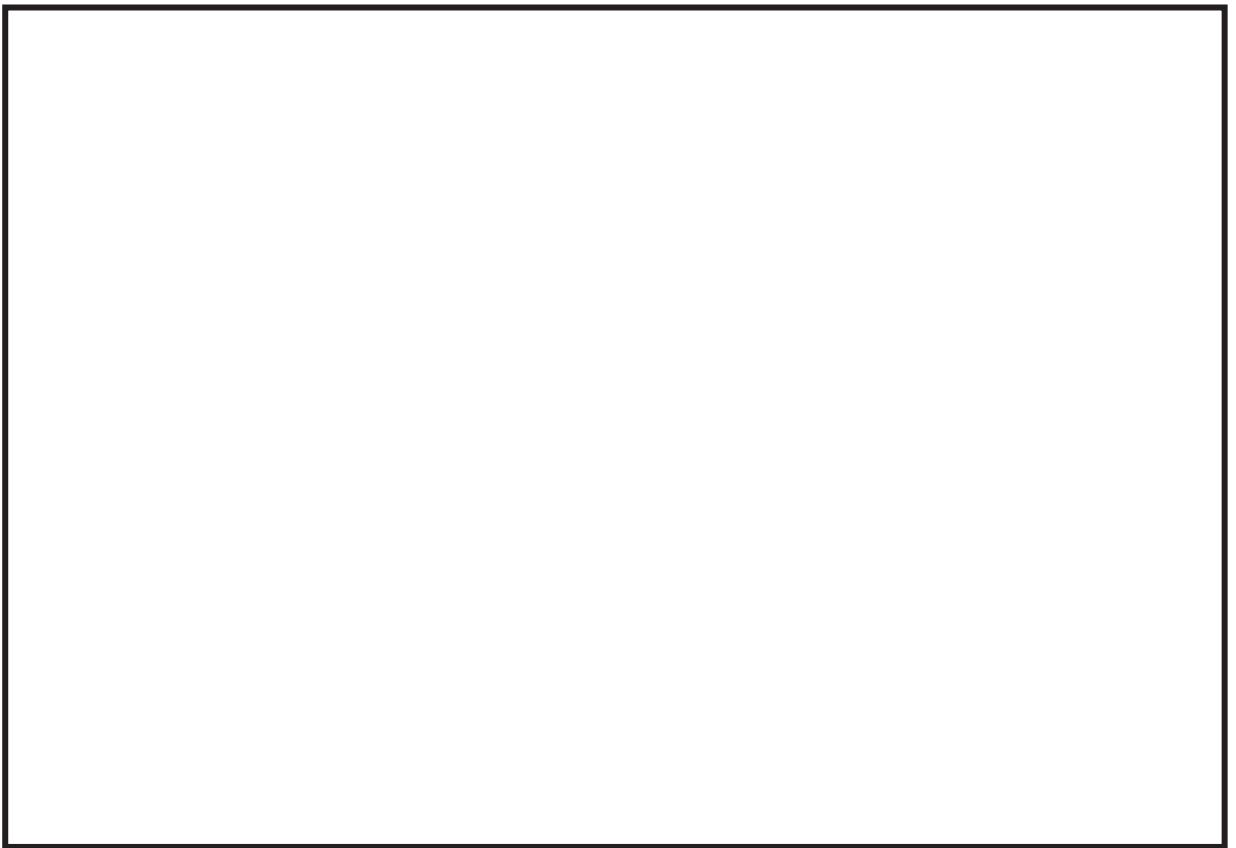
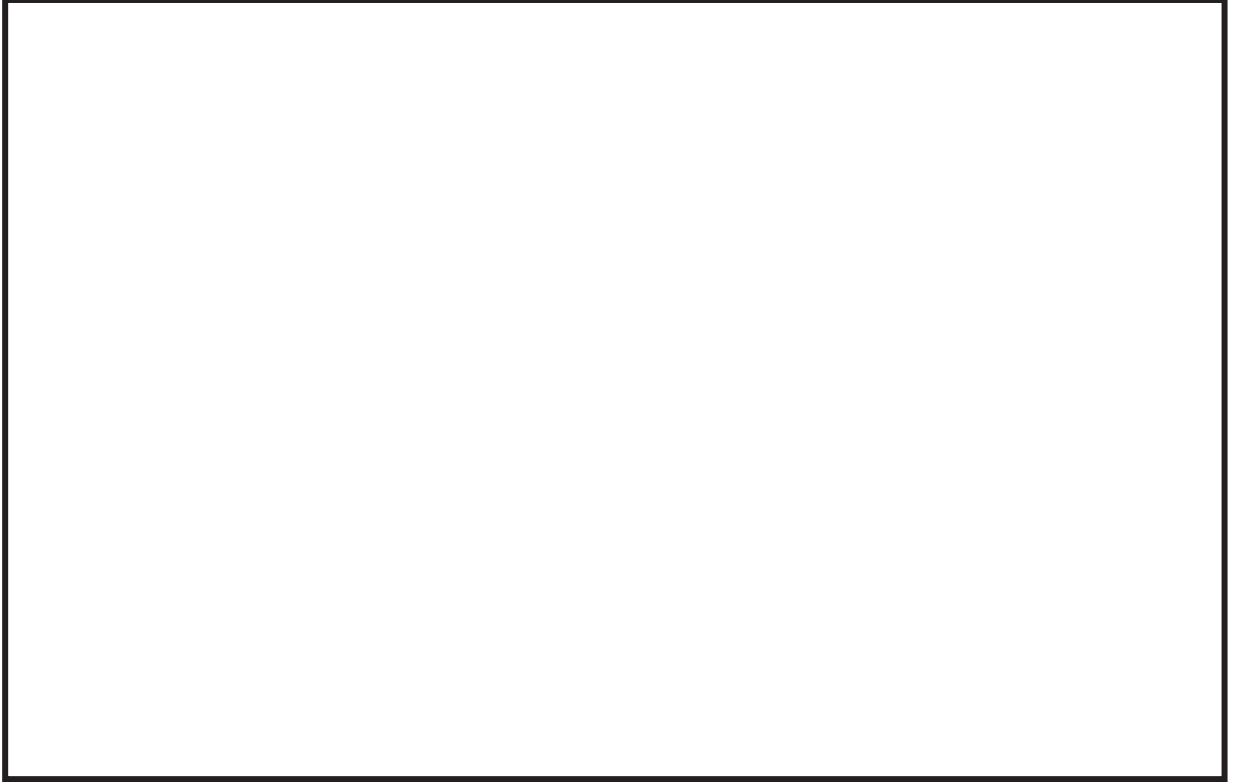


図5-6 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル
トロリ位置：中央の場合の水平モード固有周期との重ね合わせ (2/3)

C 領域拡大図



D 領域拡大図

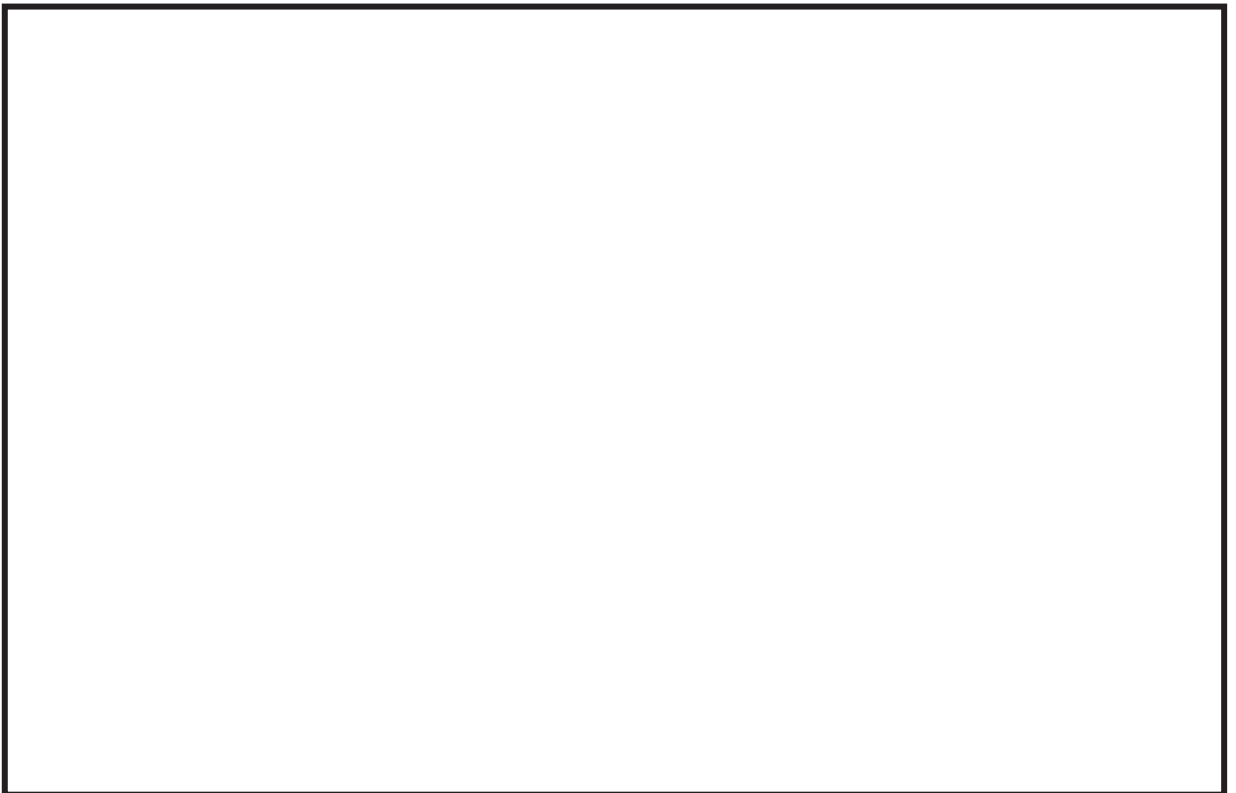


図5-6 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル
トロリ位置：中央の場合の水平モード固有周期との重ね合わせ (3/3)

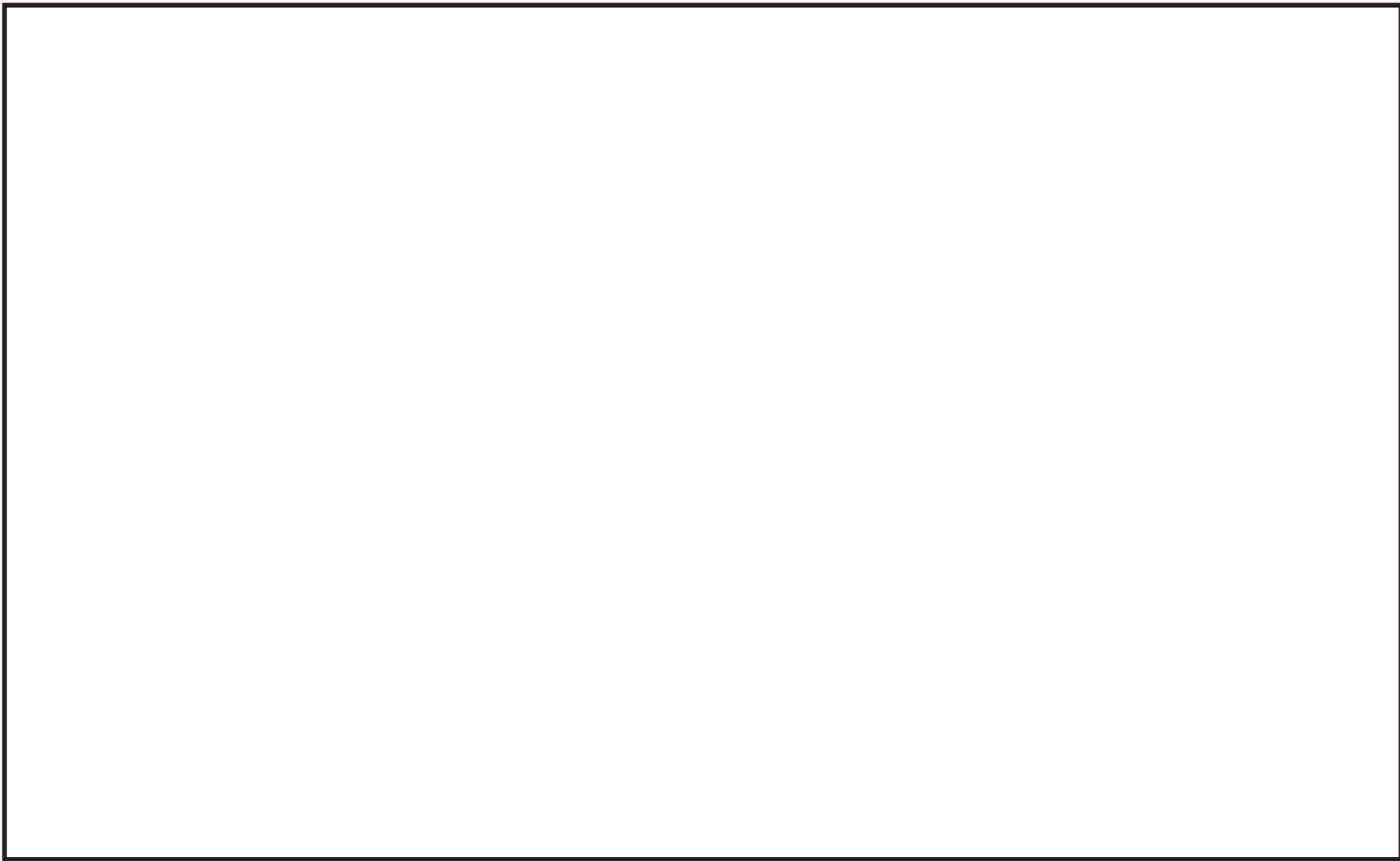


図5-7 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル
トロリ位置：揺脚側の場合の水平モード固有周期との重ね合わせ (1/2)

A 領域拡大図

B 領域拡大図

C 領域拡大図

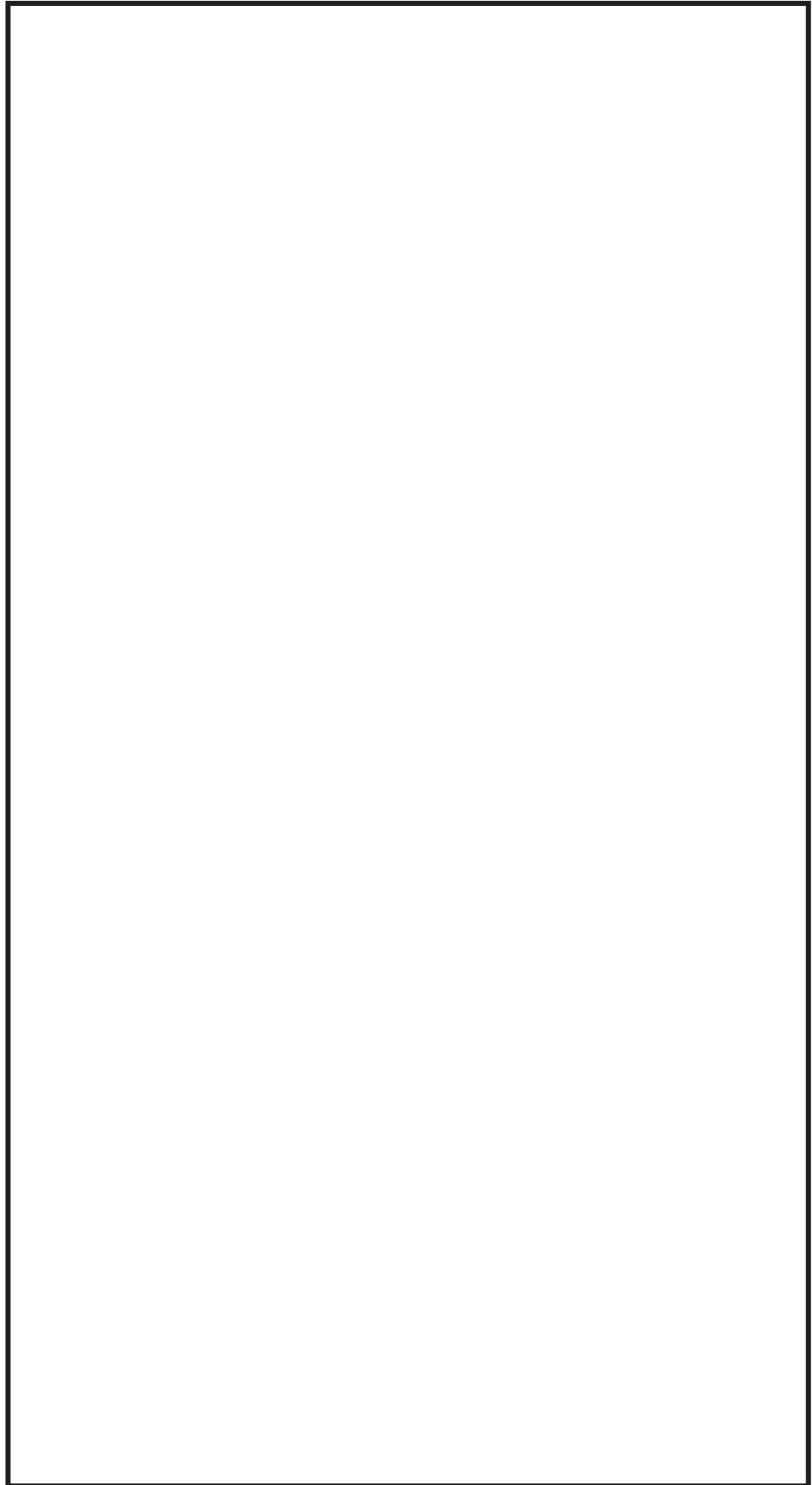


図5-7 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル
トロリ位置：揺脚側の場合の水平モード固有周期との重ね合わせ (2/2)

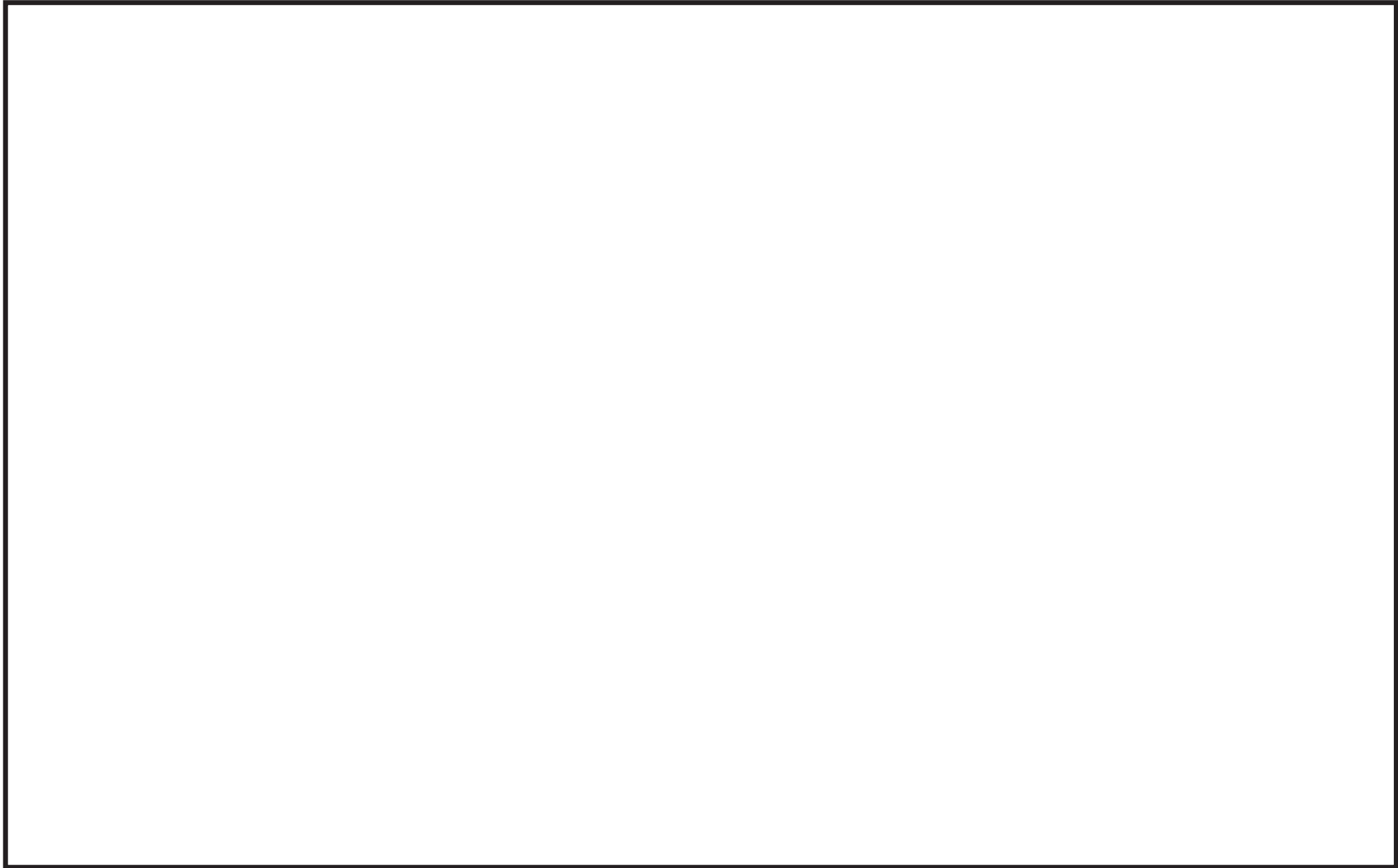


図5-8 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル
トロリ位置：剛脚側の場合の鉛直モード固有周期との重ね合わせ (1/2)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

A 領域拡大図



B 領域拡大図



図5-8 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル
トロリ位置：剛脚側の場合の鉛直モード固有周期との重ね合わせ (2/2)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

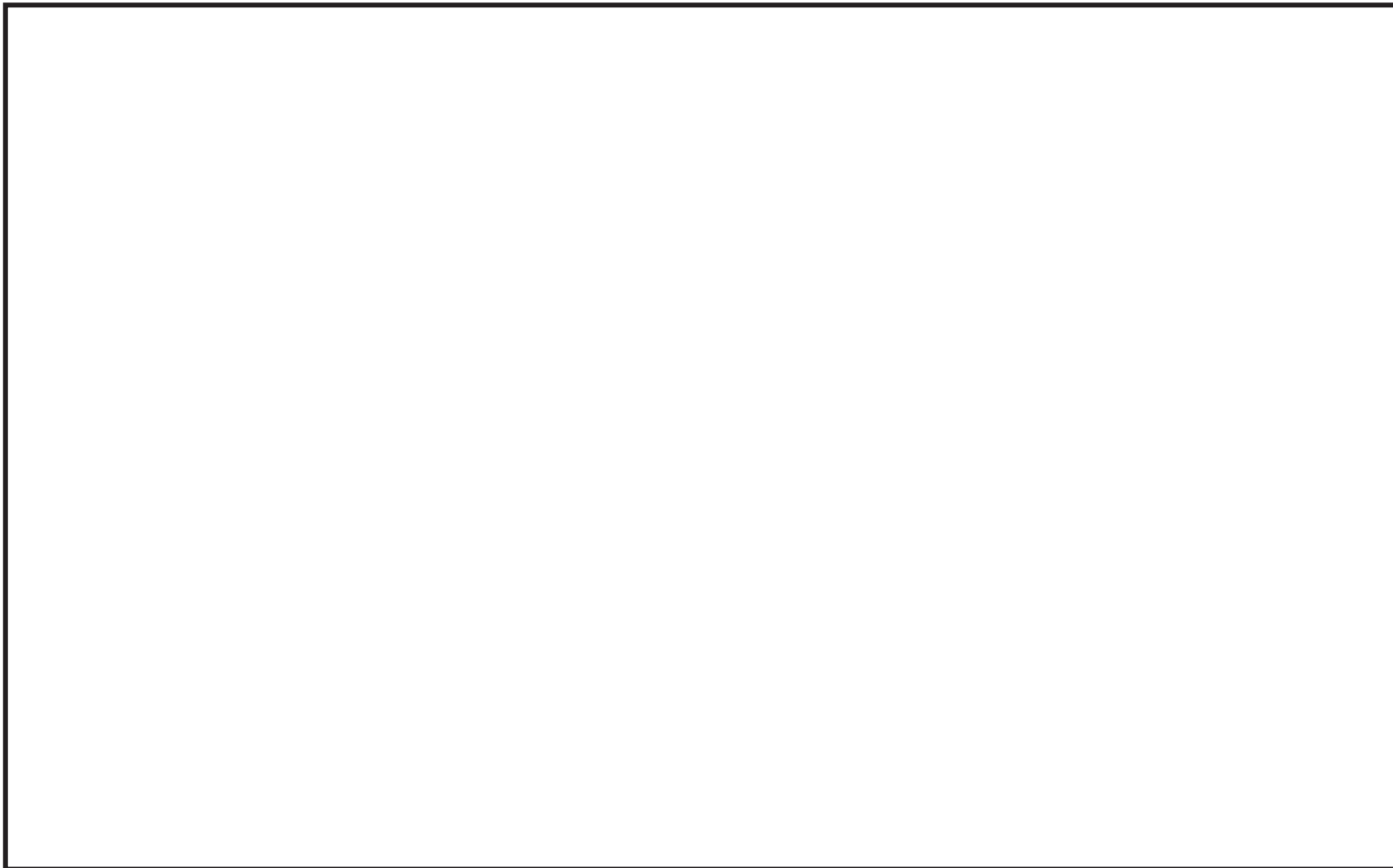


図5-9 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル
トロリ位置：中央の場合の鉛直モード固有周期との重ね合わせ (1/2)

A 領域拡大図

B 領域拡大図

C 領域拡大図

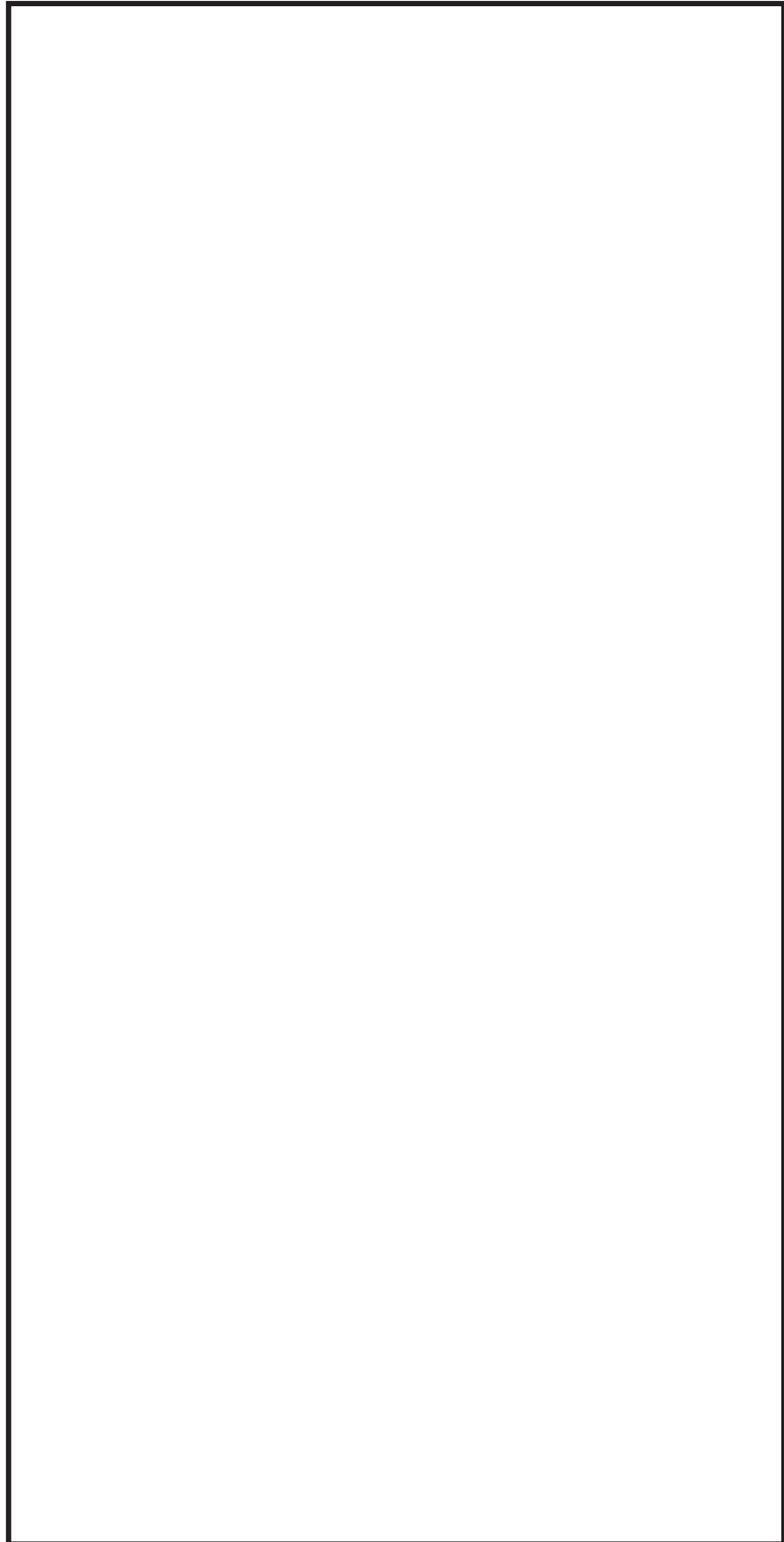


図5-9 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル
トロリ位置：中央の場合の鉛直モード固有周期との重ね合わせ (2/2)

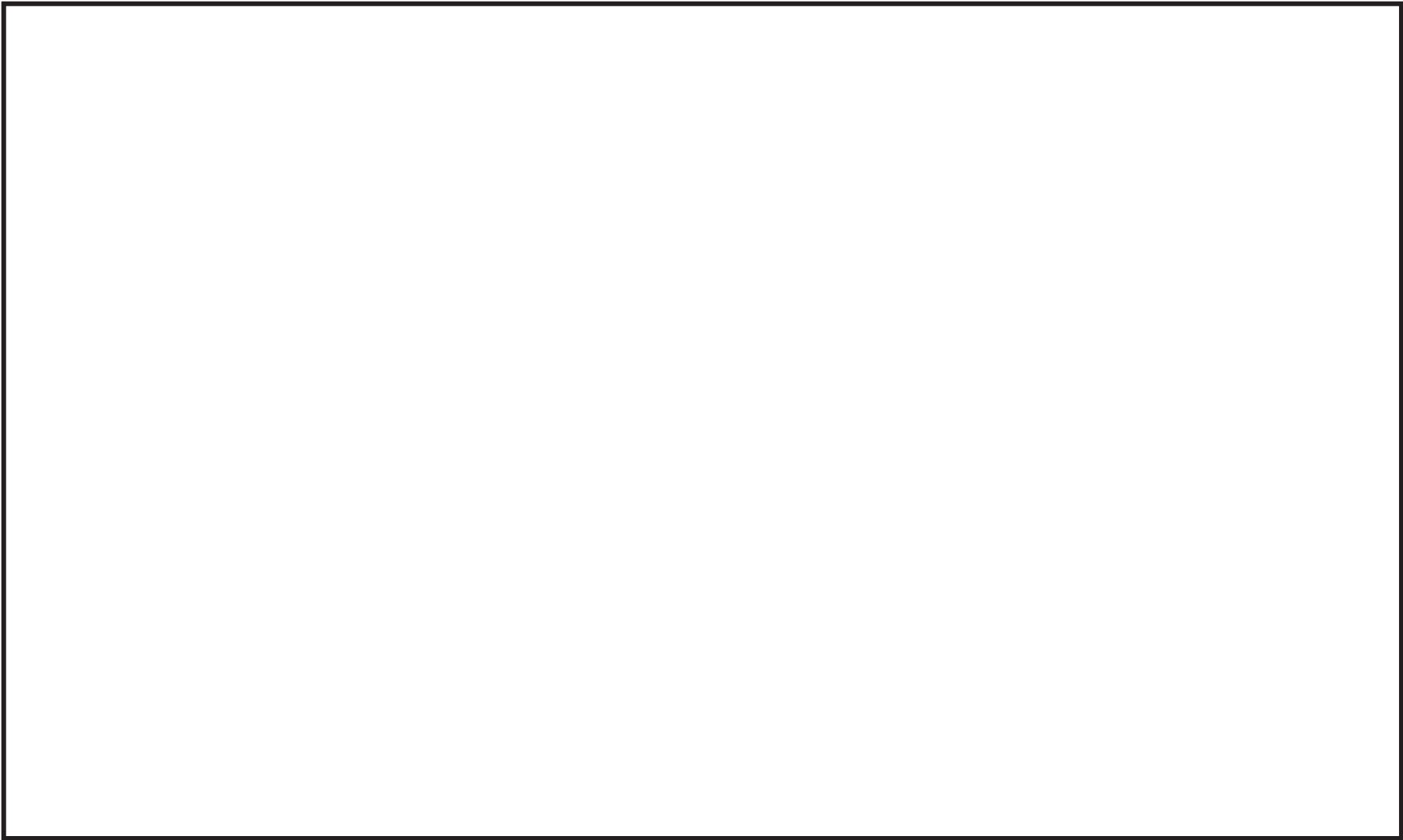


図5-10 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル
トロリ位置：揺脚側の場合の鉛直モード固有周期との重ね合わせ (1/2)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

A 領域拡大図

B 領域拡大図

C 領域拡大図

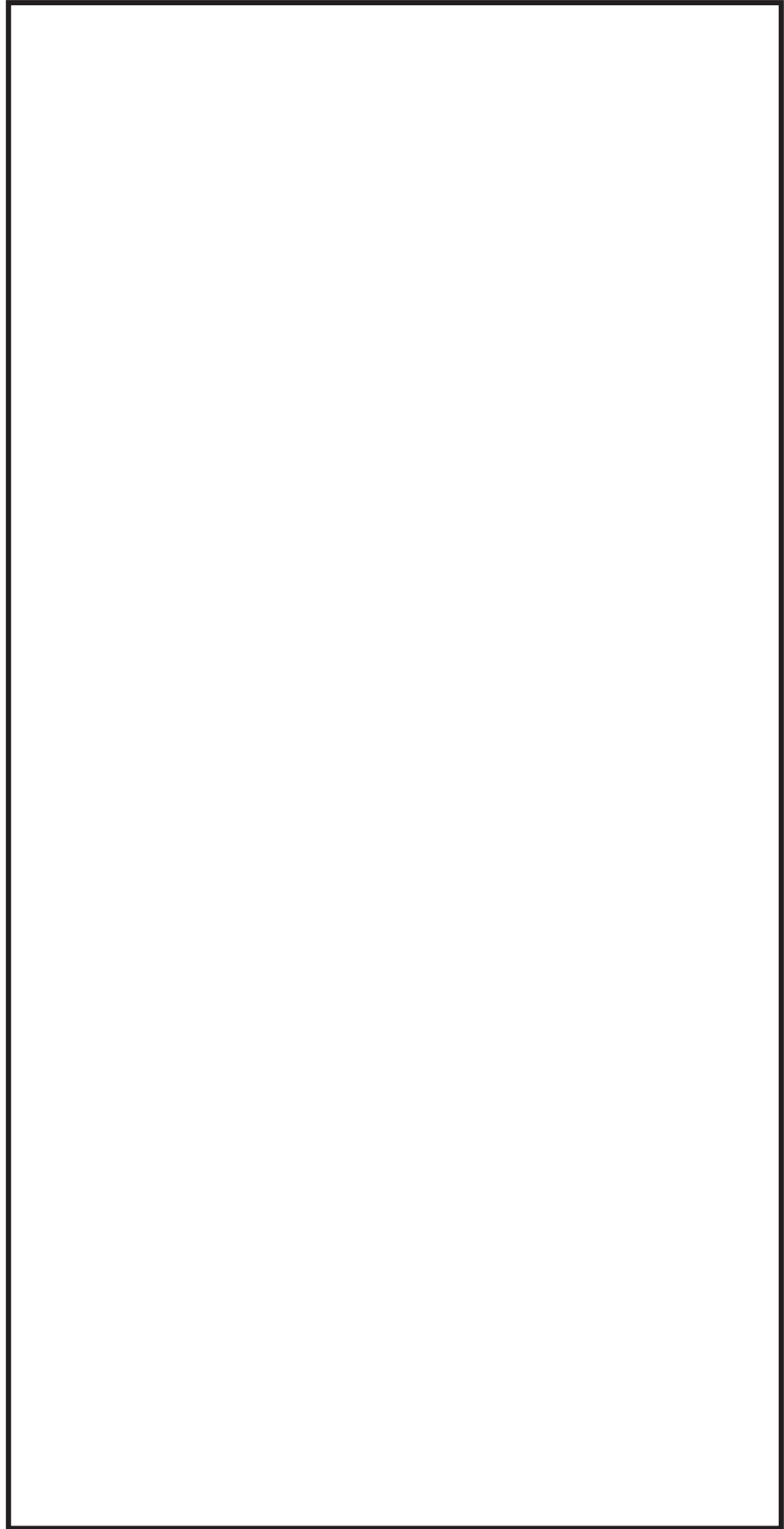


図5-10 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル
トロリ位置：揺脚側の場合の鉛直モード固有周期との重ね合わせ (2/2)

表 5-4 代表地震動の選定結果

地震動の種類	方向ごとに適用する節点位置	
	水平（横行）方向(EW方向)	鉛直方向(UD方向)
S s - D 1	2701	1708
S s - D 2	2701	2701

2.3 選定した地震動の妥当性確認

2.2項で選定した代表地震動（ $S_s - D 1$ 及び $S_s - D 2$ ）について、選定の妥当性を確認するため、代表地震動（ $S_s - D 1$ 及び $S_s - D 2$ ）に次いで影響が大きいと考えられる地震動を選定して耐震評価結果を比較する。妥当性確認は、2.2項と同様、図5-2に示す①～③の手順で実施し、その結果を以下に示す。

① 代表地震動に次いで門型クレーンの耐震評価に影響の大きい地震動の選定

表5-5に示すとおり、代表地震動（ $S_s - D 1$ 及び $S_s - D 2$ ）に次いで門型クレーンの耐震評価に影響の大きい地震動（以下「妥当性確認用地震動」という。）としては、鉛直方向で影響の大きい $S_s - F 2$ （水平方向節点：2701，鉛直方向節点：1708）を選定した。選定理由は以下のとおりである。

後述する代表地震動（ $S_s - D 1$ 及び $S_s - D 2$ ）の評価結果（表5-6）から、クレーン本体ガーダの裕度が最も小さくなることが分かっており、さらにトロリが中央に位置する場合が最も厳しい結果となっている。これはクレーン本体ガーダ中央部が鉛直方向に撓むモードに対してトロリ質量が中央部に位置することで影響を及ぼしているためである。

以上より、トロリ中央位置での鉛直方向主要モードのうち刺激係数が最も大きいモード（刺激係数1位のモード）で最大加速度となる $S_s - F 2$ を妥当性確認用地震動として選定する。

② 妥当性確認用地震動による耐震評価

表5-6に妥当性確認用地震動（ $S_s - F 2$ ）による耐震評価結果を示す。

③ 代表地震動及び妥当性確認用地震動の評価結果の比較

表5-6に、代表地震動（ $S_s - D 1$ 及び $S_s - D 2$ ）及び妥当性確認用地震動（ $S_s - F 2$ ）による門型クレーンの耐震評価結果を整理、比較したものを示す。評価結果の比較は、裕度最小部位がクレーン本体ガーダであることを踏まえて、当該部位に最も厳しい条件であるトロリ中央位置での結果について整理している。

各部位の評価結果を比較し最も厳しい結果となっているケースを表中に赤字で示している。連結構（揺脚側）の引張応力の評価を除いて、他評価では全て代表地震動（ $S_s - D 1$ 及び $S_s - D 2$ ）の発生値が最大となっている。なお、連結構（揺脚側）の引張応力については妥当性確認用地震動（ $S_s - F 2$ ）が最大値となっているものの、引張も考慮した組合せ応力では $S_s - D 2$ が最大値となっており部材に対して最も厳しい地震動は $S_s - D 2$ であると考えられるため、代表地震動として $S_s - D 1$ 及び $S_s - D 2$ を選定した判断は妥当である。

表5-5 門型クレーンの妥当性確認用地震動の選定

トロリ位置	吊荷*1	水平（横行方向（EW方向））					鉛直（UD方向）						
		床応答 スペクトル 図番	刺激係数	固有周期 (s)	加速度最大となる条件		床応答 スペクトル 図番	刺激係数	固有周期 (s)	加速度最大となる条件			
					地震動*2	節点*2,3				地震動*2	節点*2,3		
剛脚側	有	図5-5	1位			S s - D 2	2701	図5-8	1位			S s - F 3	1708
			2位			S s - D 1	2701		2位			S s - D 1	1708
			3位			S s - D 2	2701		3位			S s - F 2	1708
			4位			S s - D 2	2701		4位			S s - D 3	1708
			5位			S s - D 1	2701		5位			S s - D 2	2701
中央	有	図5-6	1位			S s - D 3	2701	図5-9	1位			S s - F 2	1708
			2位			S s - D 1	2701		2位			S s - D 1	1708
			3位			S s - D 2	2701		3位			S s - D 3	1708
			4位			S s - D 2	2701		4位			S s - D 2	2701
			5位			S s - F 2	2701		5位			S s - D 1	1708
揺脚側	有	図5-7	1位			S s - D 2	2701	図5-10	1位			S s - F 2	2701
			2位			S s - D 1	2701		2位			S s - D 1	1708
			3位			S s - D 2	2701		3位			S s - D 3	1708
			4位			S s - D 2	2701		4位			S s - D 1	1708
			5位			S s - F 2	2701		5位			S s - N 1	2701

注記*1：吊荷の負荷を考慮した場合のほうが耐震評価は厳しくなることから吊荷有の条件とする。

*2：代表地震動として選定したS s - D 1及びS s - D 2の項目はグレーハッチングで表示。

*3：門型クレーンの耐震評価には添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」に基づき算定された加速度時刻歴波を用いており、門型クレーンレールの設置位置を考慮して適用する節点は1708と2701として
いる。節点位置の詳細は、図5-4に示す。

 ：代表地震動の評価結果で裕度が最小となるクレーン本体ガード（トロリ位置：中央）に対して影響の大きい鉛直方向で刺激係数が最大となるモード

表5-6 代表地震動（ $S_s - D 1$ ， $S_s - D 2$ ）及び妥当性確認用地震動（ $S_s - F 2$ ）の耐震評価結果の比較（1/4）

a. クレーン本体ガード

応力分類	トロリ位置	吊荷	地震動の種類	発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
曲げ 応力	中央	有	$S_s - D 1$	240	280	1.16
			$S_s - D 2$	207		1.35
			$S_s - F 2$	238		1.17
せん断 応力	中央	有	$S_s - D 1$	30	161	5.36
			$S_s - D 2$	26		6.19
			$S_s - F 2$	25		6.44

b. 剛脚

応力分類	トロリ位置	吊荷	地震動の種類	発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
引張 応力	中央	有	$S_s - D 1$	5	280	56.0
			$S_s - D 2$	9		31.1
			$S_s - F 2$	3		93.3
圧縮 応力	中央	有	$S_s - D 1$	55	262	4.76
			$S_s - D 2$	60		4.36
			$S_s - F 2$	48		5.45
曲げ 応力	中央	有	$S_s - D 1$	181	280	1.54
			$S_s - D 2$	180		1.55
			$S_s - F 2$	131		2.13
組合せ 応力	中央	有	$S_s - D 1$	0.70	1	1.42
			$S_s - D 2$	0.69		1.44
			$S_s - F 2$	0.51		1.96

表5-6 代表地震動（ $S_s - D 1$ ， $S_s - D 2$ ）及び妥当性確認用地震動（ $S_s - F 2$ ）の耐震評価結果の比較（2/4）

c. 揺脚

応力分類	トロリ位置	吊荷	地震動の種類	発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
引張 応力	中央	有	$S_s - D 1$	7	280	40.0
			$S_s - D 2$	8		35.0
			$S_s - F 2$	4		70.0
圧縮 応力	中央	有	$S_s - D 1$	64	209	3.26
			$S_s - D 2$	71		2.94
			$S_s - F 2$	59		3.54
曲げ 応力	中央	有	$S_s - D 1$	118	280	2.37
			$S_s - D 2$	149		1.87
			$S_s - F 2$	109		2.56
組合せ 応力	中央	有	$S_s - D 1$	0.61	1	1.63
			$S_s - D 2$	0.71		1.40
			$S_s - F 2$	0.55		1.81

d. 連結構（剛脚側）

応力分類	トロリ位置	吊荷	地震動の種類	発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
引張 応力	中央	有	$S_s - D 1$	17	280	16.4
			$S_s - D 2$	14		20.0
			$S_s - F 2$	11		25.4
圧縮 応力	中央	有	$S_s - D 1$	6	249	41.5
			$S_s - D 2$	10		24.9
			$S_s - F 2$	5		49.8
曲げ 応力	中央	有	$S_s - D 1$	145	280	1.93
			$S_s - D 2$	195		1.43
			$S_s - F 2$	109		2.56
組合せ 応力	中央	有	$S_s - D 1$	0.53	1	1.88
			$S_s - D 2$	0.71		1.40
			$S_s - F 2$	0.40		2.50

表5-6 代表地震動（ $S_s - D 1$ ， $S_s - D 2$ ）及び妥当性確認用地震動（ $S_s - F 2$ ）の耐震評価結果の比較（3/4）

e. 連結構（揺脚側）

応力分類	トロリ位置	吊荷	地震動の種類	発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
引張応力	中央	有	$S_s - D 1$	14	280	20.0
			$S_s - D 2$	14		20.0
			$S_s - F 2^*$	18*		15.5
圧縮応力	中央	有	$S_s - D 1$	7	245	35.0
			$S_s - D 2$	13		18.8
			$S_s - F 2$	7		35.0
曲げ応力	中央	有	$S_s - D 1$	113	280	2.47
			$S_s - D 2$	156		1.79
			$S_s - F 2$	115		2.43
組合せ応力	中央	有	$S_s - D 1$	0.43	1	2.32
			$S_s - D 2$	0.61		1.63
			$S_s - F 2$	0.43		2.32

注記*：連結構（揺脚側）の引張応力に対して妥当性確認用地震動（ $S_s - F 2$ ）の評価が最大値であるが、他応力も考慮した組合せ応力では $S_s - D 2$ の評価が最大値となっている。

f. 脱輪防止装置*

荷重の種類	トロリ位置	吊荷	地震動の種類	車輪荷重 (kN)
横行方向 車輪荷重	中央	有	$S_s - D 1$	1088
			$S_s - D 2$	1036
			$S_s - F 2$	720

注記*：脱輪防止装置については解析で算出される最大車輪荷重に対して応力評価を実施しているため、地震動ごとの比較は車輪荷重で示す。なお、「VI-2-11-2-1 海水ポンプ室門型クレーンの耐震性に関する計算書」に示すとおり、最も評価の厳しい脱輪防止装置においても裕度2.01の余裕を有している。

表5-6 代表地震動（S_s-D1，S_s-D2）及び妥当性確認用地震動（S_s-F2）の耐震評価結果の比較（4/4）

g. クレーン浮上り量

トロリ位置	吊荷	地震動の種類	発生値 (mm)	許容限界 (mm)	裕度
中央	有	S _s -D1	6	75	12.5
		S_s-D2	11		6.81
		S _s -F2	6		12.5

h. トロリ浮上り量

トロリ位置	吊荷	地震動の種類	発生値 (mm)	許容限界 (mm)	裕度
中央	有	S_s-D1	35	170	4.85
		S _s -D2	10		17.0
		S _s -F2	15		11.3

i. 吊具

荷重の種類	トロリ位置	吊荷	地震動の種類	吊具荷重 (kN)	許容荷重 (kN)	裕度
吊具荷重	中央	有	S_s-D1	4207	6396*	1.52
			S _s -D2	3120		2.05
			S _s -F2	3844		1.66

注記*：評価対象部位はワイヤロープとフックであり，発生荷重は同じ値となるが，許容荷重が異なることから許容荷重のより低いワイヤロープの許容荷重を記載する。

海水ポンプ室門型クレーンに適用する時刻歴解析における
材料物性の不確かさ等に関する検討

1. 概要

耐震評価のスペクトルモーダル解析に適用する設計用床応答曲線は、地盤及び間接支持構造物の物性等の不確かさによる固有周期のシフトを考慮して周期方向に±10%の拡幅したものをを用いている。門型クレーンの評価では、設計用床応答曲線を用いない時刻歴応答解析手法を採用していることから、地盤及び間接支持構造物（海水ポンプ室）の固有周期に対する不確かさを、時刻歴応答解析において考慮する必要がある。

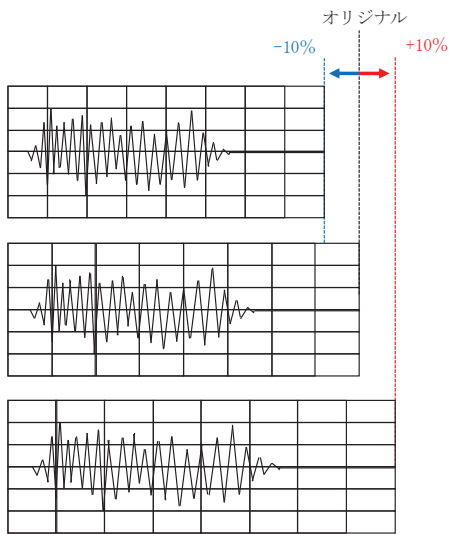
そこで、本項では設計用床応答曲線で考慮している周期方向±10%の拡幅に相当する不確かさの考慮方法と結果を示す。

門型クレーンの耐震評価における不確かさの考慮方法は、固有周期のシフトを考慮していない海水ポンプ室の応答解析結果より算出される時刻歴応答加速度波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、設計用床応答曲線の拡幅の考慮分として加速度時刻歴波の時間刻みを±10%シフトさせた加速度時刻歴波による解析を行う方針とする。また、±10%シフトさせた範囲の中に設計用床応答曲線のピークが存在する場合は、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ことで不確かさを考慮する。時刻歴応答をシフトする場合の概念を図6-1に示す。

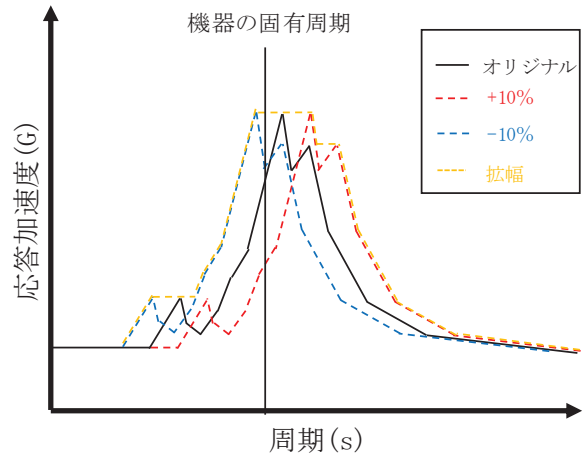
A S M E Boiler Pressure Vessel Code SECTION III, DIVISION1-NONMANDATORY APPENDIX N-1222.3 Time History Broadening より引用



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

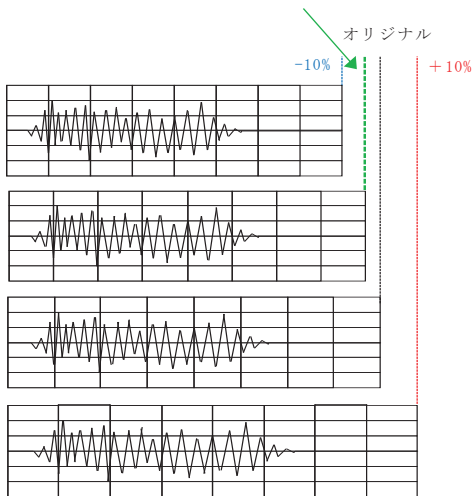


- オリジナルの時刻歴波に加えて時刻刻みを±10%シフトさせた時刻歴波を作成



- 各時刻歴波を床応答スペクトル化

固有周期と合致するよう調整した時刻歴波形



- 機器の固有周期が床応答スペクトルピークの谷間に存在する場合、ピークと合うような時刻歴波を作成し、時刻歴応答解析を実施

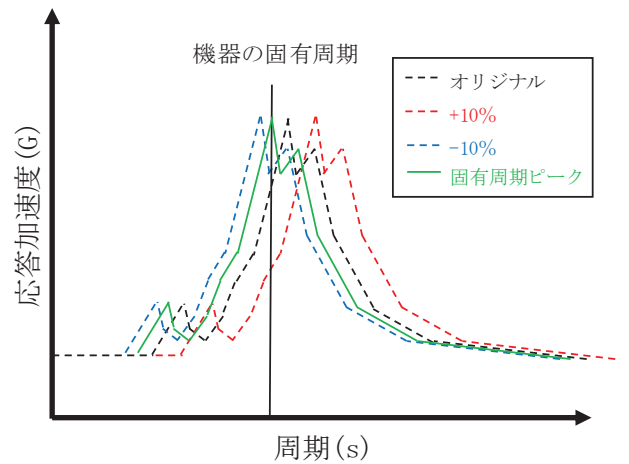


図 6-1 Time History Broadening 概念図

2. 時刻歴応答解析の不確かさの考慮方法

評価部位は門型クレーンの主要構造であり，耐震計算書で評価している評価部位のうち裕度最小となるクレーン本体ガーダ（詳細は添付5参照）に着目して検討を行う。なお，不確かさの検討における耐震評価方法は添付書類「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」と同様に，非線形挙動を考慮した時刻歴応答解析で評価する。また，解析モデルについても同計算書と同じモデルを適用する。

時刻歴応答解析の不確かさの考慮方法に係る検討フローを図6-2に示す。

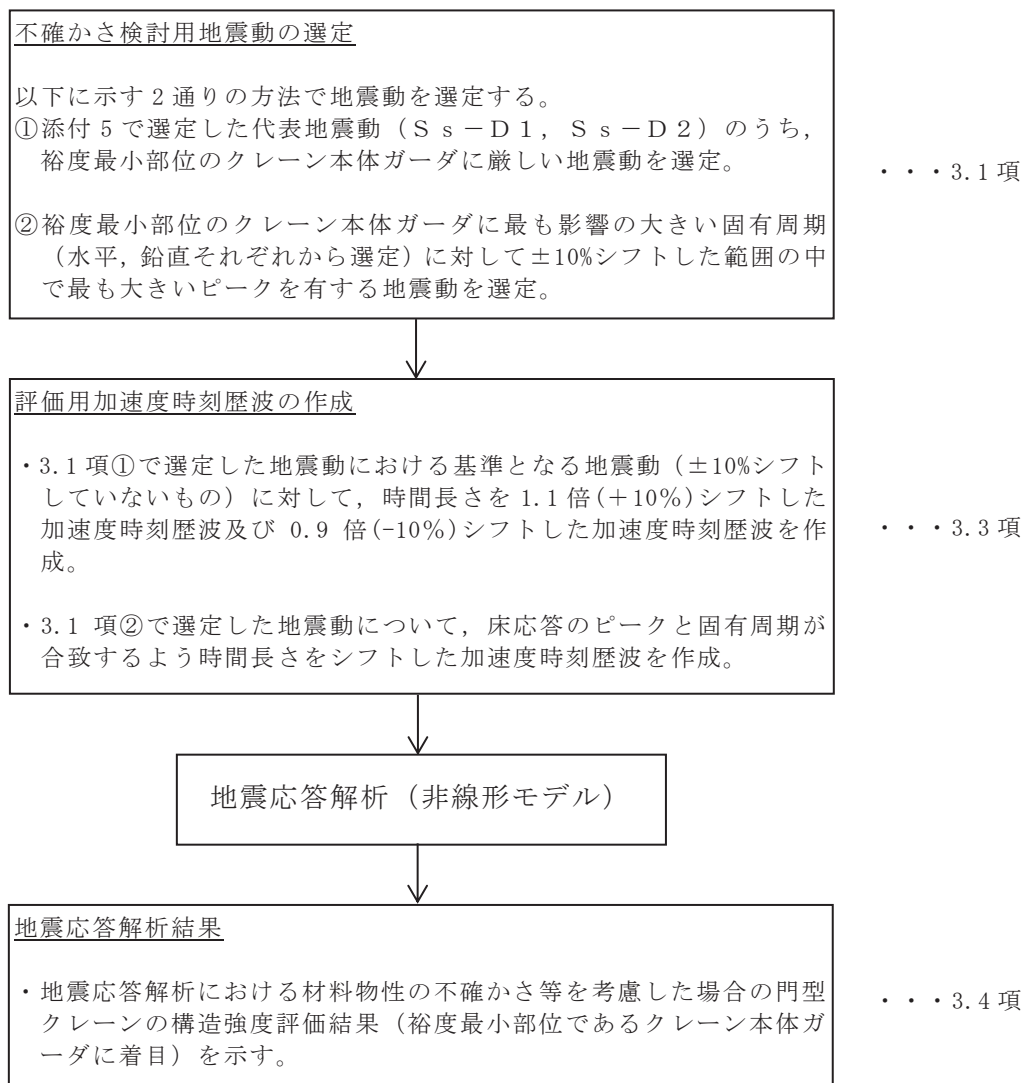


図 6-2 時刻歴応答解析の不確かさに係る検討フロー

3. 不確かさの検討に用いる地震動の選定

図6-2のフローに基づく、不確かさの検討に用いる地震動（以下「不確かさ検討用地震動」という。）の選定方法と選定結果を以下に示す。

3.1 不確かさ検討用地震動の選定方法

不確かさ検討用地震動については以下に示す2通りの方法で選定する。ここで、床応答スペクトル（拡幅なし）と門型クレーンの固有周期（±10%シフトも含む）を重ね書きした結果を図6-3～図6-8に示す。

- ① 添付5で選定した代表地震動（ $S_s - D 1$ ， $S_s - D 2$ ）のうち、門型クレーン全体の裕度最小部位であるクレーン本体ガーダが厳しくなる地震動を選定する。選定した地震動に対して±10%のシフトを考慮した加速度時刻歴波を作成し評価に適用する。
- ② クレーン本体ガーダに最も影響の大きい水平（横行）方向及び鉛直方向の固有周期に着目し、±10%シフト範囲の中で最も大きなピークを有する地震動を選定し、ピークと固有周期が合致するようシフトした加速度時刻歴波を作成し評価に適用する。なお、地震動の選定に当たってはクレーン本体ガーダに最も厳しい条件としてトロリ中央位置、吊荷有の条件での固有周期に着目する。

3.2 不確かさ検討用地震動の選定結果

不確かさ検討用地震動の選定結果を表 6-1 に示す。

3.1項の①の観点で、添付5に示す代表地震動の評価結果を踏まえ、 $S_s - D 1$ （水平（横行）方向節点：2701，鉛直方向節点：1708）を選定し、固有周期をシフトしない基準ケースと±10%シフトケースの合計3ケースの評価を実施する。

3.1項の②の観点で、最弱部位のクレーン本体ガーダに影響の最も大きい水平（横行）方向固有周期（のモード）へ最大ピークを合致させるケースとして $S_s - F 1$ （水平（横行）方向節点：2701，鉛直方向節点：1708）の-7.9%ケースを実施する。なお、図6-5に示すとおり $S_s - F 1$ の最大ピーク位置における水平（横行）方向節点1708と2701の加速度はほぼ同一値となることから、より厳しい評価となるように、本固有周期以外の影響も考慮し、他の固有周期で加速度がより大きくなる節点2701を対象ケースとして選定している。

また、同様に図6-8に示すとおり鉛直方向固有周期（のモード）へ最大ピークを合致させるケースとして $S_s - F 2$ （水平方向節点：2701，鉛直方向節点：1708）の基準ケースを実施する。なお、 $S_s - F 2$ の基準ケースは最大ピークの周期と固有周期に差があるものの、その差は僅か0.2%（加速度の差は0.9%）であったことから、結果に及ぼす影響は軽微と判断し基準ケースで評価を実施しているものである。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 6-1 不確かさ検討用地震動の選定結果

選定方法	方向	関連 FRS 図	不確かさ検討用地震動		備考	
			地震動	時間刻みシフト	トロリ位置	吊荷
(代表地震動)	—	—	S _s -D 1, S _s -D 2	基準	中央	有
3.1 項の①* ¹	—	—	S _s -D 1	+10%シフト		
				-10%シフト		
3.1 項の②* ²	水平方向	図 5-5	S _s -F 1	-7.9%シフト		
	鉛直方向	図 5-8	S _s -F 2	基準* ³		

注記* 1 : 代表地震動 (S_s-D 1, S_s-D 2) のうち裕度最小部位であるクレーン本体ガーダの評価が厳しい方の地震動を選定。

* 2 : クレーン本体ガーダに最も影響の大きい水平 (横行) 方向及び鉛直方向の固有周期に着目し, ±10%シフト範囲の中で最も大きなピークを有する地震動を選定。

* 3 : 基準ケースは, 最大ピークの周期と固有周期に差があるものの, その差は0.2% (加速度の差は0.9%) であり, ピークシフトが結果に及ぼす影響は軽微と判断し, 標準ケースを適用する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

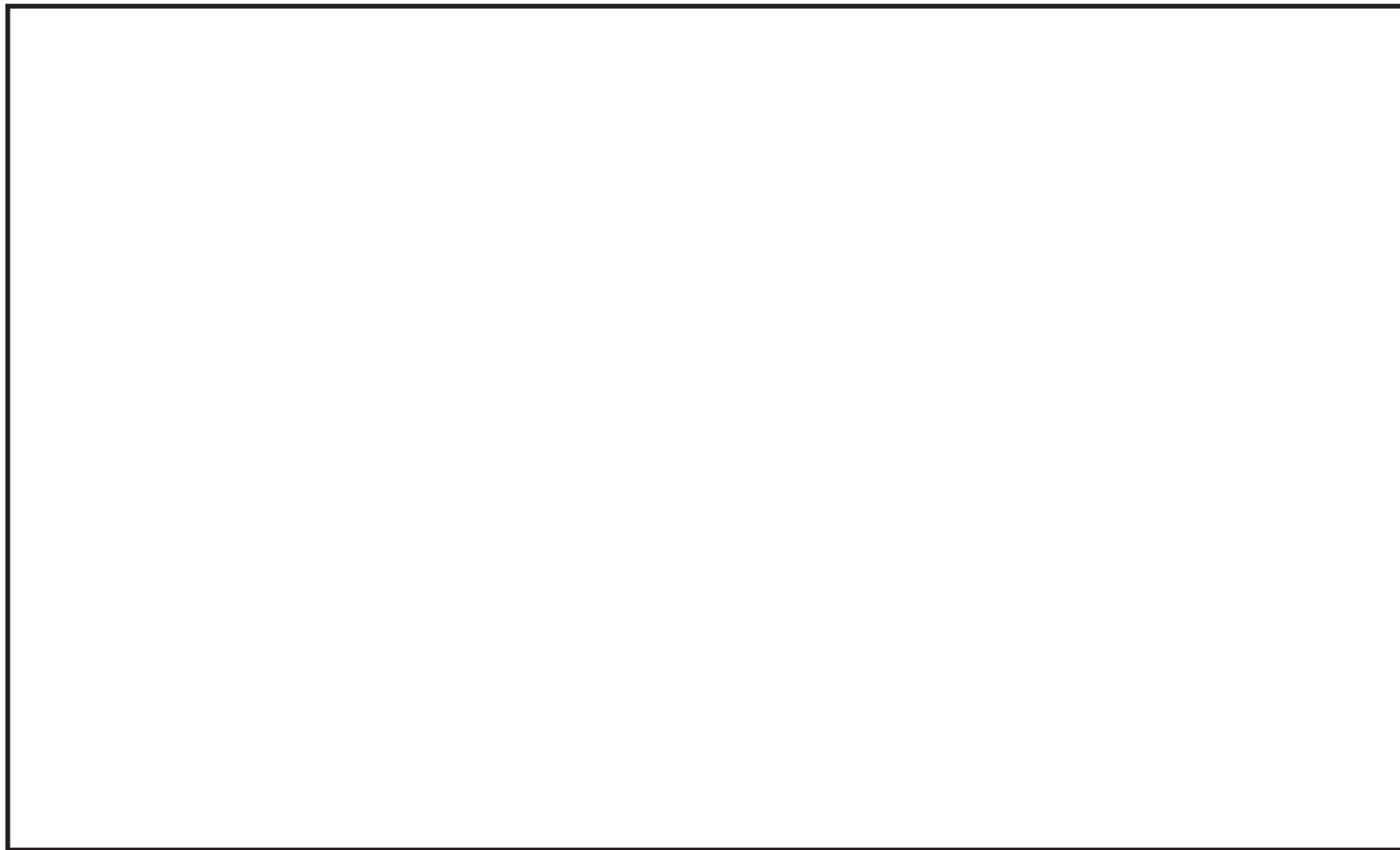


図6-3 床応答スペクトル（水平（横行方向），減衰2%）とクレーン固有周期
（トロリ位置中央の場合の水平方向モード）との重ね書き 床応答スペクトル全体図

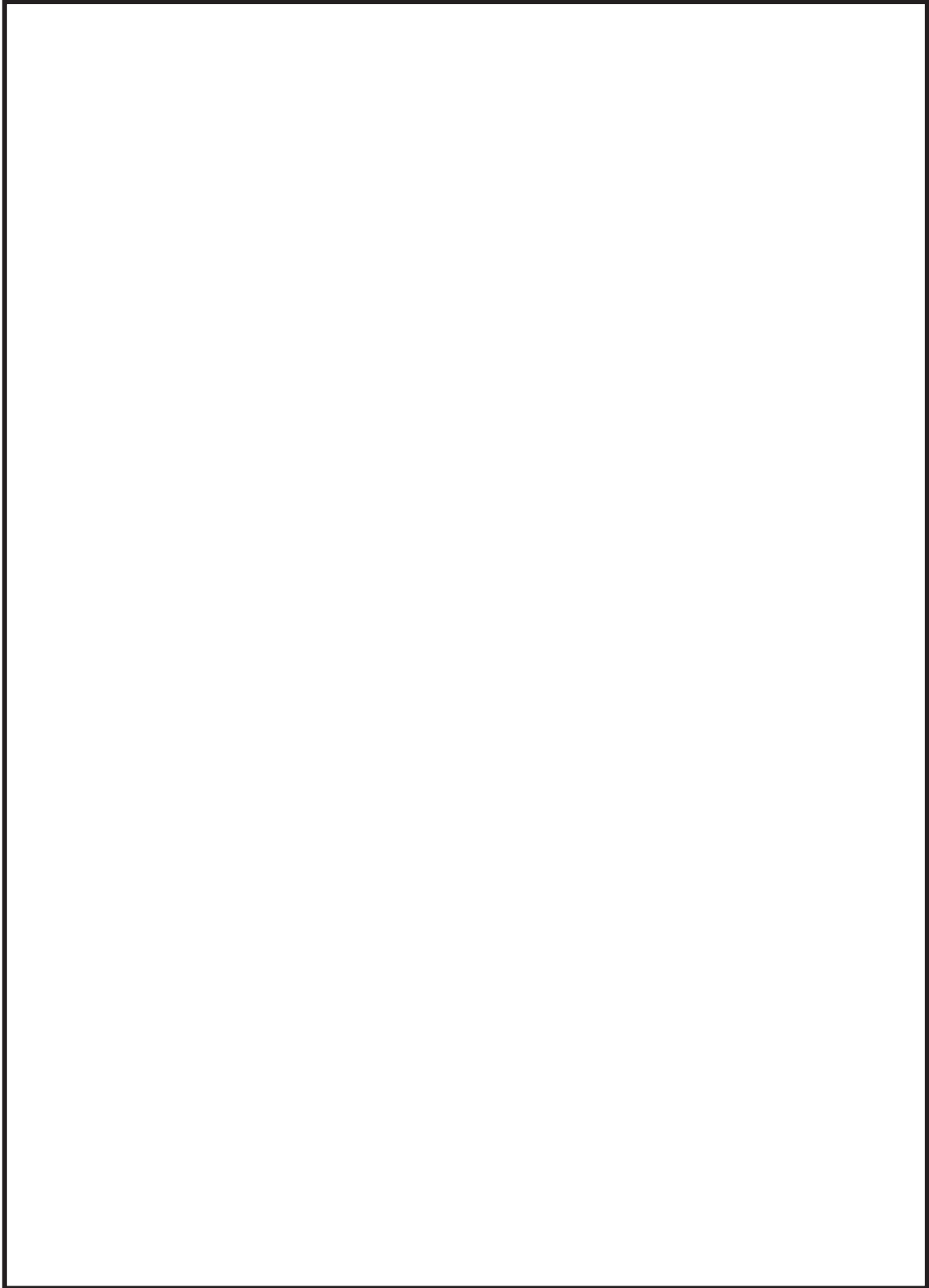


図6-4 床応答スペクトル（水平（横行方向），減衰2%）とクレーン固有周期（トロリ位置中央の場合の水平方向モード）との重ね書き 固有周期帯拡大図（1/3）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

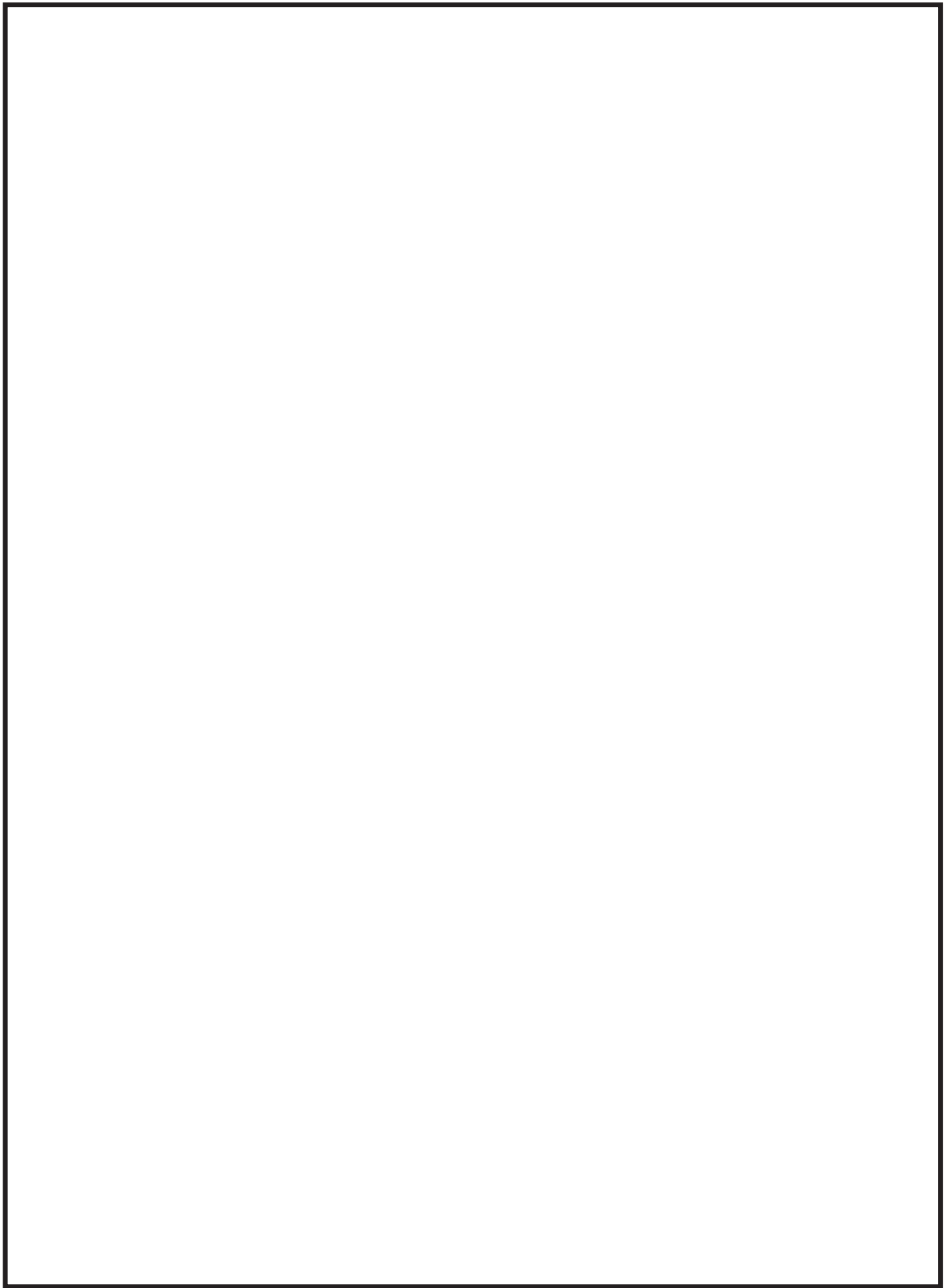


図6-4 床応答スペクトル（水平（横行方向），減衰2%）とクレーン固有周期
（トロリ位置中央の場合の水平方向モード）との重ね書き 固有周期帯拡大図（2/3）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

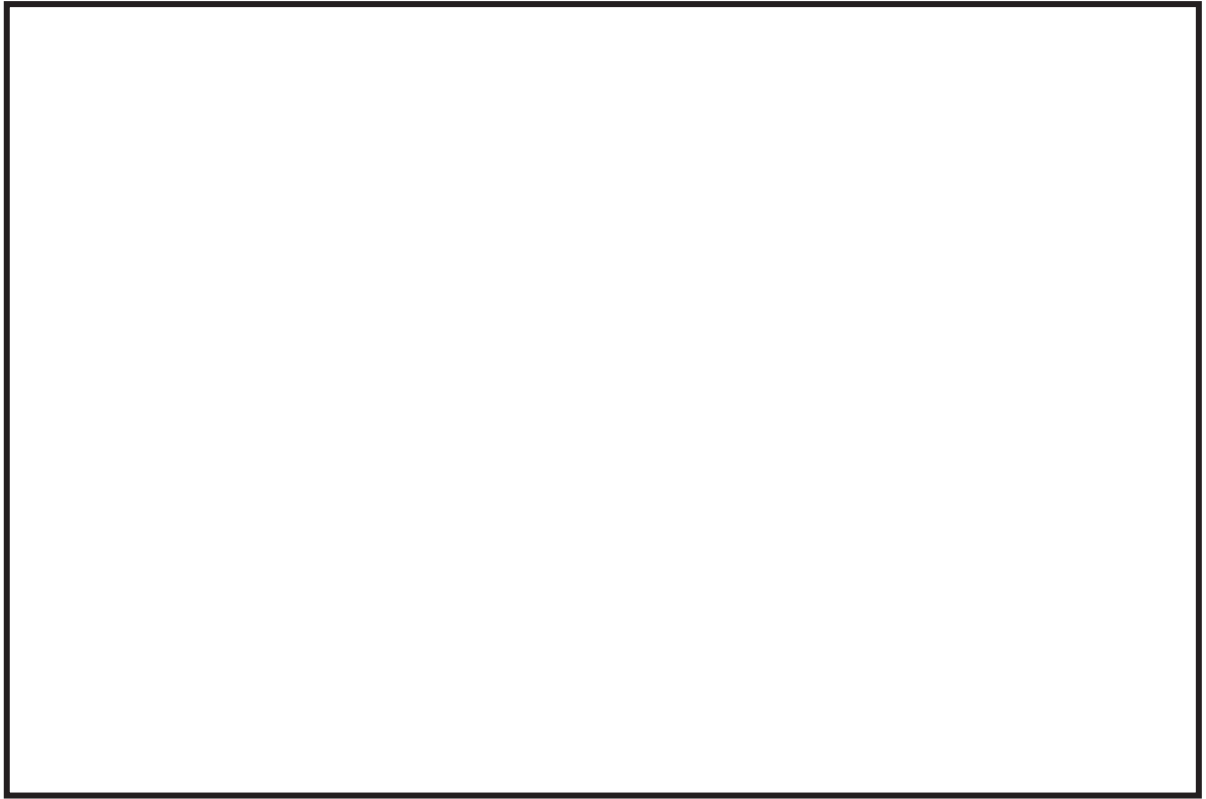


図6-4 床応答スペクトル（水平（横行方向），減衰2%）とクレーン固有周期
（トロリ位置中央の場合の水平方向モード）との重ね書き 固有周期帯拡大図（3/3）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



クレーン本体ガーダ評価に影響が大きい水平方向モード
(横行方向に脚部が撓みガーダに荷重が発生するモード)

固有周期：

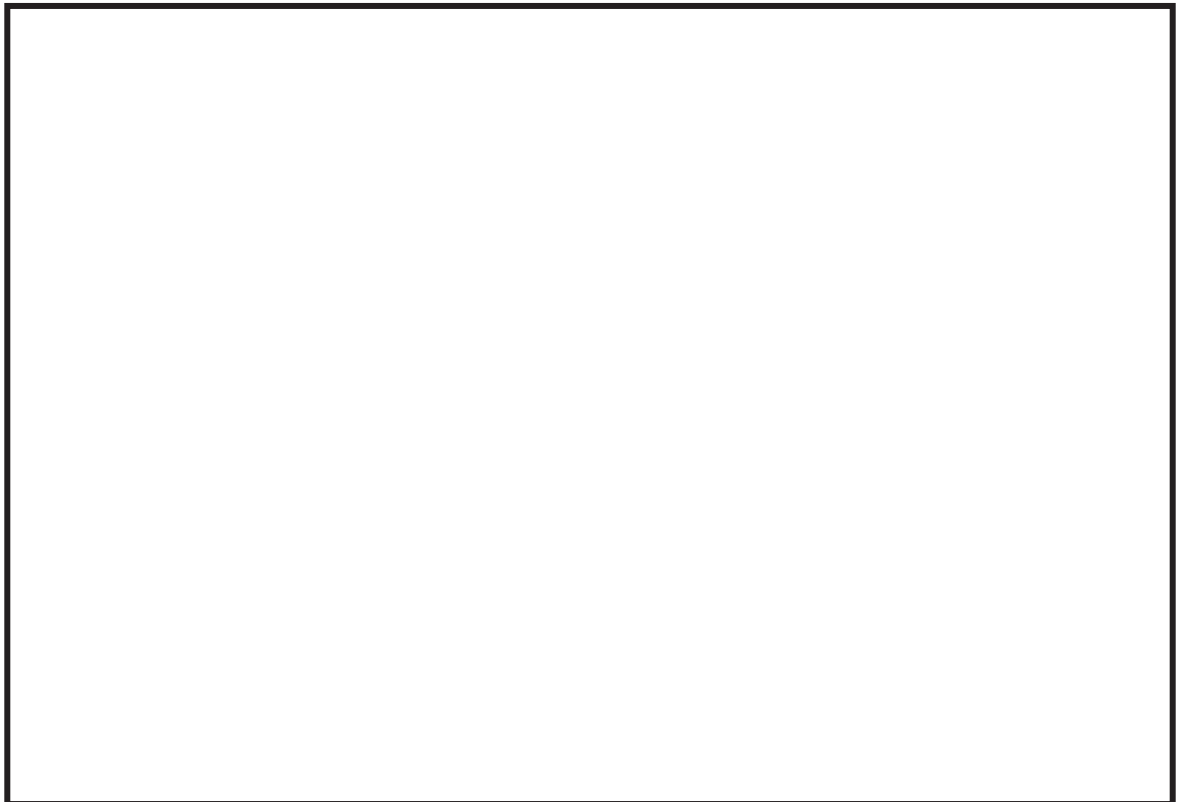


図6-5 床応答スペクトル（水平（横行方向），減衰2%）とクレーン固有周期
(クレーン本体ガーダ評価に影響が大きい水平方向モード)との重ね書き図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

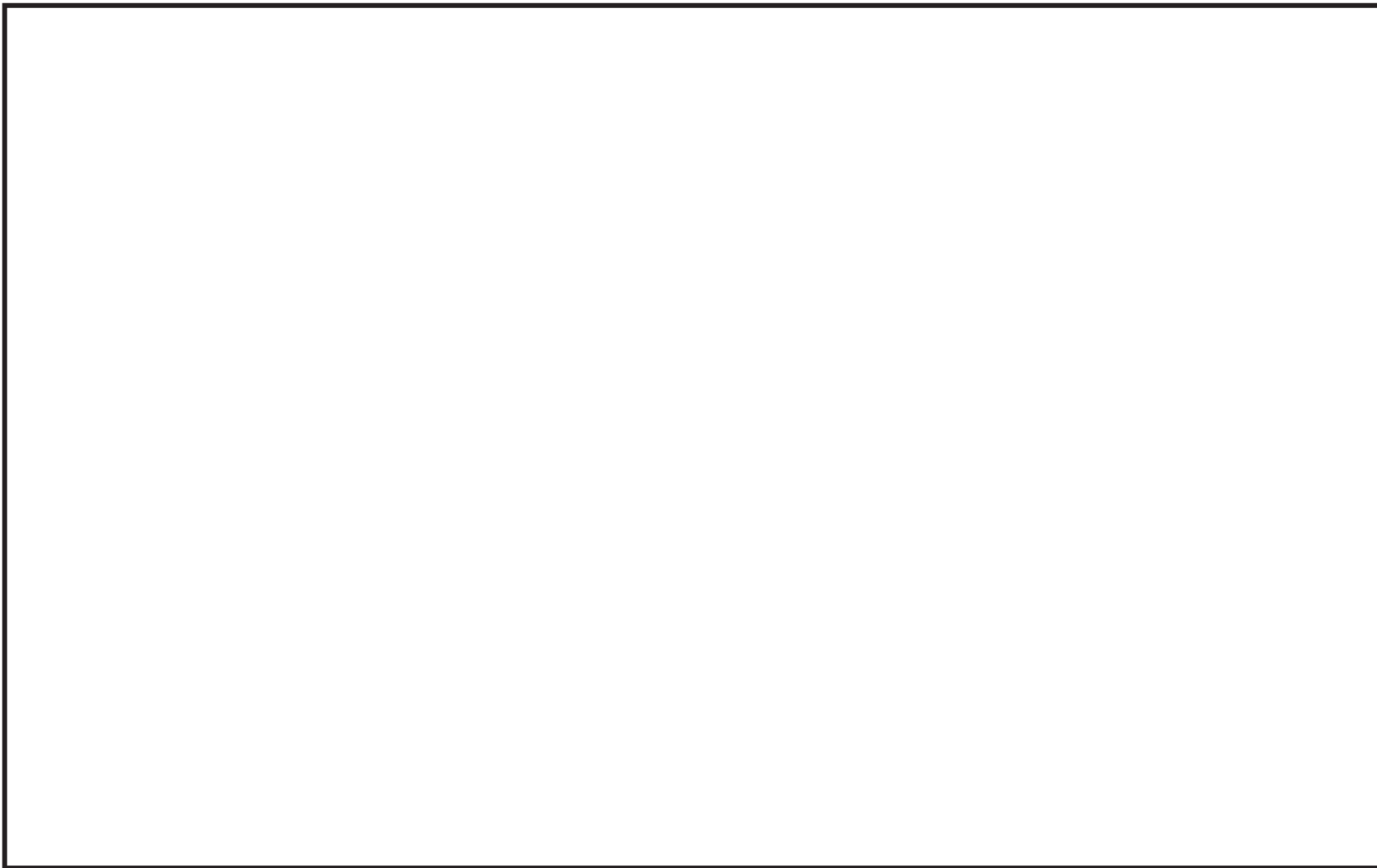


図6-6 床応答スペクトル（鉛直方向，減衰2%）とクレーン固有周期
（トロリ位置中央の場合の鉛直方向モード）との重ね書き 床応答スペクトル全体図

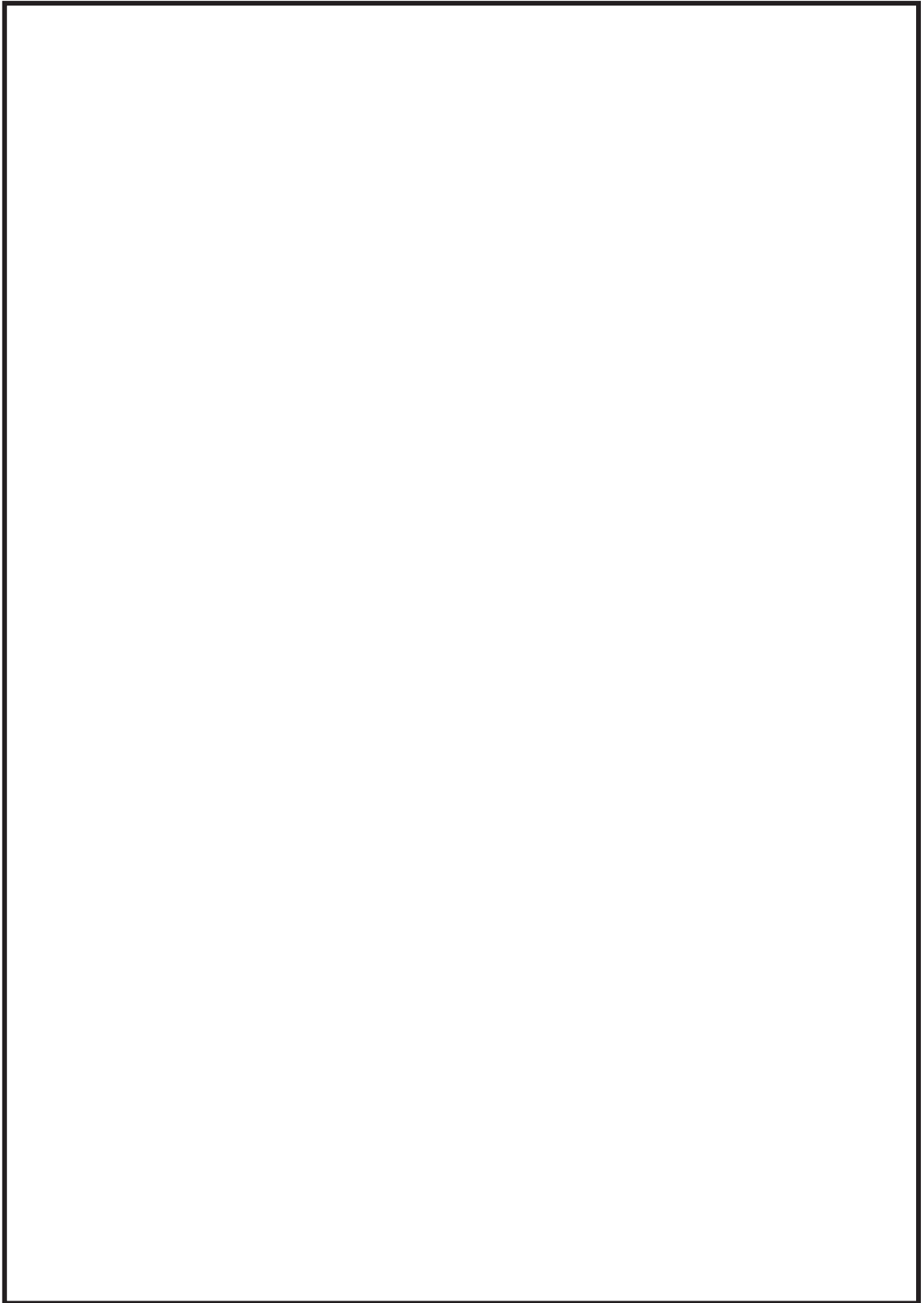


図6-7 床応答スペクトル（鉛直方向，減衰2%）とクレーン固有周期
（トロリ位置中央の場合の鉛直方向モード）との重ね書き 固有周期帯拡大図（1/3）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

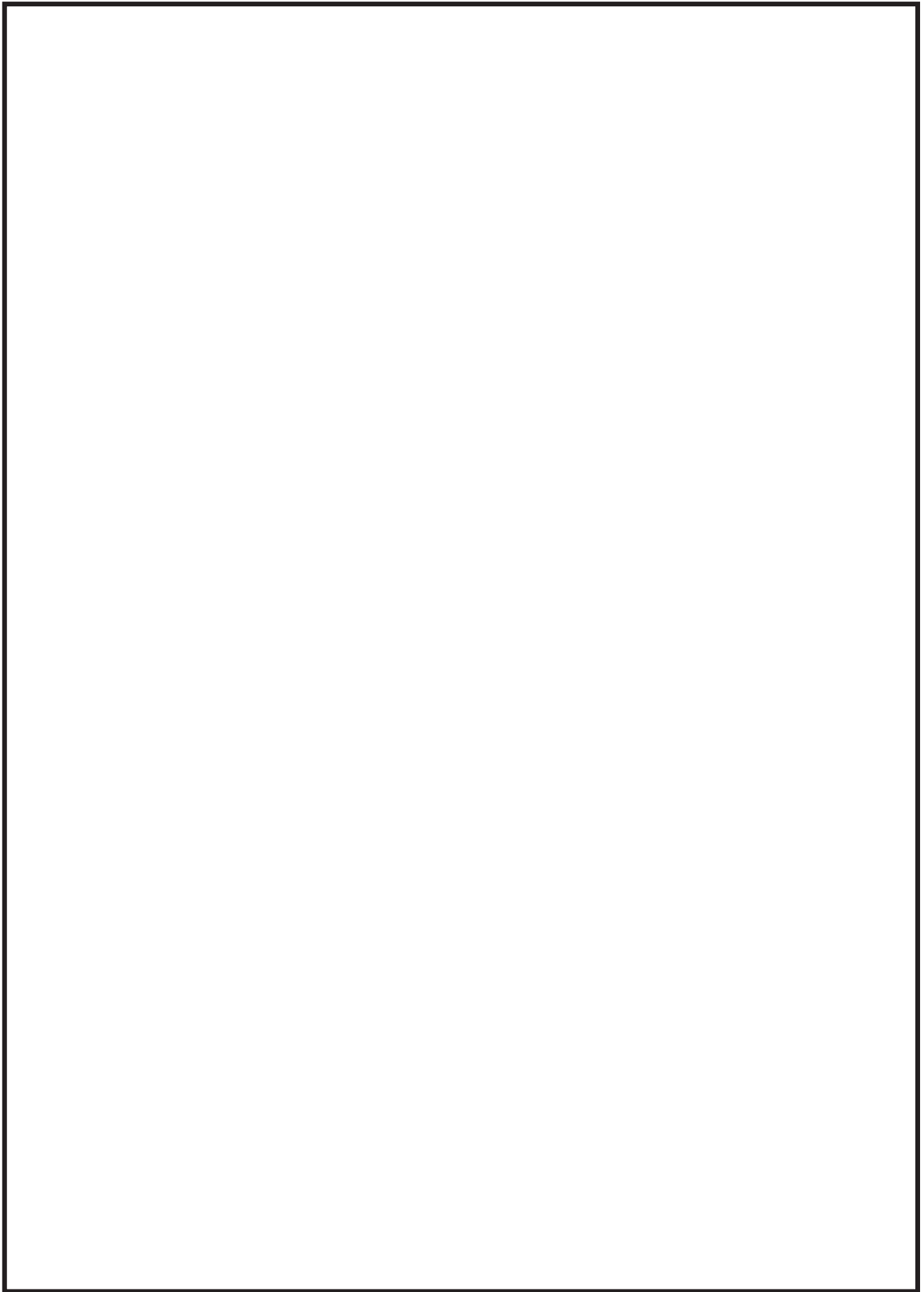


図6-7 床応答スペクトル（鉛直方向，減衰2%）とクレーン固有周期
（トロリ位置中央の場合の鉛直方向モード）との重ね書き 固有周期帯拡大図（2/3）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

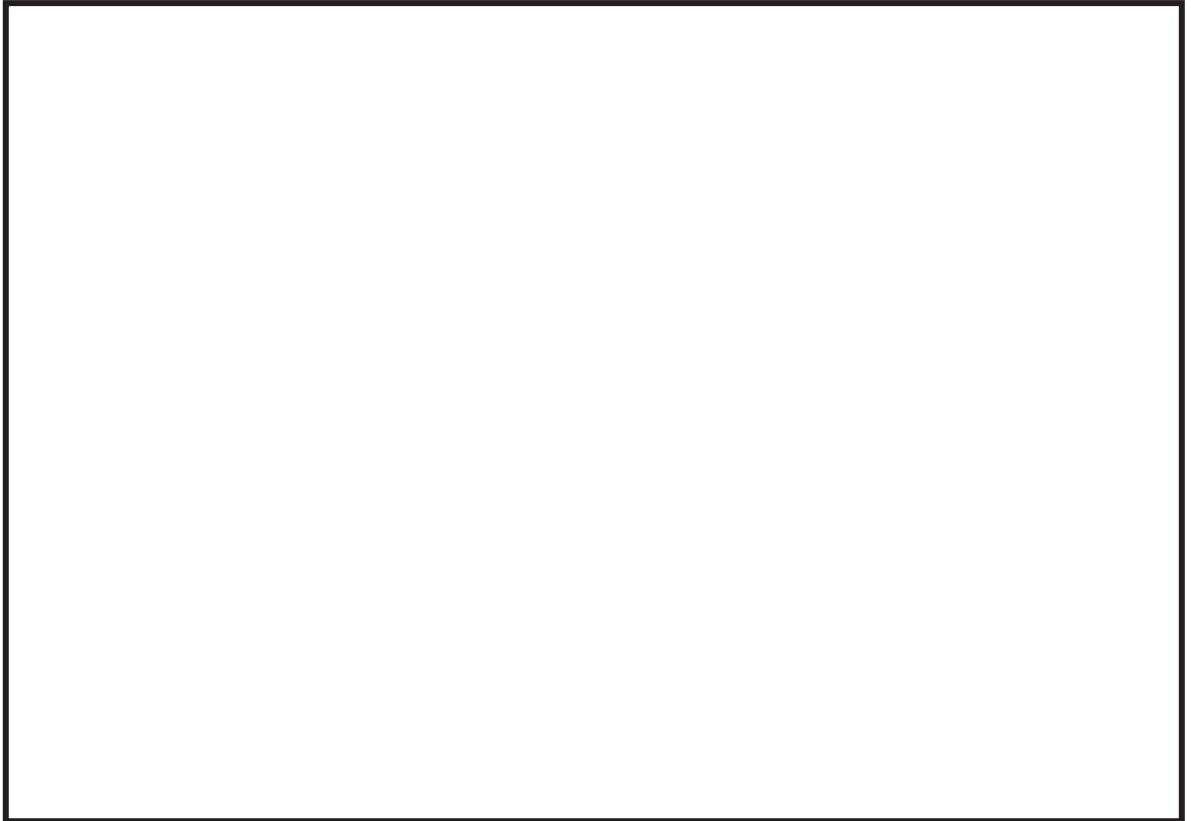


図6-7 床応答スペクトル（鉛直方向，減衰2%）とクレーン固有周期
（トロリ位置中央の場合の鉛直方向モード）との重ね書き 固有周期帯拡大図（3/3）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



クレーン本体ガーダ評価に影響が大きい鉛直方向モード
(ガーダ全体が鉛直方向に大きく撓むモード)

固有周期：

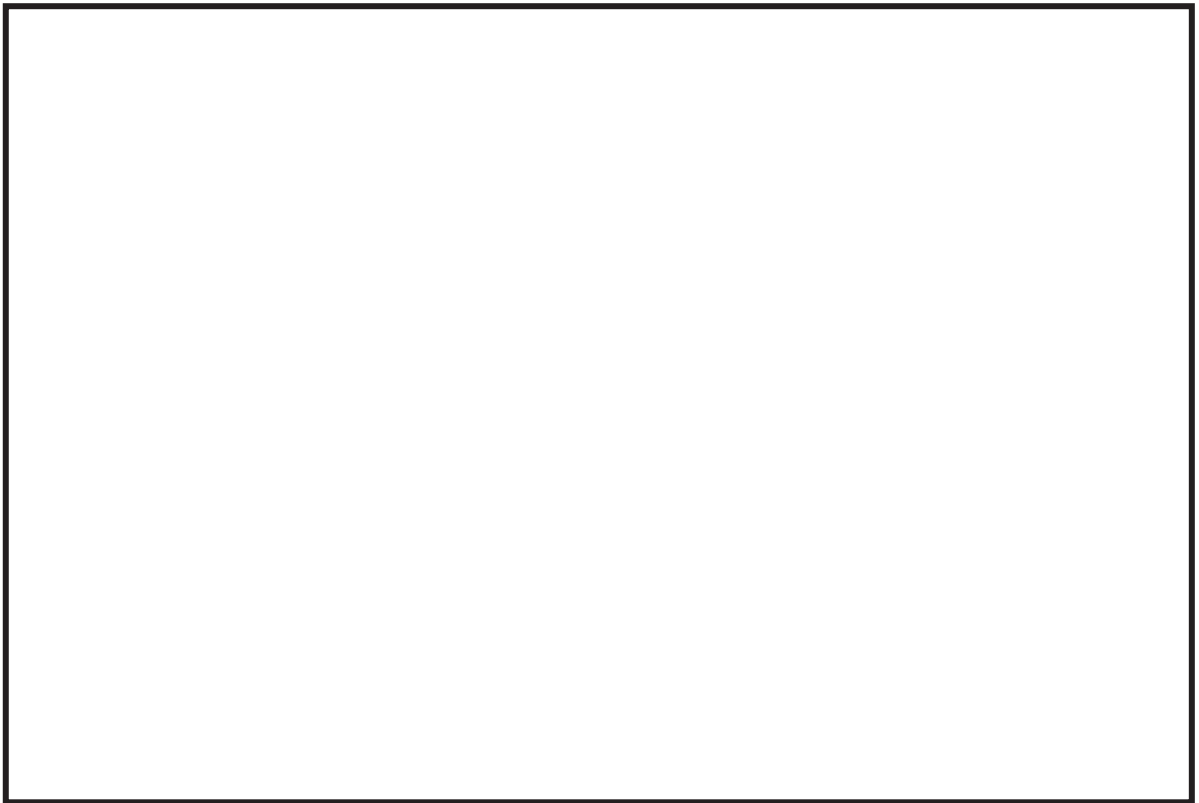


図6-8 床応答スペクトル（鉛直方向，減衰2%）とクレーン固有周期
(クレーン本体ガーダ評価に影響が大きい鉛直方向モード) との重ね書き図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3.3 時刻歴波の時間刻み±10%シフト

不確かさ検討用地震動のうち時間刻み±10%シフトした例を図 6-9 に示す。

+10%シフトについては時刻歴波の時間刻みを 1.1 倍，-10%シフトについては時間刻みを 0.9 倍したものを用いている。なお，この時間シフトは，不確かさ検討用地震動の 3 方向全てに対して適用している。

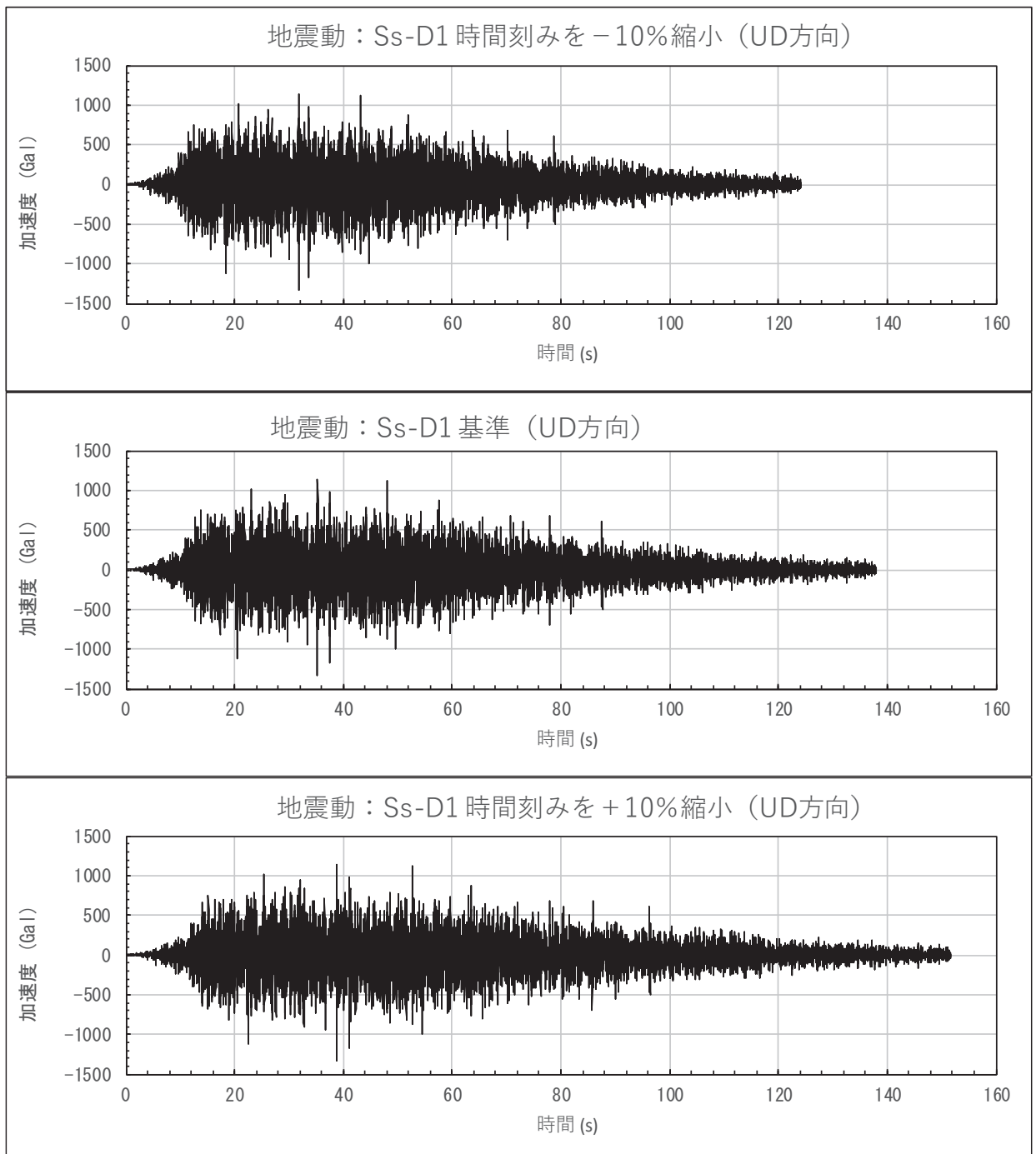


図 6-9 不確かさ検討用地震動の時刻歴波の時間刻み±10%シフトの例

3.4 地震応答解析結果

3.2項で選定した不確かさ検討用地震動に対する地震応答解析結果を表6-2に示す。本表には裕度最小部位であるクレーン本体ガーダの最も厳しい応力分類である曲げ応力について整理している。

地震応答解析の結果，表6-2に示す通り，全ての解析ケースの発生応力は許容限界を満足しており，代表地震動のS_s-D1を+10%シフトした解析ケースの結果が最も大きな発生応力となっていることを確認した。

なお，海水ポンプ室門型クレーンは，車輪部を非線形要素により模擬しており，トロリやクレーン本体の浮上りによる非線形の影響が含まれるため，地震応答解析では複雑な挙動を示すことから，発生応力の大きさの傾向は必ずしも設計用床応答曲線と一致していないと考えられる。

以上より，地震応答解析における材料物性の不確かさ等を考慮した場合の耐震評価について問題のないことを確認した。

表 6-2 材料物性の不確かさ等を考慮した地震応答解析結果

解析ケース				応力 分類	発生応力 (MPa)	許容限界 (MPa)	選定方法*
トロリ 位置	吊荷	地震動	時間刻み シフト				
中央	有	S _s -D1	基準	曲げ 応力	240	280	(代表地震動)
			+10%シフト		263* ²		3.1項の①
			-10%シフト		235		
		S _s -D2	基準		207		(代表地震動)
		S _s -F1	-7.9%シフト		221		
		S _s -F2	基準		238		3.1項の②

注記* : 3.1項に示す地震動選定の観点を示す

4. 評価用地震動の選定結果

添付 5 で基準地震動 7 波より代表地震動を選定し、3 項で材料物性の不確かさ等を考慮したケースで評価する地震動を選定した。以上の検討結果を踏まえて、門型クレーンの耐震評価に適用する評価用地震動及びそれぞれの地震動に対する解析ケースを整理した内容を表 6-3 に示すとともに、各解析ケースの評価結果一覧を表 6-4 に示す。

表 6-3 評価用地震動及び解析ケースの整理結果

No.	解析ケース				方向ごとに適用する節点位置		選定理由
	トロリ位置	吊荷	評価用地震動*2	時間刻みシフト	水平(横行方向)	鉛直方向	
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	2701	1708	代表地震動 ケースとし て評価
2			S s - D 2	基準	2701	2701	
3*1		無	S s - D 1	基準	2701	1708	
4	中央	有	S s - D 1	基準	2701	1708	
5			S s - D 2	基準	2701	2701	
6*1		無	S s - D 1	基準	2701	1708	
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	2701	1708	
8			S s - D 2	基準	2701	2701	
9*1		無	S s - D 1	基準	2701	1708	
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	2701	1708	不確かさ等 を考慮した ケースとし て評価
11				-10%シフト	2701	1708	
12			S s - F 1	-7.9%シフト	2701	1708	
13			S s - F 2	基準	2701	1708	

注記*1 : No. 3, 6, 9については裕度最小部位のクレーン本体ガーダが最も厳しくなる S s - D 1 に対して吊荷無しの条件で評価を実施しているもの

*2 : 地震動の位相は全て++

表6-4 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (1/12)

a-1. クレーン本体ガーダ 曲げ応力

No.	解析ケース				発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動*1	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	176	280	1.59
2			S s - D 2	基準	179		1.56
3		無	S s - D 1	基準	139		2.01
4	中央	有	S s - D 1	基準	240		1.16*2
5			S s - D 2	基準	207		1.35
6		無	S s - D 1	基準	160		1.75
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	185		1.51
8			S s - D 2	基準	160		1.75
9		無	S s - D 1	基準	145		1.93
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	263		1.06*3
11				-10%シフト	235		1.19
12			S s - F 1	-7.9%シフト	221		1.26
13			S s - F 2	基準	238		1.17

注記*1：地震動の位相は全て++。以降の表についても同様

*2：「時間刻みシフト：基準」のケースのうち、裕度が最小となったもの

*3：材料物性等の不確かさを考慮したケースを含む全評価ケースで裕度が最小となったもの

a-2. クレーン本体ガーダ せん断応力

No.	解析ケース				発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	35	161	4.60
2			S s - D 2	基準	34		4.73
3		無	S s - D 1	基準	25		6.44
4	中央	有	S s - D 1	基準	30		5.36
5			S s - D 2	基準	26		6.19
6		無	S s - D 1	基準	17		9.47
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	53		3.03
8			S s - D 2	基準	45		3.57
9		無	S s - D 1	基準	27		5.96
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	26		6.19
11				-10%シフト	26		6.19
12			S s - F 1	-7.9%シフト	30		5.36
13			S s - F 2	基準	25		6.44

表6-4 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (2/12)

b-1. 剛脚 引張応力

No.	解析ケース				発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	6	280	46.6
2			S s - D 2	基準	8		35.0
3		無	S s - D 1	基準	7		40.0
4	中央	有	S s - D 1	基準	5		56.0
5			S s - D 2	基準	9		31.1
6		無	S s - D 1	基準	7		40.0
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	9		31.1
8			S s - D 2	基準	10		28.0
9		無	S s - D 1	基準	8		35.0
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	5		56.0
11				-10%シフト	5		56.0
12			S s - F 1	-7.9%シフト	4		70.0
13			S s - F 2	基準	3		93.3

b-2. 剛脚 圧縮応力

No.	解析ケース				発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	85	262	3.08
2			S s - D 2	基準	83		3.15
3		無	S s - D 1	基準	50		5.24
4	中央	有	S s - D 1	基準	55		4.76
5			S s - D 2	基準	60		4.36
6		無	S s - D 1	基準	48		5.45
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	58		4.51
8			S s - D 2	基準	58		4.51
9		無	S s - D 1	基準	50		5.24
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	50		5.24
11				-10%シフト	53		4.94
12			S s - F 1	-7.9%シフト	50		5.24
13			S s - F 2	基準	48		5.45

表6-4 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (3/12)

b-3. 剛脚 曲げ応力

No.	解析ケース				発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	162	280	1.72
2			S s - D 2	基準	155		1.80
3		無	S s - D 1	基準	132		2.12
4	中央	有	S s - D 1	基準	181		1.54
5			S s - D 2	基準	180		1.55
6		無	S s - D 1	基準	142		1.97
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	172		1.62
8			S s - D 2	基準	161		1.73
9		無	S s - D 1	基準	143		1.95
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	171		1.63
11				-10%シフト	150		1.86
12			S s - F 1	-7.9%シフト	165		1.69
13			S s - F 2	基準	131		2.13

b-4. 剛脚 組合せ応力

No.	解析ケース				発生値*	許容限界*	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	0.68	1	1.47
2			S s - D 2	基準	0.73		1.36
3		無	S s - D 1	基準	0.54		1.85
4	中央	有	S s - D 1	基準	0.70		1.42
5			S s - D 2	基準	0.69		1.44
6		無	S s - D 1	基準	0.54		1.85
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	0.62		1.61
8			S s - D 2	基準	0.65		1.53
9		無	S s - D 1	基準	0.55		1.81
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	0.66		1.51
11				-10%シフト	0.61		1.63
12			S s - F 1	-7.9%シフト	0.66		1.51
13			S s - F 2	基準	0.51		1.96

注記* : 単位は無次元

表6-4 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (4/12)

c-1. 揺脚 引張応力

No.	解析ケース				発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	13	280	21.5
2			S s - D 2	基準	11		25.4
3		無	S s - D 1	基準	12		23.3
4	中央	有	S s - D 1	基準	7		40.0
5			S s - D 2	基準	8		35.0
6		無	S s - D 1	基準	7		40.0
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	7		40.0
8			S s - D 2	基準	7		40.0
9		無	S s - D 1	基準	10		28.0
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	6		46.6
11				-10%シフト	5		56.0
12			S s - F 1	-7.9%シフト	4		70.0
13			S s - F 2	基準	4		70.0

c-2. 揺脚 圧縮応力

No.	解析ケース				発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	74	209	2.82
2			S s - D 2	基準	69		3.02
3		無	S s - D 1	基準	67		3.11
4	中央	有	S s - D 1	基準	63		3.31
5			S s - D 2	基準	71		2.94
6		無	S s - D 1	基準	56		3.73
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	101		2.06
8			S s - D 2	基準	98		2.13
9		無	S s - D 1	基準	62		3.37
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	70		2.98
11				-10%シフト	67		3.11
12			S s - F 1	-7.9%シフト	67		3.11
13			S s - F 2	基準	59		3.54

表6-4 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (5/12)

c-3. 揺脚 曲げ応力

No.	解析ケース				発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	92	280	3.04
2			S s - D 2	基準	129		2.17
3		無	S s - D 1	基準	87		3.21
4	中央	有	S s - D 1	基準	117		2.39
5			S s - D 2	基準	150		1.86
6		無	S s - D 1	基準	95		2.94
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	122		2.29
8			S s - D 2	基準	126		2.22
9		無	S s - D 1	基準	96		2.91
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	134		2.08
11				-10%シフト	93		3.01
12			S s - F 1	-7.9%シフト	108		2.59
13			S s - F 2	基準	109		2.56

c-4. 揺脚 組合せ応力

No.	解析ケース				発生値*	許容限界*	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	0.52	1	1.92
2			S s - D 2	基準	0.60		1.66
3		無	S s - D 1	基準	0.48		2.08
4	中央	有	S s - D 1	基準	0.61		1.63
5			S s - D 2	基準	0.71		1.40
6		無	S s - D 1	基準	0.48		2.08
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	0.75		1.33
8			S s - D 2	基準	0.84		1.19
9		無	S s - D 1	基準	0.48		2.08
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	0.65		1.53
11				-10%シフト	0.61		1.63
12			S s - F 1	-7.9%シフト	0.68		1.47
13			S s - F 2	基準	0.55		1.81

注記* : 単位は無次元

表6-4 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (6/12)

d-1. 連結構 (剛脚側) 引張応力

No.	解析ケース				発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	20	280	14.0
2			S s - D 2	基準	15		18.6
3		無	S s - D 1	基準	15		18.6
4	中央	有	S s - D 1	基準	17		16.4
5			S s - D 2	基準	14		20.0
6		無	S s - D 1	基準	16		17.5
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	14		20.0
8			S s - D 2	基準	16		17.5
9		無	S s - D 1	基準	14		20.0
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	15		18.6
11				-10%シフト	16		17.5
12			S s - F 1	-7.9%シフト	15		18.6
13			S s - F 2	基準	11		25.4

d-2. 連結構 (剛脚側) 圧縮応力

No.	解析ケース				発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	8	249	31.1
2			S s - D 2	基準	8		31.1
3		無	S s - D 1	基準	8		31.1
4	中央	有	S s - D 1	基準	6		41.5
5			S s - D 2	基準	10		24.9
6		無	S s - D 1	基準	7		35.5
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	9		27.6
8			S s - D 2	基準	8		31.1
9		無	S s - D 1	基準	8		31.1
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	6		41.5
11				-10%シフト	7		35.5
12			S s - F 1	-7.9%シフト	5		49.8
13			S s - F 2	基準	5		49.8

表6-4 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (7/12)

d-3. 連結構 (剛脚側) 曲げ応力

No.	解析ケース				発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	153	280	1.83
2			S s - D 2	基準	188		1.48
3		無	S s - D 1	基準	120		2.33
4	中央	有	S s - D 1	基準	145		1.93
5			S s - D 2	基準	195		1.43
6		無	S s - D 1	基準	121		2.31
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	140		2.00
8			S s - D 2	基準	199		1.40
9		無	S s - D 1	基準	106		2.64
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	112		2.50
11				-10%シフト	118		2.37
12			S s - F 1	-7.9%シフト	102		2.74
13			S s - F 2	基準	109		2.56

d-4. 連結構 (剛脚側) 組合せ応力

No.	解析ケース				発生値*	許容限界*	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	0.58	1	1.72
2			S s - D 2	基準	0.70		1.42
3		無	S s - D 1	基準	0.44		2.27
4	中央	有	S s - D 1	基準	0.53		1.88
5			S s - D 2	基準	0.71		1.40
6		無	S s - D 1	基準	0.45		2.22
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	0.52		1.92
8			S s - D 2	基準	0.71		1.40
9		無	S s - D 1	基準	0.40		2.50
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	0.42		2.38
11				-10%シフト	0.44		2.27
12			S s - F 1	-7.9%シフト	0.38		2.63
13			S s - F 2	基準	0.40		2.50

注記* : 単位は無次元

表6-4 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (8/12)

e-1. 連結構 (揺脚側) 引張応力

No.	解析ケース				発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	21	280	13.3
2			S s - D 2	基準	18		15.5
3		無	S s - D 1	基準	18		15.5
4	中央	有	S s - D 1	基準	14		20.0
5			S s - D 2	基準	14		20.0
6		無	S s - D 1	基準	14		20.0
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	21		13.3
8			S s - D 2	基準	20		14.0
9		無	S s - D 1	基準	15		18.6
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	13		21.5
11				-10%シフト	15		18.6
12			S s - F 1	-7.9%シフト	18		15.5
13			S s - F 2	基準	18		15.5

e-2. 連結構 (揺脚側) 圧縮応力

No.	解析ケース				発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	12	245	20.4
2			S s - D 2	基準	10		24.5
3		無	S s - D 1	基準	9		27.2
4	中央	有	S s - D 1	基準	7		35.0
5			S s - D 2	基準	13		18.8
6		無	S s - D 1	基準	8		30.6
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	11		22.2
8			S s - D 2	基準	11		22.2
9		無	S s - D 1	基準	9		27.2
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	9		27.2
11				-10%シフト	9		27.2
12			S s - F 1	-7.9%シフト	7		35.0
13			S s - F 2	基準	7		35.0

表6-4 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (9/12)

e-3. 連結構 (揺脚側) 曲げ応力

No.	解析ケース				発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	116	280	2.41
2			S s - D 2	基準	132		2.12
3		無	S s - D 1	基準	113		2.47
4	中央	有	S s - D 1	基準	113		2.47
5			S s - D 2	基準	156		1.79
6		無	S s - D 1	基準	94		2.97
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	113		2.47
8			S s - D 2	基準	139		2.01
9		無	S s - D 1	基準	104		2.69
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	131		2.13
11				-10%シフト	131		2.13
12			S s - F 1	-7.9%シフト	100		2.80
13			S s - F 2	基準	115		2.43

e-4. 連結構 (揺脚側) 組合せ応力

No.	解析ケース				発生値*	許容限界*	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	0.44	1	2.27
2			S s - D 2	基準	0.49		2.04
3		無	S s - D 1	基準	0.43		2.32
4	中央	有	S s - D 1	基準	0.43		2.32
5			S s - D 2	基準	0.61		1.63
6		無	S s - D 1	基準	0.36		2.77
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	0.44		2.27
8			S s - D 2	基準	0.53		1.88
9		無	S s - D 1	基準	0.38		2.63
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	0.50		2.00
11				-10%シフト	0.49		2.04
12			S s - F 1	-7.9%シフト	0.38		2.63
13			S s - F 2	基準	0.43		2.32

注記* : 単位は無次元

表6-4 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (10/12)

f. 脱輪防止装置*

No.	解析ケース				車輪荷重 (kN)
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時刻 シフト	
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	1012
2			S s - D 2	基準	944
3		無	S s - D 1	基準	771
4	中央	有	S s - D 1	基準	1088
5			S s - D 2	基準	1036
6		無	S s - D 1	基準	844
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	947
8			S s - D 2	基準	905
9		無	S s - D 1	基準	729
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	912
11				-10%シフト	908
12			S s - F 1	-7.9%シフト	727
13			S s - F 2	基準	720

注記*：脱輪防止装置については解析で算出される最大車輪荷重に対して応力評価を実施しているため、地震動ごとの比較は車輪荷重で示す。なお、「VI-2-11-2-1 海水ポンプ室門型クレーンの耐震性に関する計算書」に示すとおり、最も評価の厳しい脱輪防止装置においても裕度2.01の余裕を有している

表6-4 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (11/12)

g. クレーン本体 浮上り量

No.	解析ケース				発生値 (mm)	許容限界 (mm)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	16	75	4.68
2			S s - D 2	基準	17		4.41
3		無	S s - D 1	基準	11		6.81
4	中央	有	S s - D 1	基準	6		12.5
5			S s - D 2	基準	11		6.81
6		無	S s - D 1	基準	13		5.76
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	12		6.25
8			S s - D 2	基準	11		6.81
9		無	S s - D 1	基準	11		6.81
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	12		6.25
11				-10%シフト	5		15.0
12			S s - F 1	-7.9%シフト	15		5.00
13			S s - F 2	基準	6		12.5

h. トロリ 浮上り量

No.	解析ケース				発生値 (mm)	許容限界 (mm)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	13	170	13.0
2			S s - D 2	基準	11		15.4
3		無	S s - D 1	基準	14		12.1
4	中央	有	S s - D 1	基準	35		4.85
5			S s - D 2	基準	10		17.0
6		無	S s - D 1	基準	27		6.29
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	14		12.1
8			S s - D 2	基準	12		14.1
9		無	S s - D 1	基準	27		6.29
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	24		7.08
11				-10%シフト	21		8.09
12			S s - F 1	-7.9%シフト	33		5.15
13			S s - F 2	基準	15		11.3

表6-4 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (12/12)

i. 吊具

No.	解析ケース				発生荷重 (kN)	許容荷重 (kN)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時刻 シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	基準	3364	6396*	1.90
2			S s - D 2	基準	2779		2.30
3		無	S s - D 1	基準	763		8.38
4	中央	有	S s - D 1	基準	4207		1.52
5			S s - D 2	基準	3120		2.05
6		無	S s - D 1	基準	717		8.92
7	揺脚側	有	S s - D 1	基準	3317		1.92
8			S s - D 2	基準	3478		1.83
9		無	S s - D 1	基準	719		8.89
10	中央	有	S s - D 1	+10%シフト	3937		1.62
11				-10%シフト	3250		1.96
12			S s - F 1	-7.9%シフト	3365		1.90
13			S s - F 2	基準	3844		1.66

注記* : 評価対象部位はワイヤロープとフックであり、発生荷重は同じ値となるが、許容荷重が異なることから許容荷重のより低いワイヤロープの許容荷重を記載する。

水平位相反転地震動による耐震評価

1. 概要

海水ポンプ室門型クレーン（以下「門型クレーン」という。）について、添付5及び添付6に示すように非線形時刻歴応答解析における材料物性の不確かさを考慮した場合でも耐震評価結果に問題ないことを確認した。

ただし、添付5及び添付6の耐震評価は、添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」に基づき算定された地震動の位相を++*としたケースの加速度時刻歴を用いて実施している。海水ポンプ室に設置される機器・配管系に適用する耐震設計条件については、水平地震動の位相を反転したケース（位相-+*）の加速度時刻歴（以下、水平位相反転地震動という。）を考慮していることから、本項においては水平位相反転地震動による耐震評価を実施する。

注記*：++の最初の符号は水平動、次の符号は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを表す。

2. 評価用地震動の選定

2.1 地震動の選定方法

門型クレーンの評価に適用する水平位相反転地震動の水平方向及び鉛直方向の床応答スペクトル図を図7-1に示す。

水平位相反転地震動での評価においては、添付5及び添付6で得られた評価結果を踏まえ、門型クレーンの評価に影響の大きい地震動を選定する。

門型クレーンの耐震評価に用いる水平位相反転地震動の選定手順を図7-2に示す。

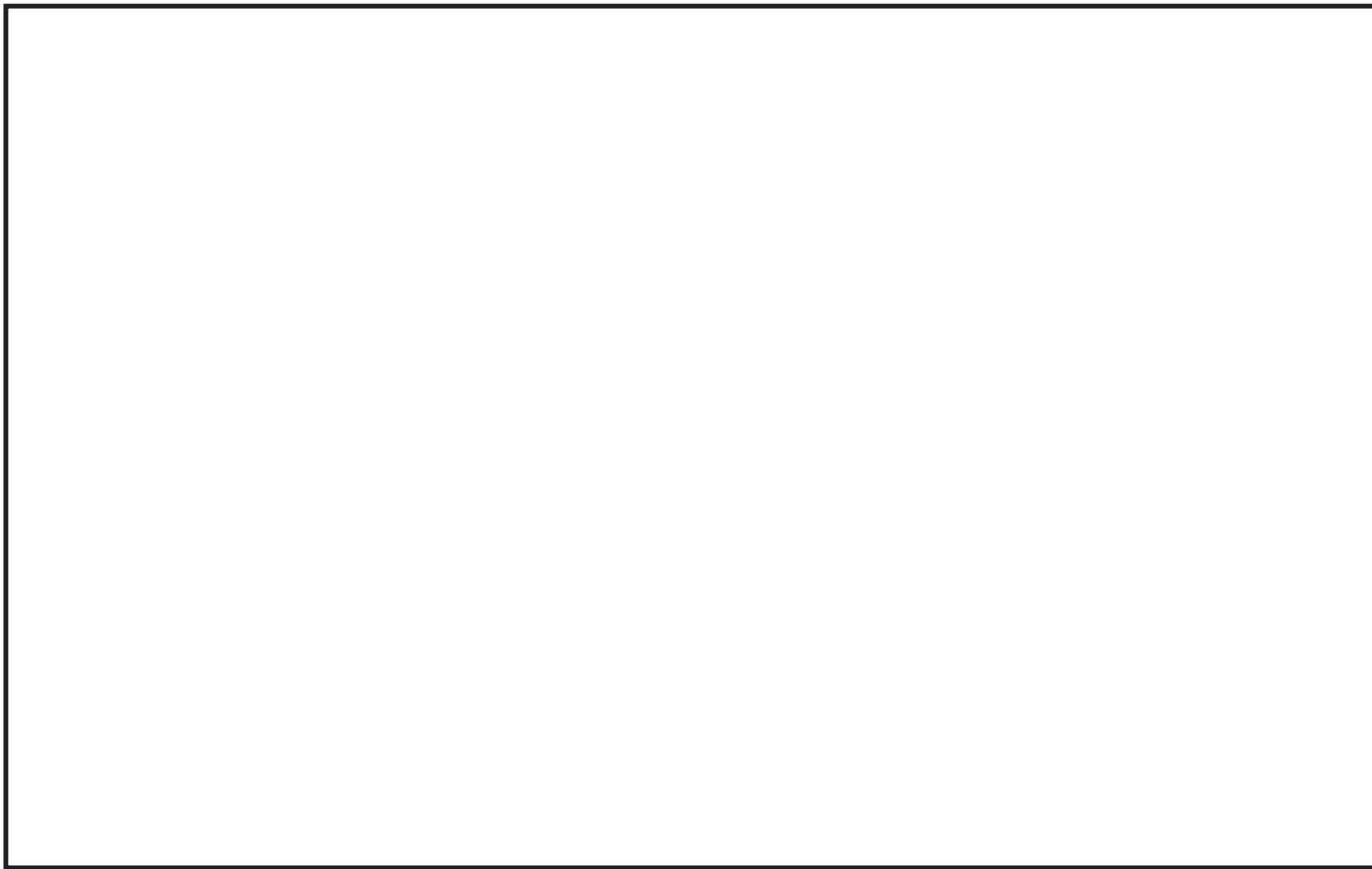


図7-1(1) 門型クレーンの評価に適用する水平位相反転地震動の床応答スペクトル（水平方向）

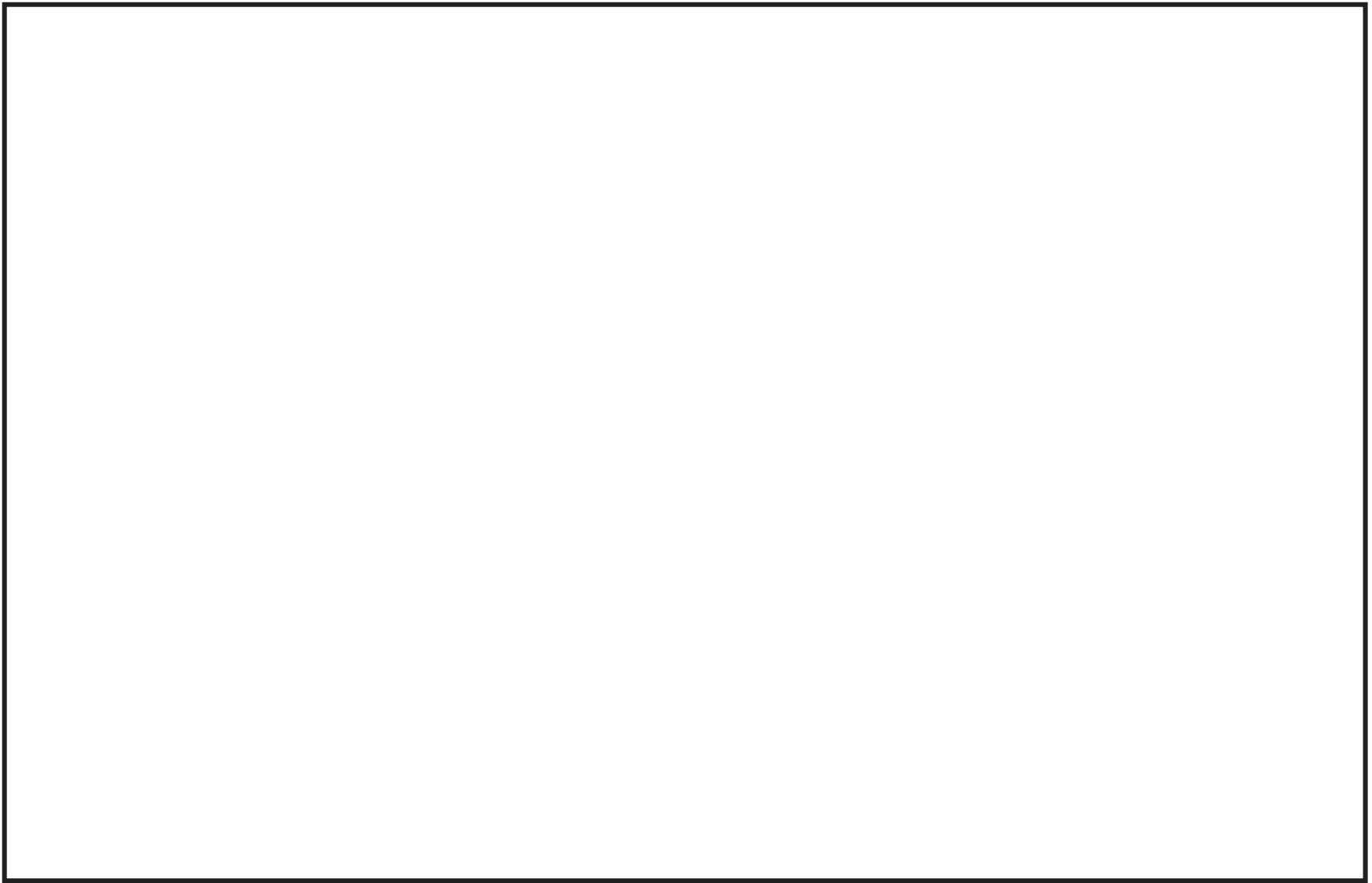


図7-1 (2) 門型クレーンに適用する水平位相反転地震動の床応答スペクトル（鉛直方向）

[地震動の選定手順 (2.2 項)]

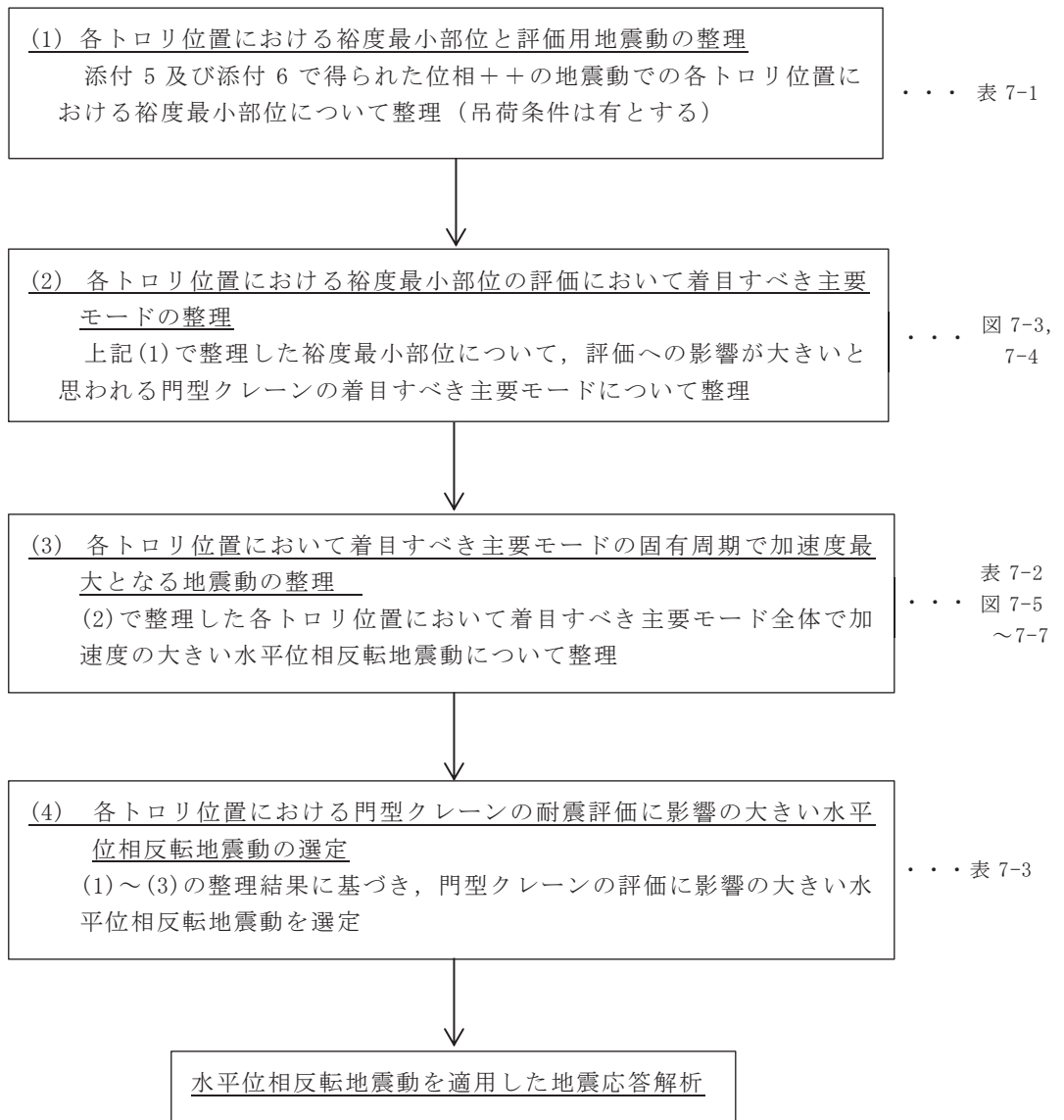


図 7-2 門型クレーンの耐震評価に用いる水平位相反転地震動の選定手順

2.2 地震動の選定結果

図 7-2 に示す手順で検討した結果を以下に示す。

(1) 各トロリ位置における裕度最小部位と評価用地震動の整理

添付 5 及び添付 6 においては、門型クレーンの主要モードの固有周期と床応答スペクトルの加速度の関係から門型クレーンの耐震評価に影響の大きい地震動を選定して評価を実施している。

門型クレーンはトロリ位置（剛脚側，中央，揺脚側）によって、主要モードの固有周期及び裕度最小部位が異なることから、表 7-1 に添付 5 及び添付 6 で得られた位相++の地震動での各トロリ位置における裕度最小部位と評価用地震動の整理結果を示す。

なお、吊荷有のケースの方が吊荷無のケースより評価結果が厳しくなることが明らかであることから、吊荷有のケースで検討を行う。

表 7-1 各トロリ位置における裕度最小部位と評価用地震動の整理結果*¹
(添付 5 及び添付 6 から得られた位相++の地震動による評価結果再掲)

No. * ²	解析ケース				裕度 最小部位	発生値 (MPa)	許容 限界 (MPa)	裕度* ²
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動* ³	時間刻み シフト				
1	剛脚側	有	S s - D 1	標準	剛脚（組合 せ応力）	0.68* ⁴	1* ⁴	1.47
2			S s - D 2	標準		0.73* ⁴	1* ⁴	1.36
4	中央	有	S s - D 1	標準	クレーン 本体ガーダ （曲げ応 力）	240	280	1.16
5			S s - D 2	標準		207	280	1.35
10			S s - D 1	+10% シフト		263	280	1.06
11			S s - D 1	-10% シフト		235	280	1.19
7	揺脚側	有	S s - D 1	標準	揺脚（組合 せ応力）	0.75* ⁴	1* ⁴	1.33
8		有	S s - D 2	標準		0.84* ⁴	1* ⁴	1.19

注記*¹：裕度が最小となったケースを赤字で示す

*²：添付 6 表 6-3 に示す解析ケースの No とする

*³：地震動の位相は全て++

*⁴：単位は無次元

- (2) 各トロリ位置における裕度最小部位の評価において着目すべき主要モードの整理
表 7-1 に示すとおり、位相++の地震動において、門型クレーンの裕度が厳しいのは $S_s - D 1$ 及び $S_s - D 2$ となっている。

これは、添付 5 及び添付 6 に示すとおり、 $S_s - D 1$ 及び $S_s - D 2$ は応答スペクトルに基づく手法による地震動であり、全周期帯で安定した応答を示し、門型クレーンの主要モードにおいても有意な応答が発現しているためである。

ここで、トロリ位置毎に詳細を確認すると、表 7-1 に示すとおり、トロリ位置：剛脚側の評価において、裕度最小部位は剛脚であり、 $S_s - D 2$ による評価の方が $S_s - D 1$ による評価より厳しくなっている。

これは、裕度最小部位である剛脚の評価においては、図 7-3 に示すような横行方向の脚部が倒れこむモードによる影響が大きく、主要モードにおける水平方向の加速度が大きい $S_s - D 2$ による評価がより厳しくなったものと考えられる。

上記は、トロリ位置：揺脚側の評価における裕度最小部位である揺脚においても同様のことが言える。

また、トロリ位置：中央の評価において、裕度最小部位はクレーン本体ガードであり、 $S_s - D 1$ による評価の方が $S_s - D 2$ による評価より厳しくなっている。これは剛脚及び揺脚の評価とは異なり、クレーン本体ガードの評価においては、図 7-4 に示すような鉛直方向に撓むモードによる影響が大きく、主要モードにおける鉛直方向の加速度が大きい $S_s - D 1$ による評価がより厳しくなったものと考えられる。

以上より、トロリ位置：剛脚側及び揺脚側においては、水平方向の主要モードに着目して地震動を選定し、トロリ位置：中央においては、鉛直方向の主要モードに着目して地震動を選定する。

- (3) 各トロリ位置において着目すべき主要モードの固有周期で加速度最大となる地震動の整理

表 7-2～表 7-4 に各トロリ位置において着目すべき主要モードの固有周期で加速度最大となる地震動/節点を整理した結果を示す。

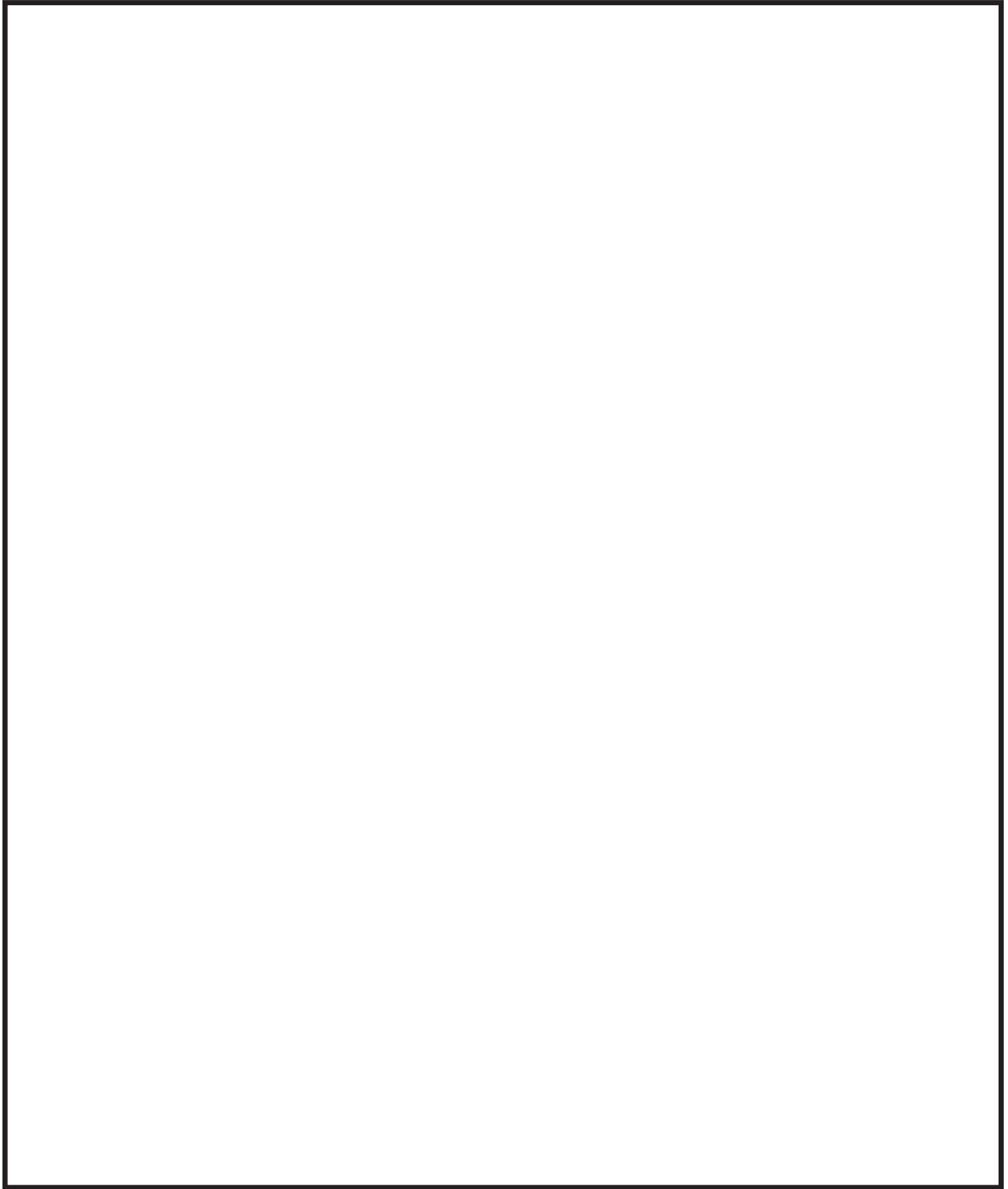


図 7-3 トロリ位置：剛脚側における水平方向（横行方向（EW 方向））の主要モード図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

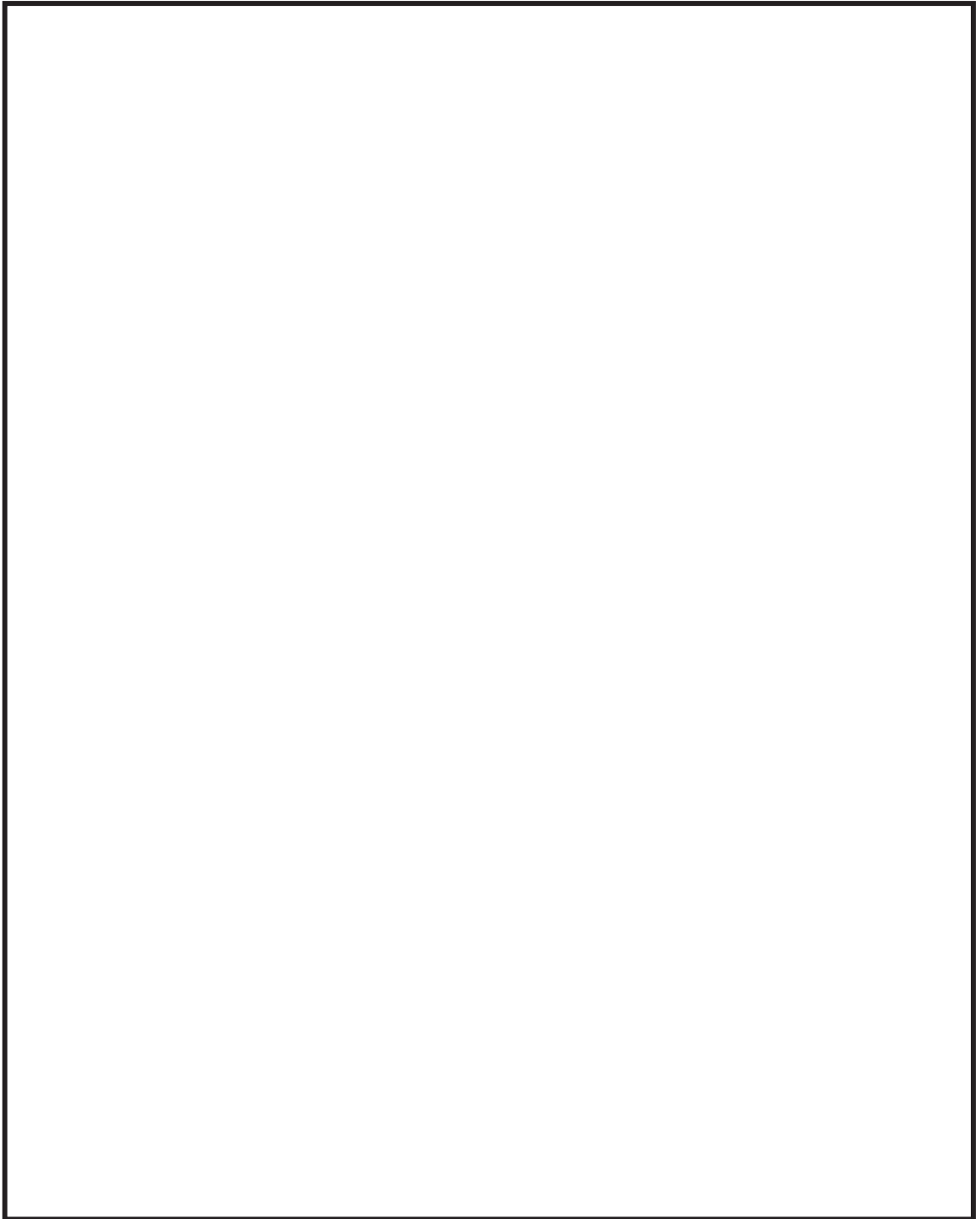


図 7-4 トロリ位置：中央における鉛直方向（UD 方向）の主要モード図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 7-2 各トリ位置において着目すべき主要モードの固有周期で加速度最大となる地震動の整理

トリ位置	吊荷*1	床応答 スペクトル 図番	着目すべき主要モード			加速度最大となる条件(位相-+)			参考：加速度最大となる条件(位相++)		
			方向	刺激係数	固有周期 (s)	地震動	節点*2	加速度 (G)	地震動	節点*2	加速度 (G)
剛脚側	有	図7-5	水平 (横行方向 (EW方向))	1位		S s - D 2	2701		S s - D 2	2701	
				2位		S s - D 1	2701		S s - D 1	2701	
				3位		S s - D 2	2701		S s - D 2	2701	
				4位		S s - F 3	2701		S s - D 2	2701	
				5位		S s - D 2	2701		S s - D 1	2701	
中央	有	図7-6	鉛直 (UD方向)	1位		S s - F 2	2701		S s - F 2	1708	
				2位		S s - D 1	1708		S s - D 1	1708	
				3位		S s - F 3	2701		S s - D 3	1708	
				4位		S s - D 2	2701		S s - D 2	2701	
				5位		S s - D 1	2701		S s - D 1	1708	
揺脚側	有	図7-7	水平 (横行方向 (EW方向))	1位		S s - D 2	2701		S s - D 2	2701	
				2位		S s - D 1	1708		S s - D 1	2701	
				3位		S s - D 2	2701		S s - D 2	2701	
				4位		S s - F 3	2701		S s - D 2	2701	
				5位		S s - D 2	2701		S s - F 2	2701	

注記*1：吊荷の負荷を考慮した場合のほうが耐震評価は厳しくなることから吊荷有の条件とする。

*2：門型クレーンの耐震評価には添付書類「VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書」に基づき算定された加速度時刻歴波を用いており、門型クレーンレールの設置位置を考慮して適用する節点は1708と2701としている。節点位置の詳細は、添付5 図5-4に示す。

添付 7-9

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

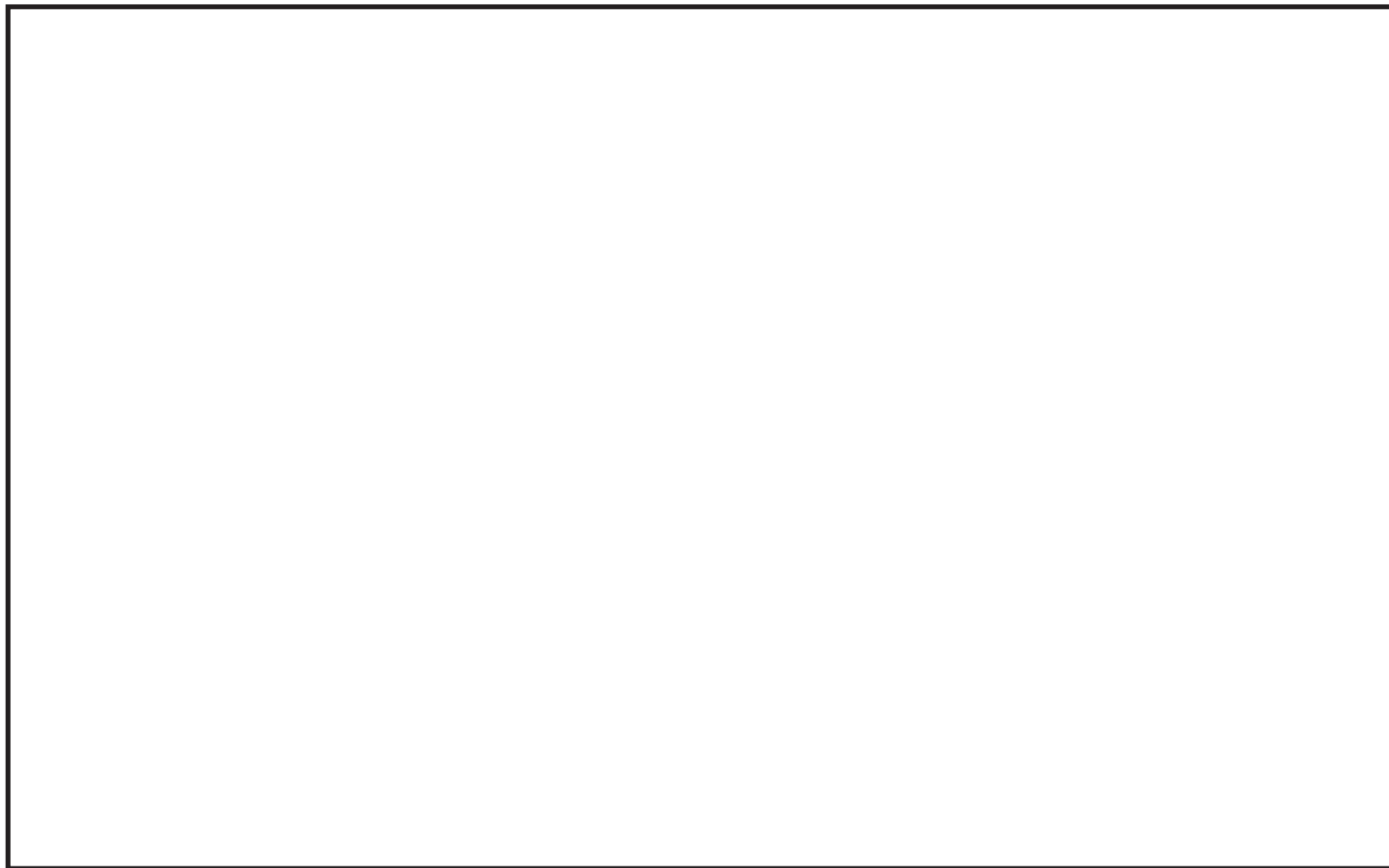


図7-5 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル（水平位相反転地震動）

トロリ位置：剛脚側の場合の水平モード固有周期との重ね合わせ（1/2）

A 領域拡大図

B 領域拡大図

C 領域拡大図

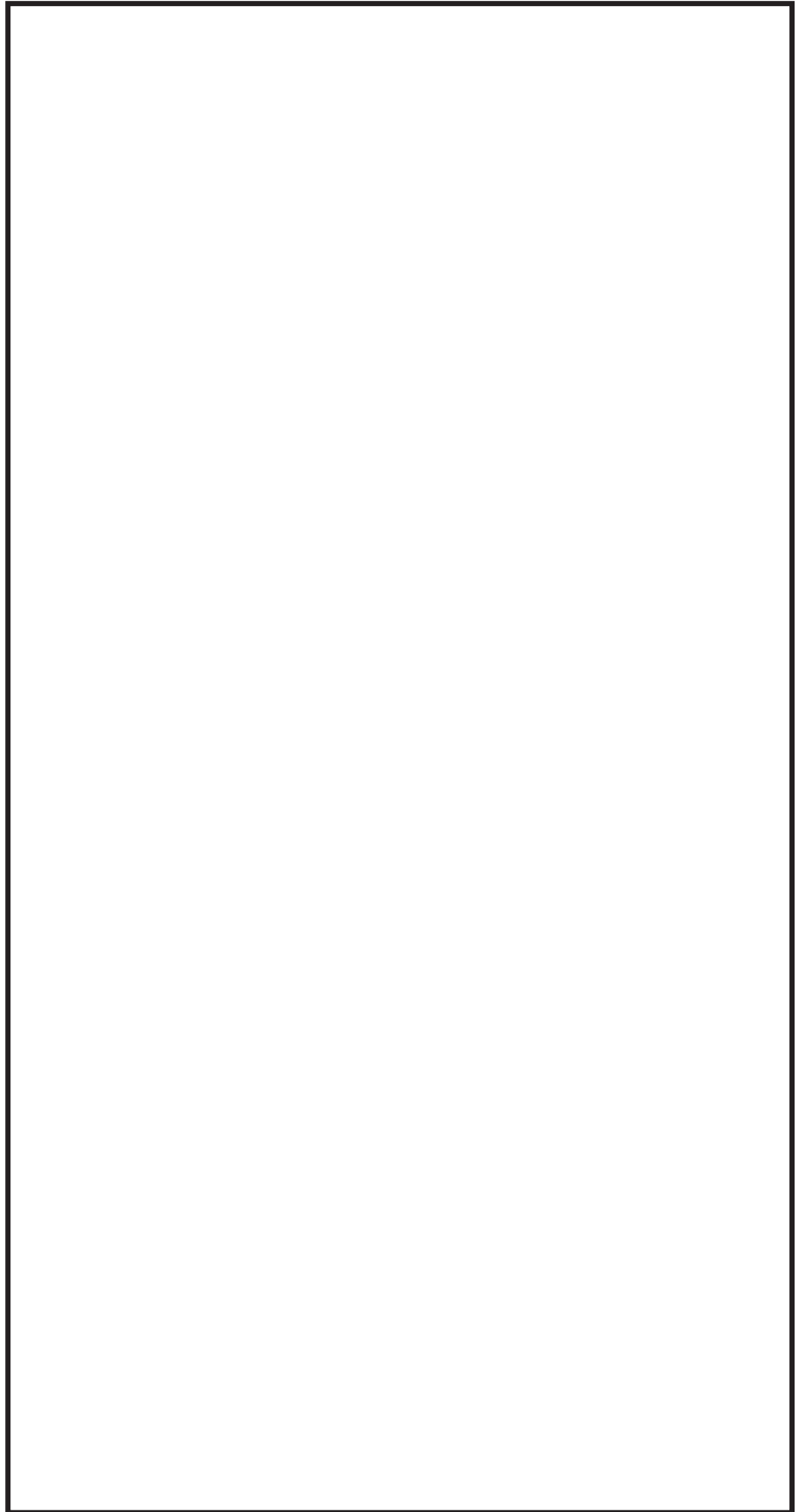


図7-5 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル（水平位相反転地震動） トロリ位置：剛脚側の場合の水平モード固有周期との重ね合わせ（2/2）

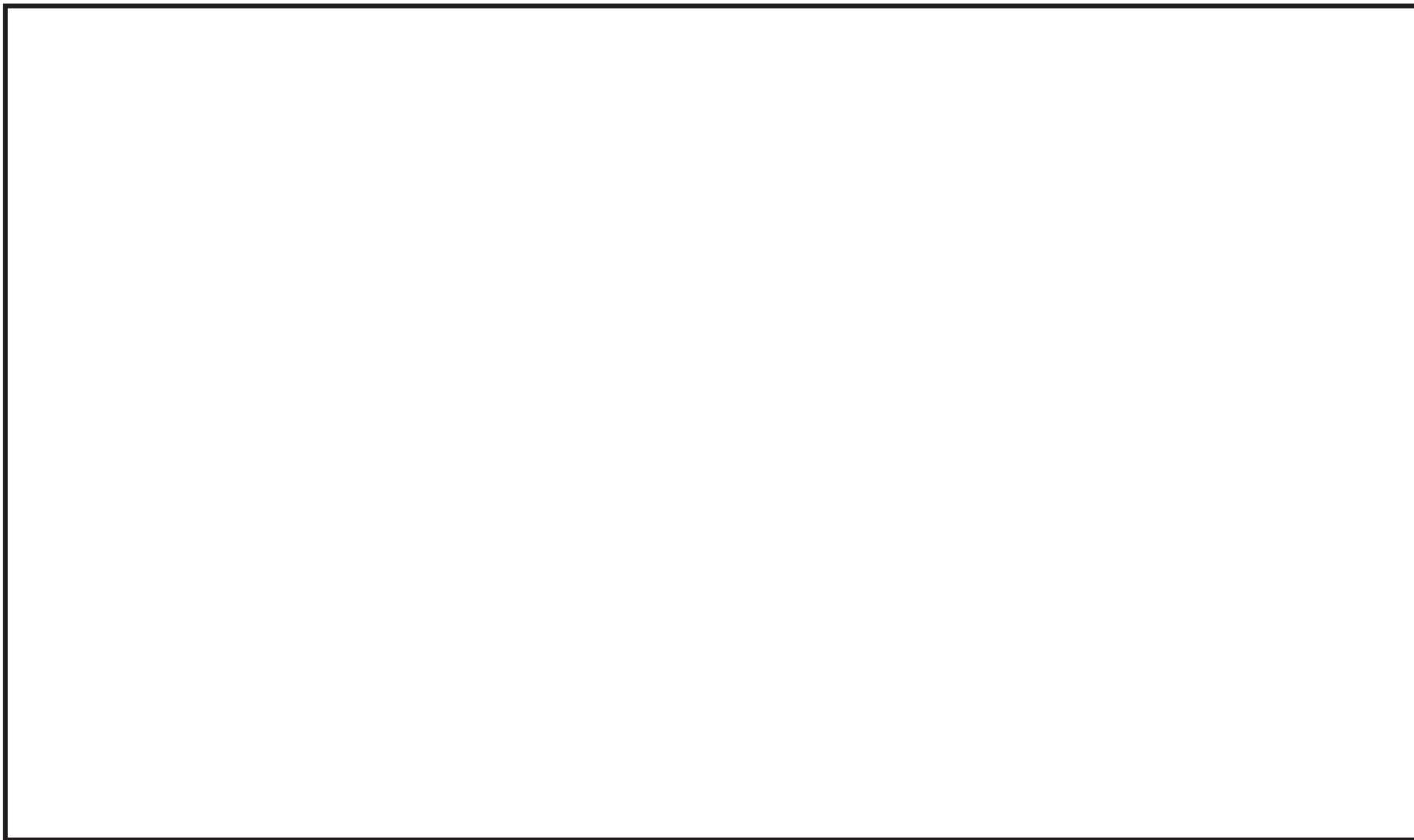


図7-6 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル（水平位相反転地震動）

トロリ位置：中央の場合の鉛直モード固有周期との重ね合わせ（1/2）

A 領域拡大図

B 領域拡大図

C 領域拡大図

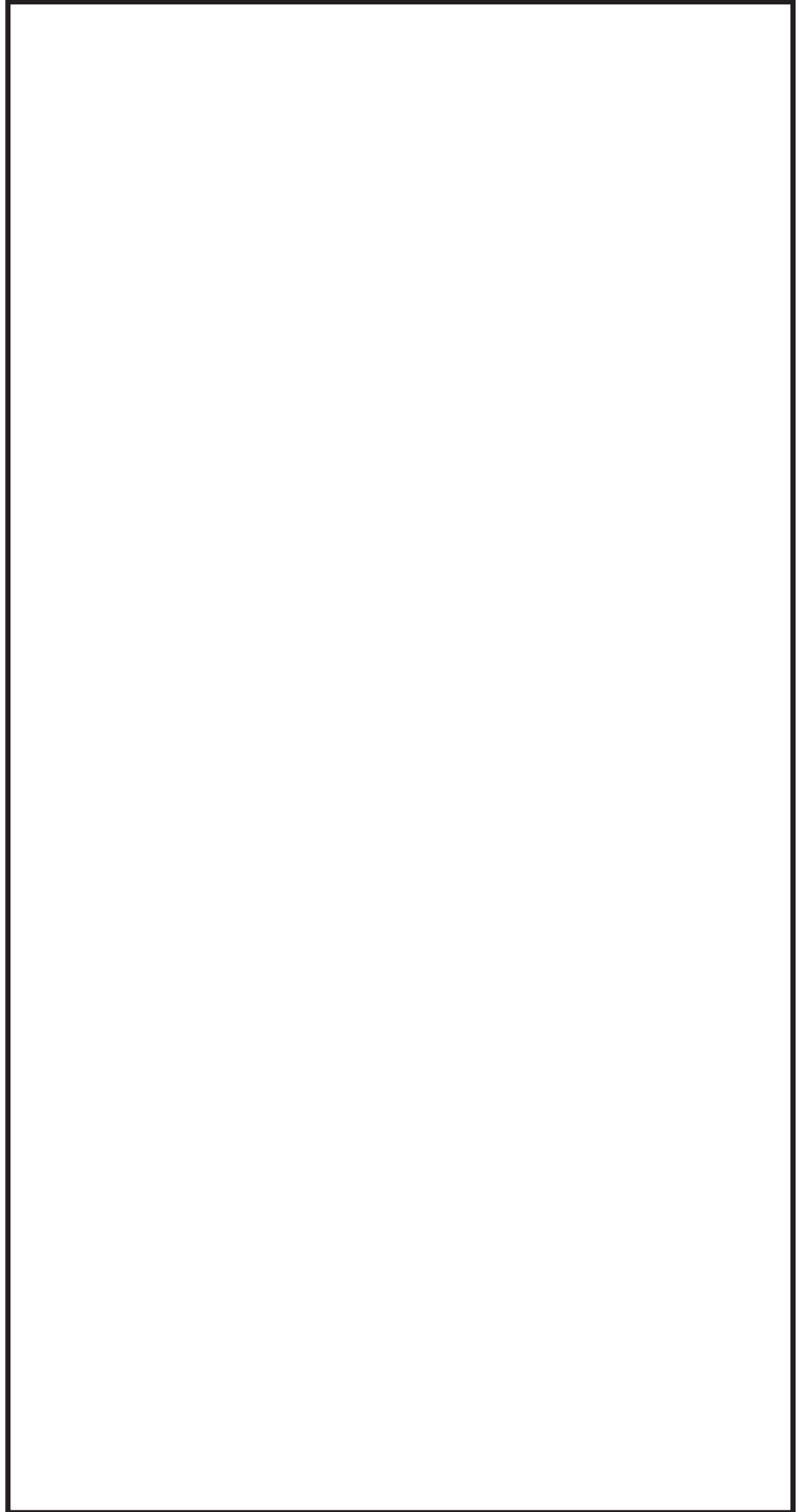


図7-6 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル（水平位相反転地震動） トロリ位置：中央の場合の鉛直モード固有周期との重ね合わせ（2/2）

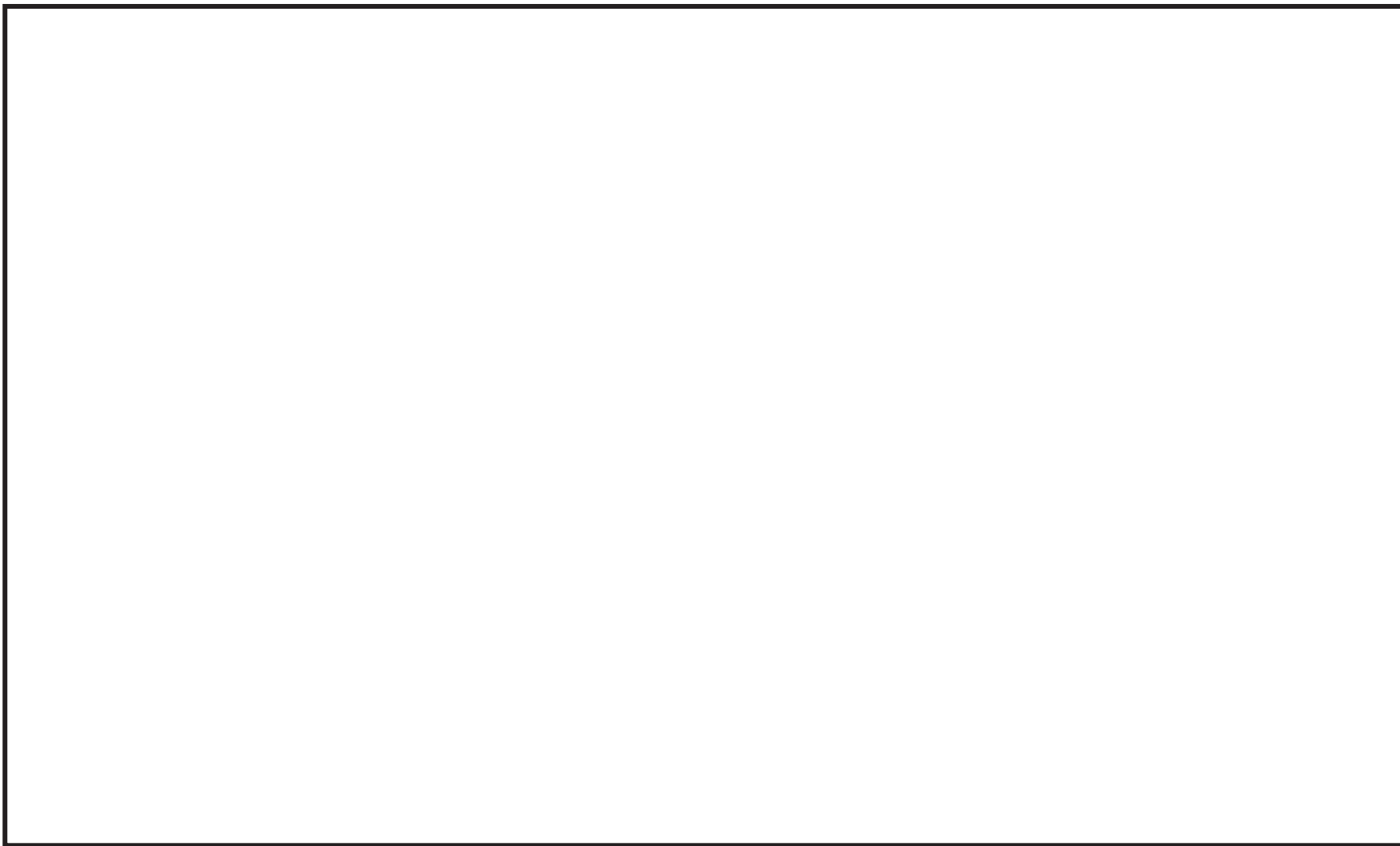


図7-7 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル（水平位相反転地震動）

トロリ位置：揺脚側の場合の水平モード固有周期との重ね合わせ（1/2）

A 領域拡大図

B 領域拡大図

C 領域拡大図

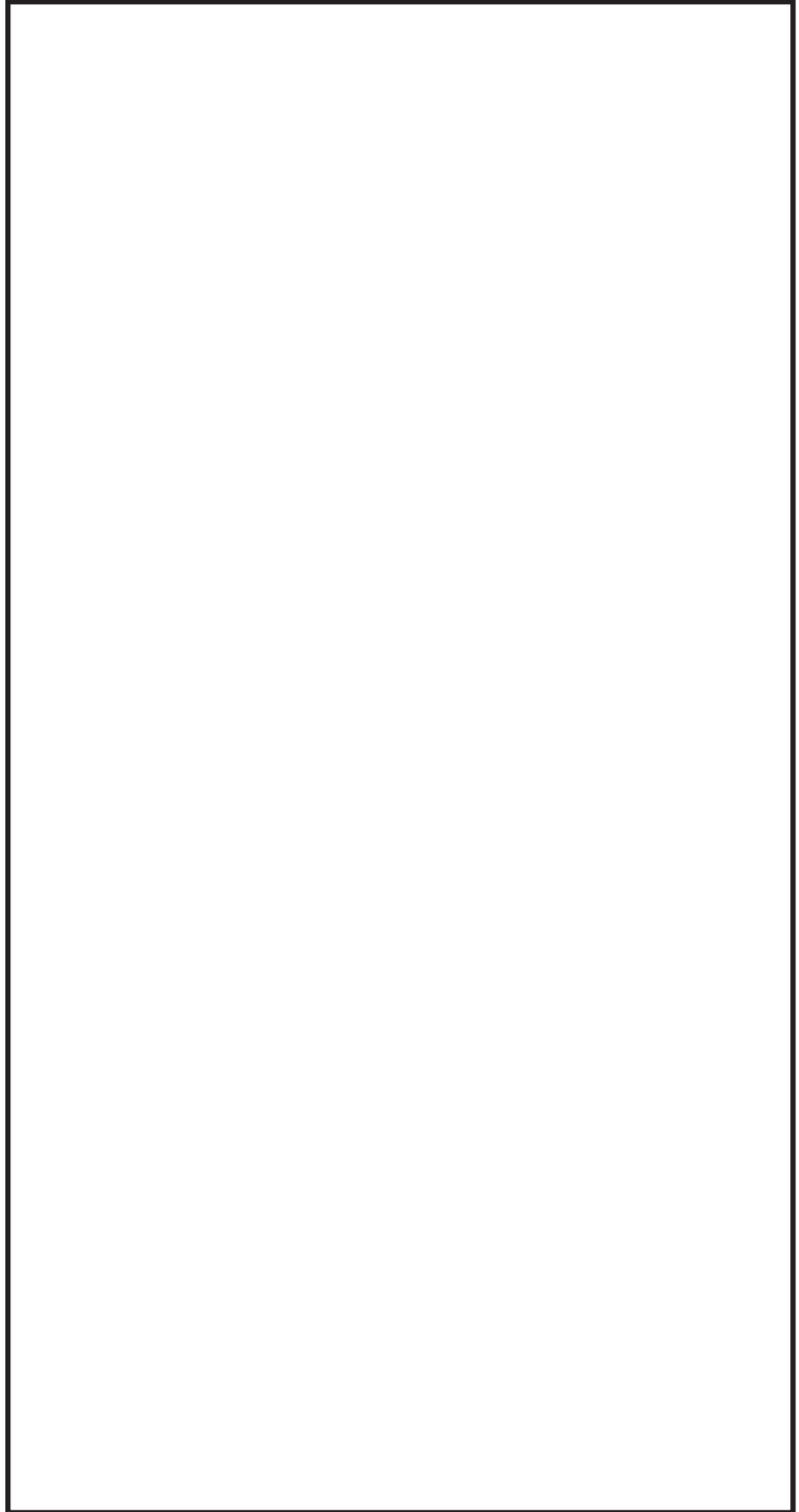


図7-7 門型クレーンに適用する基準地震動 S_s の床応答スペクトル（水平位相反転地震動） トロリ位置：揺脚側の場合の水平モード固有周期との重ね合わせ（2/2）

(4) 各トロリ位置における門型クレーンの耐震評価に影響の大きい水平位相反転地震動の選定

(1)～(3)で整理した結果に基づき各トロリ位置における門型クレーンの耐震評価に影響の大きい水平位相反転地震動を表7-2に基づき選定する。

【トロリ位置：剛脚側】

着目すべき水平（横行）方向の主要モードでは、添付5及び添付6で評価を実施した位相++の地震動と同様に、水平位相反転地震動（位相-+）においても、 $S_s - D_2$ が刺激係数の最も大きいモードを含めた3つのモードで最大加速度をとる結果となった。

したがって、位相++の地震動でも水平位相反転地震動でも各モードに対する影響程度が類似していると判断できることを踏まえ、トロリ位置：剛脚側における門型クレーンの耐震評価に影響の大きい水平位相反転地震動として、位相++の地震動と同様 $S_s - D_2$ を選定した。

【トロリ位置：揺脚側】

トロリ位置：剛脚側の場合と同様に $S_s - D_2$ が刺激係数の最も大きいモードを含めた3つのモードで最大加速度をとる結果となっていること、位相++の地震動で評価した場合において最小裕度部位である揺脚は $S_s - D_2$ による評価の方が $S_s - D_1$ による評価より厳しくなっていることを踏まえ、耐震評価に影響の大きい水平位相反転地震動として $S_s - D_2$ を選定した。

【トロリ位置：中央】

着目すべき鉛直方向の2つの主要モードで $S_s - D_1$ ，刺激係数の最も大きいモードでは $S_s - F_2$ の加速度が最大となった。この結果は、トロリ位置：剛脚側及び揺脚側の場合と同様、位相++の地震動での傾向と同じであり、水平位相反転地震動でも各モードに対する影響程度が類似していると判断できる。

刺激係数が最も高いモードで最大加速度をとっているのは、位相++の地震動と同じく、 $S_s - F_2$ であるが、位相++の地震動に対する水平位相反転地震動の当該モードにおける加速度の上振れは約2%であること、位相++の地震動で評価した場合において最小裕度部位であるクレーン本体ガーダは、 $S_s - D_1$ による評価の方が $S_s - F_2$ による評価より厳しくなっていることを踏まえ、耐震評価に影響の大きい水平位相反転地震動として $S_s - D_1$ を選定した。

各トロリ位置における門型クレーンの耐震評価に影響の大きい水平位相反転地震動に係る上記の選定結果を表7-3にまとめる。

表7-3 各トロリ位置における門型クレーンの耐震評価に影響の大きい
水平位相反転地震動の選定結果

トロリ位置	地震動の種類	位相	方向ごとに適用する節点位置	
			水平（横行）方向 （EW方向）	鉛直方向 （UD方向）
剛脚側	S s - D 2	- +	2701	2701
中央	S s - D 1		2701	1708
揺脚側	S s - D 2		2701	2701

3. 地震応答解析結果

2. 項で選定した水平位相反転地震動に対する地震応答解析結果を表7-4に示す。
本表においては各トロリ位置における裕度最小部位の評価結果を整理している。

なお、門型クレーンの評価において全体で最も裕度が厳しくなっているトロリ位置：中央の場合のクレーン本体ガーダの評価については、添付6と同様に地震応答解析における材料物性の不確かさ等を考慮した場合の影響を確認するために、評価用の地震動である $S_s - D_1$ を±10%固有周期シフトした解析ケースについても評価を実施した。

地震応答解析の結果、表7-4に示すとおり、水平位相反転地震動の全ての解析ケースの発生応力は許容限界を満足しており、水平位相反転地震動による耐震評価について問題のないことを確認した。

表7-4 水平位相反転地震動による地震応答解析結果

解析ケース				裕度 最小部位	発生値 (MPa)	許容 限界 (MPa)	裕度
トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	時間刻み シフト				
剛脚側	有	$S_s - D_2$ (位相-+)	標準	剛脚 (組合せ応力)	0.63*	1*	1.58
中央	有	$S_s - D_1$ (位相-+)	標準	クレーン 本体ガーダ (曲げ応力)	229	280	1.22
			+10% シフト		248	280	1.12
			-10% シフト		232	280	1.20
揺脚側	有	$S_s - D_2$ (位相-+)	標準	揺脚 (組合せ応力)	0.70*	1*	1.42
参考：地震動（位相++）による評価結果							
剛脚側	有	$S_s - D_2$ (位相++)	標準	剛脚 (組合せ応力)	0.73*	1*	1.36
中央	有	$S_s - D_1$ (位相++)	標準	クレーン 本体ガーダ (曲げ応力)	240	280	1.16
			+10% シフト		262	280	1.06
			-10% シフト		235	280	1.19
揺脚側	有	$S_s - D_2$ (位相++)	標準	揺脚 (組合せ応力)	0.84*	1*	1.19

注記*：単位は無次元

4. 門型クレーンの耐震評価結果まとめ

添付 5 及び添付 6 で位相++の地震動に対する評価を実施し、本資料の 1~3 項で水平位相反転地震動に対する評価を実施した。

以上の検討結果を踏まえて、門型クレーンの耐震評価に適用する評価用地震動及びそれぞれの地震動に対する解析ケースを整理した内容を表 7-5 に示すとともに、各解析ケースの評価結果一覧を表 7-6 に示す。

表 7-6 に示す評価結果のうち、各評価部位及び応力分類で最も発生応力が大きくなるケース（赤字のケース）を、門型クレーンに厳しい評価結果として、添付書類「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」に代表で記載しているものである。

表 7-5 評価用地震動及び解析ケースの整理結果

No.	解析ケース					方向ごとに適用する 節点位置		選定理由
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時間刻み シフト	水平 (横行方向)	鉛直方向	
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	2701	1708	添付5 代表地震動 ケースとし て評価
2			S s - D 2	++	基準	2701	2701	
3*		無	S s - D 1	++	基準	2701	1708	
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	2701	1708	
5			S s - D 2	++	基準	2701	2701	
6*		無	S s - D 1	++	基準	2701	1708	
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	2701	1708	
8			S s - D 2	++	基準	2701	2701	
9*		無	S s - D 1	++	基準	2701	1708	
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	2701	1708	添付6 不確かさ等 を考慮した ケースとし て評価
11				++	-10% シフト	2701	1708	
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	2701	1708	
13			S s - F 2	++	基準	2701	1708	
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	2701	2701	添付7 水平位相反 転地震動ケ ースとして 評価
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	2701	1708	
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	2701	1708	
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	2701	1708	
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	2701	2701	

注記* : No. 3, 6, 9については裕度最小部位のクレーン本体ガーダが最も厳しくなる S s - D 1 に対して吊荷無しの条件で評価を実施しているもの。

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (1/22)

a-1. クレーン本体ガーダ 曲げ応力

No.	解析ケース					発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時刻 シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	176	280	1.59
2			S s - D 2	++	基準	179		1.56
3		無	S s - D 1	++	基準	139		2.01
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	240		1.16*1
5			S s - D 2	++	基準	207		1.35
6		無	S s - D 1	++	基準	160		1.75
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	185		1.51
8			S s - D 2	++	基準	160		1.75
9		無	S s - D 1	++	基準	145		1.93
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	263		1.06*2
11				++	-10% シフト	235		1.19
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	221		1.26
13			S s - F 2	++	基準	238		1.17
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	157		1.78
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	229		1.22
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	248		1.12
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	232		1.20
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	148		1.89

注記*1: 「時刻シフト: 基準」のケースのうち、裕度が最小となったもの。

*2: 材料物性等の不確かさを考慮したケースを含む全評価ケースで裕度が最小となったもの。

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (2/22)

a-2. クレーン本体ガーダ せん断応力

No.	解析ケース					発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時刻 シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	35	161	4.60
2			S s - D 2	++	基準	34		4.73
3		無	S s - D 1	++	基準	25		6.44
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	30		5.36
5			S s - D 2	++	基準	26		6.19
6		無	S s - D 1	++	基準	17		9.47
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	53		3.03
8			S s - D 2	++	基準	45		3.57
9		無	S s - D 1	++	基準	27		5.96
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	26		6.19
11				++	-10% シフト	26		6.19
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	30		5.36
13			S s - F 2	++	基準	25		6.44
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	31		5.19
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	27		5.96
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	32		5.03
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	26		6.19
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	41		3.92

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (3/22)

b-1. 剛脚 引張応力

No.	解析ケース					発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	6	280	46.6
2			S s - D 2	++	基準	8		35.0
3		無	S s - D 1	++	基準	7		40.0
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	5		56.0
5			S s - D 2	++	基準	9		31.1
6		無	S s - D 1	++	基準	7		40.0
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	9		31.1
8			S s - D 2	++	基準	10		28.0
9		無	S s - D 1	++	基準	8		35.0
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	5		56.0
11				++	-10% シフト	5		56.0
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	4		70.0
13			S s - F 2	++	基準	3		93.3
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	6		46.6
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	7		40.0
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	6		46.6
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	5		56.0
18			揺脚側	有	S s - D 2	-+		基準

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (4/22)

b-2. 剛脚 圧縮応力

No.	解析ケース					発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時刻 シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	85	262	3.08
2			S s - D 2	++	基準	83		3.15
3		無	S s - D 1	++	基準	50		5.24
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	55		4.76
5			S s - D 2	++	基準	60		4.36
6		無	S s - D 1	++	基準	48		5.45
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	58		4.51
8			S s - D 2	++	基準	58		4.51
9		無	S s - D 1	++	基準	50		5.24
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	50		5.24
11				++	-10% シフト	53		4.94
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	50		5.24
13			S s - F 2	++	基準	48		5.45
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	69		3.79
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	51		5.13
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	73		3.58
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	52		5.03
18			揺脚側	有	S s - D 2	-+		基準

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (5/22)

b-3. 剛脚 曲げ応力

No.	解析ケース					発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	162	280	1.72
2			S s - D 2	++	基準	155		1.80
3		無	S s - D 1	++	基準	132		2.12
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	181		1.54
5			S s - D 2	++	基準	180		1.55
6		無	S s - D 1	++	基準	142		1.97
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	172		1.62
8			S s - D 2	++	基準	161		1.73
9		無	S s - D 1	++	基準	143		1.95
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	171		1.63
11				++	-10% シフト	150		1.86
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	165		1.69
13			S s - F 2	++	基準	131		2.13
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	151		1.85
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	164		1.70
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	169		1.65
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	163		1.71
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	141		1.98

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (6/22)

b-4. 剛脚 組合せ応力

No.	解析ケース					発生値*	許容限界*	裕度
	トロリ位置	吊荷	評価用地震動	位相	時間刻みシフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	0.68	1	1.47
2			S s - D 2	++	基準	0.73		1.36
3		無	S s - D 1	++	基準	0.54		1.85
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	0.70		1.42
5			S s - D 2	++	基準	0.69		1.44
6		無	S s - D 1	++	基準	0.54		1.85
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	0.62		1.61
8			S s - D 2	++	基準	0.65		1.53
9		無	S s - D 1	++	基準	0.55		1.81
10	中央	有	S s - D 1	++	+10%シフト	0.66		1.51
11				++	-10%シフト	0.61		1.63
12			S s - F 1	++	-7.9%シフト	0.66		1.51
13			S s - F 2	++	基準	0.51		1.96
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	0.63		1.58
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	0.66		1.51
16			S s - D 1	-+	+10%シフト	0.71		1.40
17			S s - D 1	-+	-10%シフト	0.64		1.56
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	0.54		1.85

* : 単位は無次元

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (7/22)

c-1. 揺脚 引張応力

No.	解析ケース					発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	13	280	21.5
2			S s - D 2	++	基準	11		25.4
3		無	S s - D 1	++	基準	12		23.3
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	7		40.0
5			S s - D 2	++	基準	8		35.0
6		無	S s - D 1	++	基準	7		40.0
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	7		40.0
8			S s - D 2	++	基準	7		40.0
9		無	S s - D 1	++	基準	10		28.0
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	6		46.6
11				++	-10% シフト	5		56.0
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	4		70.0
13			S s - F 2	++	基準	4		70.0
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	13		21.5
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	8		35.0
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	6		46.6
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	6		46.6
18			揺脚側	有	S s - D 2	-+		基準

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (8/22)

c-2. 揺脚 圧縮応力

No.	解析ケース					発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時刻 シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	74	209	2.82
2			S s - D 2	++	基準	69		3.02
3		無	S s - D 1	++	基準	67		3.11
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	63		3.31
5			S s - D 2	++	基準	71		2.94
6		無	S s - D 1	++	基準	56		3.73
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	101		2.06
8			S s - D 2	++	基準	98		2.13
9		無	S s - D 1	++	基準	62		3.37
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	70		2.98
11				++	-10% シフト	67		3.11
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	67		3.11
13			S s - F 2	++	基準	59		3.54
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	65		3.21
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	66		3.16
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	63		3.31
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	77		2.71
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	87		2.40

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (9/22)

c-3. 揺脚 曲げ応力

No.	解析ケース					発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	92	280	3.04
2			S s - D 2	++	基準	129		2.17
3		無	S s - D 1	++	基準	87		3.21
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	117		2.39
5			S s - D 2	++	基準	150		1.86
6		無	S s - D 1	++	基準	95		2.94
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	122		2.29
8			S s - D 2	++	基準	126		2.22
9		無	S s - D 1	++	基準	96		2.91
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	134		2.08
11				++	-10% シフト	93		3.01
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	108		2.59
13			S s - F 2	++	基準	109		2.56
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	93		3.01
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	142		1.97
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	123		2.27
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	116		2.41
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	121		2.31

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (10/22)

c-4. 揺脚 組合せ応力

No.	解析ケース					発生値*	許容限界*	裕度
	トロリ位置	吊荷	評価用地震動	位相	時間刻みシフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	0.52	1	1.92
2			S s - D 2	++	基準	0.60		1.66
3		無	S s - D 1	++	基準	0.48		2.08
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	0.61		1.63
5			S s - D 2	++	基準	0.71		1.40
6		無	S s - D 1	++	基準	0.48		2.08
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	0.75		1.33
8			S s - D 2	++	基準	0.84		1.19
9		無	S s - D 1	++	基準	0.48		2.08
10	中央	有	S s - D 1	++	+10%シフト	0.65		1.53
11				++	-10%シフト	0.61		1.63
12			S s - F 1	++	-7.9%シフト	0.68		1.47
13			S s - F 2	++	基準	0.55		1.81
14			剛脚側	有	S s - D 2	-+		基準
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	0.65		1.53
16			S s - D 1	-+	+10%シフト	0.62		1.61
17			S s - D 1	-+	-10%シフト	0.64		1.56
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	0.70		1.42

注記*：単位は無次元

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (11/22)

d-1. 連結構 (剛脚側) 引張応力

No.	解析ケース					発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時刻 シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	20	280	14.0
2			S s - D 2	++	基準	15		18.6
3		無	S s - D 1	++	基準	15		18.6
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	17		16.4
5			S s - D 2	++	基準	14		20.0
6		無	S s - D 1	++	基準	16		17.5
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	14		20.0
8			S s - D 2	++	基準	16		17.5
9		無	S s - D 1	++	基準	14		20.0
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	15		18.6
11				++	-10% シフト	16		17.5
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	15		18.6
13			S s - F 2	++	基準	11		25.4
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	15		18.6
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	15		18.6
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	18		15.5
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	16		17.5
18			揺脚側	有	S s - D 2	-+		基準

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (12/22)

d-2. 連結構 (剛脚側) 圧縮応力

No.	解析ケース					発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時刻刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	8	249	31.1
2			S s - D 2	++	基準	8		31.1
3		無	S s - D 1	++	基準	8		31.1
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	6		41.5
5			S s - D 2	++	基準	10		24.9
6		無	S s - D 1	++	基準	7		35.5
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	9		27.6
8			S s - D 2	++	基準	8		31.1
9		無	S s - D 1	++	基準	8		31.1
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	6		41.5
11				++	-10% シフト	7		35.5
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	5		49.8
13			S s - F 2	++	基準	5		49.8
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	8		31.1
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	7		35.5
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	8		31.1
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	6		41.5
18			揺脚側	有	S s - D 2	-+		基準

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (13/22)

d-3. 連結構 (剛脚側) 曲げ応力

No.	解析ケース					発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時刻刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	153	280	1.83
2			S s - D 2	++	基準	188		1.48
3		無	S s - D 1	++	基準	120		2.33
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	145		1.93
5			S s - D 2	++	基準	195		1.43
6		無	S s - D 1	++	基準	121		2.31
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	140		2.00
8			S s - D 2	++	基準	199		1.40
9		無	S s - D 1	++	基準	106		2.64
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	112		2.50
11				++	-10% シフト	118		2.37
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	102		2.74
13			S s - F 2	++	基準	109		2.56
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	155		1.80
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	170		1.64
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	134		2.08
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	132		2.12
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	146		1.91

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (14/22)

d-4. 連結構 (剛脚側) 組合せ応力

No.	解析ケース					発生値*	許容限界*	裕度
	トロリ位置	吊荷	評価用地震動	位相	時間刻みシフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	0.58	1	1.72
2			S s - D 2	++	基準	0.70		1.42
3		無	S s - D 1	++	基準	0.44		2.27
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	0.53		1.88
5			S s - D 2	++	基準	0.71		1.40
6		無	S s - D 1	++	基準	0.45		2.22
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	0.52		1.92
8			S s - D 2	++	基準	0.71		1.40
9		無	S s - D 1	++	基準	0.40		2.50
10	中央	有	S s - D 1	++	+10%シフト	0.42		2.38
11				++	-10%シフト	0.44		2.27
12			S s - F 1	++	-7.9%シフト	0.38		2.63
13			S s - F 2	++	基準	0.40		2.50
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	0.59		1.69
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	0.63		1.58
16			S s - D 1	-+	+10%シフト	0.50		2.00
17			S s - D 1	-+	-10%シフト	0.49		2.04
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	0.55		1.81

注記* : 単位は無次元

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (15/22)

e-1. 連結構 (揺脚側) 引張応力

No.	解析ケース					発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時間刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	21	280	13.3
2			S s - D 2	++	基準	18		15.5
3		無	S s - D 1	++	基準	18		15.5
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	14		20.0
5			S s - D 2	++	基準	14		20.0
6		無	S s - D 1	++	基準	14		20.0
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	21		13.3
8			S s - D 2	++	基準	20		14.0
9		無	S s - D 1	++	基準	15		18.6
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	13		21.5
11				++	-10% シフト	15		18.6
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	18		15.5
13			S s - F 2	++	基準	18		15.5
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	15		18.6
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	16		17.5
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	18		15.5
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	16		17.5
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	17		16.4

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (16/22)

e-2. 連結構 (揺脚側) 圧縮応力

No.	解析ケース					発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時刻刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	12	245	20.4
2			S s - D 2	++	基準	10		24.5
3		無	S s - D 1	++	基準	9		27.2
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	7		35.0
5			S s - D 2	++	基準	13		18.8
6		無	S s - D 1	++	基準	8		30.6
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	11		22.2
8			S s - D 2	++	基準	11		22.2
9		無	S s - D 1	++	基準	9		27.2
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	9		27.2
11				++	-10% シフト	9		27.2
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	7		35.0
13			S s - F 2	++	基準	7		35.0
14			剛脚側	有	S s - D 2	-+		基準
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	9		27.2
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	7		35.0
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	9		27.2
18			揺脚側	有	S s - D 2	-+		基準

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (17/22)

e-3. 連結構 (揺脚側) 曲げ応力

No.	解析ケース					発生値 (MPa)	許容限界 (MPa)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時刻 シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	116	280	2.41
2			S s - D 2	++	基準	132		2.12
3		無	S s - D 1	++	基準	113		2.47
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	113		2.47
5			S s - D 2	++	基準	156		1.79
6		無	S s - D 1	++	基準	94		2.97
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	113		2.47
8			S s - D 2	++	基準	139		2.01
9		無	S s - D 1	++	基準	104		2.69
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	131		2.13
11				++	-10% シフト	131		2.13
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	100		2.80
13			S s - F 2	++	基準	115		2.43
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	136		2.05
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	142		1.97
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	118		2.37
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	144		1.94
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	139		2.01

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (18/22)

e-4. 連結構 (揺脚側) 組合せ応力

No.	解析ケース					発生値*	許容限界*	裕度
	トロリ位置	吊荷	評価用地震動	位相	時間刻みシフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	0.44	1	2.27
2			S s - D 2	++	基準	0.49		2.04
3		無	S s - D 1	++	基準	0.43		2.32
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	0.43		2.32
5			S s - D 2	++	基準	0.61		1.63
6		無	S s - D 1	++	基準	0.36		2.77
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	0.44		2.27
8			S s - D 2	++	基準	0.53		1.88
9		無	S s - D 1	++	基準	0.38		2.63
10	中央	有	S s - D 1	++	+10%シフト	0.50		2.00
11				++	-10%シフト	0.49		2.04
12			S s - F 1	++	-7.9%シフト	0.38		2.63
13			S s - F 2	++	基準	0.43		2.32
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	0.49		2.04
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	0.53		1.88
16			S s - D 1	-+	+10%シフト	0.45		2.22
17			S s - D 1	-+	-10%シフト	0.52		1.92
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	0.51		1.96

注記* : 単位は無次元

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (19/22)

f. 脱輪防止装置*

No.	解析ケース					車輪荷重 (kN)
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時間刻み シフト	
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	1012
2			S s - D 2	++	基準	944
3		無	S s - D 1	++	基準	771
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	1088
5			S s - D 2	++	基準	1036
6		無	S s - D 1	++	基準	844
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	947
8			S s - D 2	++	基準	905
9		無	S s - D 1	++	基準	729
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	912
11				++	-10% シフト	908
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	727
13			S s - F 2	++	基準	720
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	972
15	中央	有 無 有	S s - D 1	-+	基準	962
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	991
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	941
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	853

注記*：脱輪防止装置については解析で算出される最大車輪荷重に対して応力評価を実施しているため、地震動ごとの比較は車輪荷重で示す。なお、「VI-2-11-2-1 海水ポンプ室門型クレーンの耐震性に関する計算書」に示すとおり、脱輪防止装置においても裕度2.01の余裕を有している。

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (20/22)

g. クレーン本体 浮上り量

No.	解析ケース					発生値 (mm)	許容限界 (mm)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時刻 シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	16	75	4.68
2			S s - D 2	++	基準	17		4.41
3		無	S s - D 1	++	基準	11		6.81
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	6		12.5
5			S s - D 2	++	基準	11		6.81
6		無	S s - D 1	++	基準	13		5.76
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	12		6.25
8			S s - D 2	++	基準	11		6.81
9		無	S s - D 1	++	基準	11		6.81
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	12		6.25
11				++	-10% シフト	5		15.0
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	15		5.00
13			S s - F 2	++	基準	6		12.5
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	12		6.25
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	7		10.7
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	18		4.16
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	9		8.33
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	8		9.37

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (21/22)

h. トロリ 浮上り量

No.	解析ケース					発生値 (mm)	許容限界 (mm)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時刻刻み シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	13	170	13.0
2			S s - D 2	++	基準	11		15.4
3		無	S s - D 1	++	基準	14		12.1
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	35		4.85
5			S s - D 2	++	基準	10		17.0
6		無	S s - D 1	++	基準	27		6.29
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	14		12.1
8			S s - D 2	++	基準	12		14.1
9		無	S s - D 1	++	基準	27		6.29
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	24		7.08
11				++	-10% シフト	21		8.09
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	33		5.15
13			S s - F 2	++	基準	15		11.3
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	10		17.0
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	21		8.09
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	28		6.07
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	15		11.3
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	3		56.6

表7-6 門型クレーンの耐震評価結果一覧 (22/22)

i. 吊具

No.	解析ケース					発生荷重 (kN)	許容荷重 (kN)	裕度
	トロリ 位置	吊荷	評価用 地震動	位相	時刻 シフト			
1	剛脚側	有	S s - D 1	++	基準	3364	6396*	1.90
2			S s - D 2	++	基準	2779		2.30
3		無	S s - D 1	++	基準	763		8.38
4	中央	有	S s - D 1	++	基準	4207		1.52
5			S s - D 2	++	基準	3120		2.05
6		無	S s - D 1	++	基準	717		8.92
7	揺脚側	有	S s - D 1	++	基準	3317		1.92
8			S s - D 2	++	基準	3478		1.83
9		無	S s - D 1	++	基準	719		8.89
10	中央	有	S s - D 1	++	+10% シフト	3937		1.62
11				++	-10% シフト	3250		1.96
12			S s - F 1	++	-7.9% シフト	3365		1.90
13			S s - F 2	++	基準	3844		1.66
14	剛脚側	有	S s - D 2	-+	基準	2936		2.17
15	中央	有	S s - D 1	-+	基準	3757		1.70
16			S s - D 1	-+	+10% シフト	4786		1.33
17			S s - D 1	-+	-10% シフト	3743		1.70
18	揺脚側	有	S s - D 2	-+	基準	2488		2.57

注記* : 評価対象部位はワイヤロープとフックであり、発生荷重は同じ値となるが、許容荷重が異なることから許容荷重のより低いワイヤロープの許容荷重を記載する。

ワイヤロープの長さ と 吊荷の速度変化及び発生荷重との関係

1. 目的

解析では、運用上可能な範囲でワイヤロープの長さを短くして、モデル化している。

ワイヤロープの長さを短くすれば、固有周期が短くなるため吊荷の速度変化が大きくなり、ワイヤロープ及びフックの評価において、発生荷重が大きくなる。

解析モデルの妥当性の観点から、「ワイヤロープの長さが短くなれば固有周期が短くなる理由」と「吊荷の速度変化が大きくなると発生荷重が大きくなる理由」について述べる。

2. ワイヤロープの長さを短くすれば固有周期が短くなる理由

吊荷とワイヤの系による発生荷重を検討する際に、ワイヤをばねとみなした一自由度の質量-ばね振動系を考える。

ここで固有周期は、ワイヤの長さ方向の伸縮運動の周期になり、質量-ばね系として、固有周期はワイヤのばね定数 k と質量 m に依存し、固有周期 T は、以下のとおりとなる。

$$T = 2\pi\sqrt{m/k}$$

ばね定数 k は、ばね（ここではワイヤ）の長さに依存し、

$$k = E \cdot A/L$$

これより、

$$T = 2\pi\sqrt{m \cdot L/(E \cdot A)}$$

表8-1 計算諸元

項目		単位	数値
質量（吊荷定格＋フック）	m	kg	
ワイヤの縦弾性係数	E	N/mm ²	
ワイヤの断面積	A	mm ²	
ワイヤの長さ	L	mm	

したがって、ワイヤ長さ L を短くすれば、固有周期 T は短くなる。

なお、上記式により算定される固有周期は、となる。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

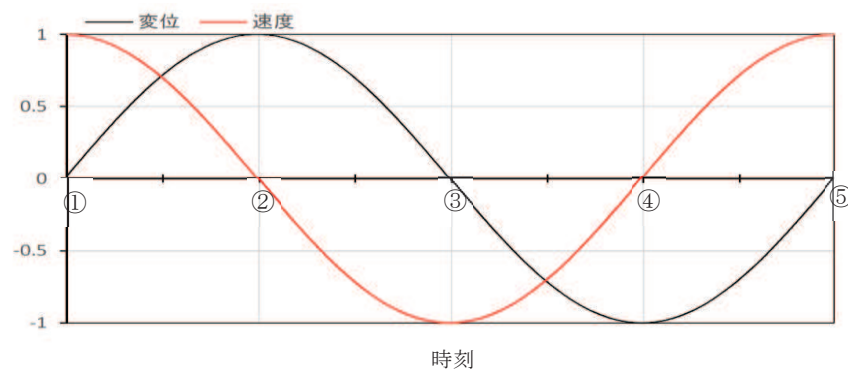
3. 吊荷の速度変化（単位時間当たり）が大きくなると発生荷重が大きくなる理由

ワイヤをばねとみなした場合の質量-ばね系の一自由度振動系において、変位波形は、正弦波となる。

時刻が、固有周期の（①時刻 0）→（②1/4 周期）→（③半周期）→（④3/4 周期）→（⑤ 1 周期）にあたる点において、

変位は、初期位置（①時刻 0）→最上点（②1/4 周期）→初期位置（③半周期）→最下点（④3/4 周期）→初期位置（⑤ 1 周期）を繰り返すことになり、

速度は、上向き最大（①時刻 0）→速度 0（②1/4 周期）→下向き最大（③半周期）→速度 0（④3/4 周期）→上向き最大（⑤ 1 周期）を繰り返すこととなる。



発生荷重は、吊荷の質量に、時間当たりの吊荷の速度変化（加速度）を乗じたものとなる。また、加速度 α （＝時間当たりの吊荷の速度変化）は、（③半周期）から（④ 3/4 周期）の間（ $=0.25T$ ）で、下向き最大速度 V_{max} が、速度 0 に減速していることから、

$$\alpha = (V_{max}-0) / (0.25T)$$

となる。

つまり、時間当たりの吊荷の速度変化は、固有周期の大きさに反比例する。したがって、固有周期が短くなると、時間当たりの吊荷の速度変化（加速度）が大きくなり、発生荷重が大きくなる。

地震応答解析においても「ワイヤロープの長さは、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、発生荷重が大きくなる。」

地震応答解析においてクレーンのワイヤロープは非線形トラスでモデル化しており、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よう設定している。

ここで、ワイヤロープは解析では非線形要素として扱っているが、引張り側には線形ばねとして扱われる。このばねが初期位置（③）から引張りを受けて、最下点（④）に到達し、初期位置に戻るまで（上図では③→⑤までの 1/2周期）は、線形ばねの挙動を示す。なお、その後の初期位置（⑤）→最上点（②）→初期位置（③）への挙動は、ばねの振動周期とは異なる。

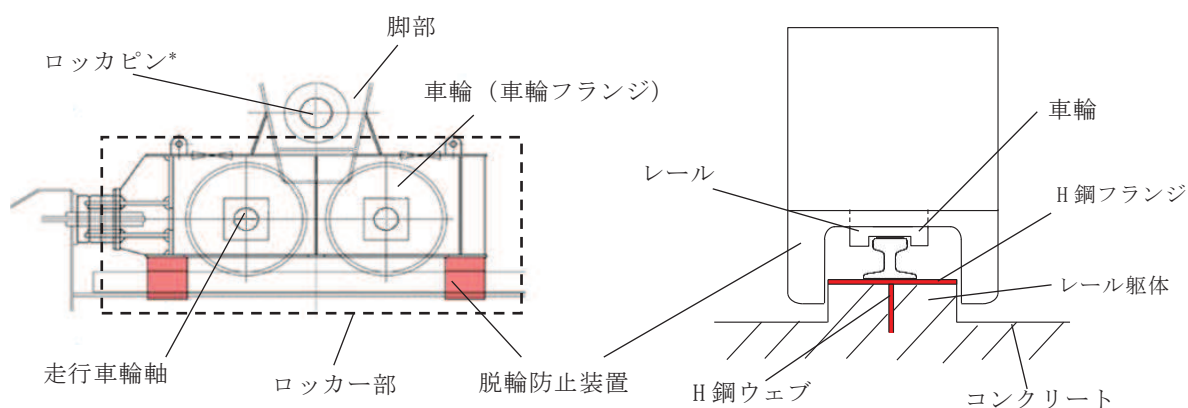
荷重を発生させる加速度は、初期位置（③）から、最下点（④）に到達するまでの 1/4 周期期間中の速度変化であるため、地震応答解析であっても、同様の説明になる。

地震時の本体車輪部及び脱輪防止装置が衝突するレール躯体の評価

1. はじめに

門型クレーンに地震力が作用した際は、まず走行車輪とレールが接触し、さらには車輪がレールに乗り上げて脱輪防止装置がレール躯体に衝突する挙動が考えられる。門型クレーンは構造強度部材である脱輪防止装置が健全であることでレールからの脱輪による転倒もしくは落下を生じない構造であることを確認しているが、地震時に本体車輪部各部位及び脱輪防止装置が衝突するレール躯体に発生する応力について評価を行った。

図 9-1 に本体車輪部及びレール躯体周りの概要図を示す。



注記* : ロッカー部（車輪周りの構造物一体）と脚部を接続するピン部材

図 9-1 本体車輪部及びレール躯体周りの概要図

2. 本体車輪部及び脱輪防止装置が衝突するレール躯体の応力評価

2.1 構造材料及び許容応力

本体車輪部及び脱輪防止装置が衝突するレール躯体の材料及び許容応力を表 9-1 に示す。

表 9-1 材料及び許容応力

構造部材	材料	Sy (MPa)	Su (MPa)	許容応力 (MPa)			
				曲げ	せん断	圧縮	組合せ
車輪フランジ				539	311	—	539
走行車輪軸				686	396	—	686
ロッカピン				686	396	—	686
脱線防止装置 が衝突する レール躯体				—	161	280	—

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.2 本体車輪部の応力評価

(1) 車輪フランジの応力評価

図 9-2 の計算モデルに基づき、車輪フランジに加わる曲げ応力およびせん断応力を算出し、応力評価にて車輪フランジへの影響を評価する。表 9-2 に計算諸元を示す。

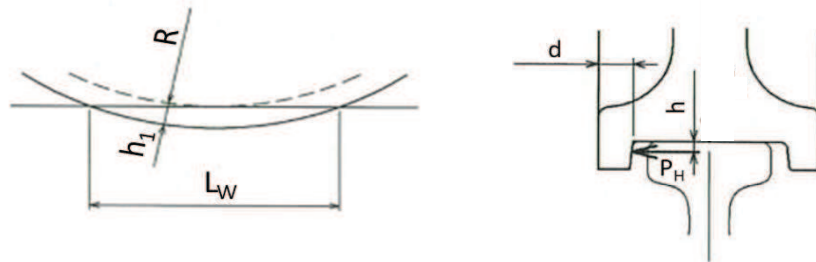


図 9-2 計算モデル（車輪フランジ）

表 9-2 計算諸元（車輪フランジ）

項目		単位	数値
車輪フランジ半径	R	mm	
フランジ深さ	h_1	mm	
フランジ厚さ	d	mm	
アーム長さ	h	mm	
水平力	P_H	kN	
車輪フランジの断面積	A_w	mm ²	
車輪フランジの断面係数	Z_w	mm ³	

車輪フランジの受け長さ： L_w

$$L_w = 2 \times \sqrt{(R + h_1)^2 - R^2}$$

車輪フランジの断面積： A_w

$$A_w = 2 \cdot d \cdot L_w$$

車輪フランジの断面係数： Z_w

$$Z_w = \frac{L_w \cdot d^2}{6}$$

車輪フランジ曲げ応力： σ_b

$$\sigma_b = \frac{P_H \cdot h}{Z_w}$$

車輪フランジせん断応力： τ

$$\tau = \frac{P_H}{A_W}$$

車輪フランジ組合せ応力： σ

$$\sigma = \sqrt{\sigma_b^2 + 3\tau^2}$$

(2) 走行車輪軸の応力評価

図 9-3 の計算モデルに基づき、走行車輪軸に加わる曲げ応力およびせん断応力を算出し、応力評価にて走行車輪軸への影響を評価する。表 9-3 に計算諸元を示す。

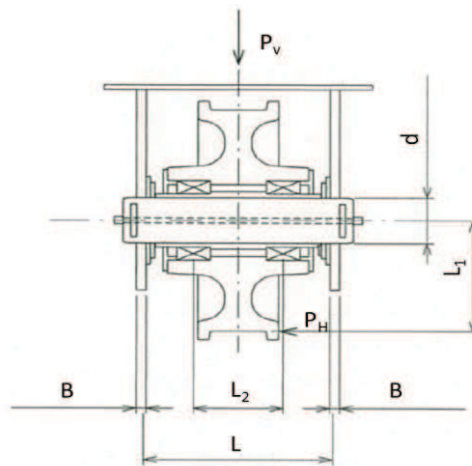


図 9-3 計算モデル（走行車輪軸）

表 9-3 計算諸元（走行車輪軸）

項目		単位	数値
ロッカーウェブ間長さ	L	mm	
アーム長さ	L ₁	mm	
車輪軸受間長さ	L ₂	mm	
走行車輪軸直径	d	mm	
ロッカーウェブ厚さ	B	mm	
水平力	P _H	kN	
鉛直力	P _V	kN	
走行車輪軸の断面積	A	mm ³	
走行車輪軸の断面係数	Z	mm ⁴	

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

走行車輪軸の断面積：A

$$A = \frac{\pi d^2}{4}$$

走行車輪軸の断面係数：Z

$$Z = \frac{\pi d^3}{32}$$

走行車輪軸の曲げ応力： σ_b

$$\sigma_b = \frac{\left(\frac{P_V}{2} + P_H \frac{L_1}{L} \right) \frac{L - L_2}{2}}{Z}$$

走行車輪軸のせん断応力： τ

$$\tau = \frac{\frac{P_V}{2} + P_H \frac{L_1}{L}}{A}$$

走行車輪軸の組合せ応力： σ

$$\sigma = \sqrt{\sigma_b^2 + 3\tau^2}$$

(3) ロッカピンの応力評価

図 9-4 の計算モデルに基づき、ロッカピンに加わる曲げ応力およびせん断応力を算出し、応力評価にてロッカピンへの影響を評価する。表 9-4 に計算諸元を示す。

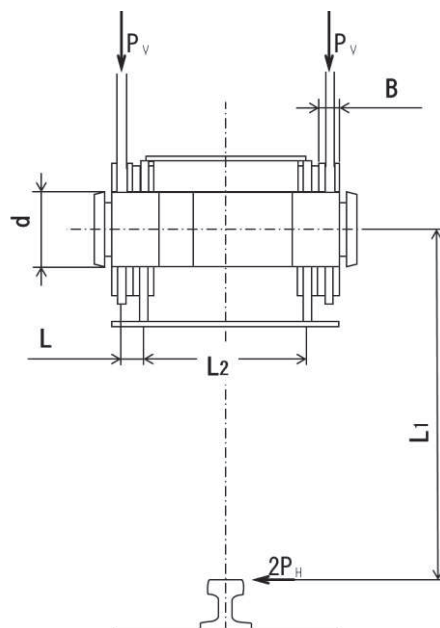


図 9-4 計算モデル (ロッカピン)

表 9-4 計算諸元 (ロッカピン)

項目		単位	数値
脚とロッカーのウェブ間長さ	L	mm	
アーム長さ	L ₁	mm	
ロッカーウェブ間長さ	L ₂	mm	
ロッカピン直径	d	mm	
脚 (ロッカピン接続部) のウェブ厚さ	B	mm	
水平力	P _H	kN	
鉛直力	P _V	kN	
ロッカピンの断面積	A	mm ³	
ロッカピンの断面係数	Z	mm ⁴	

ロッカピンの断面積：A

$$A = \frac{\pi d^2}{4}$$

ロッカピンの断面係数：Z

$$Z = \frac{\pi d^3}{32}$$

ロッカピンの曲げ応力：σ_b

$$\sigma_b = \frac{(P_V + W_H \frac{L_1}{L_2})L}{Z}$$

ロッカピンのせん断応力：τ

$$\tau = \frac{P_V + W_H \frac{L_1}{L_2}}{A}$$

ロッカピンの組合せ応力：σ

$$\sigma = \sqrt{\sigma_b^2 + 3\tau^2}$$

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 本体車輪部の評価結果

表 9-5 に本体車輪部各部の評価結果を示す。

評価の結果、各部における発生応力値が許容値以下であることを確認した。

表 9-5 本体車輪部評価結果

評価部位		材質	評価項目	発生値*1 (MPa)	許容値 (MPa)	裕度
本体車輪部	車輪フランジ		曲げ	191	539	2.82
			せん断	90	311	3.45
			組合せ	245	539	2.20
	走行車輪軸		曲げ	281	686	2.44
			せん断	54	396	7.33
			組合せ	296	686	2.31
	ロッカピン		曲げ	258	686	2.65
			せん断	103	396	3.84
			組合せ	313	686	2.19

注記*1：添付 7 の 4 項に示す解析ケースにおいて最も評価が厳しいケースの値

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 脱線防止装置が衝突するレール躯体の応力評価

図 9-5 の計算モデルに基づき，脱輪防止装置衝突部レール躯体（H鋼）に加わる圧縮応力およびせん断応力を算出し，応力評価にて脱輪防止装置衝突部レール躯体への影響を評価する。表 9-6 に計算諸元を示す。

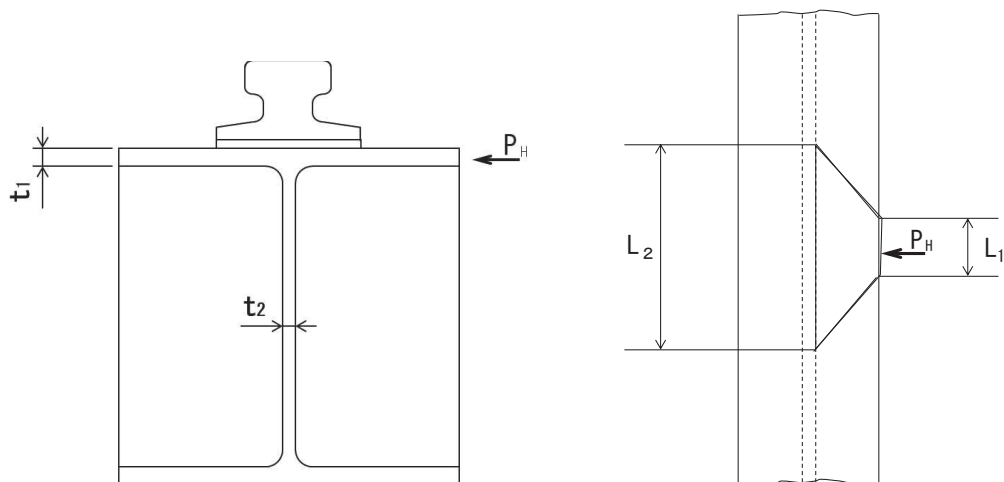


図 9-5 計算モデル（脱輪防止装置衝突部レール躯体）

表 9-6 計算諸元（脱輪防止装置衝突部レール躯体（H鋼））

項目		単位	数値
躯体H鋼フランジ幅	t_1	mm	
躯体H鋼ウェブ幅	t_2	mm	
躯体H鋼フランジ水平力作用幅	L_1	mm	
躯体H鋼ウェブ水平力作用幅	L_2	mm	
水平力	P_H	kN	

躯体H鋼フランジ部の圧縮応力： σ

$$\sigma = \frac{P_H}{L_1 \cdot t_1}$$

躯体H鋼ウェブ部のせん断応力： τ

$$\tau = \frac{P_H}{L_2 \cdot t_2}$$

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

2.5 脱輪防止装置が衝突するレール躯体の評価結果

表 9-7 に脱輪防止装置が衝突するレール躯体の評価結果を示す。

レール躯体は、H鋼とコンクリートで構成されており、脱輪防止装置衝突時にはH鋼とコンクリート両者に荷重が作用するが、保守的にレール躯体上部のH鋼フランジ端部のみに荷重が作用するものとして、H鋼のフランジとウェブの境界部のせん断、H鋼フランジの面内の圧縮の評価を行った。

評価の結果、発生応力値が許容値以下であることを確認した。

表 9-7 レール躯体評価結果

評価部位	材質	評価項目	発生値* (MPa)	許容値 (MPa)	裕度
脱輪防止装置 衝突部レール躯体		圧縮	104	280	2.69
		せん断	56	161	2.87

注記*：添付 7 の 4 項に示す解析ケースにおいて最も評価が厳しいケースの値

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

主巻ワイヤのブレーキ制動力

1. 目的

海水ポンプ室門型クレーンの主巻ワイヤのブレーキ制動力の評価を行い，地震時のすべりによる影響評価を行う。

2. ブレーキ制動力の評価

主巻ワイヤのブレーキによる制動力の評価結果を表10-1に示す。基準地震動 S_s によりワイヤに発生する荷重は，許容荷重であるブレーキ制動力（吊荷を保持している力）を下回り，吊荷はすべらないことを確認した。

表10-1 主巻ワイヤのブレーキによる制動力の評価結果

基準地震動 S_s により ワイヤに発生する荷重	主巻ワイヤのブレーキ 制動力（許容荷重）
$4.786 \times 10^6 \text{ N}$	$5.149 \times 10^6 \text{ N}$

【算定条件】

(1)ワイヤに発生する荷重 $4.786 \times 10^6 \text{ N}$

（基準地震動 S_s による地震応答解析結果）

(2)ブレーキ制動力の算定

ブレーキ制動力の算定に用いる計算条件を表10-2に，ブレーキ機構概要図を図10-1に示す。

表10-2 ブレーキ制動力の計算条件

項目		単位	数値	備考
ドラム径	D	mm		
定格質量	m_L	kg		
フック質量	m_H	kg		
ロープ掛数	N	本		
ドラムの巻取本数	N'	本		
ブレーキ台数	n	個		
ブレーキ容量	T_B	N・mm		
重力加速度	g	m/s^2		
シーブ効率	η	—		
減速機減速比	i	—		
ロープ荷重	F	N		$(m_L+m_H)g/(N\eta)$
負荷トルク	T	N・mm		$N' F \cdot (D/2 \cdot i)$
安全率	S	—		nT_B/T
許容荷重	—	N		5.149×10^6

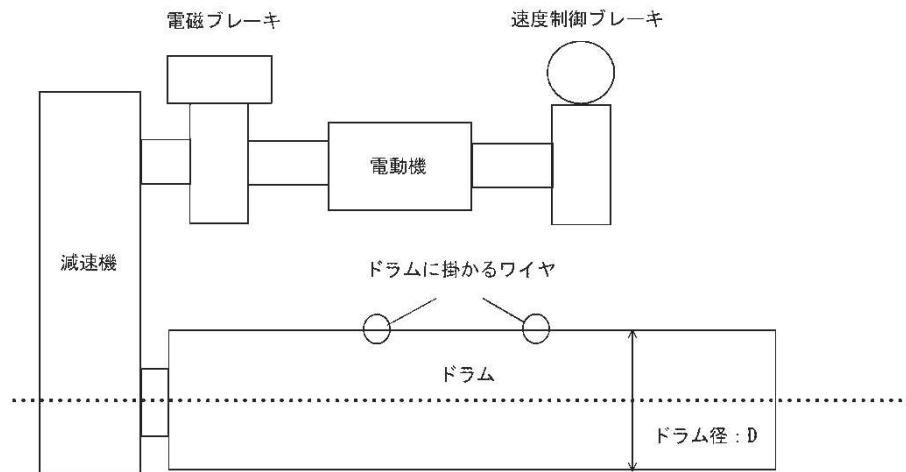


図10-1 ブレーキ機構概要図

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

側面の接触による摩擦力の影響

1. 目的

門型クレーンの評価においては、「各方向地震力の非同時性を考慮することにより側面摩擦を考慮しない」ことについて、側面の接触による摩擦力の影響を評価し、クレーン本体ガーダの曲げ応力への影響を確認した。

2. 算定条件

2.1 検討対象部位

側面摩擦の影響確認においては、直接的に影響を受けるのは脚部や車輪部であるが、クレーン本体ガーダについても脚部からの荷重伝達により間接的に影響を受けると考えられるため、工事計画認可申請書評価部位のうち発生応力が大きく、裕度の小さい「クレーン本体ガーダの曲げ応力」に着目し、検討する。

2.2 検討対象ケース

門型クレーンに水平力が加わった際、図11-1に示す寸法関係より、脱輪防止装置が躯体に接触するよりも先に車輪つばとレール側面が接触する。このため、「車輪つばとレール側面が接触する場合」を側面接触による摩擦力の影響を検討するケースとして選定する。

また、車輪が走行レールに乗り上げた場合には、脱輪防止装置とレール躯体が接触することから「脱輪防止装置とレール躯体が接触する場合」についても検討を行う。

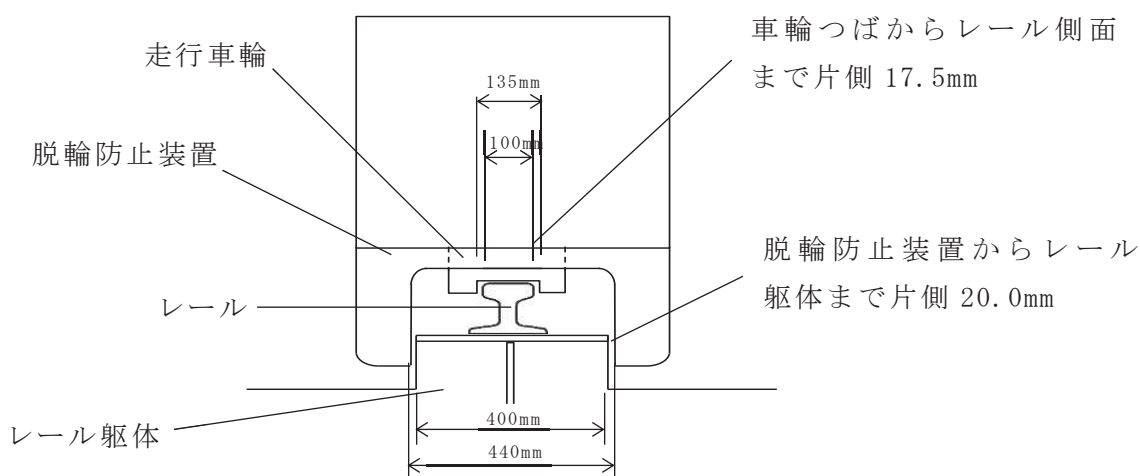


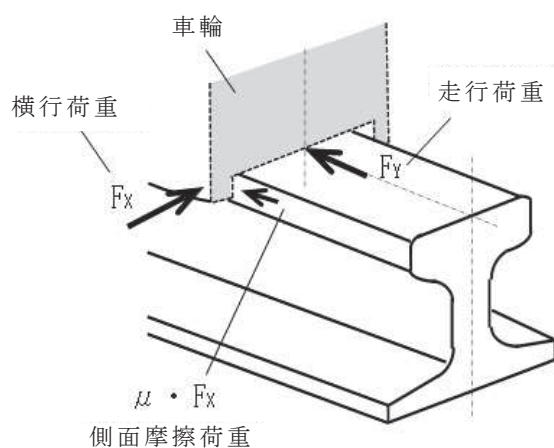
図11-1 走行車輪と脱輪防止装置の隙間関係

2.3 影響試算方法

a. 車輪つばとレール側面が接触する場合

図11-2に示すとおり，横行荷重から側面摩擦の荷重を試算し，側面摩擦による走行荷重の増加分をクレーン本体ガーダ応力に考慮した評価を行う。

なお，側面摩擦を考慮した場合のクレーン本体ガーダ応力は走行荷重（摩擦あり）と走行荷重（摩擦なし）の比率を基に算出する。



$$F_X = \boxed{}$$

$$F_Y = \boxed{}$$

$$\mu = 0.15$$

$$\text{走行荷重（摩擦あり）} = F_Y + \mu \cdot F_X$$

車輪つばとレール側面の接触時

の摩擦係数は走行車輪の数と駆動輪の数の関係から $\mu = 0.3 \times 4/8 = 0.15$ で評価

水平曲げモーメントによる曲げ応力： σ_{Hq}

鉛直曲げモーメントによる曲げ応力： σ_{Vq}

クレーン本体ガーダに発生する曲げ応力（摩擦なし）： $\sigma_{bg} = \sigma_{Hq} + \sigma_{Vq}$

クレーン本体ガーダに発生する曲げ応力（摩擦あり）： $\sigma_{bg'} = (F_Y + \mu \cdot F_X) / F_Y \times \sigma_{Hq} + \sigma_{Vq}$

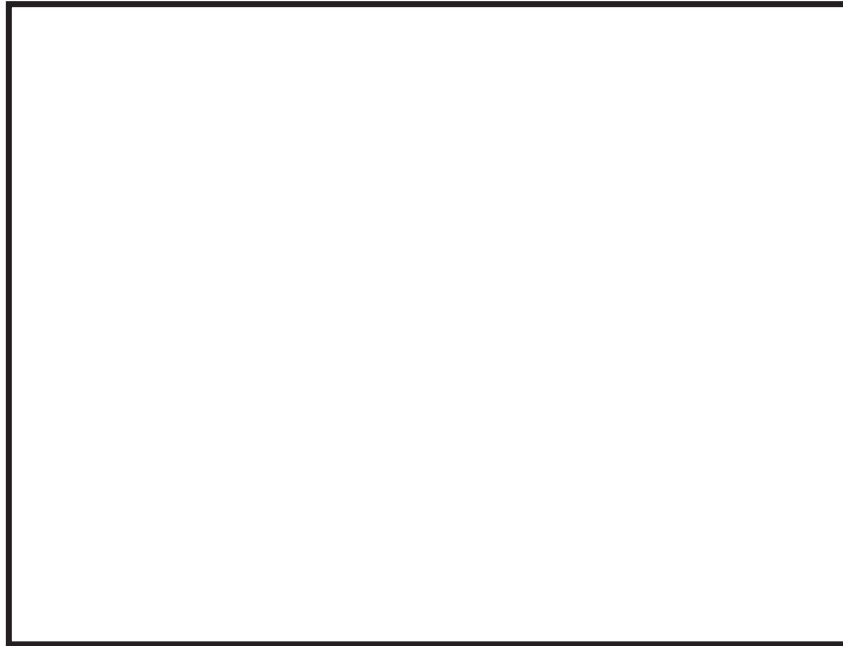
図11-2 側面摩擦の影響試算（車輪つばとレール側面が接触する場合）

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

b. 脱輪防止装置とレール躯体が接触する場合

図 11-3 に示すとおり，横行荷重から側面摩擦の荷重を試算し，側面摩擦による走行荷重の増加分をクレーン本体ガード応力に考慮した評価を行う。

なお，側面摩擦を考慮した場合のクレーン本体ガード応力は走行荷重（摩擦あり）と走行荷重（摩擦なし）の比率を基に算出する。



走行荷重（摩擦あり） = $F_Y + \mu \cdot F_X$

脱輪防止装置とレール躯体の接触時

の摩擦係数は $\mu = 0.3$ で評価

$F_X =$

$F_Y =$

$\mu = 0.3$

水平曲げモーメントによる曲げ応力： σ_{H0}

鉛直曲げモーメントによる曲げ応力： σ_{V0}

クレーン本体ガードに発生する曲げ応力（摩擦なし）： $\sigma_{bg} = \sigma_{H0} + \sigma_{V0}$

クレーン本体ガードに発生する曲げ応力（摩擦あり）： $\sigma_{bg'} = (F_Y + \mu \cdot F_X) / F_Y \times \sigma_{H0} + \sigma_{V0}$

図 11-3 側面摩擦の影響試算（脱輪防止装置とレール躯体が接触する場合）

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

3. 影響検討結果

側面の接触による摩擦力がクレーン本体ガーダの評価に及ぼす影響について、確認結果を表11-1に示す。

「車輪つばとレール側面が接触する場合」及び「脱輪防止装置とレール躯体が接触する場合」のどちらのケースにおいてもクレーン本体ガーダの曲げ応力は許容応力以下であることを確認した。

表11-1 側面摩擦の影響確認結果

検討ケース	側面摩擦 有無	クレーン本体ガーダの曲げ応力 (MPa)	
		発生値	許容値
側面摩擦なし		263	280
車輪つばとレール側面が 接触する場合	側面摩擦あり	266	
脱輪防止装置とレール躯体 が接触する場合	側面摩擦あり	270	

海水ポンプ室門型クレーンの地震時におけるストッパへの影響

1. 目的

海水ポンプ室門型クレーン（以下「門型クレーン」という。）が地震により走行方向にすべり、脱線を防止するために設置された走行ストッパへ衝突した際の影響を評価する。また、同様にトロリが地震により横行方向にすべり、脱線を防止するために設置された横行ストッパへ接触した際の影響を評価する。

2. 走行ストッパへの影響評価

2.1 評価対象

門型クレーンの走行レール端部にはクレーン通常待機位置及び補機ポンプエリア側にそれぞれ2つの走行ストッパが設置されている。添付1の1項に記載のとおり、門型クレーンは通常待機位置において、周辺の上位クラス施設とは十分な離隔距離があり、波及的影響を及ぼすおそれはないことから、補機ポンプエリア側の走行ストッパを対象として影響評価を実施する。

走行ストッパの位置関係図を図12-1に示す。



図 12-1 走行ストッパの位置関係図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2 評価方針及び評価条件

門型クレーンの走行車輪部にはストッパに衝突する際の荷重を和らげるために緩衝材が設置されていることから、緩衝材による荷重低減効果を見込んで衝突荷重を算出する。

衝突荷重を計算するにあたって、門型クレーンの衝突速度は、添付書類「VI-2-11-2-1 門型クレーンの耐震性についての計算書」に基づく地震応答解析により算出した走行方向の最大速度とする。

図 12-2 に門型クレーンと走行ストッパの衝突概念図を示す。

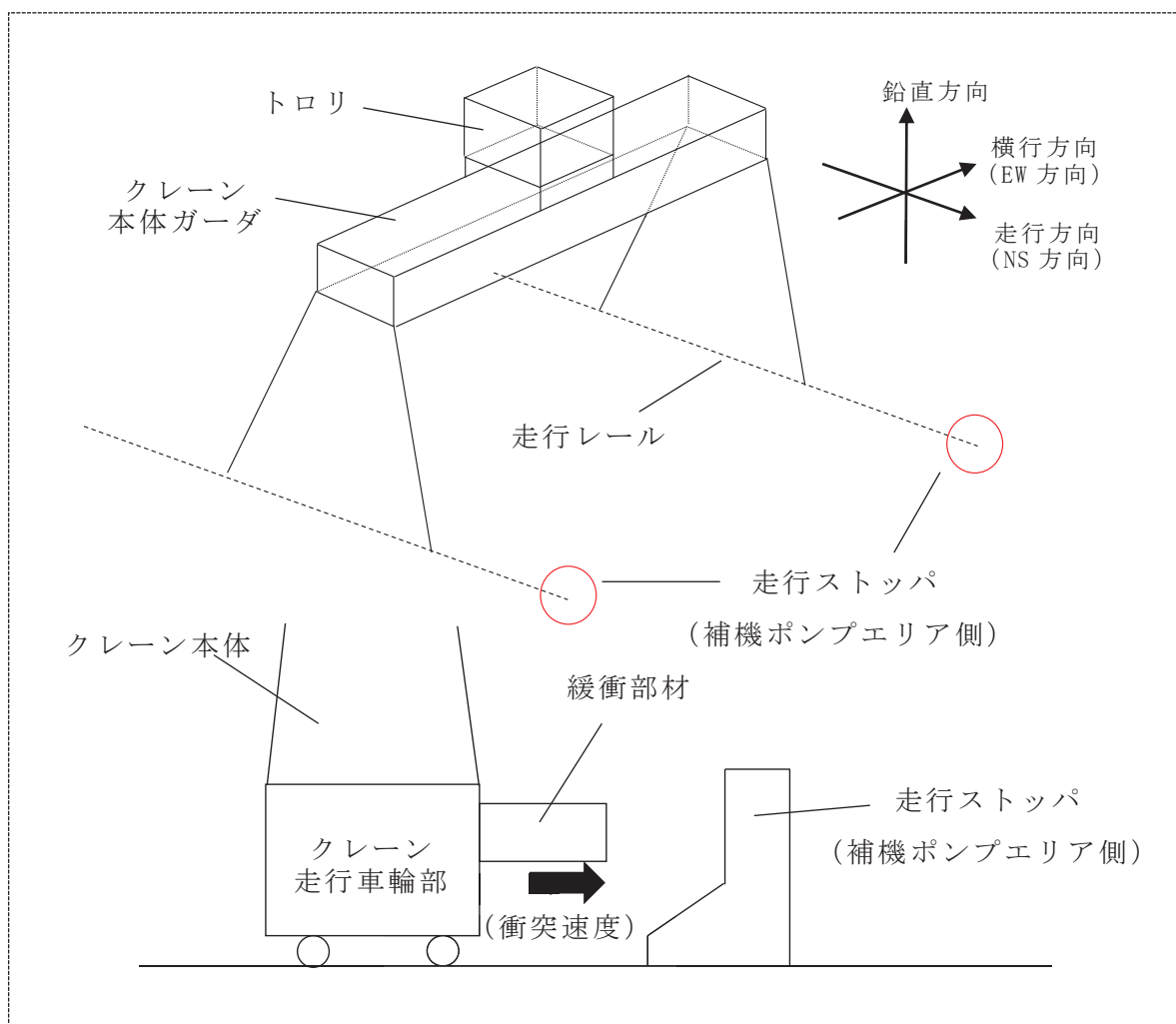


図 12-2 走行ストッパへの衝突概念図

2.3 走行ストッパへの衝撃荷重の算出

門型クレーンがすべって走行ストッパに衝突する際には、衝突する両脚における走行車輪部の緩衝部材で衝突荷重を受ける。走行ストッパが受ける衝突荷重＝緩衝部材が受ける衝突荷重であるため、緩衝材の単位面積当たりの衝撃力に受圧面積を乗じた荷重として計算することができる。

表 12-1 に走行ストッパへの衝撃荷重の算出結果を示す。

表 12-1 走行ストッパ（1個あたり）への衝撃荷重の算出結果

門型クレーンの衝突時の質量*1 m (kg)	門型クレーンの衝突速度*2 v (m/s)	緩衝部材が受ける単位面積当たりの衝撃力*3 R (N/cm ²)	緩衝部材の受圧面積 A (cm ²)	走行ストッパへの衝撃荷重 F (kN)
	1.12	508	1960	996

注記*1：クレーン及びトロリ質量（合計質量 kg）に吊荷定格（ kg(フック含む)）を加えた質量

*2：門型クレーンの地震応答解析結果から求めた走行方向の最大速度

*3：門型クレーンの衝突速度と緩衝部材の特性から求まる値（倉敷化工株式会社 高性能衝撃緩衝器ハイバッファー カタログ値より）

2.4 走行ストッパの応力評価

図 12-3 の計算モデルに基づき、ストッパ断面に加わる曲げモーメントおよびせん断力を算出し、応力評価にてストッパへの影響を評価する。表 12-3 に評価諸元を示す。

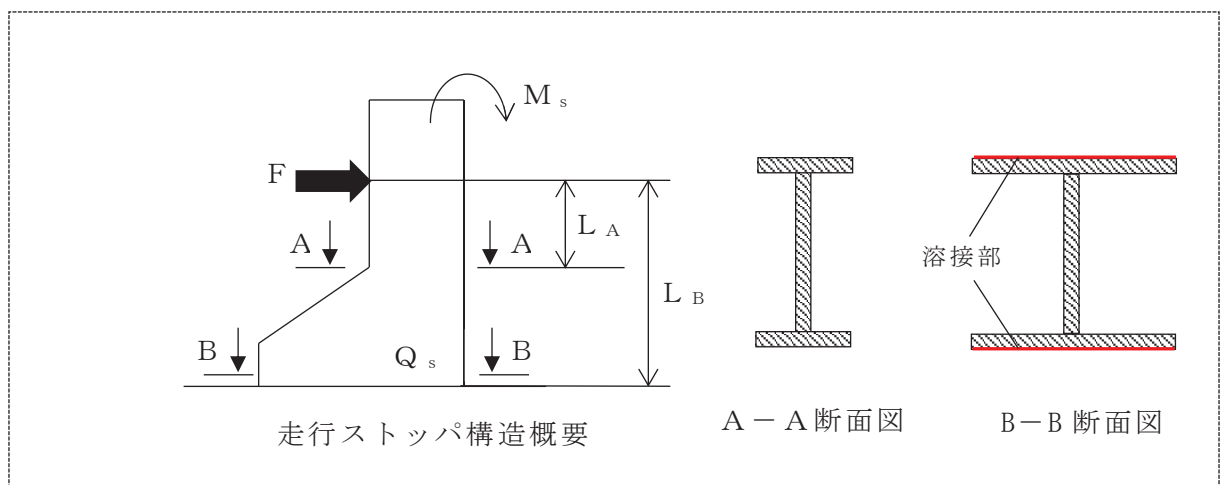


図 12-3 計算モデル（ストッパ応力評価）

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

表 12-3 評価諸元

記号	記号の説明	入力値	単位
R	緩衝部材が受ける単位面積当たりの衝撃力	508	N/cm ²
A	緩衝部材の受圧面積	1960	cm ²
F	走行ストッパへの衝撃荷重(R×A)	996	kN
L _A	ストッパ高さ (荷重作用点からA-A断面まで)		mm
L _B	ストッパ高さ (荷重作用点からB-B断面まで)		mm
A _A	ストッパ断面積 (A-A断面)		mm ²
A _B	ストッパ断面積 (B-B断面)		mm ²
Z _A	ストッパ断面係数 (A-A断面)		mm ³
Z _B	ストッパ断面係数 (B-B断面)		mm ³

曲げモーメントM_sは次式となる

$$M_s = F \cdot L_s$$

せん断力Q_sは次式となる。

$$Q_s = F$$

したがって、応力は次式となる。

$$\sigma = \frac{M_s}{Z}$$

$$\tau = \frac{Q_s}{A}$$

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

2.5 走行ストッパの評価結果

表 12-4 の通り，算出応力が許容値を満足することを確認し，門型クレーンのすべりによる衝突が走行ストッパ機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

表 12-4 走行ストッパ応力評価結果まとめ

評価断面	材質	応力分類	算出応力 (MPa)	許容値 (MPa)	裕度	判定
				IV _A S		
A - A 断面 (母材)		引張り σ	184	343	1.86	○
		せん断 τ	129	198	1.53	○
		組合せ σ_c	290	343	1.18	○
B - B 断面 (溶接部)		引張り σ	100	161	1.61	○
		せん断 τ	44	161	3.65	○
		組合せ σ_c	126	161	1.27	○

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

3. 横行ストッパへの影響評価

3.1 評価対象

門型クレーンの横行レール端部には片側 2 個ずつ計 4 個の横行ストッパが設置されており、トロリの脱線を防止する構造であるため、トロリが地震によってすべり、移動した際の横行ストッパへの影響評価を実施する。

横行ストッパの位置関係図を図 12-4 に示す。

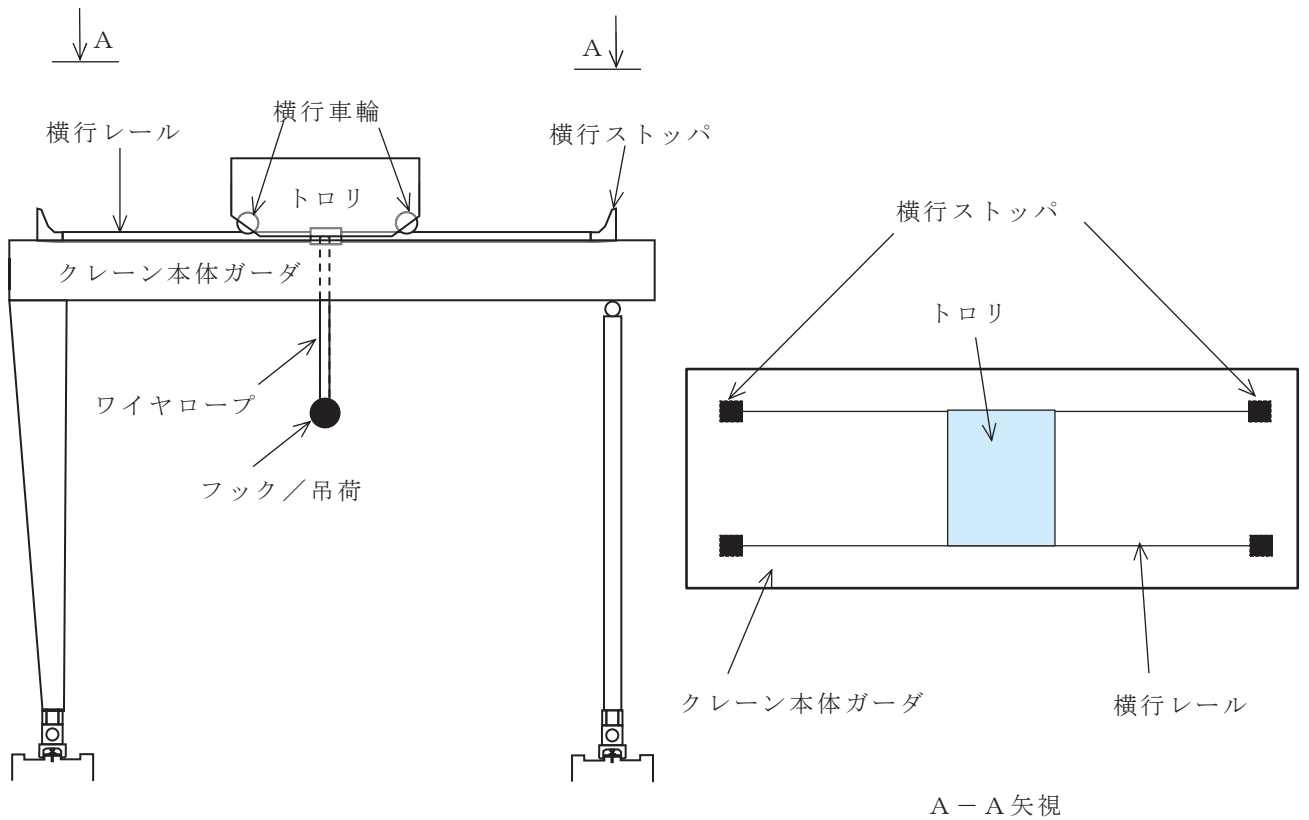


図 12-4 横行ストッパの位置関係図

3.2 評価方針及び評価条件

横行ストッパは接触面が曲面形状になっており，トロリがすべって移動し，横行車輪が接触した際は，横行ストッパに横行車輪が乗り上げる可能性がある。

したがって，横行ストッパに横行車輪が乗り上げた際に乗り上げ高さが横行ストッパの高さ以上になりトロリが落下しないことを確認する。

また，その際に生じる水平荷重に対して横行ストッパの強度評価を実施する。

なお，乗り上げ高さや水平荷重を計算するにあたって，トロリの速度は，添付書類「VI-2-11-2-1 門型クレーンの耐震性についての計算書」に基づく地震応答解析により算出した横行方向の最大速度とする。

図 12-5 に横行車輪と横行ストッパの接触概念図を示す。

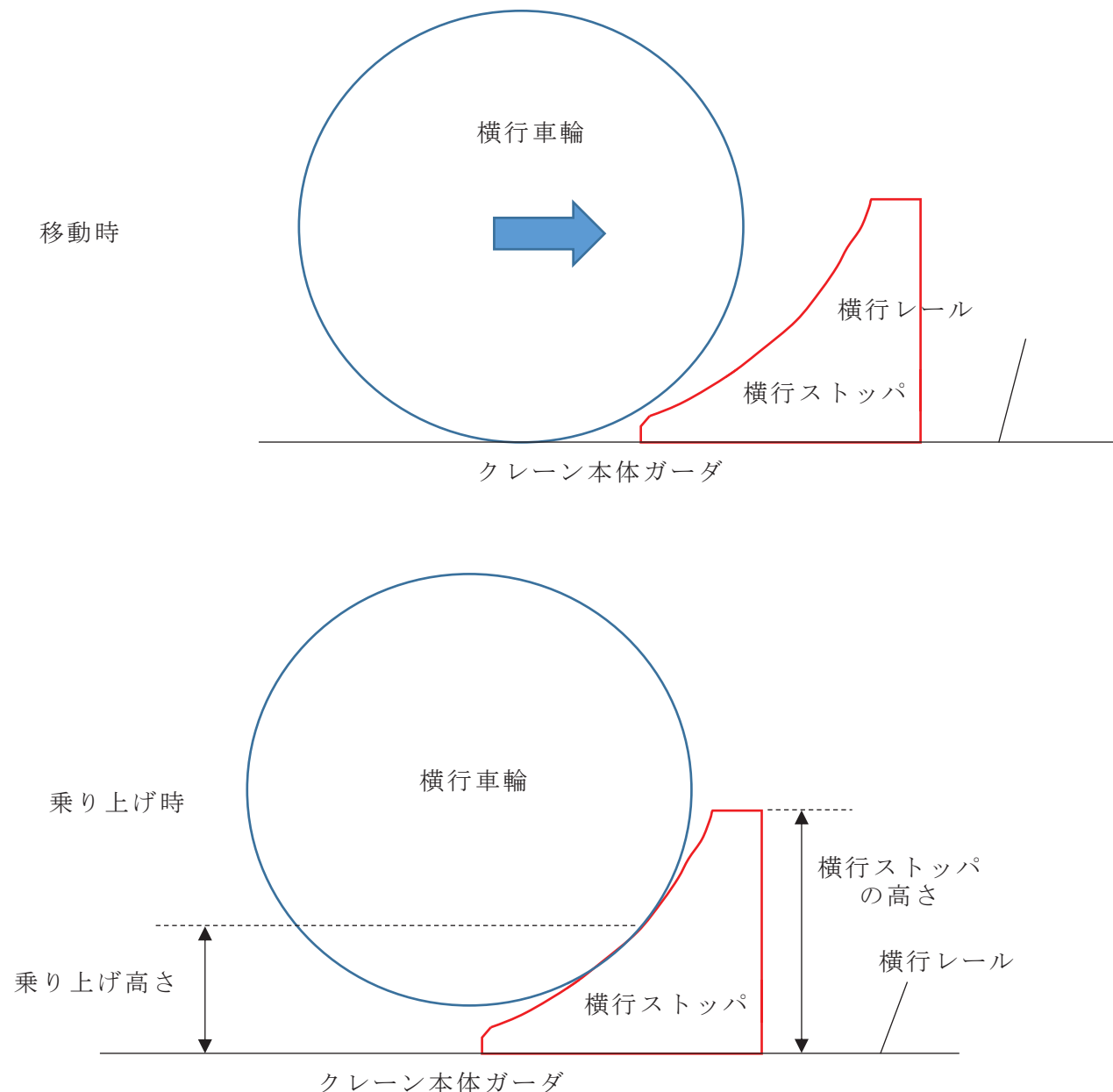


図12-5 横行車輪と横行ストッパの接触概念図

3.3 横行ストッパへの乗り上げ高さの算出

横行車輪が横行ストッパに到達すると、横行ストッパの曲面に沿って、車輪が乗り上げていく。この際の速度と乗り上げ高さの関係は、以下の式で計算することができる。

$$\frac{1}{2} \cdot M_T \cdot V^2 = m_T \cdot g \cdot H$$

- M_T : トロリの全質量 (kg)
- V : すべりによるトロリの速度 (m/s)
- m_T : トロリの乗り上げに寄与する質量 (kg)
- g : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)
- H : 横行車輪止めへの乗り上げ高さ (m)
- V : すべりによるトロリの速度 (m/s)

横行車輪が横行ストッパに乗り上げる際は、片側2車輪が乗り上げることになるため、トロリの乗り上げに寄与する質量 (m_T) は、トロリ全質量 (M_T) の半分 ($m_T = 1/2 \cdot M_T$) とすると、乗り上げ高さは下式により求められる。

$$H = \frac{V^2}{g}$$

計算の結果、横行車輪乗り上げ高さは表 12-5 の通りとなり、横行ストッパの高さ以下であることからトロリはすべりにより落下しないことを確認した。

表 12-5 横行車輪のすべりによる横行ストッパへの乗り上げ高さ

すべりによる トロリの速度* V (m/s)	発生値	許容値	裕度	判定
	横行ストッパへの 乗り上げ高さ H (m)	横行ストッパ の高さ (m)		
1.09	0.121			○

注記* : 門型クレーンの地震応答解析結果から求めた横行方向の最大速度

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

3.4 横行ストッパに作用する荷重の算出

横行車輪が乗り上げた場合に横行ストッパには、図 12-6 に示すように荷重が作用するため、横行ストッパに作用する水平方向荷重は下式で求めることができる。

表 12-6 に横行ストッパに作用する水平方向荷重の算出結果を示す。

$$F_H = \frac{1}{2} m_T \cdot g \cdot \tan \theta$$

$$= \frac{1}{2} m_T \cdot g \cdot \frac{\sqrt{R_s^2 - (R_s - 0.121)^2}}{R_s - 0.121}$$

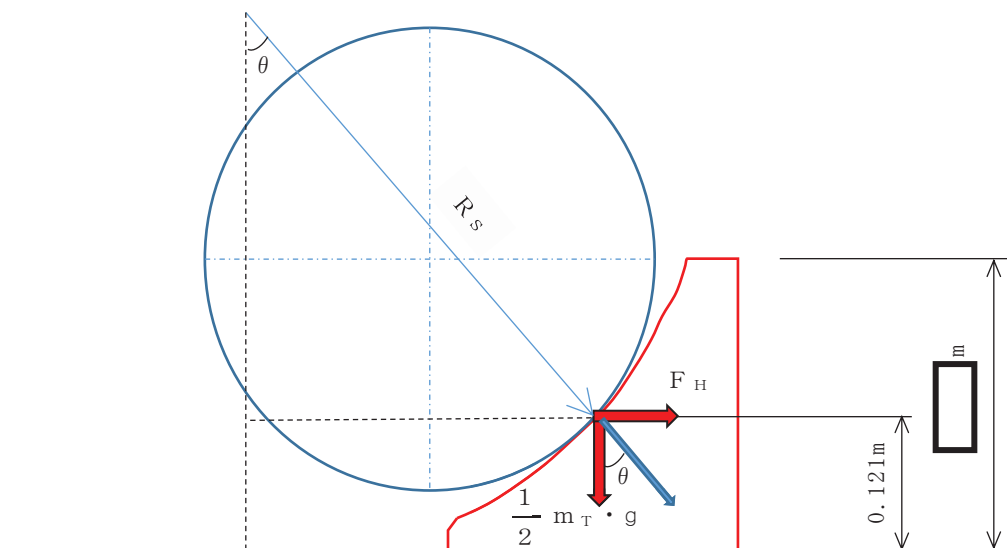


図 12-6 横行ストッパへの作用荷重概念図

表 12-6 横行ストッパに作用する水平方向荷重の算出結果

トロリの乗り上げに寄与する質量* m (kg)	横行ストッパの曲率半径 R _s (m)	横行ストッパに作用する水平荷重 F _H (kN)
	0.504	267

注記*：トロリ全質量（トロリ質量（ kg）と吊荷定格（ kg（フック含む））の合計質量）の半分

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

3.5 横行ストッパの応力評価

図 12-7 の計算モデルに基づき、ストッパ固定部（溶接部）に加わるせん断力を算出し、応力評価にてストッパへの影響を評価する。

表 12-7 に評価諸元を示す。

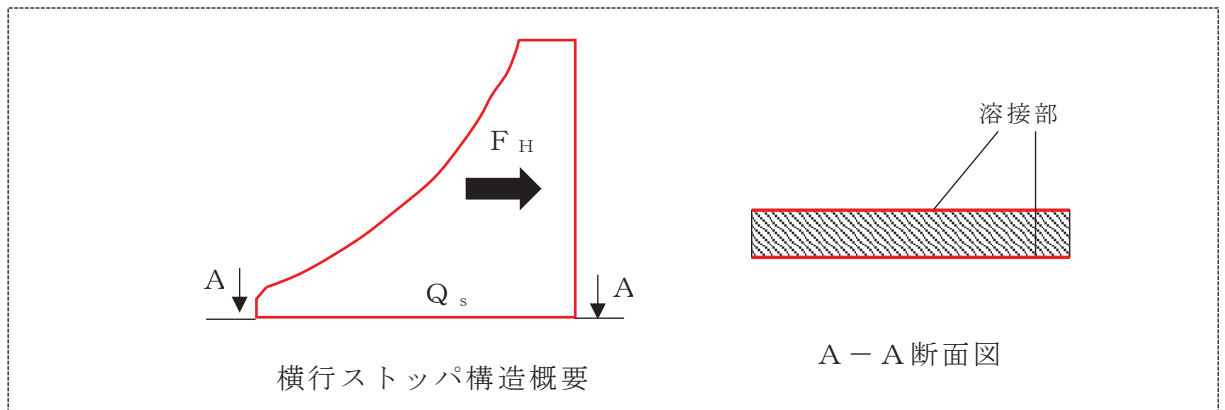


図 12-7 計算モデル（横行ストッパ応力評価）

表 12-7 評価諸元

記号	記号の説明	入力値	単位
F_H	横行ストッパに作用する水平荷重		kN
A_A	ストッパ断面積（A - A 断面）		mm ²

3.6 横行ストッパの評価結果

表 12-8 の通り、算出応力が許容値を満足することを確認し、トロリが乗り上げた場合の荷重によって横行ストッパ機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

表 12-8 横行ストッパ応力評価結果まとめ

評価断面	材質	応力分類	算出応力 (MPa)	許容値 (MPa)	裕度	判定
				IV _A S		
A - A 断面 (溶接部)		せん断 τ	63	161	2.55	○

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

地震時における吊荷の揺動影響

1. 目的

地震時における海水ポンプ室門型クレーン（以下「門型クレーン」という。）の吊り荷の揺動影響を確認する。

2. 吊荷の振動

吊荷の水平方向の振動モードは、単振り子の振動モードとして模擬することができる。その固有周期は下式で計算することができる。

$$f = 2\pi \sqrt{\frac{L}{g}}$$

f : 固有周期 (s)

g : 重力加速度

L : 振り子の長さ

門型クレーンの主巻ワイヤ長さが最短 m ~ 最長の m の場合、振り子としての固有周期は s ~ s となる。

門型クレーンの 1 次固有周期（トロリ位置：中央，吊荷：有）は、 s であり、振り子の振動モードと固有周期が離れていること、また、短周期帯と比較して長周期帯の加速度が低い女川 2 号機の地震動の特性を踏まえると、吊荷が揺動するモードが励起される可能性は低い。

以上より、地震時における吊荷の揺動により上位クラス施設へ波及的影響を及ぼす可能性はないと考えられる。

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

トロリストッパ評価における非線形時刻歴応答解析から求めた水平力適用の影響

1. 目的

海水ポンプ室門型クレーン（以下「門型クレーン」という。）の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している。

本項では、トロリストッパの評価において、非線形時刻歴応答解析から求めた水平力を適用した場合の影響について確認を行う。

2. 評価方法

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 14-1 にトロリストッパの構造概要図を示す。

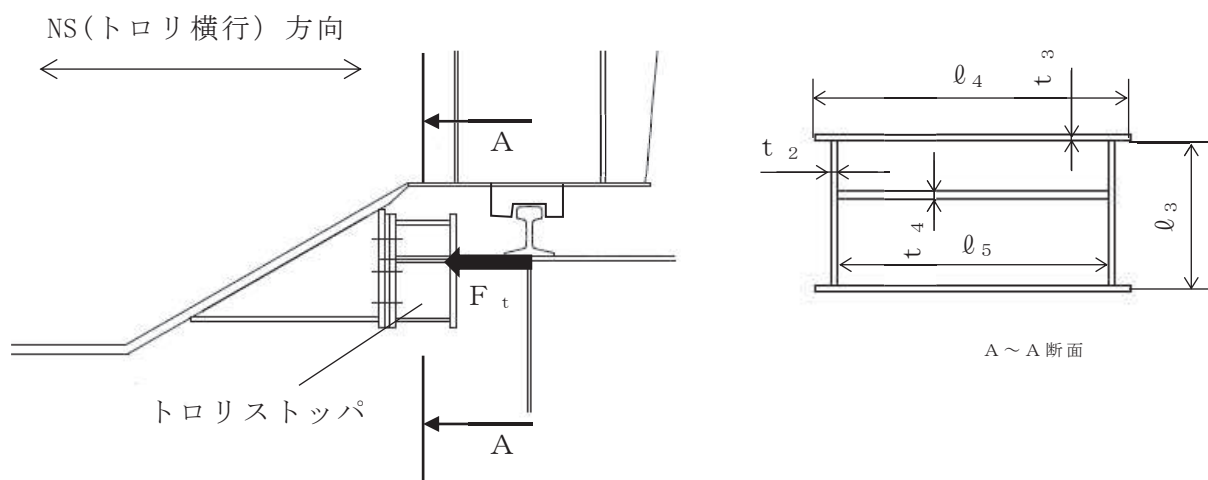


図 14-1 トロリストッパの構造概要図

トロリストッパに生じる応力を以下の式により計算する。

トロリストッパ当たり面の断面積： A_2

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

トロリストッパの圧縮応力： σ_{ct}

$$\sigma_{ct} = \frac{F_t}{A_2} \quad \text{ここで } F_t : \text{非線形時刻歴応答解析から求めた横行車輪部におけるトロリ横行方向の最大反力}$$

表14-1 計算諸元

項目		単位	数値
非線形時刻歴応答解析から求めた 横行方向反力 (トロリストッパ1箇所当たり)	F_t	kN	
トロリストッパ当たり面の断面積	A_2	mm ²	

3. 評価結果

表 14-2 にトロリストッパの評価結果を示す。非線形時刻歴応答解析から求めた水平力を適用して評価を行った場合、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水平力を適用した場合と比較して算出応力は増加するが、許容応力に対して十分に裕度があり、トロリストッパの機能に影響を及ぼさないことを確認した。

図 14-2 に示す門型クレーンの非線形時刻歴応答解析モデルでは、トロリとクレーン本体ガーダ間の拘束条件を NS(トロリ横行)方向に剛拘束としている。これにより、クレーン本体ガーダの変形に対する反力をトロリストッパが受けることになるため、非線形時刻歴応答解析から求めた水平力が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水平力より大きな値になったと推測される。

一方、実際の構造は、図 14-3 に示すとおり、クレーン本体ガーダとトロリストッパ間及び横行車輪と横行レール間にはそれぞれ間隙があり、クレーン本体ガーダの変形に対する反力の影響を受けにくいいため、トロリストッパに加わる実際の水平力は、非線形時刻歴応答解析から求めた水平力より小さくなると思われる。

表 14-2 トロリストッパの評価結果

部位	材料	応力	評価手法	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
トロリストッパ		圧縮	非線形時刻歴応答解析から求めた水平力適用	13	280
			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適用	2	

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

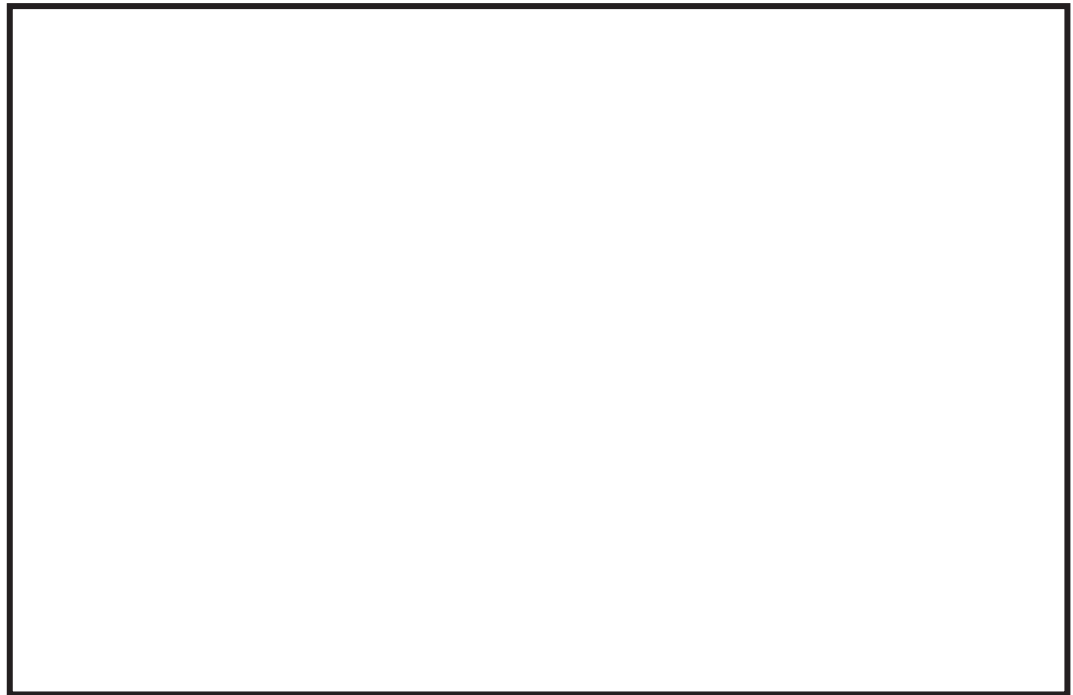


図 14-2 門型クレーンの非線形時刻歴応答解析モデル

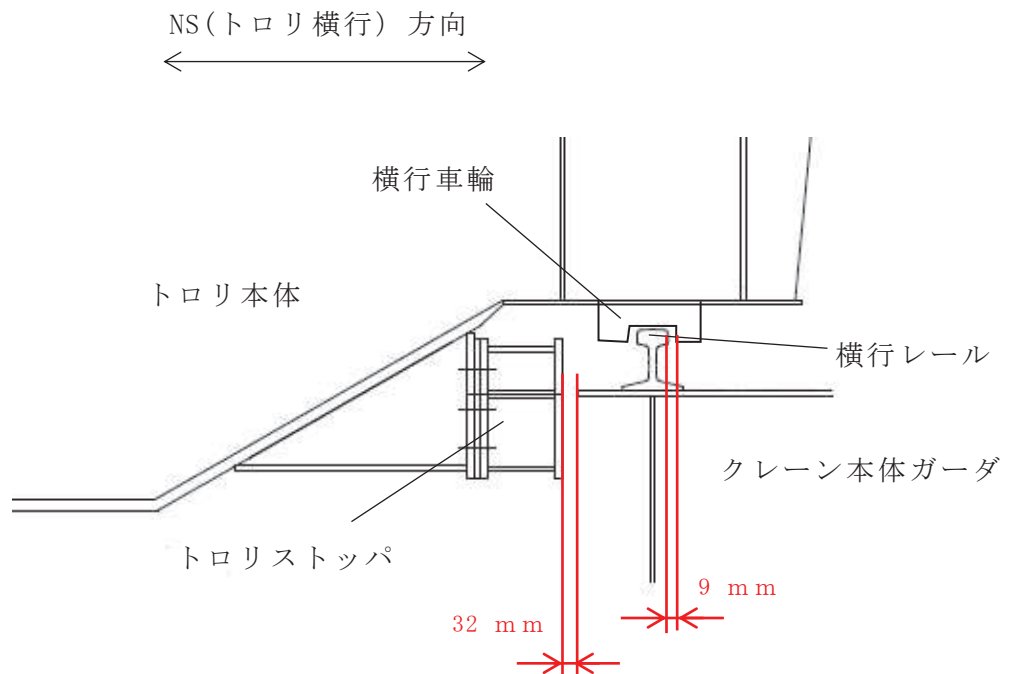
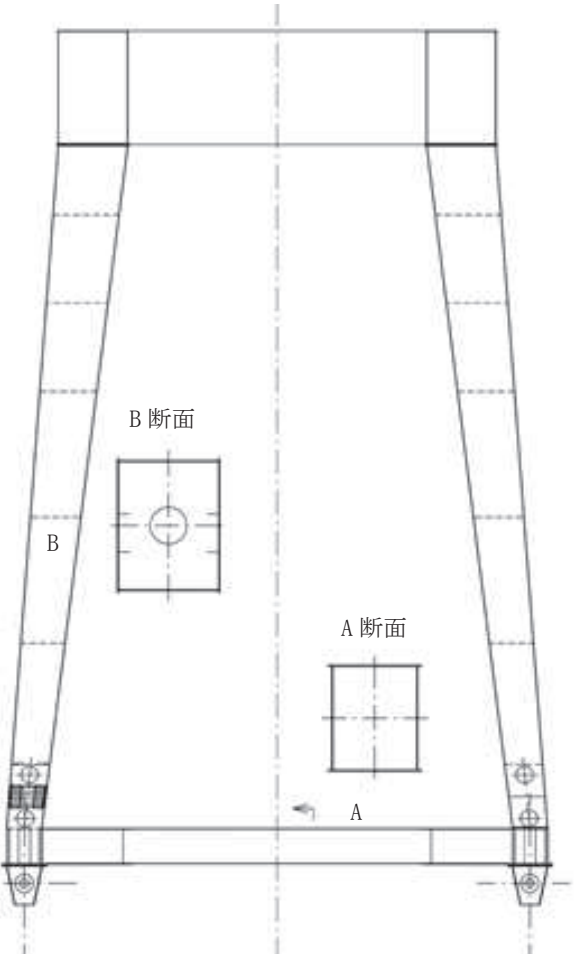
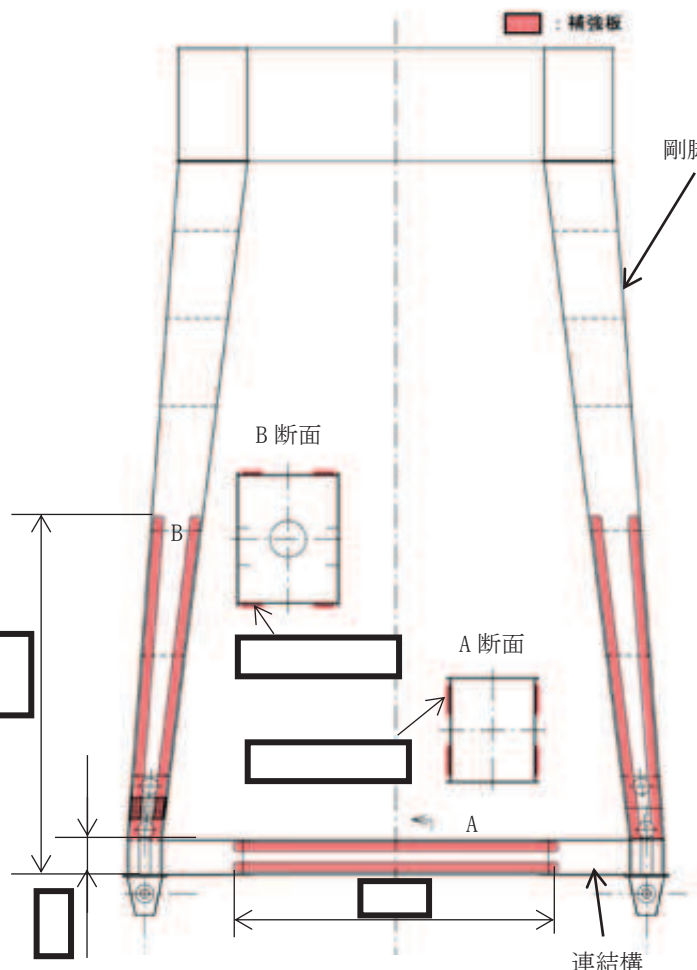


図 14-3 トロリストoppa拡大図

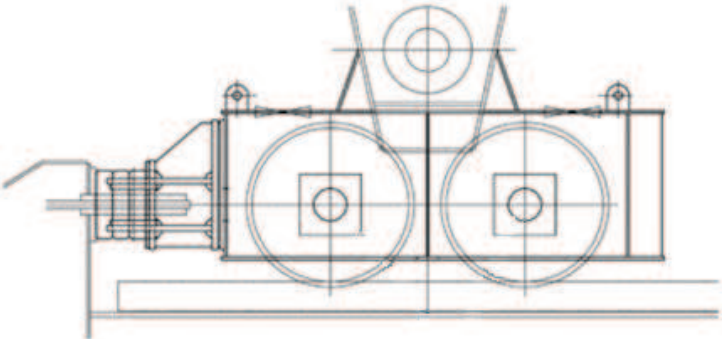
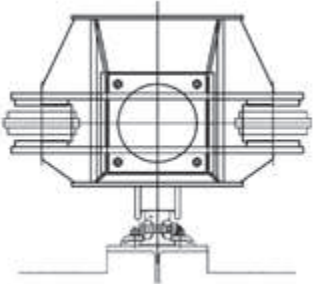
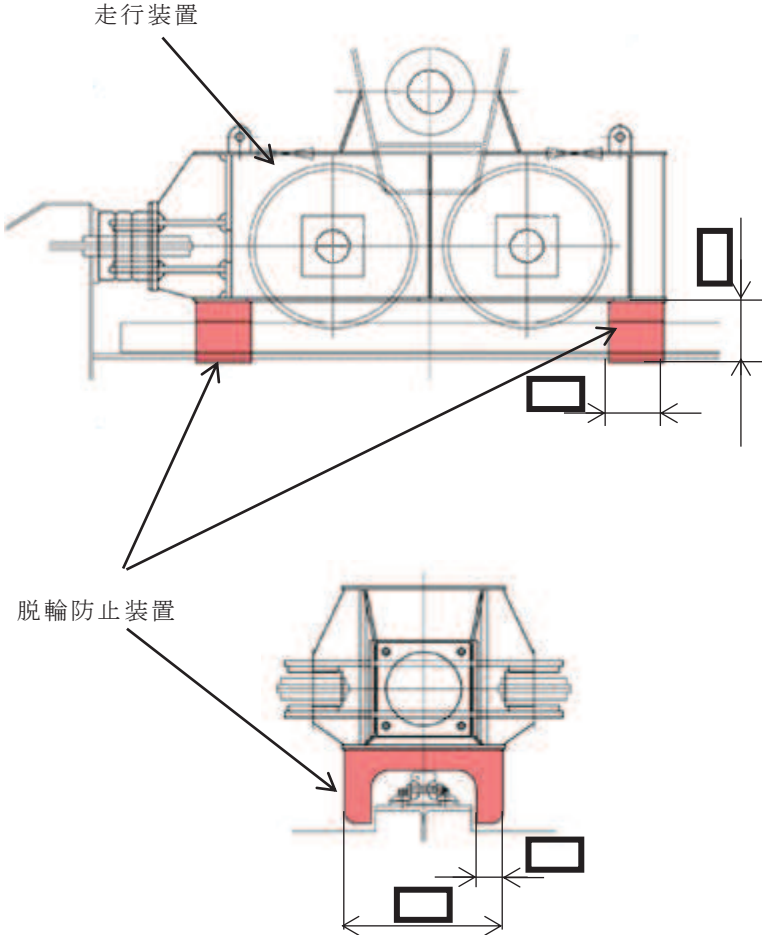
枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

海水ポンプ室門型クレーン改造概要

改造前	改造後	改造内容
		<p>剛脚及び連結構の補強（剛性向上）</p>

添付 15-1

枠囲みの内容は商業機密を含いため公開できません。

改造前	改造後	改造内容
 	<p>走行装置</p>  <p>脱輪防止装置</p>	脱輪防止装置 追設（走行装 置の取替）

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-19-0600-28_改4

補足-600-28 原子炉建屋クレーンの耐震性についての
計算書に関する補足説明資料

1. はじめに

女川2号機の原子炉建屋クレーン（Bクラス施設）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確認する必要があるため、添付書類「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」において耐震評価結果を示している。

本書は、添付書類「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」に関する補足説明資料として、時刻歴解析における材料物性の不確かさ等に関する検討、原子炉建屋クレーンガーダ鉄骨の基準地震動 S_s による地震力に対する検討結果等についてまとめたものである。

2. 添付資料

添付1 原子炉建屋クレーンの耐震評価の基本方針

添付2 時刻歴解析における材料物性の不確かさ等に関する検討

添付3 ワイヤロープの長さや吊荷の速度変化及び発生荷重との関係

添付4 原子炉建屋クレーンの地震時におけるすべり量

添付5 走行レール及び車輪つばの耐震評価結果

添付6 主巻ワイヤのブレーキ制動力

添付7 側面の接触による摩擦力の影響

添付8 原子炉建屋クレーンガーダ鉄骨の基準地震動 S_s による地震力に対する検討

添付9 地震時における吊荷の揺動影響

添付10 加速度時刻歴波の位相による耐震評価への影響

添付11 トロリストッパ評価における非線形時刻歴応答解析から求めた水平力適用の影響

原子炉建屋クレーンの耐震評価の基本方針

1. 構造の概要

原子炉建屋クレーンは、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。全体構造図を図1-1に示す。

原子炉建屋0.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ッパ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。

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。

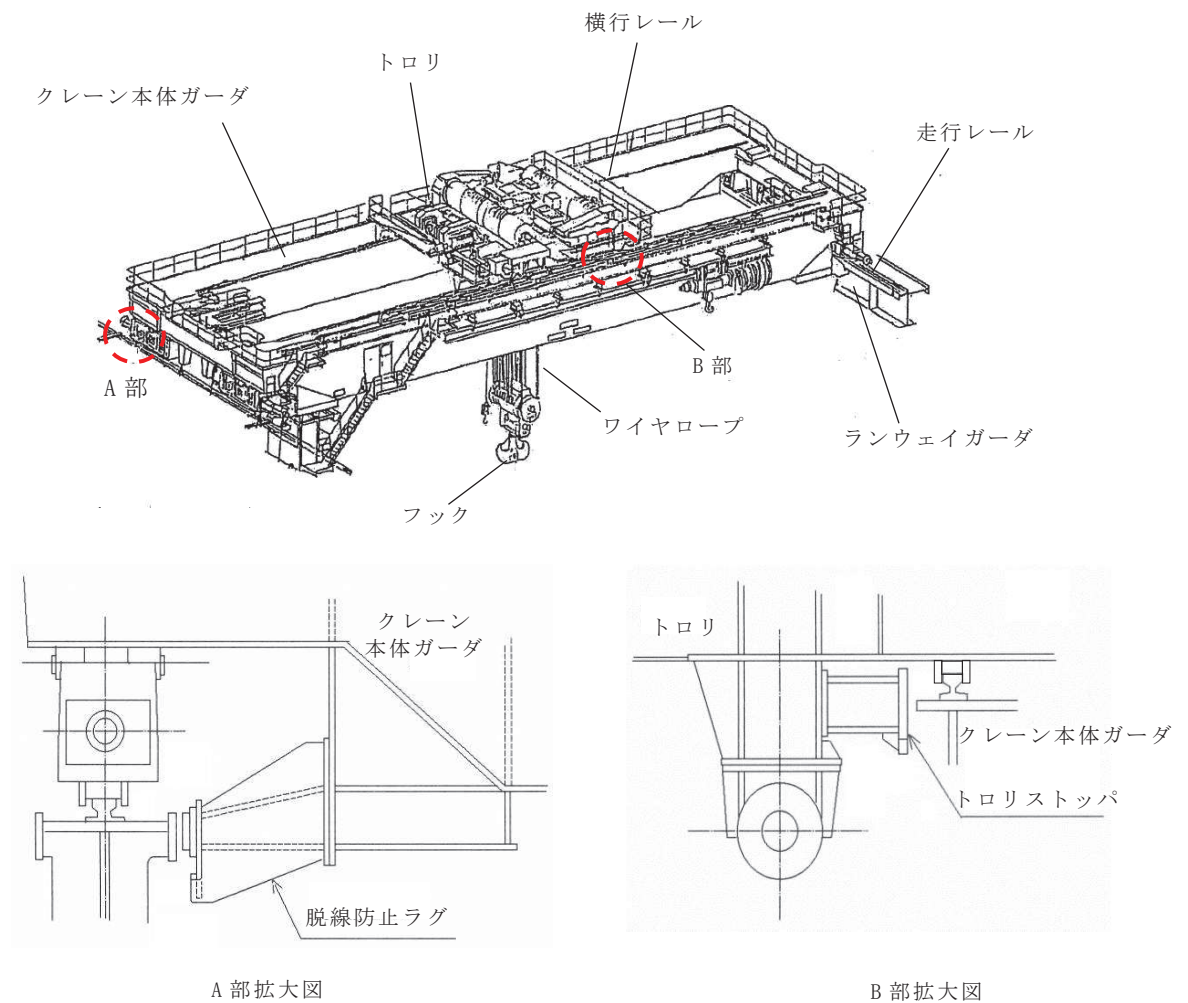


図 1-1 原子炉建屋クレーン全体構造図

2. 耐震評価方法

2.1 解析方法及び解析モデル

原子炉建屋クレーンの応力評価に用いる地震荷重及び荷重評価に用いる加速度を算定するための地震応答解析について以下に示す。

2.1.1 解析方法の詳細

- (1) 原子炉建屋クレーンは、地震加速度によって浮上りが発生する可能性があるため、その浮上り状況を適切に評価するために、多質点はりモデルによる非線形時刻歴応答解析を適用する。
- (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 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。

Rayleigh 減衰の減衰定数 ζ と振動数 ω の関係式は、係数 α 及び β を用いて以下の式で与えられる。

$$\zeta = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega} + \omega \cdot \beta \right)$$

減衰定数 2.0%となる固有周期点との関係より、係数 α 及び β は、それぞれ $\alpha =$, $\beta =$ とする。



図 1-2 原子炉建屋クレーンの Rayleigh 減衰設定における減衰定数 ζ と振動数 ω の関係

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

- (3) クレーン本体及びトロリの車輪部はレール上に乗っており固定されていないため、すべりが発生する構造であることから、解析に当たっては車輪、レールのすべり状況を考慮する。
- (4) 吊具の評価を行う場合は、トロリにワイヤロープを模擬したトラス要素と吊荷を模擬した質点を設けて地震応答解析を実施し、吊具に発生する加速度を算出し、これを用いて評価を行う。また、ワイヤロープについては、引張方向（鉛直下向き）にのみ荷重を受け、圧縮方向（鉛直上向き）の荷重を受けない設定とする。

2.1.2 解析モデル及び諸元

解析モデルはクレーン本体をはり要素、シェル要素及び非線形要素でモデル化した FEM モデルとする。解析モデル概要図を図 1-3 に示す。

なお、トロリは剛な構造物であり、トロリストoppaを除く構造物は評価対象部位としておらず、モデル上は、質量としてクレーン本体に付加することを目的としているため、単純なシェル要素としてモデル化している。

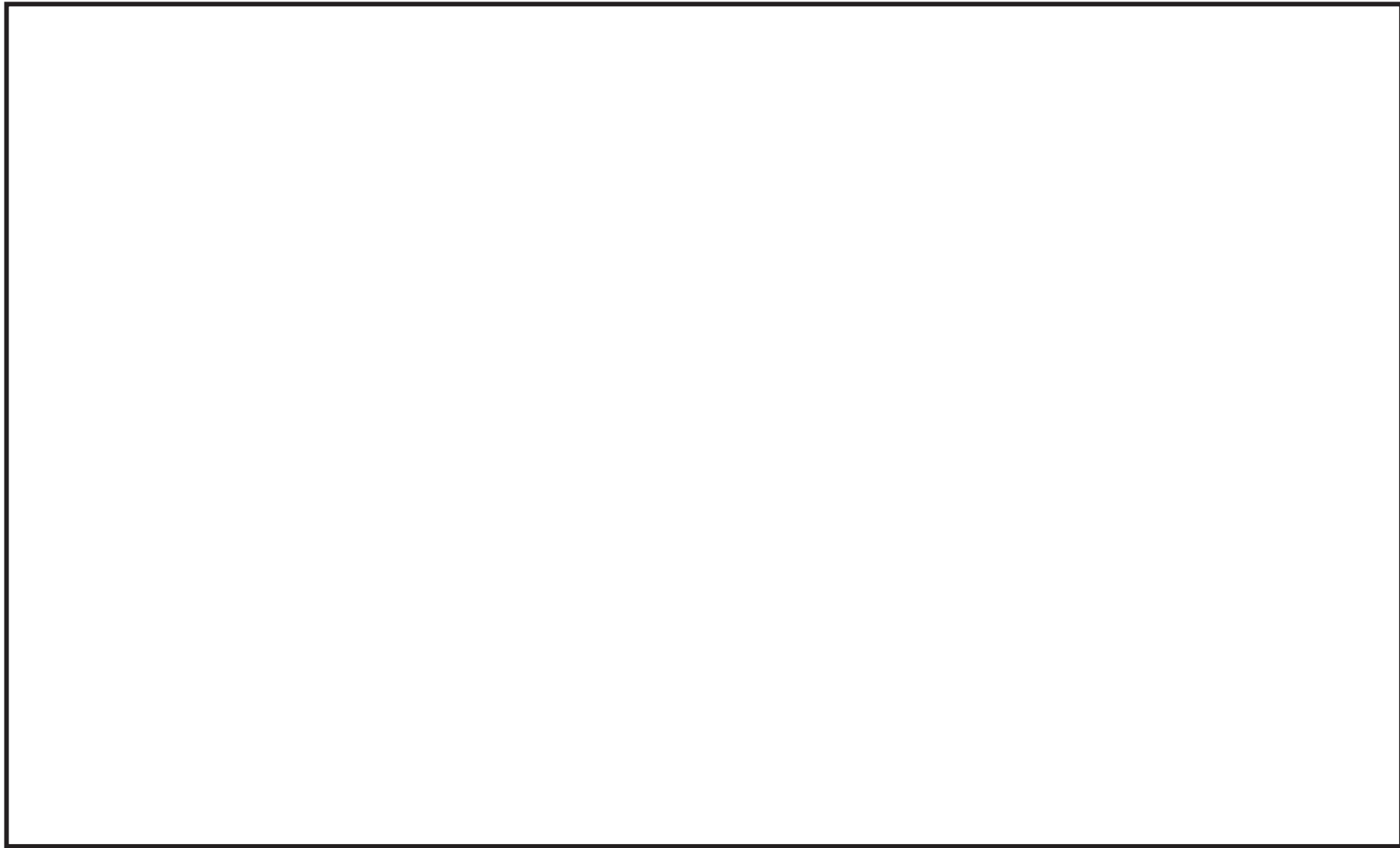


図1-3(1) 原子炉建屋クレーン解析モデル（固有値解析時）

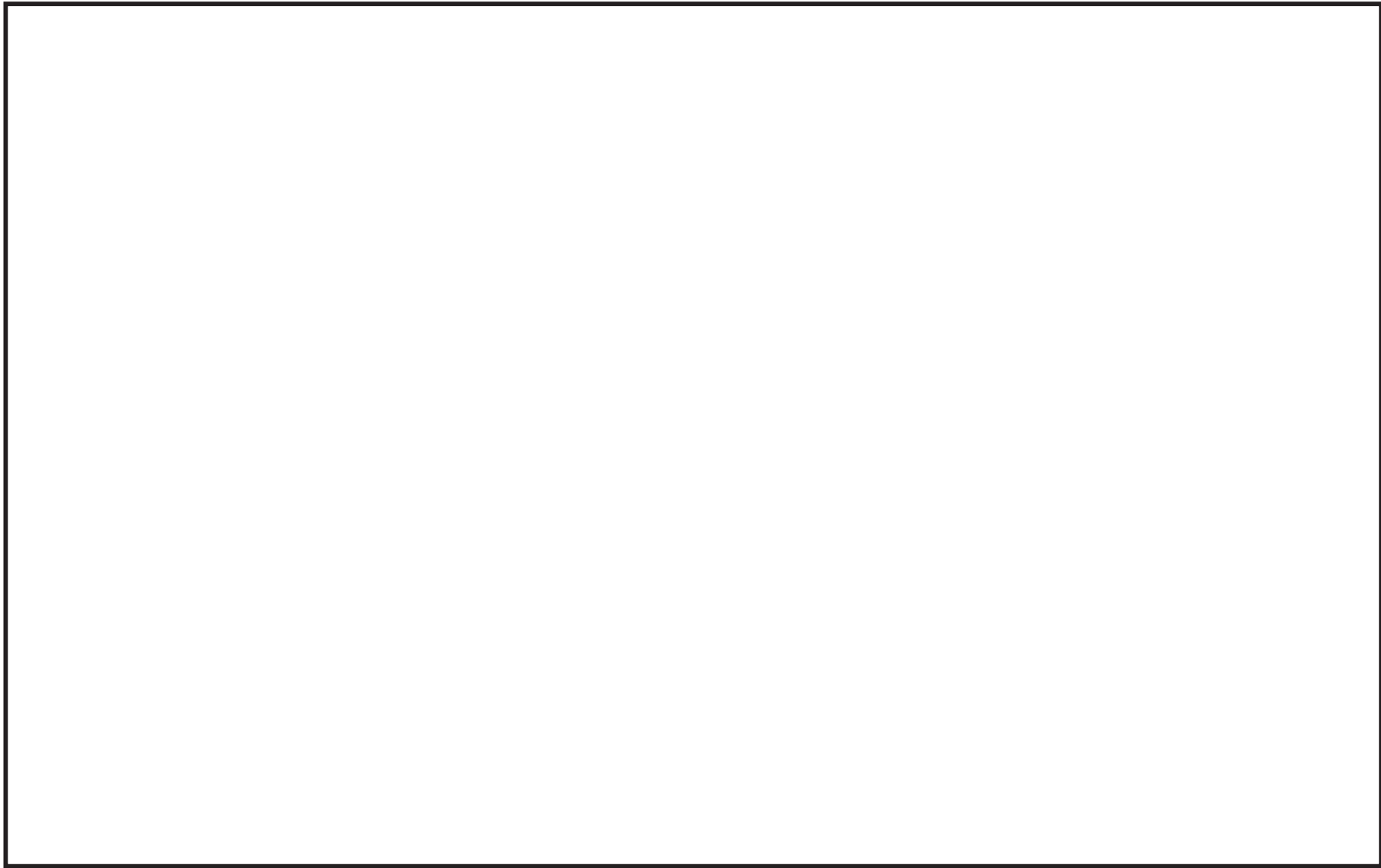


図1-3(2) 原子炉建屋クレーン解析モデル (地震応答解析時)

2.1.3 解析モデルの境界条件

クレーン本体車輪部（駆動輪，従動輪）と走行レール，トロリ車輪部（駆動輪，従動輪）と横行レールにおける解析モデルの境界条件を表 1-1 及び表 1-2 に示す。

また，クレーン本体車輪部及びトロリ車輪部の概要図について，図 1-4 に示す。

固有値解析時は，クレーン本体車輪部及びトロリ車輪部において，水平方向及び鉛直方向ともに拘束条件としている。

地震応答解析時は，クレーン本体車輪部においては，EW 方向（クレーン本体走行方向）及び UD 方向（鉛直方向）について，それぞれすべり，浮上りを考慮しているため，非拘束条件としている。また，NS 方向（クレーン本体走行方向の直交方向）についてはクレーン本体車輪部と走行レールとの間隙（片側約 15mm）及び脱輪防止ラグと走行レールの間隙（片側約 45mm）は非常に狭く，地震時には，クレーン本体車輪部と走行レールが接触して荷重が伝達されるため，拘束条件としている。

トロリ車輪部においては，NS 方向（トロリ走行方向）及び UD 方向（鉛直方向）について，それぞれすべり，浮上りを考慮して非拘束条件としている。また，EW 方向（トロリ走行方向の直交方向）については，トロリ車輪部と横行レールの間隙（片側約 15mm），トロリストッパと躯体の間隙（片側約 25 mm）が非常に狭く，地震時には，トロリ車輪部と横行レールが接触し，荷重が伝達されることから，すべりを生じない拘束条件としている。

表 1-1 境界条件（クレーン本体車輪部と走行レール）

解析内容	部位*		NS 方向 (クレーン本体 走行方向の 直交方向)	EW 方向 (クレーン本体 走行方向)	UD 方向 (鉛直方向)
固有値 解析	クレーン 本体車輪 部と走行 レール	①(駆動輪)	並進：拘束 回転：非拘束	並進：拘束 回転：非拘束	並進：拘束 回転：非拘束
		②(駆動輪)			
		③(従動輪)			
		④(従動輪)			
地震応 答解析	クレーン 本体車輪 部と走行 レール	①(駆動輪)	並進：拘束 ・走行レール及 び脱線防止ラグ による拘束 回転：非拘束	並進：非拘束 ・すべり考慮 $\mu=0.3$ 回転：非拘束 並進：非拘束 ・追従移動 $\mu=0$ 回転：非拘束	並進：非拘束 ・浮上り考慮 回転：非拘束
		②(駆動輪)			
		③(従動輪)			
		④(従動輪)			

注記*：部位欄の番号①～④は，図 1-3 中の①～④に対応。

μ ：摩擦係数

表 1-2 境界条件（トロリ車輪部と横行レール）

解析内容	部位*		NS 方向 (トロリ 走行方向)	EW 方向 (トロリ走行方 向の直交方向)	UD 方向 (鉛直方向)	
固有値 解析	トロリ車 輪部と横 行レール	⑤(駆動輪)	並進：拘束 回転：非拘束	並進：拘束 回転：非拘束	並進：拘束 回転：非拘束	
		⑥(駆動輪)				
		⑦(従動輪)				
		⑧(従動輪)				
地震応 答解析	トロリ車 輪部と横 行レール	⑤(駆動輪)	並進：非拘束 ・すべり考慮 $\mu = 0.3$ 回転：非拘束	並進：拘束 ・横行レール及 びトロリストッ パによる拘束 回転：非拘束	並進：非拘束 ・浮上り考慮 回転：非拘束	
		⑥(駆動輪)				
		⑦(従動輪)				並進：非拘束 ・追従移動 $\mu = 0$ 回転：非拘束
		⑧(従動輪)				

注記*：部位欄の番号⑤～⑧は，図 1-3 中の⑤～⑧に対応。

μ ：摩擦係数

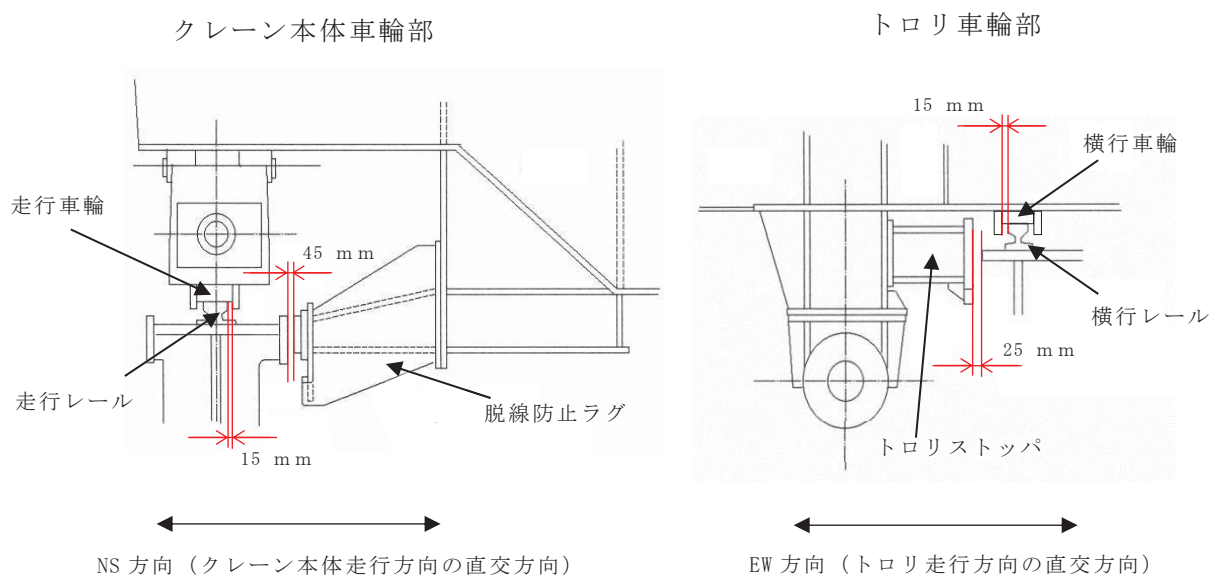


図 1-4 クレーン本体車輪部及びトロリ車輪部概要図

2.1.4 クレーン車輪部の非線形要素の設定

(1) 車輪部の非線形要素の考え方

クレーン全体モデル図及び車輪部の非線形要素図を図 1-5 に示す。

クレーン車輪部のモデル化では、すべり、鉛直方向の浮上り及び衝突の挙動を模擬するためギャップ要素を用いる。鉛直方向は、接触部位の局所変形による接触剛性をばね要素で、衝突による減衰効果を減衰要素で模擬し、ギャップ要素と直列に配置する。

また、クレーン横行方向については、ばね要素によって剛拘束とし、クレーン走行方向は、ギャップ要素に設定した摩擦係数と十分に柔なばね要素によりすべりの挙動を模擬する。

なお、各要素（ギャップ要素、ばね要素、減衰要素）の詳細設定については(2)以降に記載する。



クレーン全体モデル図

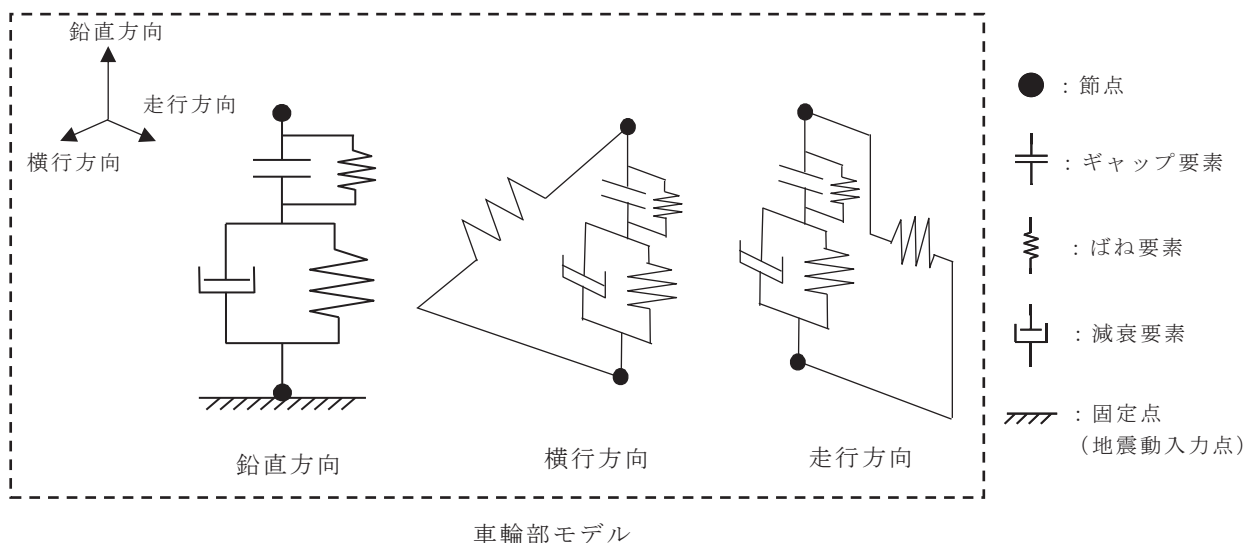


図 1-5 クレーン全体モデル図及び車輪部の非線形要素図

(2) 車輪とレール間の摩擦特性（ギャップ要素）

クレーンの車輪には電動機及び減速機等の回転部分と連結された駆動輪と回転部分と連結されていない従動輪の2種類がある。このうち駆動輪は回転が拘束されているため、地震力が車輪部に加わると回転部分が追従できず最大静止摩擦力以上の水平力が加わればレール上をすべる。

摩擦係数は実機の縮小試験体を用いて加振試験を行った既往研究⁽¹⁾を踏まえ、0.3と設定した。既往研究においては、摩擦係数として0.11～0.19の値が確認されているが、摩擦係数の大きい方がクレーン本体へ加わる水平力が大きくなるため、保守的に0.3とした。

なお、摩擦係数0.3は、女川2号機原子炉建屋クレーンの既工認（静的解析*）及び先行実績（大間1号機（動的解析））においても同様に適用されている。

注記*：すべり方向の水平力として最大静止摩擦力（鉛直方向荷重×摩擦係数（0.3））を用いてクレーン本体及びトロリを評価

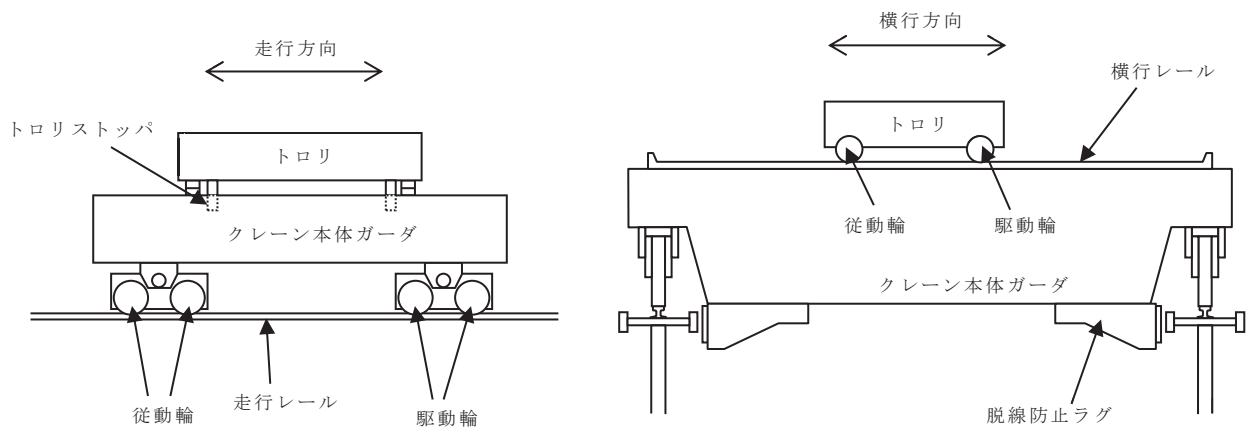


図 1-6 女川2号機原子炉建屋クレーン概要図

(3) 車輪とレールの接触剛性（ばね要素）

接触剛性はクレーン類の非線形応答挙動を検討した既往研究⁽²⁾を踏まえ、接触剛性を考慮したばね要素とクレーン質量で構成される1自由度系の固有振動数が20Hzになるように設定した。既往研究においては、今回の設定方法のほか、ヘルツの接触理論により荷重に着目して設定する方法、荷重やトロリ浮上り量等の試験結果と同等になるようにパラメータスタディを行って設定する方法などを検討しているが、いずれの設定方法でも接触剛性（ばね要素）の差異がほとんどないことが確認されている。

なお、今回の接触剛性（ばね要素）の設定方法は、先行実績（大間1号機）においても同様に適用されている。

(4) 車輪とレール間の衝突による減衰（減衰要素）

減衰は、クレーン類の非線形応答挙動を検討した既往研究⁽³⁾を踏まえ、車輪の反発係数から換算される減衰比を設定した。既往研究においては、車輪及びレールを模擬した試験体を用いて、重力加速度を利用した反発試験（図 1-7）を実施し、車輪とレール間の反発係数から減衰比を確認している。

なお、反発係数と減衰比の関係式は次式のとおり。また、反発係数と減衰比の関係を図 1-8 に示す。

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

e:反発係数, h:減衰比

既往研究の反発係数試験から得られた反発係数は、0.6~0.65であり、減衰比に換算すると となるため、下限値となる を適用する。

なお、今回の減衰の設定方法は、先行実績（大間 1 号機）においても同様に適用されている。



図 1-7 車輪反発係数試験体*

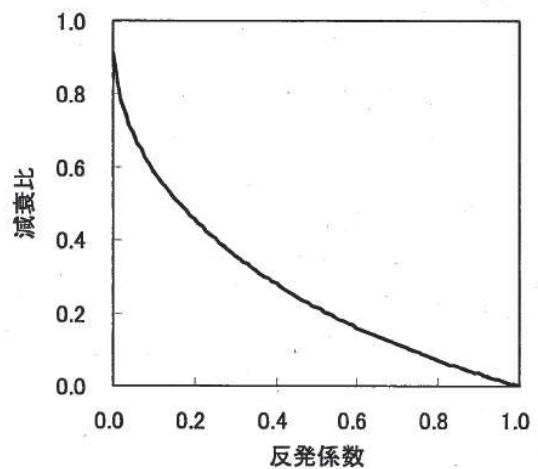


図 1-8 反発係数と減衰比の関係*

注記* : 『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）に係る報告書（08 耐部報-0021, (独)原子力安全基盤機構）』より一部引用

3. 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 1-3 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 1-4 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 1-9 及び図 1-10 示す。

表 1-3 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		
			NS	EW	UD
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				

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 1-4 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		
			NS	EW	UD
1	鉛直方向				
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				

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

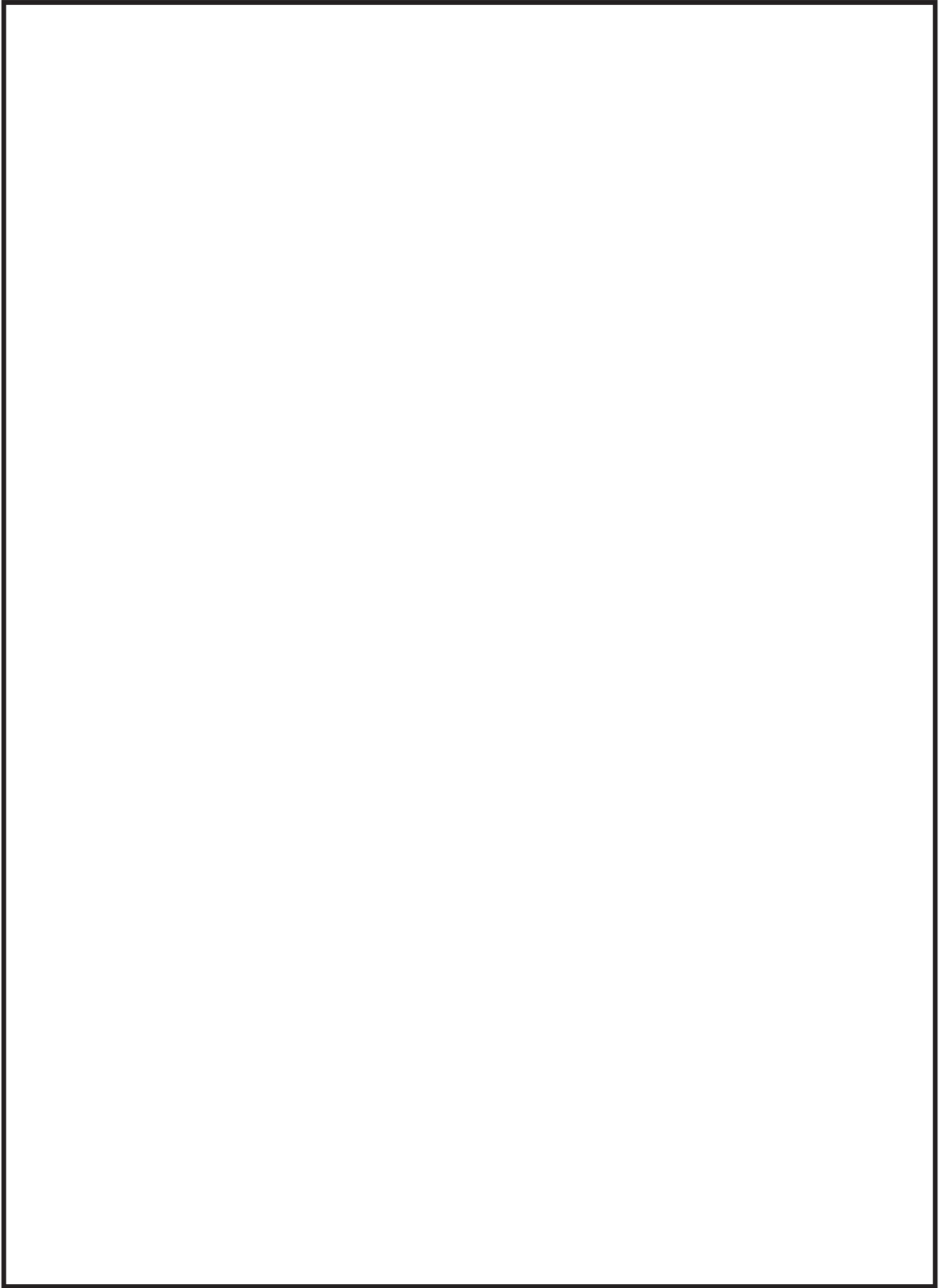


図 1-9 設計基準対象施設の検討ケース時の振動モード図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

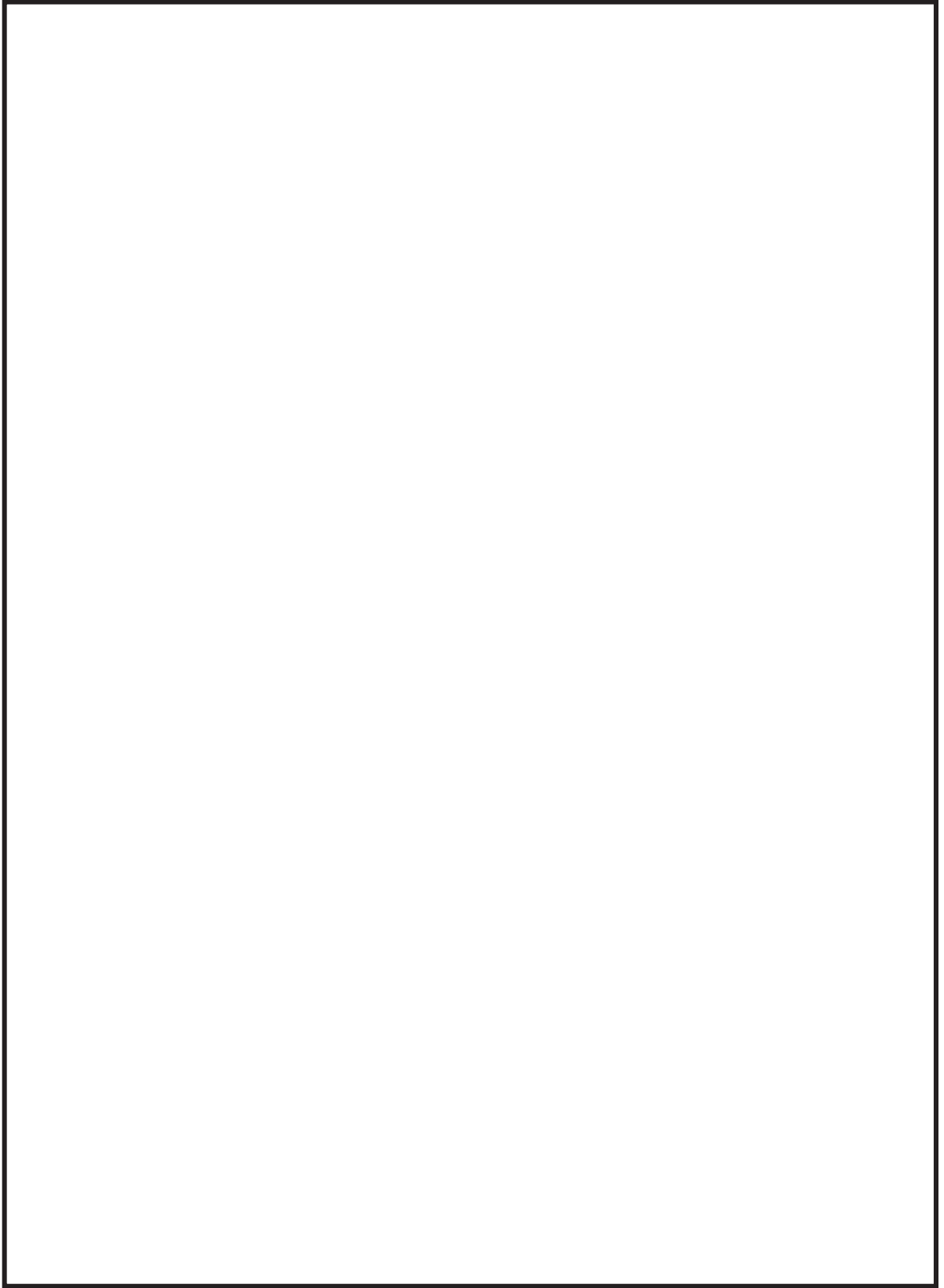


図 1-10 重大事故等対処設備の検討ケース時の振動モード図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 参考文献

- (1) 天井クレーンのすべりを伴う地震時挙動（火力原子力発電. Vol140 No.6 小森ほか）
- (2) 「平成 20 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）に係る報告書（09 耐部報-0008,（独）原子力安全基盤機構）」
- (3) 「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）に係る報告書（08 耐部報-0021,（独）原子力安全基盤機構）」

時刻歴解析における材料物性の不確かさ等に関する検討

1. 目的

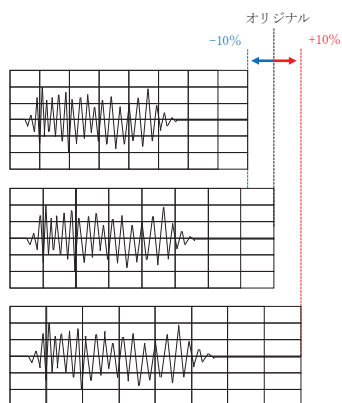
設計用床応答曲線は、建屋の地盤物性等の不確かさによる固有周期のシフトを考慮して周期方向に±10%拡幅したものをを用いている。原子炉建屋クレーン（以下「クレーン」という。）の評価は、設計用床応答曲線を適用せず、多質点はりモデルを用いて加速度時刻歴波を3方向同時に入力した非線形時刻歴応答解析を適用していることから、建屋の固有周期シフトに対する不確かさを考慮する必要がある。

本評価では、上記の不確かさの考慮として、固有周期シフトを考慮していない時刻歴加速度波による解析以外に 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設計用床応答曲線の拡幅の考慮分として時間刻みを±10%シフトさせた時刻歴加速度波による解析で評価する。また、±10%シフトさせた設計用床応答曲線の中にピークが存在する場合は、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。Time History Broadeningの概念を図2-1に示す。

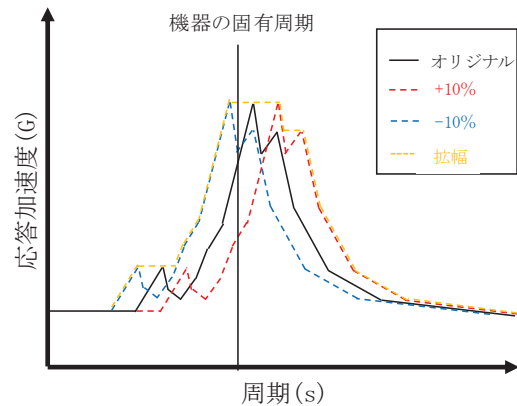
A S M E Boiler Pressure Vessel Code SECTION III, DIVISION1-NONMANDATORY APPENDIX N-1222.3 Time History Broadening より引用



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

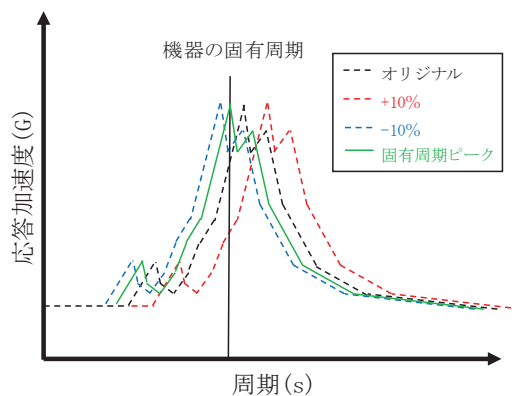
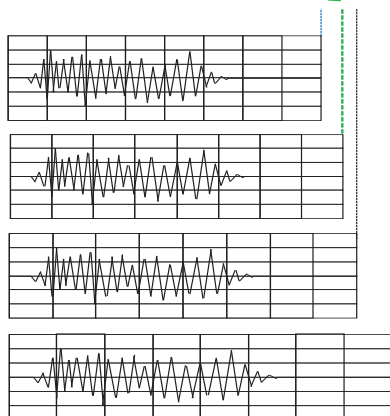


- オリジナルの時刻歴波に加えて時間刻みを±10%シフトさせた時刻歴波を作成



- 各時刻歴波を床応答スペクトル化

固有周期と合致するよう調整した時刻歴波形



- 機器の固有周期が床応答スペクトルピークの谷間に存在する場合、ピークと合うような時刻歴波を作成し、時刻歴応答解析を実施する。

図 2-1 Time History Broadening 概念図

2. 時刻歴解析の保守性の評価フロー

評価部位は、クレーンの主要構造であり耐震計算書で評価しているクレーン本体ガーダで検討する。この時の計算方法は、耐震計算書と同様に非線形挙動を考慮した時刻歴解析で評価する。また、時刻歴解析の保守性の評価フローを図2-2に示す。なお、解析モデルは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」に基づくものである。

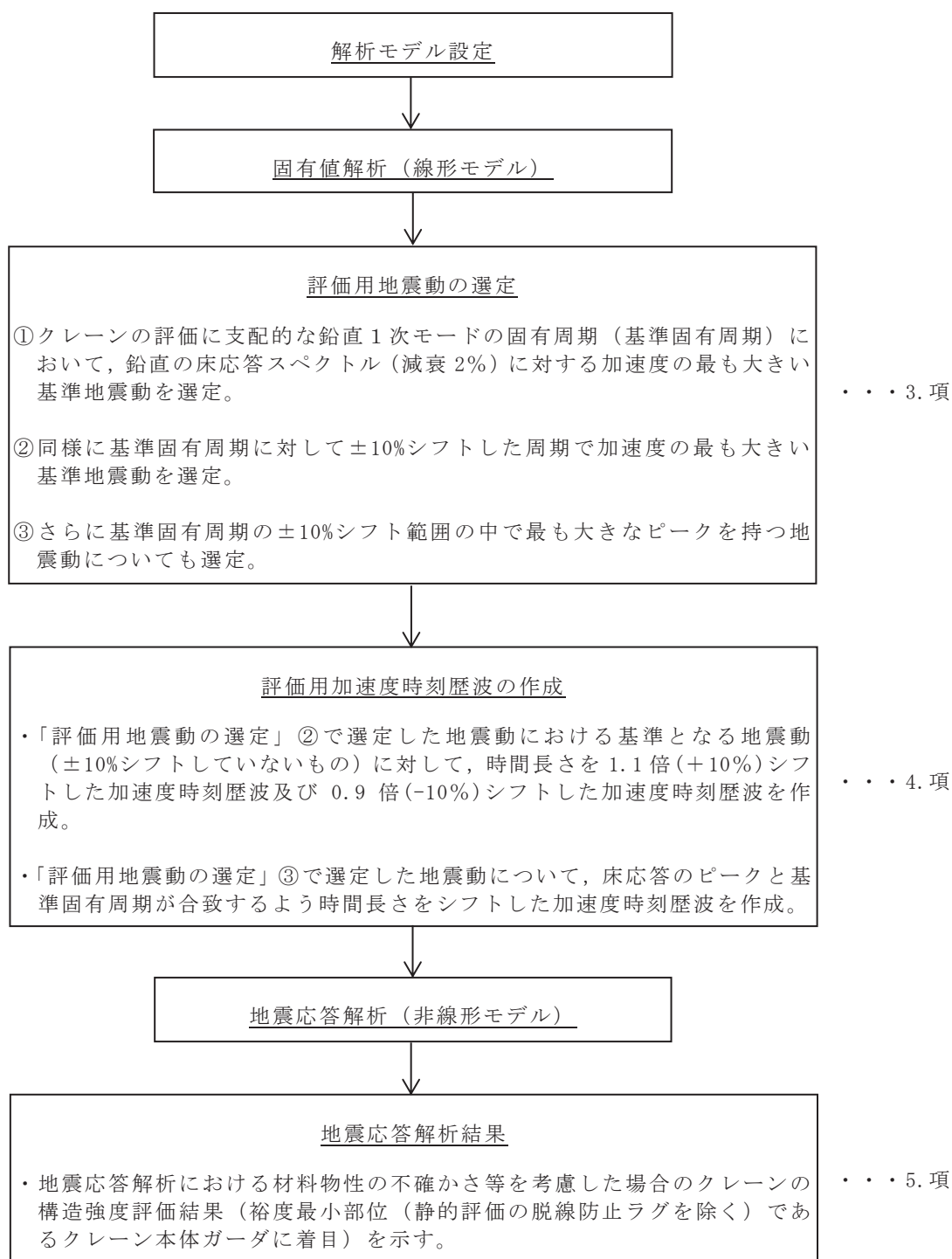


図 2-2 時刻歴解析の保守性の評価フロー

3. 評価用地震動の選定

クレーンは、走行車輪部で支持された両端支持はりの構造をしていることから、鉛直動の影響を受けやすいため、クレーンにとって支配的となる鉛直方向の地震条件から、評価に用いる地震動を選定した。

クレーンの耐震評価に用いる地震動の解析ケースを表2-1、クレーンの鉛直方向モードの固有周期を表2-2、設計用床応答曲線とクレーンの固有周期を重ね書きした結果を図2-3～図2-5に示す。

クレーンは、トロリ位置（中央，端部）と吊荷の有無の組合せで固有周期が異なるため、組合せの各パターンで固有値解析（線形モデル）を行い、基準の固有周期（クレーンの評価に支配的な鉛直1次モード）を求める。基準の固有周期から周期±10%シフト（±10%の幅）の範囲で、評価に用いる地震動を各パターンに対して選定した。

時刻歴応答解析に対する保守性の考慮では、時刻歴加速度波の時間刻みを±10%シフトさせるため、本来、地震動の選定時に設計用床応答曲線を±10%シフトさせるところを、検討の簡便さと図の見やすさの観点から図2-3～図2-5ではクレーンの固有周期を±10%シフトし、各固有周期において加速度が最大となる地震動を選定している。

表2-1に示す解析ケースのうち、ケース1及び7については基本ケースとして上記の周期±10%シフトを考慮して評価に用いる地震動を選定する。

一方、ケース2, 3, 8及び9については、不確かさケースとして考慮するため、周期±10%シフトは実施せず、基準の固有周期（シフトなし）における加速度を確認し、基本ケースを上回った場合に評価に用いる地震動として選定する。

なお、鉛直方向におけるケース4, 5, 6の応答は、それぞれケース1, 2, 3と同一の応答であるため、検討は省略する。

また、ケース7～9における「誘発上下動±NS」とは、鉛直方向モデル(単独)による鉛直応答（ケース1～3）に、NS方向加振による誘発上下動応答を考慮したものであり、誘発上下動の加速度成分は鉛直上向き、鉛直下向き両方に生じることから、加速度の絶対値が最大となるケースを確認するために±の両符号を考慮しているものである。

表2-1 クレーンの耐震評価に用いる地震動の解析ケース一覧

解析ケース		建屋初期剛性	地盤物性	地震波
基本ケース	ケース1* ¹	水平：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* ³ 鉛直：設計剛性	標準地盤	7波 S _s -D1~N1
不確かさ ケース	ケース2* ¹		標準地盤+σ	7波 S _s -D1~N1
	ケース3* ¹		標準地盤-σ	7波 S _s -D1~N1
	ケース4* ¹	水平：基本ケース（ケース1）の0.78倍* ⁴ 鉛直：設計剛性	標準地盤	7波 S _s -D1~N1
	ケース5* ¹		標準地盤+σ	7波 S _s -D1~N1
	ケース6* ¹		標準地盤-σ	7波 S _s -D1~N1
基本ケース	ケース7 （誘発上下動±NS）	水平：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 鉛直：設計剛性	標準地盤	1波* ² S _s -N1
不確かさ ケース	ケース8 （誘発上下動±NS）		標準地盤+σ	2波* ² S _s -D1, N1
	ケース9 （誘発上下動±NS）		標準地盤-σ	1波* ² S _s -N1

注記*1：鉛直モデルの剛性設定は全ケース同一のため、ケース1とケース4、ケース2とケース5、ケース3とケース6の鉛直地震動は同一のものとなる。

*2：ケース4～6の解析の結果、基礎の接地率を踏まえて誘発上下動考慮モデルを用いて解析を行った地震動のみ考慮する（ケース1～3は誘発上下動考慮モデルの適用なし）。

*3：コンクリート強度は設計基準強度とし、添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に示す原子炉建屋の耐震壁の初期剛性の設計値に対する補正係数（地上3階及びクレーン階：NS方向0.30，EW方向0.50，地下3階から地上2階：NS方向0.75，EW方向0.80）を適用して初期剛性を設定する。

*4：原子炉建屋の基準地震動S_s入力前後の1次ピーク振動数の比から算定した剛性比（補足-620-1「東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について」参照）。

表 2-2(1) 原子炉建屋クレーン鉛直モードの固有値解析結果（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		
			NS	EW	UD
1	鉛直方向				
3	鉛直方向				
4	鉛直方向				
11	鉛直方向				
12	鉛直方向				

表 2-2(2) 原子炉建屋クレーン鉛直モードの固有値解析結果（トロリ位置端部，吊荷有）

モード	卓越方向	固有周期 (s)	刺激係数		
			NS	EW	UD
1	鉛直方向				
3	鉛直方向				
5	鉛直方向				
6	鉛直方向				
8	鉛直方向				
10	鉛直方向				
11	鉛直方向				

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 2-2(3) 原子炉建屋クレーン鉛直モードの固有値解析結果（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		
			NS	EW	UD
1	鉛直方向				
3	鉛直方向				
5	鉛直方向				
7	鉛直方向				
9	鉛直方向				
11	鉛直方向				

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

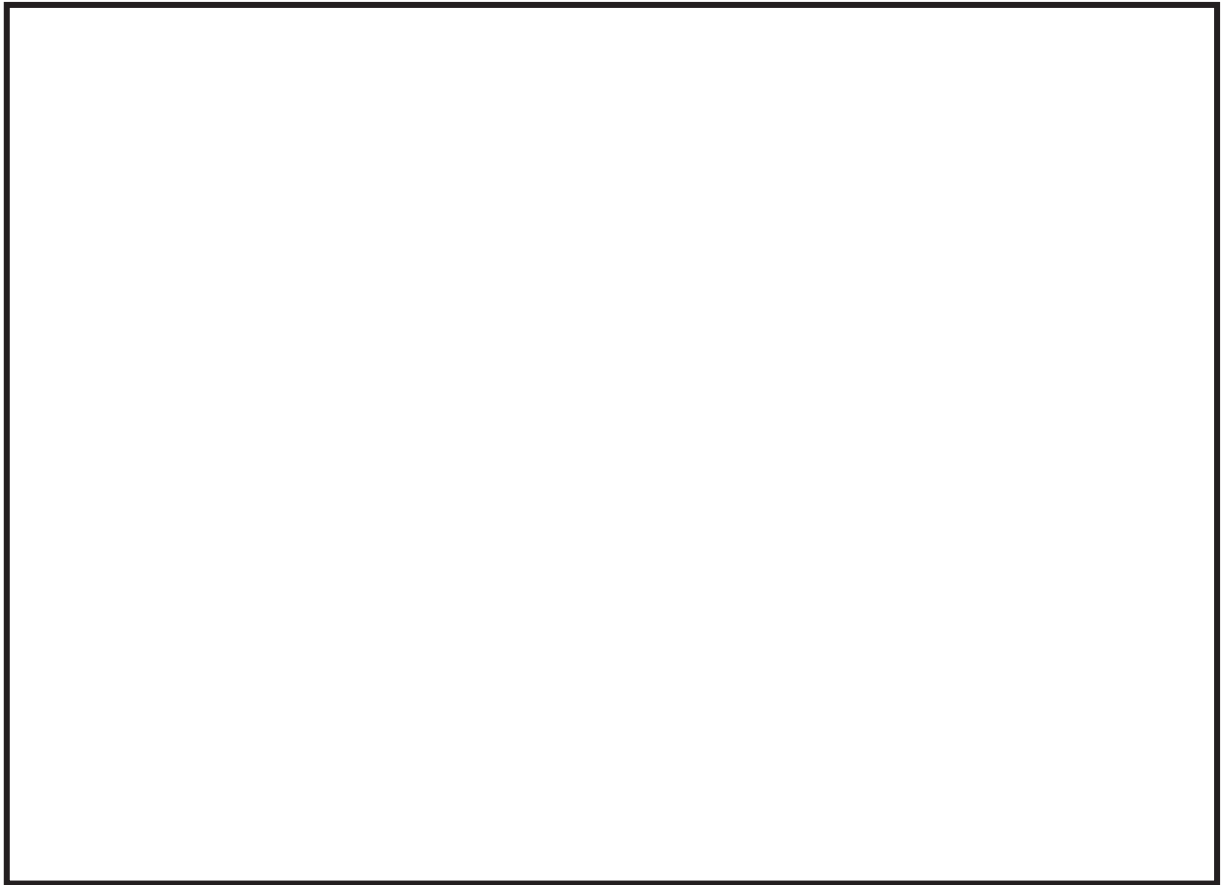


図2-3(1) 設計用床応答曲線とクレーン固有周期（トロリ中央／吊荷有）
との重ね書き図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

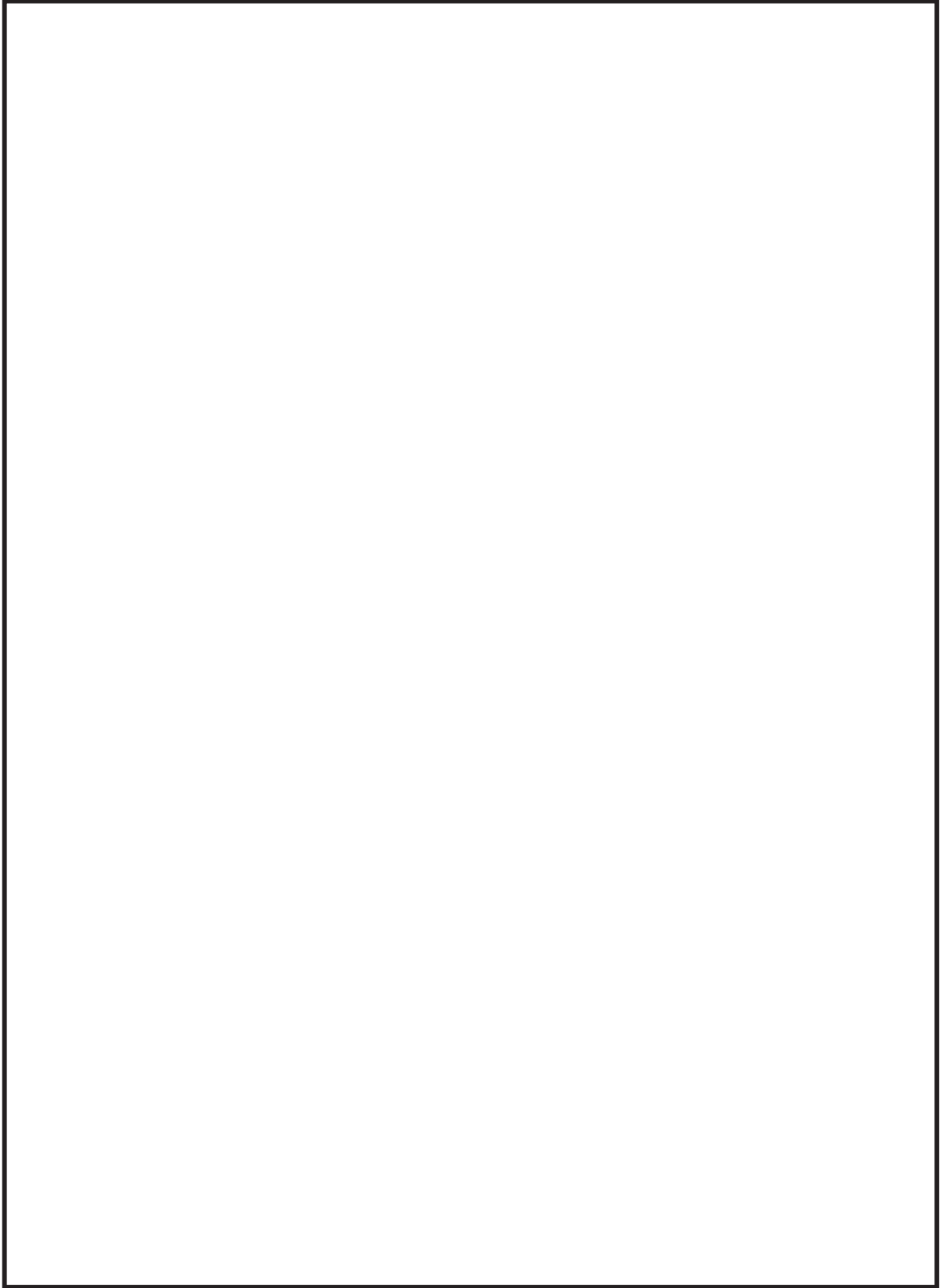


図2-3(2) 設計用床応答曲線とクレーン固有周期（トロリ中央／吊荷有）
との重ね書き図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



図2-4(1) 設計用床応答曲線とクレーン固有周期（トロリ端部／吊荷有）
との重ね書き図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

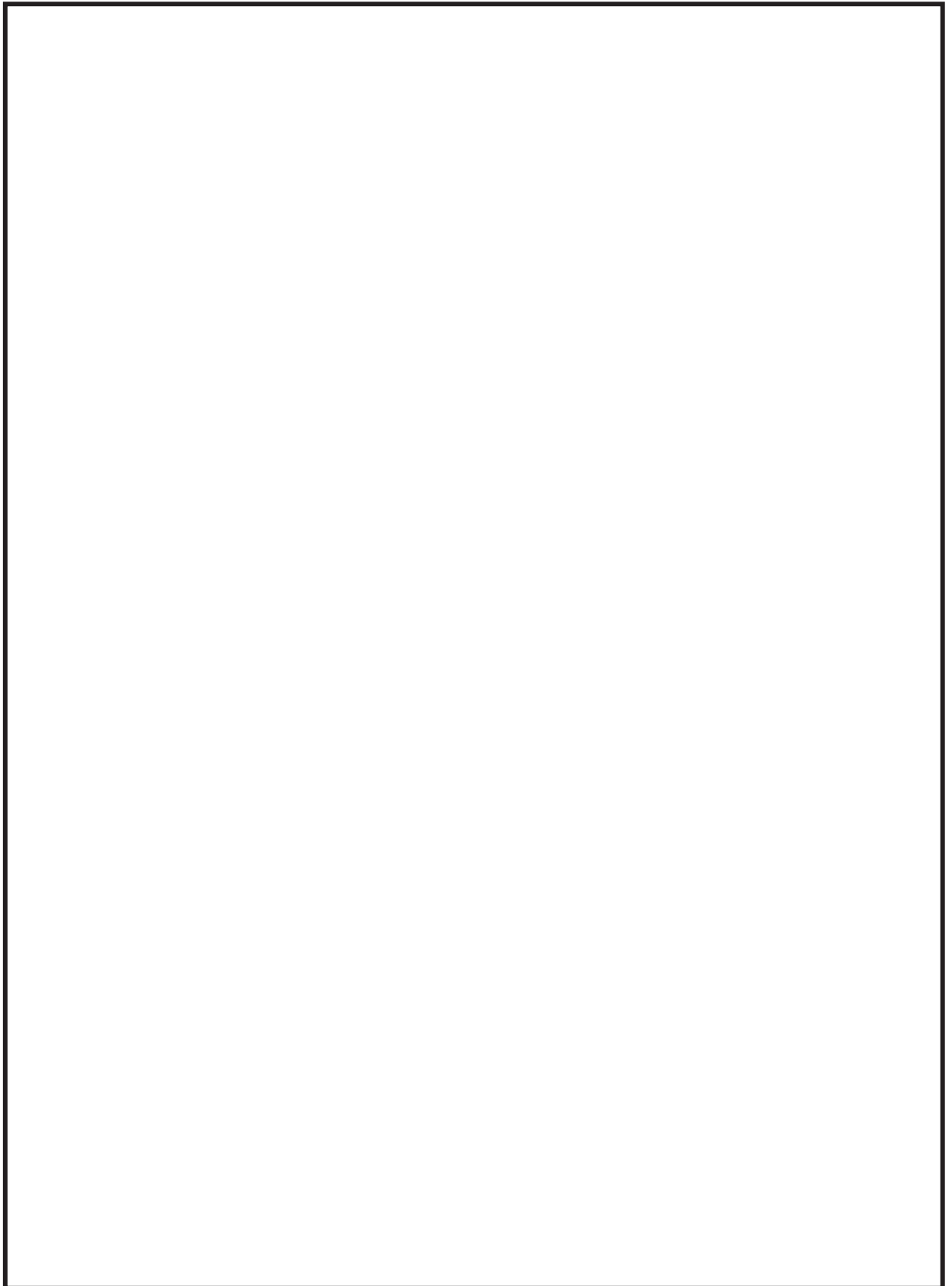


図2-4(2) 設計用床応答曲線とクレーン固有周期（トロリ端部／吊荷有）との
重ね書き図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



図2-5(1) 設計用床応答曲線とクレーン固有周期（トロリ端部／吊荷無）
との重ね書き図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

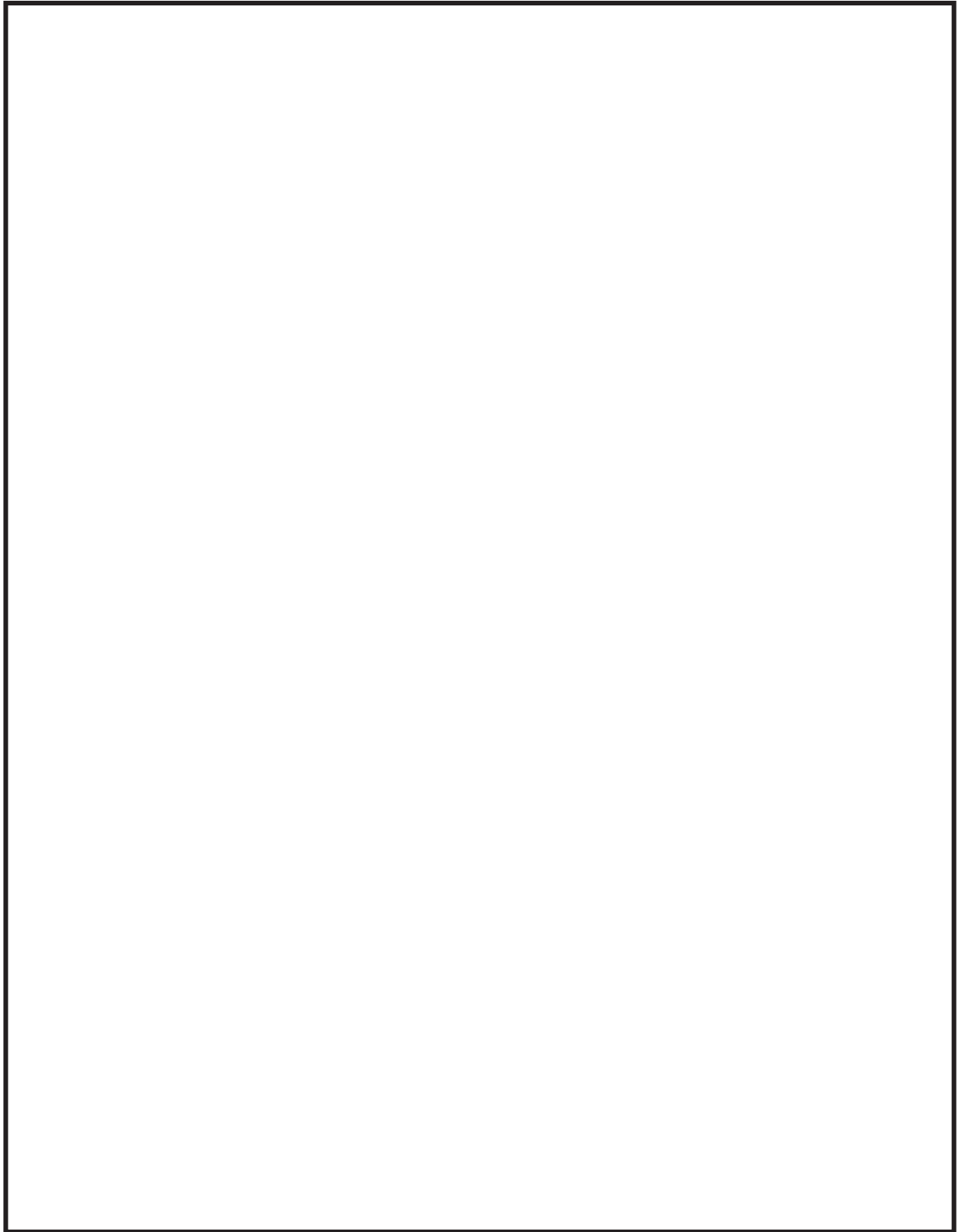


図2-5(2) 設計用床応答曲線とクレーン固有周期（トロリ端部／吊荷無）との
重ね書き図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

各解析ケースに対して，地震動の選定結果を以下に示す。

【地震動の選定結果】

トロリ中央／吊荷有り（図2-3）

- ・シフト無し : S_s-D1 (ケース3)
- ・+10%シフト : S_s-D1 (ケース1)
- ・+9%シフト : S_s-F2 (ケース1)
- ・-10%シフト : S_s-D1 (ケース1)

トロリ端部／吊荷有り（図2-4）

- ・シフト無し : S_s-D1 (ケース3)
- ・+10%シフト : S_s-D1 (ケース1)
- ・+1%シフト : S_s-D1 (ケース1)
- ・-10%シフト : S_s-D1 (ケース1)

トロリ端部／吊荷無し（図2-5）

- ・シフト無し : S_s-D2 (ケース3)
- ・+10%シフト : S_s-D2 (ケース1)
- ・-10%シフト : S_s-D1 (ケース1)

トロリ中央/吊荷有りの解析ケースでは，0～+10%間の設計用床応答曲線にピークを有することから，さらに評価に用いる地震動として，+9%シフトのS_s-F2(ケース1)も選定した。

同様にトロリ端部/吊荷有りの解析ケースでは，+1%シフトのS_s-D1(ケース1)も選定した。

4. 時刻歴波の時間刻み±10%シフト

クレーンの耐震評価には添付書類「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に基づき算定された加速度時刻歴波を用いる。

図2-3～図2-5で選定した地震動に対して、時間刻み±10%シフトした例を図2-6に示す。+10%シフトについては各地震動の時刻歴波の時間刻みを1.1倍、-10%シフトについては時間刻みを0.9倍したものを用いている。なお、この時間シフトは、選定した地震動の3方向全てに対して適用している。

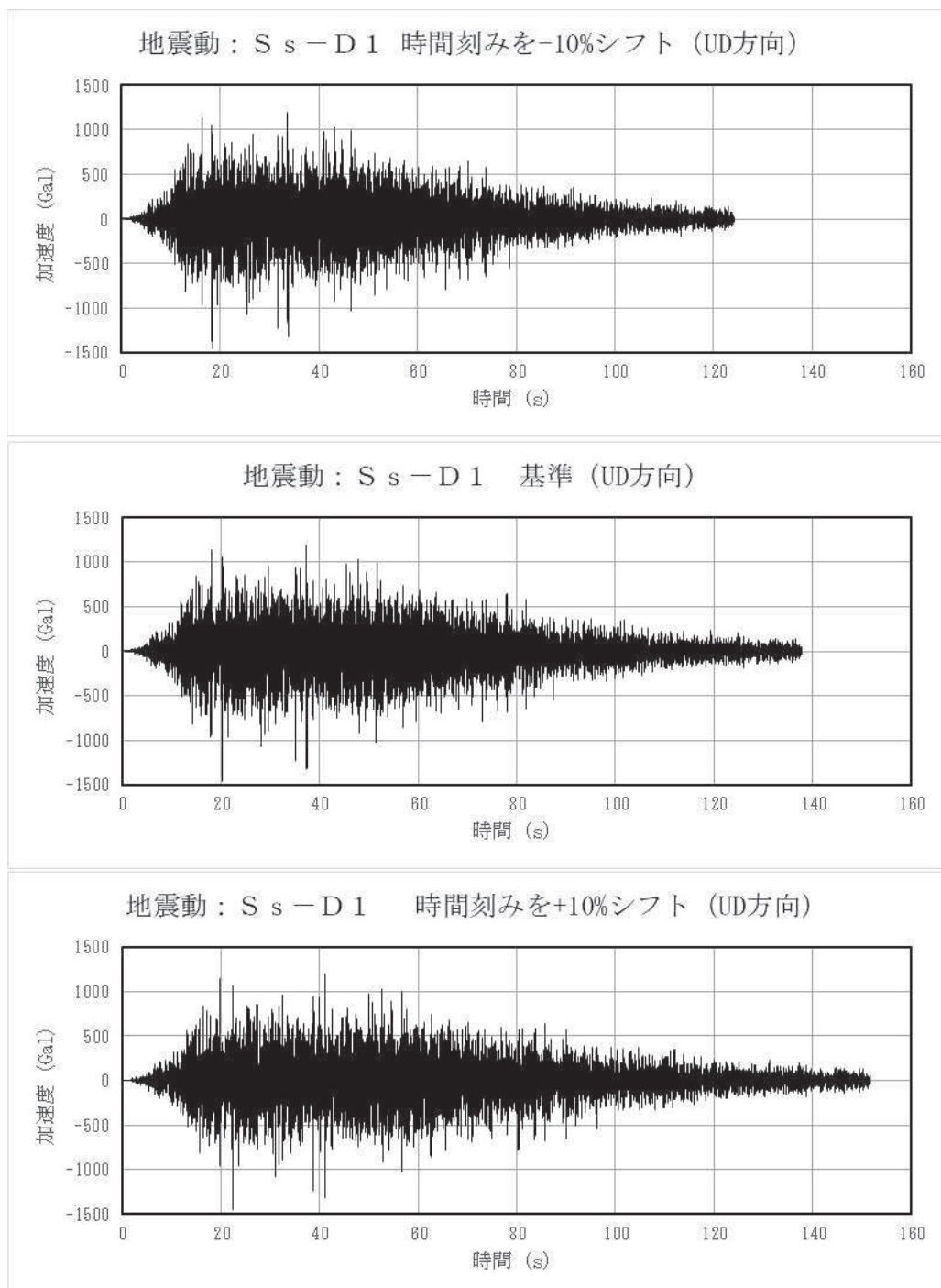


図2-6 時刻歴波の時間刻み±10%シフト

5. 地震応答解析結果

クレーン本体ガーダに対する±10%ピークシフトによる非線形時刻歴応答解析結果を表2-3に示す。

クレーンは、車輪部を非線形要素としており、トロリやクレーン本体の浮上りにより非線形な挙動が加わり、地震応答解析では複雑な挙動を示すため、設計用床応答曲線と発生応力の大きさの傾向は必ずしも一致していない。

基準の固有周期±10%シフト評価、及び±10%範囲内の設計用床応答曲線ピークを評価した結果、基準の固有周期（シフト無し）の結果と大きな差がなく、かつ許容応力に対して十分な余裕があることから、地震応答解析における材料物性の不確かさ等に関して問題ないことを確認した。

表 2-3 クレーン本体ガーダに対する±10%ピークシフトによる
非線形時刻歴応答解析結果

No	解析ケース					応力 分類	発生応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
	トロリ 位置	吊 荷	地震動	解析 ケース	ピーク シフト			
1	中央	有	S s - D 1	ケース 3	シフト無し	曲げ 応力	267*	336
2			S s - D 1	ケース 1	+10%シフト		248	
3			S s - F 2	ケース 1	+9%シフト		248	
4			S s - D 1	ケース 1	-10%シフト		241	
5	端部	有	S s - D 1	ケース 3	シフト無し		156	
6			S s - D 1	ケース 1	+10%シフト		161	
7			S s - D 1	ケース 1	+1%シフト		149	
8			S s - D 1	ケース 1	-10%シフト		165	
9		無	S s - D 2	ケース 3	シフト無し		127	
10			S s - D 2	ケース 1	+10%シフト		143	
11			S s - D 1	ケース 1	-10%シフト		134	

注記*：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」の記載値

ワイヤロープの長さ と 吊荷の速度変化及び発生荷重との関係

1. 目的

解析では、運用上可能な範囲でワイヤロープの長さを短くして、モデル化している。

ワイヤロープの長さを短くすれば、固有周期が短くなるため吊荷の速度変化が大きくなり、ワイヤロープ及びフックの評価において、発生荷重が大きくなる。

解析モデルの妥当性の観点から、「ワイヤロープの長さが短くなれば固有周期が短くなる理由」と「吊荷の速度変化が大きくなると発生荷重が大きくなる理由」について述べる。

2. ワイヤロープの長さを短くすれば固有周期が短くなる理由

吊荷とワイヤの系による発生荷重を検討する際に、ワイヤをばねとみなした一自由度の質量-ばね振動系を考える。

ここで固有周期は、ワイヤの長さ方向の伸縮運動の周期になり、質量-ばね系として、固有周期はワイヤのばね定数kと質量mに依存し、固有周期Tは、以下のとおりとなる。

$$T = 2\pi\sqrt{m/k}$$

ばね定数kは、ばね（ここではワイヤ）の長さに依存し、

$$k = E \cdot A/L$$

これより、

$$T = 2\pi\sqrt{m \cdot L/(E \cdot A)}$$

表3-1 計算諸元

項目		単位	数値
質量（主巻定格+フック）	m	kg	
ワイヤの縦弾性係数	E	N/mm ²	
ワイヤの断面積	A	mm ²	
ワイヤの長さ	L	mm	

したがって、ワイヤ長さLを短くすれば、固有周期Tは短くなる。

なお、上記式により算定される固有周期は、 となる。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

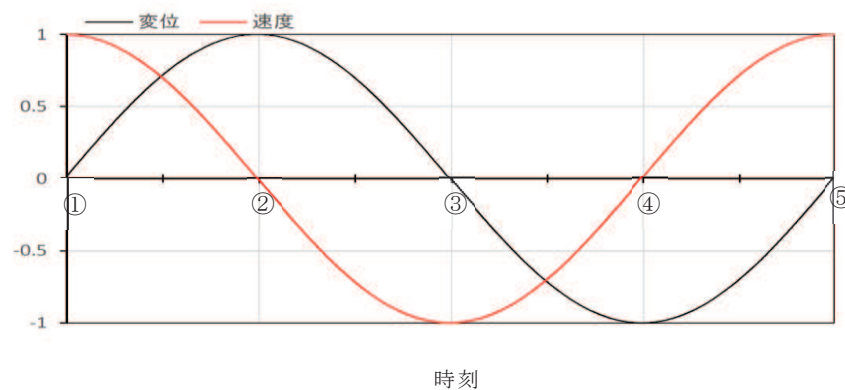
3. 吊荷の速度変化（単位時間あたり）が大きくなると発生荷重が大きくなる理由

ワイヤをばねとみなした場合の質量-ばね系の一自由度振動系において、変位波形は、正弦波となる。

時刻が、固有周期の（①時刻 0）→（②1/4 周期）→（③半周期）→（④3/4 周期）→（⑤ 1 周期）にあたる点において、

変位は、初期位置（①時刻 0）→最上点（②1/4 周期）→初期位置（③半周期）→最下点（④3/4 周期）→初期位置（⑤ 1 周期）を繰り返すことになり、

速度は、上向き最大（①時刻 0）→速度 0（②1/4 周期）→下向き最大（③半周期）→速度 0（④3/4 周期）→上向き最大（⑤ 1 周期）を繰り返すこととなる。



発生荷重は、吊荷の質量に、時間当たりの吊荷の速度変化（加速度）を乗じたものとなる。また、加速度 α （=時間当たりの吊荷の速度変化）は、（③半周期）から（④ 3/4 周期）の間（=0.25T）で、下向き最大速度 V_{max} が、速度0 に減速していることから、

$$\alpha = (V_{max}-0) / (0.25T)$$

となる。

つまり、時間当たりの吊荷の速度変化は、固有周期の大きさに反比例する。したがって、固有周期が短くなると、時間当たりの吊荷の速度変化（加速度）が大きくなり、発生荷重が大きくなる。

地震応答解析においても「ワイヤロープの長さは、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、発生荷重が大きくなる。」

地震応答解析においてクレーンのワイヤロープは非線形トラスでモデル化しており、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よう設定している。

ここで、ワイヤロープは解析では非線形要素として扱っているが、引張り側には線形バネとして扱われる。このばねが初期位置（③）から引張りを受けて、最下点（④）に到達し、初期位置に戻るまで（上図では③→⑤までの 1/2周期）は、線形ばねの挙動を示す。なお、その後の初期位置（⑤）→最上点（②）→初期位置（③）へ

の挙動は、ばねの振動周期とは異なる。

荷重を発生させる加速度は、初期位置 (③) から、最下点 (④) に到達するまでの1/4周期期間中の速度変化であるため、地震応答解析であっても、同様の説明になる。

原子炉建屋クレーンの地震時におけるすべり量

1. 目的

添付書類「VI-1-3-3 燃料体等又は重量物の落下による使用済燃料貯蔵槽内の燃料体等の破損の防止及び使用済燃料貯蔵槽の機能喪失の防止に関する説明書」において、原子炉建屋クレーン（以下「クレーン」という。）の待機状態においては地震時に想定されるすべり量を考慮した運用としていることから、地震時のすべり量を、水平方向の時刻歴加速度波から算出した。

2. 手計算によるすべり量

2.1 算出方針

クレーンのすべり量は、クレーンが走行方向の水平地震動によって受ける力が、自重による摩擦力を上回ることにより、クレーン自体が走行レール上でずれ、このずれ量が地震継続中に累積されたものである。

すべり量の算出では、クレーンの走行方向（EW方向）地震動の時刻歴加速度波が、クレーンの摩擦力相当の加速度以上となる時刻の間は、クレーンがすべるものとする。

クレーンがすべるときに受ける加速度は、建屋との相対加速度となり、時刻歴加速度から摩擦力相当の加速度を引いた値となる。一方、時刻歴加速度が摩擦力相当の加速度未満のときは、クレーンはすべらないので、加速度は零とする。

ここではクレーンがすべっている時刻間は、上記の加速度により等加速度運動をしているものとみなす。各時刻間での等加速度運動時の移動距離（ずれ量）を算出し、時刻歴波の終了時刻まで、ずれ量を逐次積算していく。このずれ量の逐次積算値の中で、最大となるものを、クレーンのすべり量とする。

2.2 算出内容

(1) 地震動

使用する水平地震動の時刻歴波は、以下とし、各々の地震動に対してすべり量を算出する。

- ・地震動：ケース 1(基本ケース)…7 波
- ケース 2(地盤物性 + σ)…7 波
- ケース 3(地盤物性 - σ)…7 波
- ケース 4(建屋剛性低下/地盤物性標準)…7 波
- ケース 5(建屋剛性低下/地盤物性 + σ)…7 波
- ケース 6(建屋剛性低下/地盤物性 - σ)…7 波

- ・方向 : EW 方向(走行方向)
- ・標高 : O.P. 41.200m(クレーン設置位置)

(2) 算出条件

すべり量算出に使用する条件を以下に示す。

記号	名称	単位	数値	説明
g	重力加速度	m/s ²	9.80665	—
μ_c	車輪とレールの 静止摩擦係数	—	0.15	クレーンの走行車輪は8個のうち 4個は駆動輪, 他の4個が従動輪 である。また最大静止摩擦係数を $\mu = 0.3$ から算出した値とする。 ・ $\mu_c = \mu \times 4 / 8 = 0.15$
dt	微小時間 (時間刻み)	s	0.001	時刻歴加速度波の時間刻みとする。

(3) 算出方法

図4-1にすべり量算出方法の概略を示す。

(a) 時刻歴波の交番に対する扱い

時刻歴加速度波は正負に交番するものであり, それに伴いクレーンのずれもレール長手方向に対して, 行き/戻りが発生する。ここでは正負の影響を考慮し, 正值のみ, 負値のみの積算とはしないものとする。

(b) 計算方法

時刻歴波の各時刻の加速度を確認し, クレーンの摩擦力に相当する加速度以上となる時刻を, 時刻歴データより選定する。選定された時刻の加速度は, その加速度からクレーンの摩擦力相当の加速度を引いた値とする。

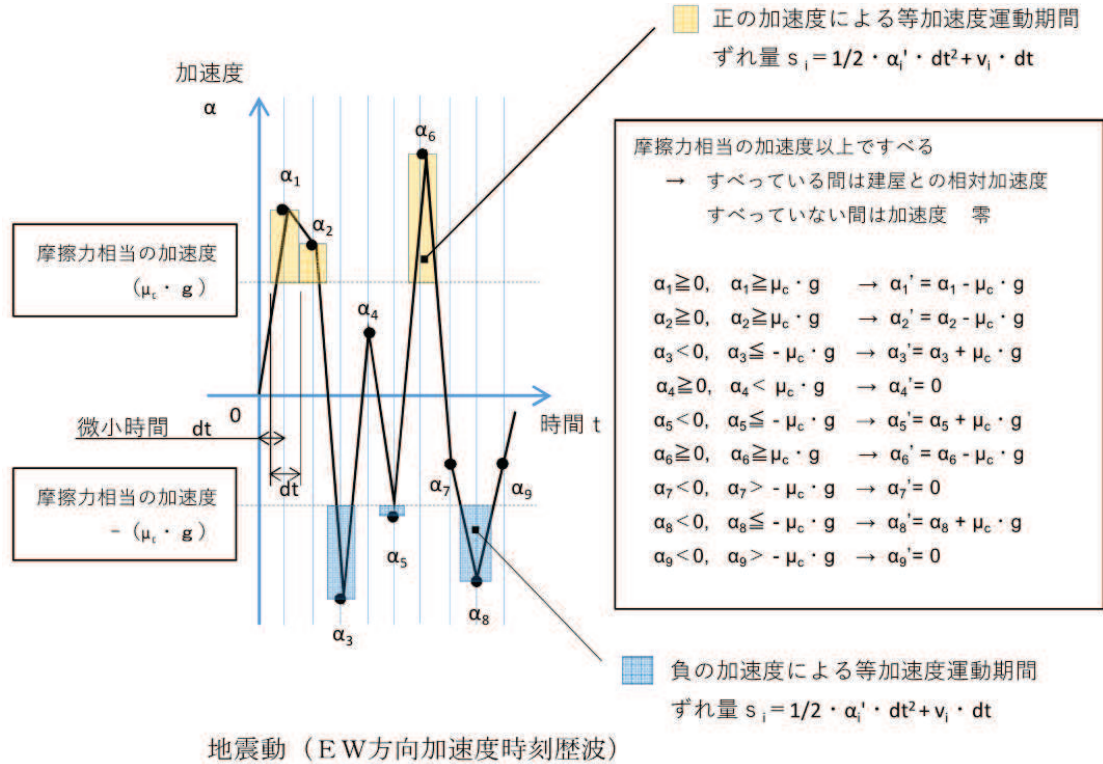
速度は, 時刻歴波の時間刻み間隔に上記の加速度を乗じた値と, 前時刻の速度の和とする。(クレーンは摩擦力相当の加速度未満ではすべらないため, 加速度が摩擦力相当の加速度未満となる時点で前時刻の速度は零となるものとする。)

この加速度および速度から, 等加速度運動による移動距離を求める。得られる各時刻の移動量を, 地震継続中において逐次積算し, この積算値の中で絶対値の最大となるものを当該時刻歴波でのすべり量とする。

すべての時刻歴波に対してこの計算を行い, 最大となるすべり量をクレーンのすべり量とする。

2.3 すべり量算出結果

表4-1にすべり量算出結果を示す。手計算による最大すべり量は、 S_{s-D1} （ケース3）で309mmとなる。



等加速度運動による微小時間のずれ量 s_i

$$s_i = 1/2 \cdot \alpha_i' \cdot dt^2 + v_i \cdot dt$$

ここで、速度 v_i は以下とする。

$$v_i = \alpha_i' \cdot dt + \sum v_{i-1}$$

（摩擦力を上回らなければすべらないため、速度 v_i の計算式のうち、それまでの累積速度を示す $\sum v_{i-1}$ は、加速度が摩擦力未満となる時点で零となるものとする。）

上記の微小時間のずれ量 s_i を逐次積算していくと、その積算値 S_i は地震加速度の交番に伴い、正值、負値へ交番する。（レール上での行き／戻りの挙動に相当する。）

$$S_i = s_i + \sum s_{i-1}$$

したがって、最大のすべり量 S は、ずれ量逐次積算値 S_i のうち、絶対値の最大となるものとする。

$$S = \max (|S_i|)$$

図4-1 すべり量算出方法の概略

表4-1 手計算により算出したすべり量

解析ケース	地震波	すべり量【mm】
ケース1（基本ケース） 建屋初期剛性： 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 地盤物性：標準地盤	S s - D 1	275
	S s - D 2	100
	S s - D 3	191
	S s - F 1	102
	S s - F 2	155
	S s - F 3	53
	S s - N 1	66
	ケース2 建屋初期剛性： 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 地盤物性：地盤物性+ σ	S s - D 1
S s - D 2		91
S s - D 3		207
S s - F 1		113
S s - F 2		136
S s - F 3		52
S s - N 1		67
ケース3 建屋初期剛性： 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 地盤物性：地盤物性- σ		S s - D 1
	S s - D 2	101
	S s - D 3	187
	S s - F 1	89
	S s - F 2	157
	S s - F 3	43
	S s - N 1	66
	ケース4 建屋初期剛性： ケース1（基本ケース）の0.78倍 地盤物性：標準地盤	S s - D 1
S s - D 2		174
S s - D 3		229
S s - F 1		132
S s - F 2		288
S s - F 3		72
S s - N 1		65
ケース5 建屋初期剛性： ケース1（基本ケース）の0.78倍 地盤物性：地盤物性+ σ		S s - D 1
	S s - D 2	160
	S s - D 3	219
	S s - F 1	139
	S s - F 2	274
	S s - F 3	78
	S s - N 1	67
	ケース6 建屋初期剛性： ケース1（基本ケース）の0.78倍 地盤物性：地盤物性- σ	S s - D 1
S s - D 2		223
S s - D 3		224
S s - F 1		119
S s - F 2		270
S s - F 3		66
S s - N 1		63

注記*：最大すべり量

3. 時刻歴解析によるすべり量

3.1 算出方針

時刻歴解析によるすべり量算出においては、工事計画認可申請書耐震計算で使用している解析モデルを使用する。クレーンのすべり量はクレーンの待機状態を想定した評価のため、解析ケースには「トロリ端部／吊荷なし」を適用する。

また、時刻歴解析に適用する地震動は、手計算の評価ですべり量が最大となった、「ケース3 S s - D 1」とする。

3.2 すべり量算出結果

時刻歴解析による最大すべり量は、図4-2のとおり637mmとなる。

なお、2.3項にて手計算により算出した最大すべり量（309mm）との差異の要因は、本評価では鉛直方向も考慮しており、その結果として、クレーンの瞬間的な浮上りの繰り返しによる入力波に偏りが発生したり、水平方向にクレーンが振られた際に一方方向側に継続的に入力波を受けることでクレーンが加速され、すべり量が大きくなったものと考えられる。

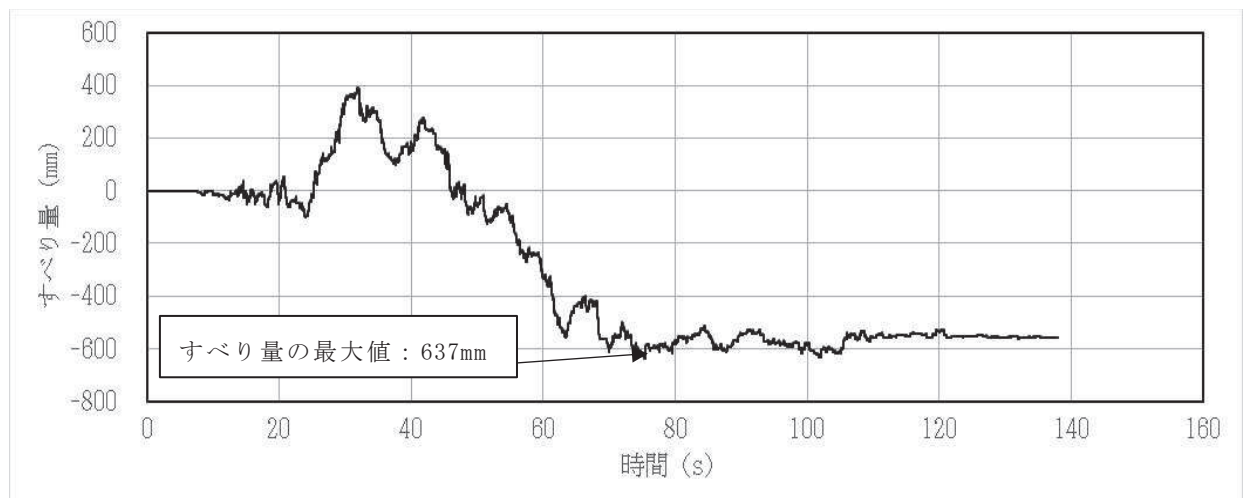


図 4-2 時刻歴解析により算出したすべり量

4. まとめ

すべり量算出の結果、クレーンの最大すべり量は 637 mmであることを確認した。一方、地震荷重は交番荷重であり、図 4-2 のように両方向へのすべりを繰り返しながら移動するため、同一方向への一度の最大移動量は 100 mm程度であること及びクレーン本体には緩衝材（レール端部（ストッパ）との衝突箇所）が取り付けられていることを踏まえるとすべりによりクレーンが転倒・落下し、上位クラス施設に波及的影響を及ぼすことは考えにくい。

走行レール及び車輪つばの耐震評価結果

1. 目的

原子炉建屋クレーン（以下「クレーン」という。）は、走行レールから車輪が脱線もしくは、走行レール及び車輪つばが破損したとしても脱線防止ラグにより落下を防止する構造であるが、念のため走行レール及び車輪つばの耐震評価を行う。

2. 算定条件

2.1 評価用地震力

走行レール及び車輪つばの評価に用いる地震力は、基準地震動 S_s に基づき以下の値とする。

水平震度：ガード部 3.43， トロリ部 0.15（摩擦係数より算出した値）

2.2 評価断面

走行レール及び車輪つばの耐震評価断面を図5-1に示す。

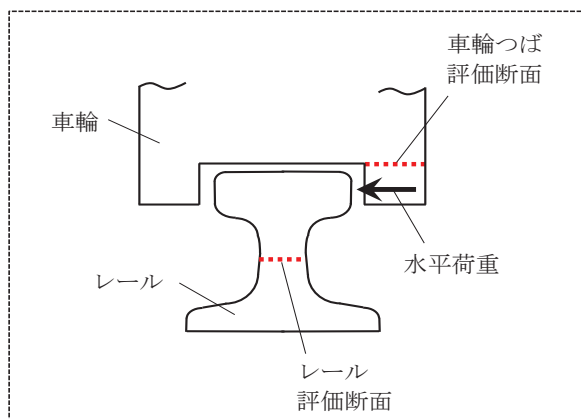


図5-1 走行レール及び車輪つばの耐震評価断面

2.3 構造材料及び許容応力

走行レール及び車輪つばの材料及び許容応力を表 5-1 に示す。

なお、波及的影響の観点から走行レールと車輪つばが破断しないことを確認することを目的に S_u 値を適用して評価を実施した。

表 5-1 材料及び許容応力

構造部材	材料	S_u (MPa)	許容応力 (MPa)	
			曲げ	せん断
走行レール			780	450
車輪つば			539	311

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 計算諸元

走行レールの計算諸元及び説明図を表 5-2 及び図 5-2 に、車輪つばの計算諸元及び説明図を表 5-3 及び図 5-3 に示す。

表 5-2 走行レールの計算諸元

項目		単位	数値
作用幅	b_{1H}	mm	
	b_{2H}	mm	
	b_{3H}	mm	
アーム長さ	h_1	mm	
高さ	L_1	mm	
	L_2	mm	
ウェブ厚さ	t_1	mm	
ウェブ断面積	A_1	mm ²	
水平力	F_H	N	
曲げモーメント	M	N・mm	
ウェブ断面係数	Z	mm ³	

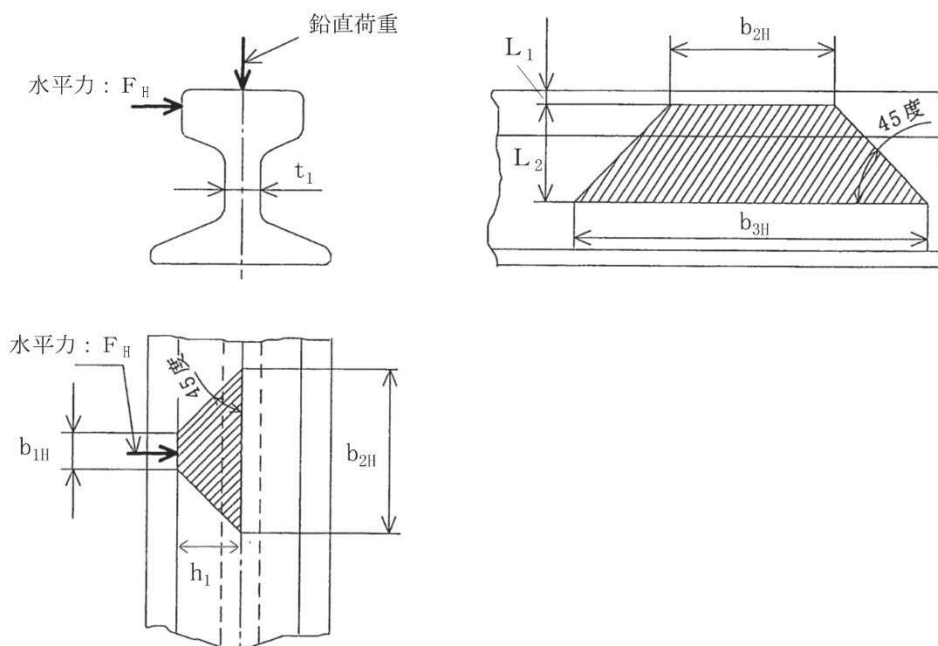


図 5-2 走行レールの計算諸元説明図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 5-3 車輪つば計算諸元

項目		単位	数値
車輪径 (つば)	D_f	mm	
車輪径 (踏面)	D_w	mm	
車輪つばの厚さ	t	mm	
車輪つばの受け長さ	ℓ	mm	
アーム長さ	h	mm	
水平力	F_H	N	
断面積	A	mm^2	
曲げモーメント	M	$\text{N} \cdot \text{mm}$	
断面係数	Z	mm^3	

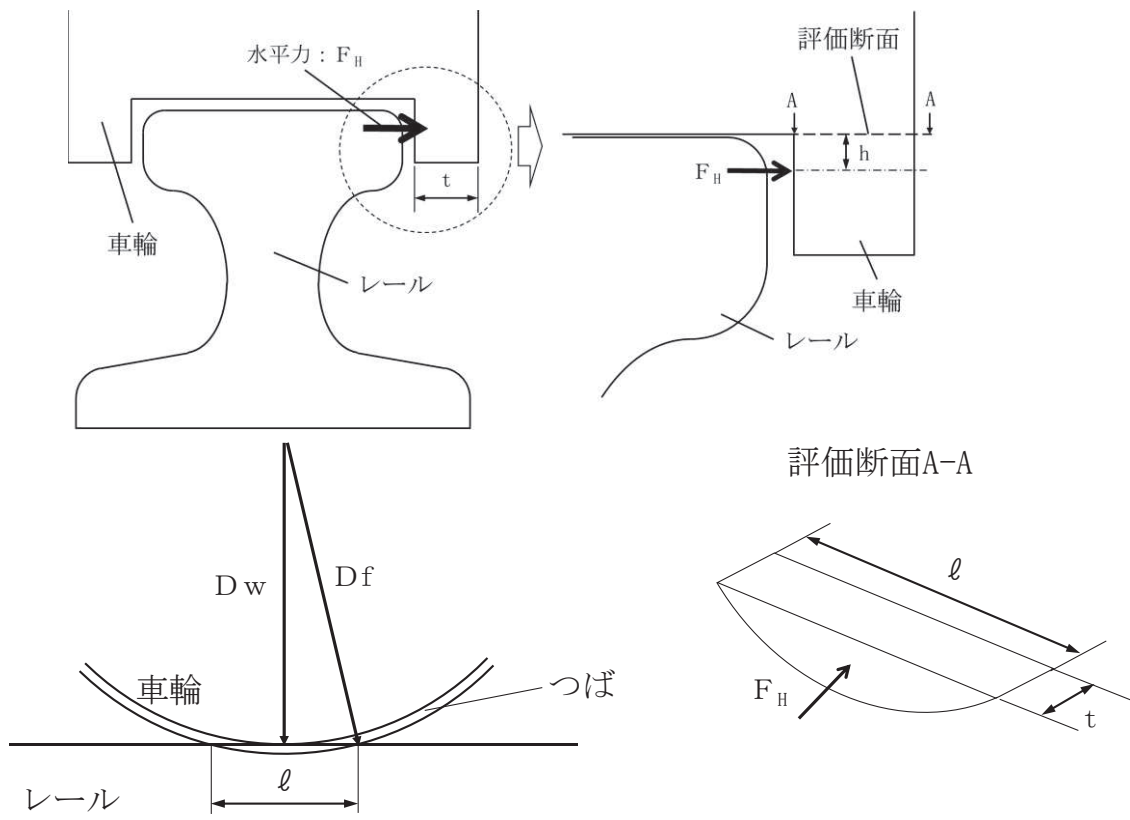


図 5-3 車輪つばの計算諸元説明図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3. 走行レール及び車輪つばの耐震評価結果

耐震評価結果を表5-4に示す。

基準地震動 S_s における，クレーンの走行レール及び車輪つばに発生する応力値は，ともに許容応力以内であることを確認した。

表5-4 クレーンの走行レール及び車輪つばの耐震評価結果

部材	材料	応力分類	発生応力 (MPa)	許容応力* (MPa)
走行レール		曲げ	662	780
		せん断	57	450
		組合せ	670	780
車輪つば		曲げ	258	539
		せん断	143	311
		組合せ	358	539

注記*：Su値を適用した許容応力。

(IV_AS評価で許容応力の算出に用いるF値（設計・建設規格SSB-3121.1(1)により規定される値）をSu値に置き換えて各応力分類の許容応力を算出した値。)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

主巻ワイヤのブレーキ制動力

1. 目的

原子炉建屋クレーン（以下「クレーン」という。）の主巻ワイヤのブレーキ制動力の評価を行い，地震時のすべりによる影響評価を行う。

2. ブレーキ制動力の評価

主巻ワイヤのブレーキによる制動力の評価結果を表6-1に示す。基準地震動 S_s によりワイヤに発生する荷重は，許容荷重であるブレーキ制動力（吊荷を保持している力）を上回り，吊荷は一時的にすべることを確認した。

表6-1 原子炉建屋クレーンの主巻ワイヤのブレーキ制動力の評価結果

基準地震動 S_s により ワイヤに発生する荷重 (N)	許容荷重 (N)
7.789×10^6	6.859×10^6

3. ブレーキのすべり量の評価

すべり量は，時刻歴解析結果から，吊荷がすべった各時間帯（地震時に荷重がブレーキ制動力を上回った場合）の荷重最大速度から各々のすべり量を算出し，最終的に合算することで地震発生から収束するまでのすべり量を算出した。

地震時のすべり量は，約253mmとなる。（図6-1）

4. 地震時のすべりによる影響評価

ブレーキについては，制動力を上回る負荷トルクが発生し，スリップ（ブレーキがすべる）することが考えられるが，地震による加速度は交番加速度であり，スリップは一時的なものと考えられ，吊荷が大きく落下することはない。

通常の吊荷の取扱い高さを考慮すれば，吊荷が原子炉建屋オペレーティングフロアの床面及び使用済燃料貯蔵プール水面に達することはないと評価した。

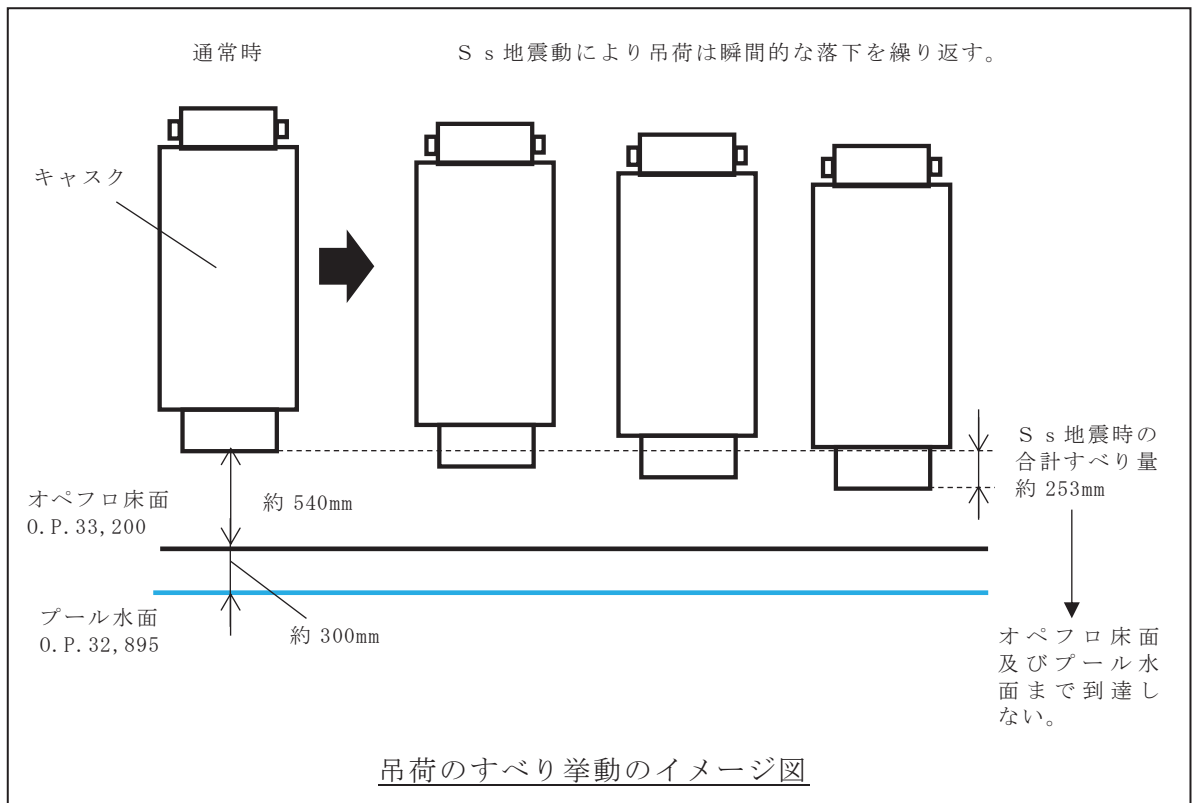
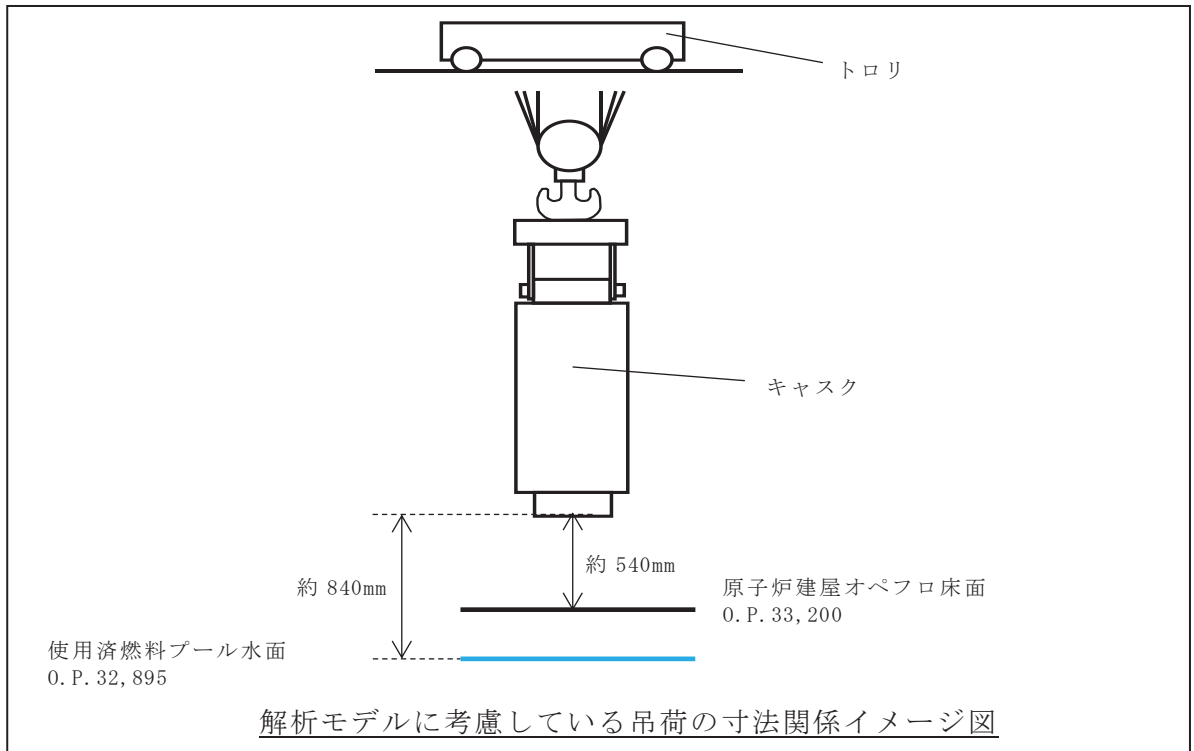


図 6-1 地震時のすべり量

【算定条件】

(1)ワイヤに発生する荷重 $7.789 \times 10^6 \text{ N}$

(基準地震動 S_s による地震応答解析結果)

(2)ブレーキ制動力の算定

ブレーキ制動力の算定に用いる計算条件を表6-2に、算出説明図を図6-2に示す。

表6-2 ブレーキ制動力の計算条件

項目		単位	数値	備考
ドラム径	D	Mm		
定格質量	m_L	Kg		
フック質量	m_H	Kg		
ロープ掛数	N	本		
ドラムの巻取本数	N'	本		
ブレーキ台数	n	個		
ブレーキ容量	T_B	$\text{N} \cdot \text{mm}$		
重力加速度	g	m/s^2		
シーブ効率	η	—		
減速機減速比	i	—		
ロープ荷重	F	N		$(m_L + m_H)g / (N \eta)$
負荷トルク	T	$\text{N} \cdot \text{mm}$		$N' F \cdot (D/2 \cdot i)$
安全率	S	—		$n T_B / T$
許容荷重	—	N		$(m_L + m_H) g \cdot S$

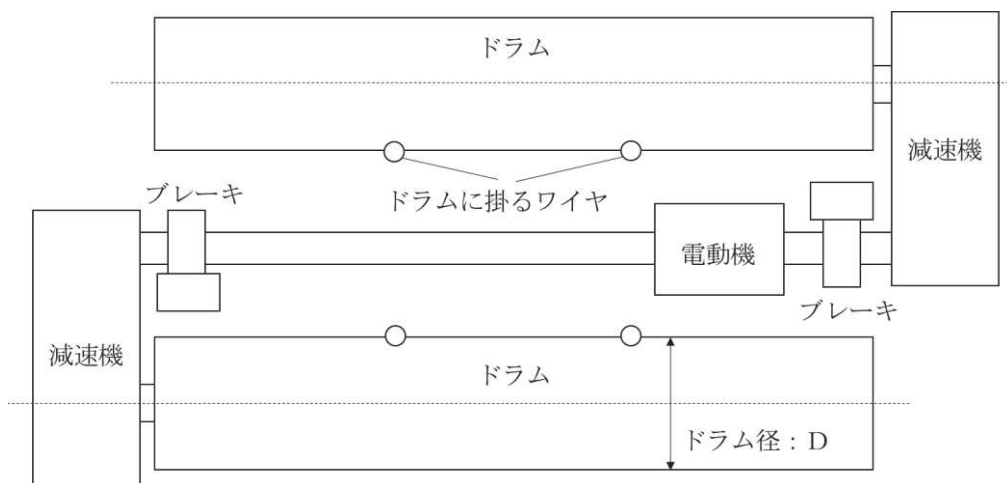
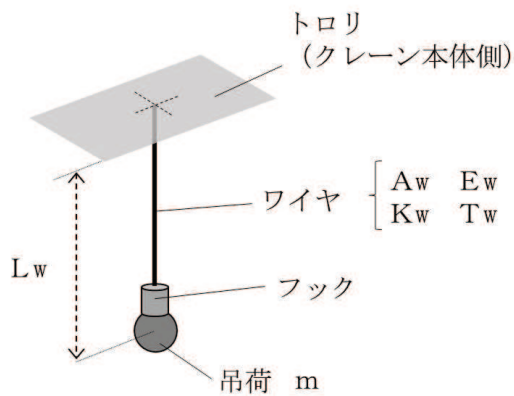


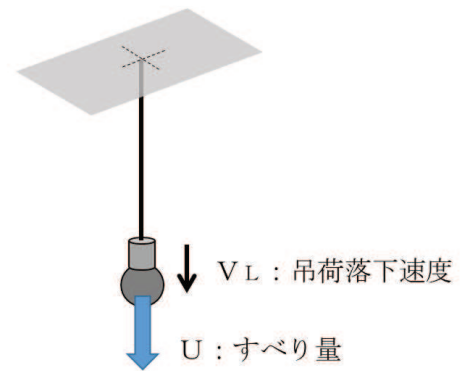
図6-2 ブレーキ制動力算出説明図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

【評価方法】



<吊荷荷重発生時>



ワイヤの剛性 Kw

$$K_w = \frac{E_w \cdot A_w}{L_w}$$

ここで、

Lw : ワイヤ長さ mm

Aw : ワイヤ断面積 (ワイヤ 1 本の断面積 × 掛数) mm²

Ew : 縦弾性係数 MPa

ワイヤの固有周期 Tw

$$T_w = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_w}}$$

ここで、

m : 吊荷質量

以上より、ブレーキがすべる時間は固有周期 ÷ 2 の時間であることから、すべり量 U は

$$U = \frac{V_L \cdot T_w}{2}$$

ここで、

VL : 吊荷落下速度 (非線形時刻歴応答解析結果の吊荷の最大速度)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

側面の接触による摩擦力の影響

1. 目的

原子炉建屋クレーンの評価においては、「各方向地震力の非同時性を考慮することにより側面摩擦を考慮しない」ことについて、側面の接触による摩擦力の影響を評価し、クレーン本体ガーダの曲げ応力への影響を確認した。

2. 算定条件

2.1 検討対象部位

側面摩擦の影響確認においては、工事計画認可申請書評価部位のうち発生応力が大きく、側面摩擦による荷重増加の影響を受けると考えられ、裕度の小さい「クレーン本体ガーダの曲げ応力」に着目し、検討する。

2.2 検討対象ケース

原子炉建屋クレーンに水平力が加わった際、図7-1に示す寸法関係より、脱線防止ラグがランウェイガーダに接触するよりも先に車輪つばとレール側面が接触する。このため、「車輪つばとレール側面が接触する場合」を側面接触による摩擦力の影響を検討するケースとして選定する。

また、車輪が走行レールに乗り上げた場合には、脱線防止ラグとランウェイガーダが接触することから「脱線防止ラグとランウェイガーダが接触する場合」についても検討を行う。

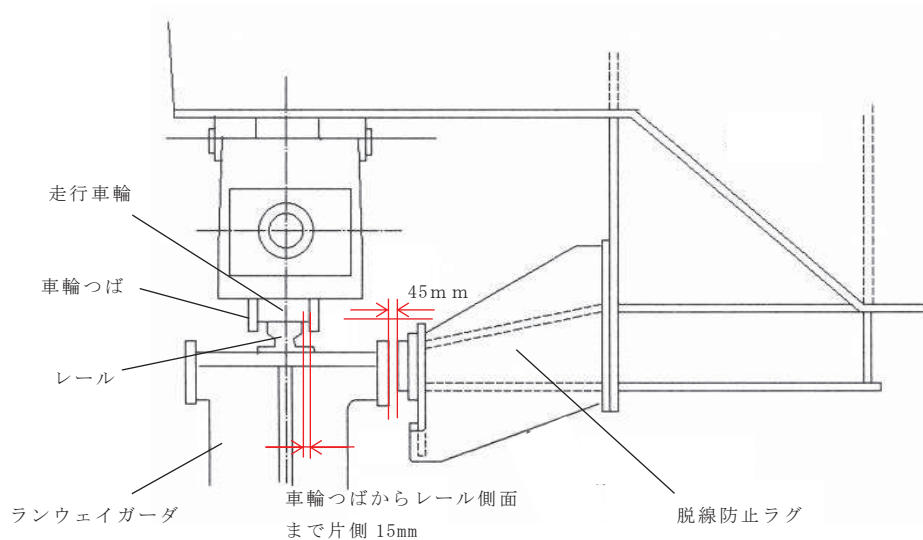


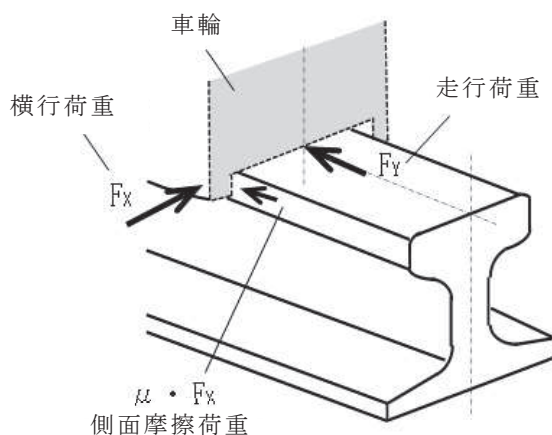
図7-1 走行車輪と脱線防止ラグの隙間関係

2.3 影響試算方法

a. 車輪つばとレール側面が接触する場合

図7-2に示すとおり，横行荷重から側面摩擦の荷重を試算し，側面摩擦による走行荷重の増加分をクレーン本体ガード応力に考慮した評価を行う。

なお，側面摩擦を考慮した場合のクレーン本体ガード応力は走行荷重（摩擦あり）と走行荷重（摩擦なし）の比率を基に算出する。



$$F_x = \boxed{}$$

$$F_y = \boxed{}$$

$$\mu = 0.15$$

$$\text{走行荷重（摩擦あり）} = F_y + \mu \cdot F_x$$

車輪つばとレール側面の接触時

の摩擦係数は走行車輪の数と駆動輪の数の関係から $\mu = 0.3 \times 4/8 = 0.15$ で評価

水平曲げモーメントによる曲げ応力： σ_{Vb}

鉛直曲げモーメントによる曲げ応力： σ_{Hb}

クレーン本体ガードに発生する曲げ応力（摩擦なし）： $\sigma_{bg} = \sigma_{Vb} + \sigma_{Hb}$

クレーン本体ガードに発生する曲げ応力（摩擦あり）

$$: \sigma'_{bg} = (F_y + \mu \cdot F_x) / F_y \cdot \sigma_{Hb} + \sigma_{Vb}$$

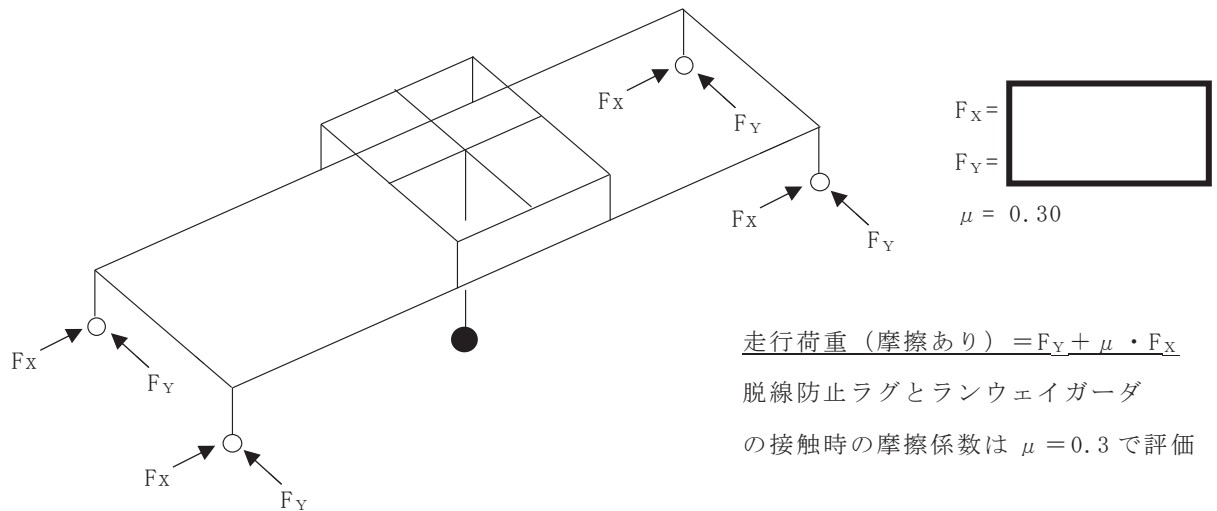
図7-2 側面摩擦の影響試算（車輪つばとレール側面が接触する場合）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

b. 脱線防止ラグとランウェイガーダが接触する場合

図7-3に示すとおり，横行荷重から側面摩擦の荷重を試算し，側面摩擦による走行荷重の増加分をクレーン本体ガーダ応力に考慮した評価を行う。

なお，側面摩擦を考慮した場合のクレーン本体ガーダ応力は走行荷重（摩擦あり）と走行荷重（摩擦なし）の比率を基に算出する。



水平曲げモーメントによる曲げ応力： σ_{Vb}

鉛直曲げモーメントによる曲げ応力： σ_{Hb}

クレーン本体ガーダに発生する曲げ応力（摩擦なし）： $\sigma_{bg} = \sigma_{Vb} + \sigma_{Hb}$

クレーン本体ガーダに発生する曲げ応力（摩擦あり）

$$: \sigma'_{bg} = (F_y + \mu \cdot F_x) / F_y \cdot \sigma_{Hb} + \sigma_{Vb}$$

図7-3 側面摩擦の影響試算（脱線防止ラグとランウェイガーダが接触する場合）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3. 影響検討結果

側面の接触による摩擦力がクレーン本体ガーダの評価に及ぼす影響について、確認結果を表7-1に示す。

「車輪つばとレール側面が接触する場合」及び「脱輪防止装置とレール躯体が接触する場合」のどちらのケースにおいてもクレーン本体ガーダの曲げ応力は許容応力以下であることを確認した。

表7-1 側面摩擦の影響確認結果

検討ケース	側面摩擦 有無	クレーン本体ガーダの曲げ応力 (MPa)	
		発生値	許容値
側面摩擦なし		267	336
車輪つばとレール側面が 接触する場合	側面摩擦あり	272	
脱線防止ラグとランウェイ ガーダが接触する場合	側面摩擦あり	277	

原子炉建屋クレーンガーダ鉄骨の基準地震動 S_s による地震力に対する検討

1. 検討概要

原子炉建屋クレーンは、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、転倒または落下により波及的影響を及ぼさないことを確認する必要がある。ここでは、原子炉建屋クレーンを支持するクレーンガーダ鉄骨が基準地震動 S_s による地震荷重に対して、原子炉建屋クレーンの支持に影響を及ぼさないことを確認する。原子炉建屋クレーンの概要図を図 8-1 に示す。

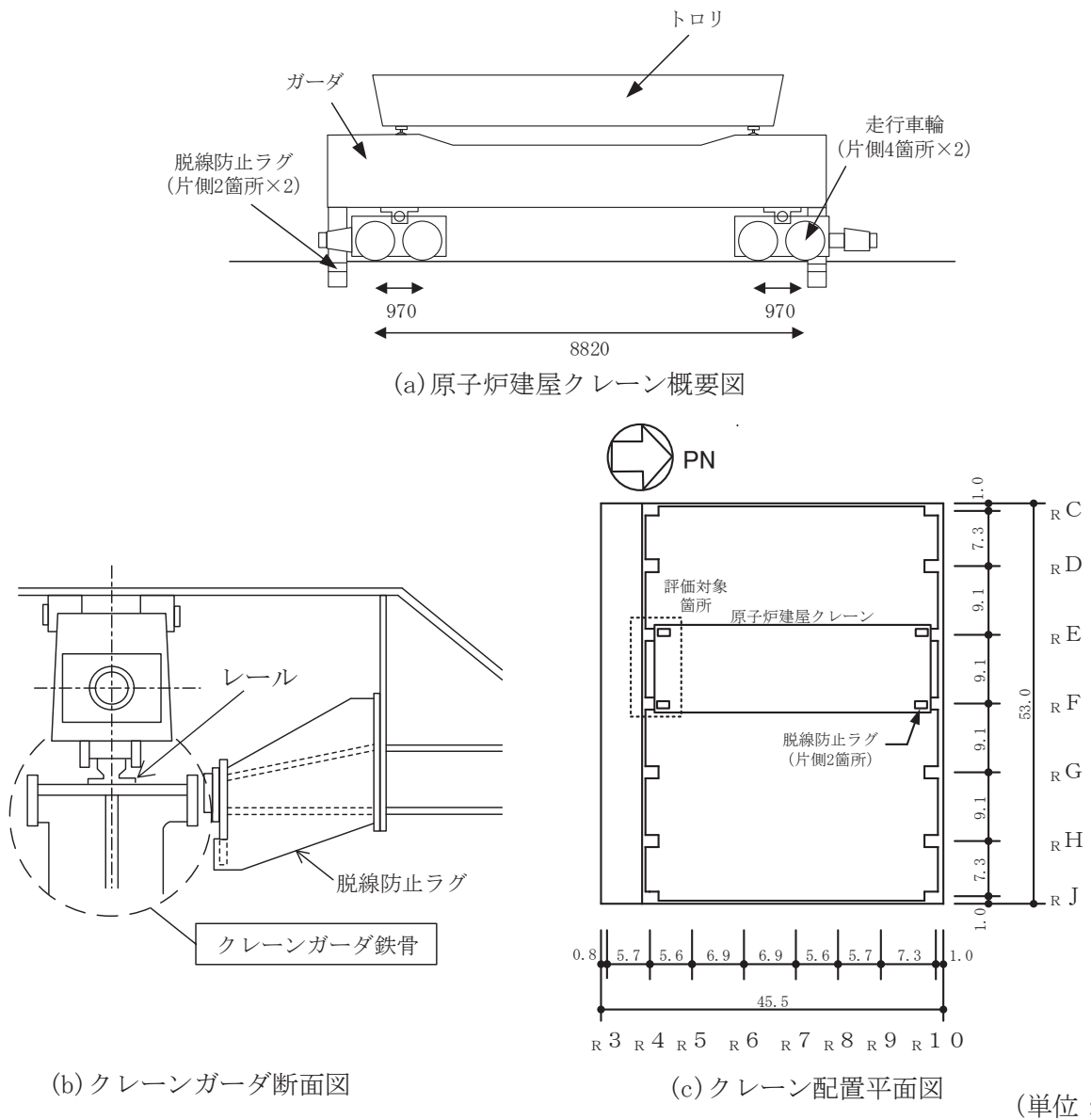


図 8-1 原子炉建屋クレーン概要図

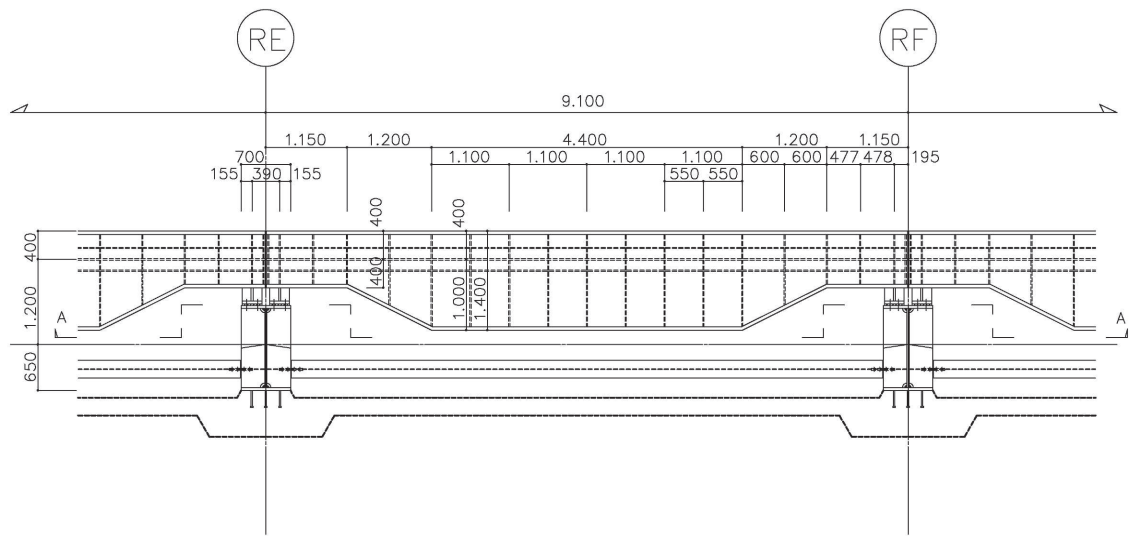
2. 検討方針

本検討においては、原子炉建屋クレーンが転倒または落下により波及的影響を及ぼさないことを確認するために、基準地震動 S_s による地震荷重に対してクレーンガーダ鉄骨に生じる変位量を算出し、クレーンガーダ鉄骨に生じる変位量が、原子炉建屋クレーンが落下する変位量を下回ることを確認する。

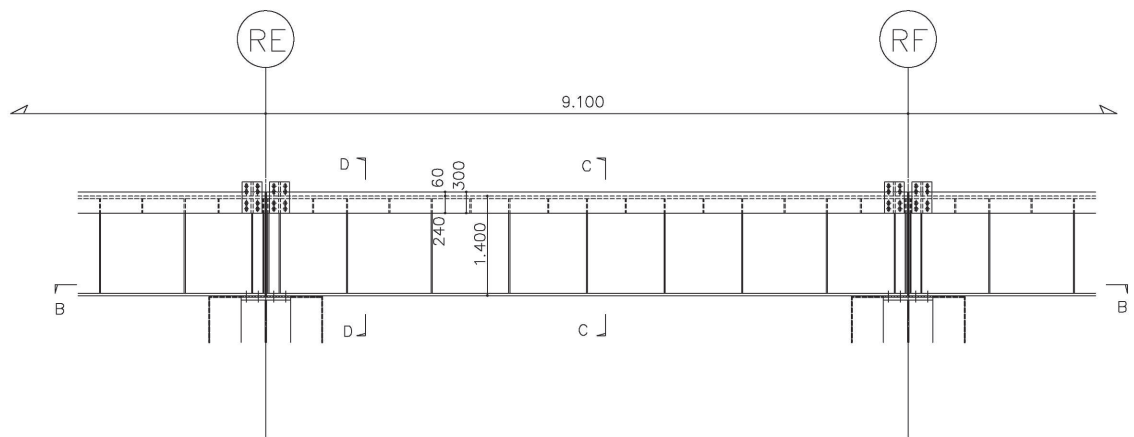
3. クレーンガーダ鉄骨の評価

クレーンガーダ鉄骨の評価においては、3次元 FEM モデルによる静的弾塑性解析を行い、クレーンガーダ鉄骨に生じる変位量を算出する。

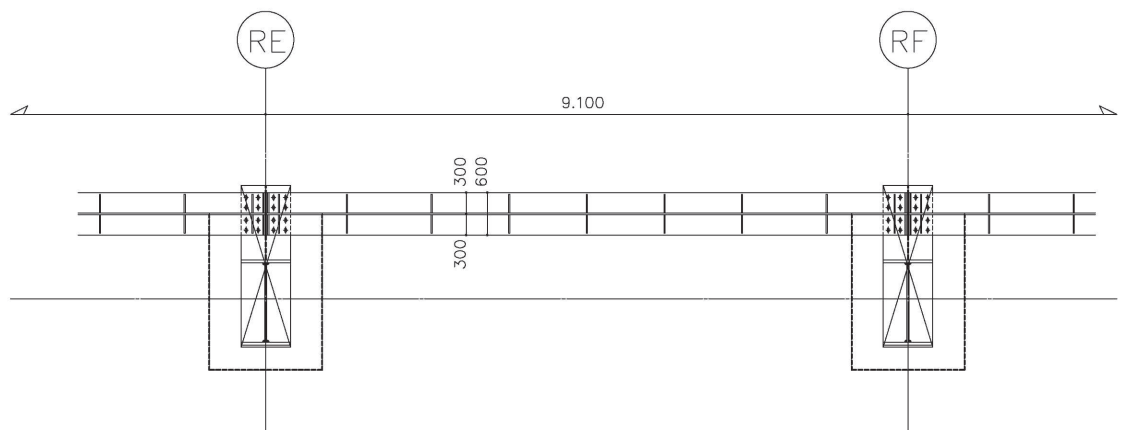
クレーンガーダ鉄骨の評価箇所は、生じる変位量が最も大きくなるように、支持スパンが最も長い $R_E - R_F$ 間の R_4 通り側とする。クレーンガーダ鉄骨の平断面及び断面図を図 8-2 に示す。



(a) 平面図

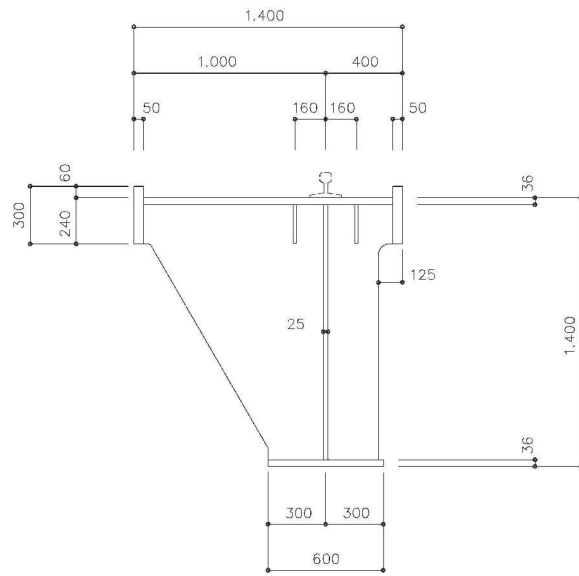


(b) A-A 断面図

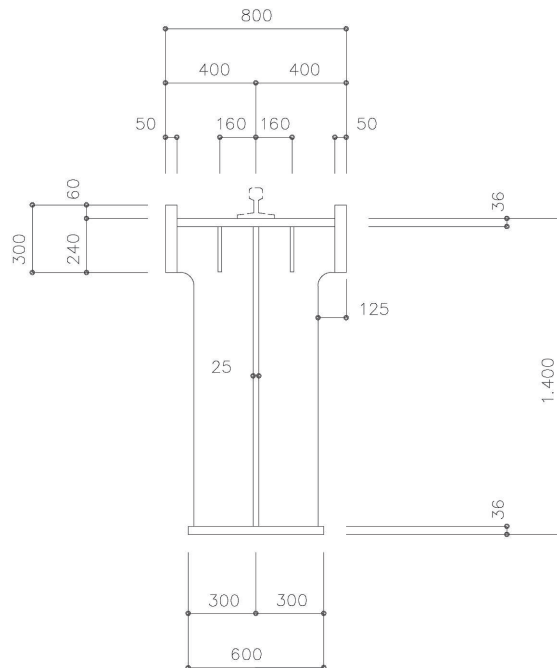


(c) B-B 平面図

図 8-2 (1) クレーンガーダ鉄骨の平面図及び断面図 (1/3)

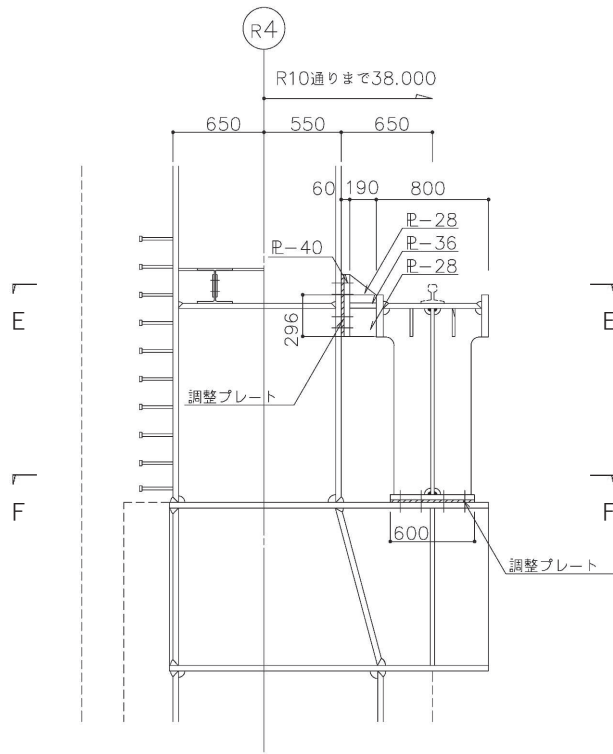


(d) C-C 断面図

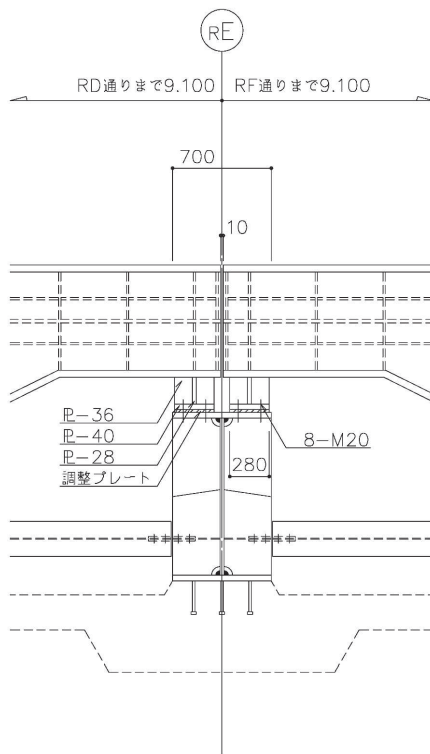


(e) D-D 断面図

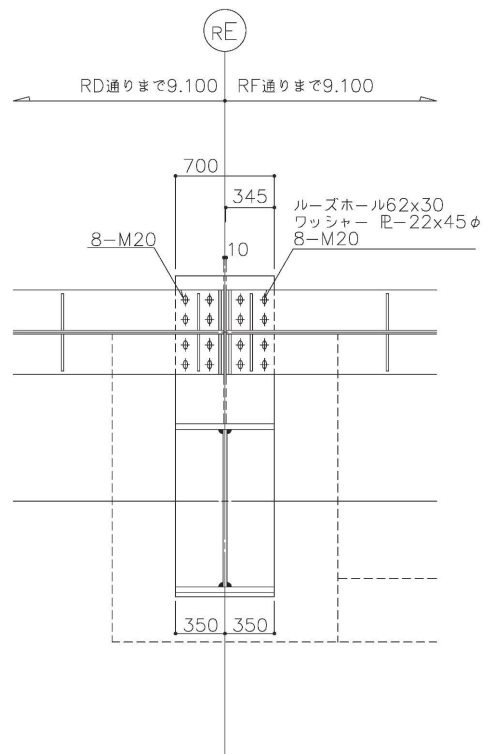
図 8-2 (2) クレーンガーダ鉄骨の平面図及び断面図 (2/3)



(f) R E 通クレーン支持部断面図



(g) E-E 断面図



(h) F-F 断面図

図 8-2 (3) クレーンガーダ鉄骨の平面図及び断面図 (3/3)

3.1 使用材料

クレーンガーダ鉄骨の鋼材の基準強度 F 及び材料強度を表 8-1 に示す。鋼材の材料強度は、「建設省告示第 2464 号」に基づき、基準強度 F の 1.1 倍とする。

表 8-1 使用鋼材の基準強度及び材料強度

材料		厚さ (mm)	基準強度 F (N/mm ²)	材料強度* (N/mm ²)
構造用鋼材	SM490A	40 以下	325	357
		40 を超え 100 以下	295	324

注記*：基準強度 F の 1.1 倍とする。

3.2 荷重

3.2.1 固定荷重

固定荷重としてクレーンガーダ鉄骨自体の自重を考慮する。

3.2.2 地震荷重

クレーンガーダ鉄骨に作用する地震荷重は、基準地震動 S_s による地震応答解析結果「VI-2-2-1 原子炉建屋の地震応答計算書」に基づき、材料物性の不確かさを考慮した水平震度及び鉛直震度より設定する。クレーンガーダ鉄骨に作用する水平震度及び鉛直震度を表 8-2 に示す。

表 8-2 クレーンガーダ鉄骨に作用する水平震度及び鉛直震度

水平震度 (-)	鉛直震度 (-)
2.9	1.6

3.2.3 原子炉建屋クレーンによる荷重

クレーンガーダ鉄骨には、原子炉建屋クレーンにより、脱線防止ラグを介して水平荷重が、走行車輪を介して鉛直荷重が伝達される。原子炉建屋クレーンによる荷重の概念図を図 8-3、荷重値を表 8-3 に示す。原子炉建屋クレーンによる荷重には、基準地震動 S_s による地震応答解析結果「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」に基づく材料物性の不確かさを考慮した荷重及び自重が含まれる。

荷重の作用位置は、原子炉建屋クレーンの位置に応じて 6 通りを考慮する。荷重ケースを表 8-4、荷重ケース毎の原子炉建屋クレーンの位置と作用荷重の概念図を図 8-4 に示す。

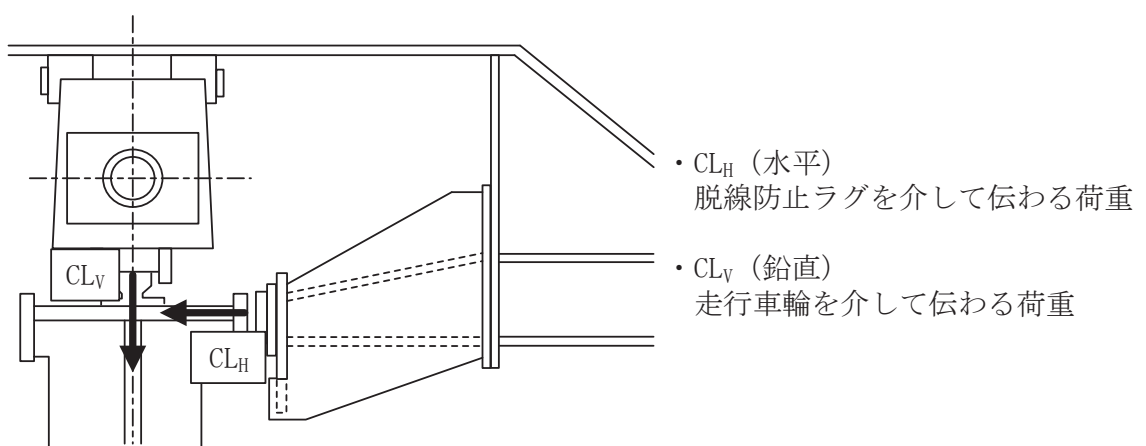


図 8-3 原子炉建屋クレーンによる荷重の概念図

表 8-3 原子炉建屋クレーンによる荷重値

方向	荷重値 (kN)
水平 (CL _H) * ¹	5602
鉛直 (CL _V) * ²	5563

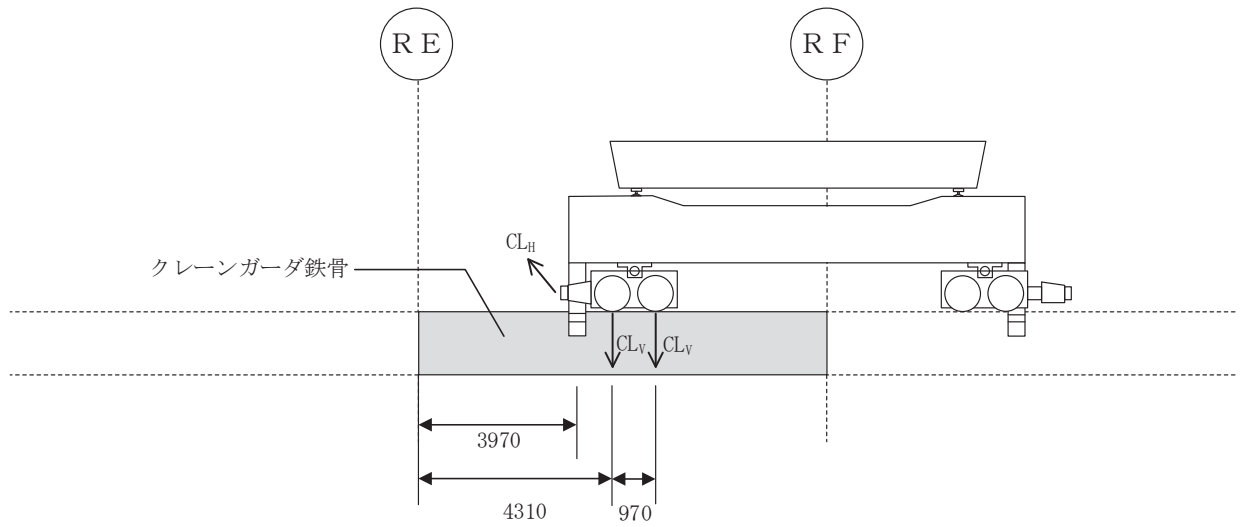
注記*1：脱線防止ラグ1箇所当たりの荷重。

*2：原子炉建屋クレーンの自重を含む一隅（走行車輪2輪）当たりの荷重。

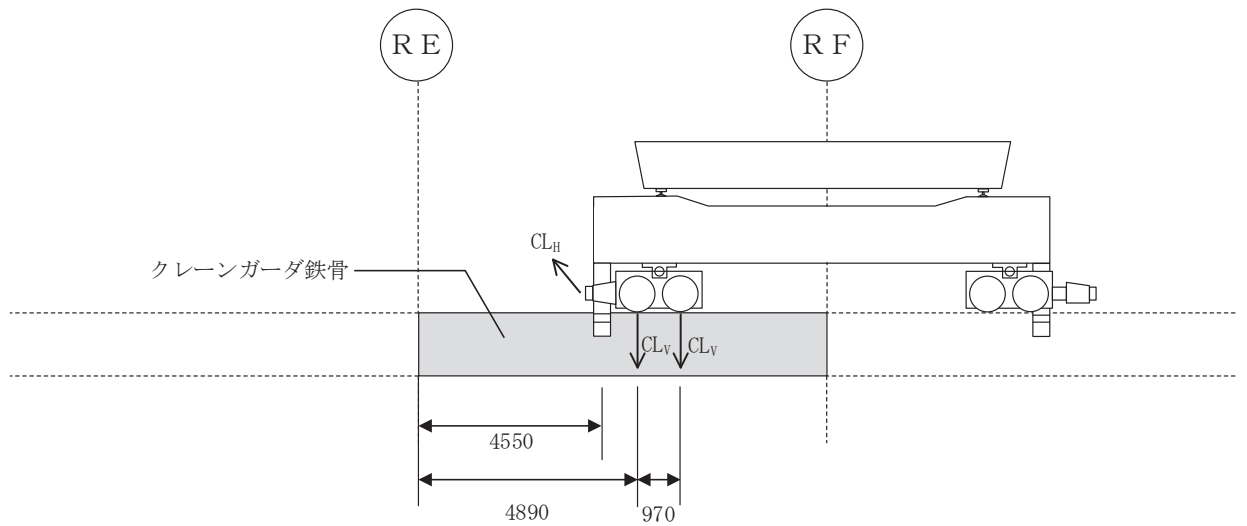
表 8-4 原子炉建屋クレーンの位置に応じた荷重ケース

荷重ケース	内容	車輪位置* (m)
1	鉛直曲げモーメント最大（中央部）	4.31
2	水平曲げモーメント最大（中央部）	4.89
3	鉛直せん断力最大（端部）	0.00
4	鉛直曲げモーメント最大（端部）	1.15
5	水平曲げモーメント最大（端部）	1.49
6	水平せん断力最大（端部）	0.34

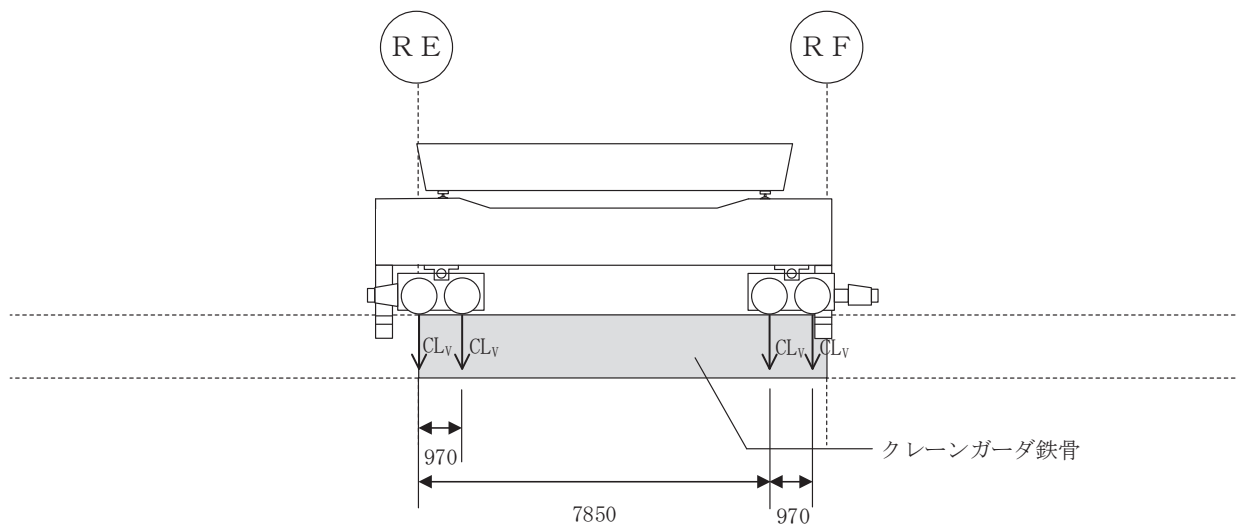
注記*：RE通りから最も近い車輪までの間の距離



(a) 荷重ケース 1 鉛直曲げモーメント最大 (中央部)

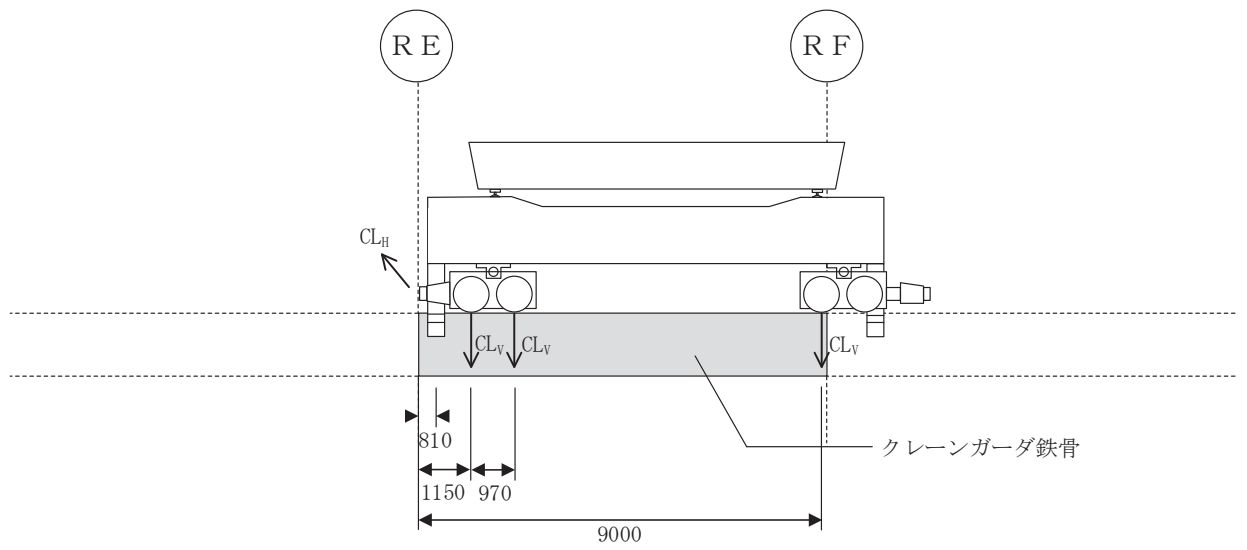


(b) 荷重ケース 2 水平曲げモーメント最大 (中央部)

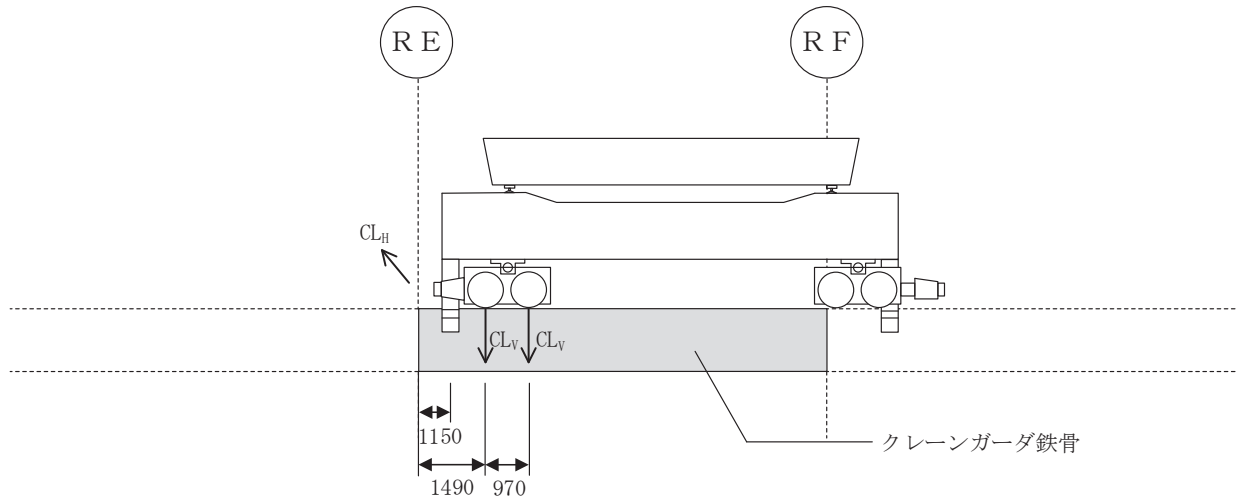


(c) 荷重ケース 3 鉛直せん断力最大 (端部)

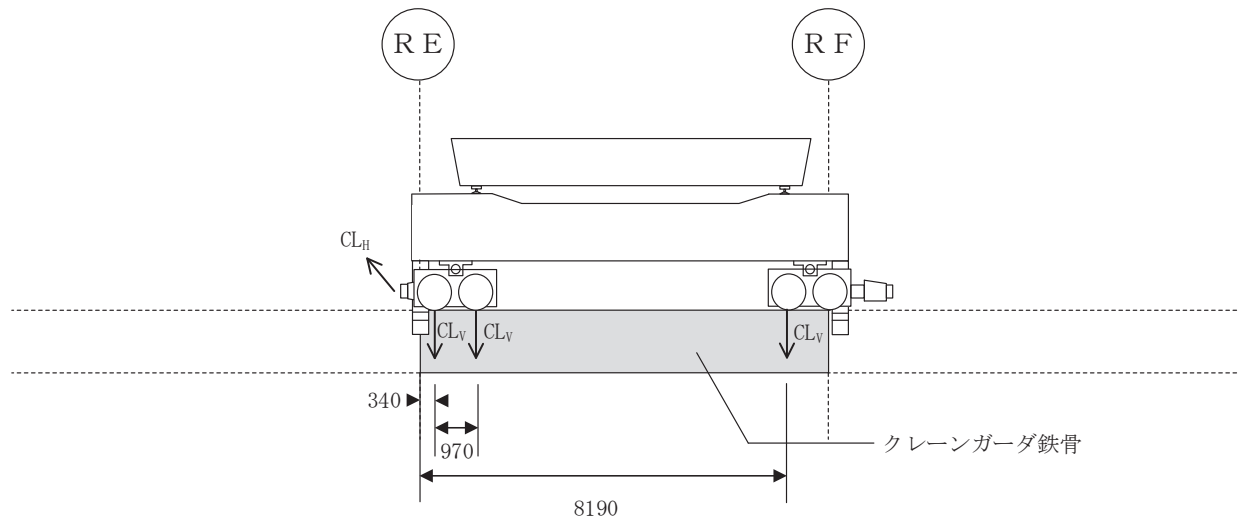
図 8-4 (1) 原子炉建屋クレーンの位置と作用荷重の概念図 (1/2)



(d) 荷重ケース 4 鉛直曲げモーメント最大 (端部)



(e) 荷重ケース 5 水平曲げモーメント最大 (端部)



(f) 荷重ケース 6 水平せん断力最大 (端部)

図 8-4 (2) 原子炉建屋クレーンの位置と作用荷重の概念図 (2/2)

3.2.4 地震荷重の組合せ

地震荷重における水平動と鉛直動の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-2015）」に基づき、次式の組合せ係数法を用いることとし、水平動と鉛直動による荷重を同時に入力する。

- $1.0 \times \text{水平方向} + 0.4 \times \text{鉛直方向}$
- $0.4 \times \text{水平方向} + 1.0 \times \text{鉛直方向}$

3.3 応力解析

3.3.1 解析モデル

クレーンガーダ鉄骨の解析は、解析コード「ABAQUS」による3次元FEMの静的弾塑性解析とする。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要は、添付書類「VI-5-13 計算機プログラム（解析コード）の概要・ABAQUS」に示す。

クレーンガーダ鉄骨の鋼材はシェル要素にてモデル化する。解析モデル図を図8-5に示す。

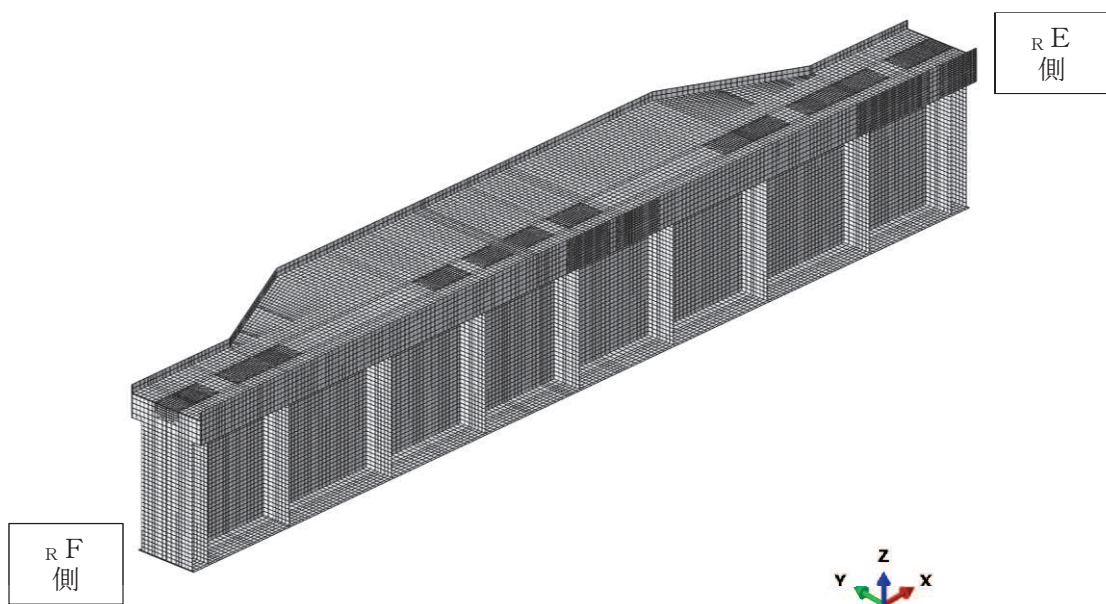


図8-5 解析モデル図

3.3.2 境界条件

解析モデルの境界条件を表 8-5 及び図 8-6 に示す。図 8-2 のとおり、クレーンガーダ鉄骨はスパンごとに 10mm のギャップがあることから単スパンでモデル化し、原子炉建屋躯体との接合面に対して拘束条件を設定する。

表 8-5 境界条件の設定

位置		境界条件*
上フランジ 柱側面	R E 通り側	Y 並進方向拘束
	R F 通り側	Y 並進方向拘束
下フランジ	R E 通り側	Y, Z 並進方向拘束
	R F 通り側	X, Y, Z 並進方向拘束

注記* : X 方向 : クレーンガーダ軸方向, Y 方向 : クレーンガーダ軸直交水平方向,
Z 方向 : 鉛直方向

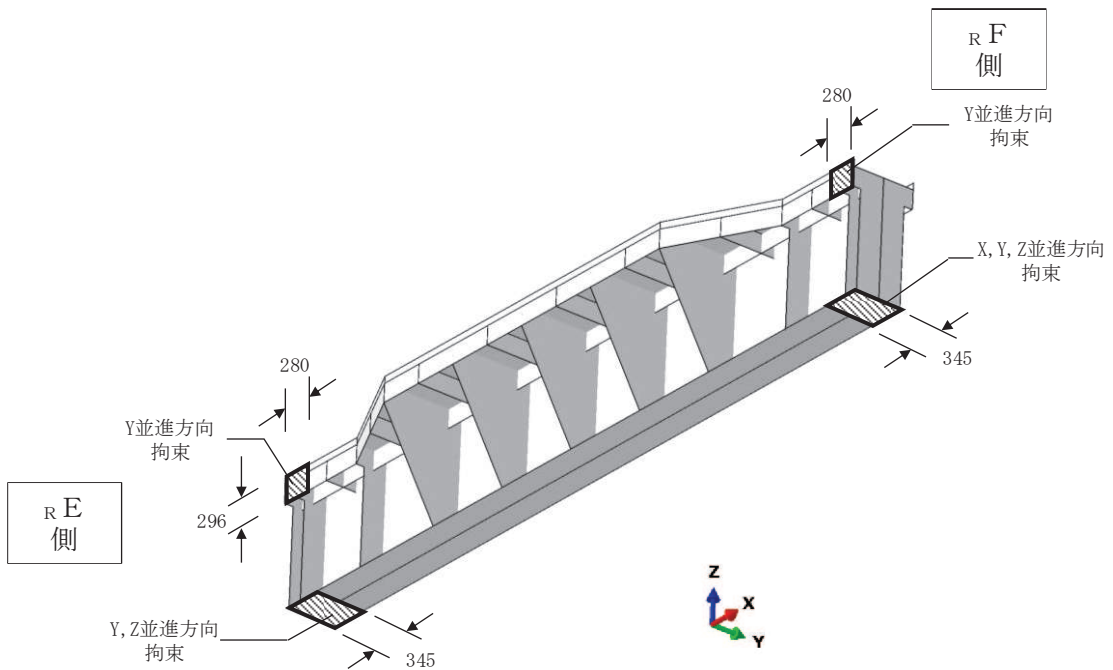


図 8-6 境界条件の設定

3.3.3 材料特性

クレーンガーダ鉄骨の鋼材の材料特性を表 8-6、応力-ひずみ関係を図 8-7 に示す。

表 8-6 鋼材の材料特性

鋼材の種類	厚さ (mm)	ヤング係数*1 E (N/mm ²)	ポアソン比*1 ν (-)	降伏強度*2 σ_y (N/mm ²)	引張強さ*3 σ_u (N/mm ²)	破断ひずみ*3 ϵ_u (-)
SM490A	16 以下	2.05×10^5	0.3	357	490	0.17
	16 を超え 40 以下			357	490	0.21
	40 を 超えるもの			324	490	0.21

注記*1：「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」による。

*2：「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」で規定される F 値に対して、「建設省告示第 2464 号」に基づき、1.1 倍した値。

*3：「J I S G 3 1 0 6-2015 溶接構造用圧延鋼材」による。

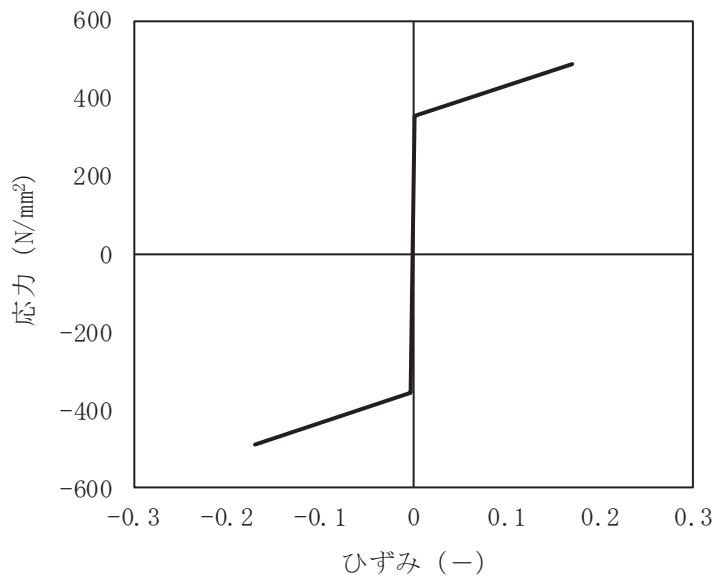


図 8-7 (1) 鋼材の応力-ひずみ関係 (厚さ 16mm 以下)

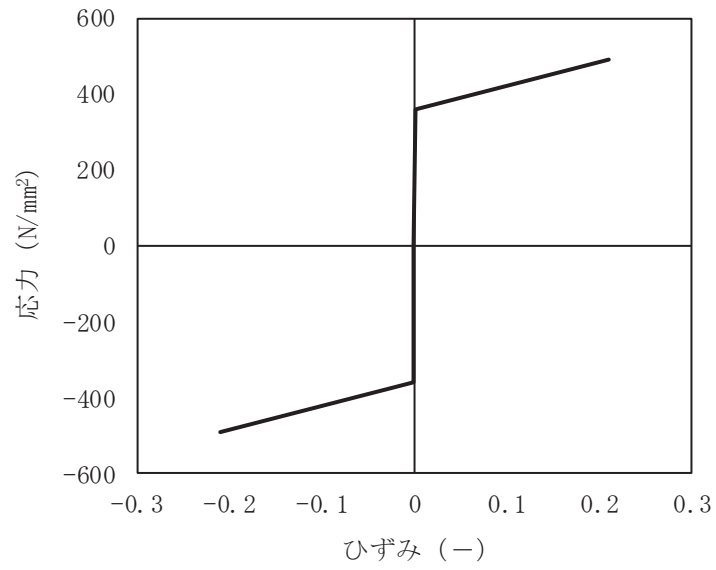


図 8-7 (2) 鋼材の応力-ひずみ関係 (厚さ 16mm を超え 40mm 以下)

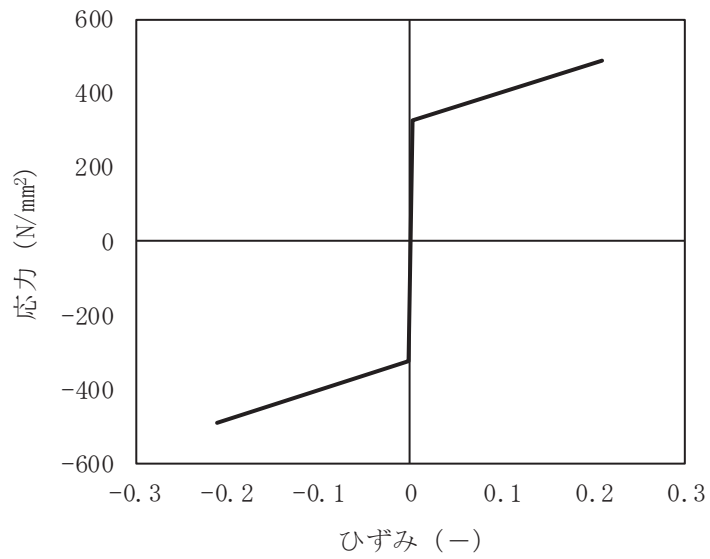


図 8-7 (3) 鋼材の応力-ひずみ関係 (厚さ 40mm を超えるもの)

3.4 クレーンガーダ鉄骨の評価結果

3.4.1 静的弾塑性解析結果

静的弾塑性解析結果を表 8-7 に示す。

クレーンガーダ鉄骨に生じる水平変位が最も大きい荷重ケース（ケース 2：水平×1.0，鉛直×0.4）について，最大変位の発生位置と部材角を表 8-8 及び図 8-8 に，ひずみ分布図を図 8-9 に示す。図 8-9 (2) に示すとおり，クレーンガーダ鉄骨の塑性化範囲は全体の極一部であることを確認した。このとき，クレーンガーダ鉄骨に生じる水平変位は最大で 28.75mm となった。

また，クレーンガーダ鉄骨に生じる応力度が最も大きい荷重ケース（ケース 5：水平×1.0，鉛直×0.4）の応力度分布を図 8-10 に，ひずみ分布を図 8-11 に示す。図 8-11 (2) に示すとおり，ケース 2 と同様に，クレーンガーダ鉄骨の塑性化範囲は全体の極一部であることを確認した。なお，クレーンガーダ鉄骨に局部的に生じる塑性ひずみは最大で 0.0311 であり鋼材の破断ひずみ 0.17 に対して十分に小さいこと，クレーンガーダ鉄骨に生じる最大応力度は 394N/mm² であり引張強さ 490N/mm² を下回ることを確認した。

表 8-7 静的弾塑性解析結果

荷重 ケース	地震荷重 組合せ係数	最大変位 (mm)		最大応力度 (N/mm ²)	(参考) 鋼材に 生じるひずみ* (-)
		水平	鉛直		
1	① 水平×1.0 鉛直×0.4	27.69	15.07	375	0.0185
	② 水平×0.4 鉛直×1.0	12.45	19.85	358	0.00203
2	① 水平×1.0 鉛直×0.4	28.75	15.40	371	0.0151
	② 水平×0.4 鉛直×1.0	12.52	19.14	358	0.00113
3	① 水平×1.0 鉛直×0.4	4.86	5.12	357	0.000328
	② 水平×0.4 鉛直×1.0	1.86	8.98	375	0.0126
4	① 水平×1.0 鉛直×0.4	7.71	5.98	380	0.0221
	② 水平×0.4 鉛直×1.0	4.16	11.16	362	0.00428
5	① 水平×1.0 鉛直×0.4	10.78	8.03	394	0.0311
	② 水平×0.4 鉛直×1.0	5.72	13.03	361	0.00339
6	① 水平×1.0 鉛直×0.4	4.94	5.05	369	0.00958
	② 水平×0.4 鉛直×1.0	1.65	8.07	369	0.00892

注：網掛けは最大値（ケース 2：変位最大，ケース 5：応力度最大）を示す。

注記*：モデル全体における最大の相当塑性ひずみを示す。

表 8-8 最大変位発生位置と部材角 (ケース 2-① : 変位最大ケース)

	通芯からの距離 L (mm)	最大変位 d (mm)	部材角 (d/L)
水平	4,422.5 (R E 側から)	-28.75	1 / 150
鉛直	4,385.0 (R F 側から)	-15.40	1 / 280

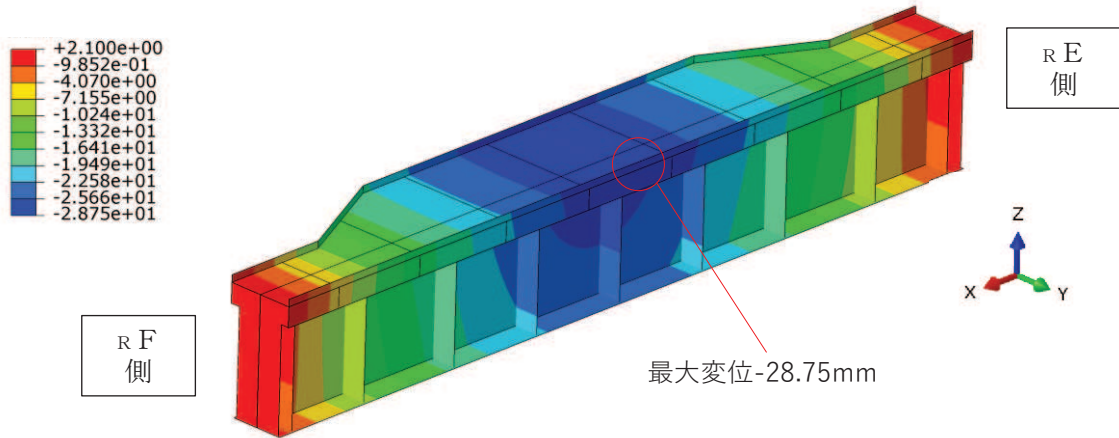


図 8-8 (1) 最大変位発生位置 (ケース 2-① : 変位最大ケース 水平)

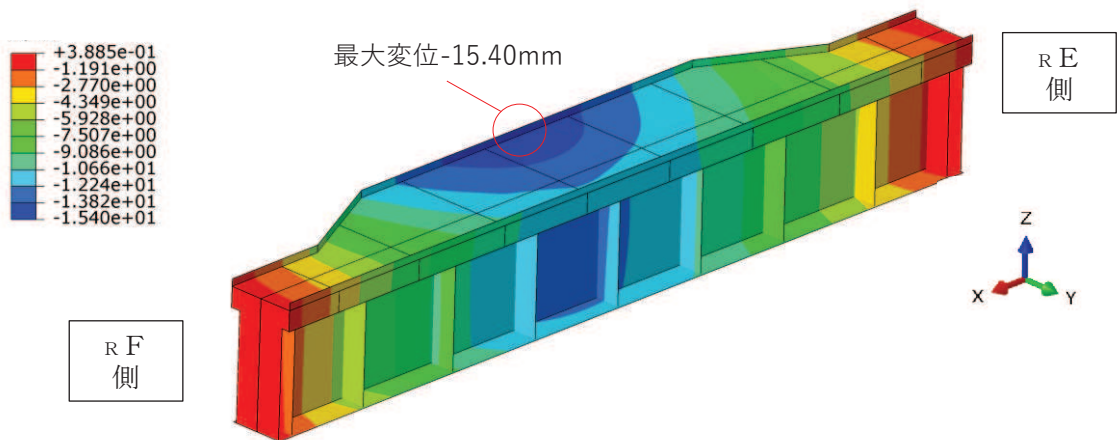


図 8-8 (2) 最大変位発生位置 (ケース 2-① : 変位最大ケース 鉛直)

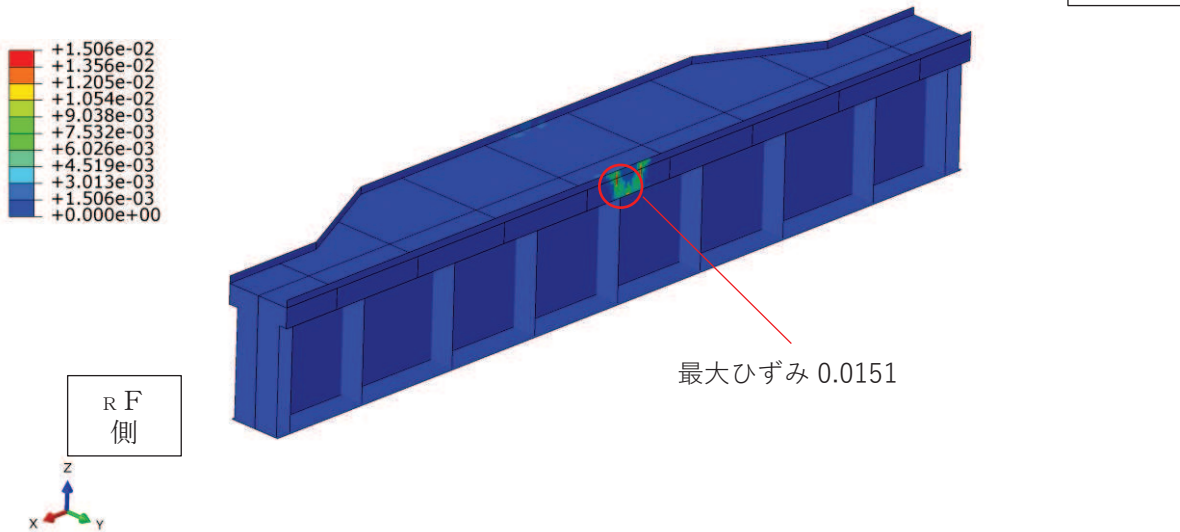


図 8-9 (1) クレーンガーダ鉄骨の相当塑性ひずみ分布図
(ケース 2-①：変位最大ケース)

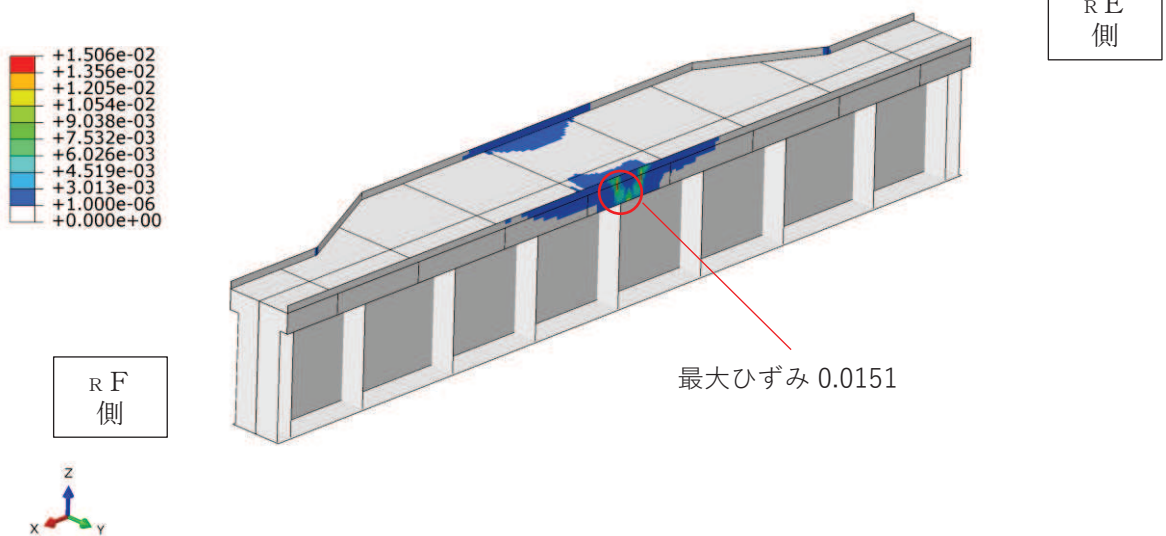


図 8-9 (2) クレーンガーダ鉄骨の相当塑性ひずみ分布図
(ケース 2-①：変位最大ケース 主要な塑性化範囲*を表示)

注記*：白色のコンターは、弾性範囲の目安を示すため相当塑性ひずみの閾値を 1μ と設定して表現している。

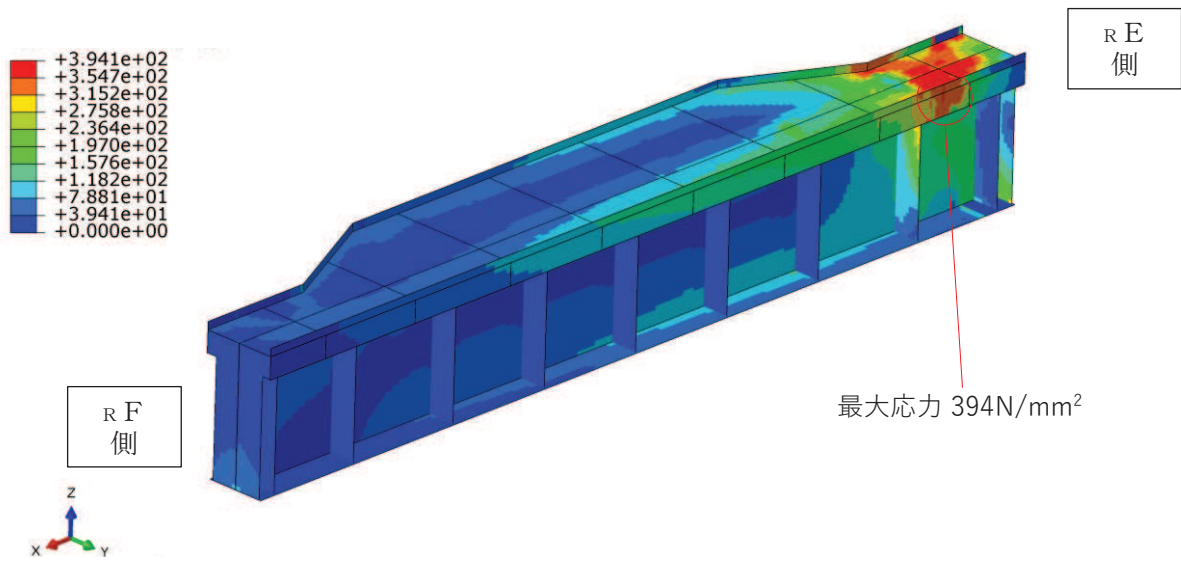


図 8-10 クレーンガーダ鉄骨の応力度分布図 (ケース 5-① : 応力度最大ケース)

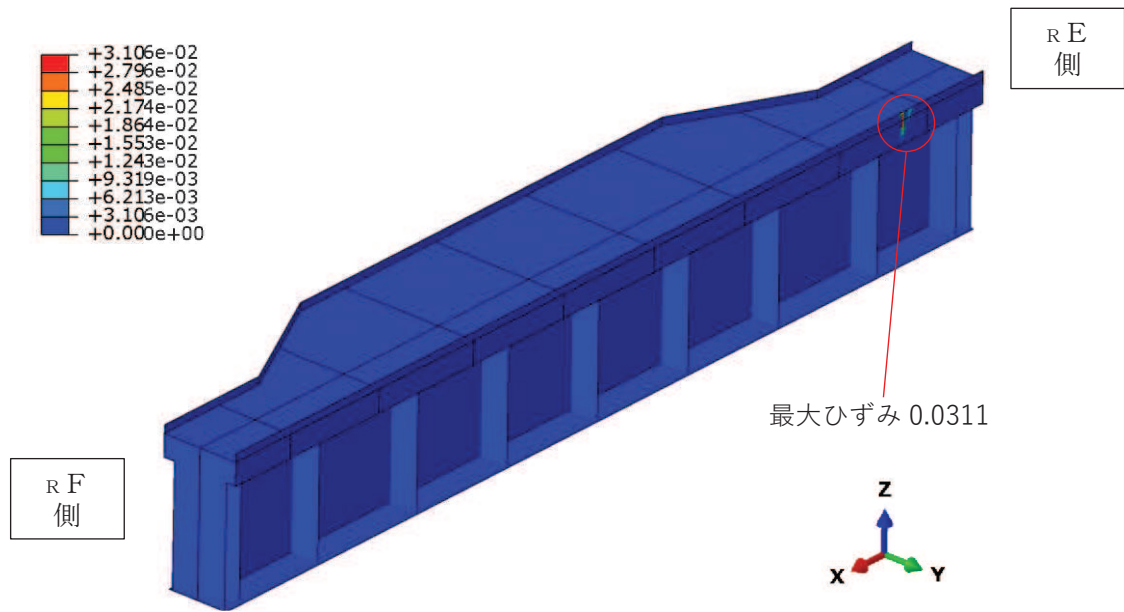


図 8-11 (1) クレーンガーダ鉄骨の相当塑性ひずみ分布図
(ケース 5-① : 応力度最大ケース)

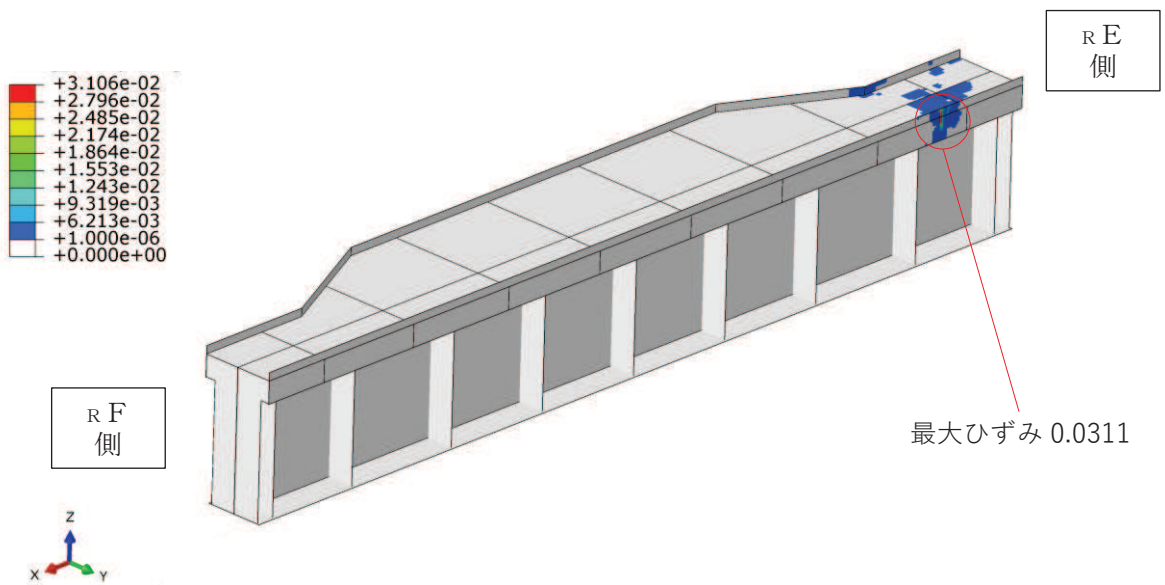


図 8-11 (2) クレーンガーダ鉄骨の相当塑性ひずみ分布図
(ケース 5-① : 応力度最大ケース 主要な塑性化範囲*を表示)

注記* : 白色のコンターは、弾性範囲の目安を示すため相当塑性ひずみの閾値を 1μ と設定して表現している。

3.4.2 静的弾塑性解析結果と静的弾性解析結果の比較

静的弾塑性解析においては、図 8-9 (2) 及び図 8-11 (2) に示すとおり、変位最大ケース及び応力最大ケースともに、クレーンガーダ鉄骨の塑性化範囲は全体の極一部であることを確認している。ここでは、ケース 2-①：変位最大ケース及びケース 5-①：応力度最大ケースについて、静的弾性解析との変位量の比較を行い、変位量に大きな違いが無いことを確認する。

静的弾性解析と静的弾塑性解析における最大変位量の比較を表 8-9 に示す。両ケースとも静的弾性解析と静的弾塑性解析における最大変位量の差は小さく、これはクレーンガーダ鉄骨の塑性化範囲が局所的であると考えられるため、架構全体としておおむね弾性範囲であると判断される。

表 8-9 静的弾塑性解析と静的弾性解析における最大変位量

荷重ケース		最大変位 (mm) (部材角*)	
		水平	鉛直
2-① (変位最大)	弾塑性	28.75 (1/150)	15.40 (1/280)
	弾性	24.89 (1/170)	12.54 (1/330)
5-① (応力最大)	弾塑性	10.78 (1/310)	8.03 (1/360)
	弾性	9.67 (1/350)	7.72 (1/380)

注記*：部材角は「(最大変位) / (最大変位が生じる節点の座標から通芯までの距離)」で算定。

4. 原子炉建屋クレーンの落下に対する評価

4.1 原子炉建屋クレーンの落下に関わるクレーンガーダ鉄骨の変位量

原子炉建屋クレーンが燃料取替床上に落下する条件は、基準地震動 S_s による荷重が作用することで原子炉建屋クレーンがレールより脱線し、さらにクレーンガーダ鉄骨がクレーン本体ガーダのスパン長を超えて変形する場合である。

そこで、原子炉建屋クレーンの落下に対する保守的な評価として、原子炉建屋クレーンが脱線する場合のクレーンガーダ鉄骨の変位量を算出し、基準地震動 S_s によるクレーンガーダ鉄骨の変位量と比較することで、原子炉建屋クレーンが上位クラス施設へ波及的影響を及ぼさないことを確認する。

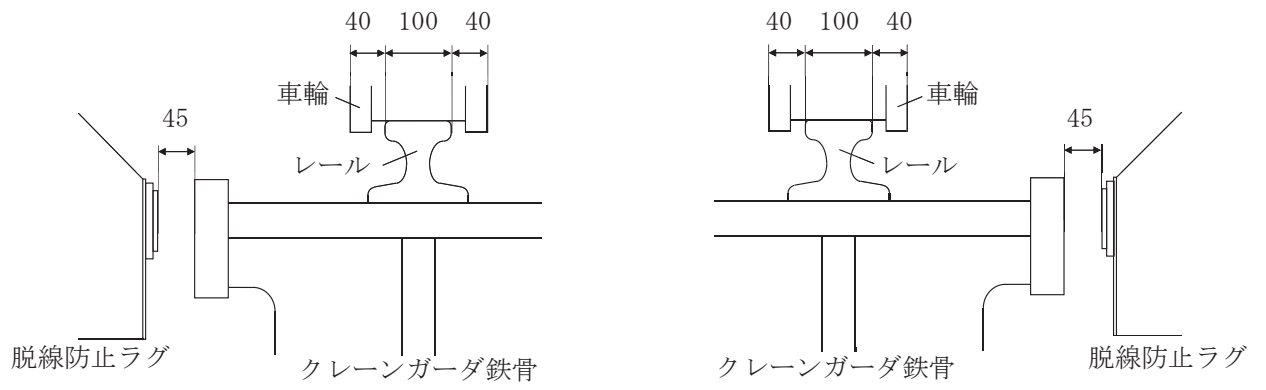
原子炉建屋クレーンが脱線する場合のクレーンガーダ鉄骨の変位量は、図8-12に示す原子炉建屋クレーンとクレーンガーダ鉄骨の位置関係断面図より以下のとおり算出した。

クレーン車輪がレール中央部に位置する場合、図8-12(1)の寸法関係から、脱線防止ラグとクレーンガーダ鉄骨の距離は45mmである。

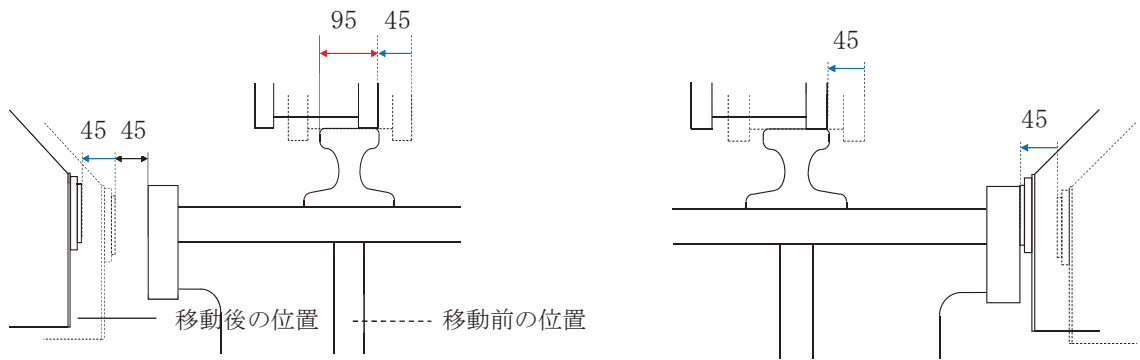
図8-12(1)の状態から仮に片側の脱線防止ラグがクレーンガーダ鉄骨に接触するまで移動した場合の位置関係は図8-12(2)のとおりとなり、クレーン車輪がレール上を外れて脱線する変位量は、レール間の距離が95mm以上のときである。

なお、上記のとおり原子炉建屋クレーンが脱線するクレーンガーダ鉄骨の変位量95mmは、保守的に片側の脱線防止ラグがクレーンガーダ鉄骨に接触した状態(図8-12(2))からの変位量で算出している。

図8-13(1)に示す平面模式図のとおり、実際に原子炉建屋クレーンが脱線する状態を考慮するにはクレーンガーダ鉄骨両側の変位量を考慮する必要があるため、南北のクレーンガーダ鉄骨の合計変位量が95mm未満であれば、原子炉建屋クレーンは脱線しないと判断できる。

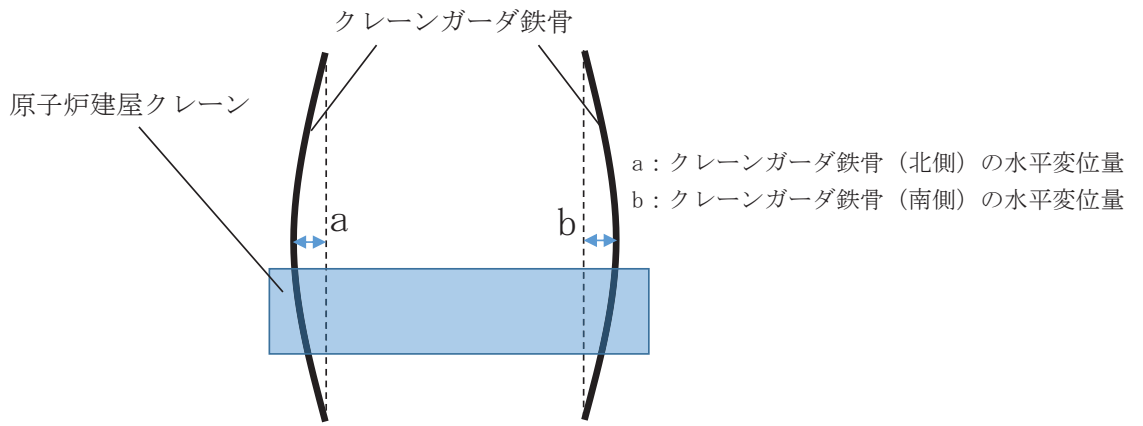


(1) クレーン車輪がレール中央部に位置する場合

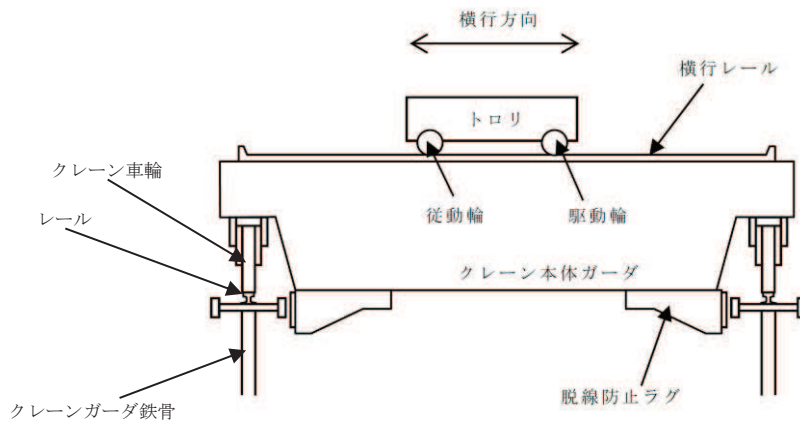


(2) 片側の脱線防止ラグがクレーンガーダ鉄骨に接触した場合

図 8-12 原子炉建屋クレーンとクレーンガーダ鉄骨の位置関係断面図



(1) 平面模式図



(2) 正面模式図

図 8-13 原子炉建屋クレーンとクレーンガーダ鉄骨の模式図

4.2 原子炉建屋クレーンの落下に関する検討

「3. クレーンガーダ鉄骨の評価」におけるケース 2-①: 変位最大ケースの検討結果より、基準地震動 S_s の荷重によりクレーンガーダ鉄骨に生じる最大変位量は片側で 28.75mm である。保守的に、基準地震動 S_s による荷重によってクレーンガーダ鉄骨が両側にはらみ出すような変位をすると仮定した場合でも、クレーンガーダ鉄骨の合計変位量は 57.50mm (28.75mm×2) であり、原子炉建屋クレーンが脱線する変位量である 95mm を下回ることを確認した。なお、図 8-13 (2) に示すとおり、クレーン本体ガーダはレールの外部に張り出す形状であり、仮にクレーン車輪がレール上を外れて脱線したとしても、原子炉建屋クレーン本体がクレーンガーダ鉄骨に引っ掛かる形状であるため、ただちに原子炉建屋クレーンが落下することはない。

5. まとめ

基準地震動 S_s による地震荷重に対してクレーンガーダ鉄骨に生じる変位量は、原子炉建屋クレーンが脱線する変位量を下回ることから、原子炉建屋クレーンが落下することによって上位クラスの施設に対して波及的影響を及ぼさないことを確認した。

地震時における吊荷の揺動影響

1. 目的

地震時における原子炉建屋クレーン（以下「クレーン」という。）の吊荷の揺動影響を確認する。

2. 吊荷の振動

吊荷の水平方向の振動モードは、単振り子の振動モードとして模擬することができる。その固有周期は下式で計算することができる。

$$f = 2\pi \sqrt{\frac{L}{g}}$$

f : 固有周期 (s)

g : 重力加速度

L : 振り子の長さ

クレーンの主巻ワイヤ長さが最短の m ~ 最長の m の場合、振り子としての固有周期は、 s ~ s となる。

クレーンの1次固有周期（トロリ位置：中央，吊荷：有）は、 s であり、振り子の振動モードと固有周期が離れていること、また、短周期帯と比較して長周期帯の加速度が低い女川2号機の地震動の特性を踏まえると、吊荷が揺動するモードが励起される可能性は低い。

以上より、地震時における吊荷の揺動により上位クラス施設へ波及的影響を及ぼすおそれはないと考えられる。

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

加速度時刻歴波の位相による耐震評価への影響

1. 目的

原子炉建屋クレーン（以下クレーンという。）については、3方向入力の実線形時刻歴応答解析による耐震評価を実施しており、各方向において加速度時刻歴波の位相（+及び-）を考慮した場合、2（NS方向）×2（EW方向）×2（UD方向）=8通りの組合せが考えられる。

本項では、非線形時刻歴応答解析に用いた加速度時刻歴波の位相によるクレーンの耐震評価への影響を確認した。

2. 検討方針

2.1 検討対象部位

工事計画認可申請書評価部位のうち発生応力が大きく、裕度の小さい「クレーン本体ガーダの曲げ応力」に着目し、検討する。

2.2 検討条件

添付2の5.項に示す解析ケースのうち、クレーン本体ガーダの発生応力が最も大きくなる解析ケースにおいて、非線形時刻歴応答解析に用いる加速度時刻歴波の位相を反転させた場合の影響を検討する。

なお、加速度時刻歴波は3方向（NS, EW, UD）入力を行うが、添付2の3.項に記載のとおりクレーンの評価に支配的な方向は鉛直方向であるため、鉛直方向に入力する加速度時刻歴波の位相を反転させた評価を実施する。

解析条件を表10-1に示す。

表 10-1 解析条件

項目		解析条件①* (入力する3方向の加速度時刻歴波の位相を全て+とした場合)	解析条件② (入力する鉛直方向の加速度時刻歴波の位相を反転させた場合)
地震動		S s - D 1 (ケース3, シフトなし)	S s - D 1 (ケース3, シフトなし)
トロリ位置		中央	中央
吊荷		有	有
入力する加速度 時刻歴波の位相	NS	+	+
	EW	+	+
	UD	+	-

注記*1: 添付2の5.項に示す解析ケースのうち、クレーン本体ガーダの発生応力が最も大きくなる解析ケース

3. 検討結果

鉛直方向に入力する加速度時刻歴波の位相を反転した場合の評価結果を表 10-2 に示す。
発生値に有意な差異はなく、クレーン本体ガーダの曲げ応力は許容応力以下であることを確認した。

表10-2 位相影響確認結果

検討ケース	クレーン本体ガーダの曲げ応力 (MPa)	
	発生値	許容値
解析条件① (入力する 3 方向の加速度時刻歴波の位相を全て+とした場合)	267	336
解析条件② (入力する鉛直方向の加速度時刻歴波の位相を反転させた場合)	260	

トロリストッパ評価における非線形時刻歴応答解析から求めた水平力適用の影響

1. 目的

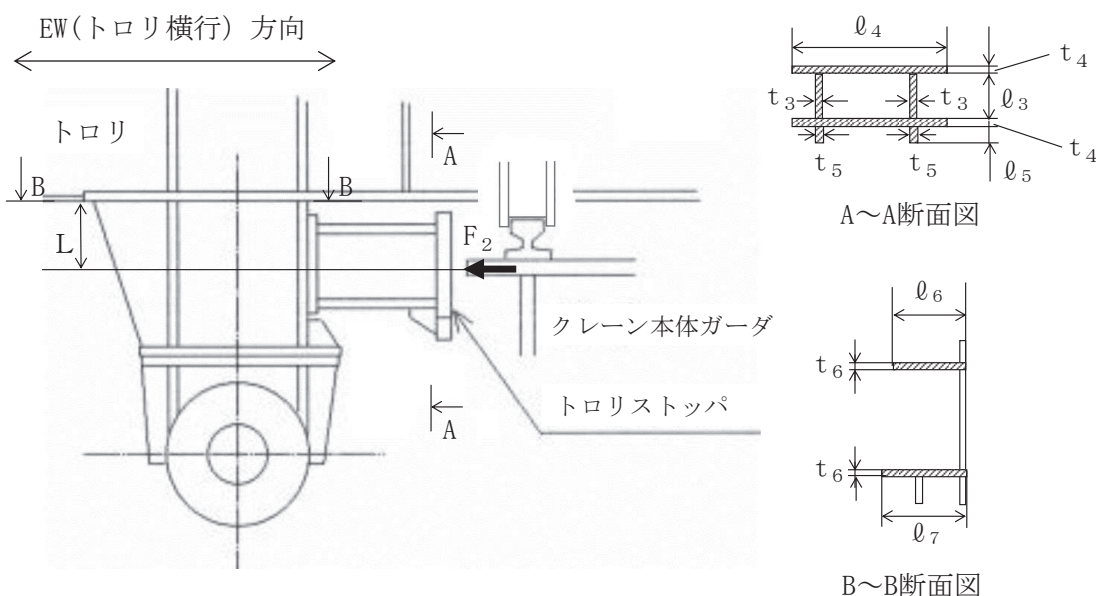
原子炉建屋クレーン（以下「クレーン」という。）のトロリストッパについては、最大静止摩擦力以上の水平力がクレーンに加えられた場合、すべりが生じ、クレーン走行方向（トロリ横行方向）にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらないことから、摩擦係数より求めた水平方向設計震度を用いて計算した設計用地震力による評価を実施している。

本項では、トロリストッパの耐震評価において、非線形時刻歴応答解析の水平力を適用した場合の影響について確認を行う。

2. 評価方法

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 11-1 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 11-1 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を以下の式により計算する。

トロリストッパの断面積： A_2

$$A_2 = 2 \cdot (t_3 \cdot l_3 + t_4 \cdot l_4 + t_5 \cdot l_5)$$

トロリストッパの圧縮応力： σ_{ct}

$$\sigma_{ct} = \frac{F_2}{A_2}$$

ここで F_2 ：非線形時刻歴応答解析から求めたトロリ車輪部における横行方向の最大反力

トロリストッパ根元部の曲げモーメント： M_1

$$M_1 = F_2 \cdot L$$

トロリストッパ根元部の曲げ（引張）応力： σ_{bt}

$$\sigma_{bt} = \frac{M_1}{Z_1}$$

トロリストッパ根元部のせん断断面積： A_3

$$A_3 = t_6 \cdot (\ell_6 + \ell_7)$$

トロリストッパ根元部のせん断応力： τ_t

$$\tau_t = \frac{F_2}{A_3}$$

トロリストッパ根元部の組合せ応力： σ_{cot}

$$\sigma_{cot} = \sqrt{\sigma_{bt}^2 + 3 \cdot \tau_t^2}$$

表11-1 計算諸元

項目		単位	数値
非線形時刻歴応答解析から求めたトロリ車輪部における横行方向の最大反力	F_2	kN	
トロリストッパ当たり面の断面積	A_2	mm ²	
トロリストッパ根元部の断面係数	Z_1	mm ⁴	
トロリストッパ根元部のせん断断面積	A_3	mm ²	

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

3. 評価結果

表 11-2 にトロリストッパの評価結果を示す。非線形時刻歴応答解析から求めた水平力を適用してトロリストッパの耐震評価を行った場合、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水平力を適用した場合と比較して算出応力は増加するが、算出応力は許容応力以下であり、トロリストッパの機能に影響を及ぼさないことを確認した。

図 11-2 に示すクレーンの非線形時刻歴応答解析モデルでは、トロリとクレーン本体ガーダ間の拘束条件を EW（トロリ横行）方向に剛拘束としている。これにより、クレーン本体ガーダの変形に対する反力をトロリストッパが受けることになるため、非線形時刻歴応答解析から求めた水平力が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水平力より大きな値になったと推測される。

一方、実際の構造は、図 11-3 に示すとおり、クレーン本体ガーダとトロリストッパ間及び横行車輪と横行レール間にはそれぞれ間隙があり、クレーン本体ガーダの変形に対する反力の影響を受けにくいため、トロリストッパに加わる実際の水平力は、非線形時刻歴応答解析から求めた水平力より小さくなると考えられる。

表 11-2 トロリストッパの評価結果

部位	材料	応力	評価手法	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
トロリストッパ 当たり面		圧縮	非線形時刻歴応答解析から求めた水平力適用	21	275
			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適用	3	
トロリストッパ 根元部		組合せ	非線形時刻歴応答解析から求めた水平力適用	206	275
			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適用	29	

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。



図 11-2 クレーンの非線形時刻歴応答解析モデル

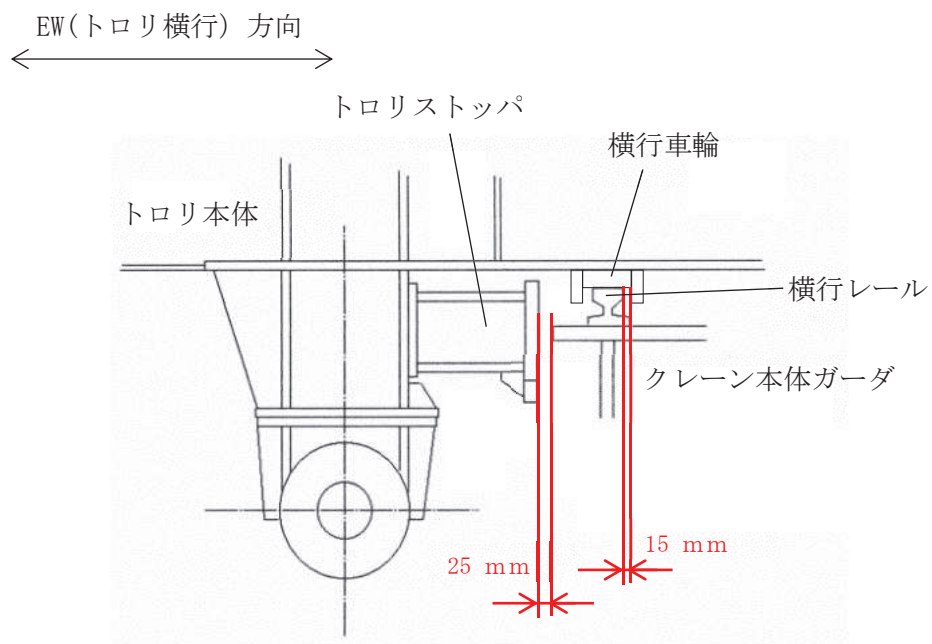


図 11-3 トロリストoppa拡大図

枠囲みの内容は商業機密を含むため公開できません。

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-19-0600-29_改3

補足-600-29 燃料交換機の耐震性についての計算書に関する

補足説明資料

1. はじめに

女川2号機の燃料交換機（Bクラス施設）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確認する必要があるため、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」において耐震評価結果を示している。

本書は、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」に関する補足説明資料として、燃料交換機に積載している大型構成部品の落下物評価や使用済燃料プールのスロッシングに対する影響検討等についてまとめたものである。

2. 添付資料

- 添付1 燃料交換機の大型構成品の落下評価に対する検討
- 添付2 燃料交換機の地震時におけるストッパへの影響評価
- 添付3 燃料交換機に対するスロッシングの影響評価
- 添付4 燃料交換機の改造概要

燃料交換機の大型構成品の落下評価に対する検討

1. 目的

使用済燃料プールへの重量物落下に対する使用済燃料プールの健全性について、燃料交換機に積載される大型構成品の落下評価に対する検討を行う。

2. 検討内容

図 1-1 に、落下評価に対する健全性評価フローを示す。

概要は下記(1)～(5)の流れであり、これに従い検討を行うものである。

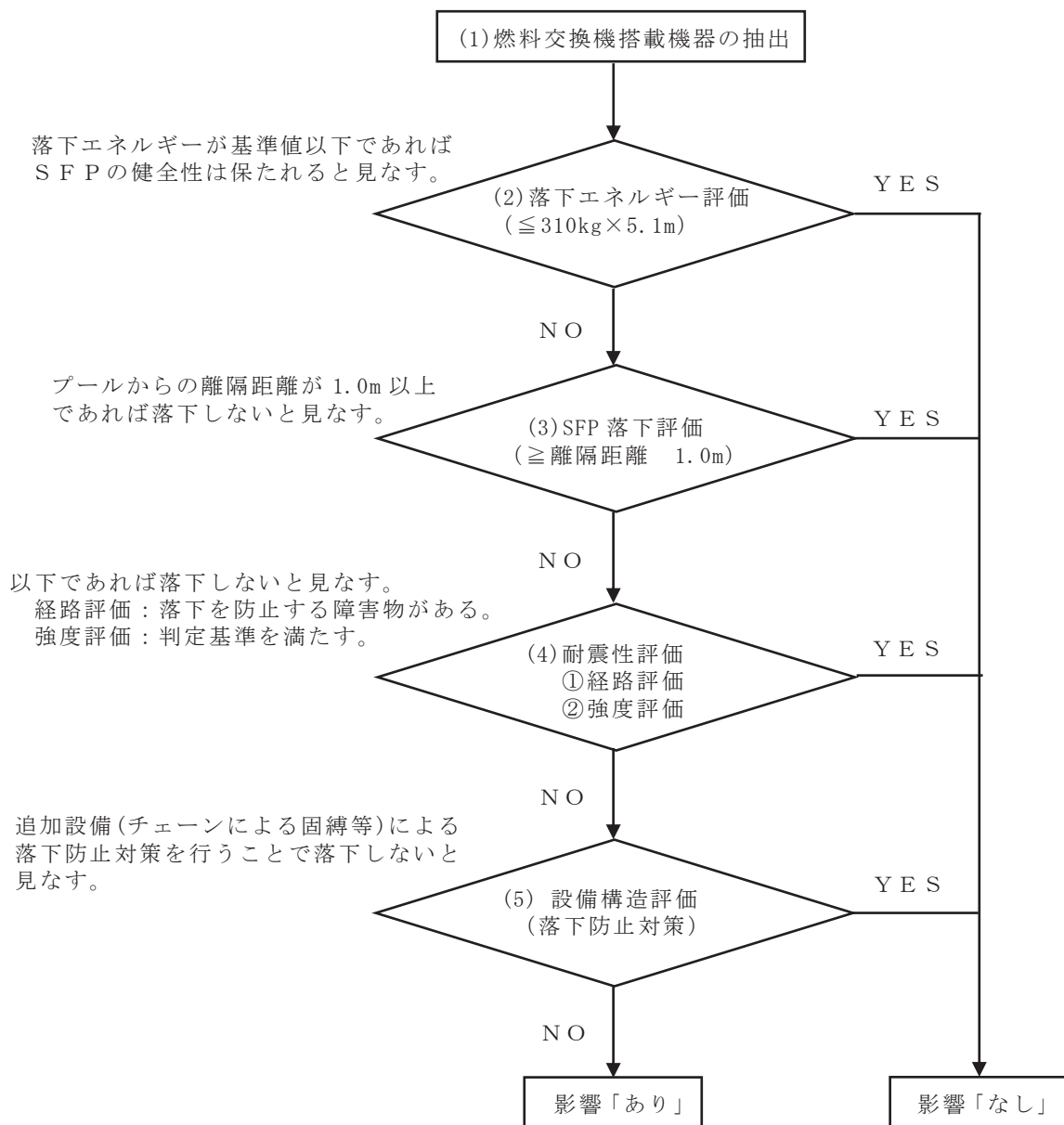


図 1-1 落下評価に対する健全性評価フロー

2.1 落下物のスクリーニング

(1) 燃料交換機の搭載機器の抽出

燃料交換機の搭載機器については、構造図から抽出する。

なお、燃料交換機本体（構造物フレーム）及び吊荷（吊具）については、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」において耐震評価済であることから、ここでは評価対象外とする。

(2) 落下エネルギー評価

上記(1)で抽出した機器に関し、使用済燃料プールの健全性が確認されている落下エネルギー（ $310\text{kg} \times 5.1\text{m} \times 9.8\text{m/s}^2$ ，気中落下）を判定基準*¹として各機器の落下エネルギーを算出し、判定基準*¹を満たす機器については、仮に使用済燃料プールへ落下したとしても使用済燃料プールの健全性に影響を及ぼさないと判断し、その時点で評価対象外とする。判定基準に満たない機器については次ステップで評価する。

なお、落下エネルギーの算出については、使用済燃料プールの最深位置である0.P.21.38 mへの落下（気中落下）を想定し、判定基準は下記とする。

【判定基準】

落下エネルギーが 15.5kJ ($310\text{kg} \times 5.1\text{m} \times 9.8\text{m/s}^2$) 以下 ⇒ 「影響なし」

*1: 株式会社日立製作所, 「沸騰水型原子力発電所燃料集合体落下時の燃料プールライニングの健全性について」(HLR-050), 平成6年12月

(3) 使用済燃料プール落下評価（離隔距離）

落下エネルギー評価で次ステップとなった搭載機器について、落下評価（離隔距離）を行う。

落下評価に関し、各機器に対する離隔距離：1 m以上を判定基準とし、基準に満たない機器については次ステップで評価する。具体的には、プールサイドから1 m以上離れた場所にある機器は使用済燃料プールへ落下しないものと判断し、機器の外径から1 m以上離れた場所に使用済燃料プールがあるかを確認する。

なお、当該評価は平面距離での評価とし、高さ方向の条件は含まないものとする。

【判定基準】

搭載機器の使用済燃料プールまでの離隔距離が1 m以上 ⇒ 「影響なし」
(落下しない)

2.2 耐震性評価

(1) 経路評価

上記スクリーニング評価で次ステップとなった機器について、経路評価を行う。
使用済燃料プール落下評価は平面距離での評価であるが、ここでは手摺等、機器落下を防止する障害物となるもの拾い出し、改めて落下評価を行うものである。

(2) 強度評価

手摺により落下防止が見込まれる機器について、障害物となる手摺の取付ボルト評価を行う。その結果、判定を満足しなかった機器については既に強度評価対象となっている機器と同様、機器の取付ボルト又は部材の評価を行う。

なお、波及的影響の観点から機器の取付ボルト又は部材が破断しないことを確認することを目的に S_u 値を許容応力に適用した評価を実施する。

2.3 設備構造評価

耐震性評価で落下の可能性を否定できない機器は、固縛等の追加設備による落下防止対策の検討を行う。

3. 検討結果

3.1 落下物のスクリーニング

表 1-1 に、燃料交換機における落下物のスクリーニング結果を示す。

なお、2.1(3)使用済燃料プール落下評価（離隔距離）において、離隔距離が 1m 以上となる機器はなかったため、表 1-1 における離隔距離によるスクリーニング結果の記載は省略する。

搭載機器に関し、落下エネルギー評価及び使用済燃料プール落下評価を行った結果、以下の機器が判定基準を満足せず、次ステップでの評価を実施する。

- ・ブリッジ側：主回路・補機盤，電動機・サイクロ減速機等
- ・トロリ側 1F：主ホイスト巻き上げ機，トロリ給電装置等
- ・トロリ側 2F：燃料つかみ具等

3.2 耐震性評価

(1) 経路評価

表 1-2 に、経路評価結果を示す。

落下物のスクリーニング評価で次ステップとなった搭載機器に関し、使用済燃料プール落下に至る経路上に障害物となるものがあるかを評価した結果、以下の搭載機器が判定基準を満足せず、次ステップでの評価を実施する。

- ・ブリッジ側：ブリッジ位置検知装置
- ・トロリ側 1F：機上操作卓
- ・トロリ側 2F：マスト旋回装置等

これら判定基準を満足しなかった搭載機器は、機器の取付ボルト又は部材の強度評価を行う。また、手摺により落下防止となった搭載機器については、手摺の取付ボルト強度評価を行うこととする。

(2) 強度評価

表 1-3 に、強度評価の結果を示す。

手摺の取付ボルト評価については、手摺が障害物となり使用済燃料プールへ落下しないとした搭載機器の中から、機器質量が大きいもの及び荷重（重心）高さが高いものを代表機器として評価した。その結果、手摺の取付ボルトが破断することではなく、使用済燃料プール落下の障害物となり、損傷を防止できる。

経路評価で次ステップとなった搭載機器についても、強度評価の結果、機器の取付ボルト又は部材が破断することではなく、使用済燃料プール落下には至らないと判断される。

3.3 設備構造評価

上述の強度評価結果を受けて、健全性評価が必要な燃料交換機搭載機器は全て落下しない見通しであることから、追加設備（チェーンによる固縛等）による落下防止対策の検討は不要である。

4. まとめ

表 1-4 に、重量物落下評価のまとめを示す。

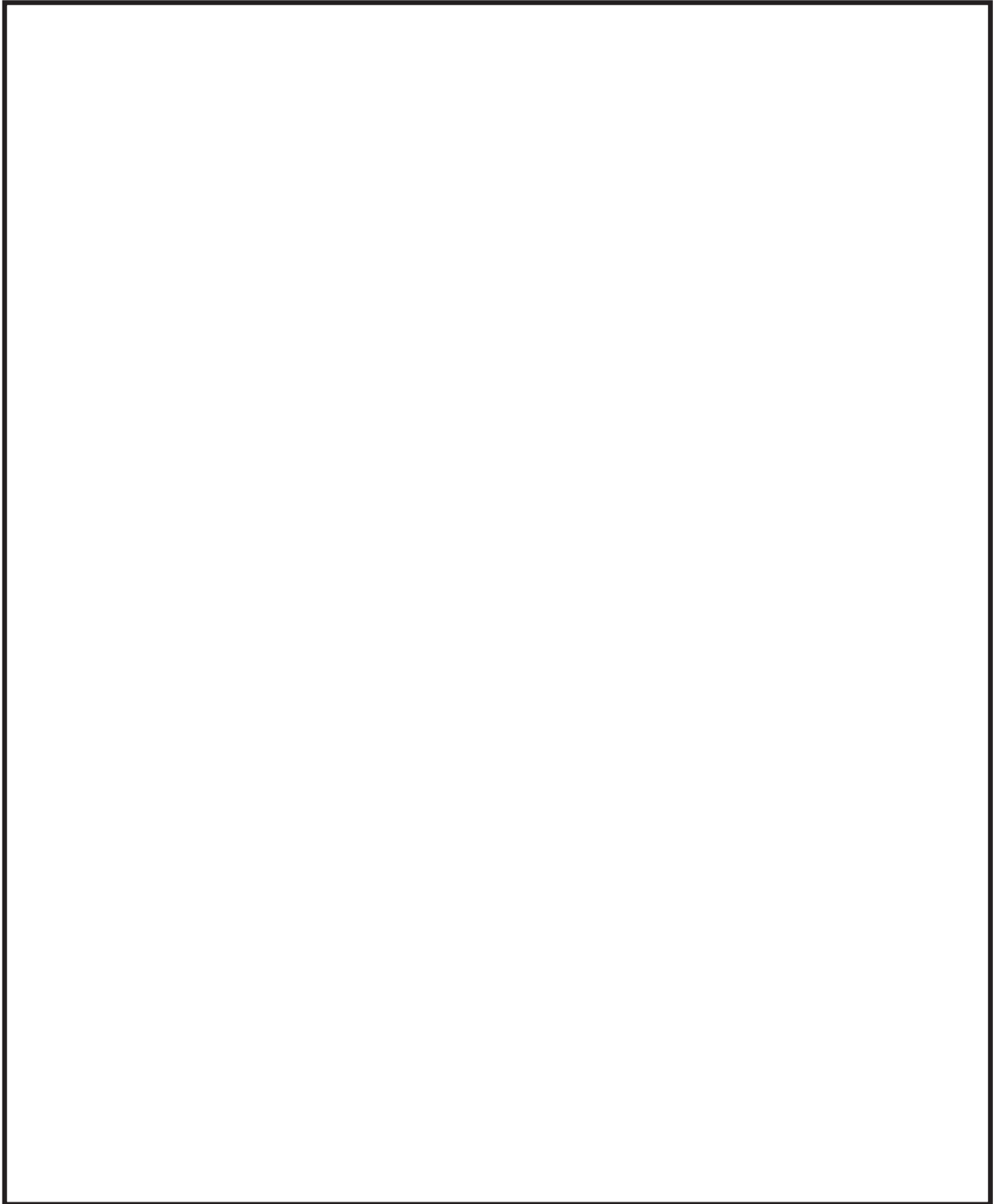
燃料交換機の搭載機器について健全性評価フローに基づき、使用済燃料プール落下の可能性及び使用済燃料プールの健全性に影響を及ぼす可能性が高い機器の強度評価結果から耐震成立性の確認が得られ、使用済燃料プールの健全性に影響を及ぼす燃料交換機の搭載機器の落下はないという結果が得られた。

表 1-1 (1/3) 落下物のスクリーニング (搭載機器, ブリッジ側)

No.	搭載位置		機器名称		落下エネルギー評価		
					評価値 (kJ)	許容値 (kJ)	判定
1	ブリッジ 本体	空気ユニット	空気ユニット箱	14.1	15.5	○	
2			コンプレッサ-1	8.7		○	
3			コンプレッサ-2	8.7		○	
4			低圧タンク	2.6		○	
5			高圧タンク	7.1		○	
6		補機盤・変圧器	主回路・補機盤	102.6		×	
7			変圧器-1	16.7		×	
8			変圧器-2	33.4		×	
9		ブリッジ照明	投光器-1	3.3		○	
10			投光器-2	3.3		○	
11			投光器-3	3.3		○	
12			投光器-4	3.3		○	
13		ブリッジ位置検知装置	位置検知装置	20.2		×	
14			位置検出装置	7.1		○	
15	ブリッジ	ウォークウェイ照明	投光器-5	3.6		○	
16			投光器-6	3.6		○	
17		ブリッジ駆動装置	コモンベース	28.9		×	
18			平歯車減速機	36.9		×	
19			電動機・サイクロ減速機	24.1		×	
20		ブリッジ給電装置	ブリッジ給電腕	36.6		×	
21		ウォーク ウェイ	ウォークウェイ手摺	手摺-1		9.1	○
22				手摺-2		9.1	○
23				手摺-3		10.2	○
24				手摺-4		3.8	○
25				手摺-5		3.8	○
26				手摺-6		3.8	○
27				手摺-7		3.8	○
28				手摺-8		2.2	○
29	手摺-9			2.5		○	
30	手摺-10			2.7		○	
31	手摺-11			2.7		○	
32	手摺-12			2.4		○	
33	手摺-13			1.7		○	
34	手摺-14			0.8		○	
35	手摺-15			0.8		○	
36	ウォークウェイ梯子		梯子-1	1.7		○	
37			梯子-2	1.4		○	
38		梯子-3	3.2	○			

○: 評価完了 (評価値 ≤ 許容値)

×: 次ステップ (評価値 > 許容値)



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 1-1 (2/3) 落下物のスクリーニング (搭載機器, トロリ側 1F)

No.	搭載位置		機器名称	落下エネルギー評価			
				評価値 (kJ)	許容値 (kJ)	判定	
39	トロリ	トロリ 1F	トロリ給電装置 (ブリッジケーブル側)	109.9	15.5	×	
40			トロリ給電装置 (トロリ1Fサポ-ト)	13.0		○	
41			主ホスト巻き上げ機	266.7		×	
42			機上操作卓	59.3		×	
43			トロリ位置検出装置	8.4		○	
44			トロリ駆動装置	113.4		×	
45			TBX 2 1	8.5		○	
46			トロリストッパ	7.8		○	
47			マスト固定装置	13.6		○	
48			トロリ1F手摺	手摺-1		11.0	○
49				手摺-2		6.6	○
50				手摺-3		1.0	○
51				手摺-4		2.4	○
52				手摺-5		1.8	○
53				手摺-6		2.9	○
54				手摺-7		1.1	○
55				手摺-8		0.9	○
56				手摺-9		9.3	○

○ : 評価完了 (評価値 ≤ 許容値)

× : 次ステップ (評価値 > 許容値)

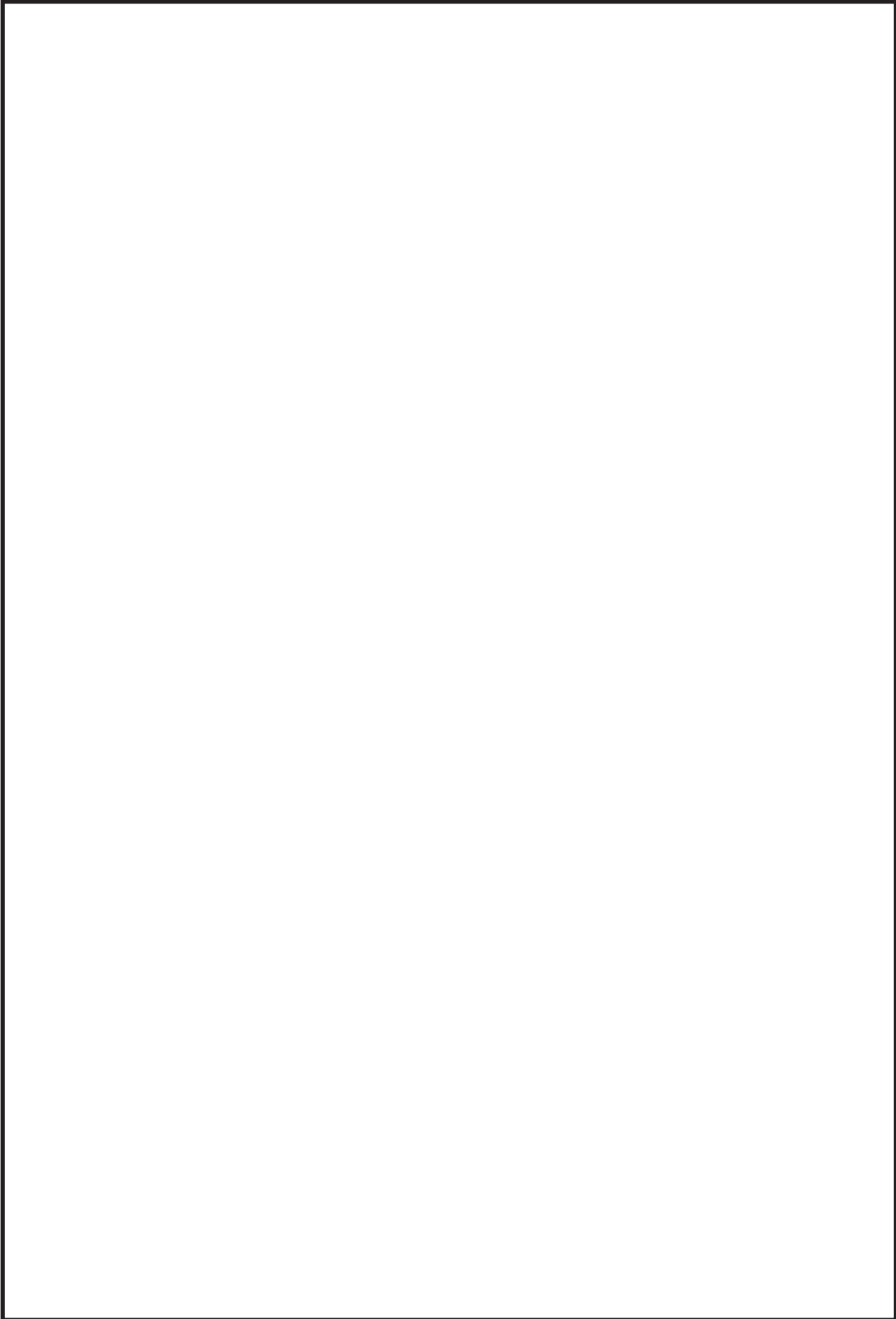


表 1-1 (3/3) 落下物のスクリーニング〈搭載機器, トロリ側 2F〉

No.	搭載位置		機器名称	落下エネルギー評価			
				評価値 (kJ)	許容値 (kJ)	判定	
57	トロリ	トロリ 2F	主ホストケーブルリール	25.4	15.5	×	
58			主ホストエアホースリール	18.6		×	
59			主ホスト滑車装置	119.7		×	
60			マスト旋回装置	86.2		×	
61			荷重系アンブ ^o 収納箱	22.6		×	
62			据置式補助ホストエアホースリール	23.7		×	
63			据置式補助ホスト巻上げ装置	79.4		×	
64			走行式補助ホスト台車	226.3		×	
65			燃料つかみ具	265.2		×	
66			トロリケーブル(TBX 3 1)	19.0		×	
67			トロリ2F手摺	手摺-1		3.0	○
68				手摺-2		4.9	○
69				手摺-3		10.9	○
70				手摺-4		1.0	○
71	手摺-5	6.1		○			
72	手摺-6	8.4		○			
73	手摺-7	1.0		○			
74	トロリ2F梯子	梯子	3.9	○			

○：評価完了（評価値 ≤ 許容値）

×：次ステップ（評価値 > 許容値）

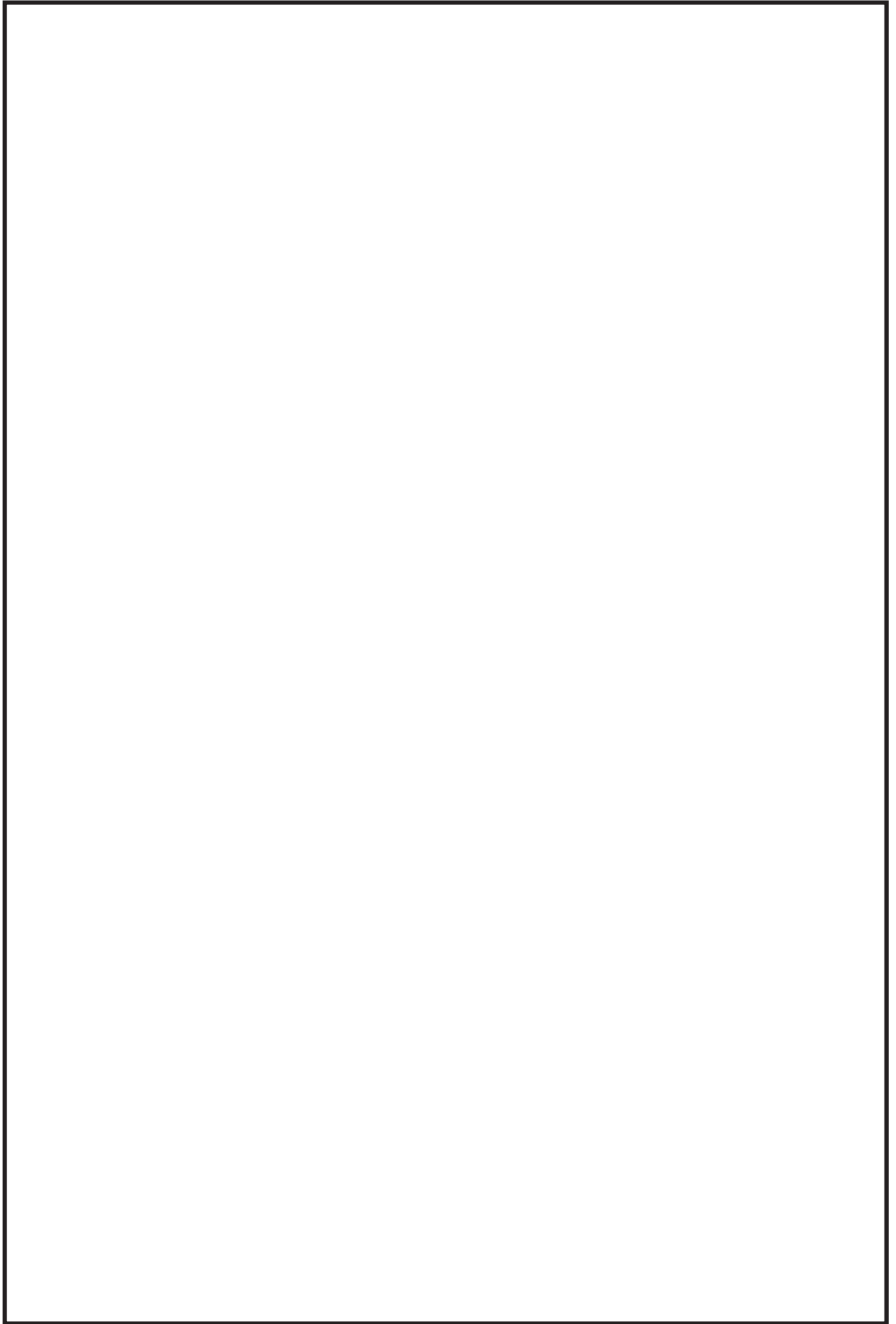


表 1-2 耐震性評価（経路評価）

No.	搭載位置		機器名称		質量 (kg)	障害物		判定	備考	
						有	無			
6	ブリッジ	ブリッジ 本体	主回路・補器盤	主回路・補器盤		◇		○	本体フレームにより落下し難いと考えられる。	
7				補機盤・変圧器		変圧器-1	◇		○	本体フレームにより落下し難いと考えられる。
8				変圧器-2		◇		○	本体フレームにより落下し難いと考えられる。	
13			位置検知装置				◇	×		
17		ウォーク ウェイ	ブリッジ 駆動装置	モモンベース			◇		○	ウォークウェイフレームにより落下し難いと考えられる。
18				平歯車減速機			◇		○	ウォークウェイフレームにより落下し難いと考えられる。
19				電動機・サイクロ減速機					○	ウォークウェイフレームにより落下し難いと考えられる。
20				ブリッジ 給電装置		ブリッジ 給電腕	◇		○	ウォークウェイフレームにより落下し難いと考えられる。
39	トロリ	トロリ1F	トロリ給電装置(ブリッジケーブルバア)		◇		○	ウォークウェイフレームにより落下し難いと考えられる。		
41			主ホスト巻き上げ機		◇		○	トロリフレームにより落下し難いと考えられる。		
42			機上操作卓			◇	×			
44			トロリ駆動装置		◇		○	トロリフレームにより落下し難いと考えられる。		
57		トロリ2F	主ホストケーブルリール		◇		○	手摺により落下し難いと考えられる。		
58			主ホストエアホスリール		◇		○	手摺により落下し難いと考えられる。		
59			主ホスト滑車装置		◇		○	手摺により落下し難いと考えられる。		
60			マスト旋回装置		◇		○	手摺により落下し難いと考えられる。		
61			荷重系アンブ収納箱		◇		○	手摺により落下し難いと考えられる。		
62			据置式補助ホストエアホスリール		◇		○	手摺により落下し難いと考えられる。		
63	据置式補助ホスト巻き上げ装置		◇		○	手摺により落下し難いと考えられる。				
64	走行式補助ホスト台車			◇	×					
65	燃料つかみ具			◇	×					
66	トロリケーブル(TBX 3 1)			◇		○	トロリフレームにより落下し難いと考えられる。			

○ : 評価完了(落下しない)

× : 次ステップ

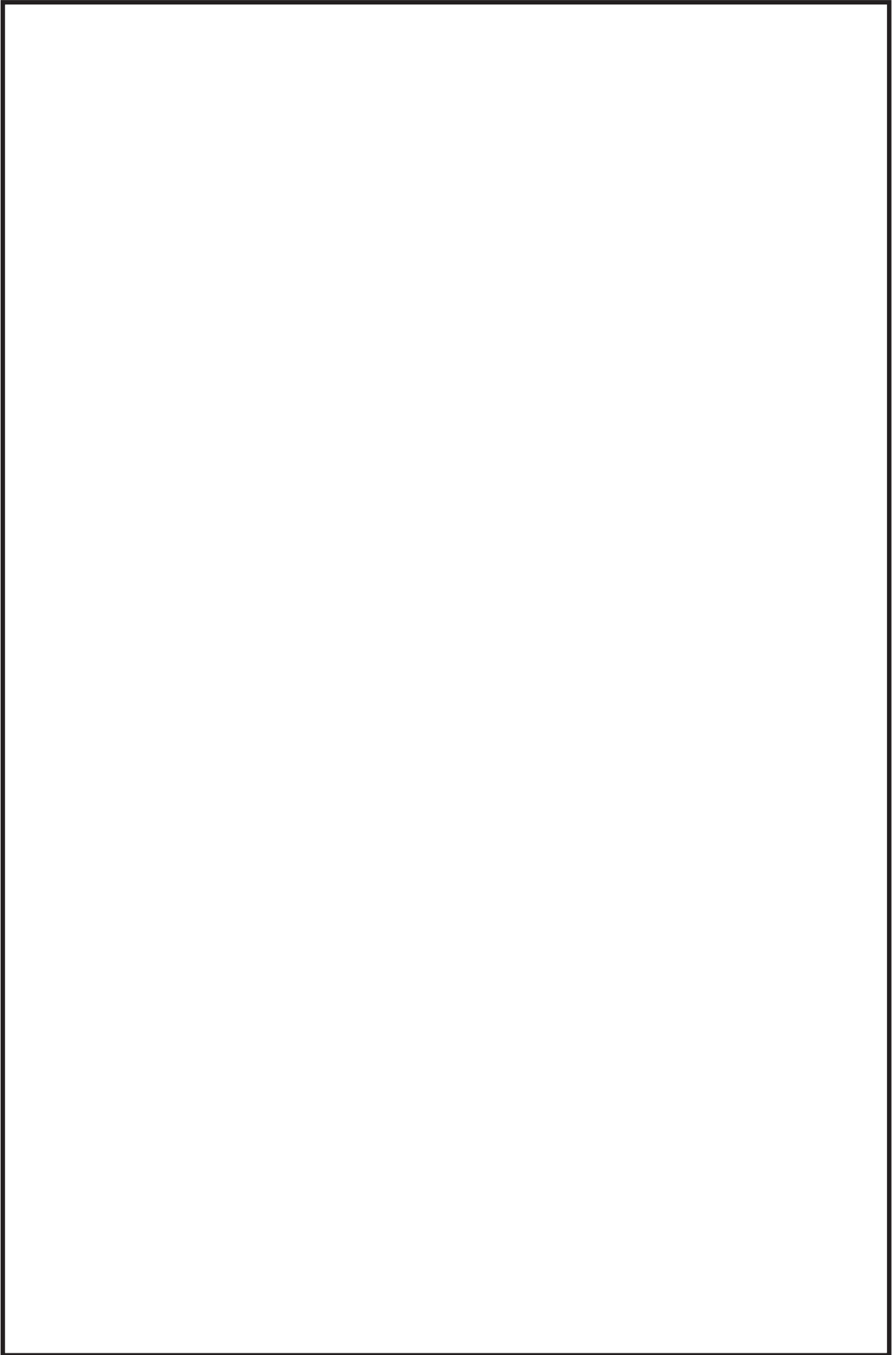


表 1-3 (1/3) 耐震性評価 (強度評価結果(手摺：取付ボルト))

No.	搭載位置		機器名称	質量 (kg)	重心高さ (m)	算出応力(MPa)		許容応力(MPa) ^{*1}		判定
						引張り	せん断	引張り	せん断	
57	トヨリ	トヨリ2F	主ホストケーブルリール	[]	[]	7	1	[]	[]	○
58			主ホストエアホースリール			6	1			○
59			主ホスト滑車装置			18	3			○
61			荷重系アンプ収納箱			6	1			○
62			据置式補助ホストエアホースリール			7	1			○
63			据置式補助ホスト巻上げ装置			14	2			○

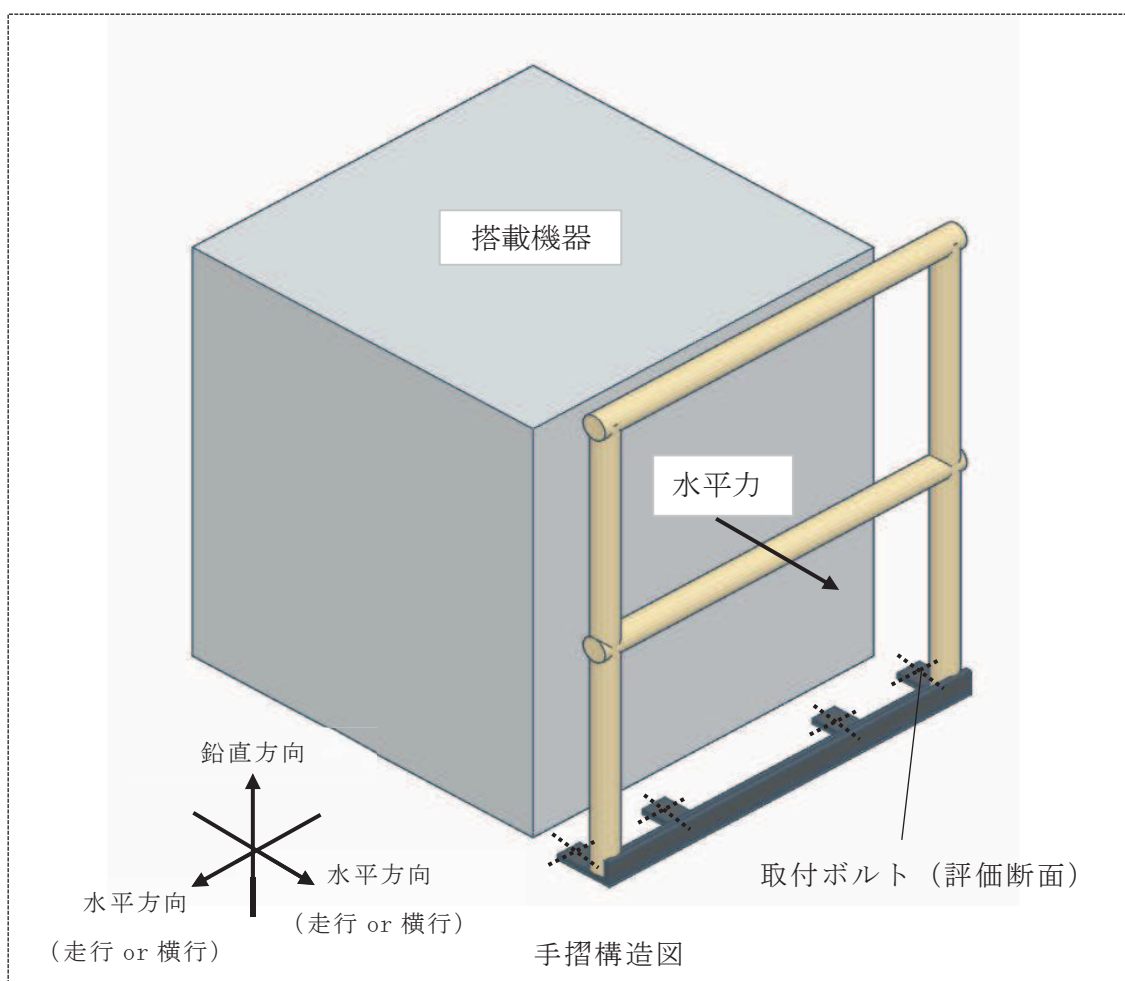
注記*1：Su 値を適用した許容応力。

(IVAS 評価で許容応力の算出に用いる F 値 (設計・建設規格 SSB-3121.1(1)により規定される値) を Su 値に置き換えて各応力分類の許容応力を算出した値。)

*2: 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 $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出。

○：評価完了 (算出応力 ≤ 許容応力)

×：次ステップ(算出応力 > 許容応力)



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 1-3 (2/3) 耐震性評価〈強度評価結果 (搭載機器: 取付ボルト)〉

No.	搭載位置		機器名称	質量 (kg)	重心 (mm)	算出応力 (MPa)		許容応力 (MPa) ^{*2}		判定
						引張り	せん断	引張り	せん断	
13	ブリッジ	ブリッジ 本体	位置検知装置			145	3			○
42	トロリ	トロリ1F	機上操作卓			144	3			○
60		トロリ2F	マスト旋回装置 ^{*1}			254	4			○
65			燃料つかみ具 ^{*1}							

注記*1: 取付部分が同一のため、評価結果は統合して記載する。

注記*2: Su 値を適用した許容応力。

(IVAS 評価で許容応力の算出に用いる F 値 (設計・建設規格 SSB-3121.1(1)により規定される値) を Su 値に置き換えて各応力分類の許容応力を算出した値。)

*3: 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 $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出。

表 1-3 (3/3) 耐震性評価〈強度評価結果 (搭載機器: 部材)〉

No.	搭載位置		機器名称	質量 (kg)	重心 (mm)	算出応力 (MPa)				許容応力 (MPa) ^{*2}				判定
						曲げ	引張り	せん断	組合せ	曲げ	引張り	せん断	組合せ	
64	トロリ	トロリ2F	走行式補助ホイスト台車 ^{*1}			-	-	-	-					-
			走行式補助ホイスト 転倒防止装置 (取付ボルト)			-	30	3	-					○
			走行式補助ホイスト 転倒防止装置 (根本部)			12	2	1	14					○
			走行式補助ホイスト 転倒防止装置 (ツメ部)			5	-	2	5					○

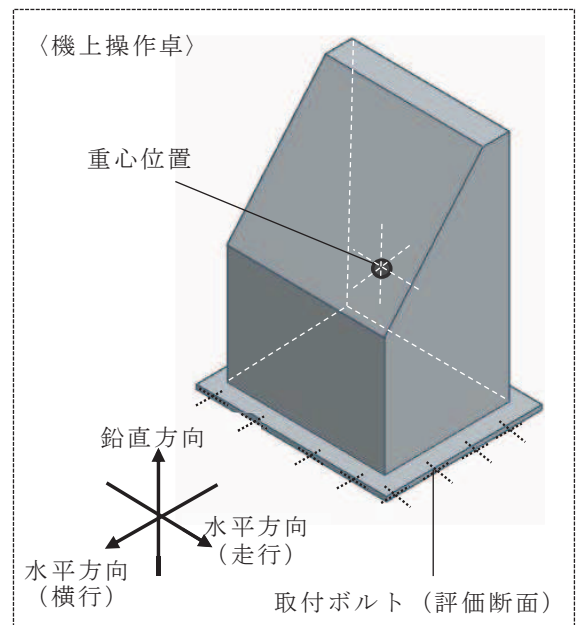
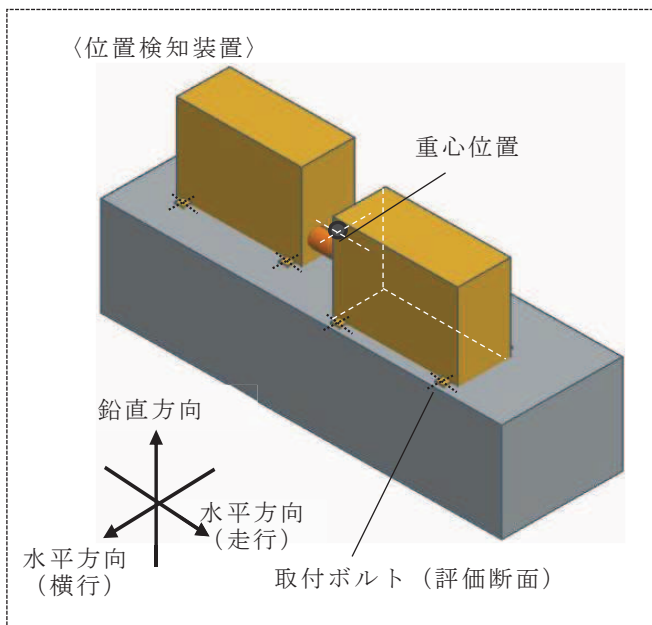
注記*1: 走行式補助ホイスト台車はボルトによる固定ではない為、転倒防止装置による評価を行い落下しないことを確認する。

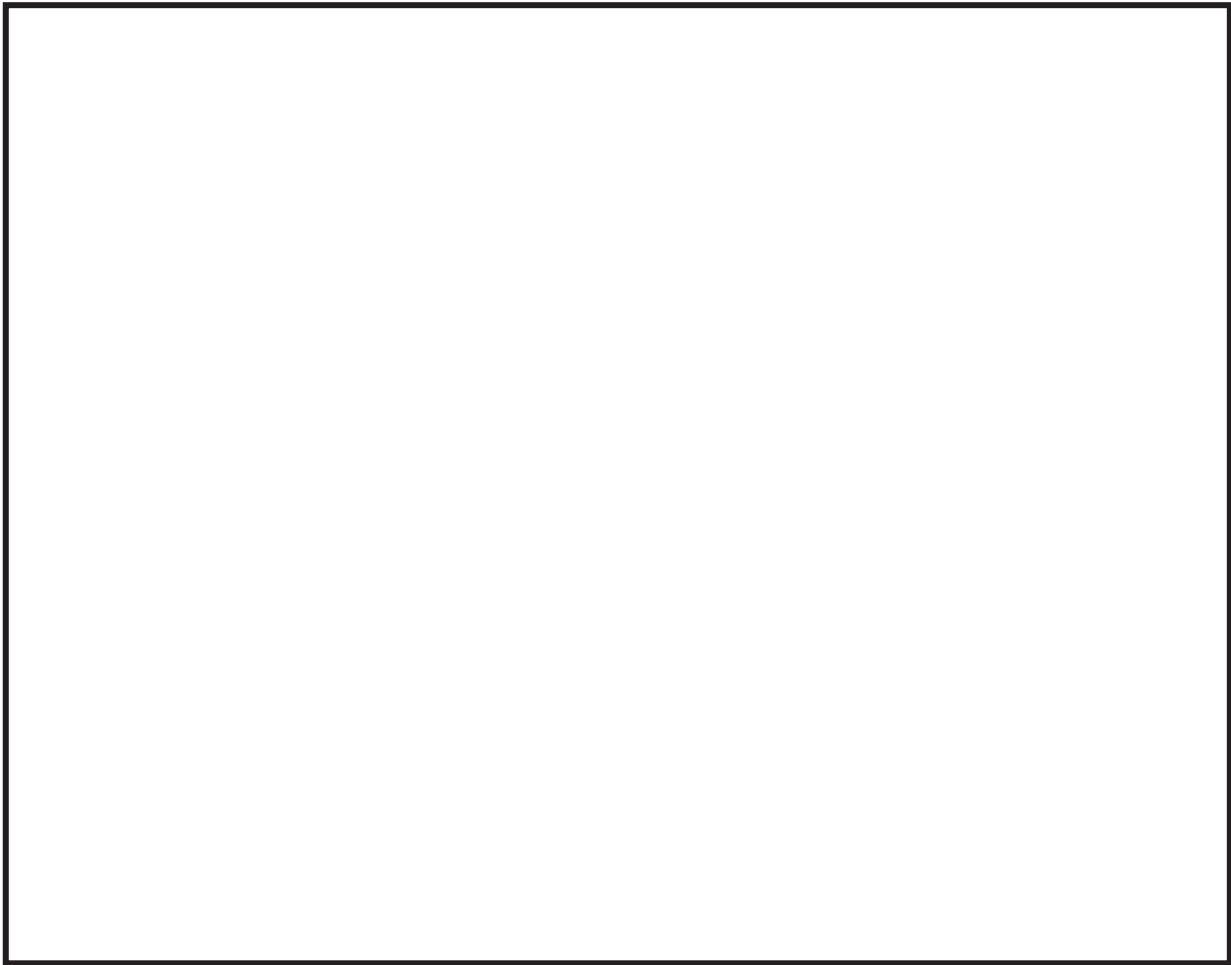
*2: Su 値を適用した許容応力。

(IVAS 評価で許容応力の算出に用いる F 値 (設計・建設規格 SSB-3121.1(1)により規定される値) を Su 値に置き換えて各応力分類の許容応力を算出した値。)

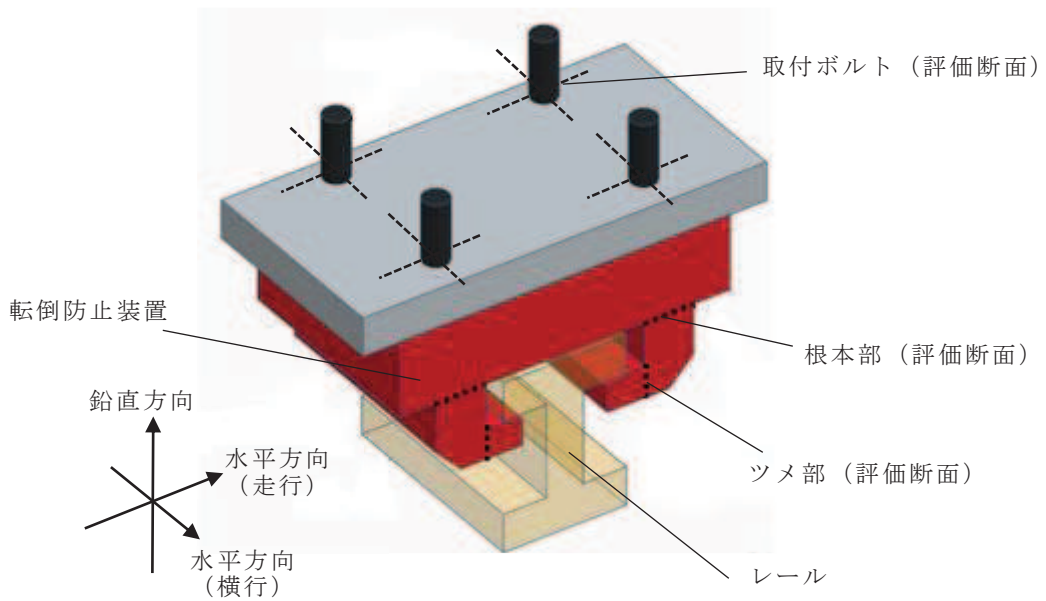
*3: 引張力とせん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力 $f_{ts} = \text{Min}[1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau_b, f_{to}]$ より算出。

○: 評価完了 (算出応力 ≤ 許容応力)
×: 次ステップ (算出応力 > 許容応力)





〈走行式補助ホイスト台車（転倒防止装置）〉



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 1-4 重量物落下評価まとめ 1/2 (搭載機器)

No.	搭載位置		機器名称		評価項目				最終結果		
					落下エネルギー 評価	離隔距離	耐震性評価				
		経路評価	強度評価								
1	ブリッジ 本体		空気ユニット	空気ユニット箱	○	-	-	-	○		
2				コンプレッサ-1	○	-	-	-	○		
3				コンプレッサ-2	○	-	-	-	○		
4				低圧タンク	○	-	-	-	○		
5				高圧タンク	○	-	-	-	○		
6			補機盤・変圧器		主回路・補器盤	×	×	○	-	○	
7					変圧器-1	×	×	○	-	○	
8					変圧器-2	×	×	○	-	○	
9			照明		投光器-1	○	-	-	-	○	
10					投光器-2	○	-	-	-	○	
11					投光器-3	○	-	-	-	○	
12					投光器-4	○	-	-	-	○	
13			ブリッジ位置検知装置		位置検知装置	×	×	×	○	○	
14					位置検出装置	○	-	-	-	○	
15	ブリッジ	ウォーク ウェイ	照明	投光器-5	○	-	-	-	○		
16				投光器-6	○	-	-	-	○		
17			ブリッジ駆動装置		モモンベース	×	×	○	-	○	
18					平歯車減速機	×	×	○	-	○	
19					電動機・サイクロ	×	×	○	-	○	
20			ブリッジ給電装置		ブリッジ給電腕	×	×	○	-	○	
21			ウォーク ウェイ		ウォークウェイ手摺	手摺-1	○	-	-	-	○
22						手摺-2	○	-	-	-	○
23						手摺-3	○	-	-	-	○
24						手摺-4	○	-	-	-	○
25						手摺-5	○	-	-	-	○
26						手摺-6	○	-	-	-	○
27						手摺-7	○	-	-	-	○
28						手摺-8	○	-	-	-	○
29	手摺-9	○				-	-	-	○		
30	手摺-10	○				-	-	-	○		
31	手摺-11	○				-	-	-	○		
32	手摺-12	○				-	-	-	○		
33	手摺-13	○				-	-	-	○		
34	手摺-14	○				-	-	-	○		
35	手摺-15	○				-	-	-	○		
36	ウォークウェイ梯子		梯子-1	○	-	-	-	○			
37			梯子-2	○	-	-	-	○			
38			梯子-3	○	-	-	-	○			

○ : SFP の健全性に影響を及ぼさない

× : SFP の健全性に影響を及ぼす可能性がある

表 1-4 重量物落下評価まとめ 2/2 (搭載機器)

No.	搭載位置	機器名称	評価項目				最終結果	
			落下エネルギー 評価	離隔距離	耐震性評価			
					経路評価	強度評価		
39	トリア	トリア給電装置(ブリッジケーブルヘア)	×	×	○	-	○	
40		トリア給電装置(トリアFホ-ト)	○	-	-	-	○	
41		主ホ-スト巻き上げ機	×	×	○	-	○	
42		機上操作卓	×	×	×	○	○	
43		トリア位置検出装置	○	-	-	-	○	
44		トリア駆動装置	×	×	○	-	○	
45		TBX 2 1	○	-	-	-	○	
46		トリアストップ	○	-	-	-	○	
47		マ-スト固定装置	○	-	-	-	○	
48		トリア1F手摺	手摺-1	○	-	-	-	○
49			手摺-2	○	-	-	-	○
50			手摺-3	○	-	-	-	○
51			手摺-4	○	-	-	-	○
52			手摺-5	○	-	-	-	○
53			手摺-6	○	-	-	-	○
54			手摺-7	○	-	-	-	○
55			手摺-8	○	-	-	-	○
56			手摺-9	○	-	-	-	○
57		トリア2F	主ホ-ストケーブルリ-ル	×	×	(○)	○	○
58			主ホ-ストエアホ-スリ-ル	×	×	(○)	○	○
59			主ホ-スト滑車装置	×	×	(○)	○	○
60			マ-スト旋回装置	×	×	×	○	○
61			荷重系ア-ンプ収納箱	×	×	(○)	○	○
62			据置式補助ホ-ストエアホ-スリ-ル	×	×	(○)	○	○
63			据置式補助ホ-スト巻き上げ装置	×	×	(○)	○	○
64			走行式補助ホ-スト台車	×	×	×	○	○
65			燃料つかみ具	×	×	×	○	○
66			トリアケーブル(TBX 3 1)	×	×	○	-	○
67	トリア2F手摺		手摺-1	○	-	-	-	○
68			手摺-2	○	-	-	-	○
69			手摺-3	○	-	-	-	○
70			手摺-4	○	-	-	-	○
71			手摺-5	○	-	-	-	○
72			手摺-6	○	-	-	-	○
73			手摺-7	○	-	-	-	○
74	トリア2F梯子	梯子	○	-	-	-	○	

○ : SFP の健全性に影響を及ぼさない

(○) : SFP の健全性に影響を及ぼさない

(手摺の強度評価で落下しないことを確認するもの)

× : SFP の健全性に影響を及ぼす可能性がある

燃料交換機の地震時におけるストッパへの影響評価

1. 目的

VI-1-3-3「燃料体等又は重量物の落下による使用済燃料貯蔵槽内の燃料体等の破損の防止及び使用済燃料貯蔵槽の機能喪失の防止に関する説明書」において、燃料交換機は走行方向に対する脱線を防止するために走行ストッパが設置されており、使用済燃料プールへ落下することはないとしていることから、走行ストッパに対する評価を行う。

2. 評価方法

図 2-1 の計算モデルに基づき、地震時に燃料交換機がすべて走行ストッパに衝突した時の荷重を算出する。また図 2-2 の計算モデルに基づき、ストッパ断面に加わる曲げモーメントおよびせん断力を算出し、応力評価にて走行ストッパへの影響を評価する。

表 2-1 に評価諸元を示す。

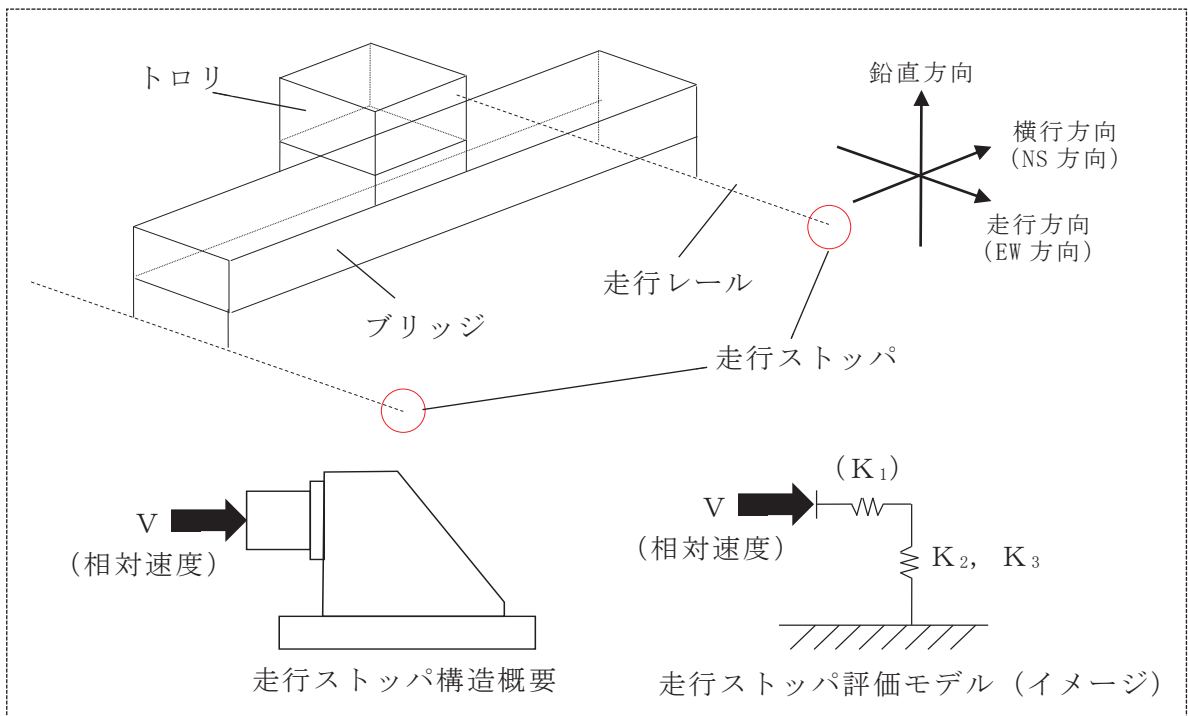


図 2-1 計算モデル (ストッパへの衝突荷重算出)

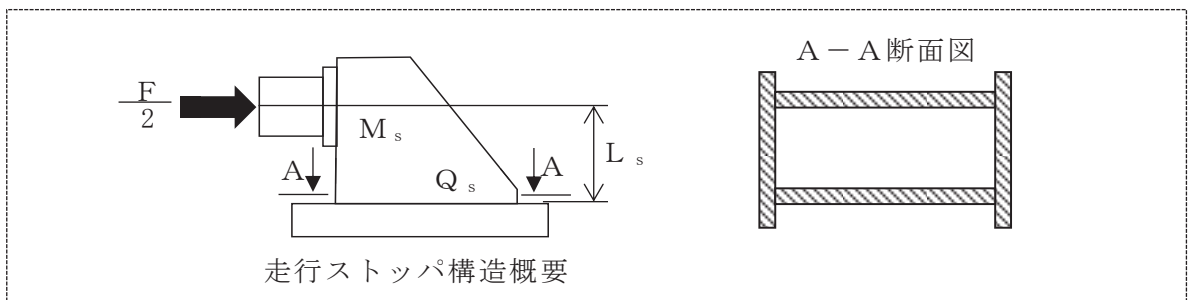
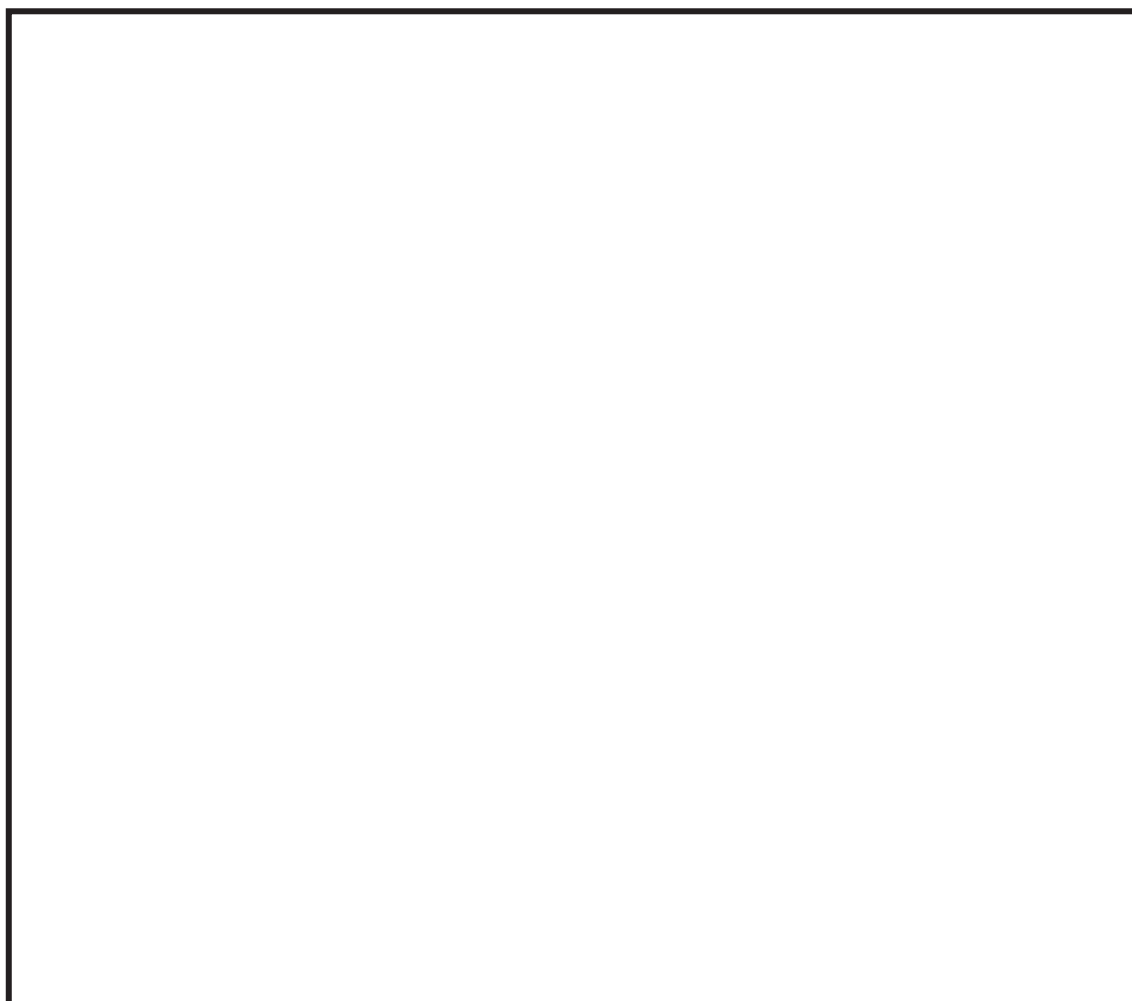


図 2-2 計算モデル (ストッパ応力評価)

表 2-1 評価諸元

記号	記号の説明	入力値	単位
m	燃料交換機質量	<input type="text"/>	kg
T_f	燃料交換機走行方向卓越 周期	トロリ位置中央： <input type="text"/> トロリ位置端部： <input type="text"/>	s
α_f	燃料交換機走行方向応答 震度	0.15	—
V_B	建屋応答速度	0.00	mm/s
g	重力加速度	9806.65	mm/s ²
L_s	ストッパ高さ	284	mm
A_s	ストッパ断面積	1.520×10^4	mm ²
Z_s	ストッパ断面係数	1.741×10^6	mm ³
I_s	断面二次モーメント	4.631×10^8	mm ⁴
E_s	縦弾性係数	<input type="text"/>	MPa
G_s	せん断弾性係数	77,300	MPa



枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



3. 評価結果

波及的影響の観点から走行ストッパが破断しないことを確認することを目的に S_u 値を許容応力に適用して評価を実施した。

表 2-2 の通り、トロリ位置によらず許容応力を満足することを確認し、ストッパ機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

表 2-2 走行ストッパ応力評価結果まとめ

・トロリ位置中央

応力分類	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa) *	裕度	判定
引張り σ	27			○
せん断 τ	11			○
組合せ σ_c	33			○

・トロリ位置端部

応力分類	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa) *	裕度	判定
引張り σ	21			○
せん断 τ	9			○
組合せ σ_c	26			○

注記* : S_u 値を適用した許容応力。

(IVAS 評価で許容応力の算出に用いる F 値 (設計・建設規格 SSB-3121.1(1)により規定される値) を S_u 値に置き換えて各応力分類の許容応力を算出した値。)

判定

○ : $1.0 \leq$ 裕度

× : $1.0 >$ 裕度

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

燃料交換機に対するスロッシングの影響評価

1. 検討概要

地震による使用済燃料プールの液面揺動（以下「スロッシング」という。）が発生した場合における燃料交換機に対する影響評価結果を示す。

スロッシング荷重は、添付書類「VI-1-1-8-3 溢水評価条件の設定」に示す評価条件を用いて実施した三次元流動解析の結果に基づき設定する。減衰定数は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」に記載の減衰定数を用いる。

評価対象部位となるブリッジフレーム及び転倒防止装置は、使用済燃料プール表面の水の鉛直速度成分から荷重を算出し、燃料つかみ具は、使用済燃料プール水中の水の水平速度成分から荷重を算出して、地震による荷重を加えて構造強度を評価する。

2. 評価条件

2.1 検討対象地震動

使用済燃料プールの三次元流動解析は、使用済燃料プールの固有周期に対する震度が最大となる地震波を用いることとし、図 3-1 の設計用床応答スペクトルより、EW 方向及び NS 方向ともに固有周期に対する震度が最大となる基準地震動 S_{s-D1} とする。

NS 方向



EW 方向

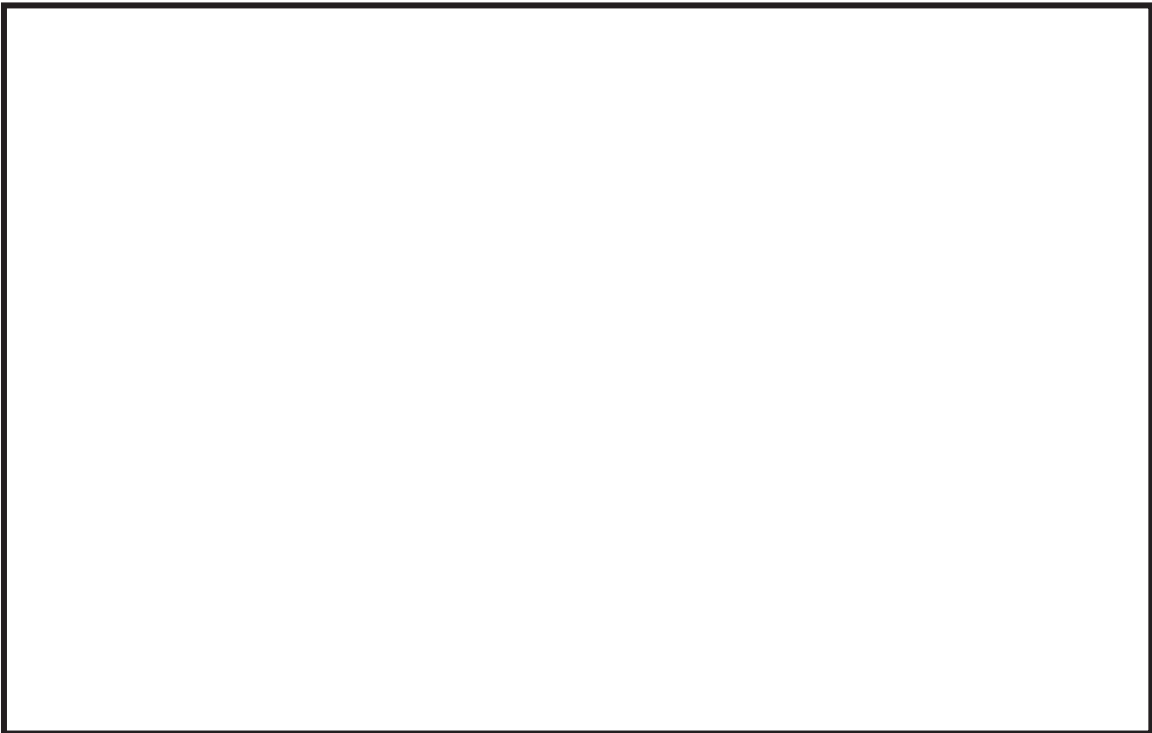


図 3-1 設計用床応答スペクトル (減衰定数 0.5%)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

2.2 スロッシング流動解析

使用済燃料プールの三次元流動解析は、使用済燃料プール及び上部空間をモデル化する。データ評価点は、水平方向はNS及びEW方向ともに約1m間隔とし、高さ方向は50cm間隔とする。

2.2.1 ブリッジフレーム及び転倒防止装置に対するスロッシング評価点

水平方向のスロッシング評価点は、NS方向で最大10箇所、EW方向で最大12箇所とし、それぞれの評価点について、燃料交換機のブリッジフレーム下面高さ(O.P. 34300)における鉛直方向の流速を抽出・整理する。

図3-2にブリッジフレーム及び転倒防止装置用の使用済燃料プール上でのスロッシング評価点の位置を示す。

2.2.2 燃料つかみ具に対するスロッシング評価点

水平方向のスロッシング評価点は、NS方向、EW方向ともに、最大12箇所、鉛直方向のスロッシング評価点は、燃料つかみ具の高さ方向に最大25箇所とし、それぞれの評価点について、燃料つかみ具高さ(O.P. 21380～O.P. 34300)における水平方向の流速を抽出・整理する。

図3-3に燃料つかみ具に対する使用済燃料プール上での水平方向のスロッシング評価点の位置を、図3-4に鉛直方向のスロッシング評価点の位置を示す。

2.3 燃料交換機評価対象部位

ブリッジフレーム及び転倒防止装置の構造概要を図3-5に、燃料つかみ具の構造概要を図3-6に、燃料つかみ具の評価対象部位を図3-7に示す。

スロッシングの影響評価は、使用済燃料プール上の水面に近いブリッジフレームと転倒防止装置(本体及び取付ボルト)、プール水中で水平方向荷重を受ける燃料つかみ具に対して実施する。

燃料つかみ具は、スロッシングによる水平方向荷重が作用しても、球面軸受により可動し、トロリ2階フレームへ荷重を逃がす構造となっており、水平方向荷重はトロリ1階フレーム下部に設置されたマスト固定装置で支持されるため、マスト固定装置の取付ボルト及びマスト固定装置と接触する燃料つかみ具6段を評価対象とする。

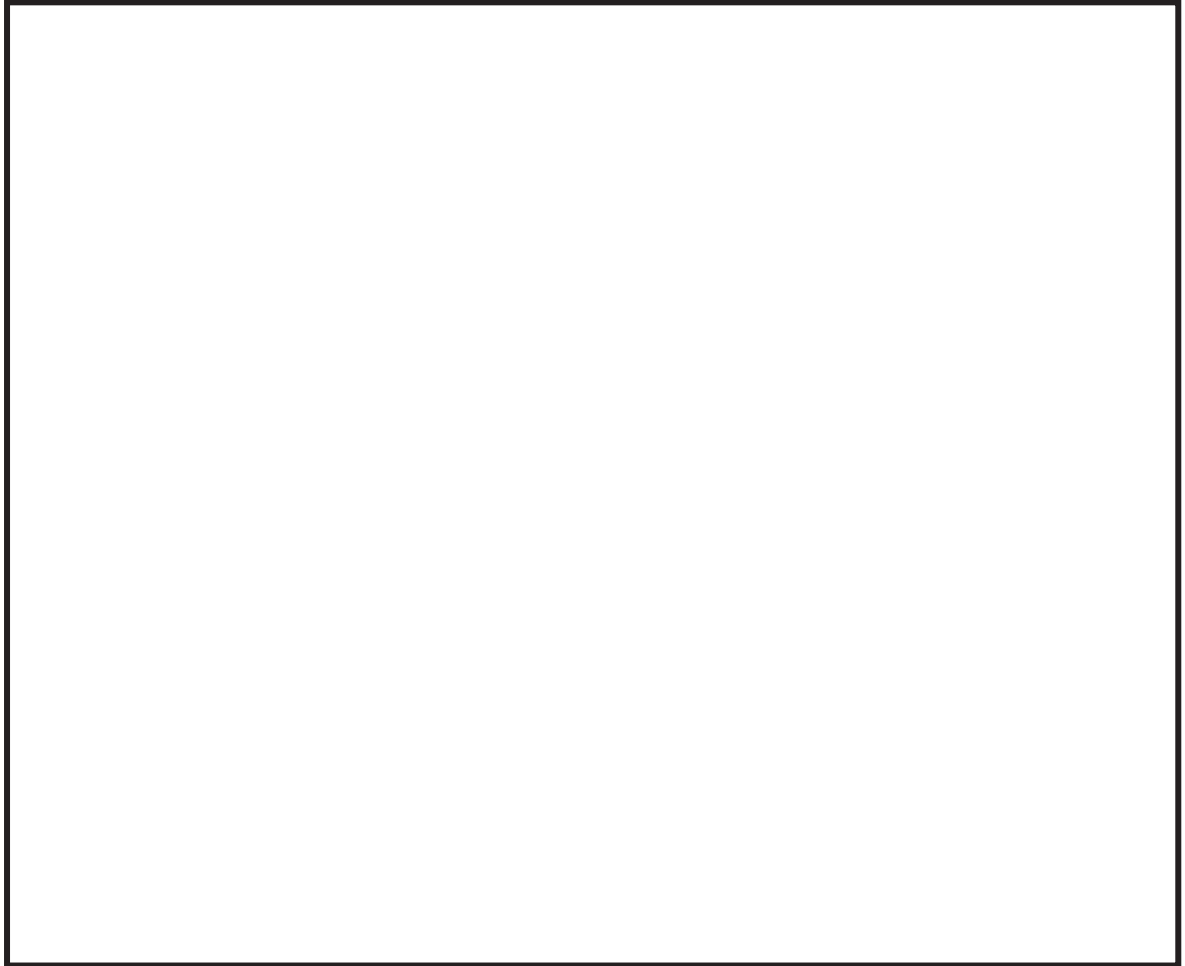


図3-2 ブリッジフレーム及び転倒防止装置に対するスロッシング評価点

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



図3-3 燃料つかみ具に対するスロッシング評価点（水平方向）



図3-4 燃料つかみ具に対するスロッシング評価点（鉛直方向）

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

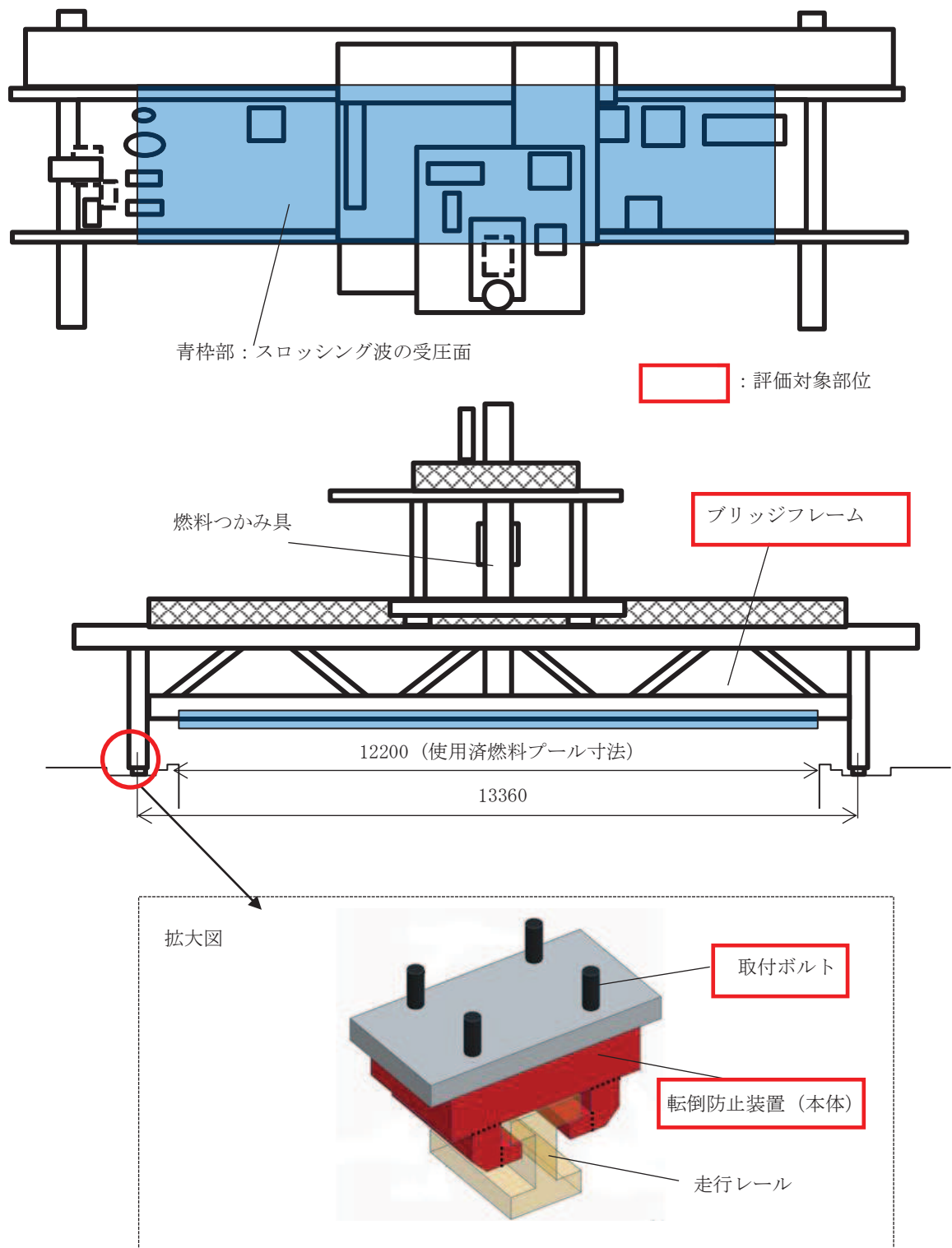


図 3-5 ブリッジフレーム及び転倒防止装置の構造概要図

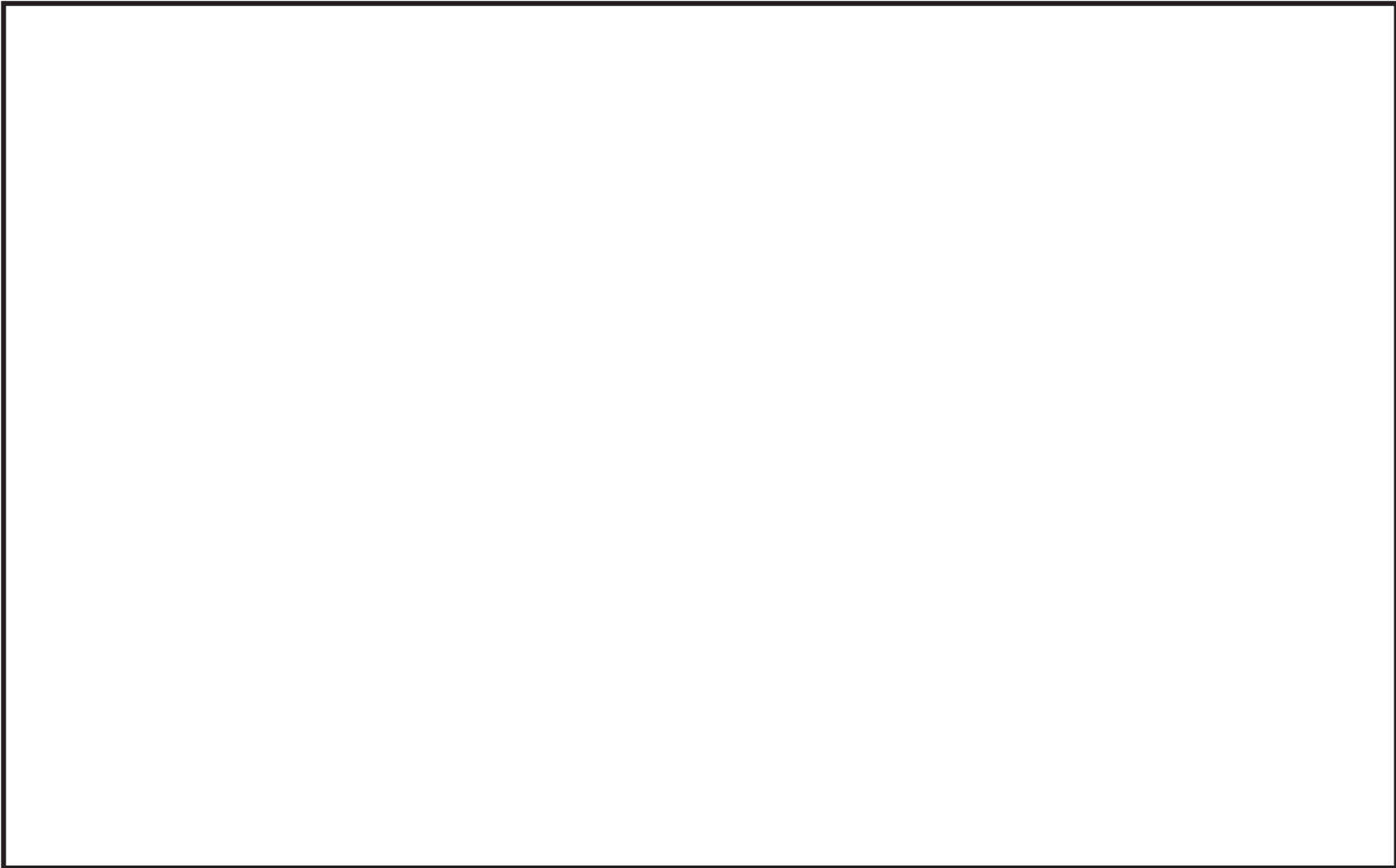


図 3-6 燃料つかみ具の構造概要図

添付 3-7

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

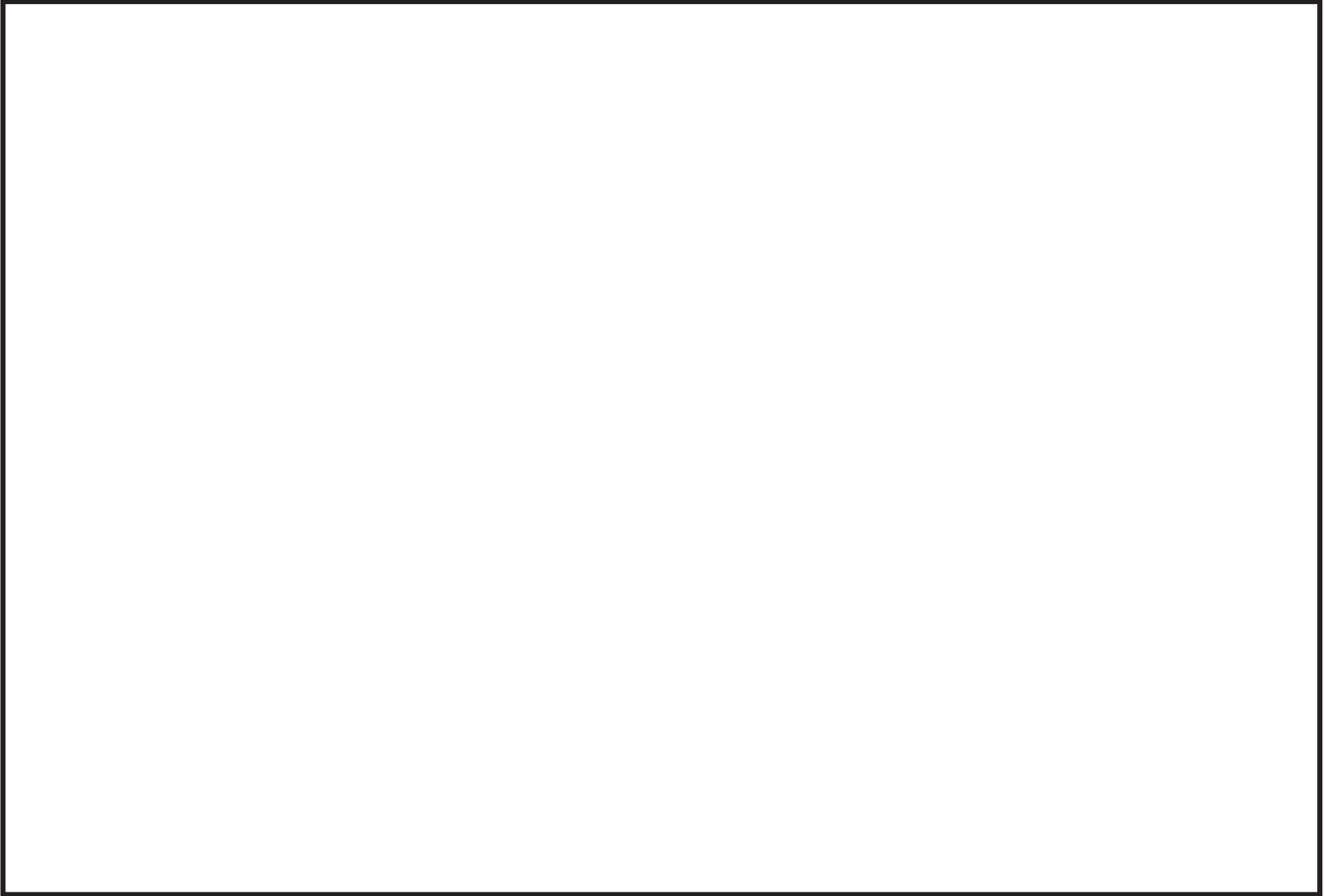


図 3-7 燃料つかみ具の評価対象部位

添付 3-8

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3. 評価方法

燃料交換機に対するスロッシングの影響評価では、地震により燃料交換機に生じる応力及びスロッシング影響の重畳を考慮する。

3.1 ブリッジフレーム及び転倒防止装置の影響評価

スロッシング時にプール水が燃料交換機の下面に達した場合、燃料交換機はプール水により押し上げられる可能性が考えられるため、以下の観点から評価対象をブリッジフレームと転倒防止装置とする。なお、水平方向のスロッシングによる影響は、仮にプール水をブリッジフレームの側面で受けたとしても、燃料交換機は走行レール上を移動することができるため、本評価では考慮しない。

- ・ブリッジフレーム：燃料交換機の主要部位
- ・転倒防止装置：燃料交換機の浮き上がりを防止する部位

(1) 荷重算出

2.2.1 に示す各評価点におけるスロッシングの流動解析結果(プール水のスロッシング速度)から動水圧を算出し、その動水圧を負荷させた条件で燃料交換機の該当箇所(使用済燃料プール幅とブリッジフレームに囲まれた範囲(図 3-5 参照))の受圧面積に乗じてスロッシング荷重を算出する(3.1式)。

荷重算出に用いるプール水のスロッシング速度は、最大速度の発生時刻や燃料交換機のプール上における位置を考慮せず、図 3-2 において EW 方向の同一列上に並んだ各評価点のスロッシング速度の最大値を評価に用いる。

ブリッジフレームの各位置に対してスロッシング速度による動水圧を負荷させる。

また、スロッシング荷重は、燃料交換機の下面全体に分散して負荷されるが、本計算では主要部材であるブリッジフレームが全て負担するとした。

$$F_B = \rho \cdot A_B \cdot v_B^2 \quad \dots (3.1)$$

F_B : ブリッジフレーム(2本)に作用するスロッシング荷重 [N]

ρ : 流体(水)の質量密度 [kg/m³]

A_B : ブリッジ底部のスロッシング受圧面積 [m²]

v_B : プール EW 方向の同一列上に並んだ各評価点の鉛直スロッシング速度の最大値 [m/s]

なお、転倒防止装置に負荷されるスロッシング荷重は、反力が厳しい側となる転倒防止装置に対し、スロッシング荷重を1か所あたりの荷重に換算する。

(2) 応力評価

ブリッジフレーム及び転倒防止装置とも、スロッシングによる発生応力と地震による発生応力を足し合わせ、波及的影響の観点から部材が破断しないことを確認することを目的に S_u 値を適用した許容応力と比較する。

3.2 燃料つかみ具の影響評価

図 3-7 に示す通り，燃料つかみ具は，マスト旋回装置の球面軸受を介してトロリ 2 階フレームに支持されている。燃料つかみ具にスロッシングによる水平方向荷重が作用しても，球面軸受により可動するため，荷重を逃がす構造となっており，水平方向荷重はトロリ 1 階フレーム下部に設置されたマスト固定装置で支持される。したがって，マスト固定装置において，最も評価が厳しくなる取付ボルト及びマスト固定装置と接触する燃料つかみ具 6 段を評価対象とする。

(1) 荷重算出

燃料つかみ具の影響評価用荷重は，2.2.2 項に示す各評価点に沿って燃料つかみ具（各段）を分割し，各々分割された燃料つかみ具にプール水のスロッシング速度から算出した動水圧を負荷した場合を想定する。それら動水圧は，負荷される燃料つかみ具の投影面積を乗じることで荷重に換算されるため，各燃料つかみ具の位置におけるモーメントを考慮してマスト固定装置及び燃料つかみ具 6 段における荷重を算出する。

荷重算出に用いるプール水のスロッシング速度は，燃料交換機の位置や同時刻性を考慮せず，図 3-4 の同一標高における各評価点のスロッシング流速の最大値を評価に用いる。

燃料つかみ具の受圧面積（投影面積）は，使用済燃料プール内での伸縮量及び燃料集合体の寸法を考慮する。

また，地震による水平荷重の影響については，燃料交換機が水平方向にすべることを考慮して， $0.15G^{*1}$ 相当の荷重を燃料つかみ具質量から算出して重畳させる。

プール水のスロッシングにより燃料つかみ具に作用する荷重を 3.2 式により求める。

注記*1：最大静止摩擦力より求めた水平方向設計震度

$$F_m = P_{tm} \cdot A_m \quad \dots (3.2)$$

F_m ：燃料つかみ具に作用するスロッシング荷重 [N]

P_{tm} ：燃料つかみ具に作用する動水圧 [N/m^2]

$$P_{tm} = \frac{1}{2} \cdot C_d \cdot \rho \cdot (v_m + v_f)^2$$

A_m ：燃料つかみ具の水平投影面積 [m^2]

C_d ：抗力係数 (=1.0)

ρ ：流体（水）の質量密度 [kg/m^3]

v_m ：プール同一標高における各評価点の水平スロッシング流速の最大値 [m/s]

v_f ：燃料交換機の滑り速度 [m/s]

なお、鉛直方向荷重については、図 3-6 燃料つかみ具の構造概要図に示すとおり、二重のワイヤロープにより、燃料つかみ具 1～5 段及び燃料集合体をつり下げる構造となっており、鉛直方向荷重が直接負荷されるのは、マスト回転装置及び燃料つかみ具 6 段のみである。燃料つかみ具 6 段の評価においては、自重による荷重と地震による鉛直下向きの荷重を考慮する。

図 3-8 に燃料つかみ具に対するスロッシング及び地震による荷重負荷の模式図を示す。

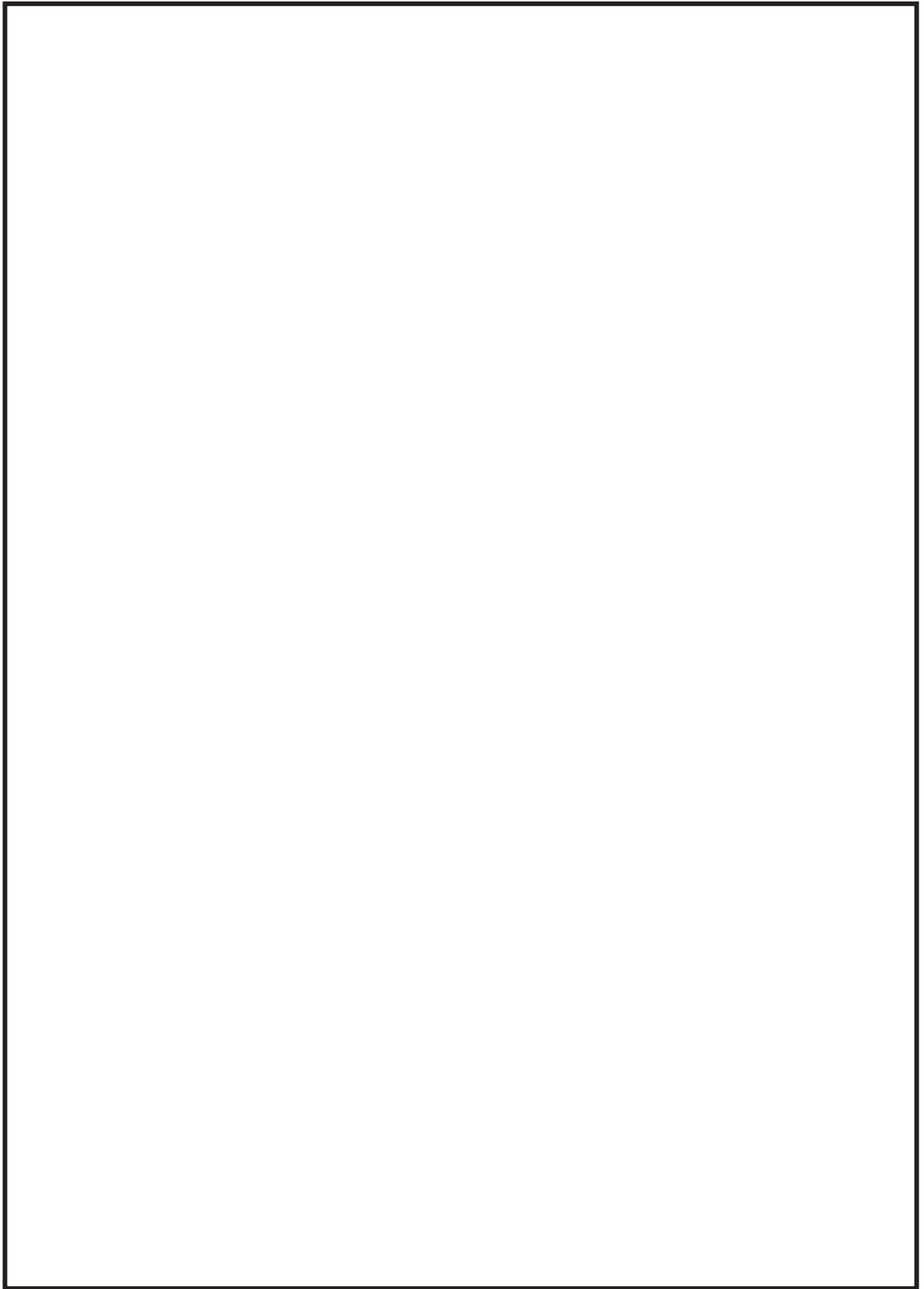


図 3-8 燃料つかみ具に対するスロッシング及び地震による荷重負荷の模式図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

(2) 応力評価

全ての評価対象部位について、スロッシング及び地震による荷重から算出した応力を、波及的影響の観点から部材が破断しないことを確認することを目的にSu値を適用した許容応力と比較する。

4. 評価結果

4.1 ブリッジフレーム及び転倒防止装置

表3-1に示すとおり、ブリッジフレーム及び転倒防止装置ともにスロッシングを考慮した算出応力が、許容応力を下回っていることを確認した。

表 3-1 ブリッジフレーム及び転倒防止装置の評価結果

評価対象部位		材料	応力分類	算出応力 (MPa)	許容応力* (MPa)
ブリッジフレーム			引張り	320	
			せん断	17	
			組合せ	322	
転倒防止装置	本体		曲げ	74	
			せん断	17	
			組合せ	79	
	取付ボルト		せん断	153	
			引張り	216	

注記* : Su 値を適用した許容応力。

(IVAS 評価で許容応力の算出に用いる F 値 (設計・建設規格 SSB-3121.1(1)により規定される値) を Su 値に置き換えて各応力分類の許容応力を算出した値。)

4.2 燃料つかみ具

表3-2に示すとおり、燃料つかみ具の評価対象部位において、スロッシングを考慮した算出応力が、許容応力を下回っていることを確認した。

表 3-2 燃料つかみ具の評価結果

評価対象部位	材料	応力分類	算出応力 (MPa)	許容応力* (MPa)
マスト固定装置 取付ボルト		せん断	47	
燃料つかみ具 6 段 (マスト固定装置との接触部)		曲げ	44	
		引張り	7	
		せん断	3	
		組合せ	51	

注記* : Su 値を適用した許容応力。

(IVAS 評価で許容応力の算出に用いる F 値 (設計・建設規格 SSB-3121.1(1)により規定される値) を Su 値に置き換えて各応力分類の許容応力を算出した値。)

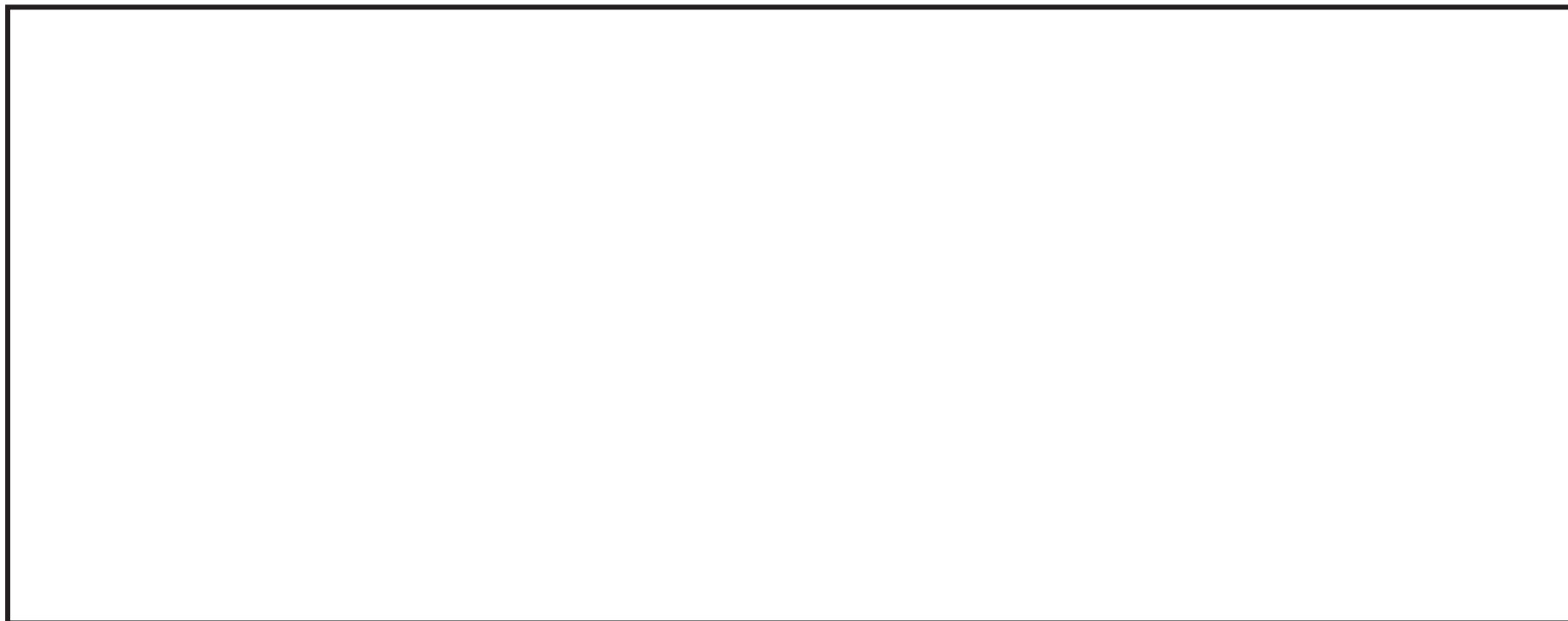
5. 結論

燃料交換機ブリッジフレーム，転倒防止装置及び燃料つかみ具について，地震による使用済燃料プールのスロッシング影響を考慮した場合においても十分な強度を有していることを確認した。

よって，地震による使用済燃料プールのスロッシングが発生した場合でも燃料交換機に対する影響はない。

燃料交換機の改造概要

既工認（工認図）からの主要な変更箇所を以下に示す。



<主要な変更箇所>

- ① : ブリッジ構成部材の梁サイズ／材質の見直し
- ② : ブリッジ転倒防止装置，ガイドフレームの数量・形状・材質の見直し
- ③ : トロリ転倒防止装置，ガイドフレームの数量・形状の見直し
- ④ : トロリ構成部材の梁サイズ／材質の見直し

①ブリッジ構成部材の梁サイズ／材質の見直し

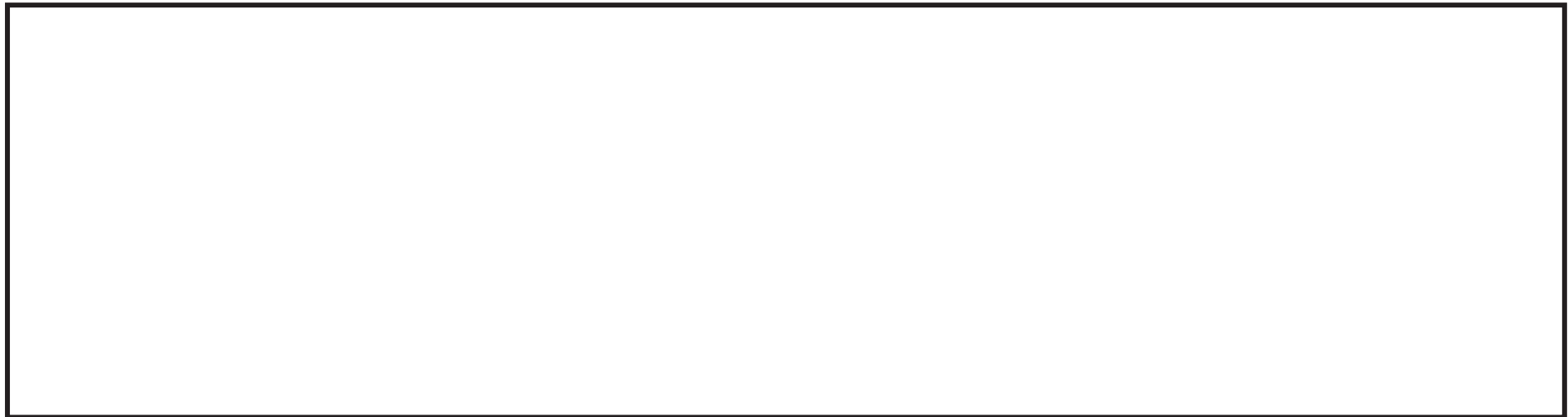
(1) トロリレール直下梁の変更

(2) マスト側底部梁の変更



(3) 反マスト側ブリッジ底部梁の変更

(4) ブリッジ側面斜材梁の変更



図において、ブリッジ上床面は非表示としている。

②ブリッジ転倒防止装置、ガイドフレームの数量・形状・材料の見直し



③トロリ転倒防止装置、ガイドフレームの数量・形状の見直し



④ トロリ構成部材の梁サイズ／材質の見直し（主要箇所）

(1) トロリ 2 階部梁の材質変更

(2) トロリ 2 階部梁の断面及び材質変更



(3) トロリ側面斜材梁の変更

(4) トロリ構造部材の追加



図において、ブリッジ上床面及びトロリ上床面は非表示としている。

添付 4-4

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

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-19-0600-30_改6

補足-600-30 制御棒貯蔵ラックの耐震性についての計算書に関する

補足説明資料

1. はじめに

制御棒貯蔵ラックは、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「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」に示している。

本設備は、耐震性確保を目的として既工認から構造変更していることから、その差異等について整理するものである。

2. 制御棒貯蔵ラックの配置

図1に示すとおり、制御棒貯蔵ラックは使用済燃料貯蔵プール内に2台設置されており、近傍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ている。したがって、制御棒貯蔵ラックが地震時に損傷、転倒することで、使用済燃料貯蔵ラックに波及的影響を及ぼす可能性があるため、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。

耐震性確保のため構造変更（取り替え）を実施するが、設置位置は改造前後で変更はない（図1参照）。

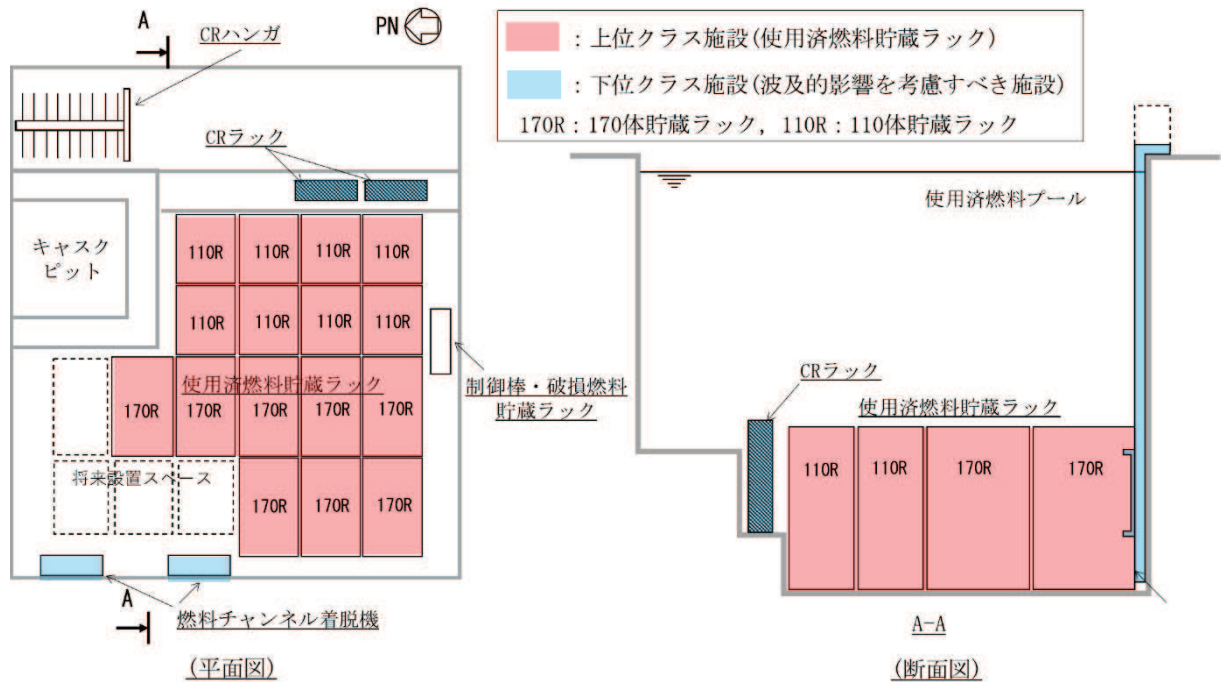


図1 使用済燃料貯蔵プール内制御棒貯蔵ラックの配置

3. 構造変更の概要

制御棒貯蔵ラックについて、基準地震動 S_s に対する構造健全性を満足するため、既工認とは異なる構造へ取り替え工事を実施する方針としている。

既工認と今回工認における制御棒貯蔵ラックの主要諸元の比較及び構造の比較について、表1及び図2に示す。

表1 既工認及び今回工認の主要諸元の比較

	既工認	今回工認
主要構造	たて置ラック式（円管構造）	たて置ラック式（フレーム構造）
固定方式	ボルトによる床固定式（自立型）	同左
主要材質		
質量(kg)		
全高(mm)		
全幅(mm)		
個数（台）	2	同左
貯蔵容量(本)	12	同左

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

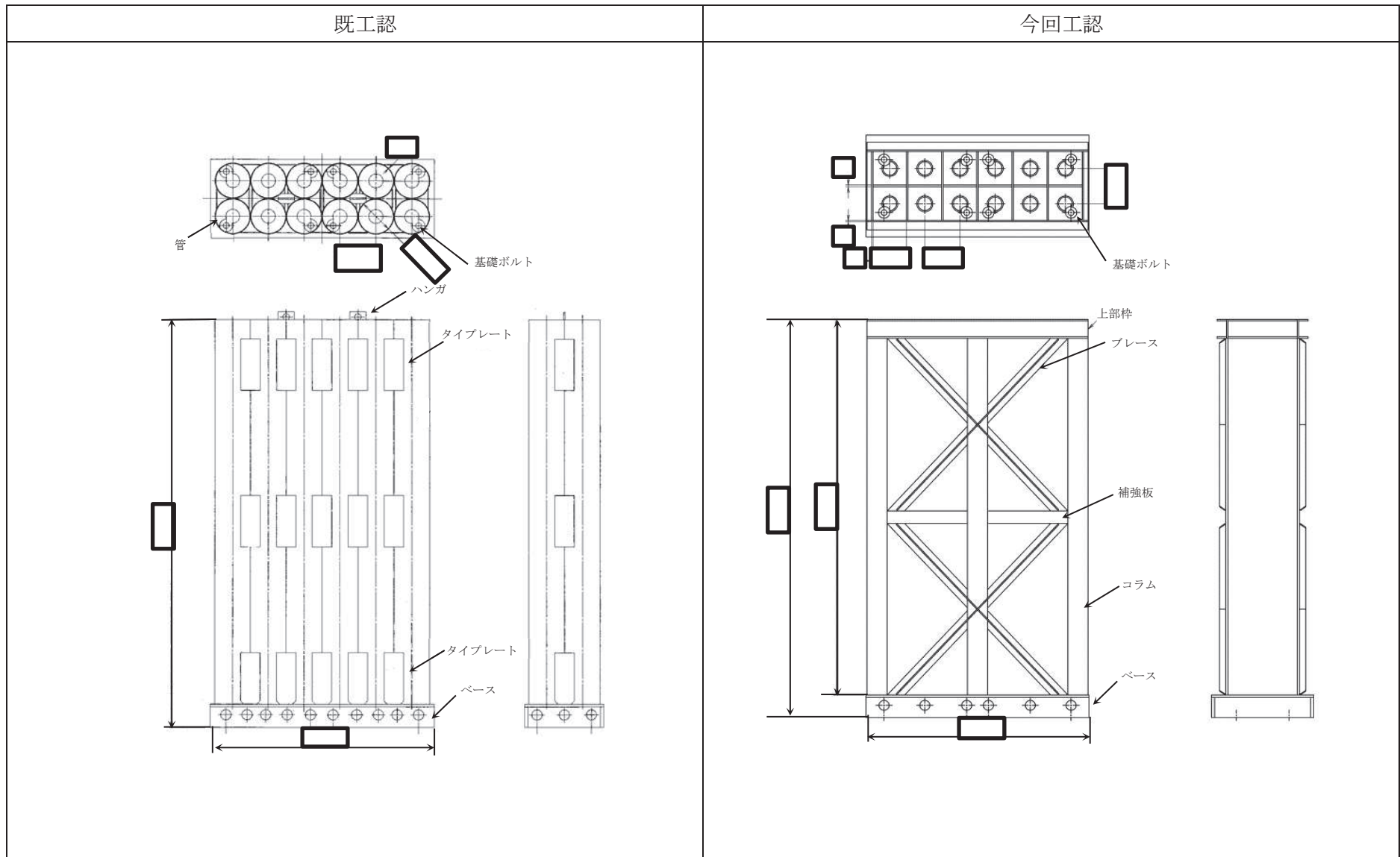


図2 既工認及び今回工認の構造の比較

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 既工認と今回工認の耐震設計手法の比較

既工認と今回工認の耐震設計手法の比較を表2に示す。

既工認においては、耐震Bクラス設備として多質点系モデルおよび公式等を用いて耐震設計を実施していたが、今回工認においては、解析モデルおよび解析手法に使用済燃料貯蔵ラックの耐震評価において実績のある3次元FEMモデルを用いたスペクトルモーダル解析に変更した。

また、その他の変更点として、今回工認においては既工認で考慮していたラック内包水質量を考慮しない方針としている。その理由として、既工認のラックは円管上部以外に内部流体の出入りが無い閉塞された構造であるのに対して、今回工認のラックはフレーム構造を採用し、流体を内包しない構造へ変更しているためである。

表2 既工認と今回工認の耐震設計手法の比較

		既工認	今回工認
耐震クラス		Bクラス	Bクラス (S s)
解析モデル		多質点系モデル (固有値解析のみ)	3次元FEMモデル
地震応答解析手法		公式等による評価	スペクトルモーダル解析
応力評価			公式等による評価
評価部位		ラック本体 (管), 基礎ボルト	ラック本体 (フレーム等), 基礎ボルト
設計用減衰定数		1.0%	1.0%
流体質量 の考慮	内包水質量	有	無
	付加質量*	有	有
	排除水体積質量による 応答低減*	無	無
水平地震力と鉛直地震力の 組合せ法		—	SRSS

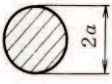
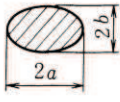
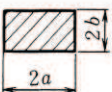
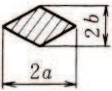

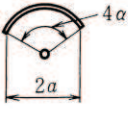

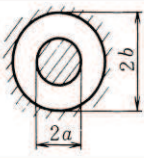

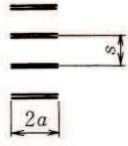
注記*：付加質量及び排除水体積質量による応答低減効果については「補足-600-40-40 耐震評価における流体中の構造物に対する付加質量及び応答低減効果の考慮」に詳細を示す。

5. 水の付加質量の算出方法

ラック及び制御棒の単位長さ当りの水の付加質量は表3より算出する。制御棒の付加質量は制御棒断面の外接円を考慮した円断面を持つ柱状物体として算出し、ラックの各部材の付加質量は長方形断面もしくは平板断面を持つ柱状物体として算出する。また、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している。

なお、表3に示す機械工学便覧に記載されている付加質量は方向によらず断面形状に応じて適用可能である。

表3 柱状物体の単位長さ当たりの付加質量 (機械工学便覧抜粋)

断面形状		付加質量						
円		$\pi\rho a^2$						
だ円		$\pi\rho a^2$ $\pi\rho b^2$						
長方形		$\pi K_1\rho a^2$						
ひし形		$\pi K_2\rho a^2$						
平板		$\pi\rho a^2$						
円弧翼		$\frac{\pi\rho a^2}{2}\left(1+\frac{1}{\cos^2 a}\right)$ $\frac{\pi\rho a^2}{2}\tan^2 a$						
ジェーコフスキー対称翼		$\frac{\pi\rho a^2}{4}\left(4+\frac{k-2}{k+1}\right)$ $\frac{\pi\rho a^2}{4}(k-2)(k+1)$						
同心固定同筒内の円		$\pi\rho a^2\left(\frac{b^2+a^2}{b^2-a^2}\right)$						
固定壁近くの平板		$\pi\rho a^2 K_3$						
平板列		$\frac{2\rho s^2}{\pi}\log\left\{\cos h\left(\frac{\pi a}{s}\right)\right\}$						
備考								
b/a	0	0.1	0.2	0.5	1	2	5	10
K_1	1.00	1.14	1.21	1.36	1.51	1.70	1.98	2.23
b/a	0.5	1	2	5				
K_2	0.85	0.76	0.67	0.61				
$h/2a$	∞	2.5	0.5					
K_3	1.00	1.03	1.165					

付加質量を考慮する部材のうち、ブレースは全体座標系に対し傾きを有している。ブレースの振動方向は、図3に示す部材直交方向に振動するため、この振動方向に対する付加質量を算出し評価へ考慮する場合、X方向及びZ方向それぞれに斜め方向振動時の付加質量が付与されるものと考えられる。そこで、ブレースのような斜材に対しては、傾きを有する部材の振動に伴う付加質量を各軸の地震応答解析へ反映するために、投影した長さを適用して付加質量を算出していることから、水平方向と鉛直方向の付加質量算出の考え方を以下に示す。

(1) ブレースにおける水平方向の付加質量

図3に示すとおり、ブレースは全体座標系のXZ平面においてZ軸に対して傾きを有することから、水平方向のうちX方向の振動における付加質量を算出する場合、YZ平面へ投影した長さで付加質量を算出する。ここで、ブレースの水平方向のうちX方向の付加質量算出の際に考慮する断面については、図3に示すA-A断面のとおり、部材直交方向に断面を設定し、ウェブ部及びフランジ部をそれぞれ長方形断面の柱状物体として単位長さ当たりの付加質量を算出する。

一方、図3に示すB-B断面のとおり、全体座標系のZ軸に直交する方向で断面形状を考慮するとブレースのウェブ部及びフランジ部の幅は、A-A断面での断面形状よりも広がるが、付加質量を算出する際、小数点以下第一位で切上しているため、算出される付加質量は表4に示すとおり同値となることを確認している。

水平方向のうちY方向は傾きを有していないため、A-A断面での断面形状により単位長さ当たりの付加質量を算出し、斜材部の長さを用いて付加質量を算出している。

(2) ブレースを含む各部材の鉛直方向の付加質量

図3に示すとおり、ブレースは全体座標系のXZ平面においてX軸に対して傾きを有することから、鉛直方向(Z方向)の振動における付加質量を算出する場合、XY平面へ投影した長さで付加質量を算出することを基本とする。ただし、鉛直方向(Z方向)の付加質量については、Z軸に対して平板形状であり付加質量の影響が大きいベースのみを考慮している。また、ベース以外の部材の付加質量は小さく固有周期等への影響が軽微であることから、鉛直方向付加質量は考慮しない。各部材の鉛直方向の付加質量を表5に示す。表5に示すとおりベースに比べ、ベース以外の部材の付加質量は小さい。

ここで、ベース以外の部材の鉛直方向付加質量が耐震評価に及ぼす影響を確認するため、その付加質量を考慮した影響評価用モデルを作成し、固有周期を算出する。影響確認に必要な諸元及び確認結果を以下及び表6に示す。

制御棒貯蔵ラックを1質点系のモデルと考え、「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」に記載の解析モデル(以下「工認解析モデル」という。)全質量M及び固有周期Tから鉛直方向剛性Kを(1)式*2により算出する。

$$K = (2\pi / T)^2 \times M \dots \dots \dots (1)$$

注記*2：モデル全質量M[kg] $M = m_R + m_{CR} + m_V$

(m_R ：ラック質量[kg]， m_{CR} ：制御棒質量[kg]， m_V ：鉛直方向付加質量[kg])

固有周期T [s] ()：工認解析モデルより算出)

鉛直方向剛性K [kg/s²]

(1)式により算出した鉛直方向剛性及びベース以外の部材の鉛直方向付加質量を考慮した影響評価用モデル全質量Mを用いて、固有周期Tを式(2)により算出する。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \dots \dots \dots (2)$$

表6に示すとおり、ベース以外の部材の鉛直方向付加質量を考慮した影響評価用モデルの固有周期とベースのみの鉛直方向付加質量を考慮した工認解析モデルの差異は非常に小さく、ベース以外の部材の鉛直方向付加質量による固有周期への影響は軽微であることを確認した。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

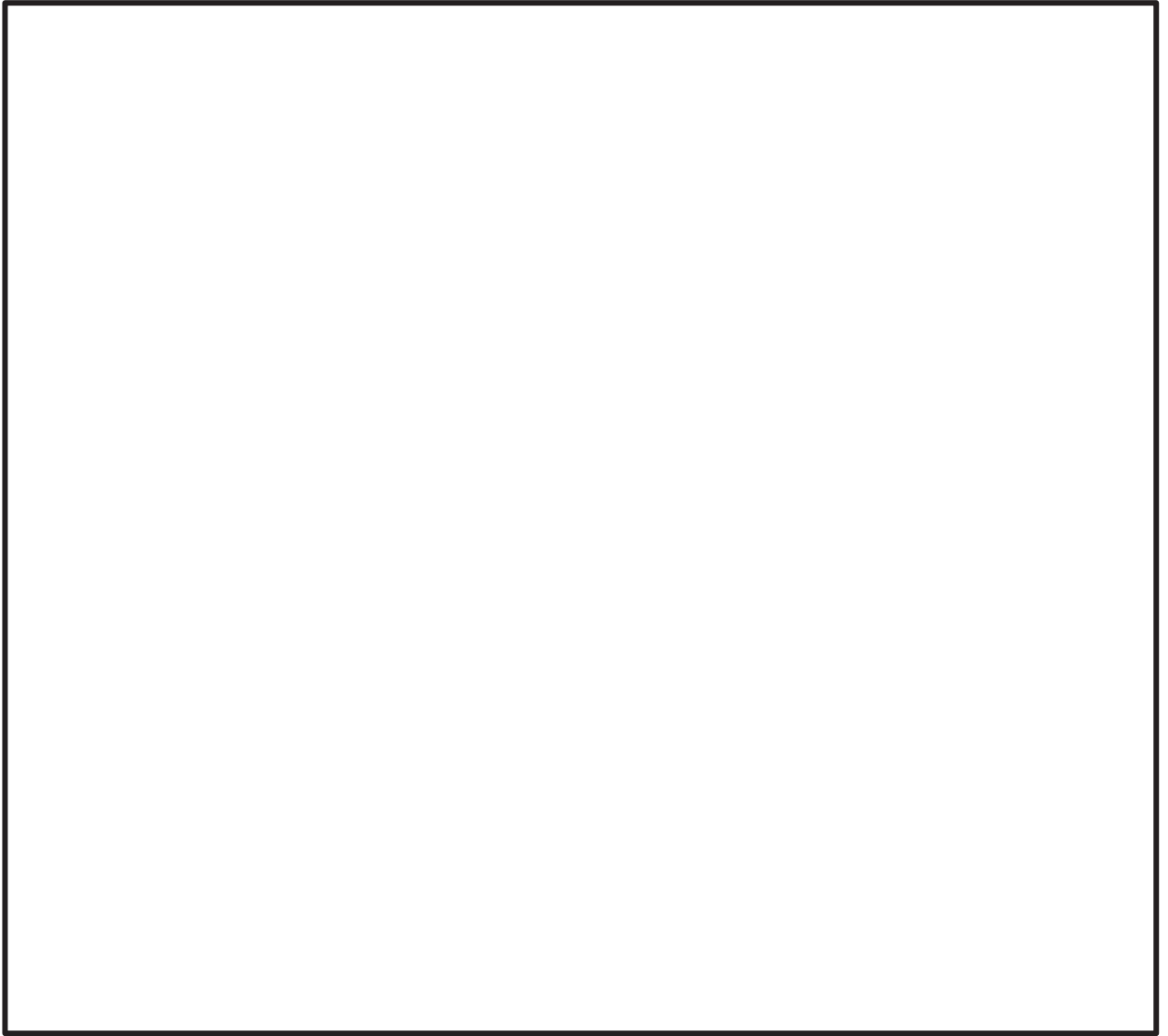


図3 ブレースに対する付加質量算出の考え方

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 異なる断面形状の取り方をした場合のブレースの付加質量

	部材	方向	断面形状	外形寸法 (mm)		b/a	K1	単位長さ当たりの付加質量 (kg/mm)	長さ (mm)	付加質量 (kg)
				2a	2b					
部材に直交する方向の断面形状による工認解析モデルの付加質量 (図3 A-A断面)	ブレース (ウェブ部)									
	ブレース (フランジ部)									
全体座標系に直交する方向の断面形状による付加質量 (図3 B-B断面)	ブレース (ウェブ部)									
	ブレース (フランジ部)									

注記* : Y方向は流れに対し傾きを有していないため、部材に対し直交する断面形状により単位長さ当たりの付加質量を算出し、斜材部の長さを用いて付加質量を算出している。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表5 各部材の鉛直方向の付加質量

部材	方向	断面形状	外形寸法 (mm)		b/a	K1	長さ (mm)	単体付加質量 (kg)	数量	付加質量 (kg)	今回考慮*1
			2a	2b							
ベース	Z										
ブレース (ウェブ部)	Z										
ブレース (フランジ部)	Z										
上部枠 (長辺補強部材)	Z										
上部枠 (短辺補強部材)	Z										
全体合計	Z										

注記*1：工認解析モデルにおいて、考慮しているものを「○」、考慮していないものを「×」

表6 ベース以外の部材の鉛直方向付加質量を考慮した場合の固有周期への影響

	ラック質量 m_R [kg]	制御棒質量 m_{CR} [kg]	鉛直方向付加質量 m_V [kg]	モデル全質量 M [kg]	鉛直方向剛性 K [kg/s ²]	固有周期 T^{*2} [s]
工認解析モデル (ベースのみ鉛直方向付加質量を考慮)						
影響評価用モデル (すべての部材の鉛直方向付加質量を考慮)						

注記*2：影響確認のため、小数点第4位四捨五入前の数値を示す。

6. 制御棒貯蔵ラック内の制御棒の貯蔵状態

制御棒貯蔵ラック内の制御棒の貯蔵状態を図 4 に示す。制御棒は制御棒貯蔵ラックの上部枠及び着座部により移動が制限されており、地震発生時でも制御棒が貯蔵位置から移動することはない。制御棒と制御棒貯蔵ラックのクリアランス等の寸法情報は以下のとおり。

- ・制御棒と制御棒貯蔵ラックの水平方向のクリアランスは、上部枠において最大で mm, 着座部において最大で mm である。
- ・鉛直方向においては、ソケット部を除いた制御棒の全長 mm に対し、 mm の位置で上部枠により支持され、ソケット部の差込量は mm である。

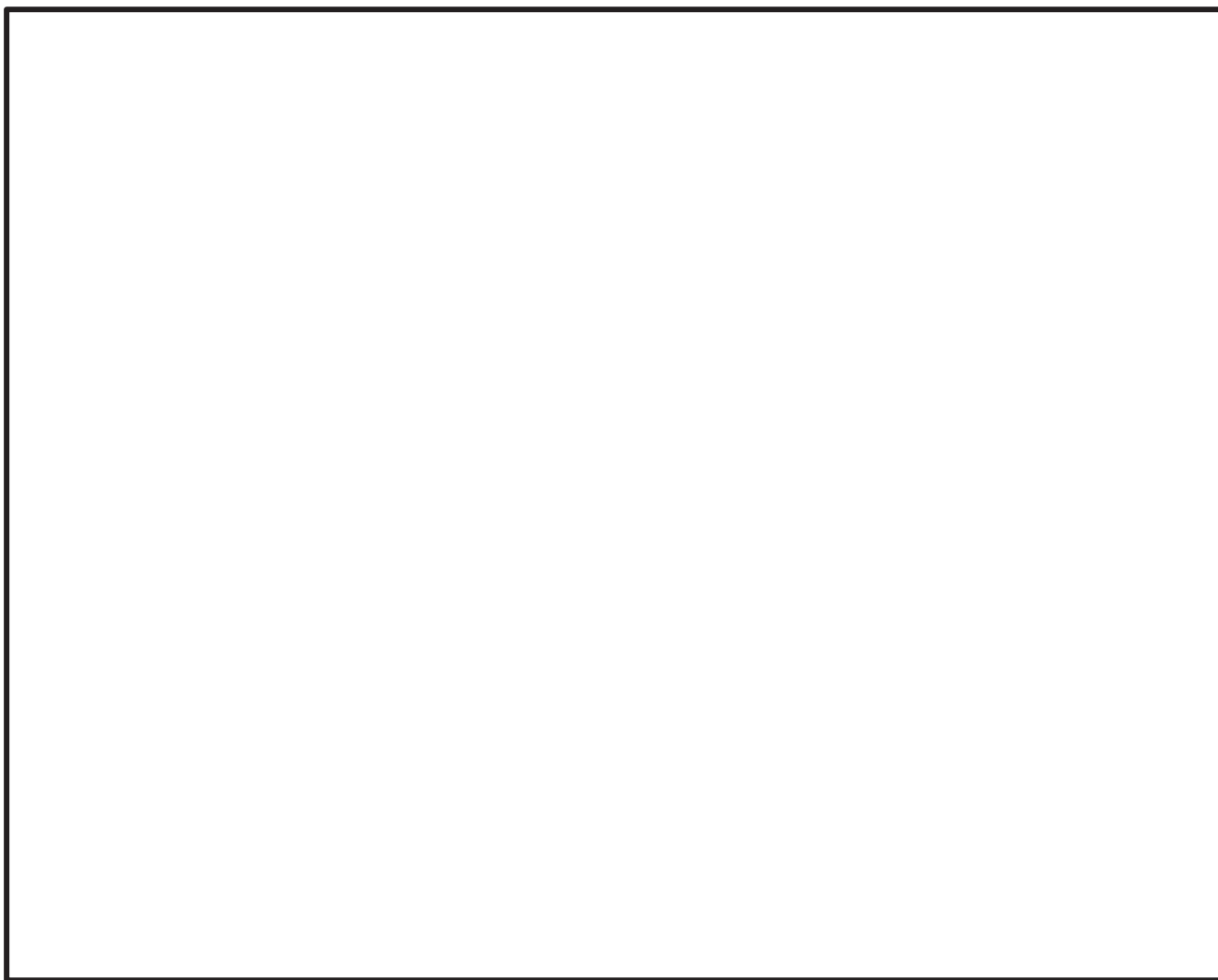


図 4 制御棒貯蔵ラック内の制御棒の貯蔵状態

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

また、制御棒が地震発生時において制御棒貯蔵ラックの着座部から脱落しないことを確認するため、制御棒の浮上り量とソケット部の差込量を比較する。制御棒の浮上り量については、「補足-600-16 制御棒の挿入性評価について」に記載の既往知見*¹における鉛直方向地震力による燃料集合体の最大浮上り量を参考に検討する。制御棒は燃料集合体と同じく鉛直方向に剛構造であるため、既往知見と同様に鉛直方向の応答加速度に応じた浮上りが発生するものと考えられることから、本既往知見を適用するものである。

図5に示すとおり、既往知見における燃料集合体の最大浮上り量68mmは入力地震加速度 $2.0 \times 9.8\text{m/s}^2$ 、5Hzにおける浮上り量であり、制御棒の浮上り量は以下の観点から、燃料集合体の最大浮上り量を超えることはないと考えられる。

- ・制御棒貯蔵ラックの鉛直方向設計用地震加速度は $1.77 \times 9.8\text{m/s}^2$ であり、燃料集合体の浮上り量評価時の入力地震加速度 $2.0 \times 9.8\text{m/s}^2$ よりも小さい。
- ・燃料集合体の浮上り量は5Hz（正弦波）において最大値を示しており、5Hz以上では燃料集合体の浮上り量は小さくなっている。女川2号機の鉛直方向応答加速度は図6に示すとおり5Hz以上の振動数で上下の振動を繰り返す。

以上から、制御棒の浮上り量は、既往知見で得られている最大浮上り量68mmよりも大きくなることはないと考えられるため、ソケット部の差込量 mm を超える浮上りにより、制御棒が着座部から脱落することはない。

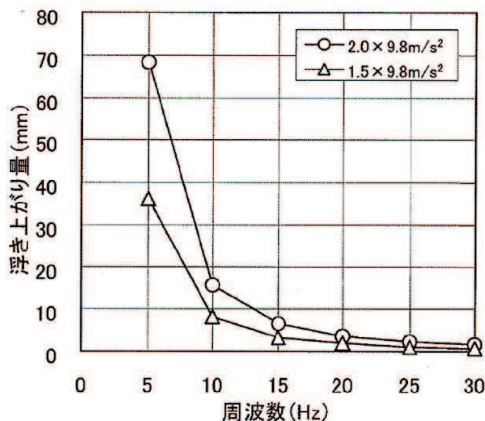


図5 燃料集合体浮上り量解析結果（正弦波）
（既往知見*¹より抜粋）

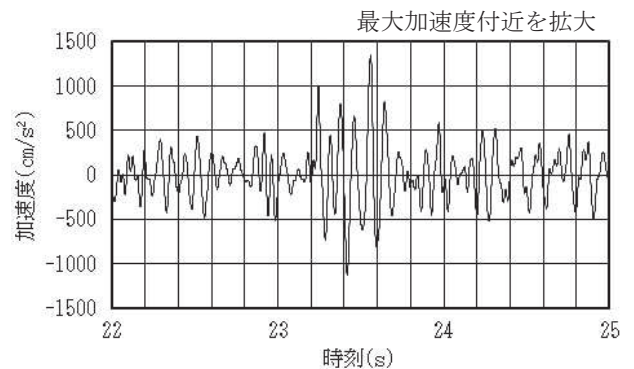


図6 鉛直方向応答加速度時刻歴*²
（S s - D 2 原子炉建屋 O. P. 33. 20m）

注記*¹：「平成17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機器耐力その2（BWR 制御棒挿入性）に係る報告書（06 基構報-0014,（独）原子力安全基盤機構）」

*²：鉛直方向地震加速度が大きいS s - D 2の鉛直方向応答加速度時刻歴を例として記載

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

7. まとめ

制御棒貯蔵ラックについては、構造部材の変更 や主要構造を変更（円管構造からフレーム構造）した新たなラックに取り替えを行うことで、基準地震動 S_s に対する構造健全性を確保する。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

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-19-0600-32_改2

補足-600-32 前面護岸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. 評価方法	1
2. 評価条件	2
2.1 適用規格	2
2.2 構造の概要	3
2.3 使用材料及び材料の物性値	6
2.4 地盤物性値	6
2.5 地下水位	11
2.6 耐震評価フロー	12
3. 地震応答解析	13
3.1 地震応答解析手法	13
3.2 地震応答解析モデルの設定	16
3.2.1 解析モデル領域	16
3.2.2 境界条件	18
3.2.3 構造物のモデル化	21
3.2.4 海水のモデル化	21
3.2.5 地盤のモデル化	21
3.2.6 ジョイント要素の設定	22
3.3 減衰定数	25
3.4 荷重の組合せ	30
3.4.1 積載荷重	31
3.5 耐震評価における解析ケース	32
4 評価内容	35
4.1 入力地震動の設定	35
4.2 許容限界の設定	50
4.2.1 地盤のすべりに対する許容限界	50
4.2.2 置換工のせん断破壊に対する許容限界	52
5 評価結果	53
5.1 改良地盤のすべりに対する照査	53
5.2 置換工のすべりに対する照査	55
5.3 改良地盤の強度のばらつきを考慮したすべりに対する照査	56
5.4 背後地盤の状況	57
6. まとめ	59

1. 評価方法

前面護岸は、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が要求される。

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。

取水口周辺の前面護岸はタイロッド式矢板護岸であり、取水口の側面には、改良地盤、コンクリート置換（以下「置換工」という。）及び土砂が存在する。

「補足-600-4 下位クラス施設の波及的影響の検討について」により、前面護岸のうち取水口側面の土砂流出による通水断面の閉塞が生じないこと及び前面護岸のうち海側の鋼矢板が変形することにより通水断面の閉塞が生じないことを確認している。一方、鋼矢板が海側へ変形することで、前面護岸の背面に位置する地盤改良体（高圧噴射攪拌工法及び置換工）が通水断面を閉塞する可能性を検討する必要がある。

以上のことから、前面護岸については、改良地盤及び置換工に対して、基準地震動 S_s による耐震評価として、地盤のすべり安全率により健全性評価を実施する。改良地盤及び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。

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。

2. 評価条件

2.1 適用規格

前面護岸の耐震評価に当たって適用する規格，規準等を表 2-1 に示す。

表 2-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	・コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会 2002 年制定)	・コンクリートの材料諸元 (γ , E, ν)
許容限界	・基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド (2013 年 6 月 原子力規制委員会)	・地盤のすべり破壊に対する照査は，すべり安全率が許容限界 1.2 を上回ることを確認
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会)	・有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

2.2 構造の概要

前面護岸の位置を図2-1に示す。前面護岸は、タイロッド式矢板護岸であり、矢板背面は取水口の耐震性確保を目的として施工された改良地盤及びコンクリート置換工（以下「置換工」という）が施工されている。

評価対象断面は、改良地盤及び置換工のすべり破壊に伴う取水口の通水機能に対する波及的影響を検討する観点から、汀線直交方向から選定する。

前面護岸の平面図を図2-2に、断面図を図2-3～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。

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、南側の改良地盤は、取水口に近い側が高くなっており、すべり安定性が厳しくなると考えられることから、評価対象断面は図2-2に示すA-A断面とする。

評価対象地質断面図を図2-6に示す。

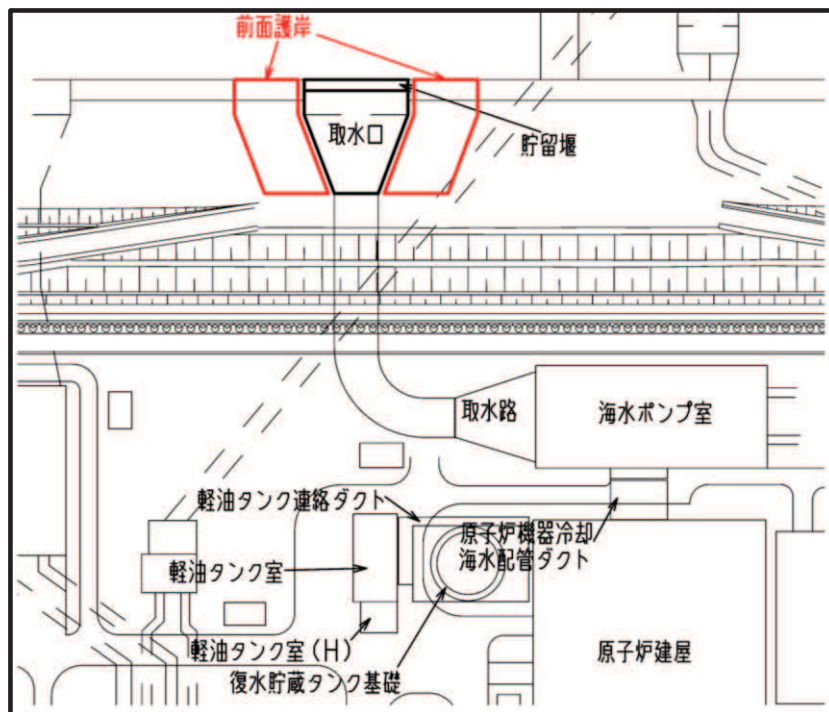


図2-1 前面護岸の位置図

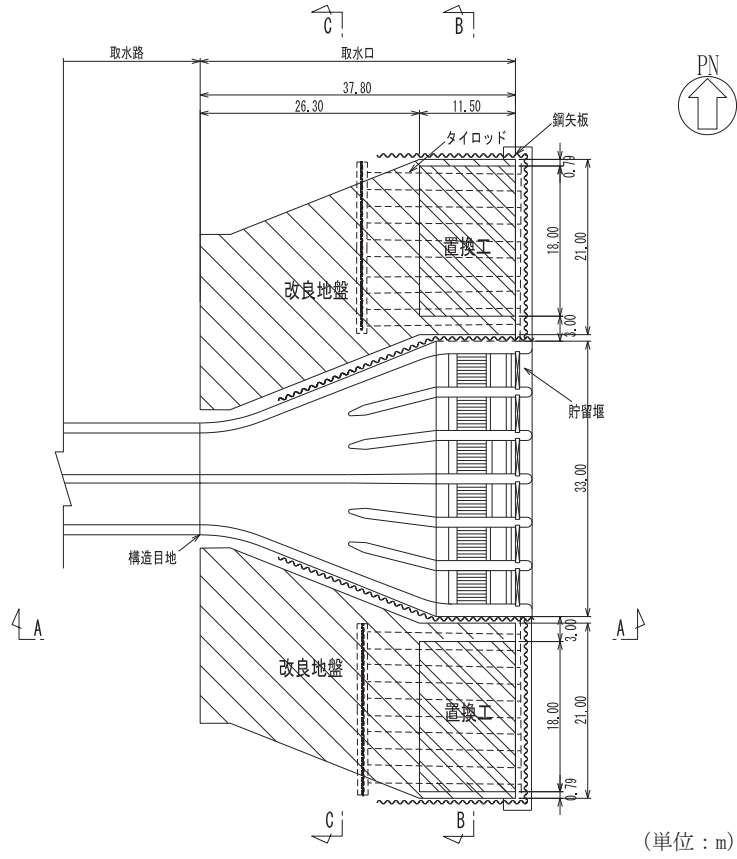


図 2-2 前面護岸平面図

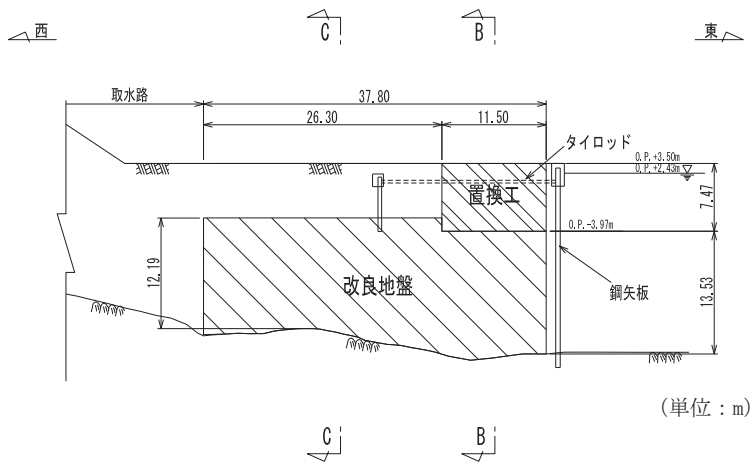
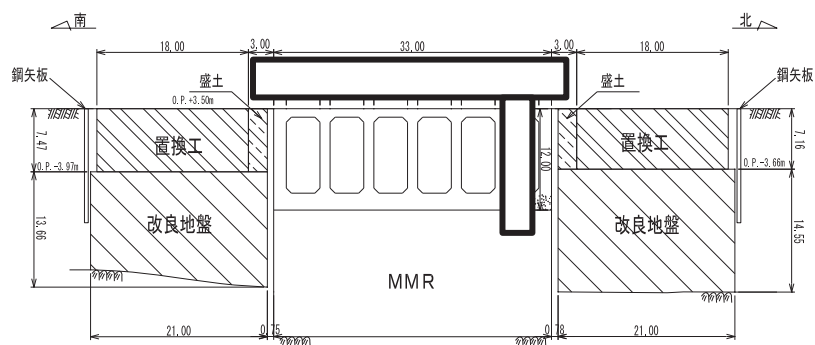


図 2-3 前面護岸断面図 (A-A 断面)



(単位：m)

図 2-4 前面護岸断面図 (B-B 断面)

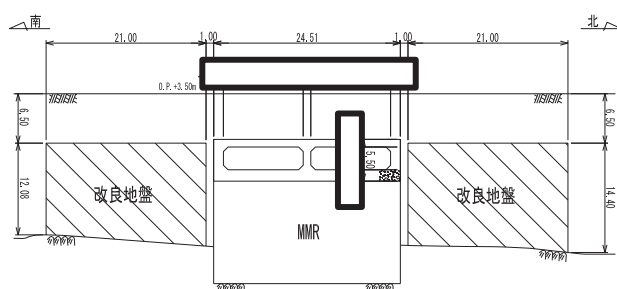


図 2-5 前面護岸断面図 (C-C 断面)

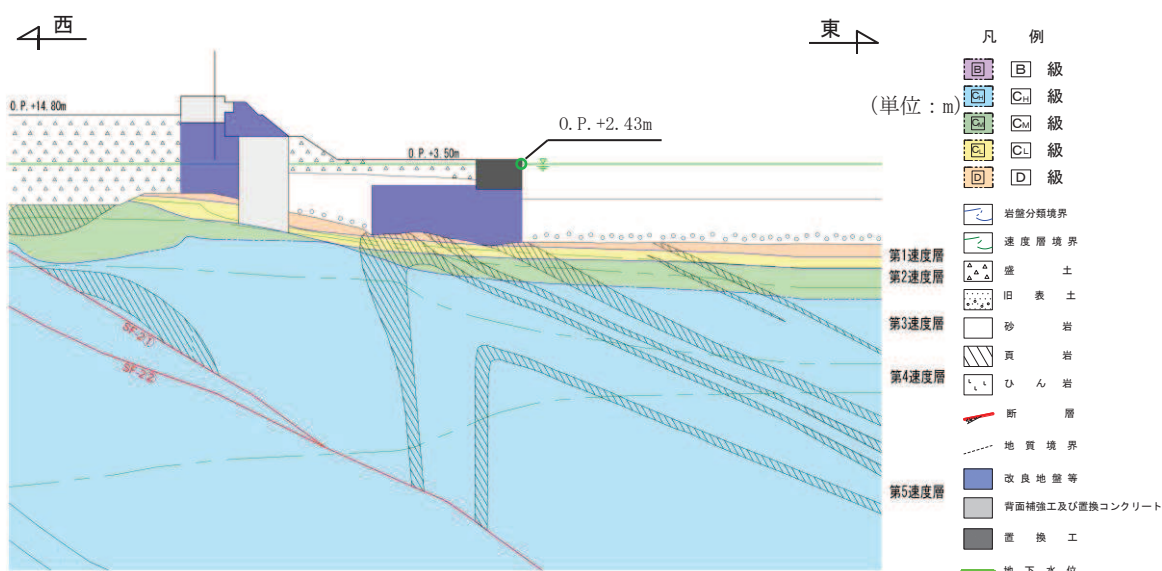


図 2-6 前面護岸評価対象地質断面図 (A-A 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.3 使用材料及び材料の物性値

置換工の使用材料を表 2-2 に、材料物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
置換工（コンクリート）	設計基準強度 24.0 N/mm ²

表 2-3 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

2.4 地盤物性値

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

表 2-4 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

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

表 2-5 地盤の解析用物性値(狐崎部層)

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

表 2-6 地盤の解析用物性値(盛土他)

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 γ (kN/m ³)	強度特性				変形特性				
		静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
盛土	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	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム ^{*2}	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	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
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	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$
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	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

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

*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2-7 地盤の解析用物性値（置換工）

	物理特性	強度特性				変形特性			
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断強度 τ_0 (N/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/m ²)	残留強度 τ (N/m ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断剛性 (N/mm ²)	ポアソン比	減衰定数 (%)
置換工 ($f'_{ck}=24.0$ N/mm ²)	22.56	4.80	—*	1.91	—*	25,000	10,417	0.2	3

注記*：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

2.5 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。表 2-8 に示す設計用地下水位とする。

また、設計用地下水位の分布を図 2-7 に示す。

表 2-8 評価対象断面の設計用地下水位

評価対象	設計用地下水位
前面護岸	O. P. +2.43m ^{*1, 2}

注記*1：朔望平均満潮位。

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

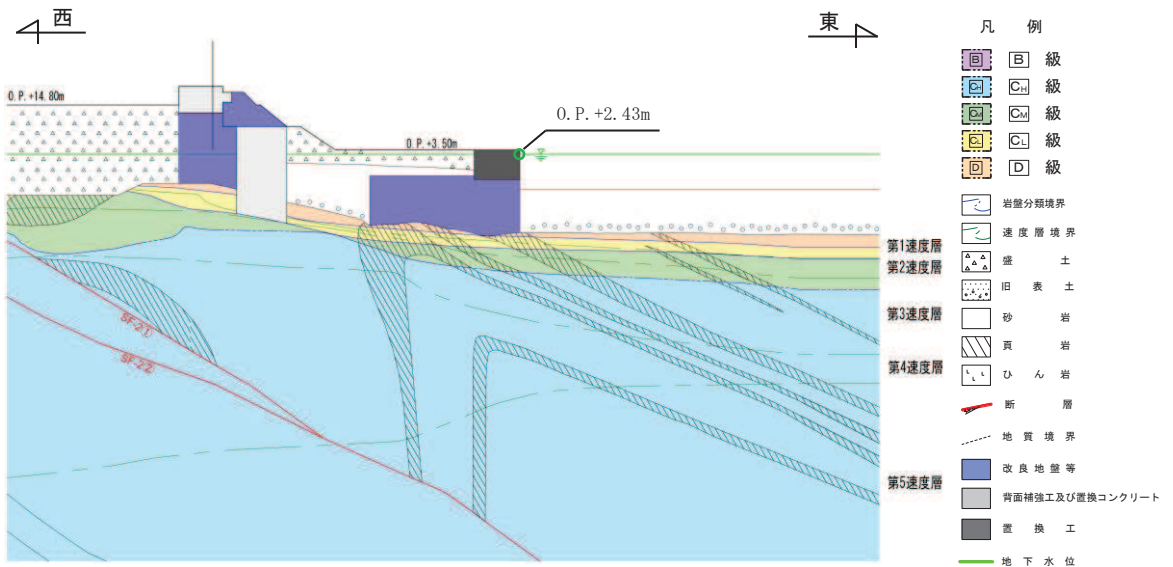


図 2-7 前面護岸の設計用地下水位

2.6 耐震評価フロー

前面護岸の耐震評価フローを図 2-8 に示す。

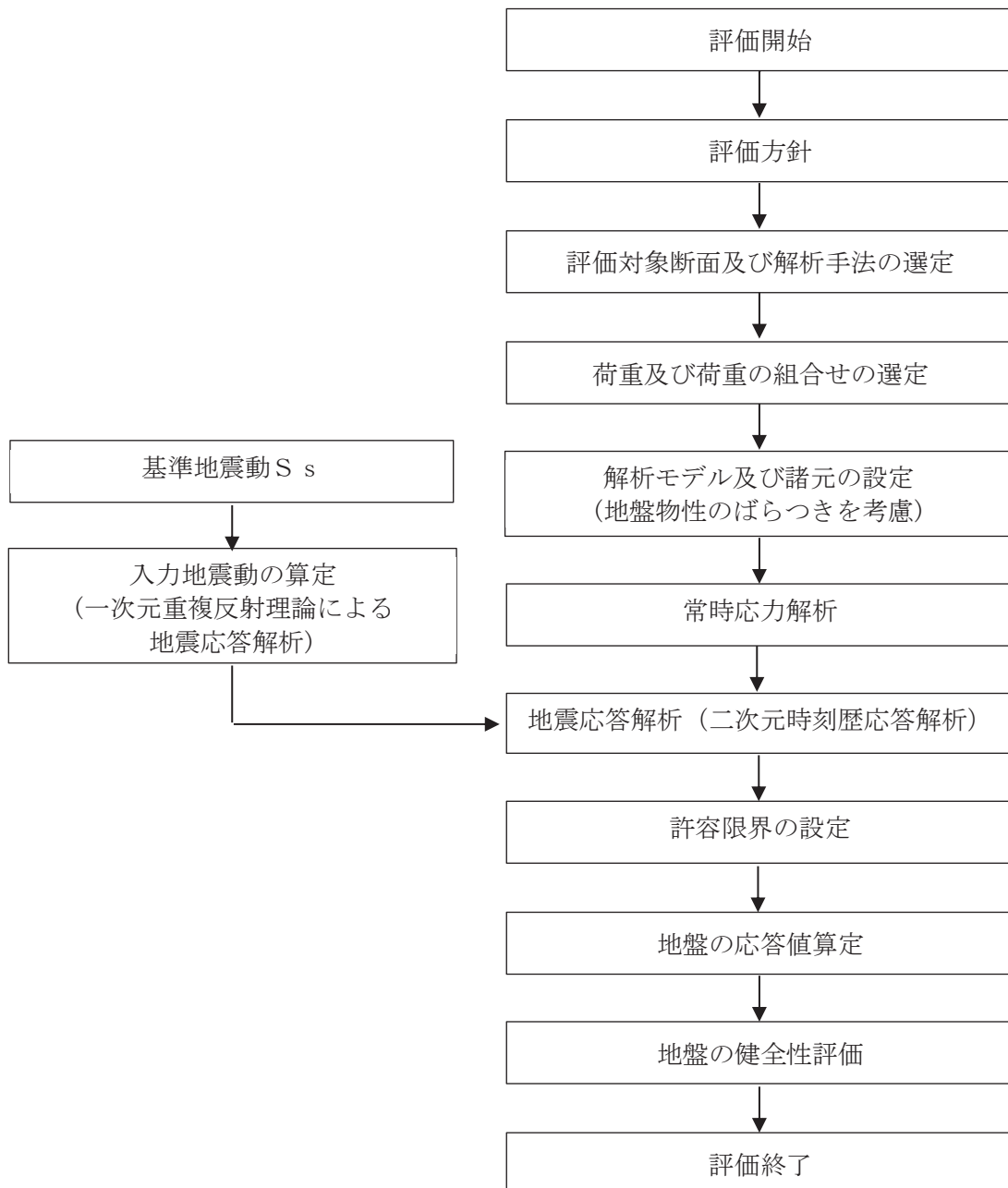


図 2-8 前面護岸の耐震評価フロー

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

前面護岸の地震応答解析は、前面護岸と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、図3-1に示す解析手法の選定フローに基づき選定する。前面護岸には、地下水位以深の盛土・旧表土が分布することから、有効応力解析により評価を行う。

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

なお、有効応力解析では、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。

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。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。

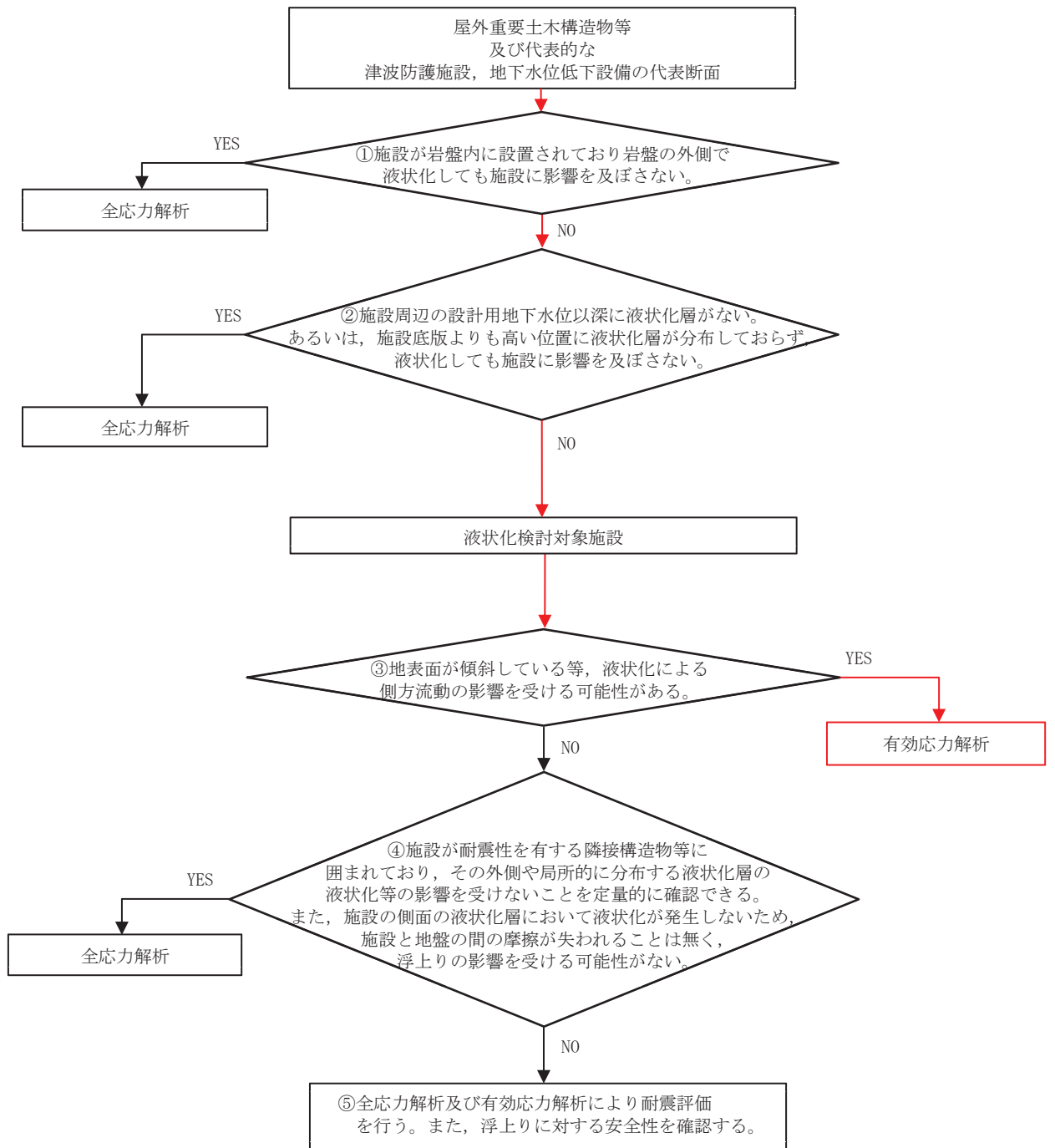


図 3-1 解析手法の選定フロー

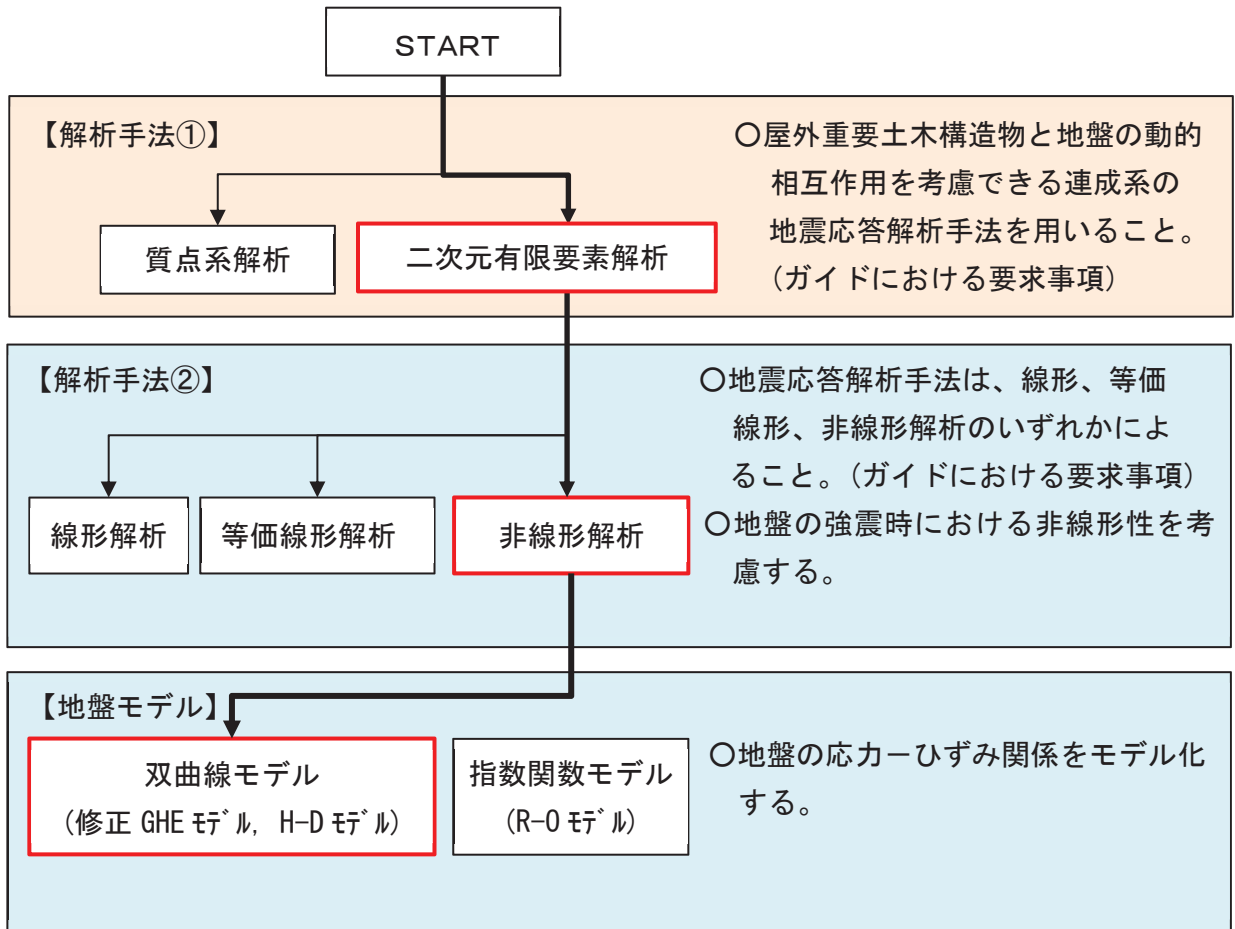


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

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

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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

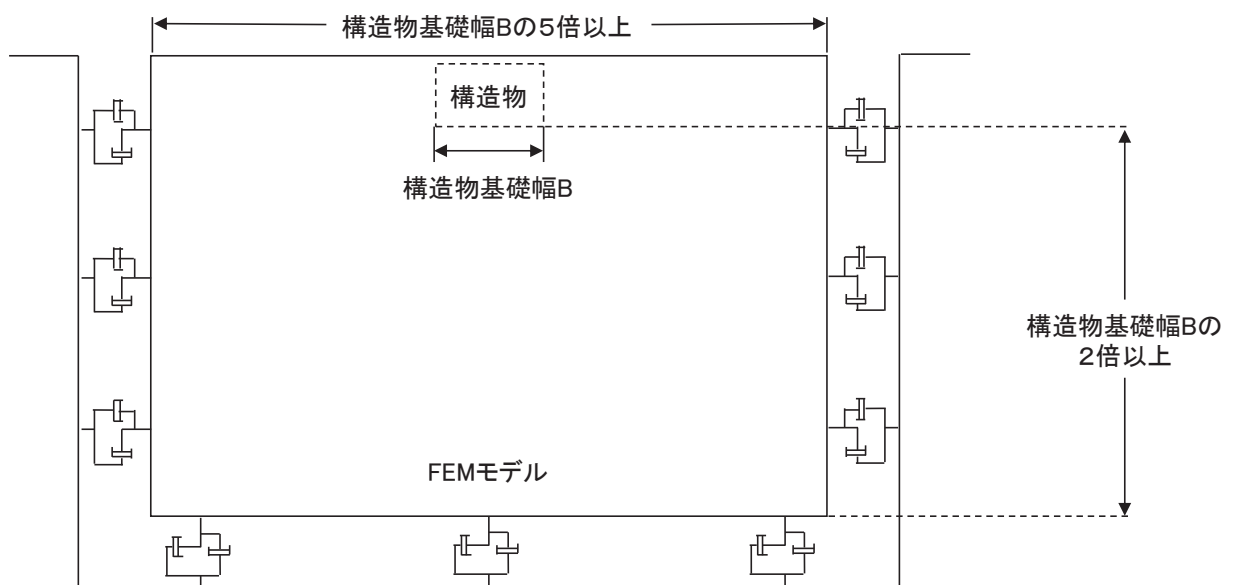


図 3-3 モデル化範囲の考え方

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

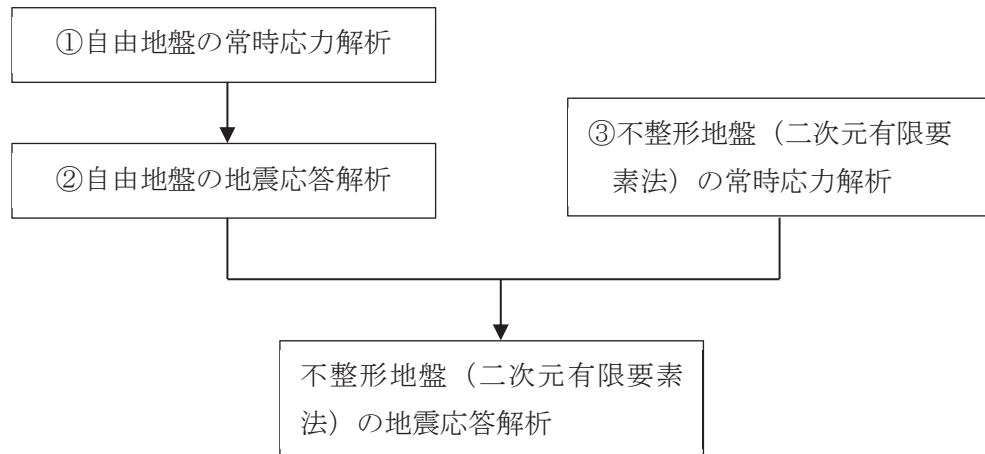


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析

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

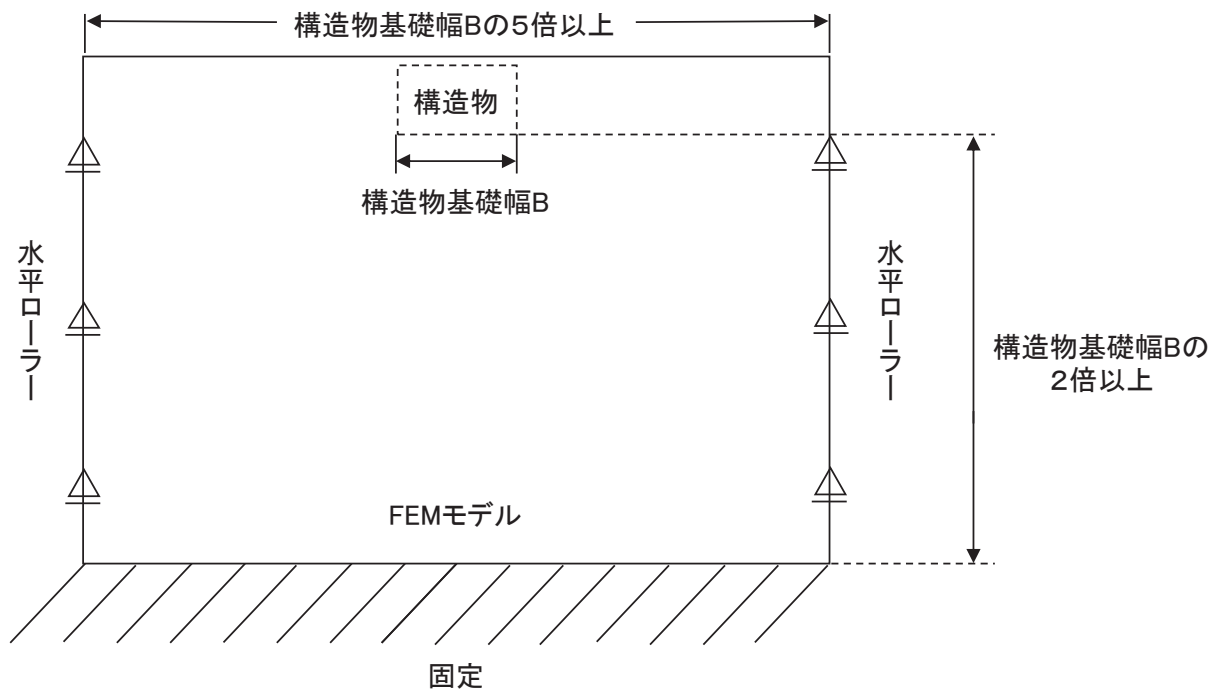


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

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

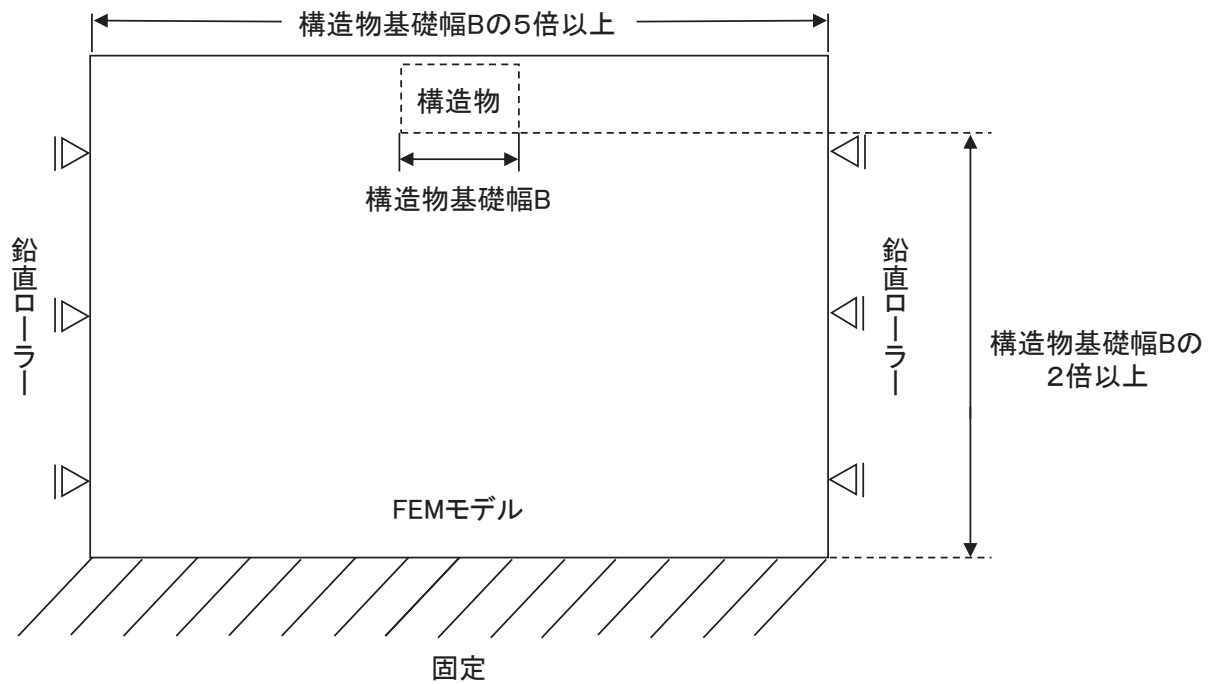
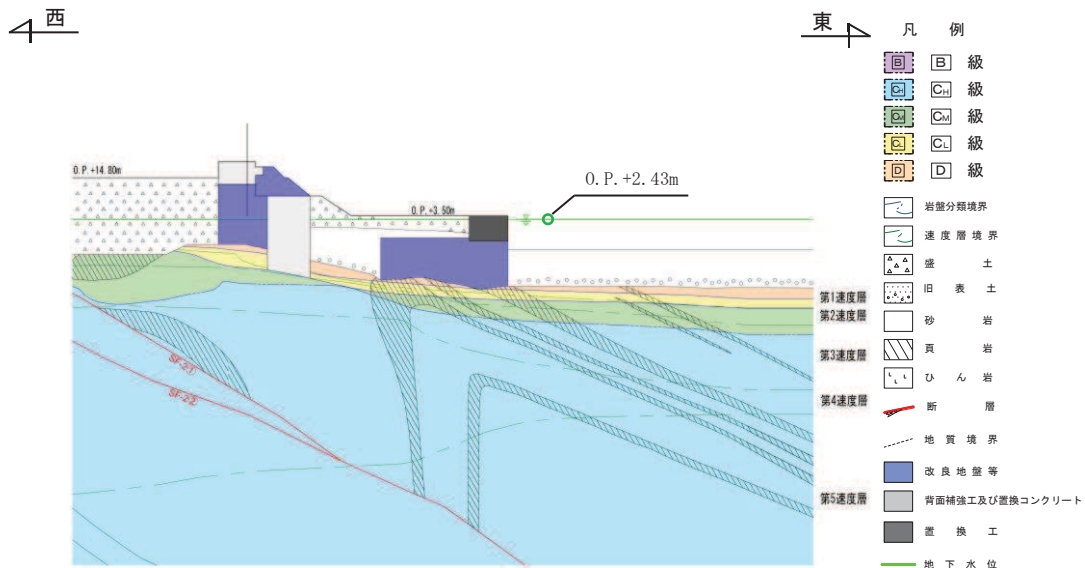


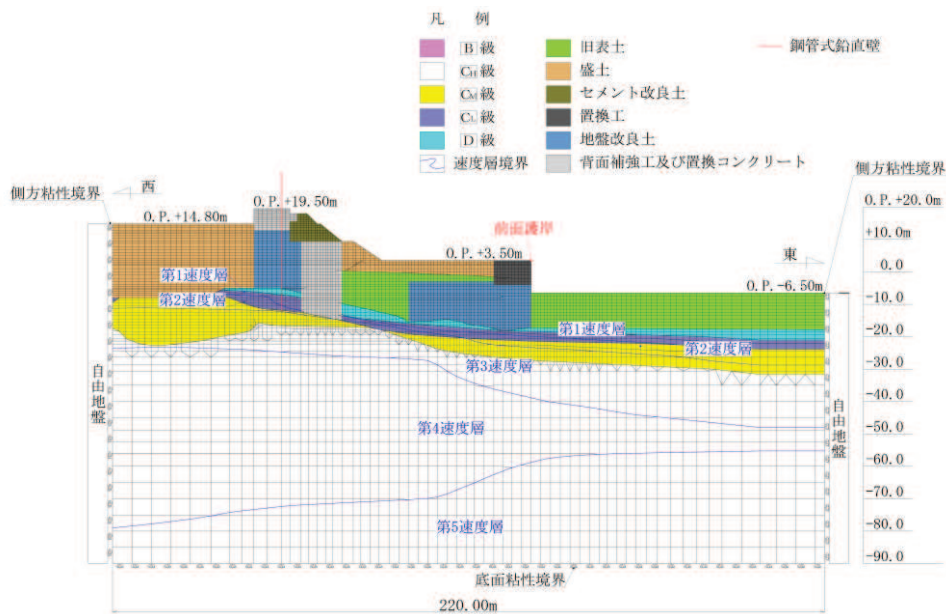
図 3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

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



(a) 評価対象断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図3-7 前面護岸の地震応答解析モデル

3.2.3 構造物のモデル化

隣接構造物となる防潮堤（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。

3.2.4 海水のモデル化

海水は、海底面及び置換工、改良地盤への付加質量としてモデル化する。

3.2.5 地盤のモデル化

D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、セメント改良土、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を考慮した平面ひずみ要素でモデル化し、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。

3.2.6 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。

ジョイント要素は、接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 3-9 にジョイント要素の配置図を示す。

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

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

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

表 3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性（粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ ）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土*1	0.10	33.9
盛土*2	0.06	30.0
旧表土*1	0.00	38.7
旧表土*2	0.08	26.2
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
C _L 級	0.49	47.0

注記*1：地下水位以浅

*2：地下水位以深

表 3-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

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

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol. 12 pp10610070, 2009）に従い，表 3-3 のとおり設定する。

ジョイント要素の力学特性を図 3-8 に示す。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤，セメント改良土，改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

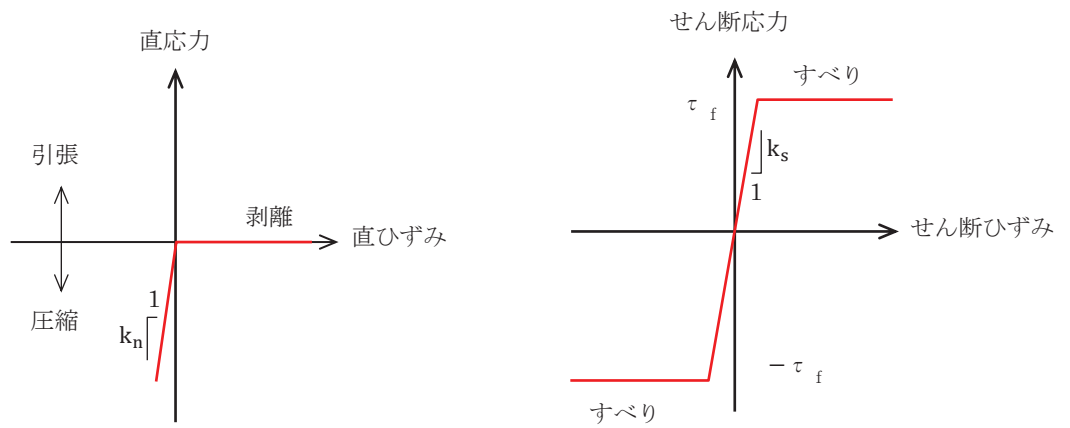


図3-8 ジョイント要素の力学特性

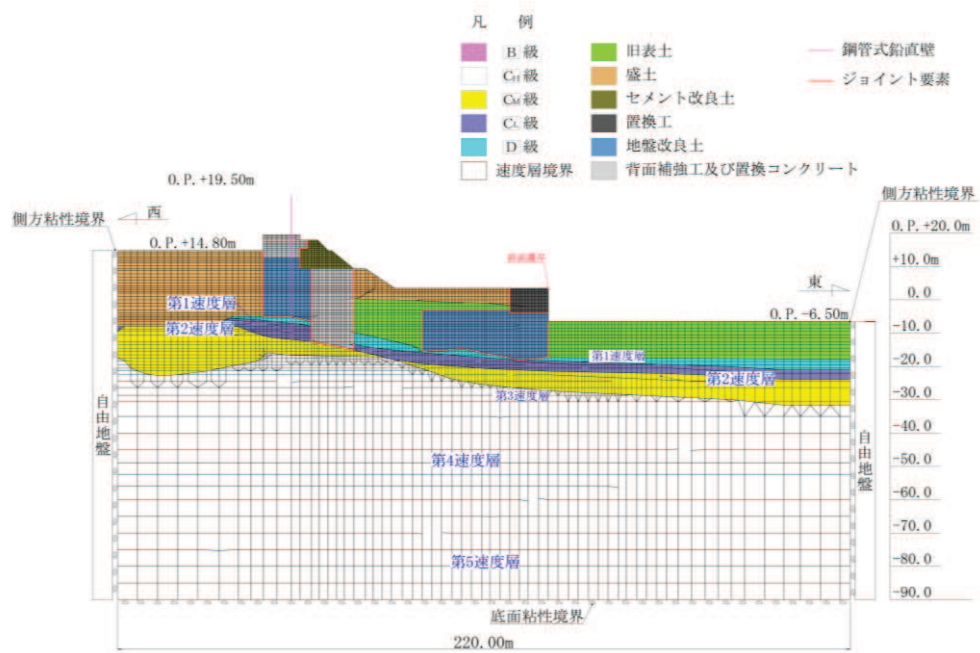


図3-9 ジョイント要素の配置

3.3 減衰定数

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

粘性減衰は、固有値解析にて求められる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。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-10 に示す。

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

[c] : 減衰係数マトリックス, [m] : 質量マトリックス,

[k] : 剛性マトリックス

α , β : 係数

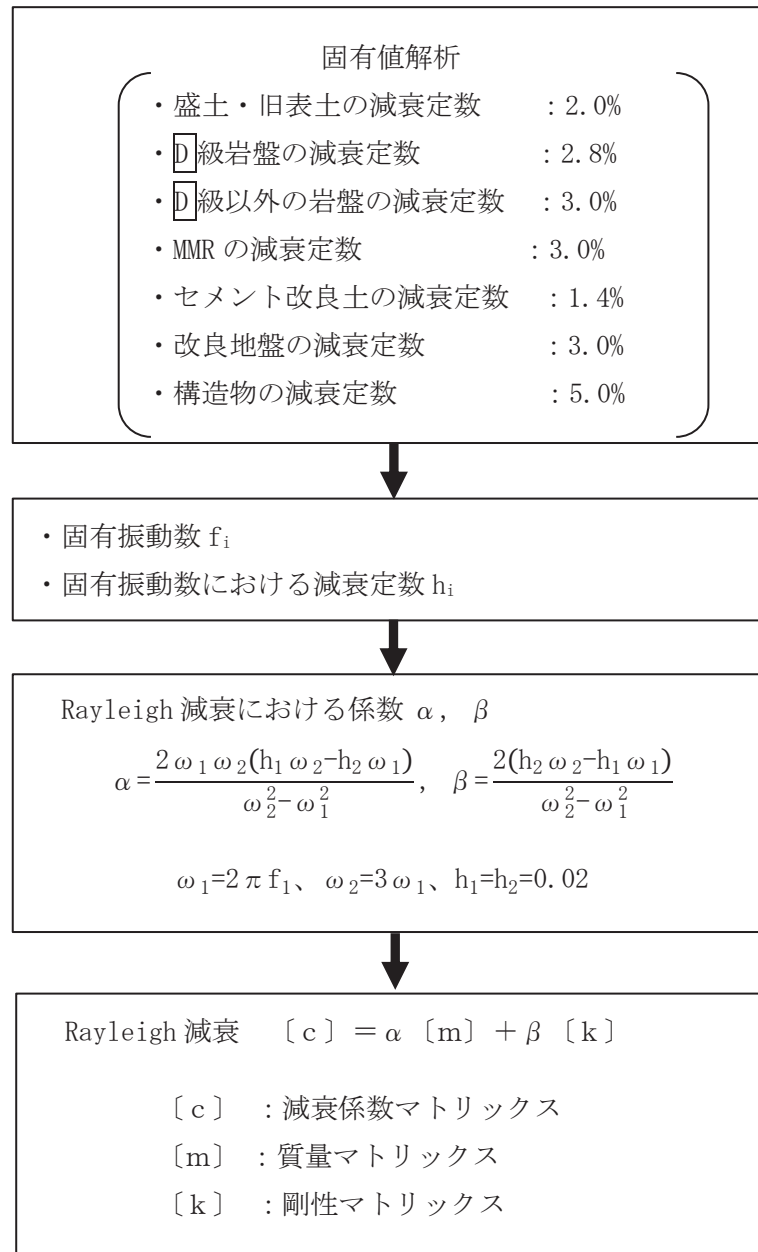


図 3-10 Rayleigh 減衰の設定フロー

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

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

固有値解析結果の一覧を表 3-4 に、固有値解析におけるモード図を図 3-11 に、係数 α 、 β を表 3-5 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-12 に示す。

表 3-4 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	3.108	9	0	67.88	-5.99	1 次として採用
2	3.215	4	0	42.48	9.72	—
3	3.834	2	0	-28.71	5.02	—
4	4.383	4	0	45.98	9.04	—
5	4.581	10	0	-71.11	-5.12	—
6	4.902	0	0	-7.85	-6.98	—
7	5.134	0	0	-12.94	0.00	—
8	5.319	0	0	-10.14	4.46	—
9	5.673	0	0	-9.35	0.05	—
10	5.763	1	0	15.23	-11.92	—

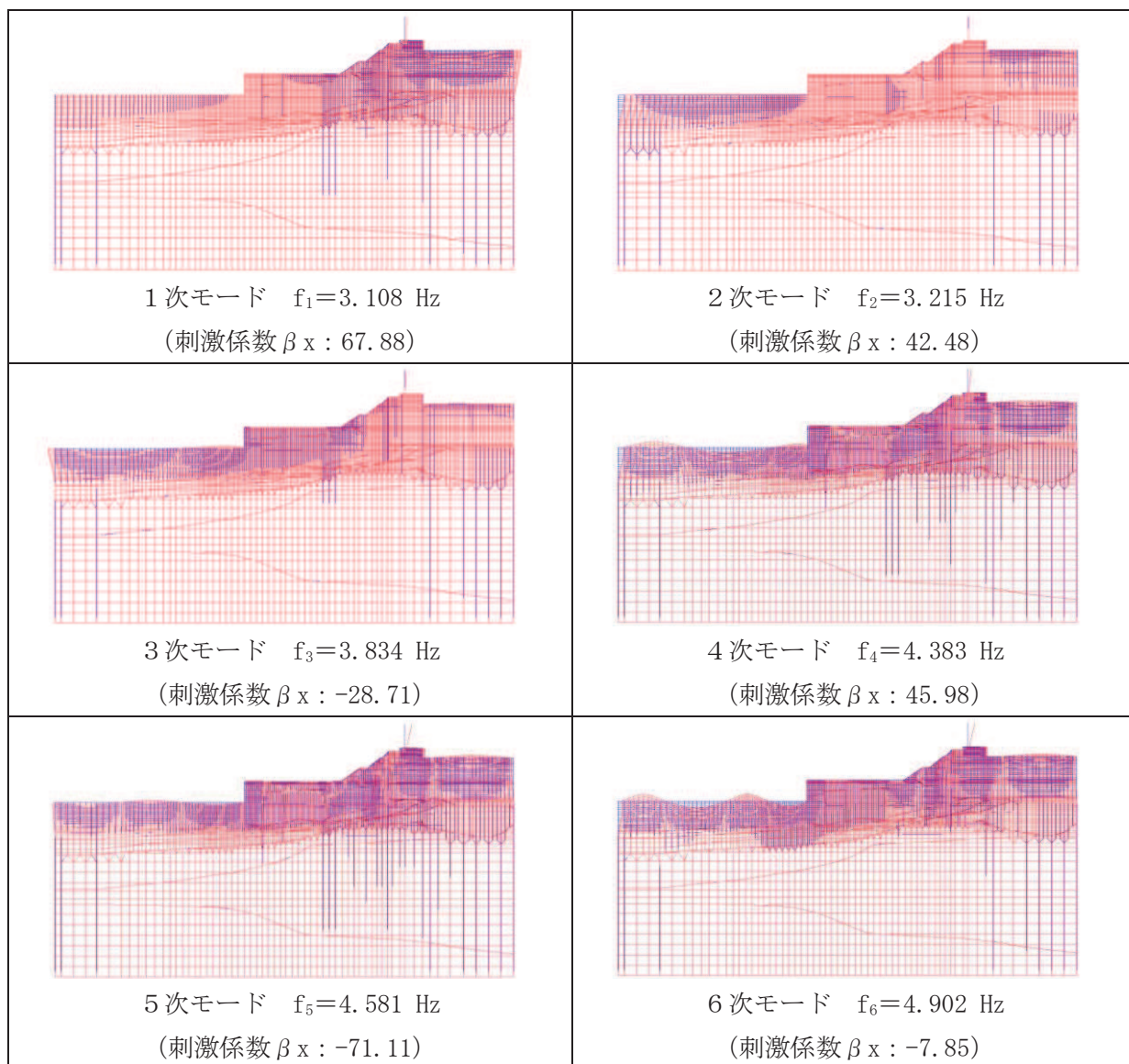


図 3-11 (1) 固有値解析結果 (モード図) (1/2)

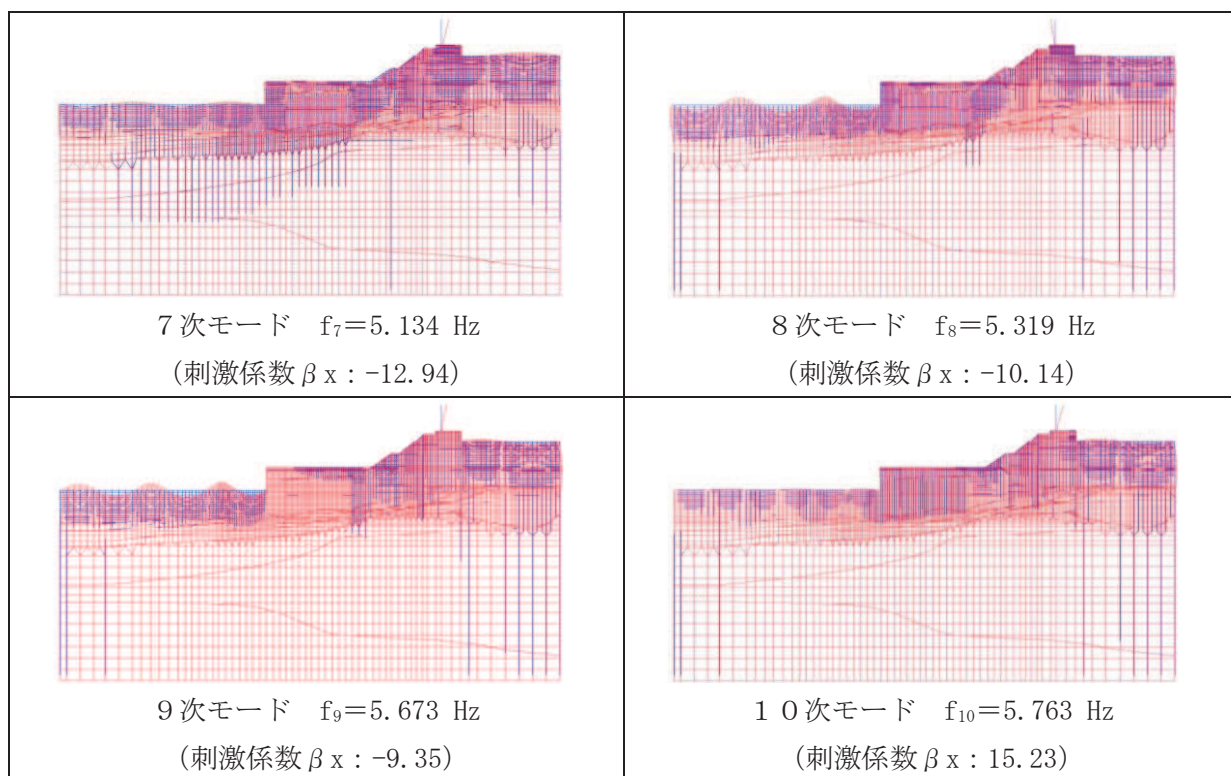


図 3-11 (2) 固有値解析結果 (モード図) (2/2)

表 3-5 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

α	β
5.859×10^{-1}	5.120×10^{-4}

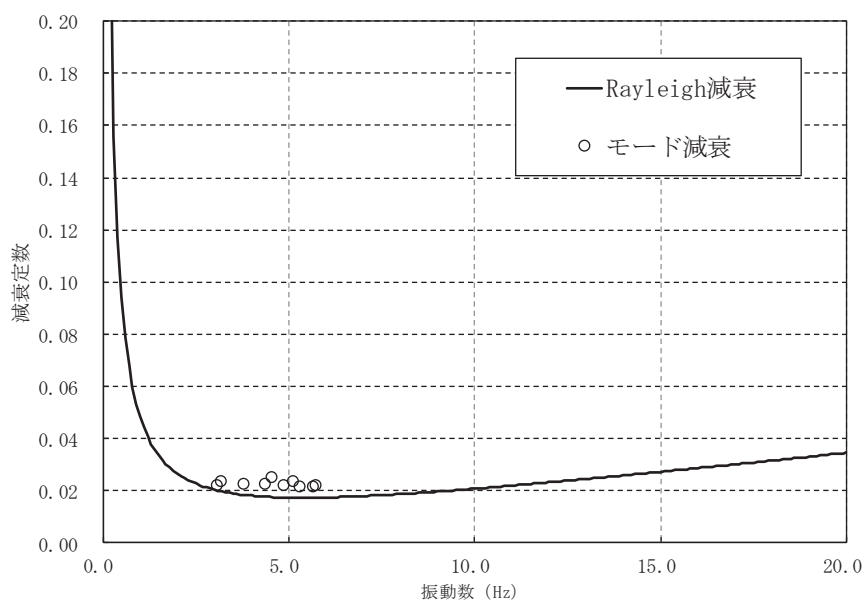


図 3-12 設定した Rayleigh 減衰

3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせで設定する。

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

荷重の組合せを表 3-6 に示す。

表 3-6 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要	
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○	・前面護岸の自重を考慮する。
		機器・配管荷重	—	・機器・配管はないことから考慮しない。
		土被り荷重	○	・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	—	・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
	静止土圧		○	・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水は無いことから考慮しない。
積載荷重		○	・地表面に考慮する。	
偶発荷重（地震荷重）	水平地震動	○	・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。	
	鉛直地震動	○		

3.4.1 積載荷重

地震時に前面護岸に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として、単位奥行き（1m）あたりの付加重量として地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

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

3.5 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性（変形特性）のばらつきを考慮した解析ケース

前面護岸には、盛土、旧表土、D級岩盤、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。評価における解析ケースの一覧を表3-7に示す。

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

(2) 地盤物性（強度特性）のばらつきを考慮した解析ケース

地盤の安定性評価において支配的な要因は、地盤のせん断強度であることから、地盤の強度のばらつき（平均強度-1σ）について影響を評価する。なお、置換工（コンクリート）については、配合設計の段階で設計基準強度を上回るよう計画されていることから、強度のばらつきは確認しない。改良地盤の強度のばらつきについて影響評価する。

表 3-7 ばらつきを考慮した解析ケース

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		盛土, 旧表土, D級岩盤, 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, E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

注記*: 強度のばらつきについては、ケース①の地震応答解析結果に対して、強度を平均値-1σとしたすべり安全率を算定する。

表 3-8 前面護岸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
		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 * : 地震動の位相について++の左側は水平動, 右側は鉛直動を表し, 「-」は位相を反転させたケースを示す。

4 評価内容

4.1 入力地震動の設定

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

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

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

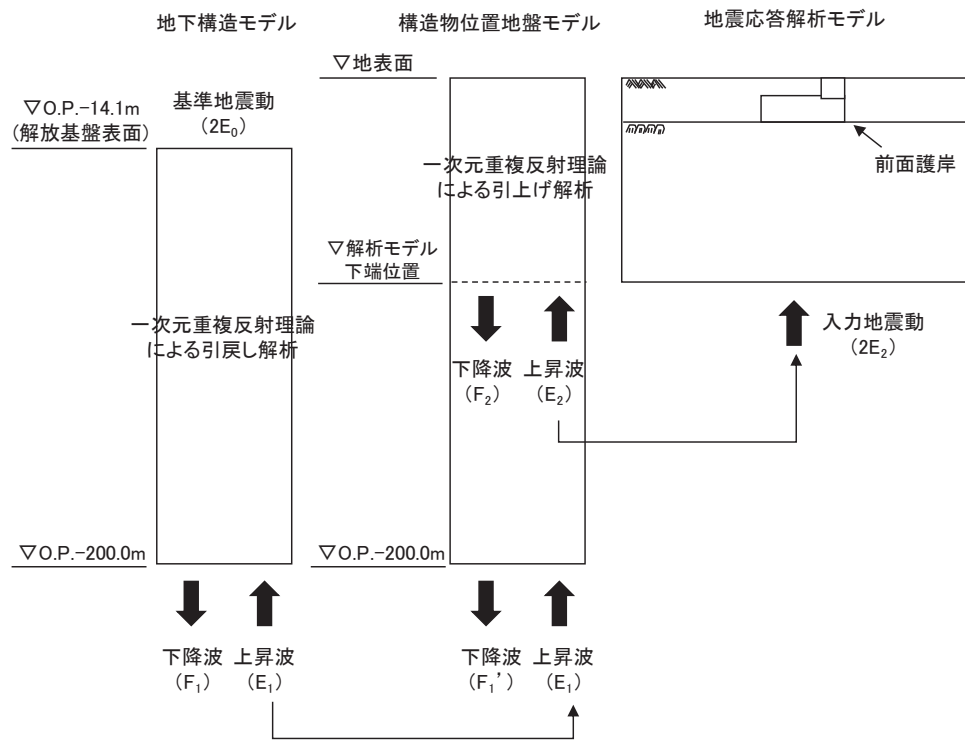
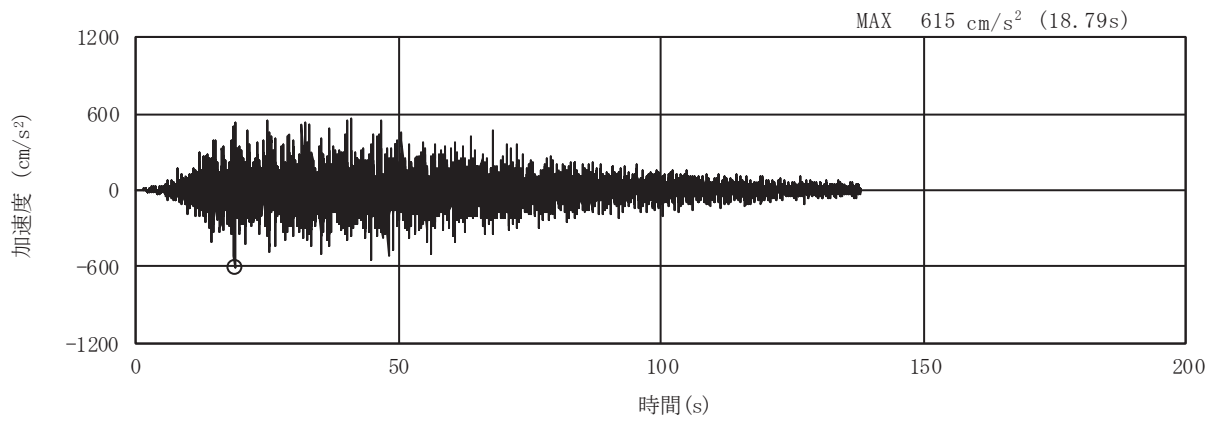
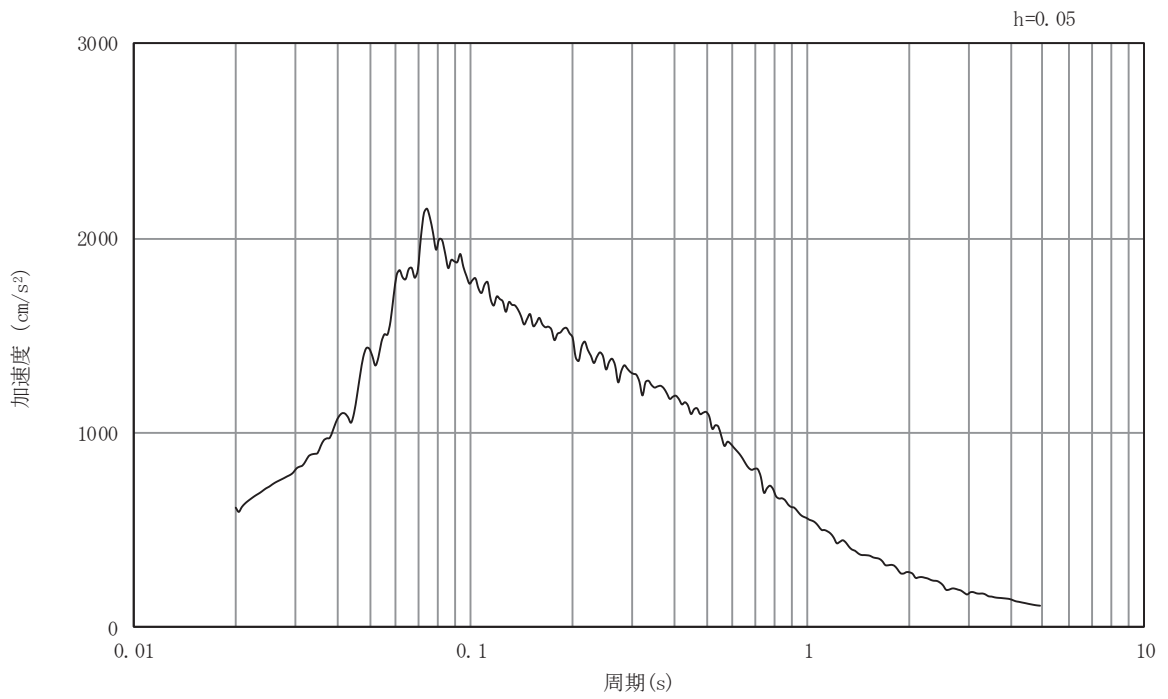


図 4-1 入力地震動算定の概念図 (基準地震動 S_s)

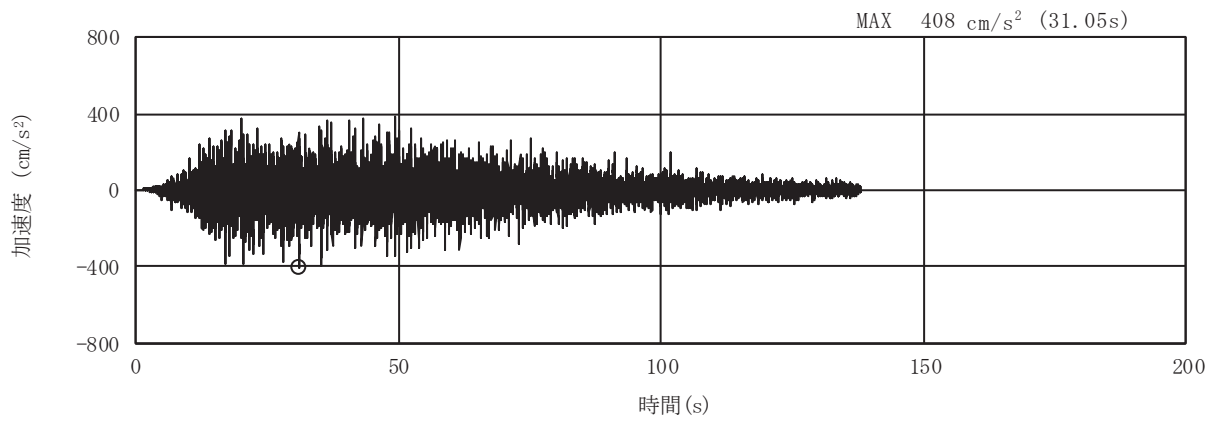


(a) 加速度時刻歴波形

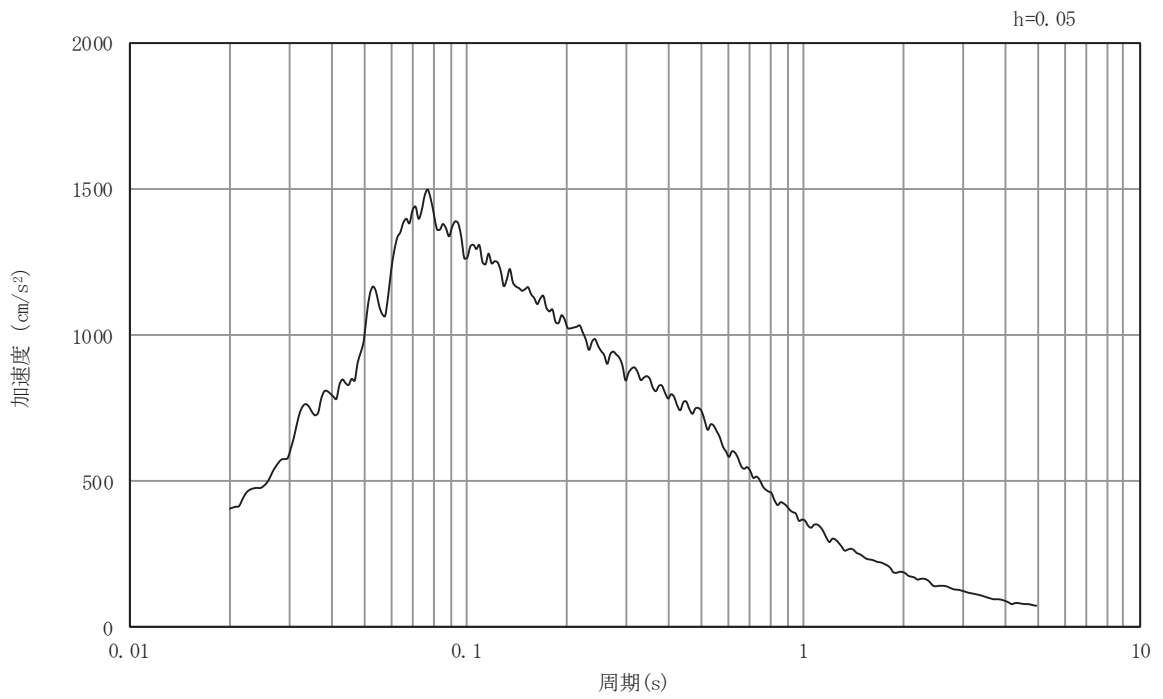


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 1)

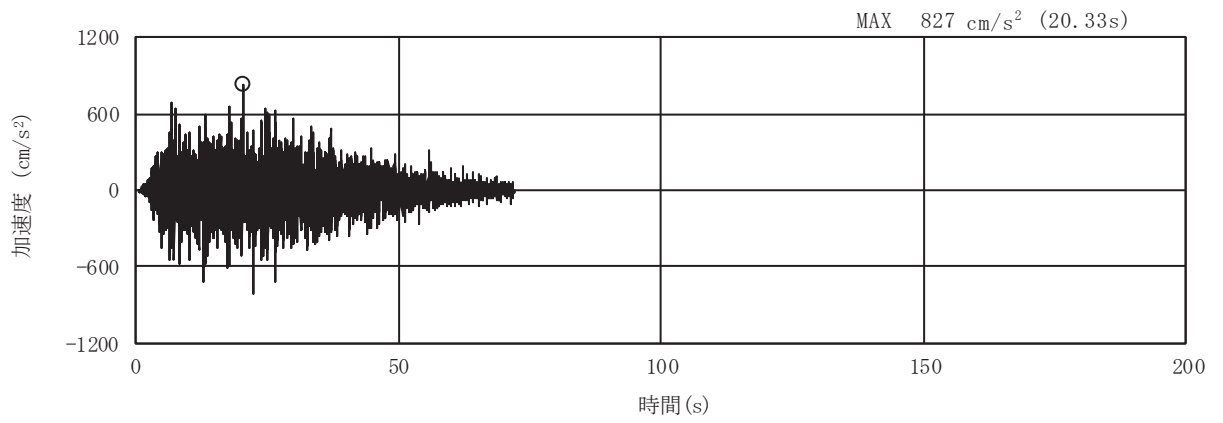


(a) 加速度時刻歴波形

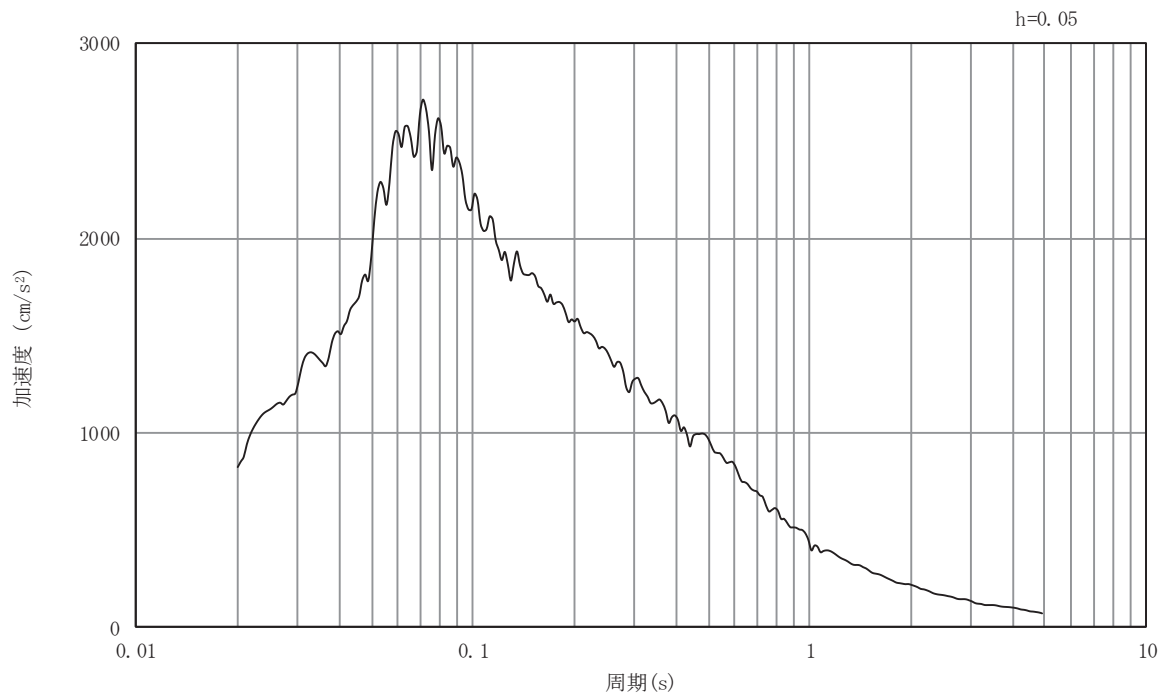


(b) 加速度応答スペクトル

図4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 1)

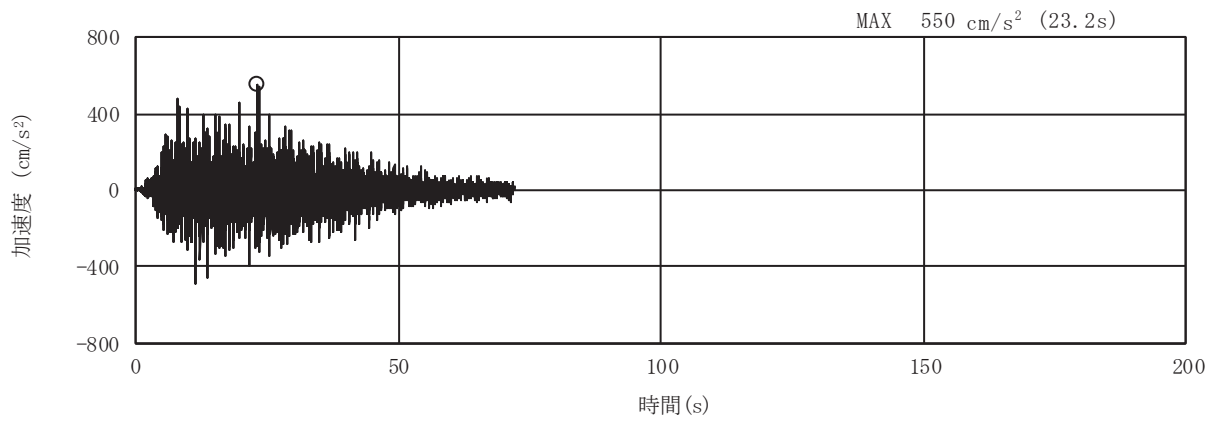


(a) 加速度時刻歴波形

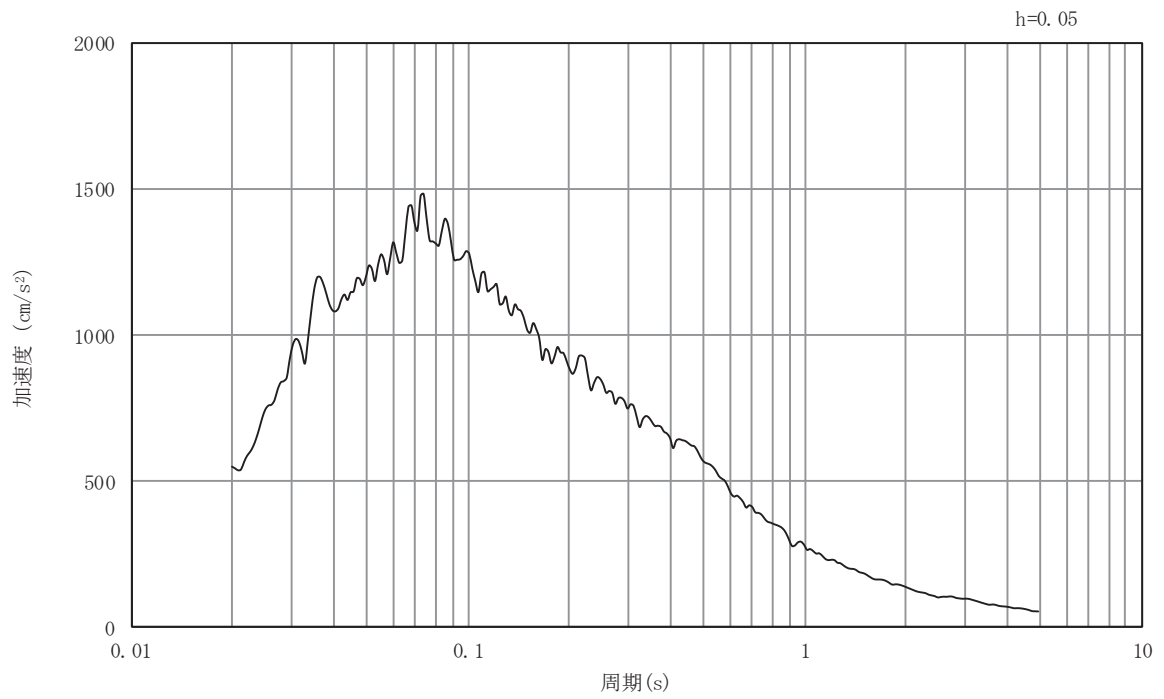


(b) 加速度応答スペクトル

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

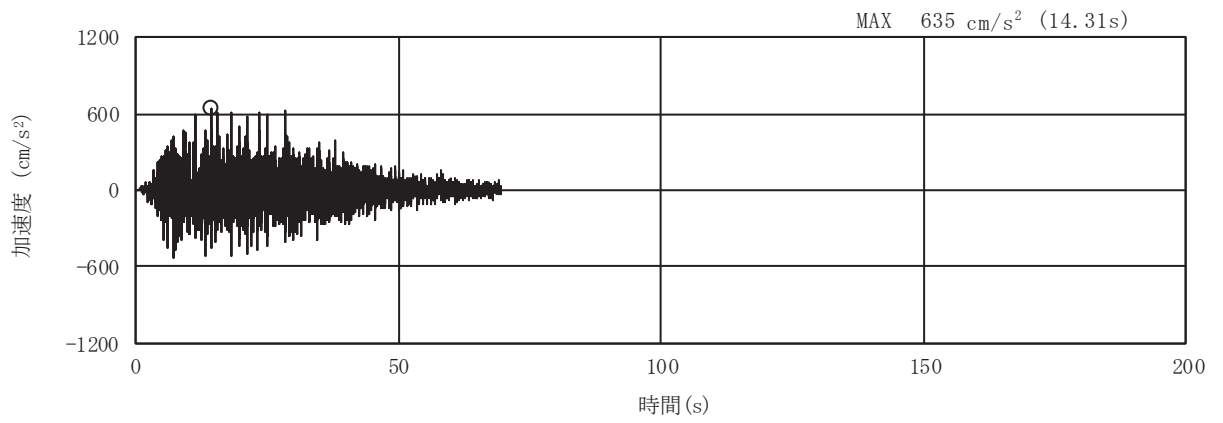


(a) 加速度時刻歴波形

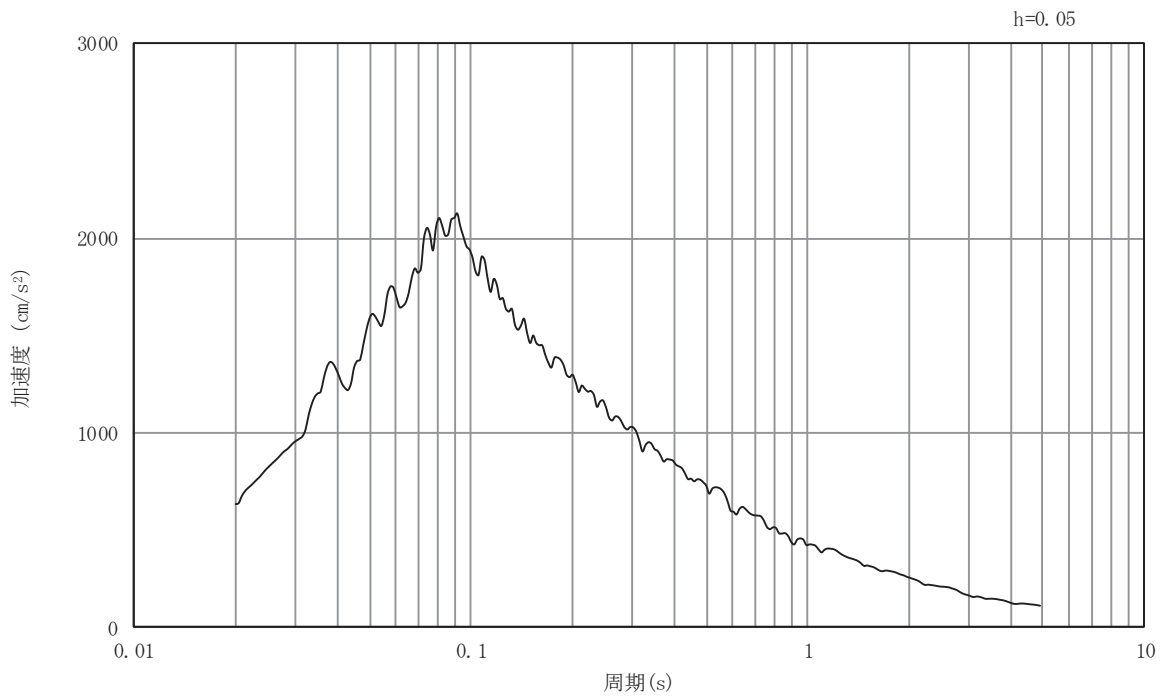


(b) 加速度応答スペクトル

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

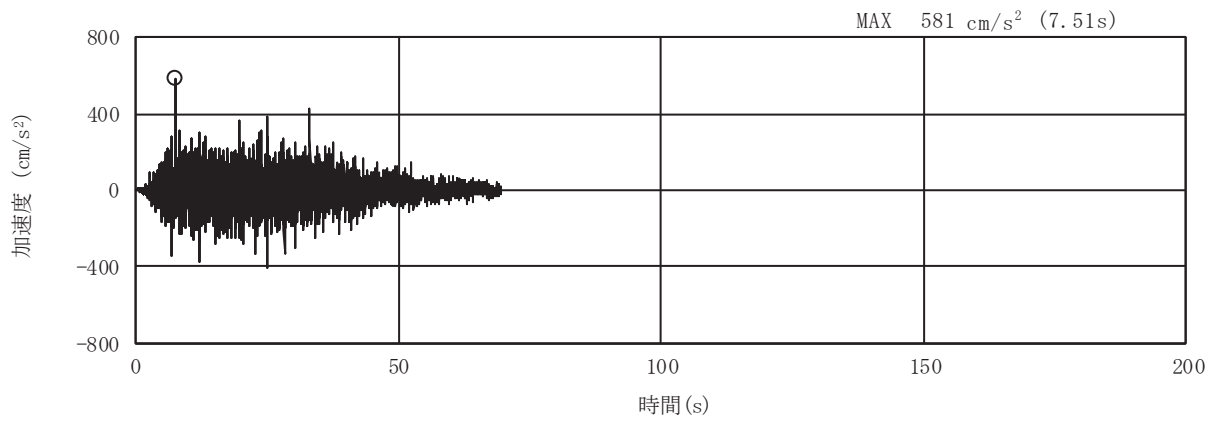


(a) 加速度時刻歴波形

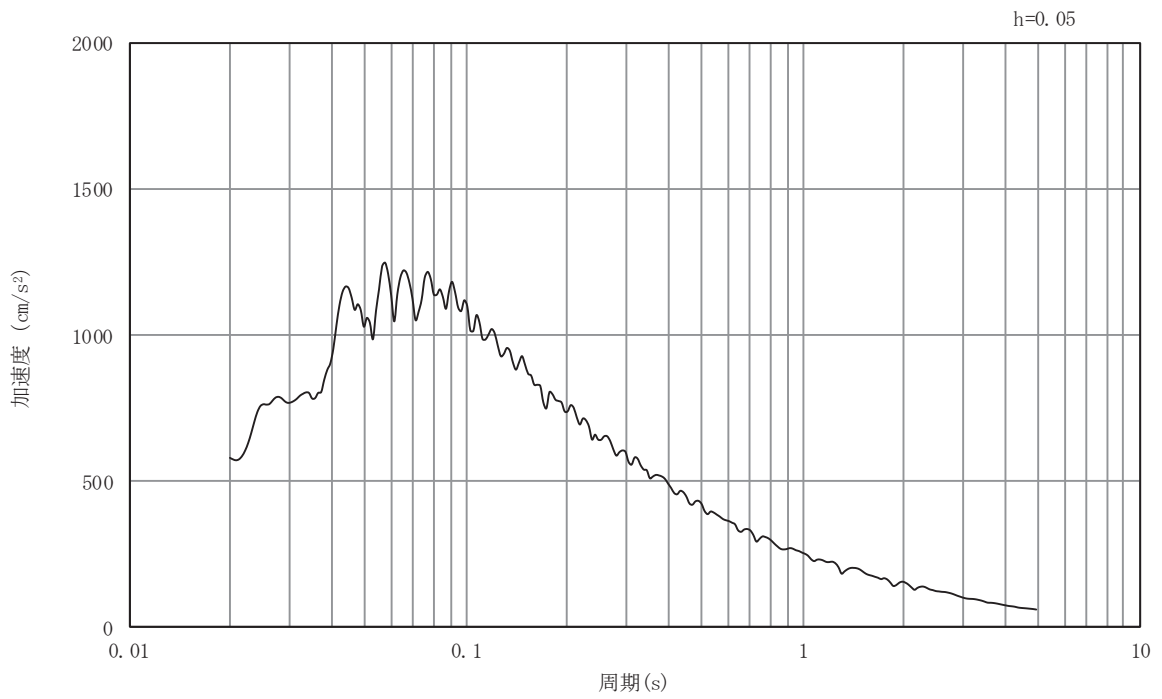


(b) 加速度応答スペクトル

図4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 3)

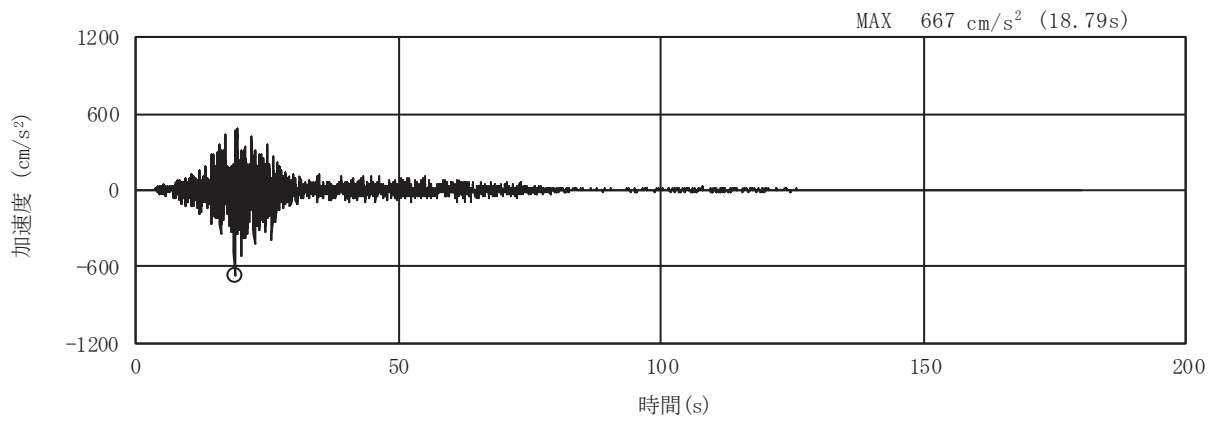


(a) 加速度時刻歴波形

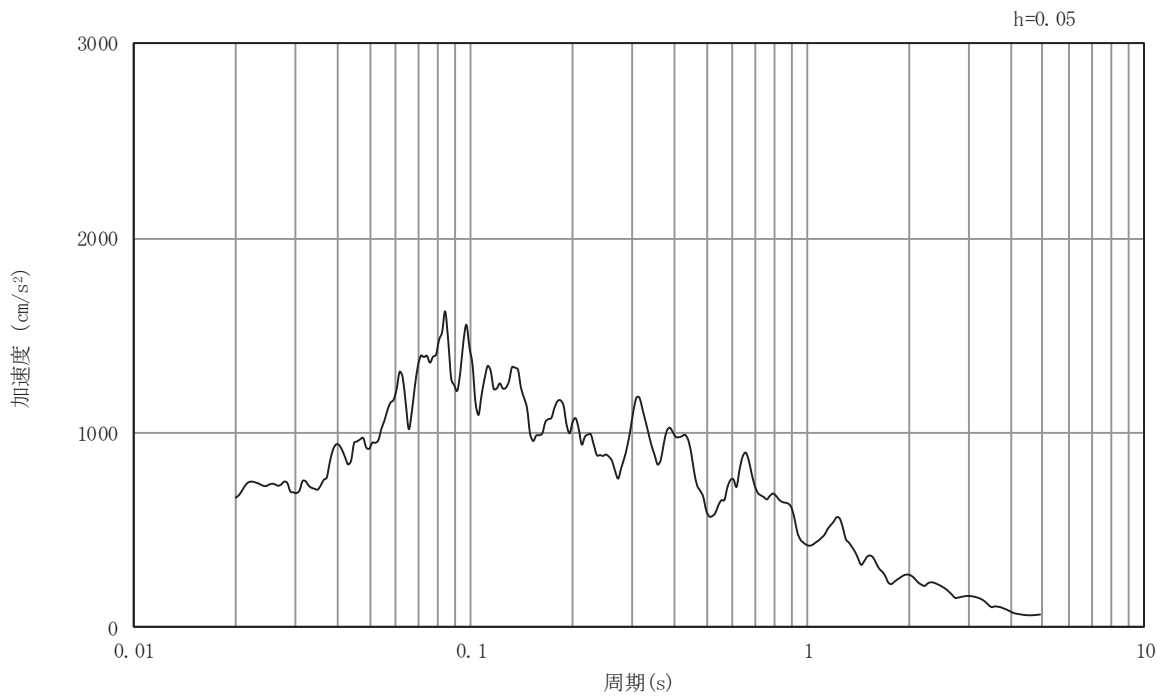


(b) 加速度応答スペクトル

図4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 3)

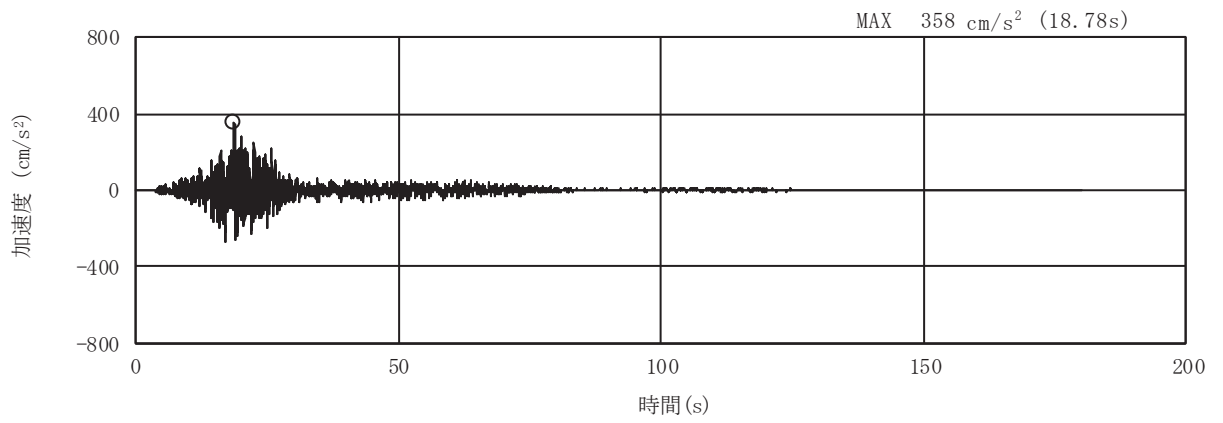


(a) 加速度時刻歴波形

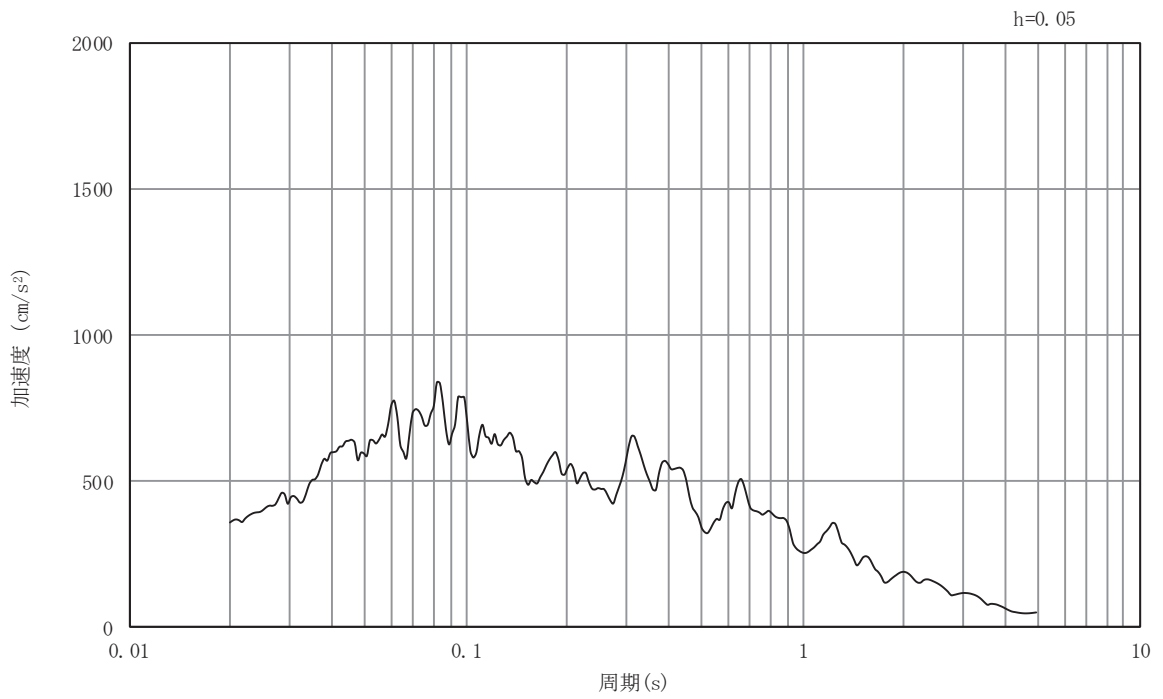


(b) 加速度応答スペクトル

図4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

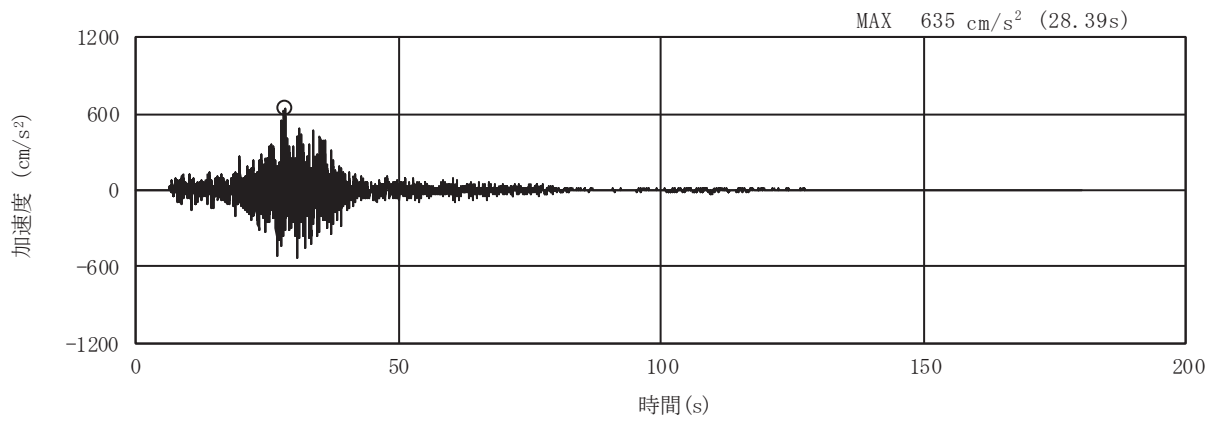


(a) 加速度時刻歴波形

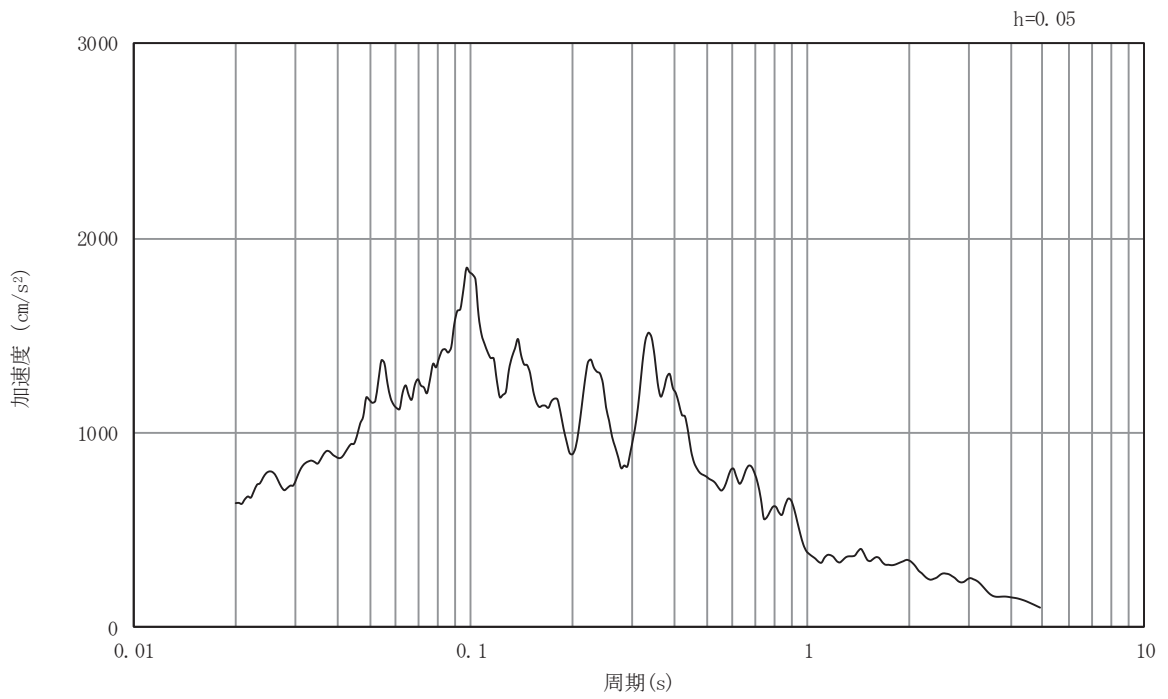


(b) 加速度応答スペクトル

図4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

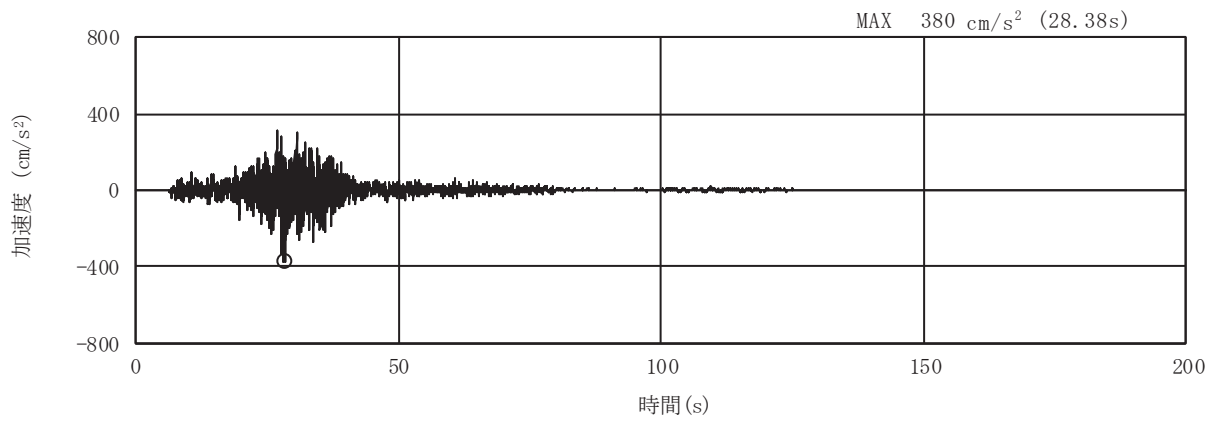


(a) 加速度時刻歴波形

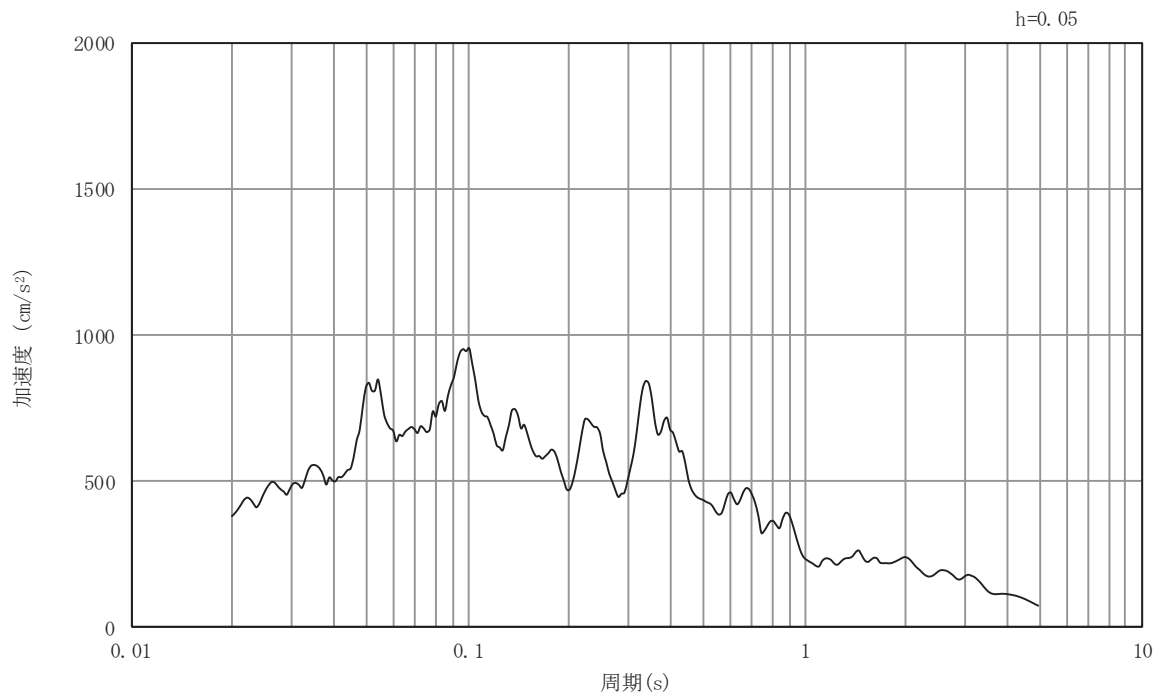


(b) 加速度応答スペクトル

図4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2)

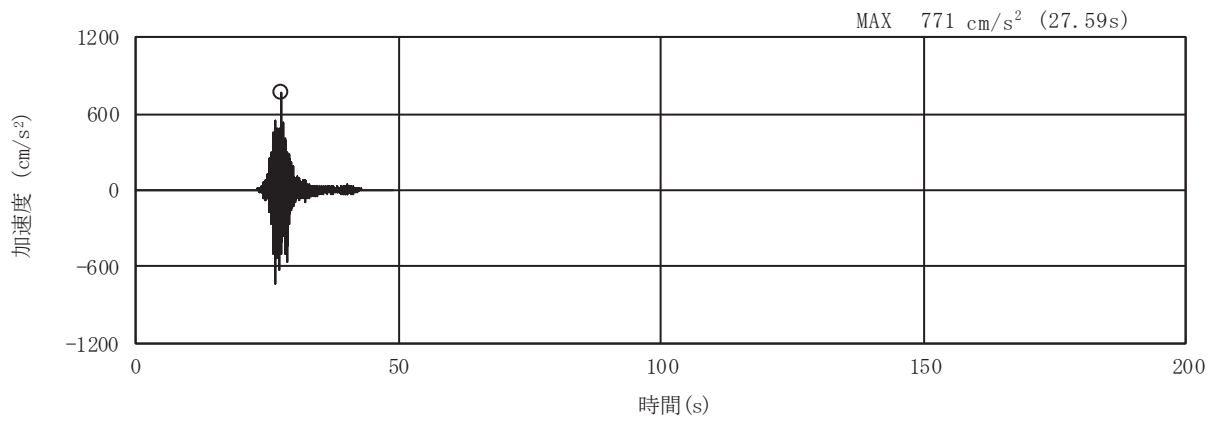


(a) 加速度時刻歴波形

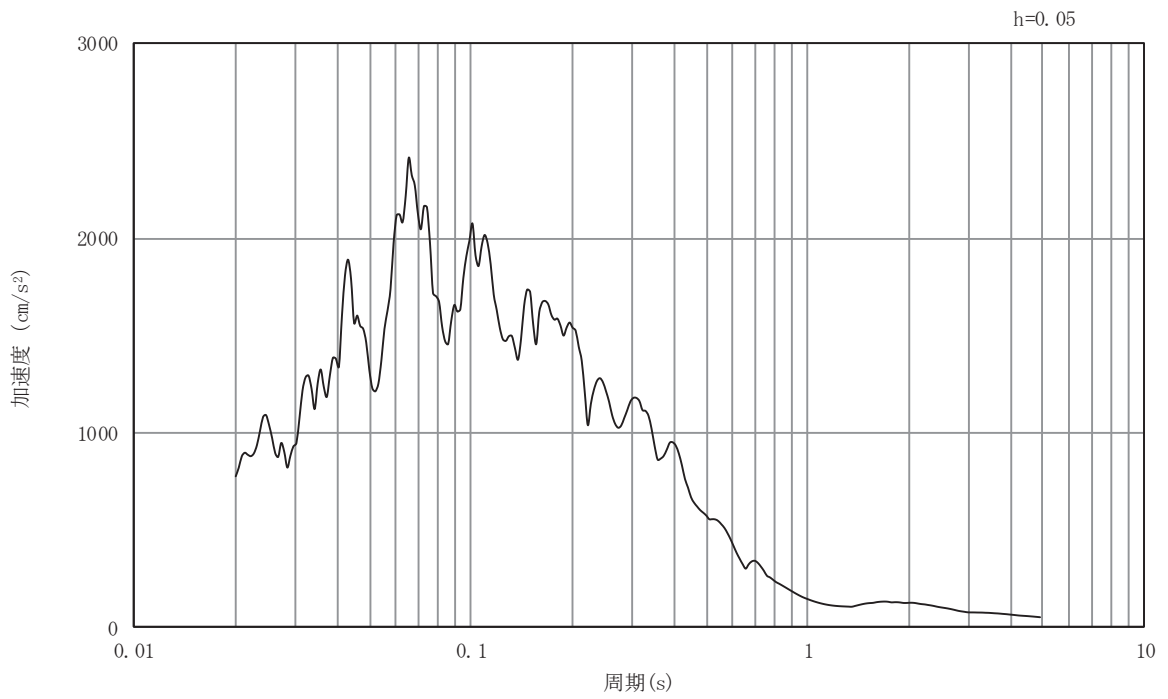


(b) 加速度応答スペクトル

図4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

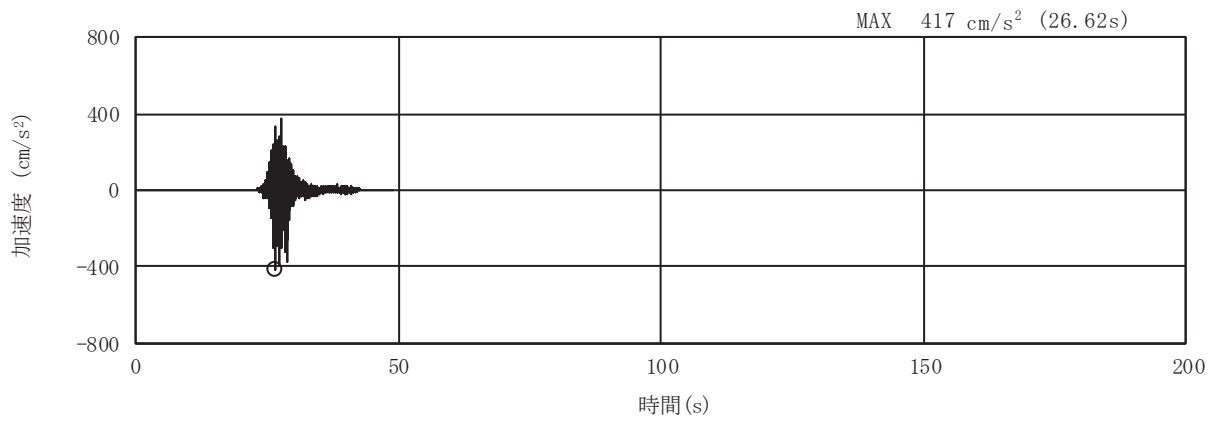


(a) 加速度時刻歴波形

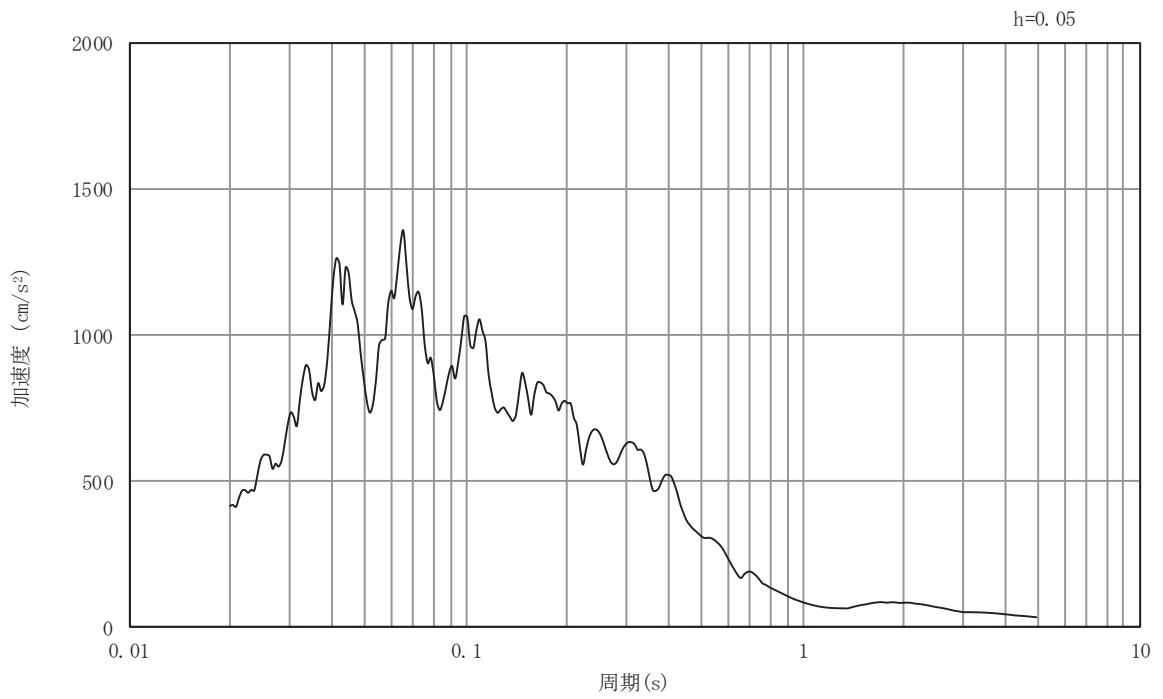


(b) 加速度応答スペクトル

図4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 3)

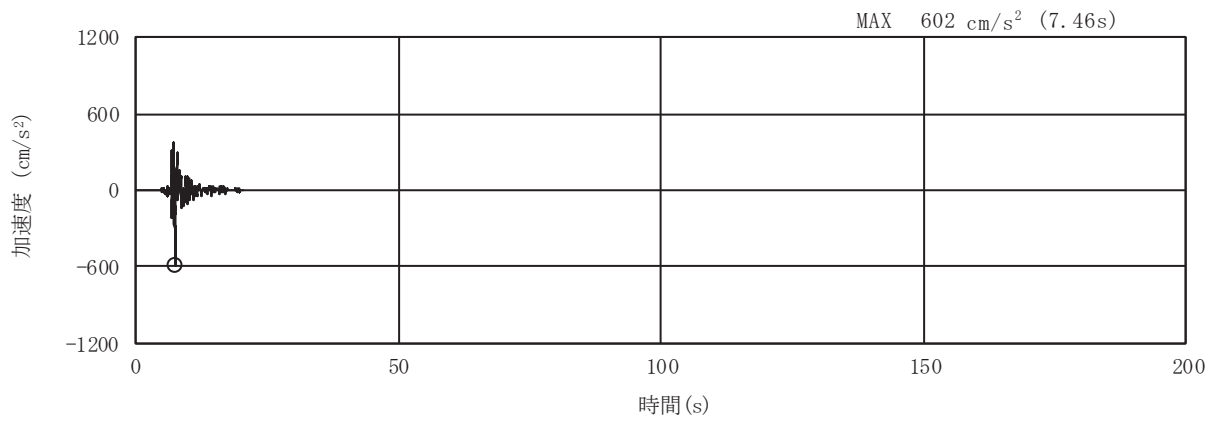


(a) 加速度時刻歴波形

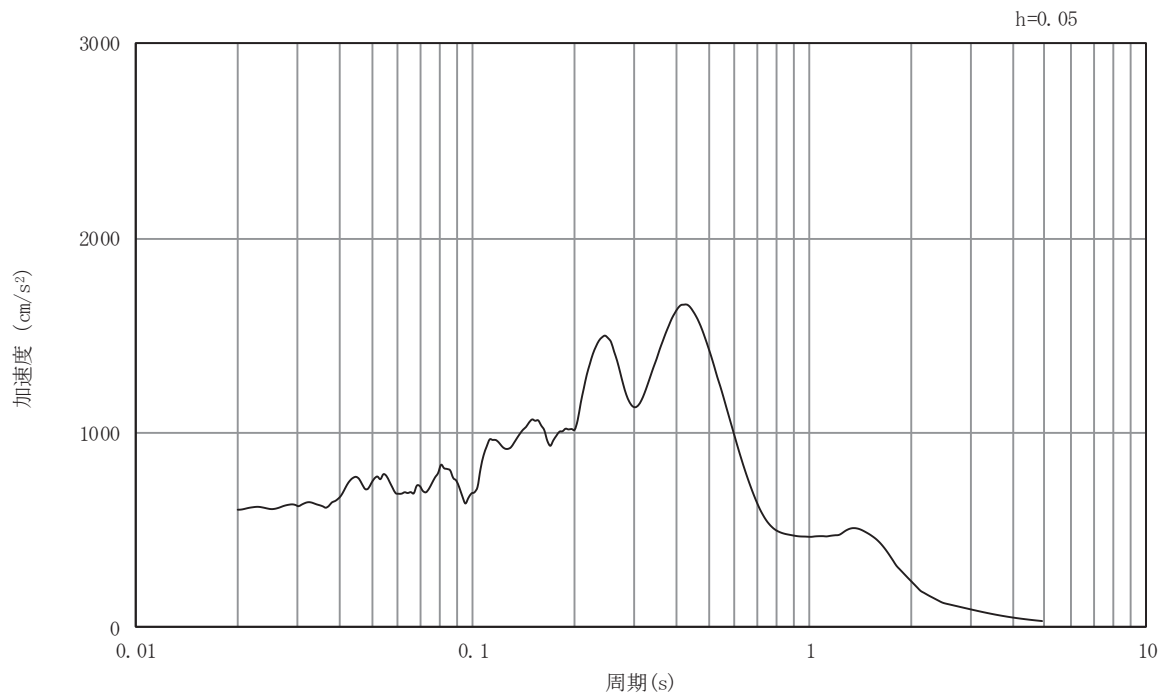


(b) 加速度応答スペクトル

図4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 3)

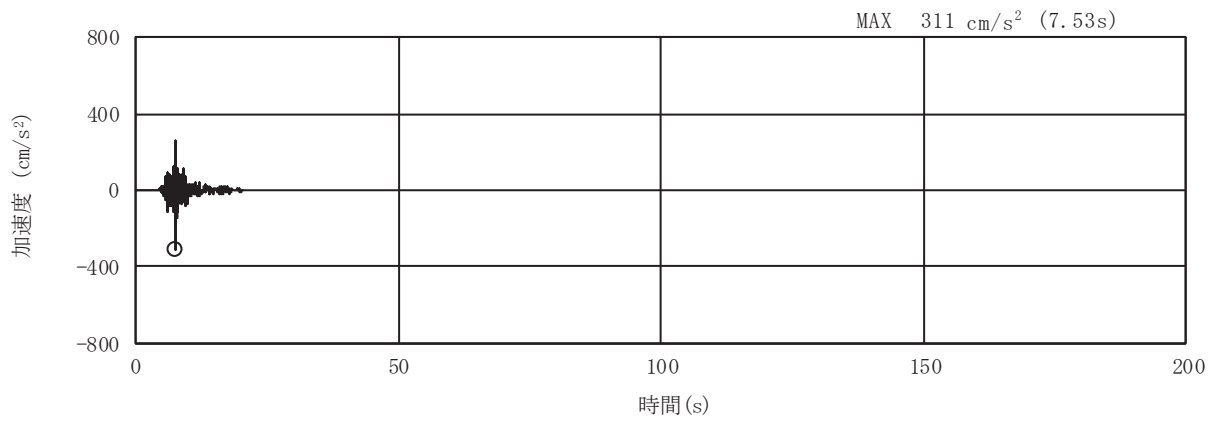


(a) 加速度時刻歴波形

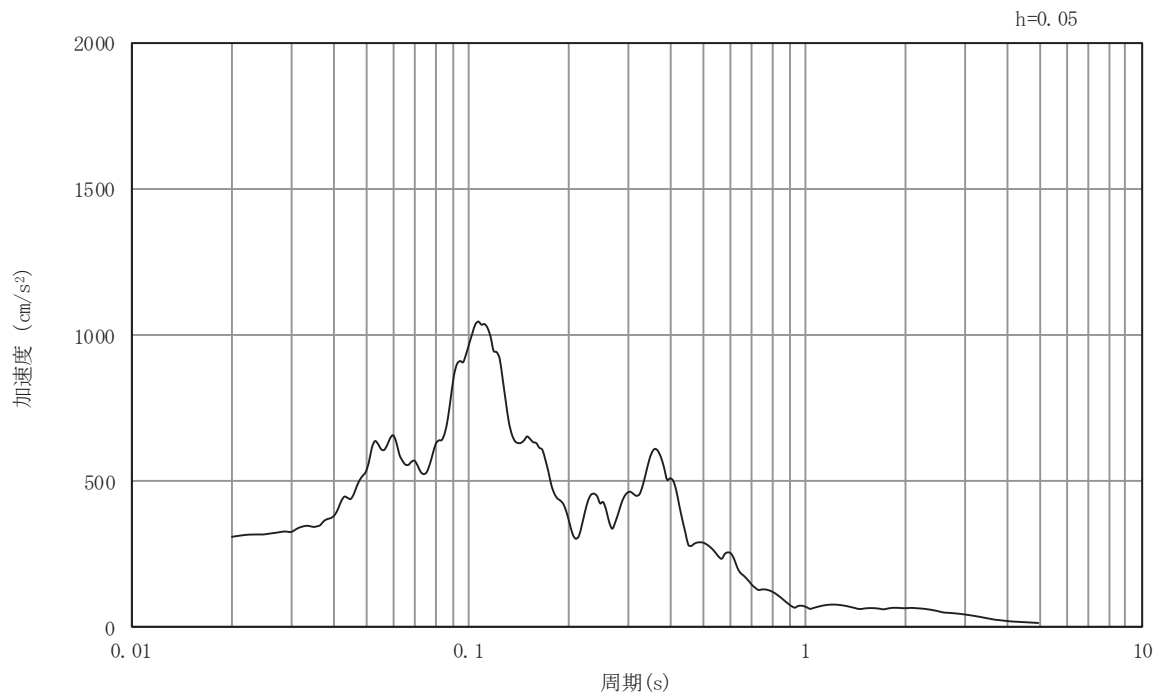


(b) 加速度応答スペクトル

図4-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図4-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

4.2 許容限界の設定

4.2.1 地盤のすべりに対する許容限界

改良地盤及び置換工のすべり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 4-1 に示すすべり安全率とする。

表 4-1 地盤のすべりに対する許容限界

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

また、すべり安全率の算定フローを図 4-16 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求め、全時刻において最小となるすべり安全率及びそのすべり線を選定する。想定すべり線は、置換工及び改良地盤の端部を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔で設定する。置換工及び改良地盤の想定すべり線を図 4-17 及び図 4-18 に示す。

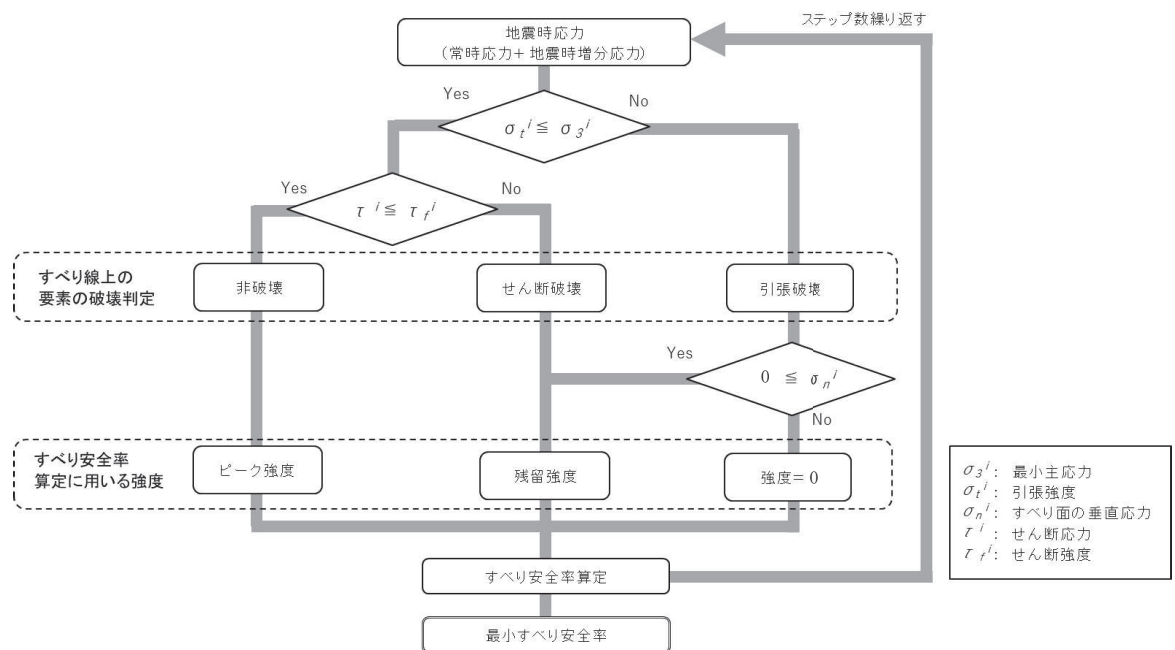


図 4-16 すべり安全率の算定フロー

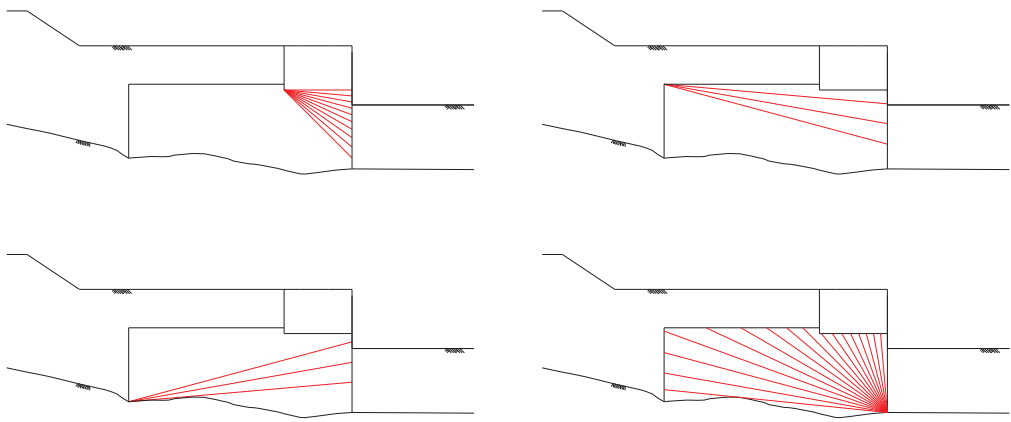


図 4-17 改良地盤の想定すべり線

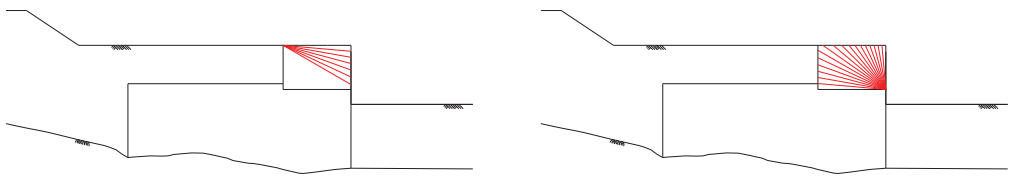


図 4-18 置換工の想定すべり線

4.2.2 置換工のせん断破壊に対する許容限界

置換工に発生するせん断応力に対する許容限界（せん断強度）は、 $\tau_f = \tau_0 = f'_{ck}/5$ とする。また、せん断破壊に対する健全性の確認において参照する引張破壊については、表 4-2 に示す引張強度を超える引張応力が発生した場合に引張破壊と判定する。

置換工のせん断破壊及び引張破壊に対する許容限界を表 4-2 に、せん断破壊に対する照査のフローを図 4-19 に示す。

表 4-2 置換工の局所破壊に対する許容限界

評価項目	置換工 (コンクリート)	許容限界* (N/mm ²)
局所せん断破壊	$f'_{ck} = 24\text{N/mm}^2$	$\tau_f = \tau_0 = 4.80$
局所引張破壊		$f_t = 1.91$

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

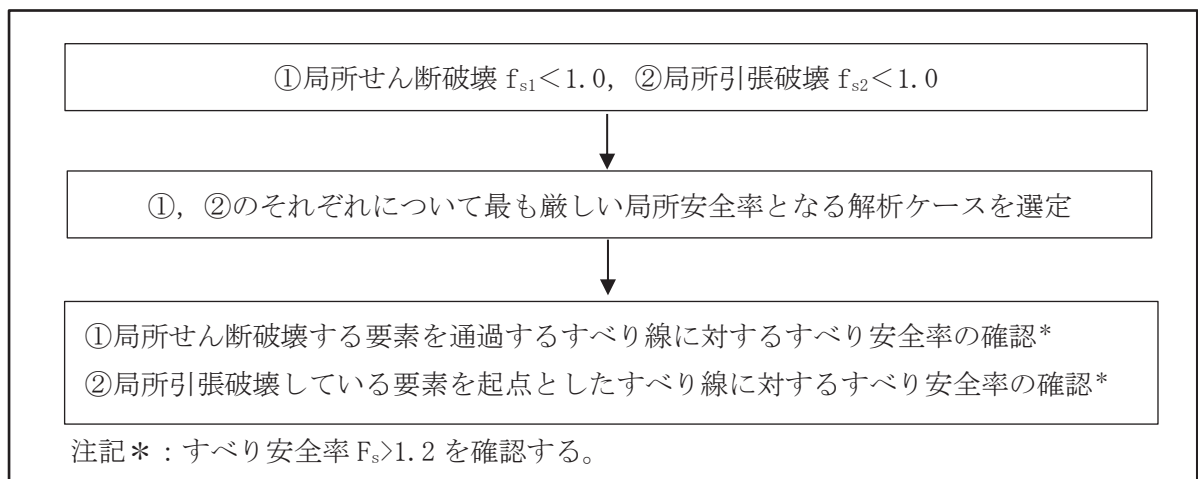


図 4-19 置換工（コンクリート）のせん断破壊に対する照査フロー

5 評価結果

5.1 改良地盤のすべりに対する照査

耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において、すべり安全率が最小となる地震動を用いて、ケース②及び③を実施する。

表5-1に改良地盤のすべり安定性に対する解析ケースと照査値を示す。図5-1に最小すべり安全率における局所安全係数とすべり線を示す。

最小すべり安全率は3.9であり、許容限界1.2を満足し、地盤物性のばらつき（変形特性）を考慮しても、改良地盤の安定性は確保されることが確認できた。

表5-1 改良地盤のすべり安定性に対する解析ケースと照査値

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)	$S_s - D 1$	++	5.5		
		+-	5.9		
		-+	6.7		
		--	6.8		
	$S_s - D 2$	++	5.5		
		+-	6.2		
		-+	5.7		
		--	6.1		
	$S_s - D 3$	++	6.7		
		+-	6.6		
		-+	6.6		
		--	6.6		
	$S_s - F 1$	++	6.9		
		-+	6.7		
	$S_s - F 2$	++	5.9		
		-+	5.4		
	$S_s - F 3$	++	5.4		
		-+	5.2		
	$S_s - N 1$	++	4.0	3.9	3.9
		-+	5.2		

注記*：赤枠は、表3-8に基づき、解析ケース②及び③を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

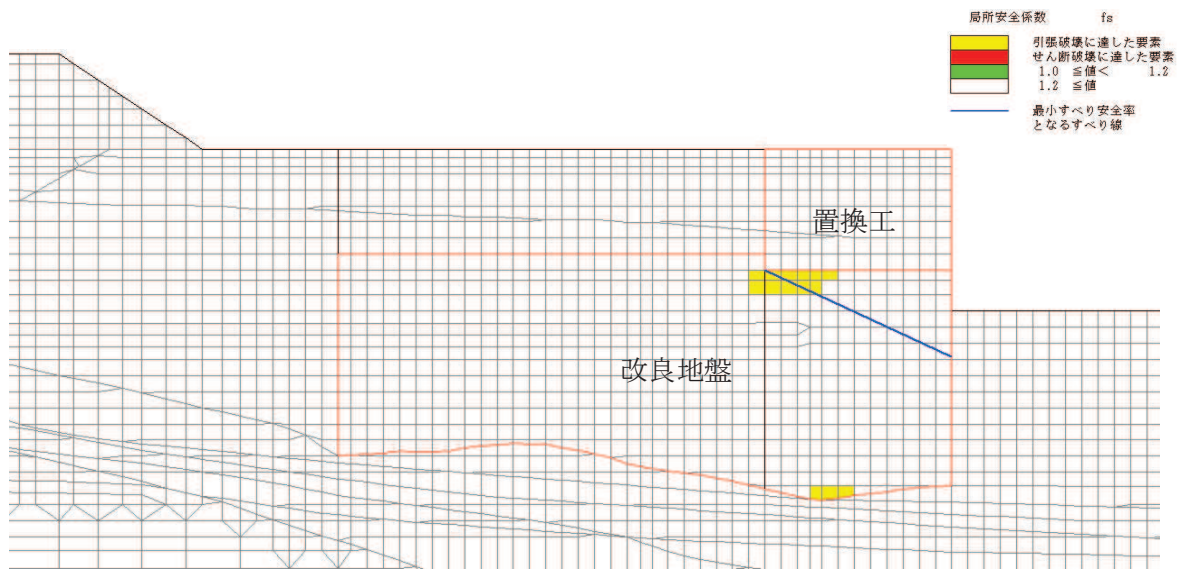


図 5-1 改良地盤の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布

(解析ケース③, $S_s - N1 (+ +)$)

5.2 置換工のすべりに対する照査

表 5-2 に置換工のすべり安定性に対する解析ケースと照査値を示す。図 5-2 に最小すべり安全率における局所安全係数とすべり線を示す。

最小すべり安全率は 17.6 であり，許容限界 1.2 を満足し，地盤物性のばらつき（変形特性）を考慮しても，置換工の安定性は確保されることが確認できた。

表 5-2 置換工のすべり安定性に対する解析ケースと照査値

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	++	23.4				
		+ -	26.4				
		- +	29.7				
		--	28.3				
	S s - D 2	++	24.6				
		+ -	27.4				
		- +	25.1				
		--	25.4				
	S s - D 3	++	27.5				
		+ -	28.8				
		- +	29.0				
		--	28.5				
	S s - F 1	++	29.4				
		- +	28.7				
	S s - F 2	++	26.0				
		- +	23.0				
	S s - F 3	++	22.8				
		- +	23.3				
	S s - N 1	++	18.7	19.3	17.6		
		- +	26.9				

注記*：赤枠は，表 3-8 に基づき，解析ケース②及び③を実施する地震動の基本ケース①の照査値を示す。

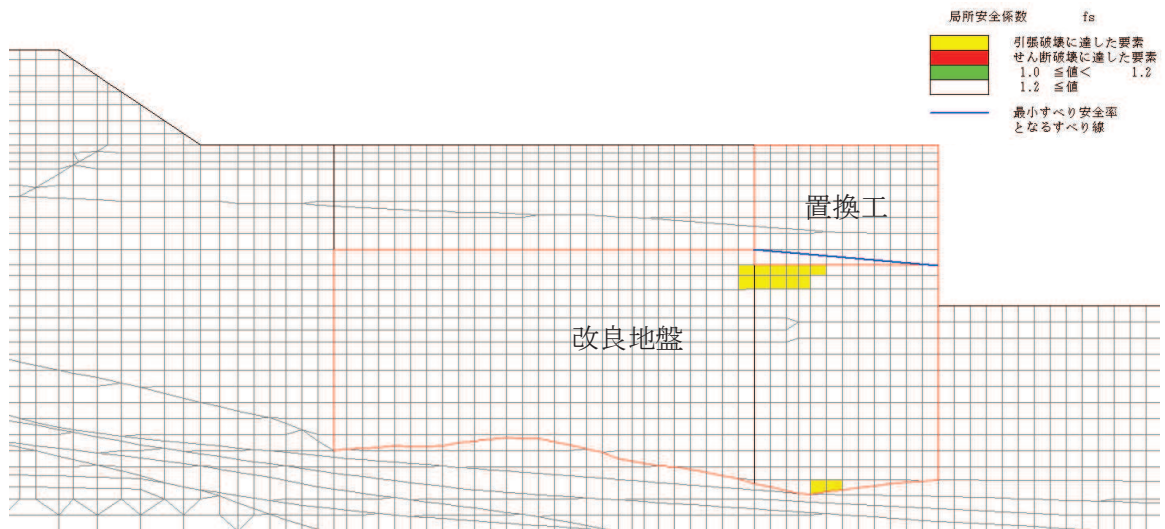


図 5-2 置換工の最小すべり安全率発生時刻における局所安全係数分布
(解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

5.3 改良地盤の強度のばらつきを考慮したすべりに対する照査

すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において、すべり安全率が最小となる時刻において、地盤強度を平均値 -1σ としたすべり安全率を表 5-3 に示す。地盤強度を平均値 -1σ としても許容限界 1.2 を満足し、改良地盤の安定性は十分確保されることが確認できた。

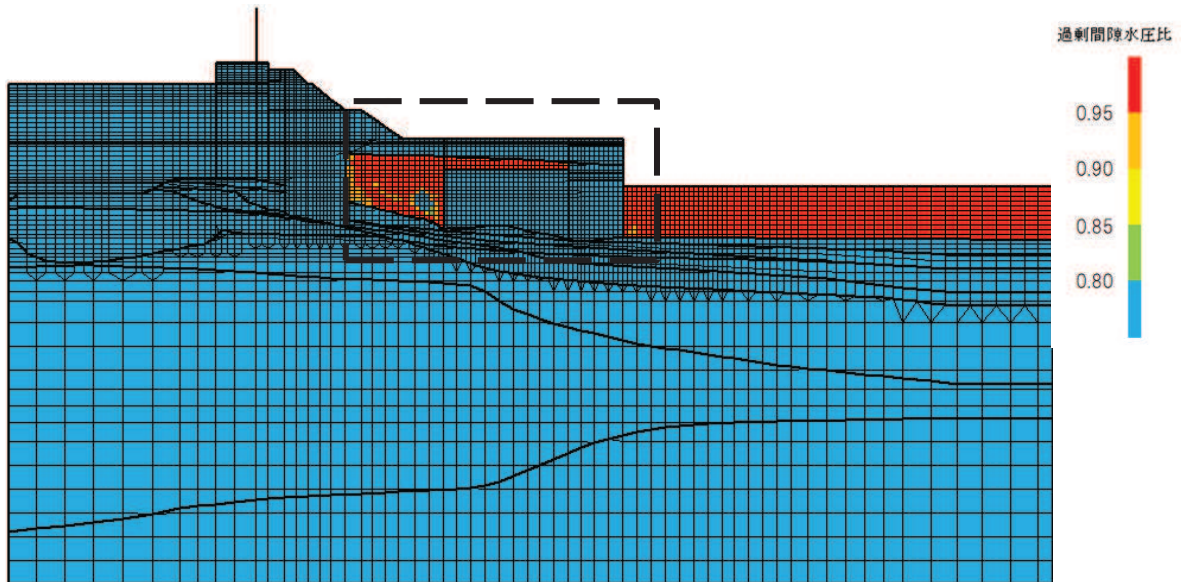
表 5-3 改良地盤の強度のばらつきを考慮したすべり安定性評価

解析ケース	地震動	強度	最小すべり安全率
①	$S_s - N1$ (++)	平均強度	4.0
		平均値 -1σ 強度	3.6

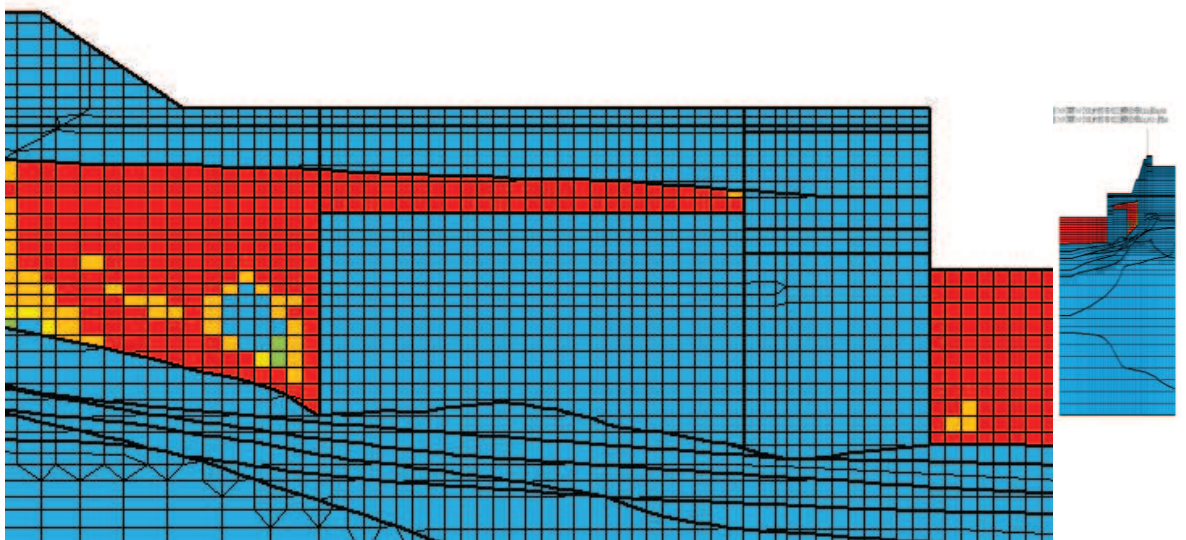
5.4 背後地盤の状況

改良地盤のすべり安全率が最小となる S s -N 1 (++)，解析ケース③における最大過剰間隙水圧比分布を図 5-3 に残留せん断ひずみ分布を図 5-4 に示す。

過剰間隙水圧比分布図のとおり，置換工及び改良地盤の周辺に分布する旧表土は大部分で，過剰間隙水圧比が 95%以上となり液状化が発生している。

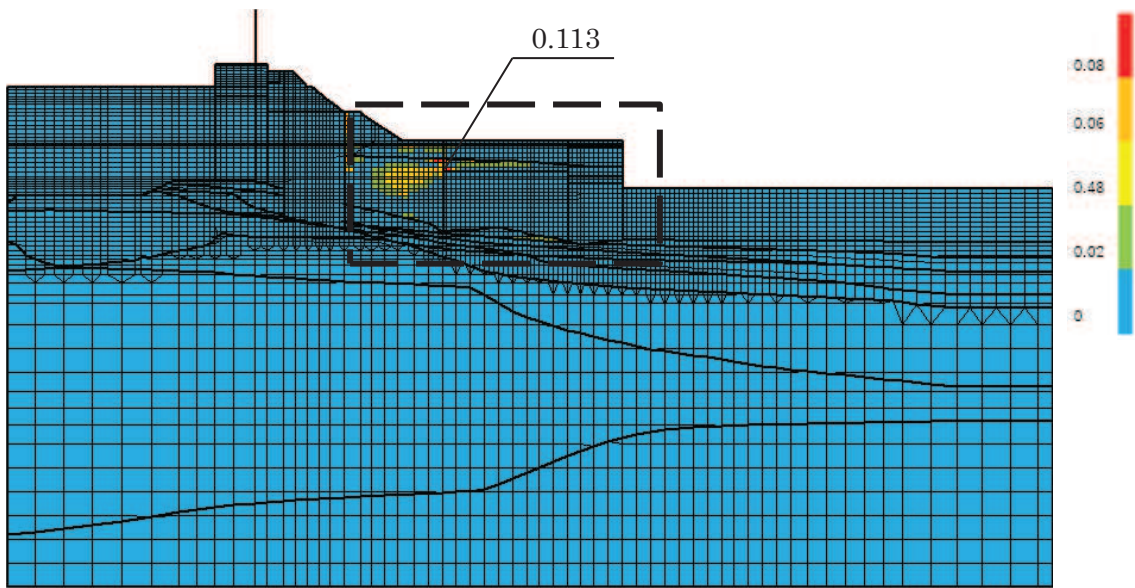


全体図

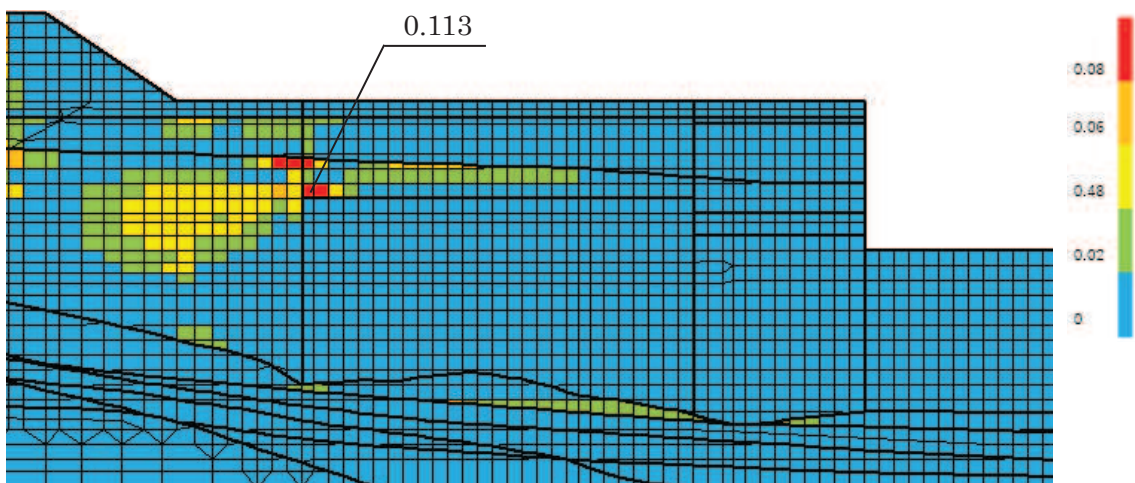


構造物周辺拡大図

図 5-3 最大過剰間隙水圧比分布 (解析ケース③, S s -N 1 (++))



全体図



構造物周辺拡大図

図 5-4 残留せん断ひずみ分布 (解析ケース③, S s-N 1 (++))

6. まとめ

前面護岸について、地盤の破壊により上位クラス施設である取水口の原子炉補機冷却海水系の通水機能に波及的影響を及ぼさないことを確認するため、基準地震動 S_s による耐震評価として、前面護岸の背面に位置する地盤改良体（改良地盤及び置換工（コンクリート））のすべり安定性評価を実施した。

地震応答解析の結果、前面護岸の背面に位置する地盤改良体のすべり安全率が許容限界を上回ることから、護岸のすべり破壊が生じないことを確認した。

以上より、前面護岸の背面に位置する地盤改良体は、基準地震動 S_s による地震力に対して、地盤の安定性を維持することから、取水口の通水機能に影響を及ぼさ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-19-0600-33_改2

補足-600-33 第1号機取水路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.	評価方法	1
2.	評価条件	2
2.1	評価対象断面の方向	2
2.2	評価対象断面の選定	8
2.3	使用材料及び材料の物性値	11
2.4	地盤の物性値	12
2.5	評価構造物の諸元	18
2.6	地下水位	19
2.7	耐震評価フロー	20
2.8	適用規格	21
3.	地震応答解析	22
3.1	地震応答解析手法	22
3.2	地震応答解析モデルの設定	25
3.2.1	解析モデル領域	25
3.2.2	境界条件	26
3.2.3	構造物のモデル化	29
3.2.4	隣接構造物のモデル化	30
3.2.5	ジョイント要素の設定	30
3.2.6	材料物性の設定	34
3.3	減衰定数	36
3.4	荷重の組合せ	37
3.4.1	外水圧	38
3.4.2	内水圧	38
3.4.3	積載荷重	39
3.5	地震応答解析の解析ケース	41
3.5.1	耐震評価における解析ケース	41
4.	評価条件	49
4.1	入力地震動の設定	49
4.1.1	A-A 断面	50
4.1.2	B-B 断面	64
4.2	許容限界の設定	78
4.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	78
4.2.2	せん断破壊に対する許容限界	80
4.2.3	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	87
5.	評価結果	88

5.1	地震応答解析結果	88
5.1.1	解析ケースと照査値	88
5.1.2	層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	110
5.1.3	断面力分布（せん断破壊に対する照査）	112
5.1.4	最大せん断ひずみ分布	117
5.1.5	過剰間隙水圧比分布	121
5.2	構造部材の健全性に対する評価結果	125
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	125
5.2.2	せん断破壊に対する評価結果	138
5.3	基礎地盤の支持性能に対する支持力評価	148
6.	まとめ	153

1. 評価方法

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。

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。

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。

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。

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. 評価条件

2.1 評価対象断面の方向

第1号機取水路の平面図を図2-1に、波及的影響評価の対象区間を図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1号機取水路は、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、評価対象区間は図2-2に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の置換コンクリート及び改良地盤内部を横断する。

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表2-1に示す。第1号機取水路の南北方向は加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震上見込むことができることから、強軸方向となる。一方、東西方向は、加振方向と平行に配置される構造部材がないことから、弱軸方向となる。また、上位クラスの防潮堤（鋼管式鉛直壁）についても、東西方向に斜面形状を有していることから、傾斜方向への変形が支配的な東西方向を弱軸方向として代表断面を選定している。

以上のことから、第1号機取水路の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸方向である東西方向を評価対象断面とする。

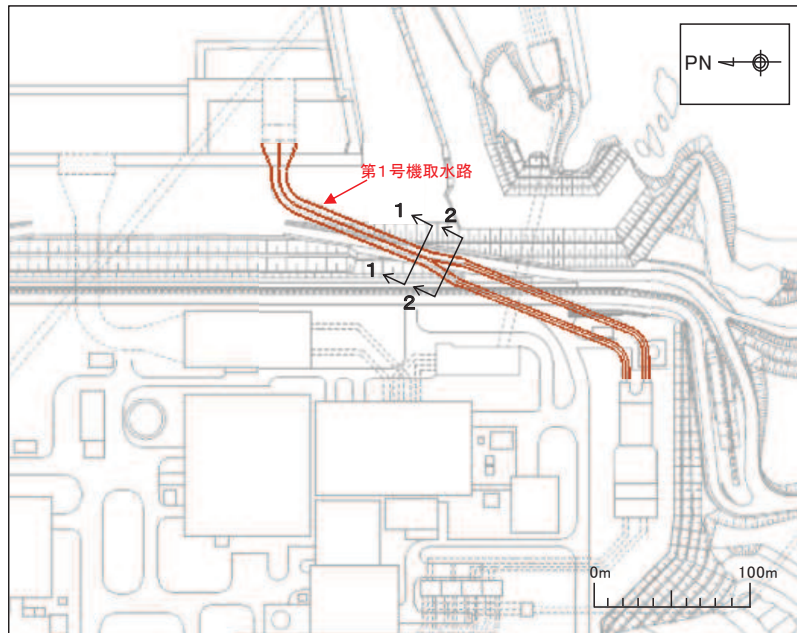


図 2-1 第 1 号機取水路の位置図

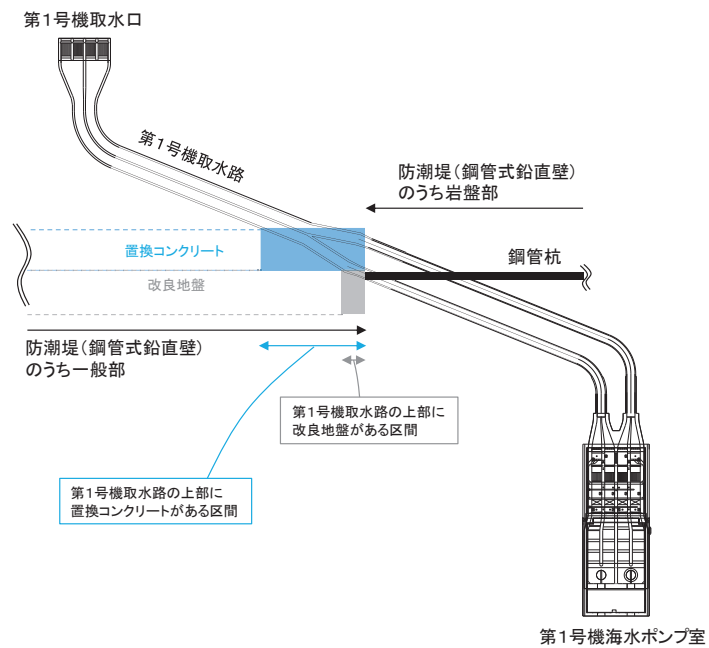


図 2-2 第 1 号機取水路の波及的影響評価の対象区間

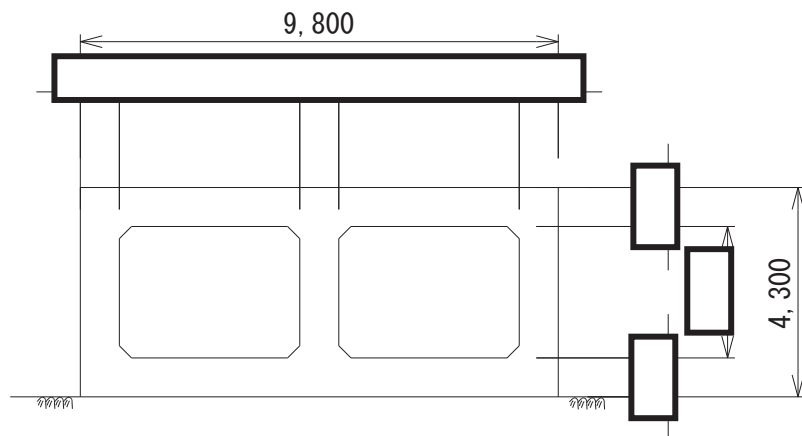
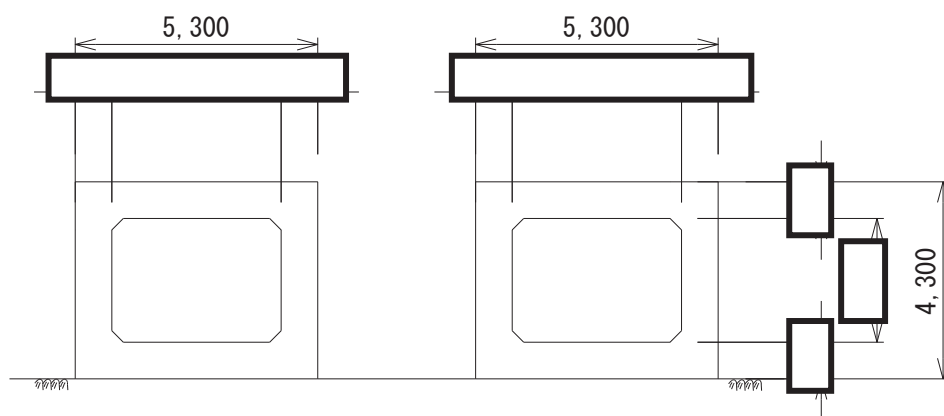


図 2-3(1) 第 1 号機取水路の構造図 (1-1 断面)



(左)

(右)

図 2-3(2) 第 1 号機取水路の構造図 (2-2 断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

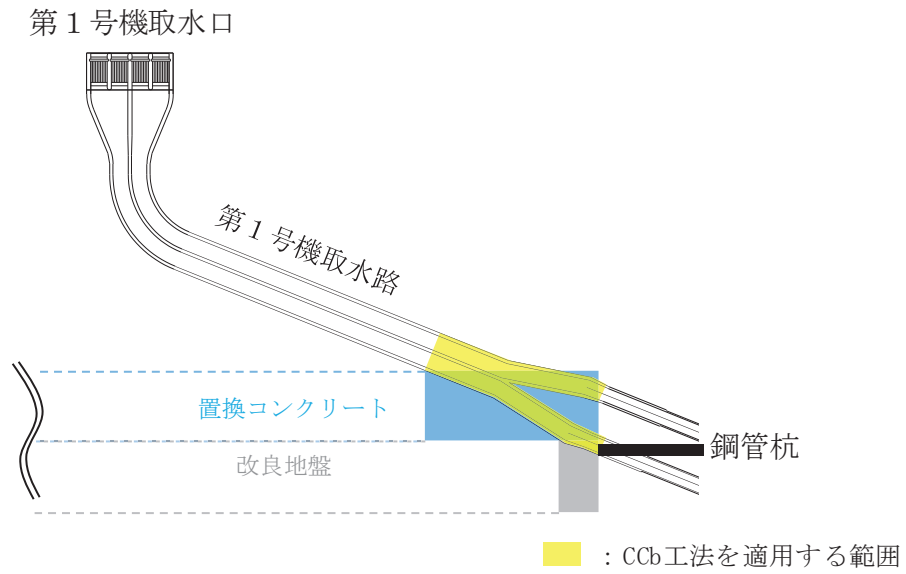


図 2-4(1) 補強計画図 (平面図)

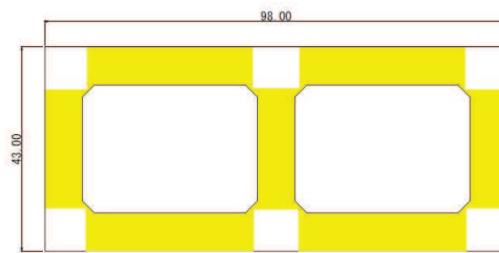


図 2-4(2) 補強計画図 (A-A 断面)

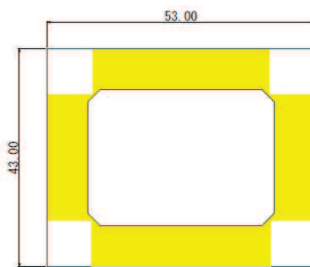
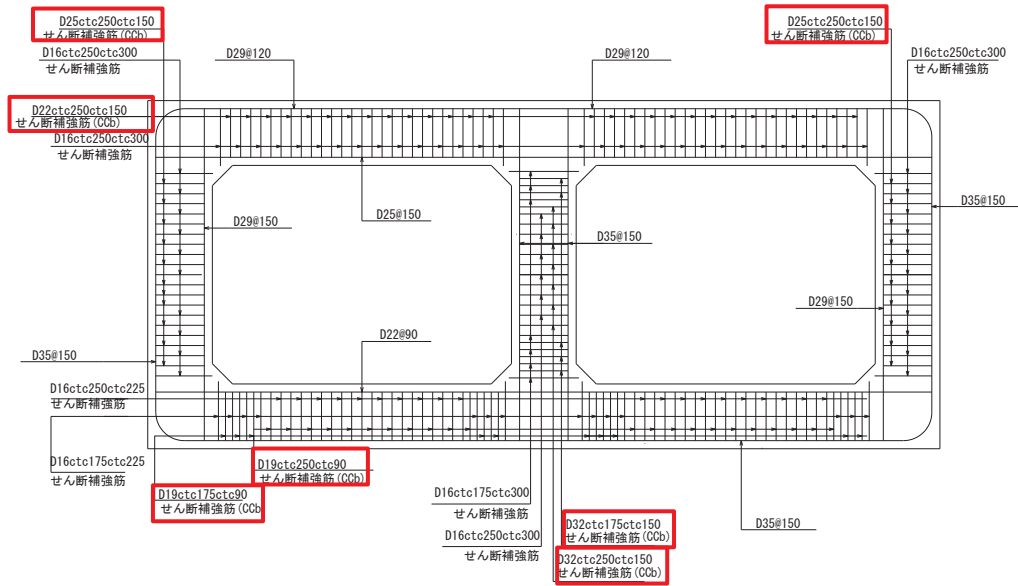
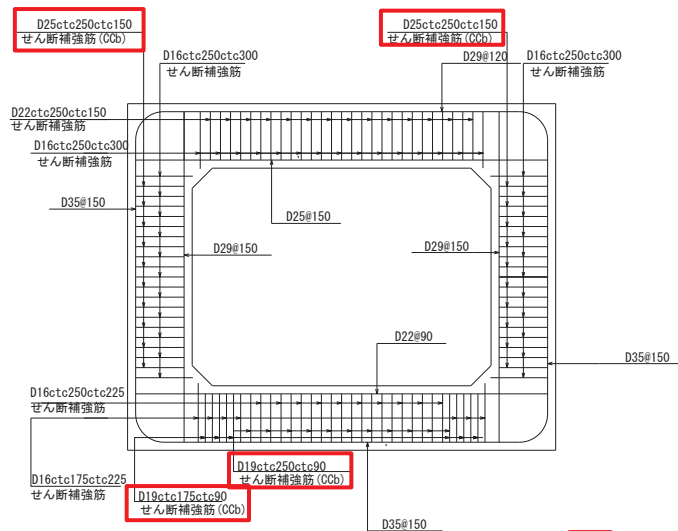


図 2-4(3) 補強計画図 (B-B 断面, 左右取水路共通)



□ : CCb 工法適用箇所

図 2-5(1) 第 1 号機取水路の概略配筋図 (1-1 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 (2-2 断面)

表 2-1 第 1 号機取水路の評価対象断面の方向の選定

	東西方向の加振	南北方向の加振
第 1 号機取水路	<p>加振方向</p> <p>加振方向に抵抗する部材が少ない => 弱軸方向</p>	<p>加振方向</p> <p>側壁・隔壁が加振方向に抵抗する => 強軸方向</p>
	<ul style="list-style-type: none"> ・東西方向は，加振方向に平行な壁部材がなく，弱軸方向にあたる。 	<ul style="list-style-type: none"> ・南北方向は，加振方向に平行な部材及び隔壁を耐震設計上見込むことができ，強軸方向にあたる。
	<p>上位クラスの防潮堤（鋼管式鉛直壁）の評価対象断面方向（東西方向）も考慮し，弱軸方向を評価対象断面とする。</p>	

2.2 評価対象断面の選定

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 \square 、内空高さ \square 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 \square 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。

上位クラスである防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、第1号機取水路のうち、一連及び二連ボックスカルバート部を横断することから、それぞれの構造において耐震評価上厳しいと想定される断面を評価対象断面として選定する。

周辺状況として、図2-6に示すとおり、第1号機取水路は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の置換コンクリート及び改良地盤部を横断しており、かつ防潮堤（鋼管式鉛直壁）と斜交することから、断面位置によって、第1号機取水路周辺の防潮堤（鋼管式鉛直壁）の置換コンクリート及び改良地盤の状況が異なる。また、上部に位置する置換コンクリート及び改良地盤の東西方向の幅及び上面高さは一定であるため、岩盤表面が深くなるほど、置換コンクリート又は改良地盤の厚さが厚くなる。

よって、第1号機取水路上部に位置する防潮堤（鋼管式鉛直壁）の置換コンクリート又は改良地盤の厚さが厚いほど、地震時に防潮堤（鋼管式鉛直壁）が第1号機取水路へ与える荷重が大きくなる。そのため、第1号機取水路に対しては、岩盤表面が深くなることで、置換コンクリートの厚さが厚くなる又は改良地盤の厚さが厚くなる断面が耐震評価上厳しい断面と想定されることから、断面選定にあたっては、置換コンクリート及び改良地盤の厚さを観点とする。

なお、地下水位はO.P.+1.43mで一定である（防潮堤（鋼管式鉛直壁）の設計用地下水位と同様）ことから、断面選定の観点には含めない。また、第1号機取水路は一連ボックスカルバート部又は二連ボックスカルバート部でそれぞれ配筋が水路縦断方向（延長方向）に一樣であるため、断面選定の観点に含めない。

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、防潮堤（鋼管式鉛直壁）の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位置図を図2-7、第1号機取水路付近の縦断図を図2-8に、評価対象断面図を図2-9及び図2-10に示す。上記観点を踏まえ、二連ボックスカルバート部からA-A断面を、一連ボックスカルバート部からB-B断面を評価対象断面として選定した。

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

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。

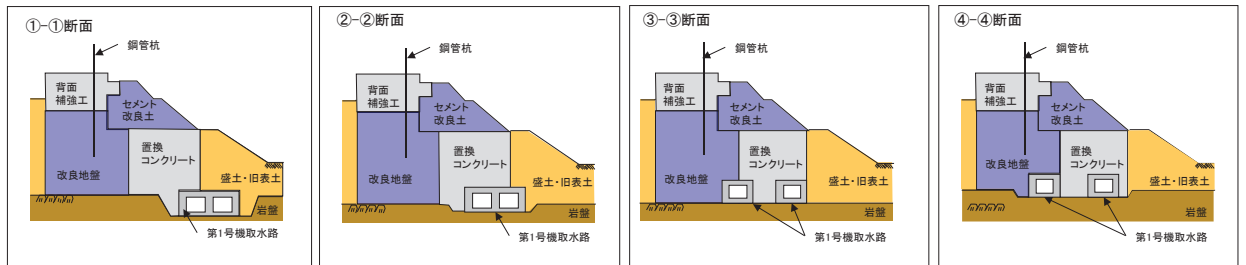
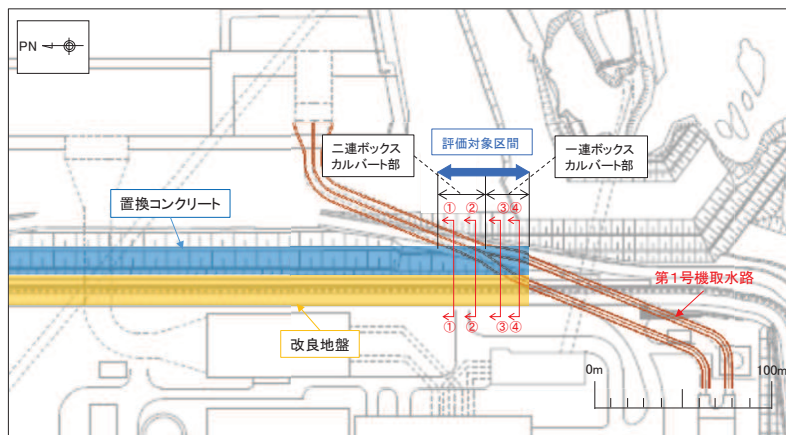


図 2-6 第1号機取水路の断面イメージ

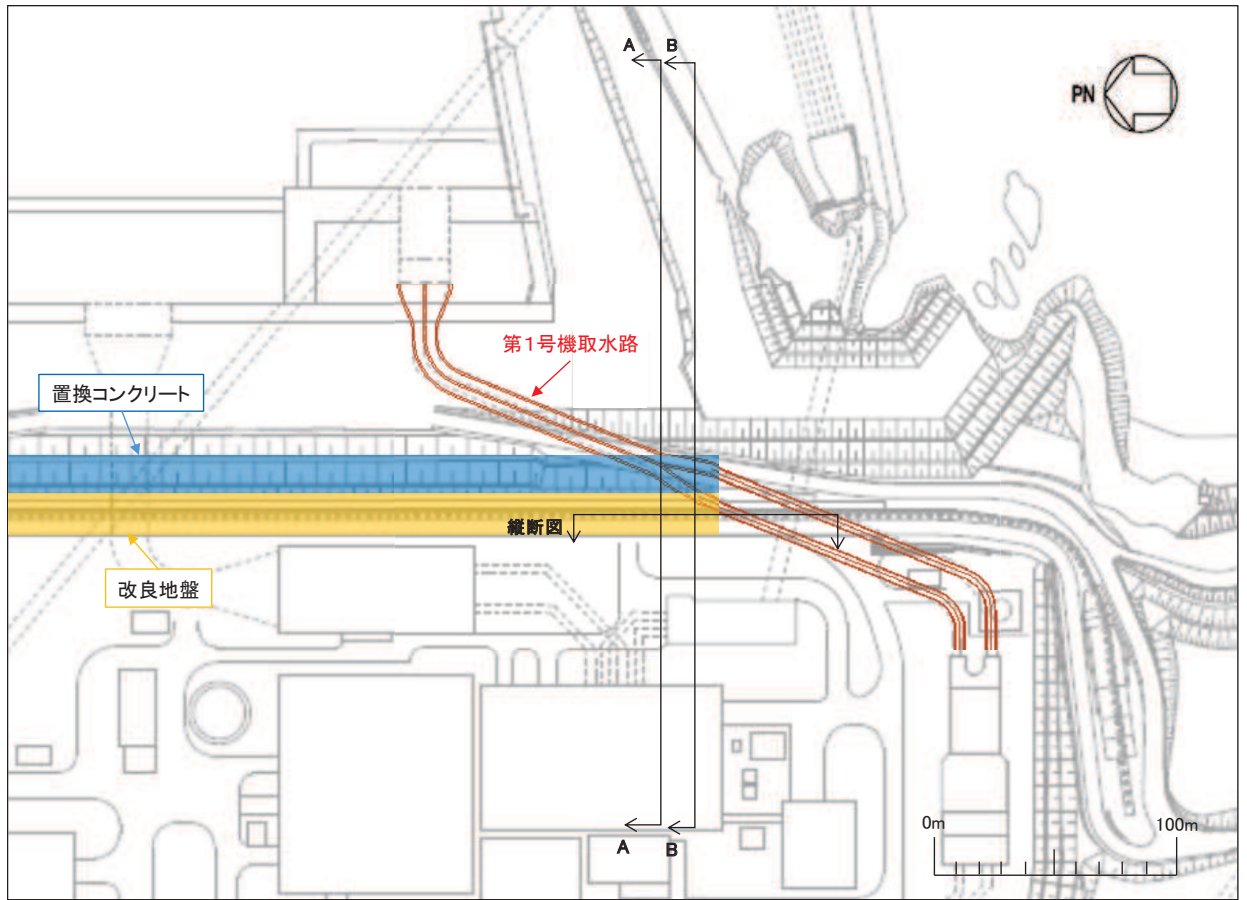


図 2-7 第 1 号機取水路の評価対象断面位置図

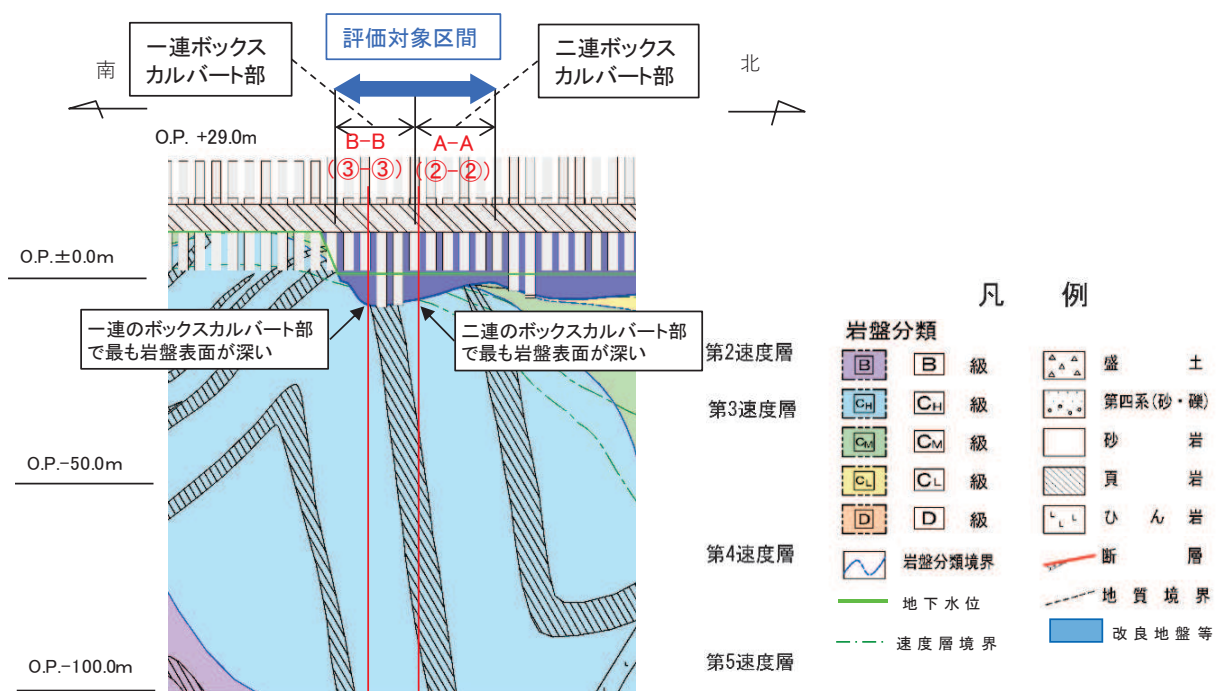


図 2-8 第 1 号機取水路付近の縦断面図

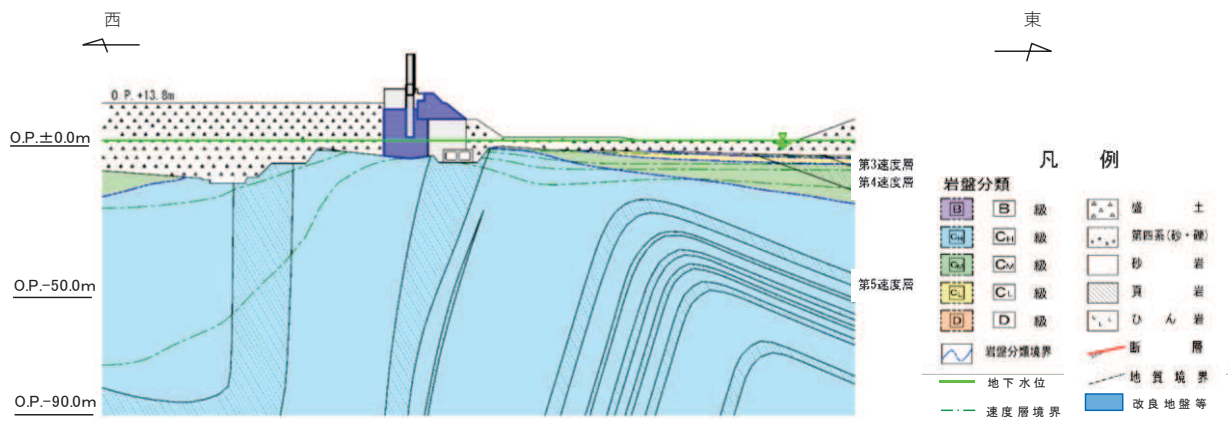


図 2-9 評価対象断面図 (A-A 断面)

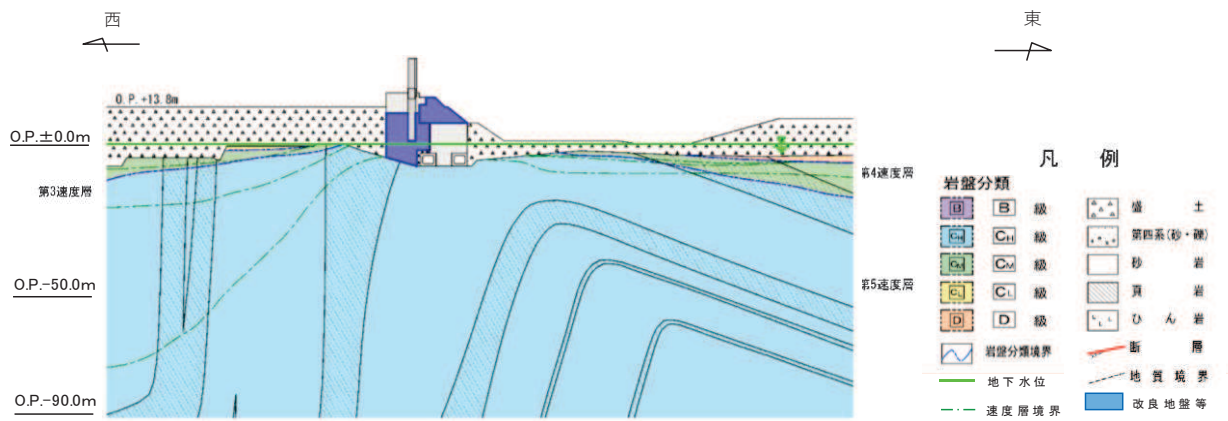


図 2-10 評価対象断面図 (B-B 断面)

2.3 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 2-2 に、材料の物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料	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 2-3 材料の物性値

材料	項目		材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)		24.0	
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。

2.4 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。地盤の物性値を表 2-4～表 2-7 に示す。

表 2-4(1) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

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

表 2-4(2) 地盤の解析用物性値 (狐崎部層)

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

表 2-5 地盤の解析用物性値（盛土他）

岩種・岩級	物理特性	強度特性				変形特性				
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		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	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
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	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
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	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

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

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

表 2-6 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 h_{max}	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005
		w_1	1.3	14.0
		p_1	1.2	1.0
		p_2	0.8	0.6
		c_1	2.75	2.8

注記 * : 括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

表 2-7 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液化化検討対象層）

			D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)		2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 n		0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)		2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)*	1.67×10^6	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)		1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	第 1 速度層		0.48	0.35	0.36
		第 2 速度層		0.44 (狐崎部層) 0.45 (牧の浜部層)		
減衰定数の上限値 h_{max}			0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)		0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)		24.0	22.1	44.3	

注記 *：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

2.5 評価構造物の諸元

照査を行う第1号機取水路の躯体に関する諸元を表2-8に示す。評価部位を図2-11に示す。

表2-8 構造物の評価部位とその仕様

部位	仕様		材料	
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋
頂版	1.000	0.800	20.5	SD345
側壁	1.000	0.800	20.5	SD345
隔壁	1.000	0.800	20.5	SD345
底版	1.000	0.800	20.5	SD345

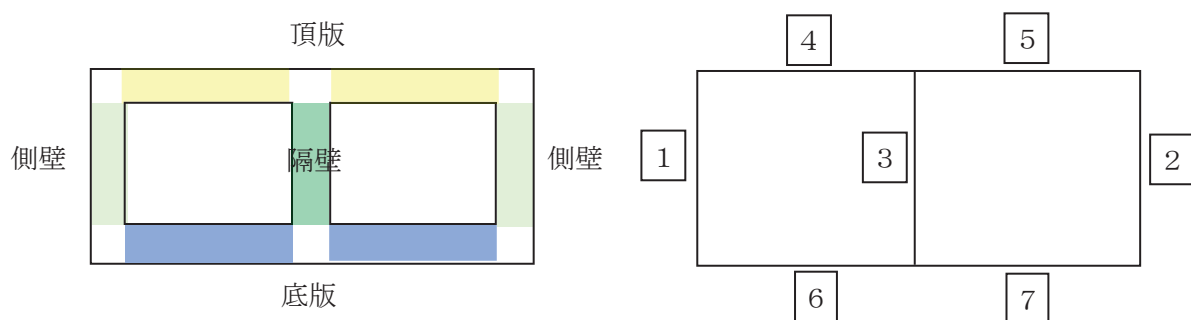


図2-11(1) 評価部位 (A-A断面)

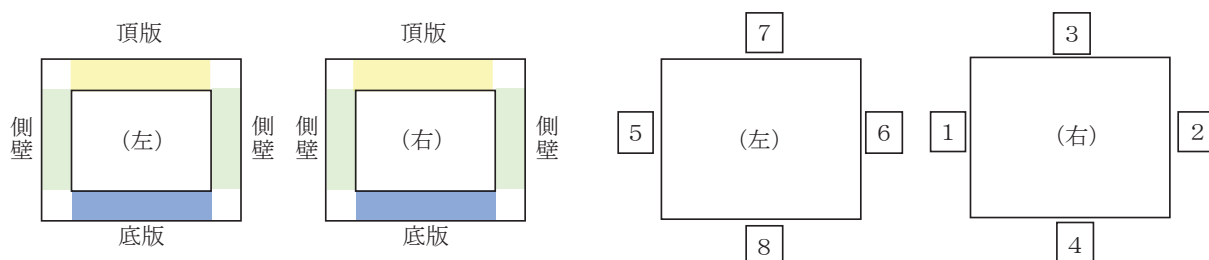


図2-11(2) 評価部位 (B-B断面)

2.6 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」に従い設定することとし、表 2-9 に示すとおり、防潮堤（鋼管式鉛直壁）一般部と同様の設計用地下水位とする。

また、設計用地下水位の分布を図 2-12 に示す。

表 2-9 評価対象断面の設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
第 1 号機取水路 (A-A 断面及び B-B 断面)	O. P. +1.43m (防潮堤（鋼管式鉛直壁） 一般部と同様)

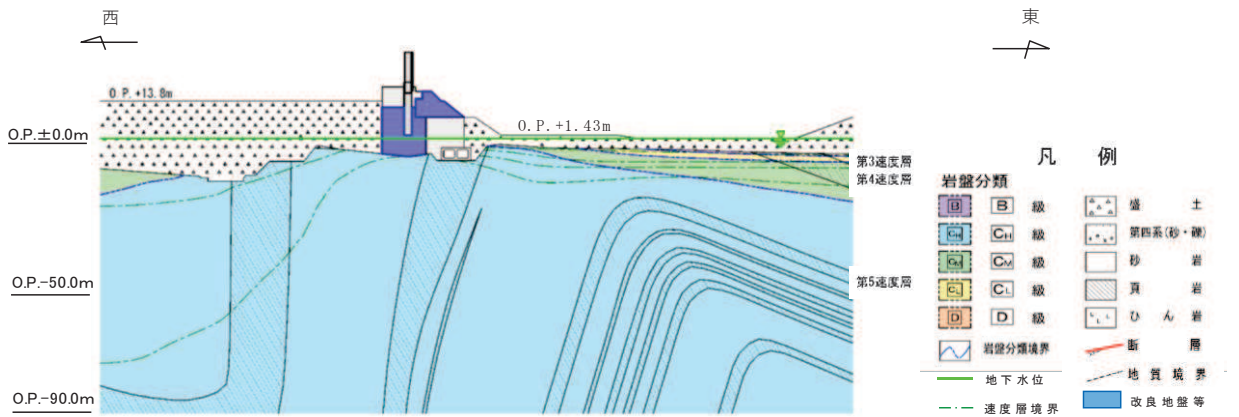


図 2-12(1) 第 1 号機取水路（A-A 断面）の設計用地下水位

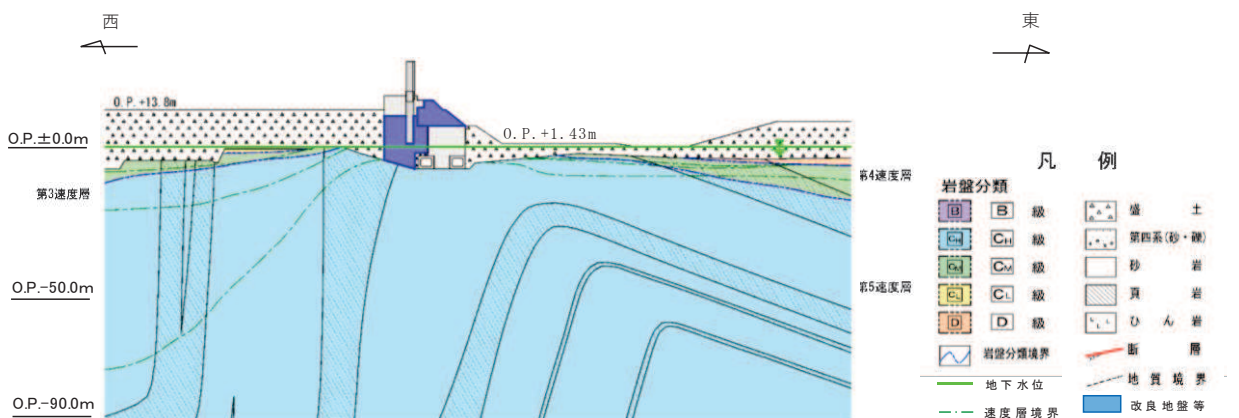


図 2-12(2) 第 1 号機取水路（B-B 断面）の設計用地下水位

2.7 耐震評価フロー

図 2-13 に第 1 号機取水路の耐震評価フローを示す。

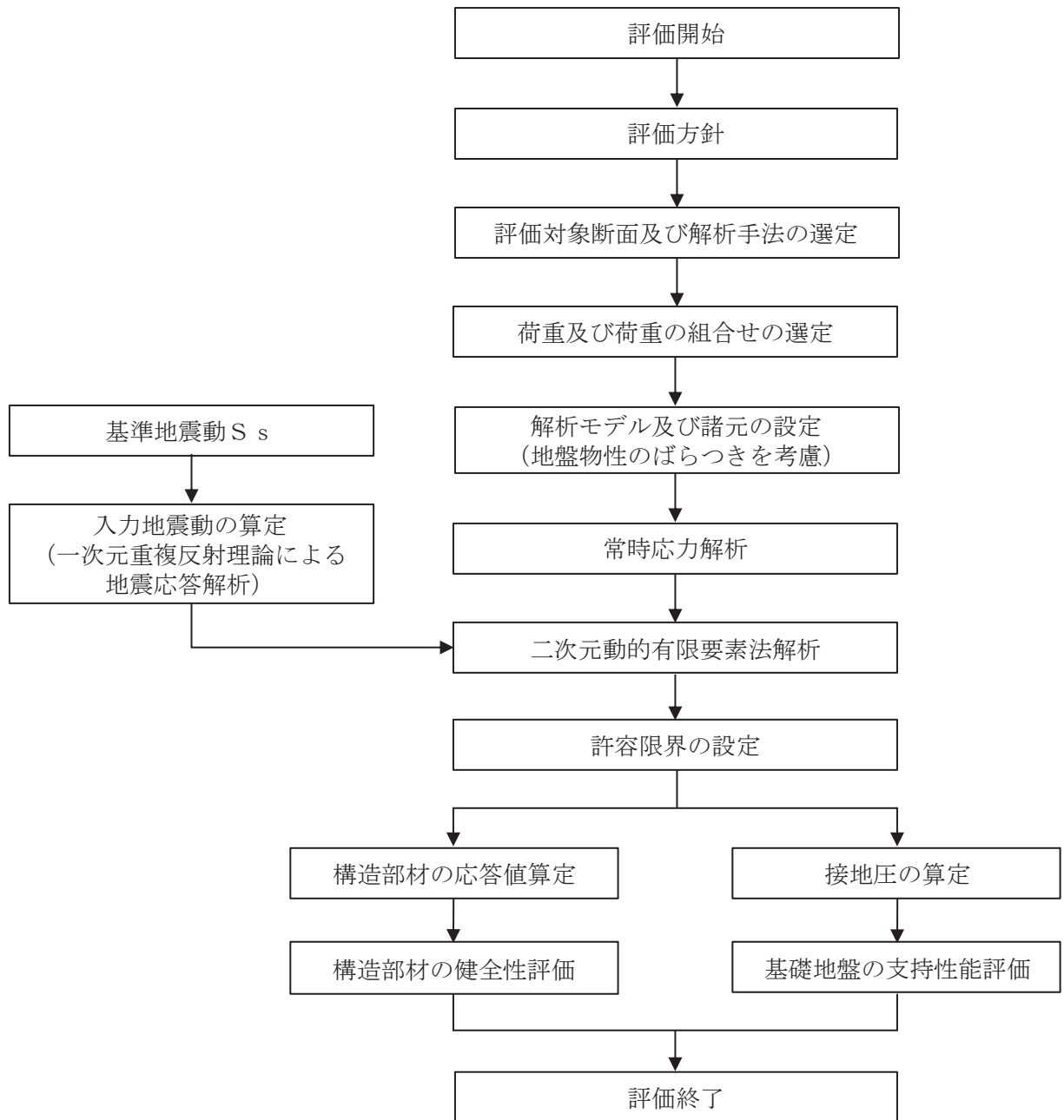


図 2-13 第 1 号機取水路の耐震評価フロー

2.8 適用規格

第 1 号機取水路の耐震評価に当たっては、土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（以下「コンクリート標準示方書」という。）、原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ及びせん断の許容限界の一部については、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・マニュアルを適用する。

表 2-10 に適用する規格，基準等を示す。

表 2-10 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料の物性値	<ul style="list-style-type: none"> 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編] 	<ul style="list-style-type: none"> 鉄筋の材料諸元 (γ, E, ν) コンクリートの材料諸元 (γ, E, ν)
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> 土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編] 	<ul style="list-style-type: none"> 永久荷重，偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> 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 	<ul style="list-style-type: none"> 曲げ・軸力系の破壊に対する照査は，限界層間変形角を設定した上で，発生層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認* せん断に対する照査は，発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認*
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1 -1987） 	<ul style="list-style-type: none"> 有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

注記*： 妥当な安全余裕を考慮する。

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、補足-610-20「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「資料1 4.3 解析手法選定の方針」に基づき設定する。解析手法の選定フローを図 3-1 に示す。

第1号機取水路は、防潮堤（鋼管式鉛直壁）内部を横断していることから、防潮堤と同様の有効応力解析により耐震評価を行う。

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

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

地震応答解析については、解析コード「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。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-2 に示す。

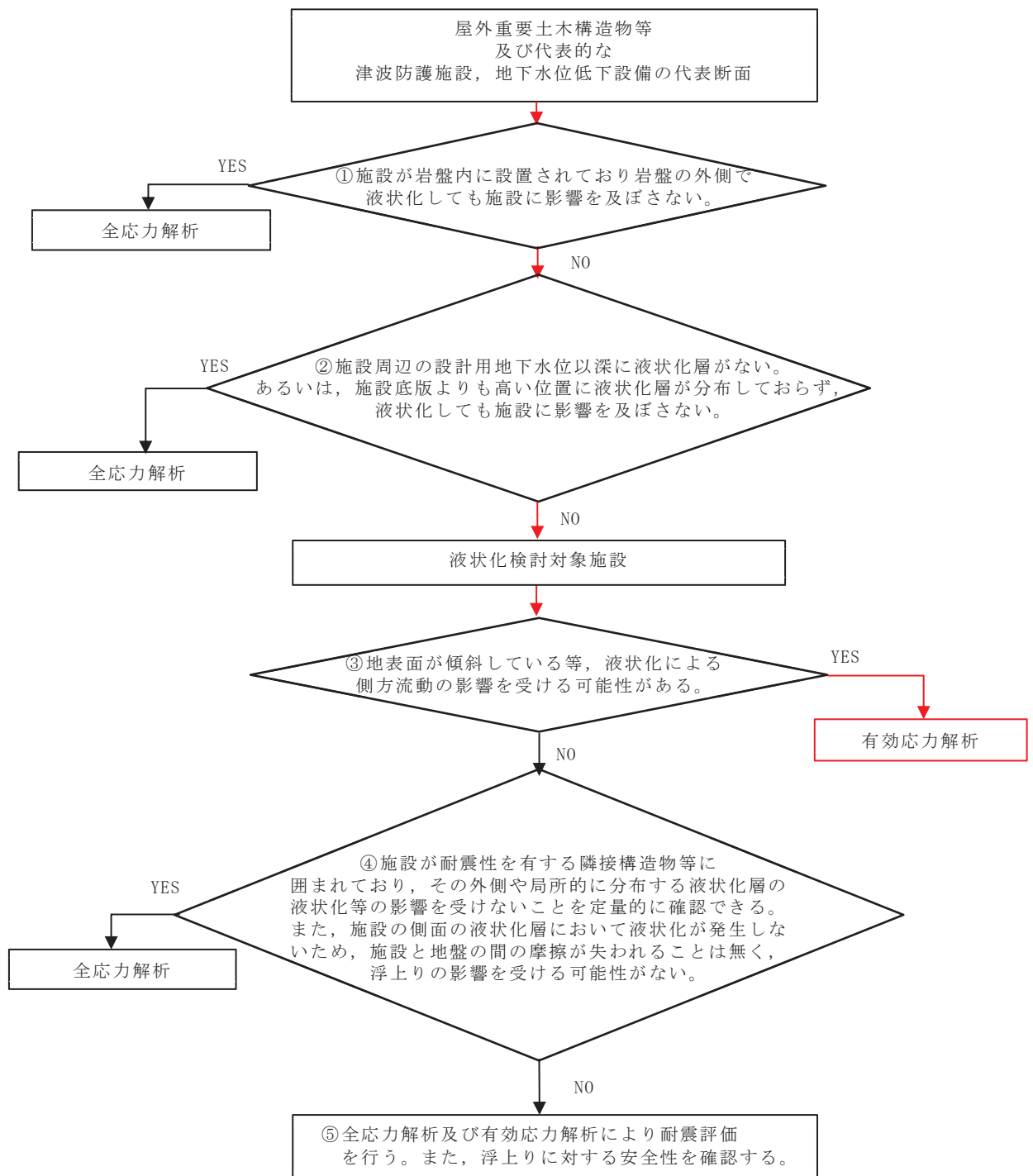


図 3-1 解析手法の選定フロー

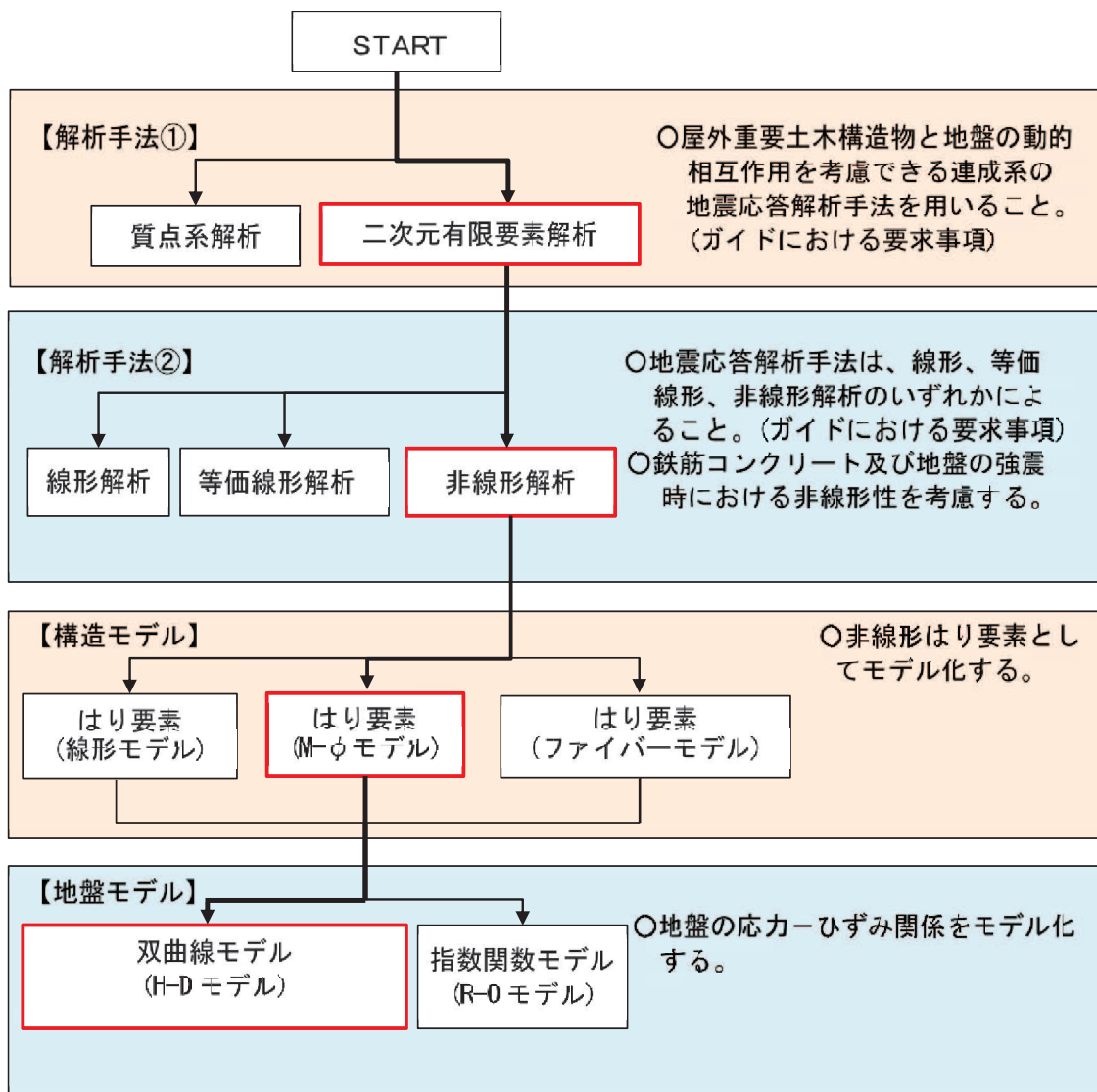


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

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

なお、解析モデルの境界条件は、側面および底面ともに粘性境界とする。

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

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

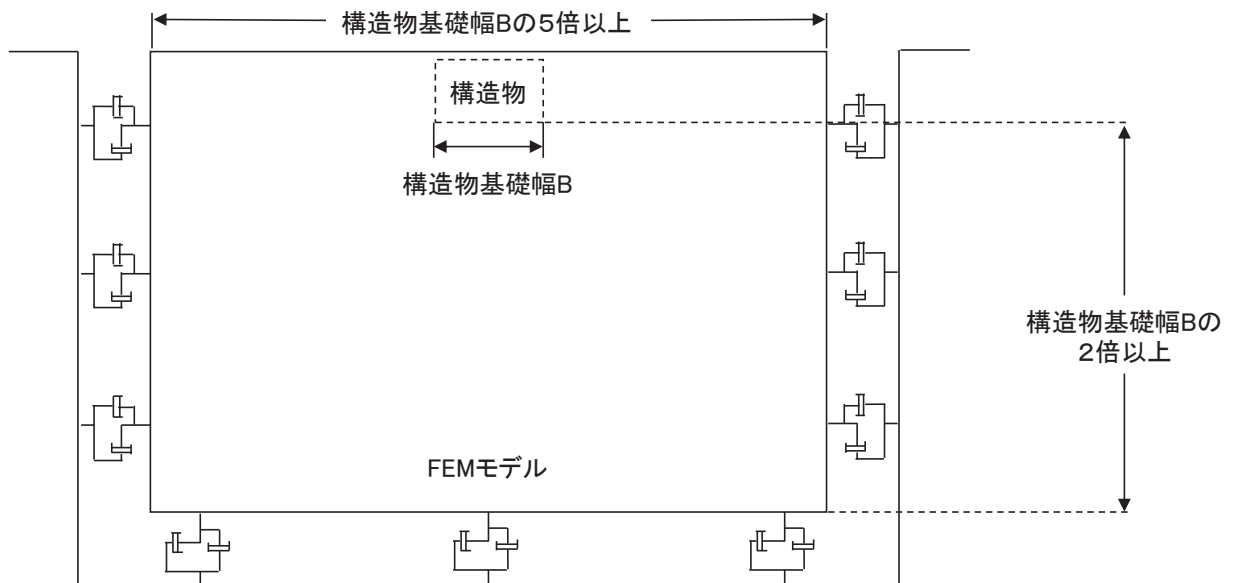


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する二次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3-4 に示す。

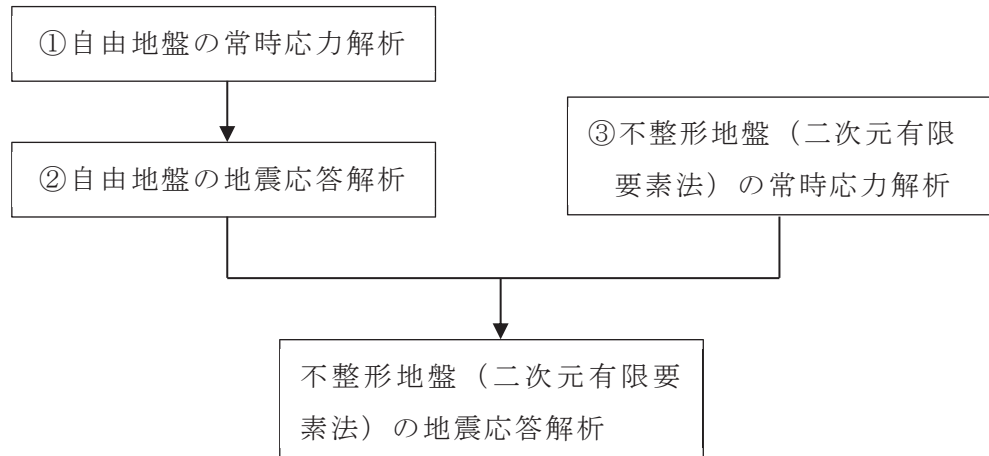


図 3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3-5 に示す。

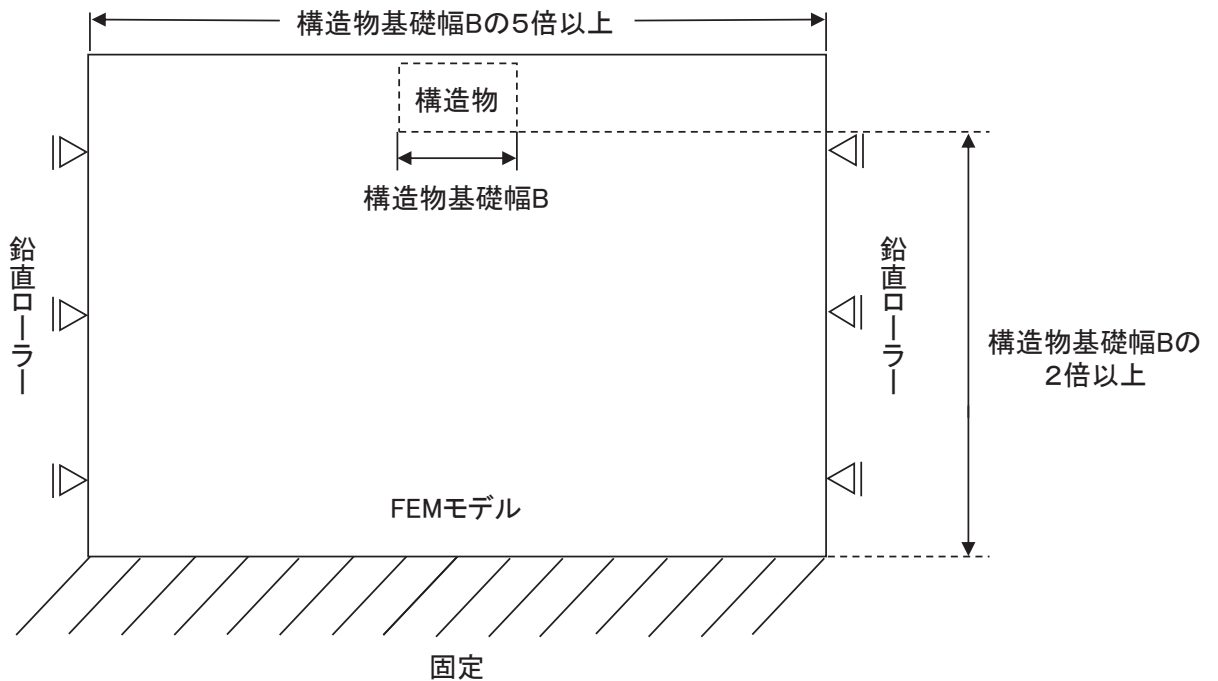
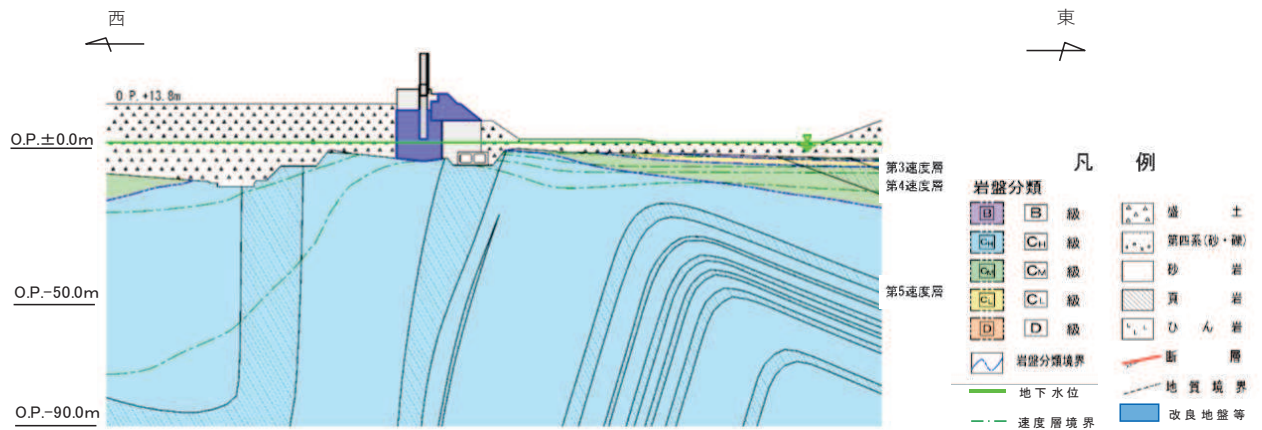


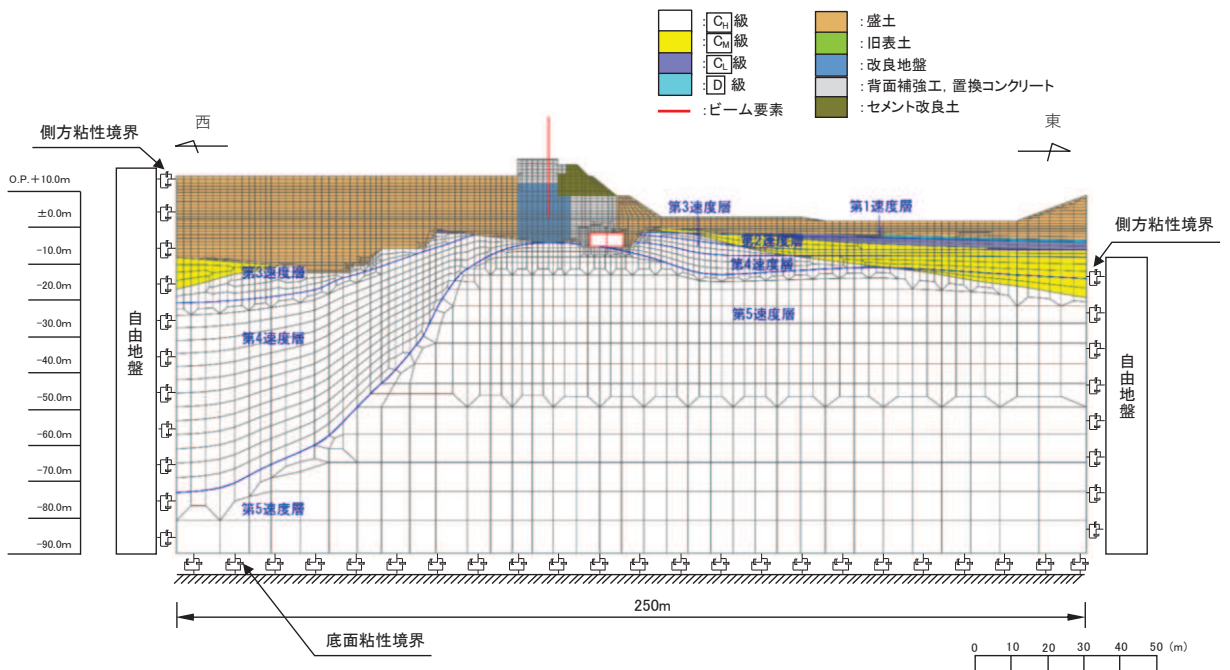
図 3-5 常時応力解析における境界条件の概念図

(2) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不形成地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。評価対象断面及び地震応答解析モデル図を図 3-6 及び図 3-7 に示す。

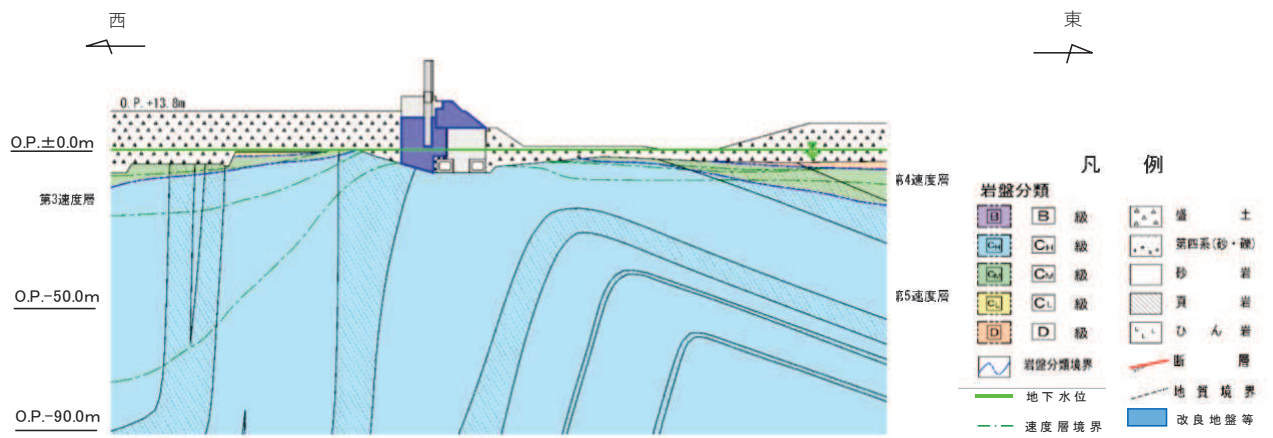


(a) 評価対象断面図

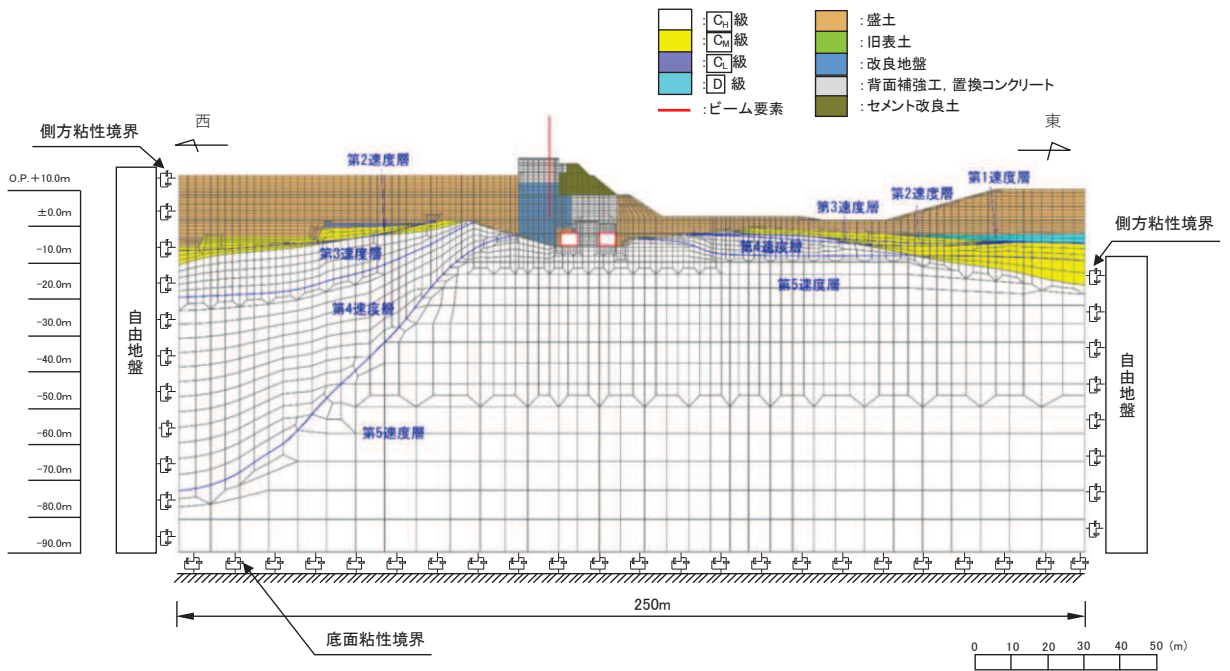


(b) 地震応答解析モデル図

図 3-6 第 1 号機取水路の評価対象断面図及び地震応答解析モデル図 (A-A 断面)



(a) 評価対象断面



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-7 第 1 号機取水路の評価対象断面図及び地震応答解析モデル図 (B-B 断面)

3.2.3 構造物のモデル化

第1号機取水路では，構造部材を非線形はり要素でモデル化する。鉄筋コンクリート部材のはり要素の交点には，コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。

第1号機取水路の解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図3-8及び図3-9に示す。

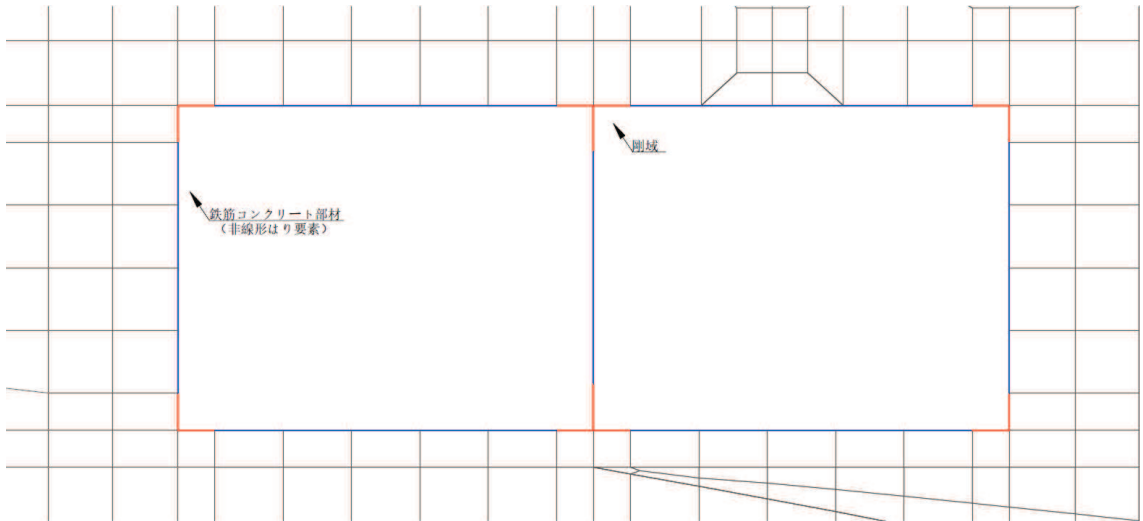


図3-8 第1号機取水路の地震応答解析モデル図（構造物部分拡大部，A-A断面）

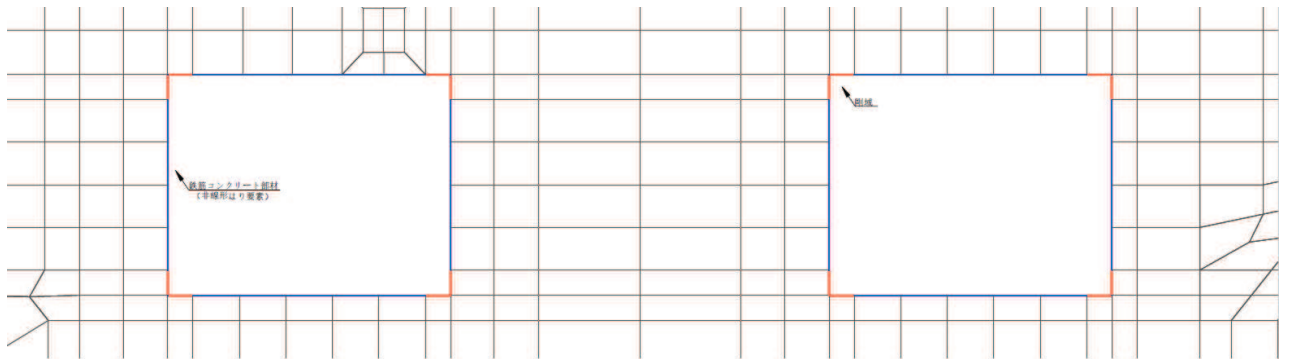


図3-9 第1号機取水路の地震応答解析モデル図（構造物部分拡大部，B-B断面）

3.2.4 隣接構造物のモデル化

隣接構造物として防潮堤（鋼管式鉛直壁）をモデル化する。

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。

3.2.5 ジョイント要素の設定

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

ただし、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。具体的には、背面補強工（コンクリート）と改良地盤の水平境界及びセメント改良土とコンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 3-10 にジョイント要素の力学特性、図 3-11 及び図 3-12 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-1～表 3-2 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 3-3 のとおり設定する。

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

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性（狐崎部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.49	47.0
C _H 級*	1.72	43.0

注記*：砂岩

表 3-2 周辺地盤との境界に用いる強度特性（共通）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土* ¹	0.10	33.9
盛土* ²	0.00	33.9
旧表土	0.00	38.7
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
C _L 級	0.46	44.0

注記 * 1：地下水位以浅

* 2：地下水位以深

表 3-3 要素間の粘着力と内部摩擦角

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

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い，表 3-4 のとおり設定する。

表 3-4 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

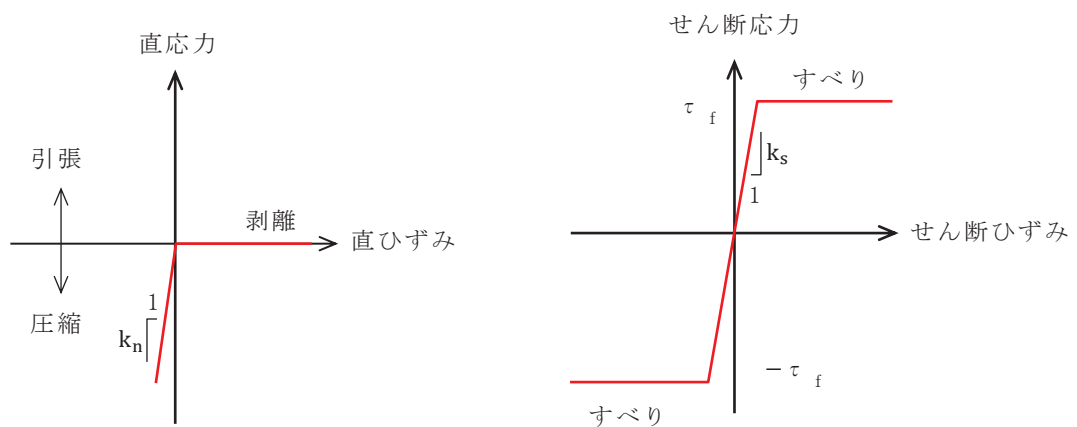


図 3-10 ジョイント要素の力学特性

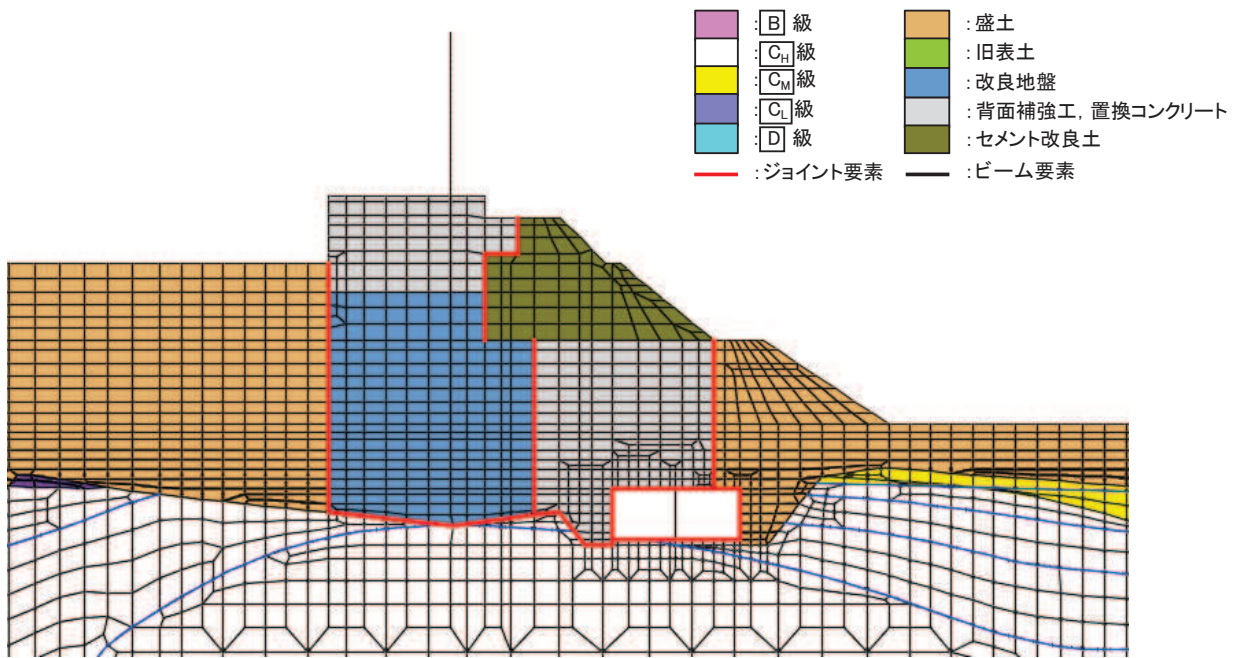


図 3-11 A-A 断面におけるジョイント要素の配置図

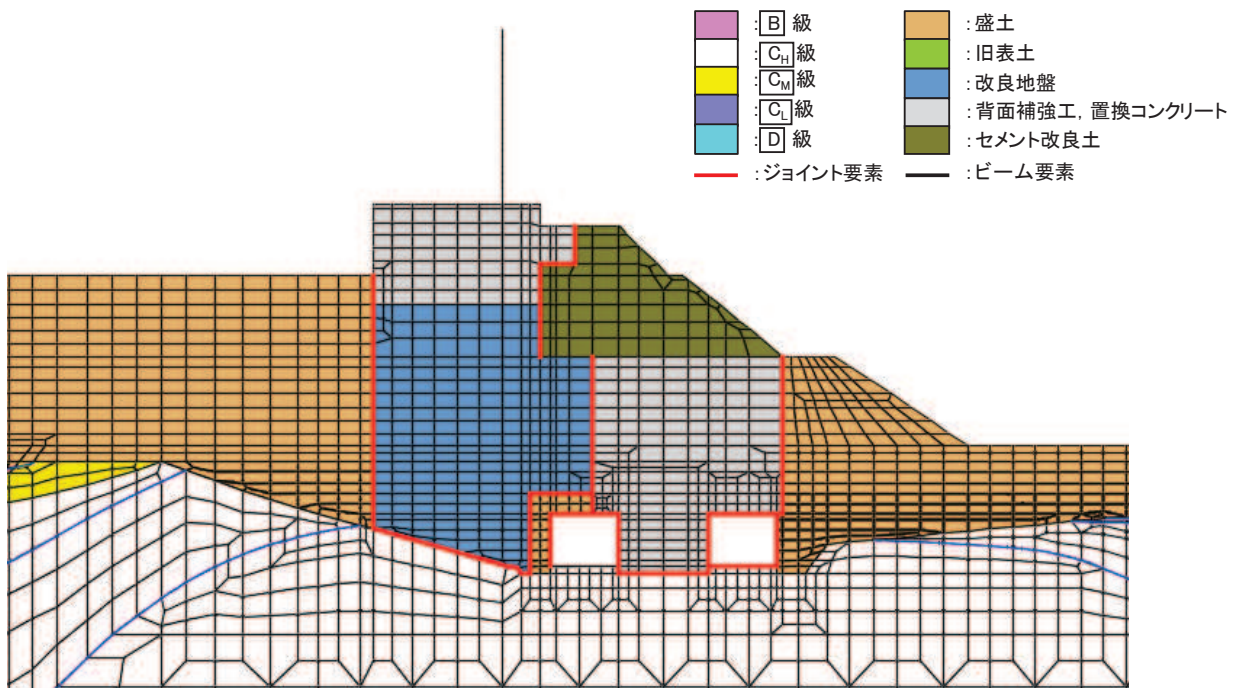


図 3-12 B-B 断面におけるジョイント要素の配置図

3.2.6 材料物性の設定

鉄筋コンクリート部材は、非線形はり要素であるM- ϕ モデルを用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、コンクリート及び鉄筋の非線形性を考慮する。材料の非線形性はコンクリート標準示方書 2002 に基づき設定する。

図 3-13 に鉄筋コンクリート部材におけるM- ϕ 関係のトリリニアモデルによる骨格曲線を示す。履歴特性は、図 3-14 に示すとおり修正武田モデルを適用する。コンクリートの応力-ひずみ関係及び、鉄筋の応力-ひずみ関係を図 3-15 及び図 3-16 に示す。

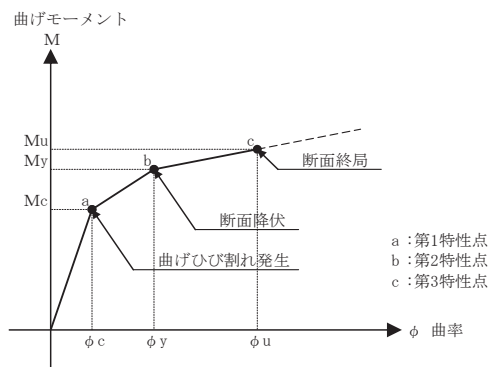


図 3-13 鉄筋コンクリート部材のM- ϕ 関係
(土木学会 2005年 原子力発電所屋外重要土木構造物の
耐震性能照査指針・マニュアルより引用)

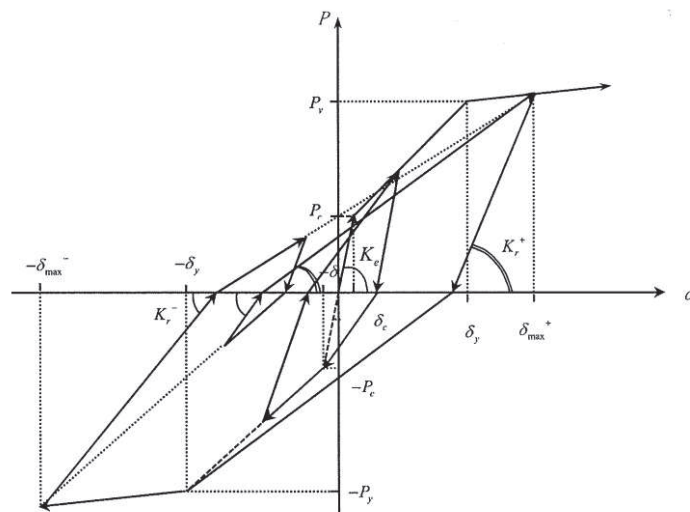


図 3-14 鉄筋コンクリート部材の履歴特性 (修正武田モデル)
(日本道路協会 平成 14 年 3 月 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編より引用)

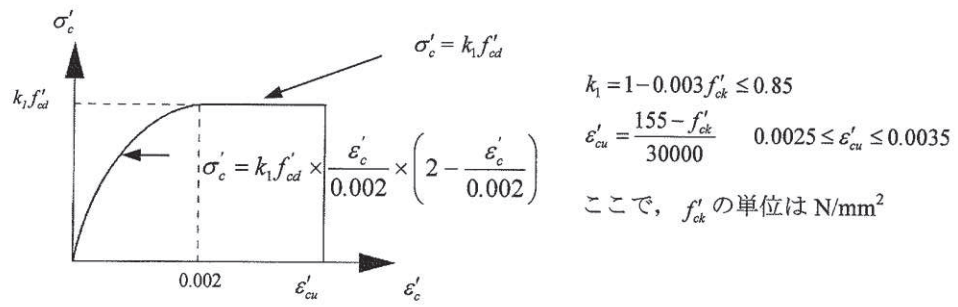


図 3-15 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）
 （土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]より引用）

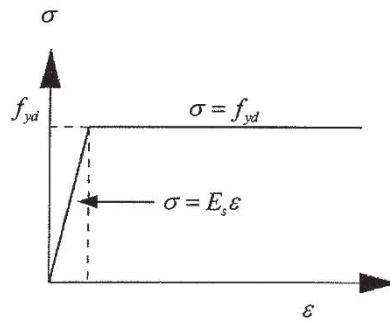


図 3-16 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）
 （土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書[構造性能照査編]より引用）

3.3 減衰定数

減衰定数は、補足 610-20「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

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

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

$[c]$: 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

Rayleigh 減衰は、剛性比例型減衰 ($\alpha=0, \beta=0.002$) を考慮する。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」」を基に設定している。

3.4 荷重の組合せ

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

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

なお、第1号機取水路は、地中に埋設されている構造物であることから運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられているため、当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また、重大事故等対処時においても、地中で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表3-5に示す。

表3-5 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	○	常時応力解析により設定する。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて4.9kN/m ² を考慮する。
	静止土圧		○	常時応力解析により設定する。
	外水圧		○	朔望平均満潮位（O.P.+1.43m）を静水面とした外水圧を考慮する。
	内水圧		○	満水として考慮する。
	積雪荷重		○	積雪荷重を考慮する。
風荷重		○	風荷重を考慮する。	
偶発荷重	水平地震動		○	基準地震動S _s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		○	躯体の慣性力を考慮する。
	動水圧		○	地下水位及び地震動に応じた動水圧をモデル化する。

3.4.1 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については「2.6 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

外水圧を図 3-17 に示す。

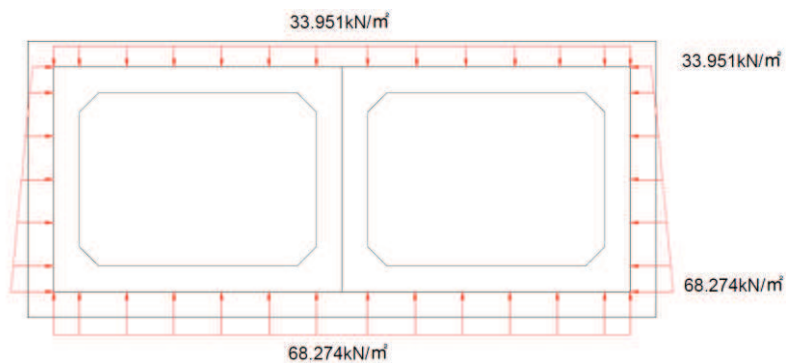


図 3-17(1) 外水圧図 (A-A 断面)

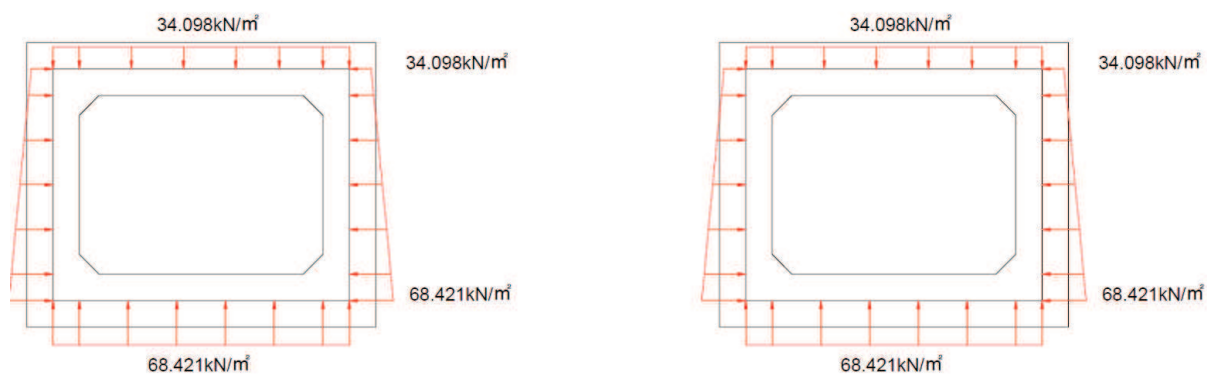


図 3-17(2) 外水圧図 (B-B 断面)

3.4.2 内水圧

第 1 号機取水路の内部には、朔望平均満潮位 O.P. +1.43m を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。

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

内水圧を図 3-18 に示す。

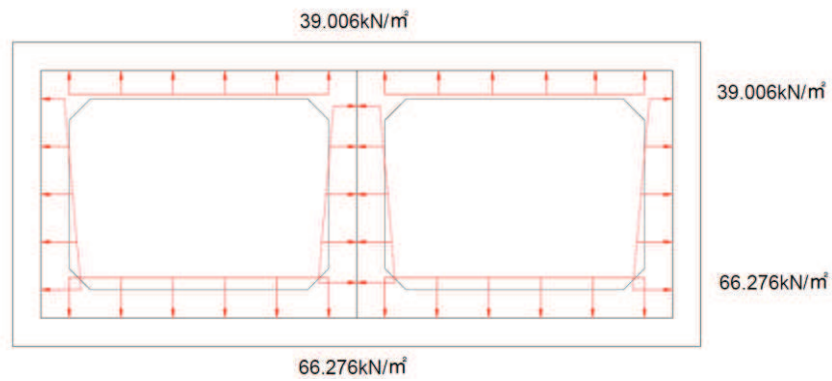


図 3-18(1) 内水圧図 (A-A 断面)

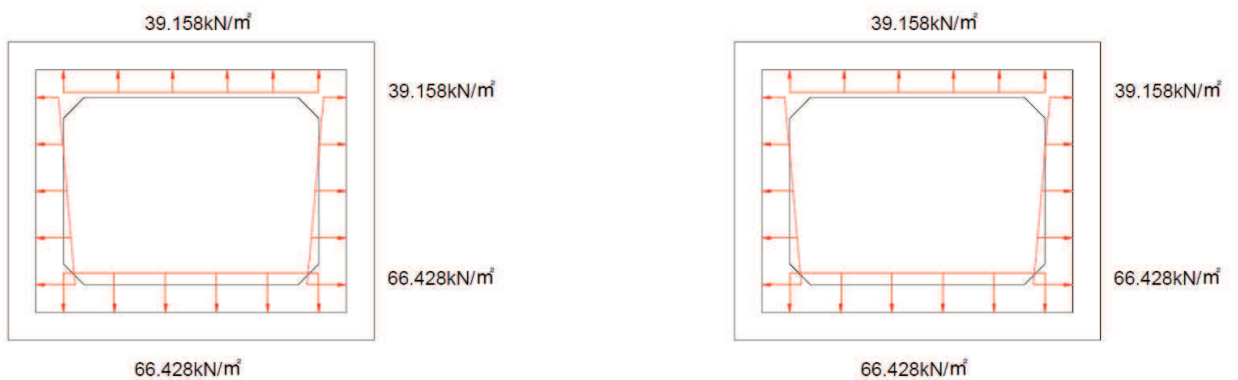


図 3-18(2) 内水圧図 (B-B 断面)

3.4.3 積載荷重

第 1 号機取水路に作用する積載荷重図を図 3-19 に示す。

地震時に第 1 号機取水路に作用する積載荷重については、積雪荷重を含めて単位奥行き (1m) 当たりの付加重量として地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

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

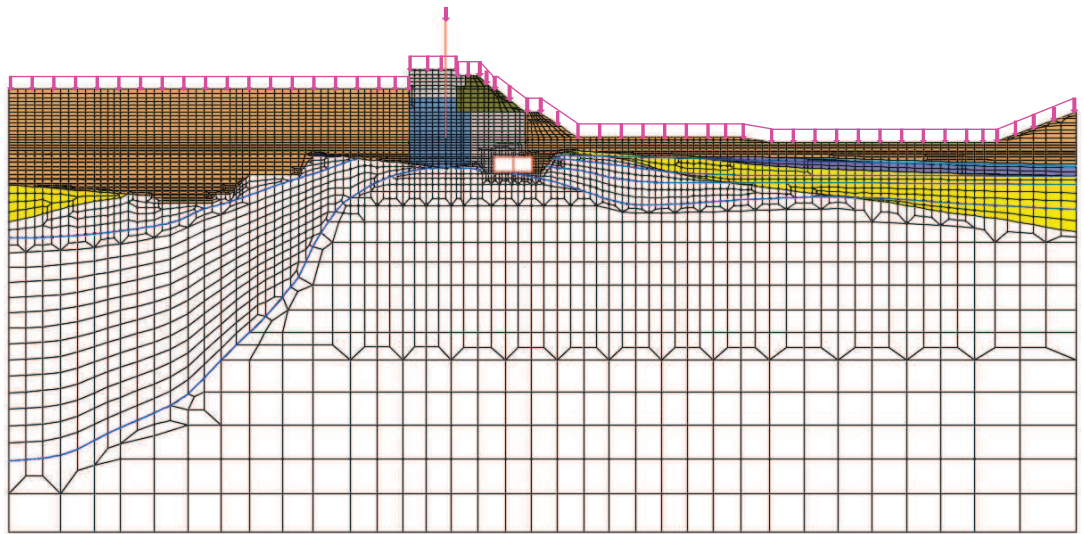


図 3-19 (1) 積載荷重の荷重図 (A-A 断面の例)

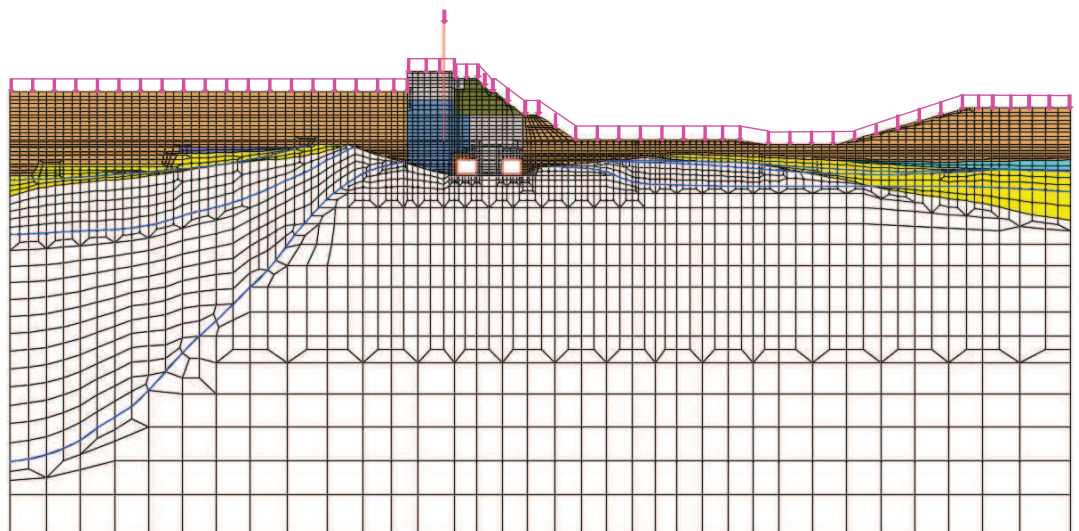


図 3-19 (2) 積載荷重の荷重図 (B-B 断面の例)

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

第1号機取水路は、地盤に埋設及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）内を横断する鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、改良地盤、セメント改良土及びD級岩盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表3-8に示すケース①）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ)のケース（表3-8に示すケース②及び③）について確認を行う。なお、液状化強度特性については下限値を設定しており、最も液状化の影響が大きい物性を採用していることから、液状化強度特性のばらつきは考慮しない。

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

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表3-8に示すケース④）。

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

第1号機取水路における実強度は、構造物ごとのコア抜き強度 f'_{ck} の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書 2017 に基づ

き算出する。第1号機取水路の実強度及びヤング係数を表3-6及び表3-7に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表3-8に示す。

表3-6 第1号機取水路の実強度及びヤング係数

実強度*	ヤング係数
56.5N/mm ²	34.3kN/mm ²

注記*：第1号機取水路のコア採取による圧縮強度試験結果を表3-7に示す。

表3-7 第1号機取水路のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
側壁	2012	3	64.5	59.7	37.9	30.7
側壁	2017	3	47.0	56.0	36.7	33.2

注記*：コア採取位置は図3-20に示す。

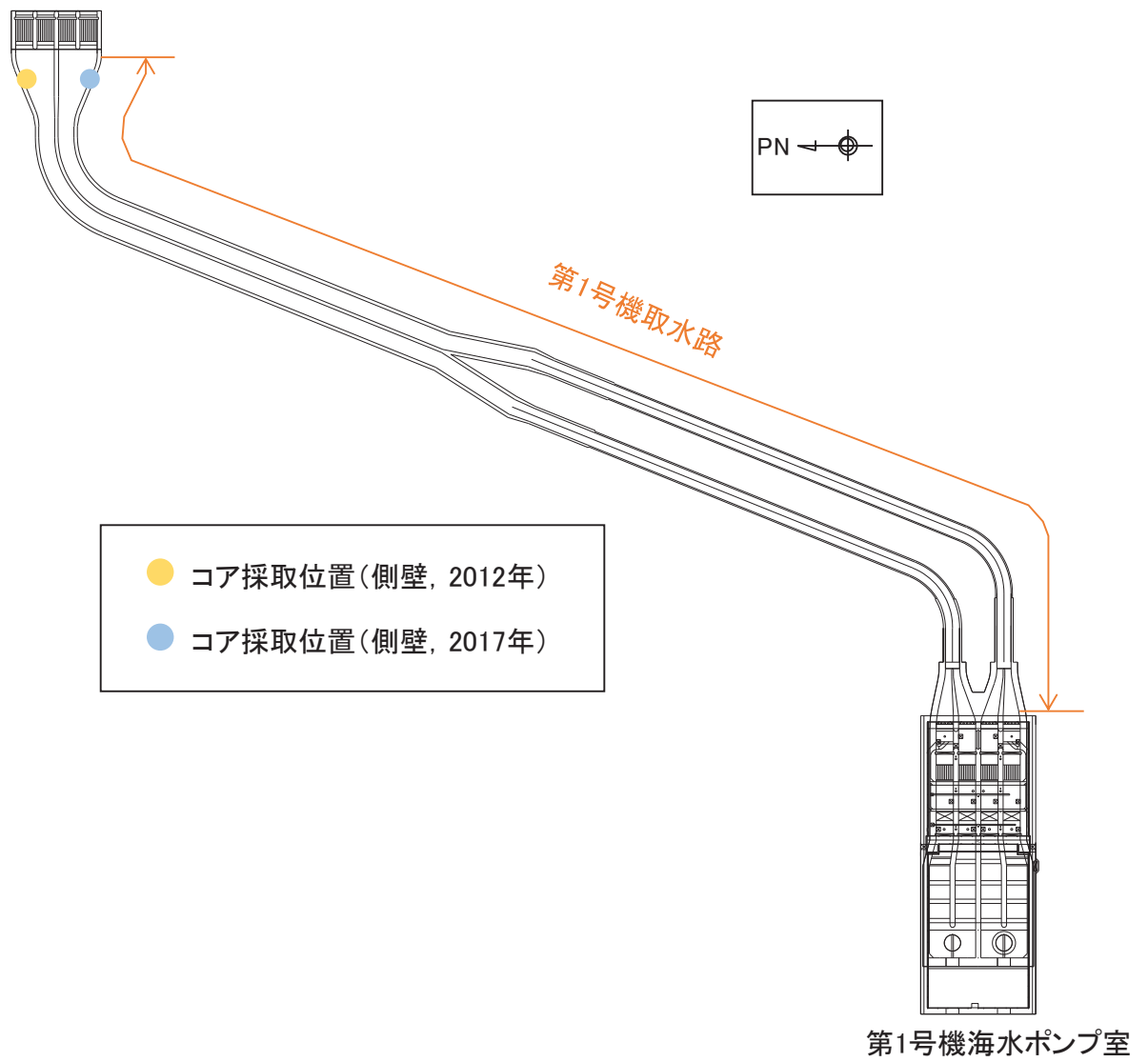


図 3-20 コア採取位置図

表 3-8 耐震評価における解析ケースの一覧

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		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, E級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値
ケース④	実強度に基づく 圧縮強度*	平均値	平均値

注記* : 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-6 に示すとおりとする。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

屋外重要土木構造物等の耐震評価においては、基本ケース（ケース①）において、基準地震動 S_s （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波を実施する。

上記のケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5以上となるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、図3-21に示すケース②～④を実施する。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。

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

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-9に示す。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-22に示す。

なお、地中に埋設された第1号機取水路は「補足-610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】屋外重要土木構造物の耐震安全性評価についての参考資料 参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」に示すように、地中構造物については、鉛直地震動は耐震性に顕著な影響を及ぼさないものと判断されることから、鉛直地震動の位相反転は考慮しない。

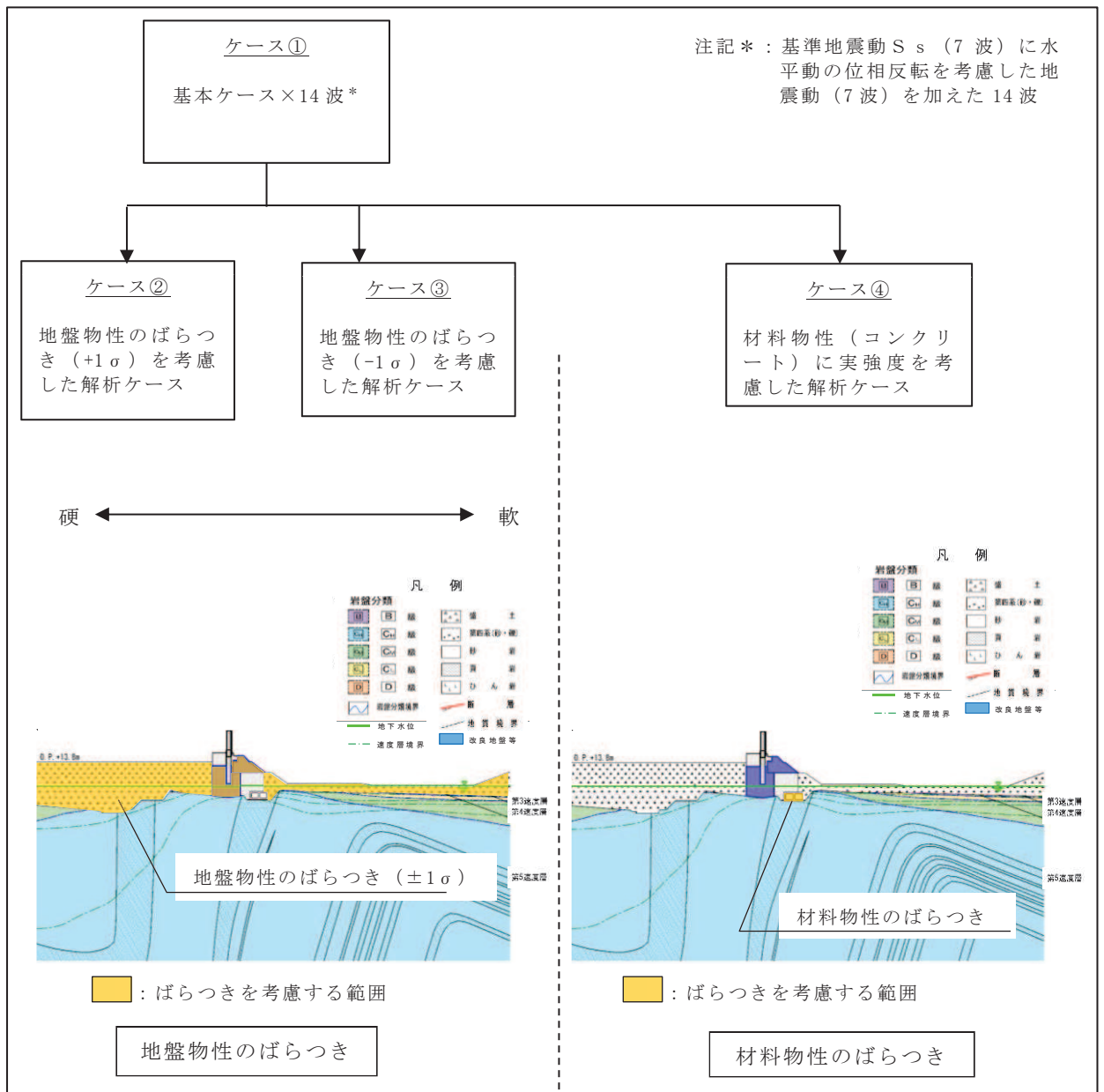


図 3-21 耐震評価における解析ケース

表 3-9 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	++*	○	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・軸力系の破壊に対する照査、せん断破壊に対する照査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。		
		-+*	○			
	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。

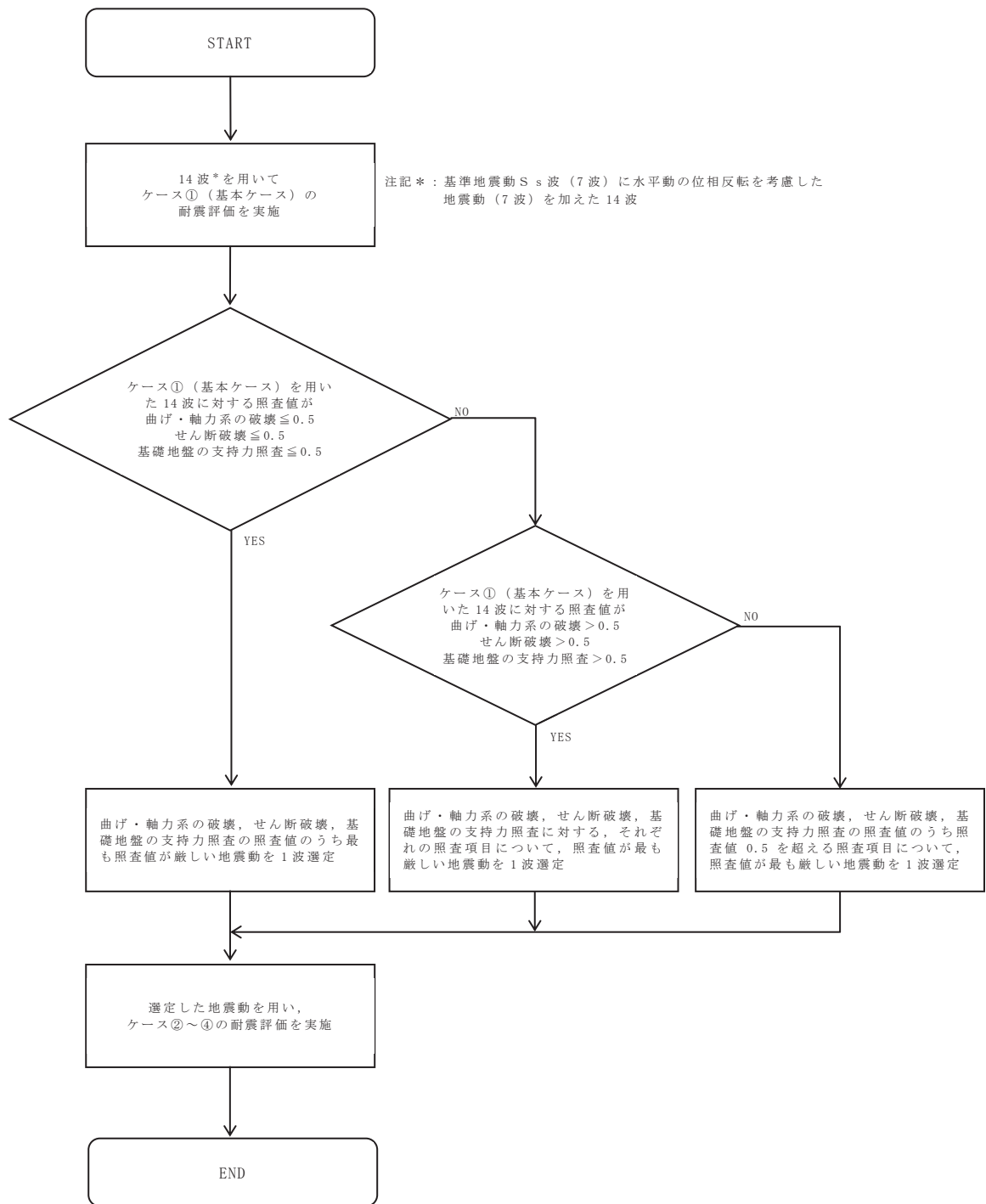


図 3-22 追加解析を実施する地震動の選定フロー

4. 評価条件

4.1 入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル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 4-1 に入力地震動算定の概念図を、図 4-2 及び図 4-3 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。

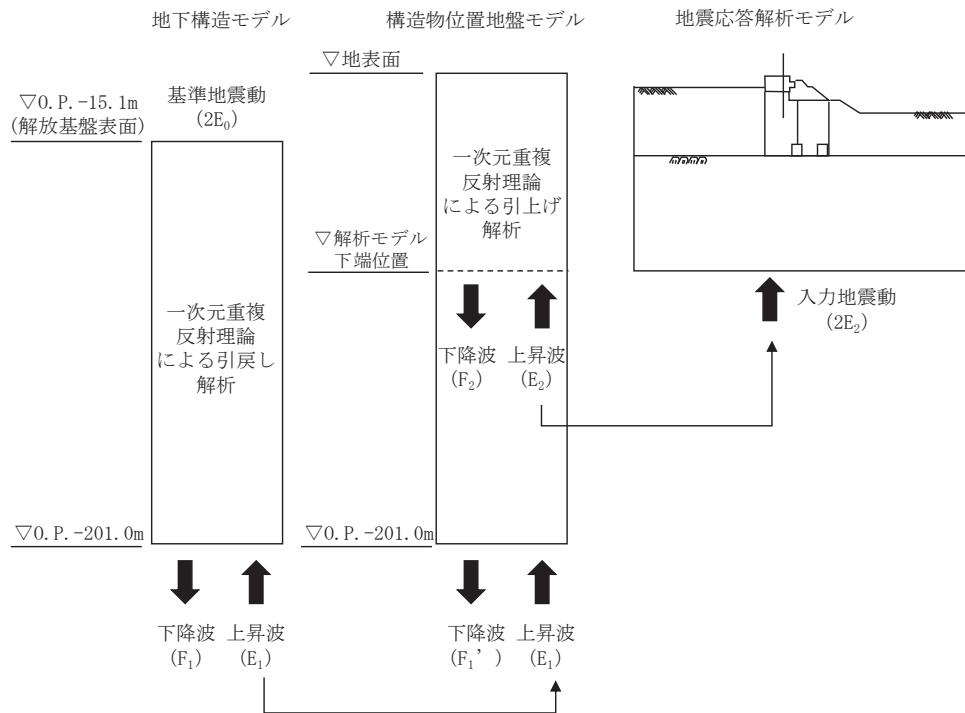
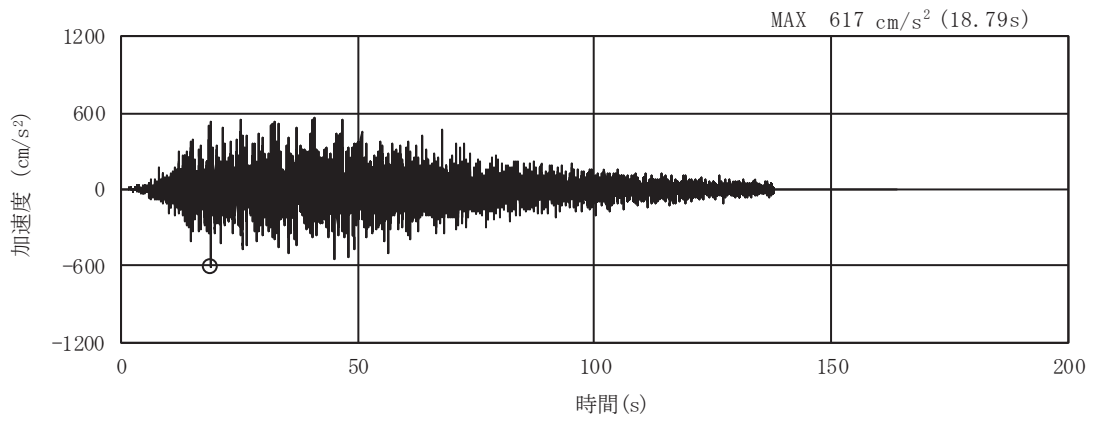
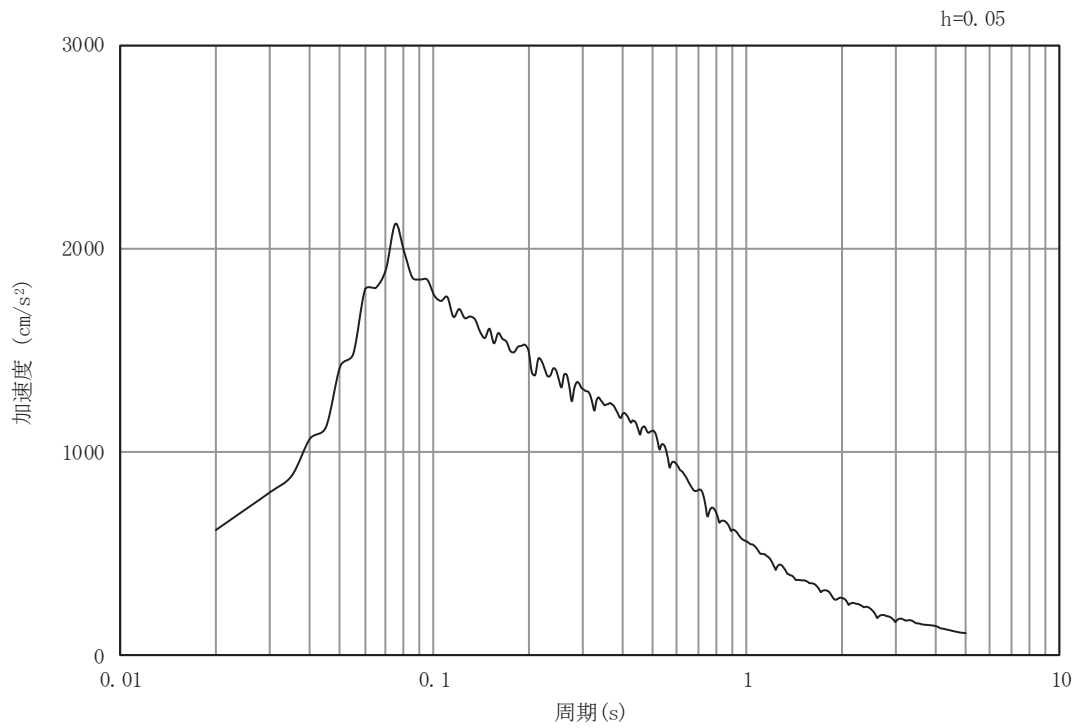


図 4-1 入力地震動算定の概念図

4.1.1 A-A 断面

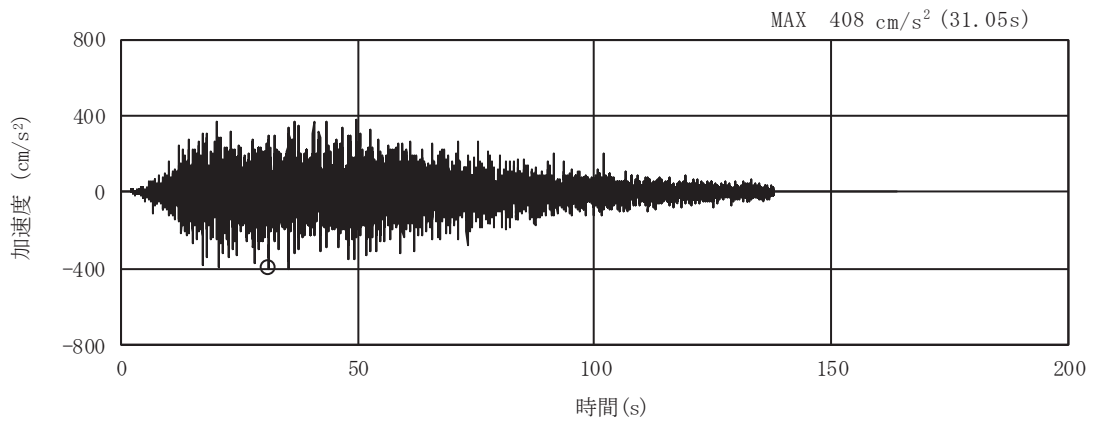


(a) 加速度時刻歴波形

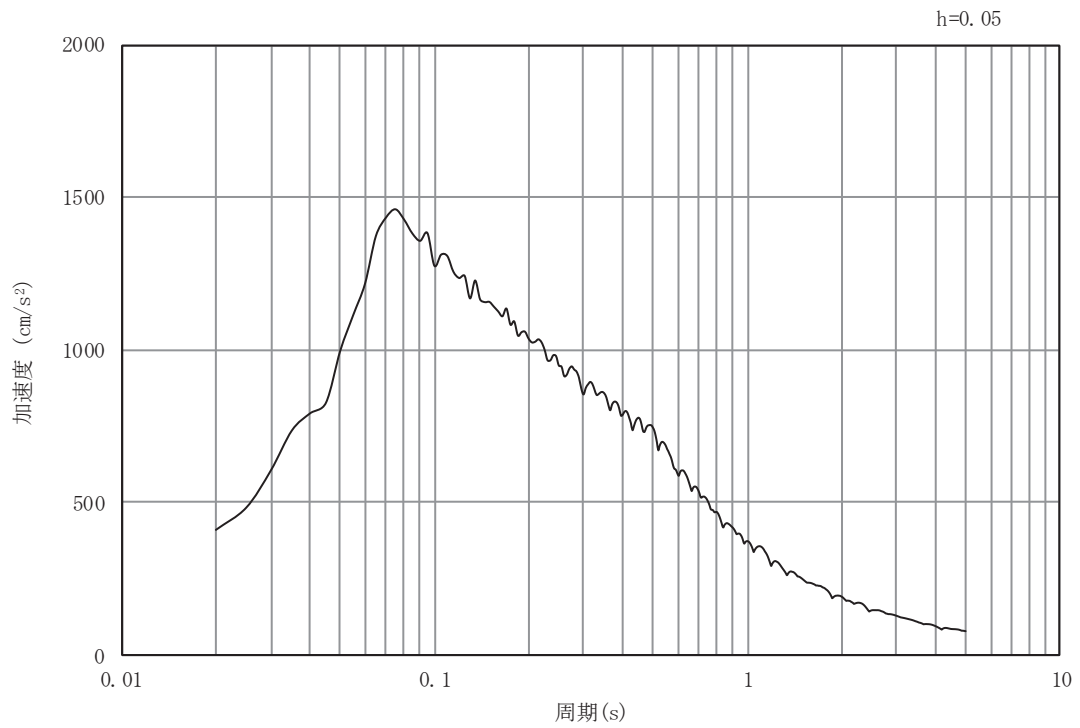


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

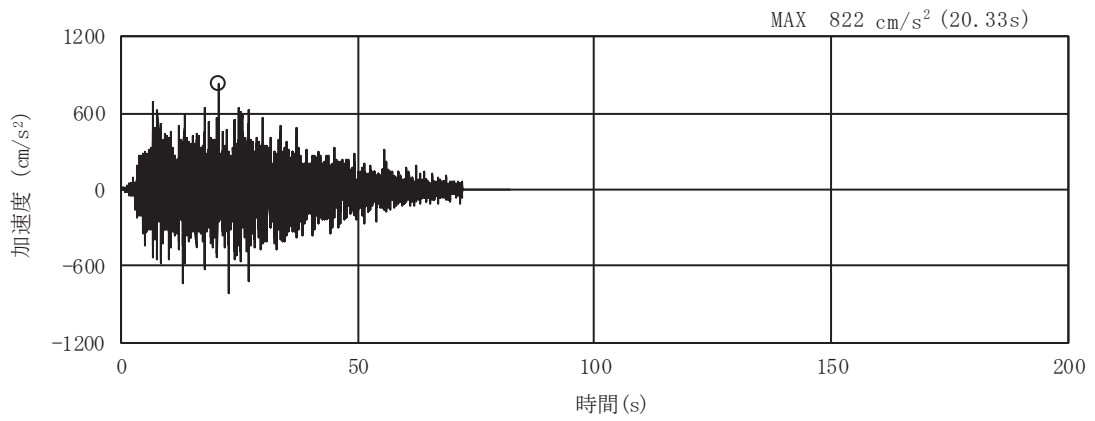


(a) 加速度時刻歴波形

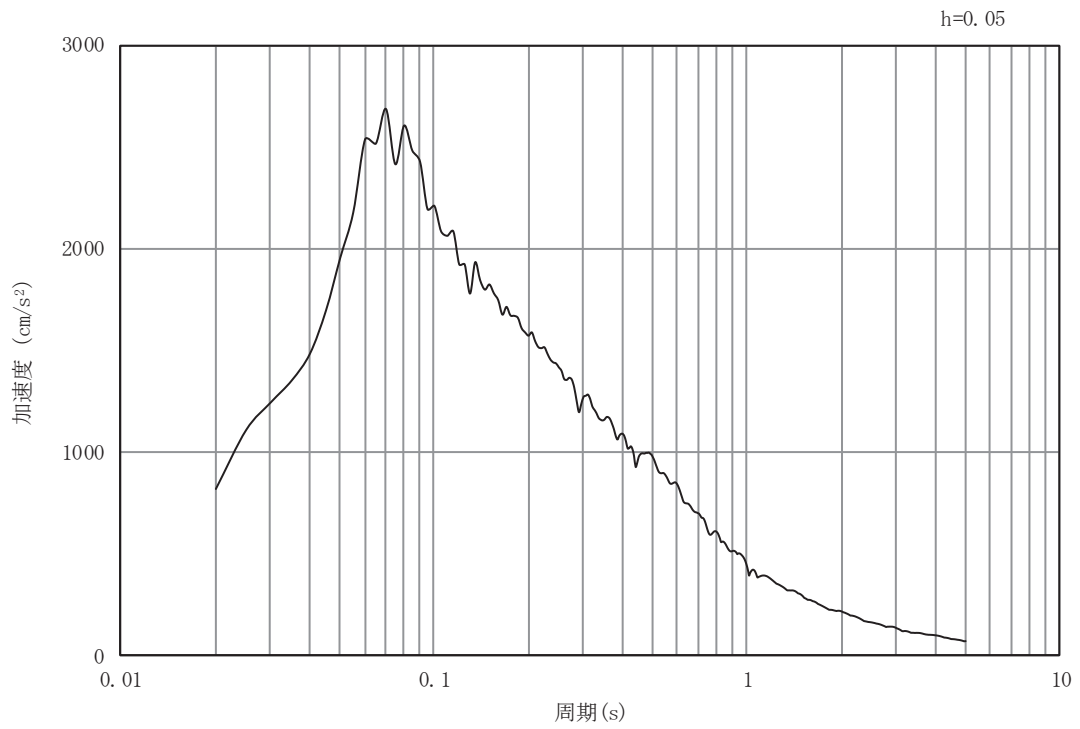


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

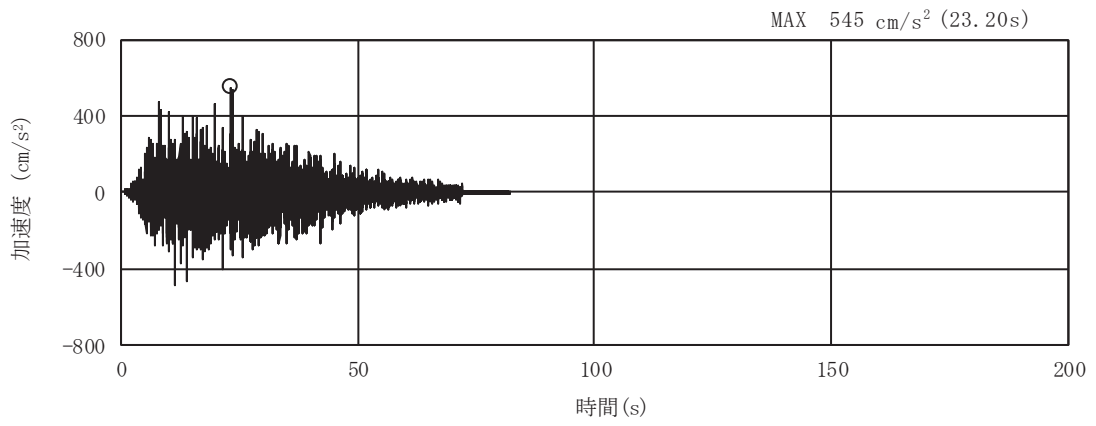


(a) 加速度時刻歴波形

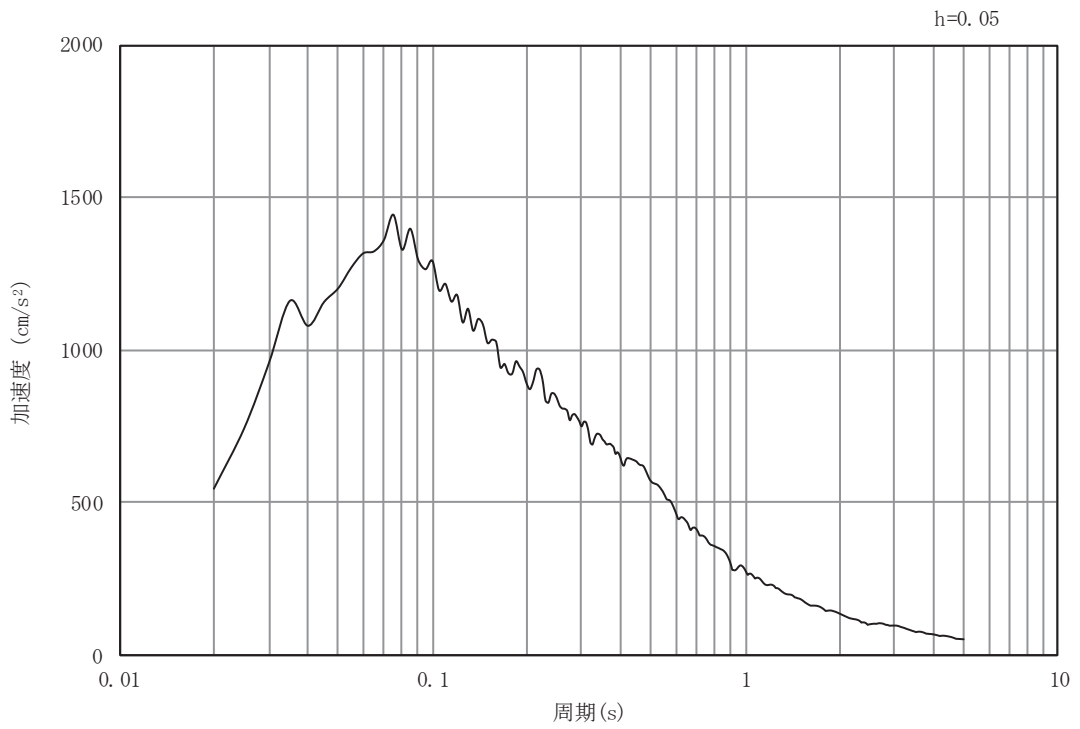


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

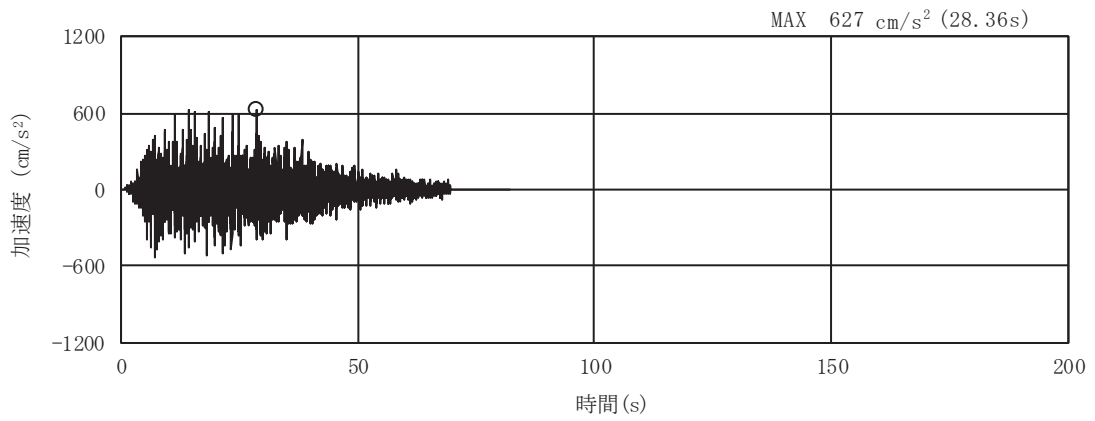


(a) 加速度時刻歴波形

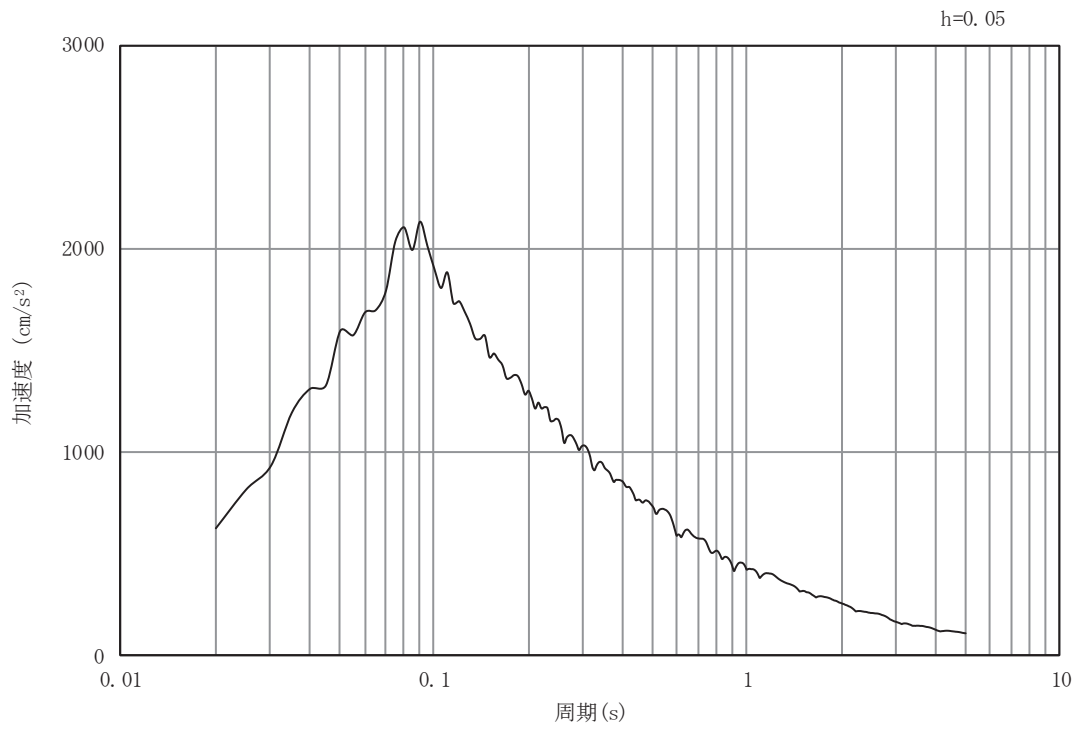


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

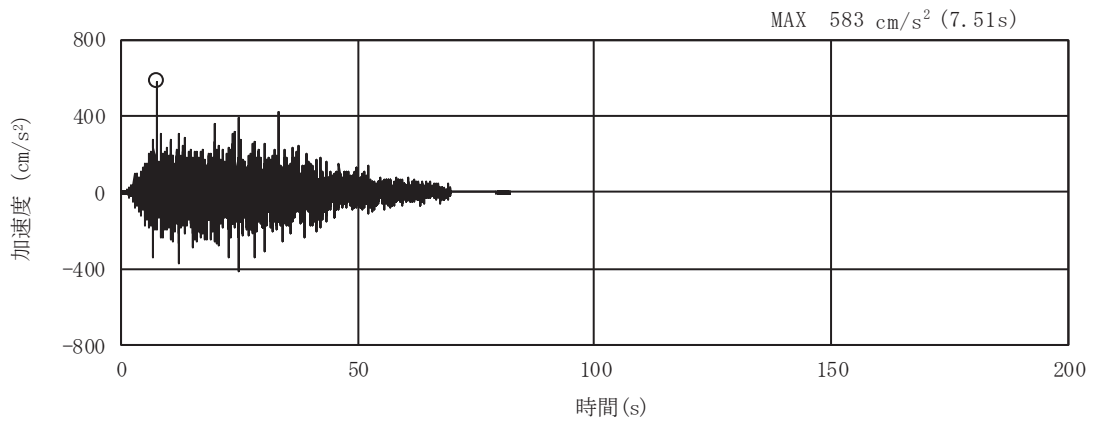


(a) 加速度時刻歴波形

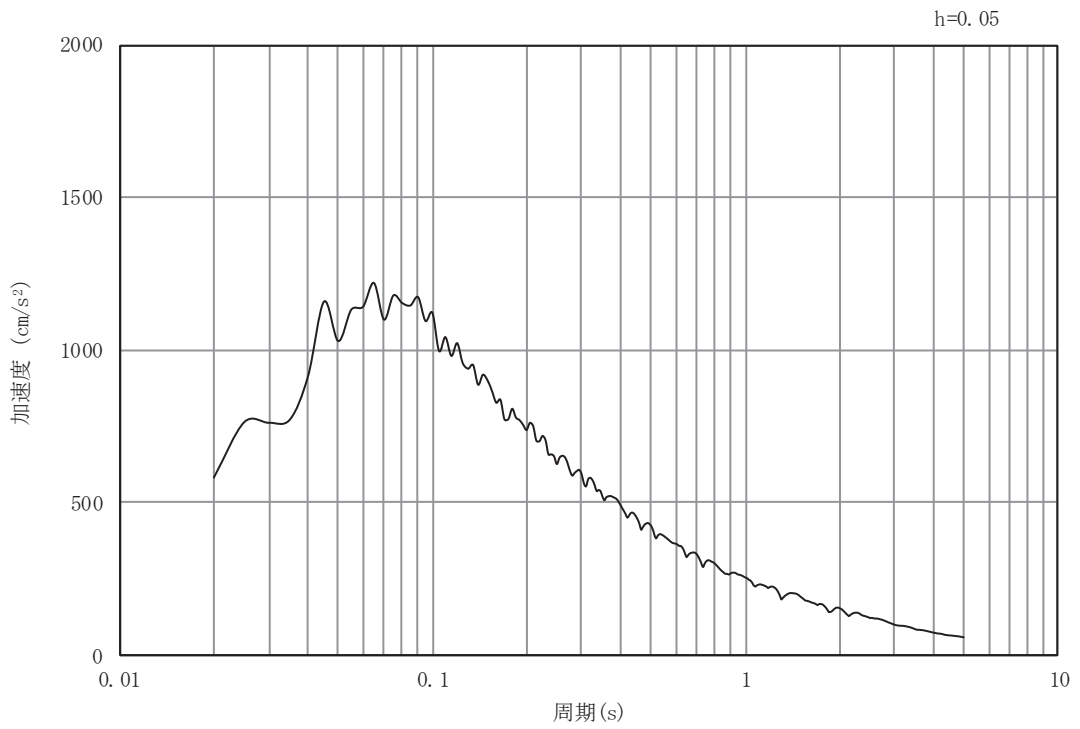


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

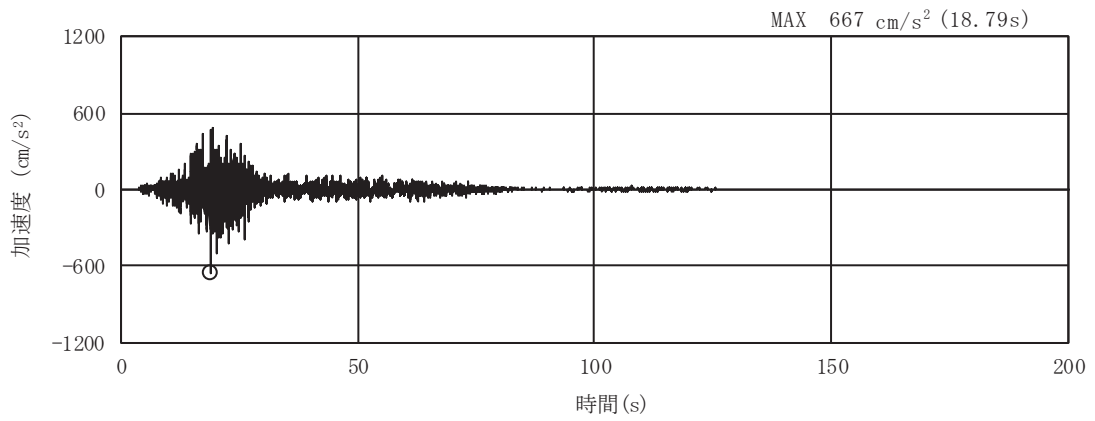


(a) 加速度時刻歴波形

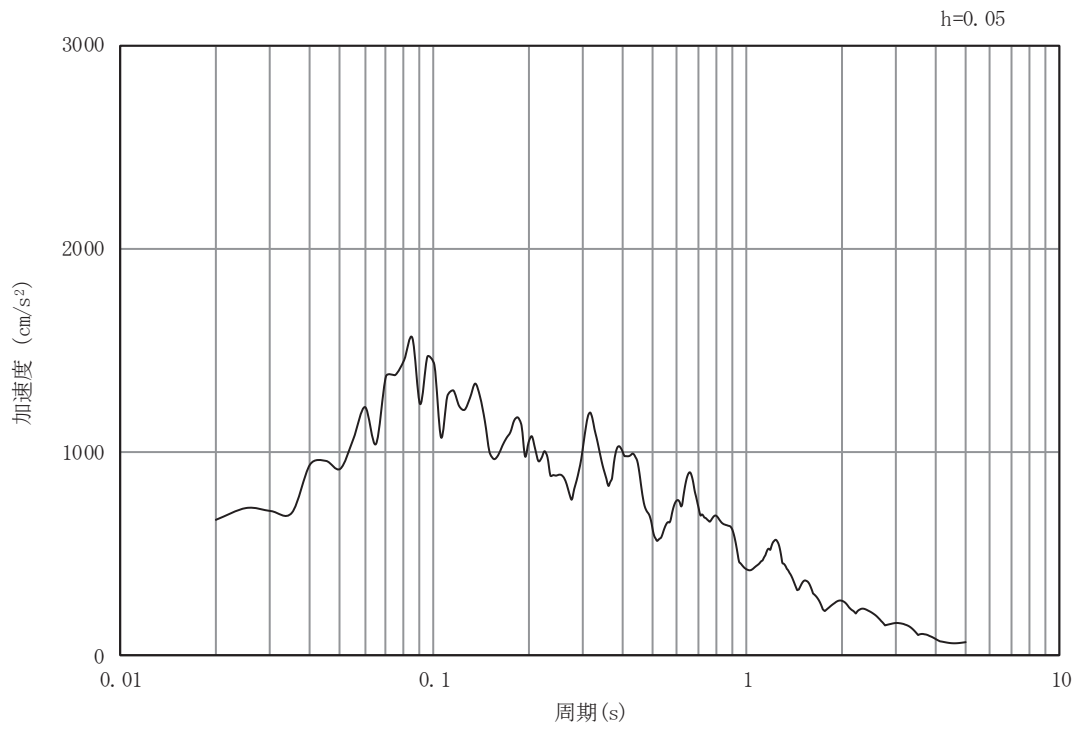


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

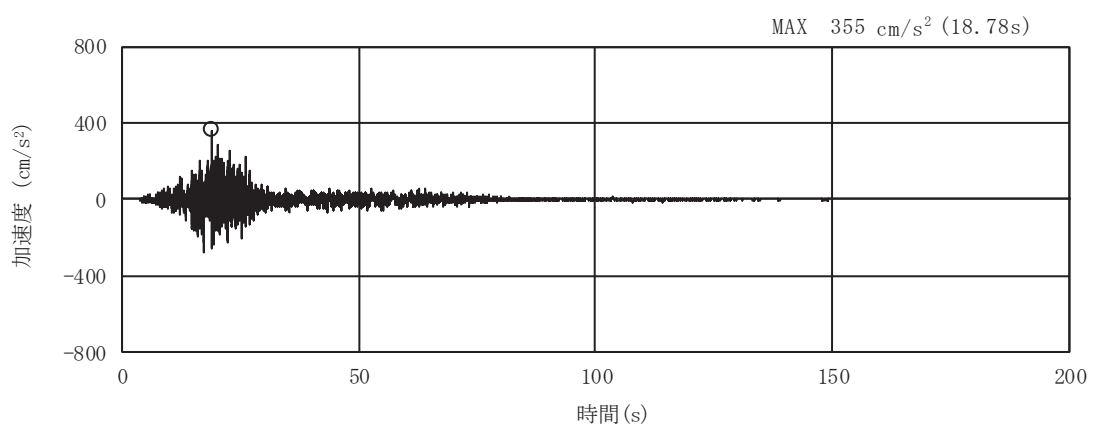


(a) 加速度時刻歴波形

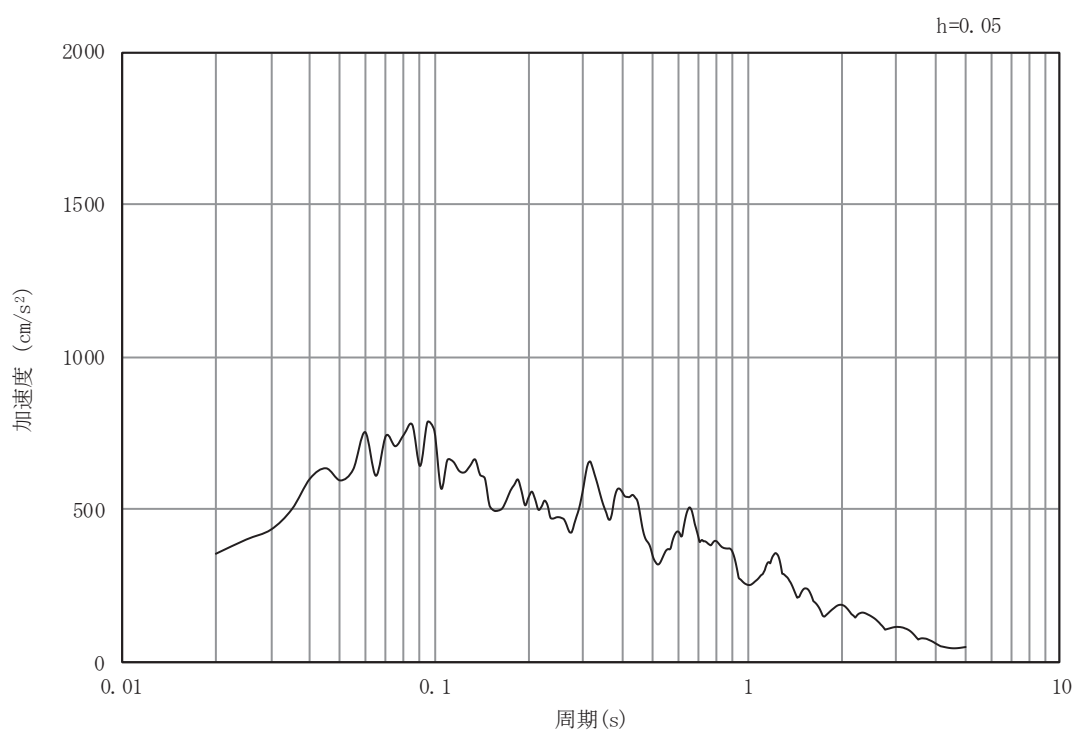


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

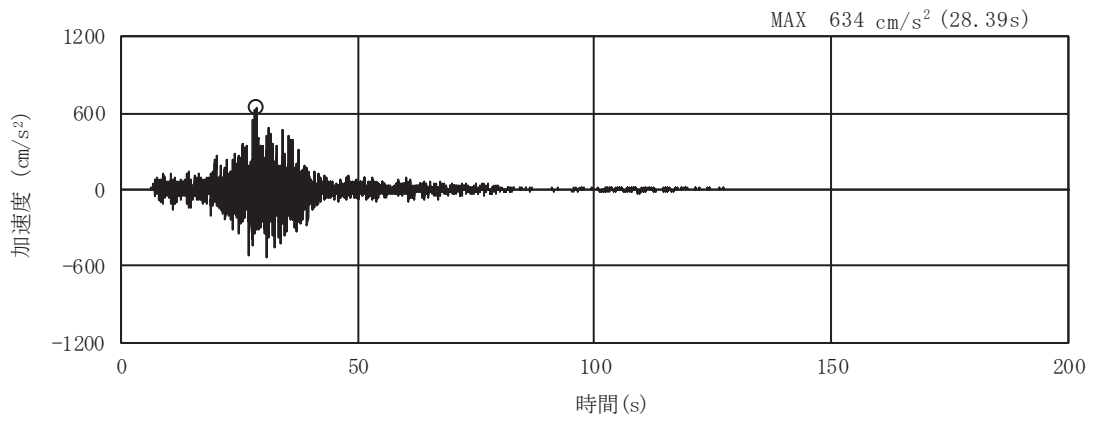


(a) 加速度時刻歴波形

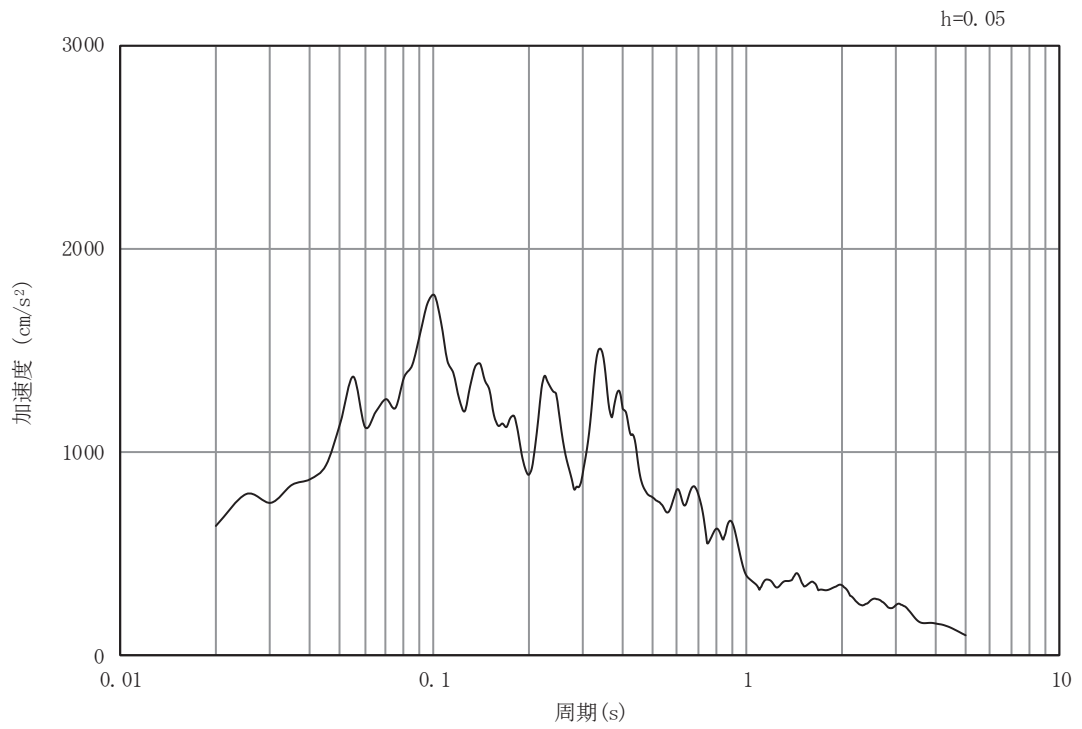


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

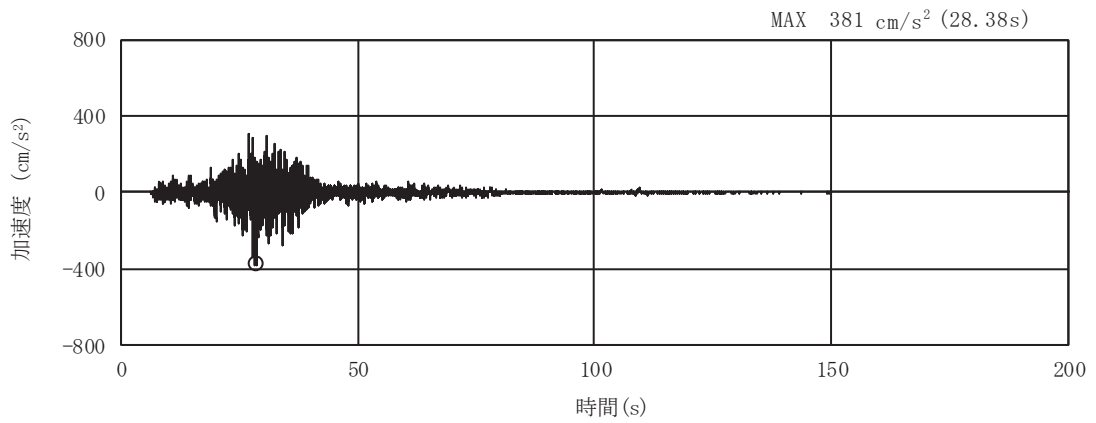


(a) 加速度時刻歴波形

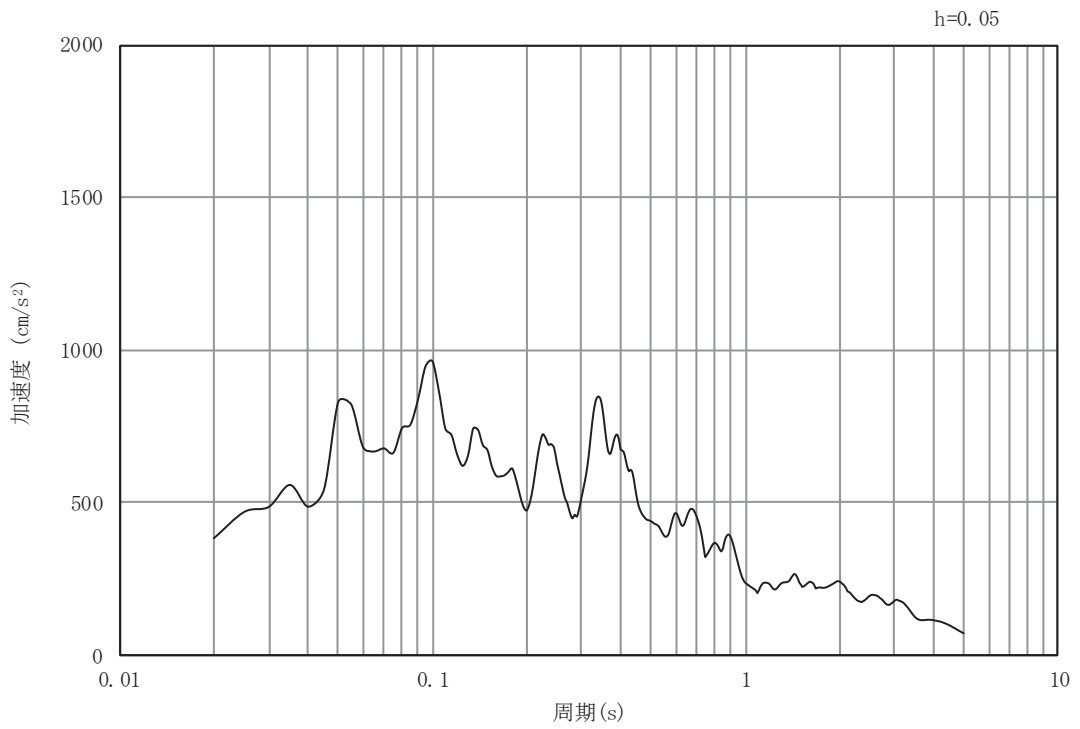


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

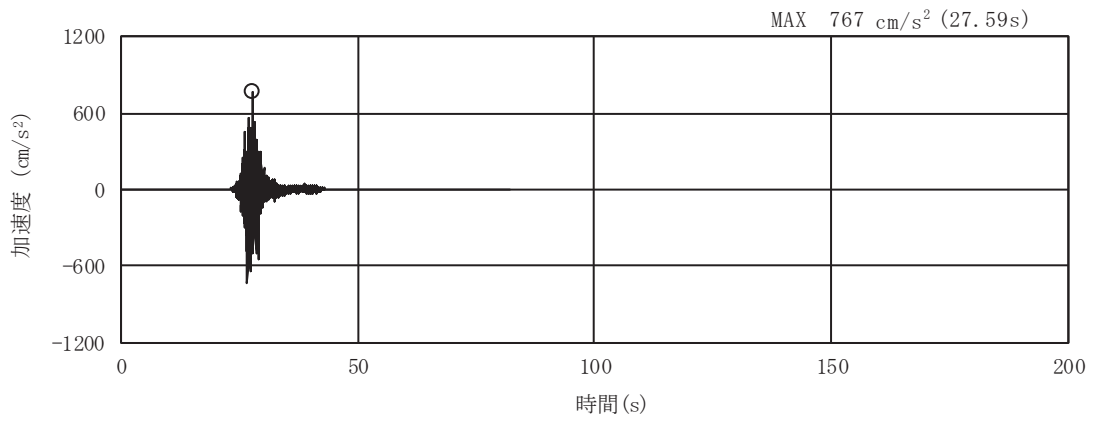


(a) 加速度時刻歴波形

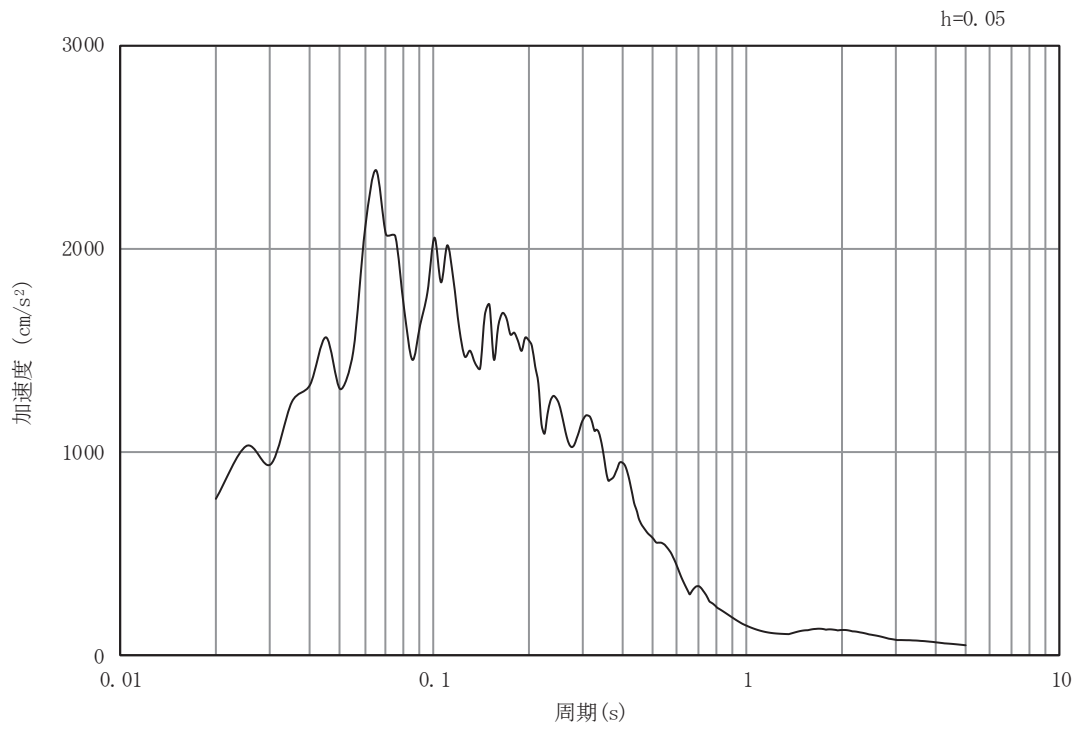


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

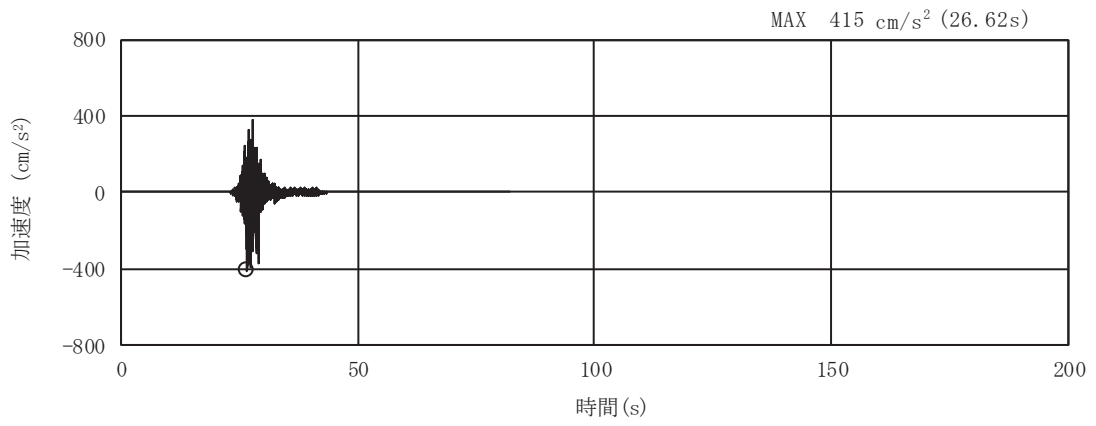


(a) 加速度時刻歴波形

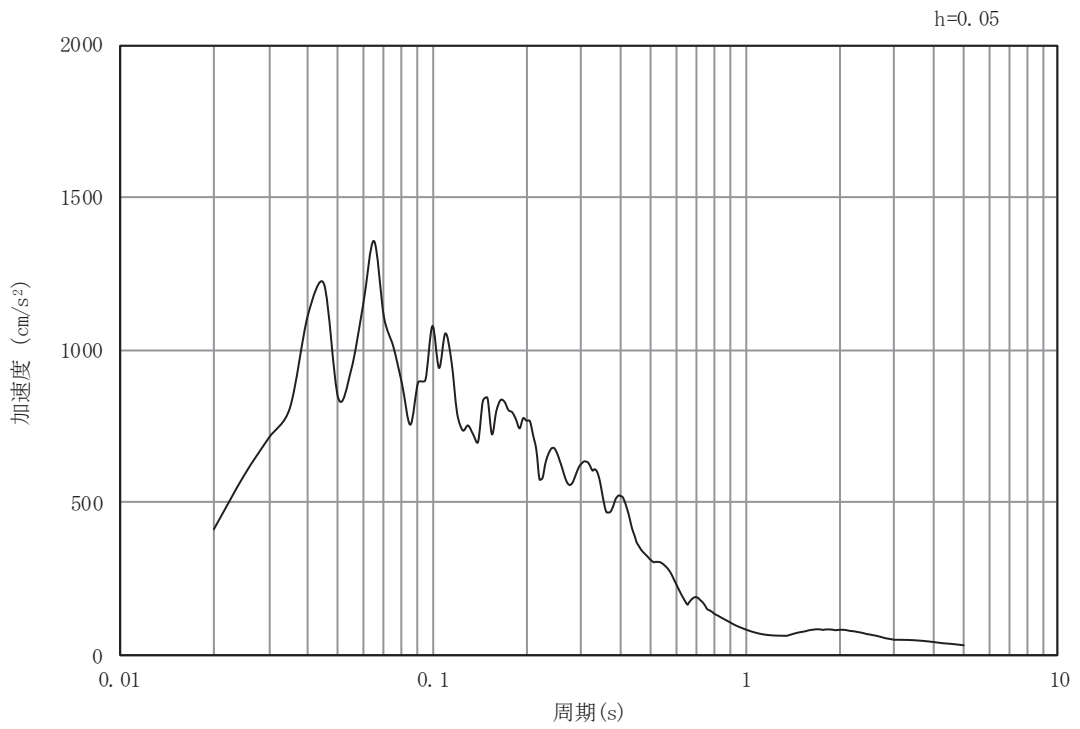


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

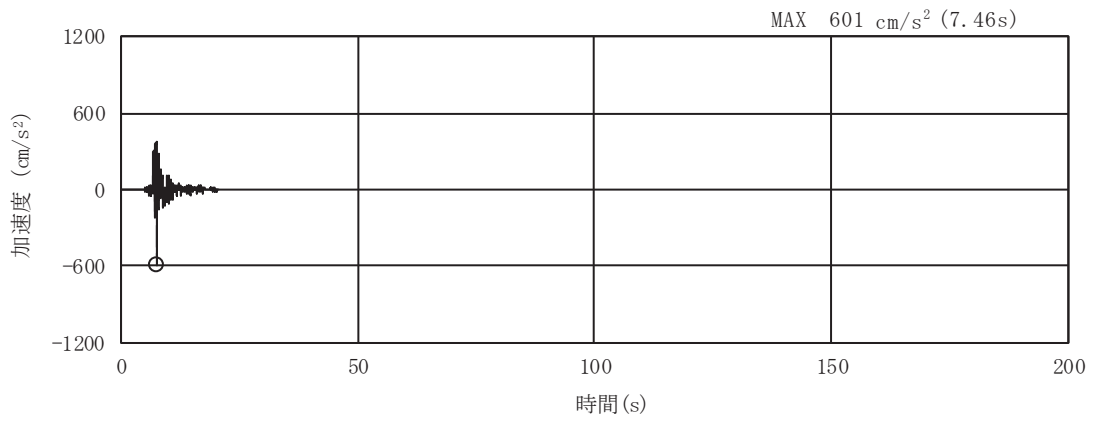


(a) 加速度時刻歴波形

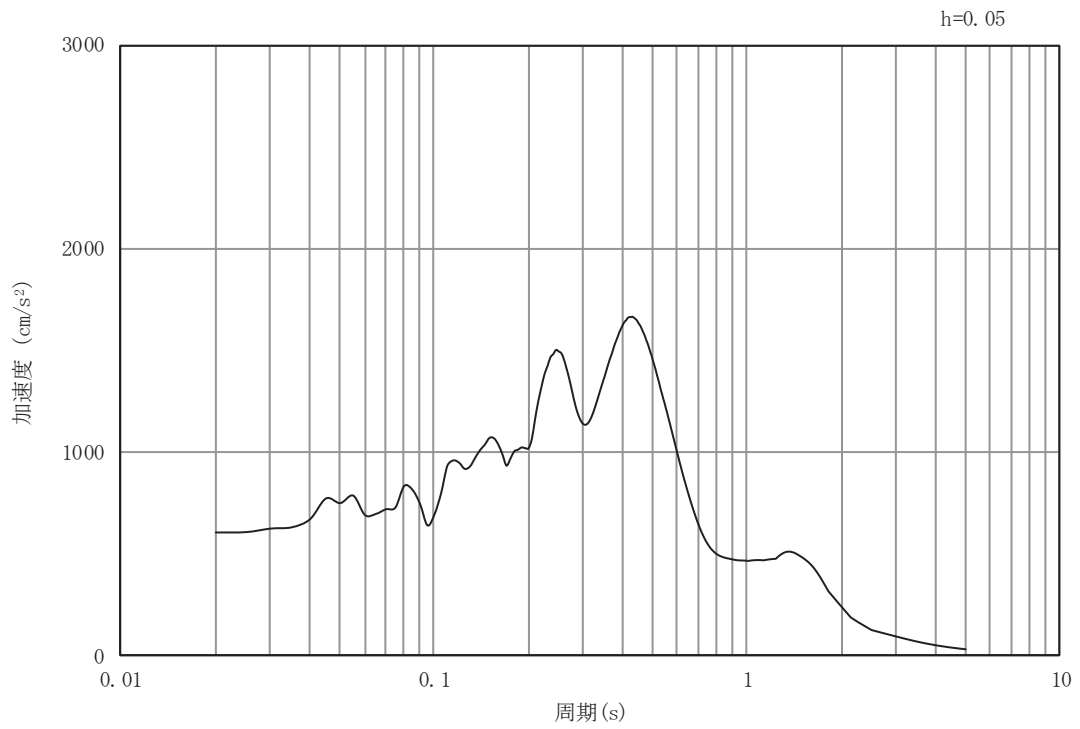


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

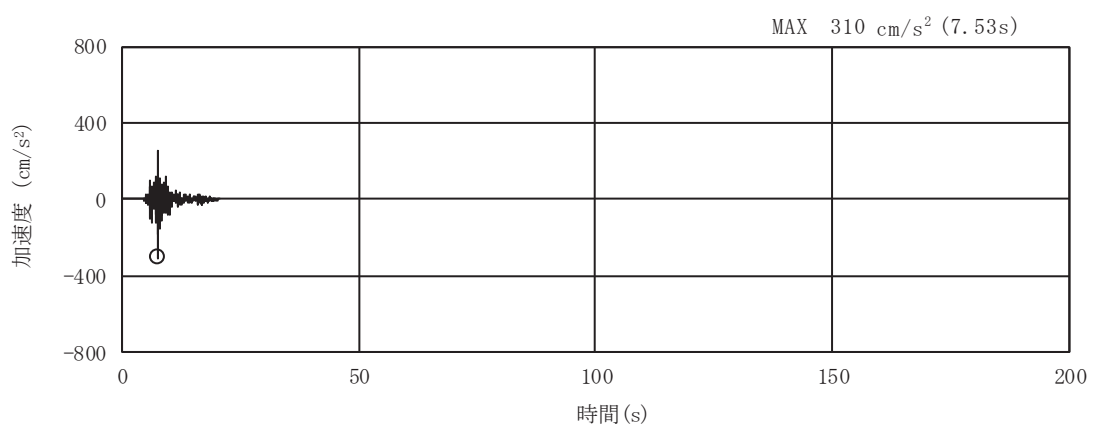


(a) 加速度時刻歴波形

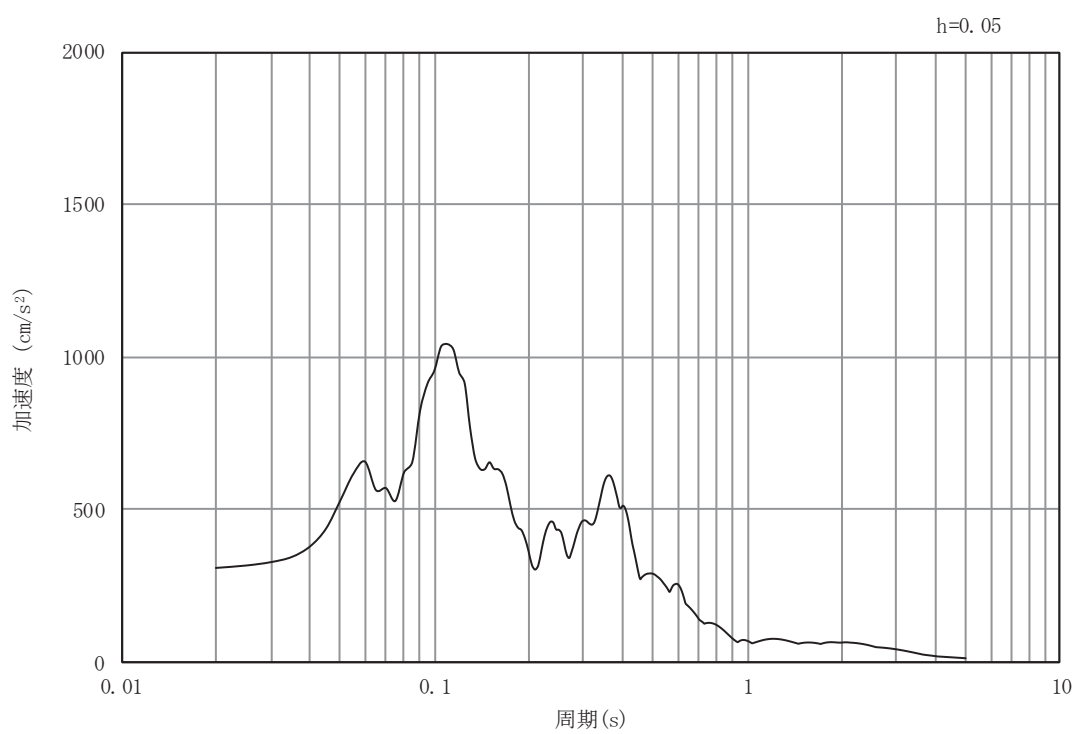


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)



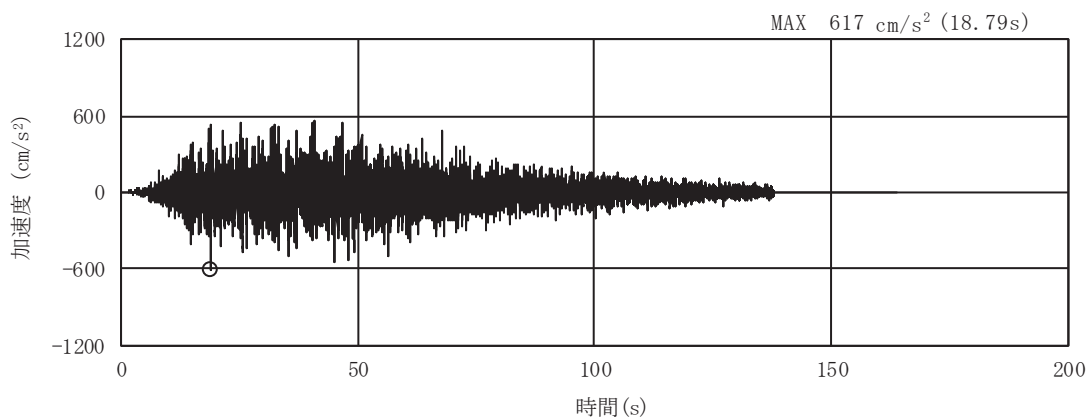
(a) 加速度時刻歴波形



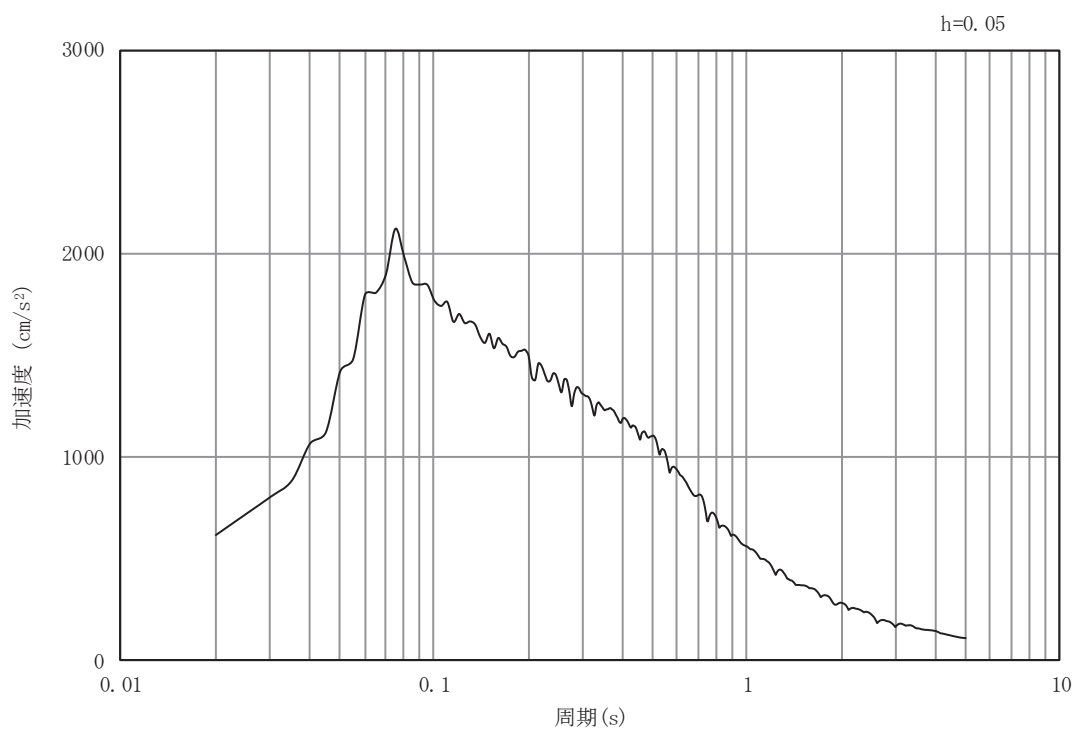
(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

4.1.2 B-B 断面

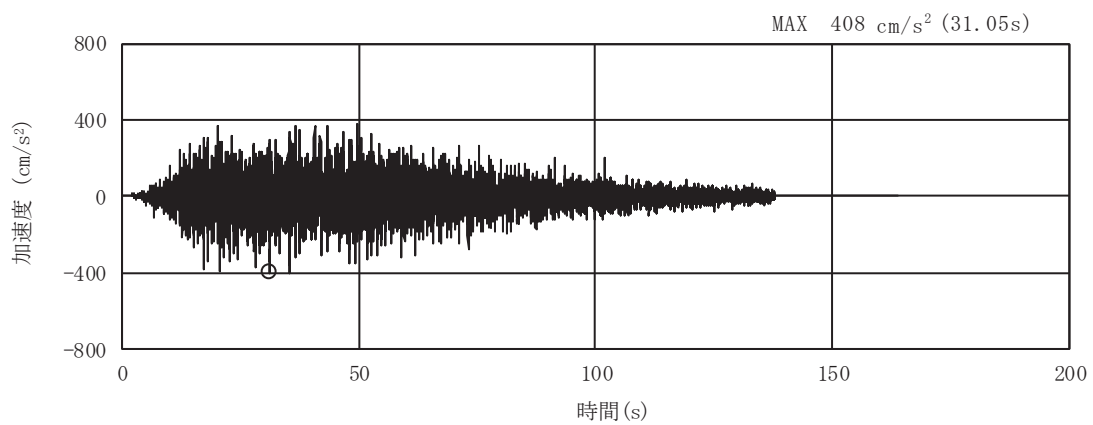


(a) 加速度時刻歴波形

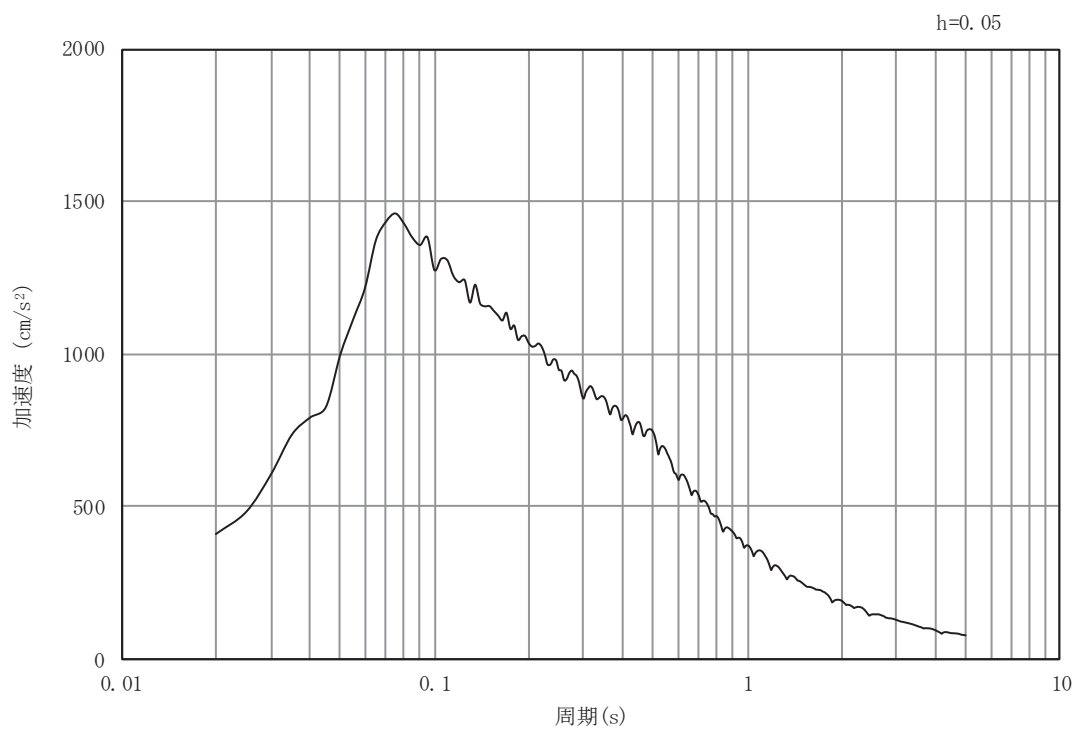


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3(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)

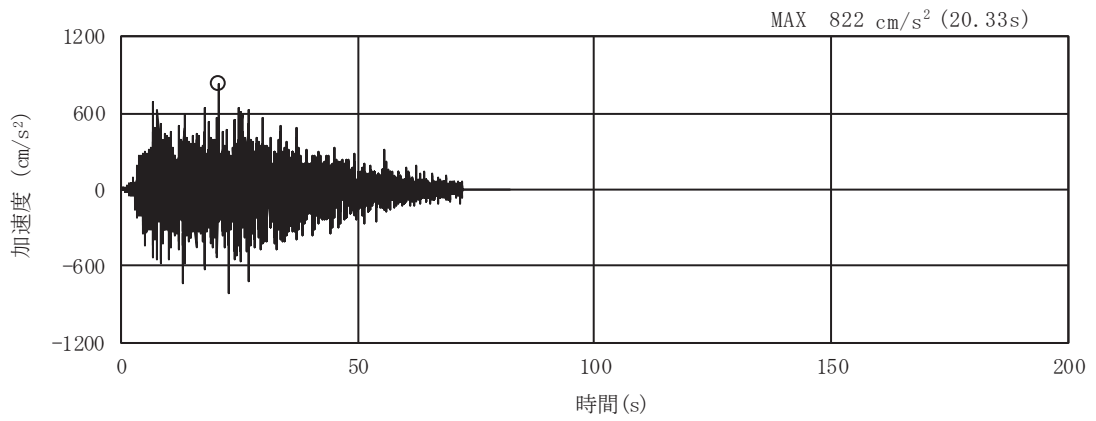


(a) 加速度時刻歴波形

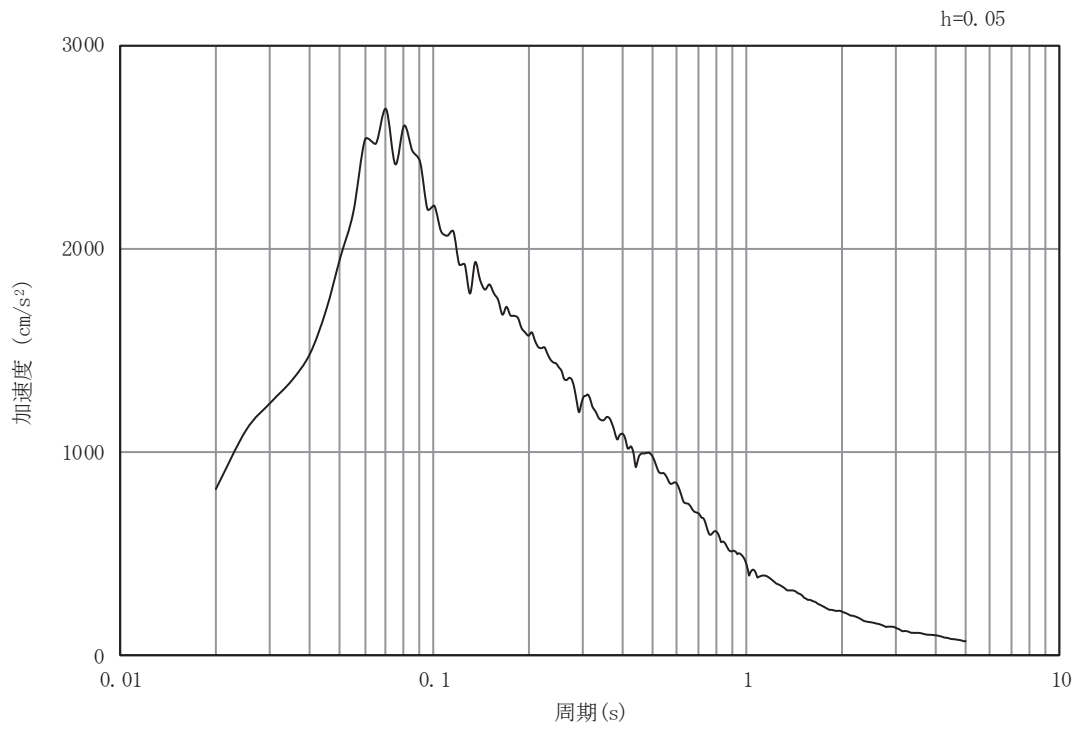


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3(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)

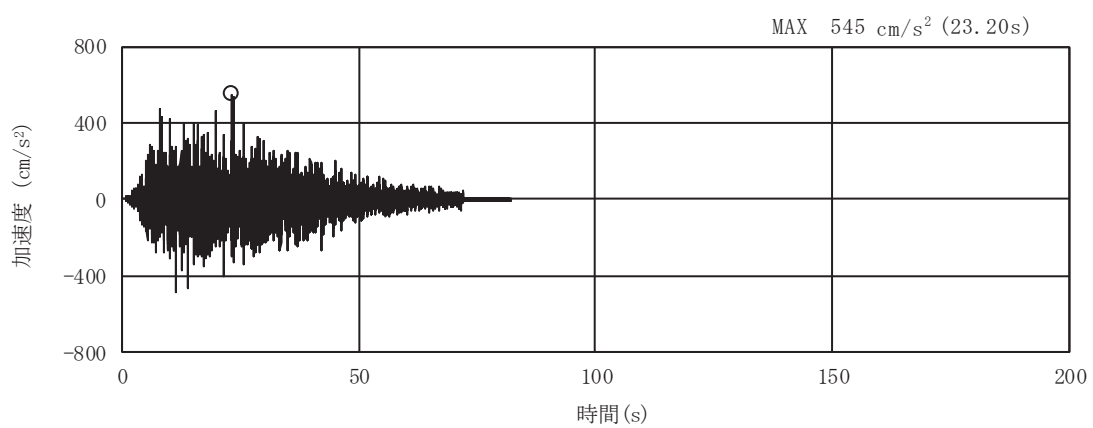


(a) 加速度時刻歴波形

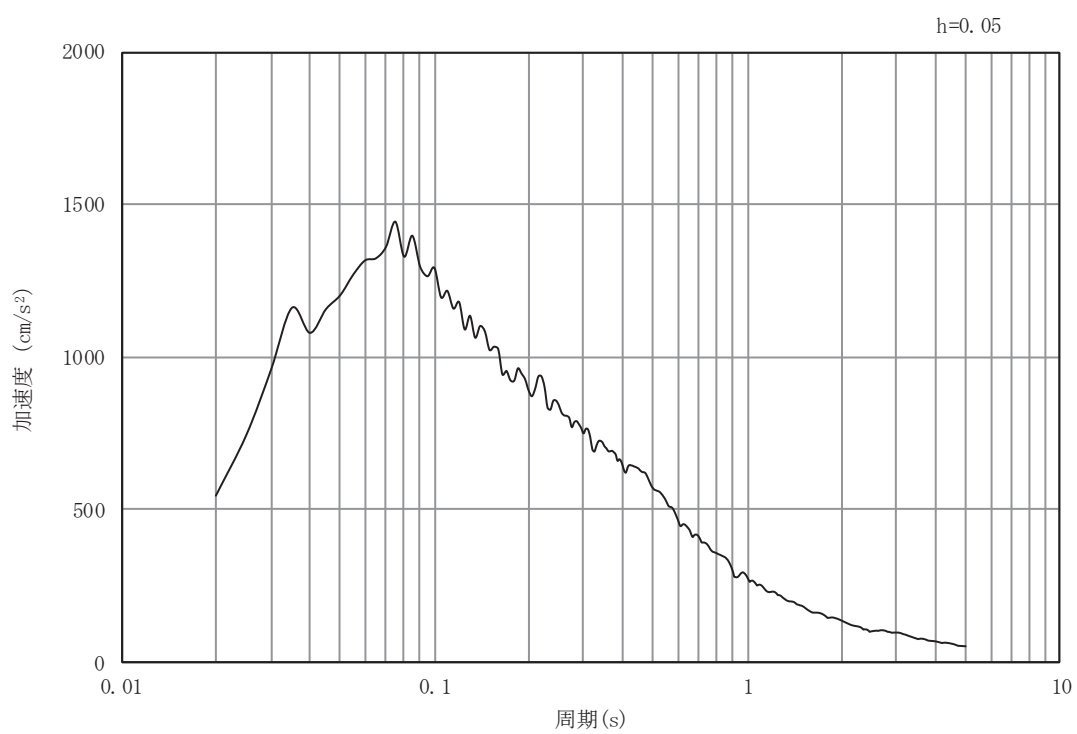


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3(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)

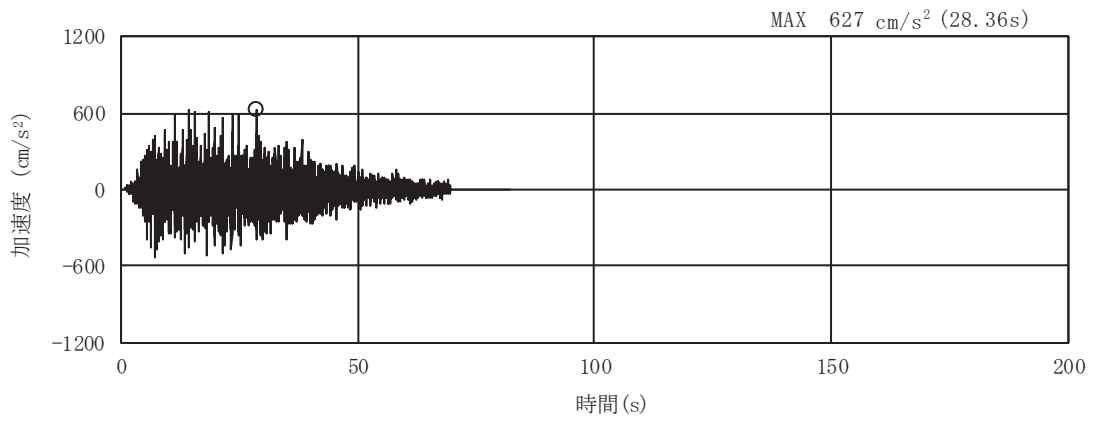


(a) 加速度時刻歴波形

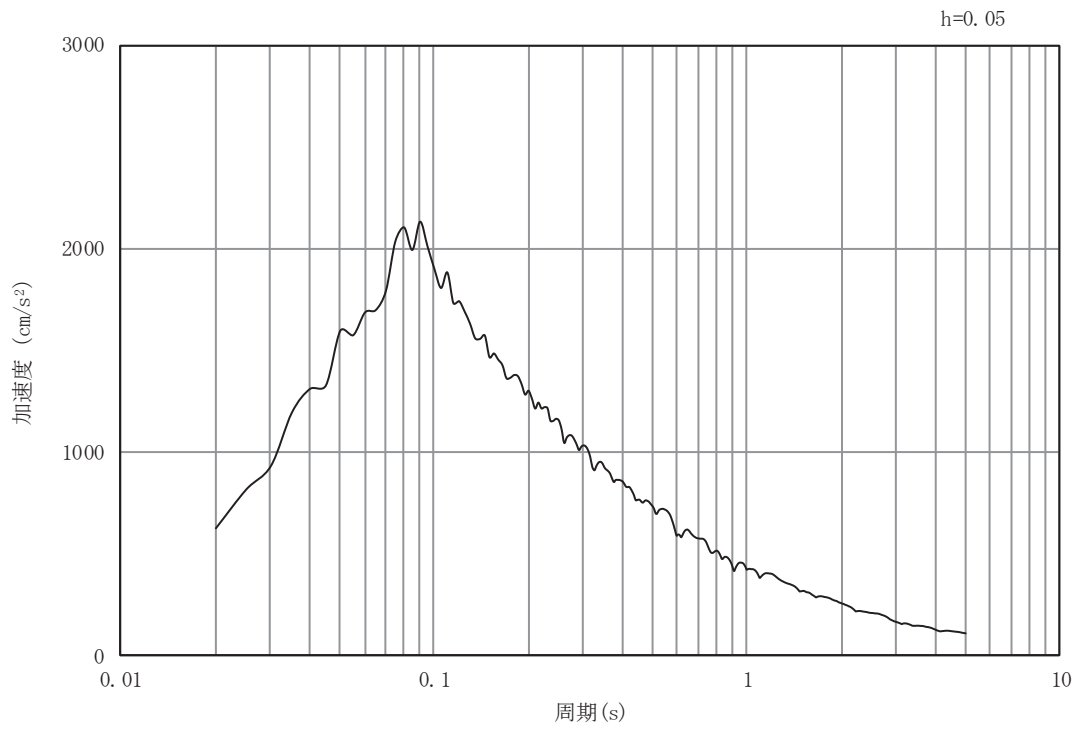


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3(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
(鉛直方向：S s - D 2)

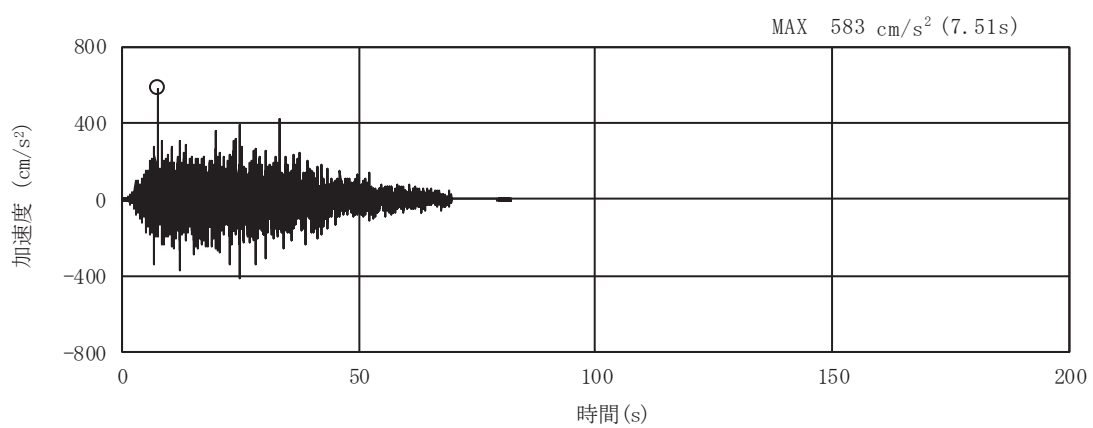


(a) 加速度時刻歴波形

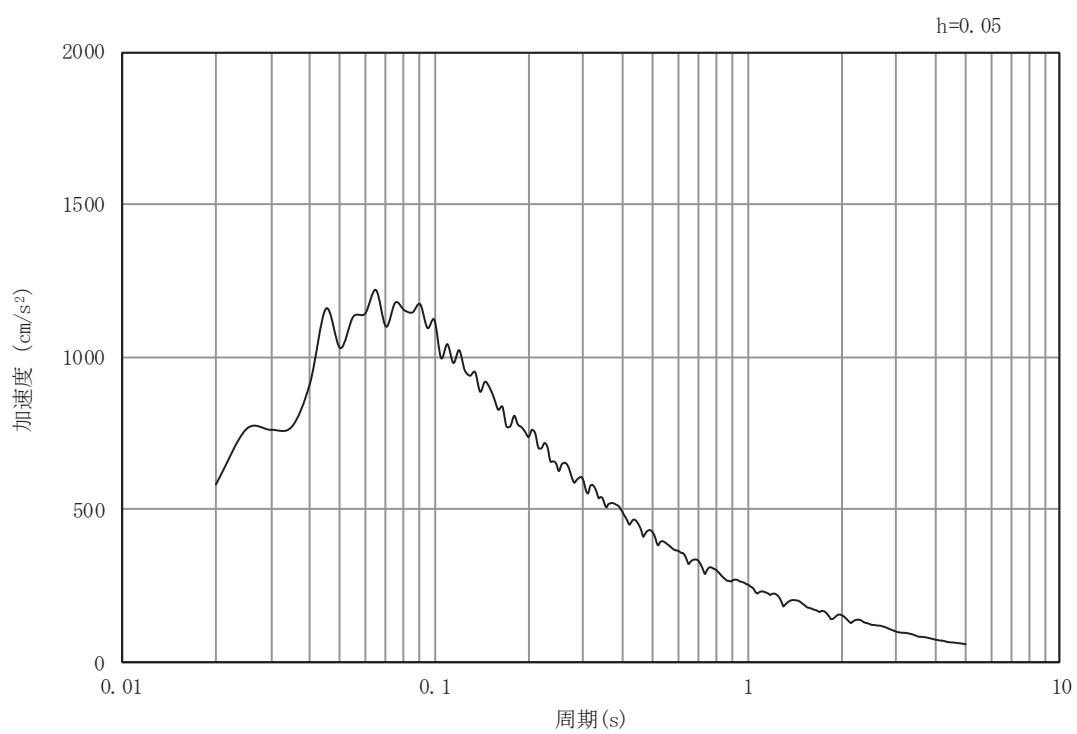


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3(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
(水平方向 : S s - D 3)

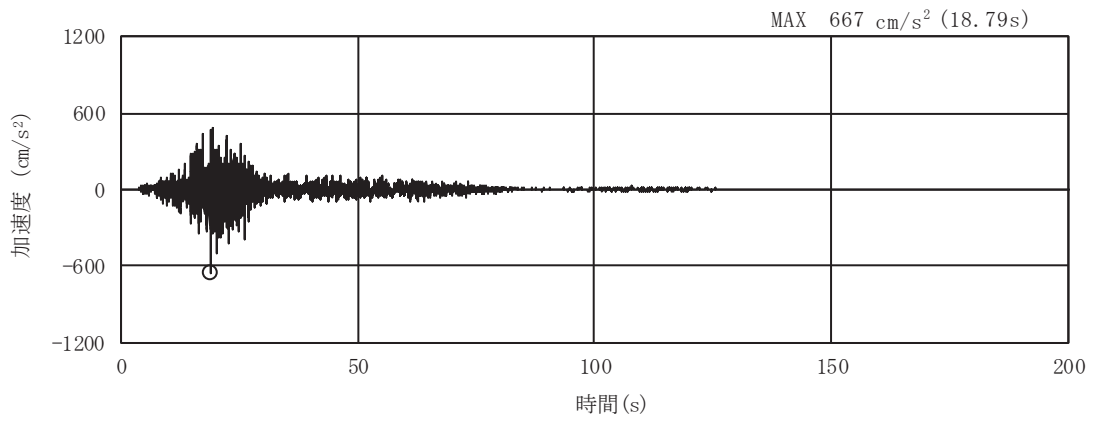


(a) 加速度時刻歴波形

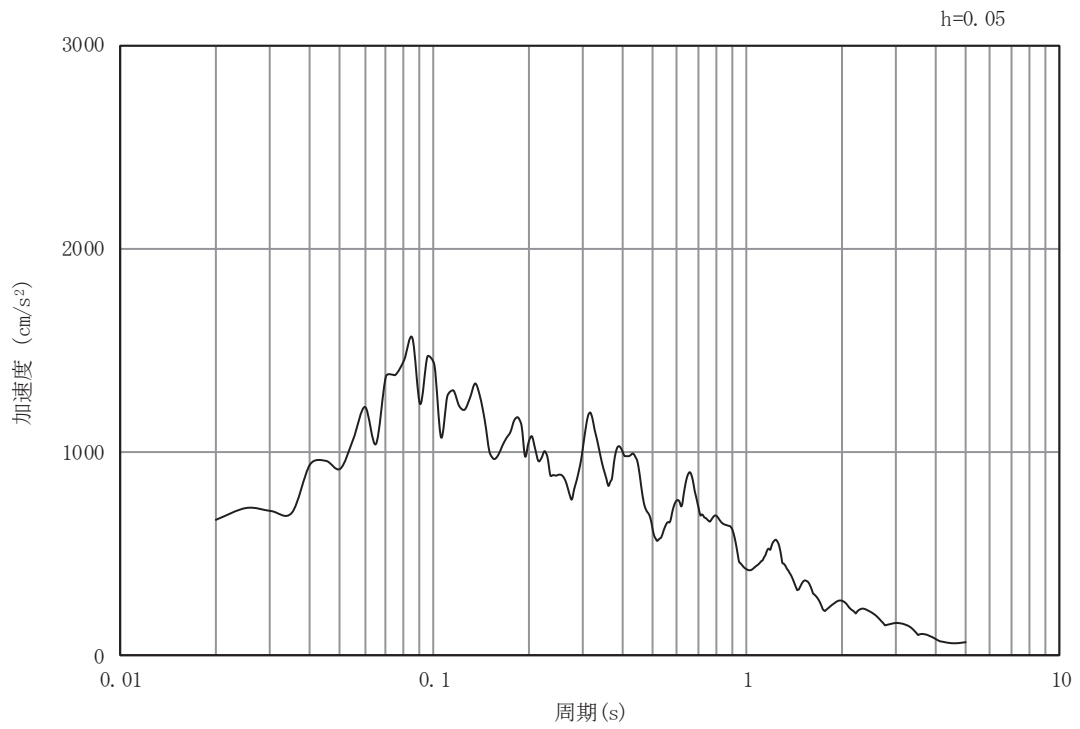


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3(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
(鉛直方向 : S s - D 3)

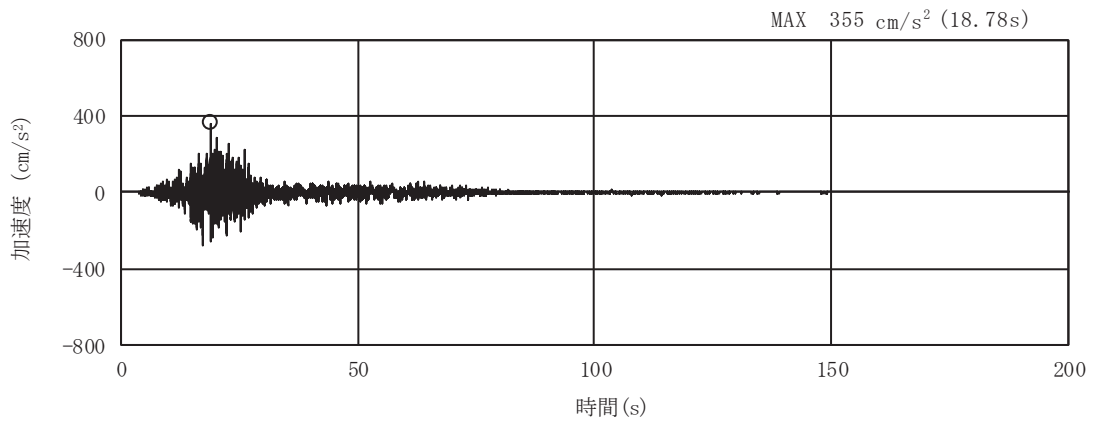


(a) 加速度時刻歴波形

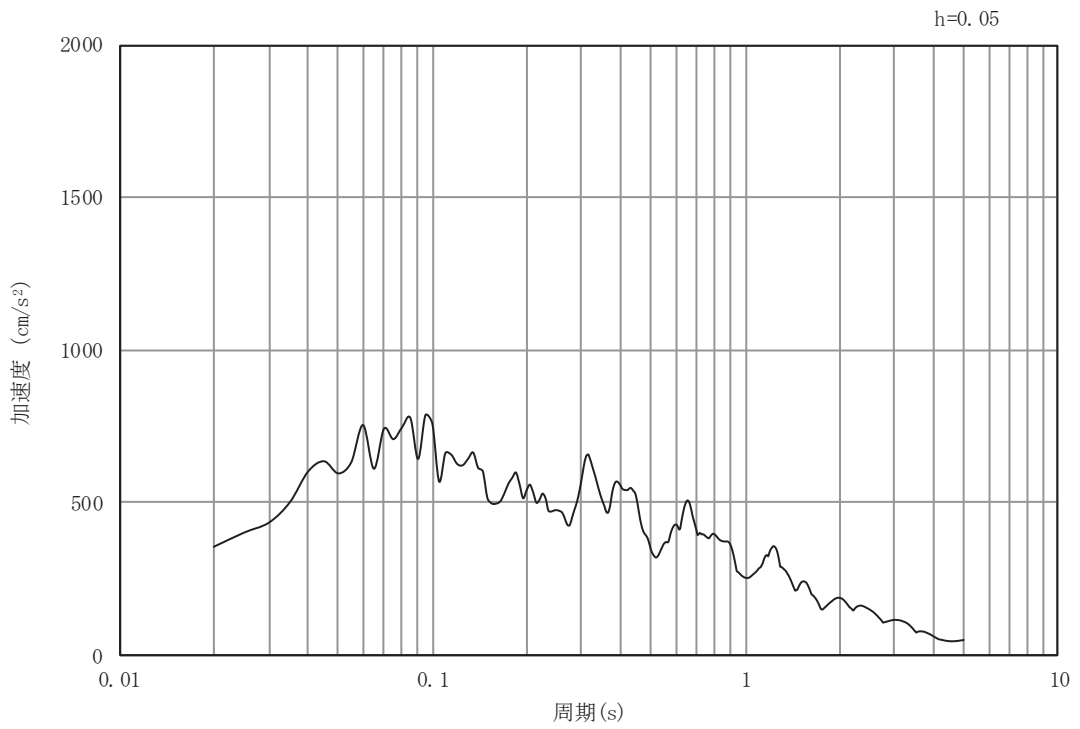


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3(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
(水平方向 : S s - F 1)

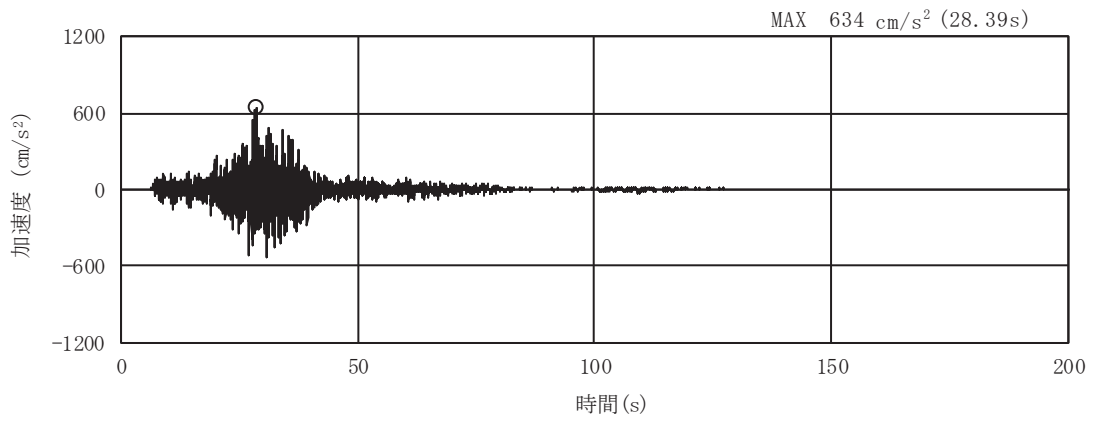


(a) 加速度時刻歴波形

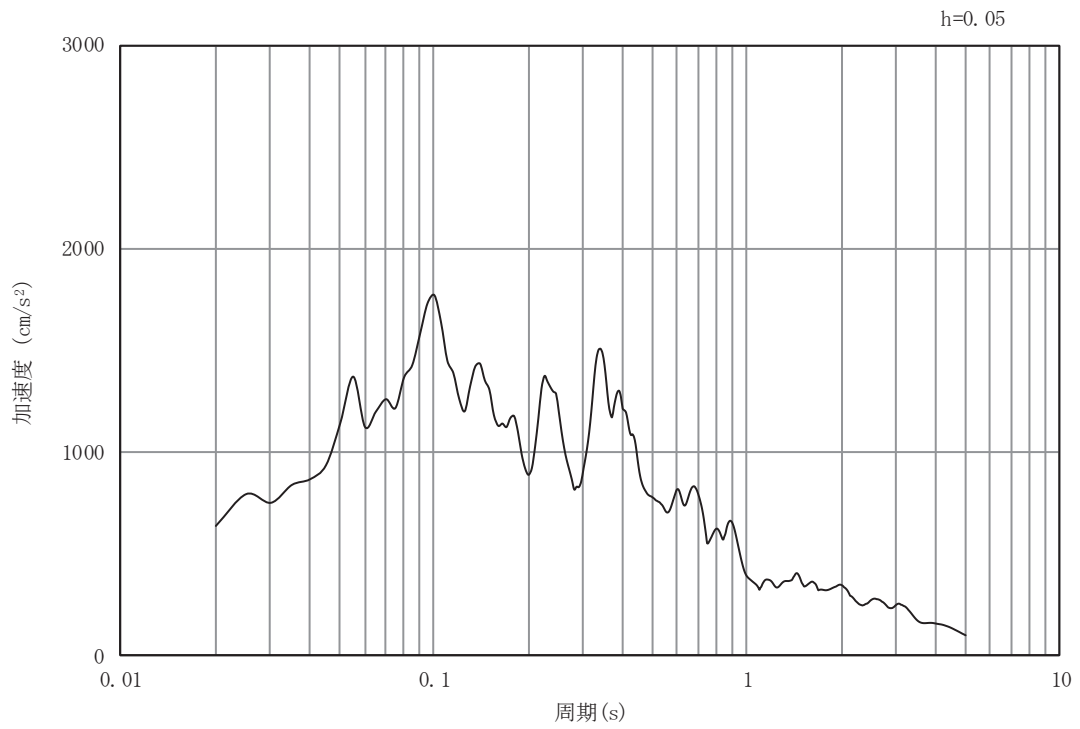


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3(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
(鉛直方向 : S s - F 1)

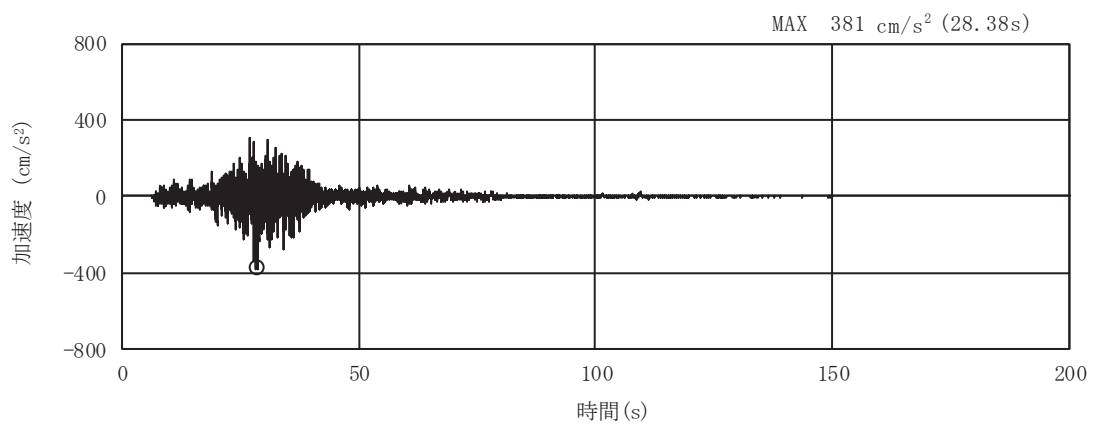


(a) 加速度時刻歴波形

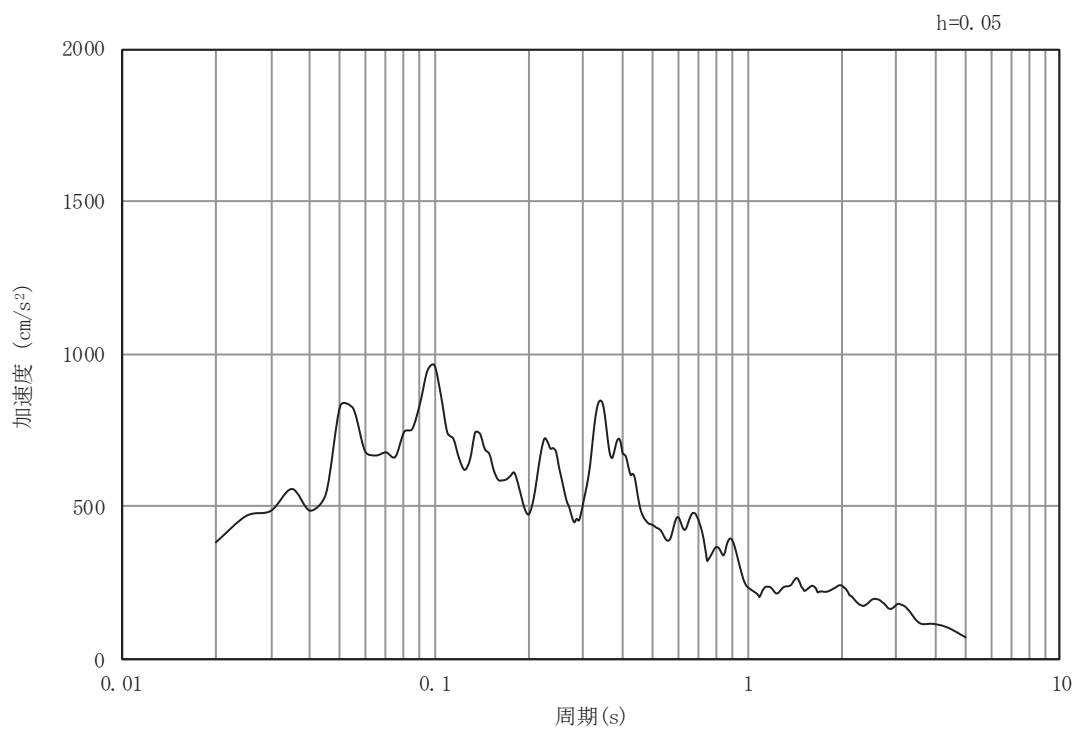


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3(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
(水平方向 : S s - F 2)

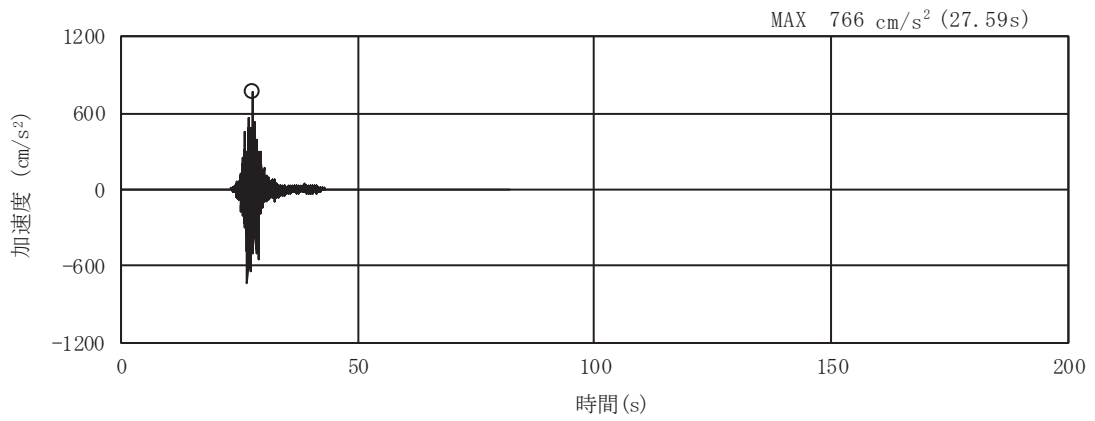


(a) 加速度時刻歴波形

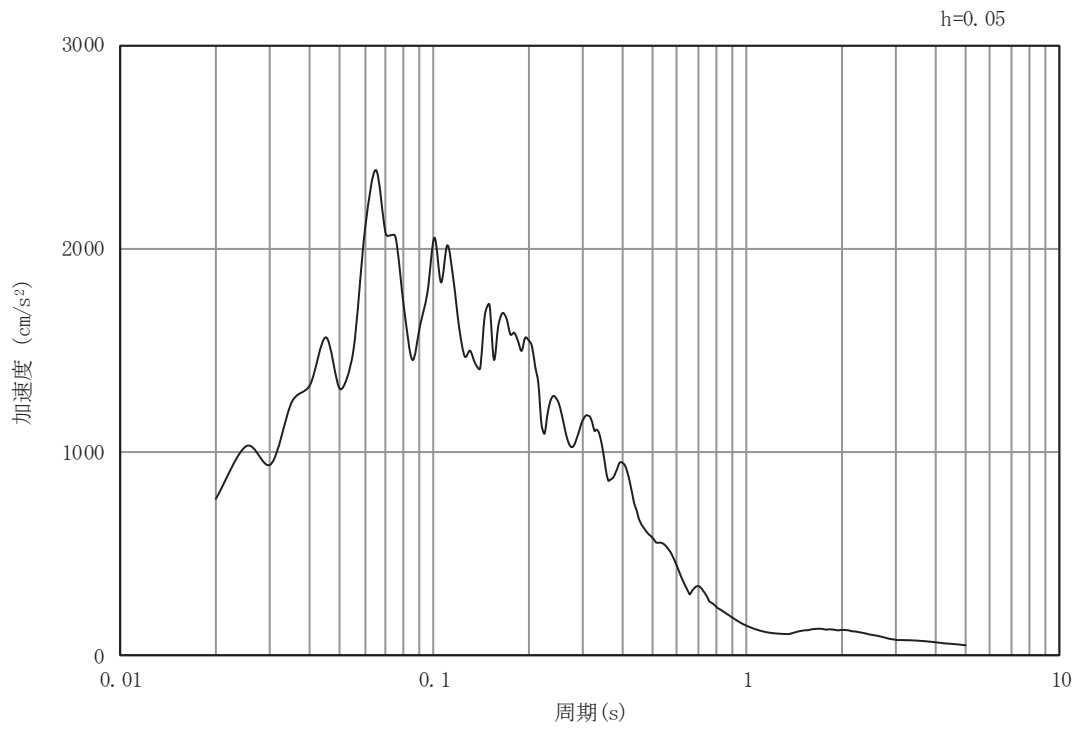


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3(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
(鉛直方向 : S s - F 2)

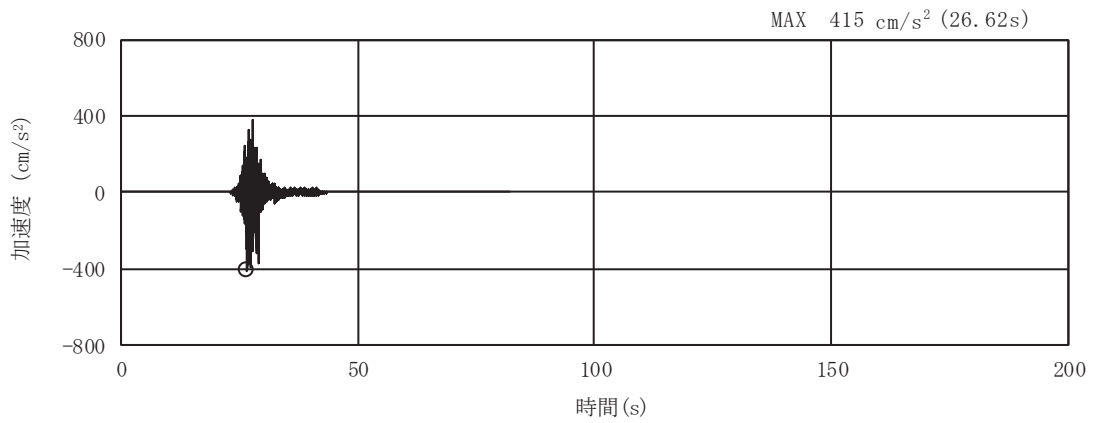


(a) 加速度時刻歴波形

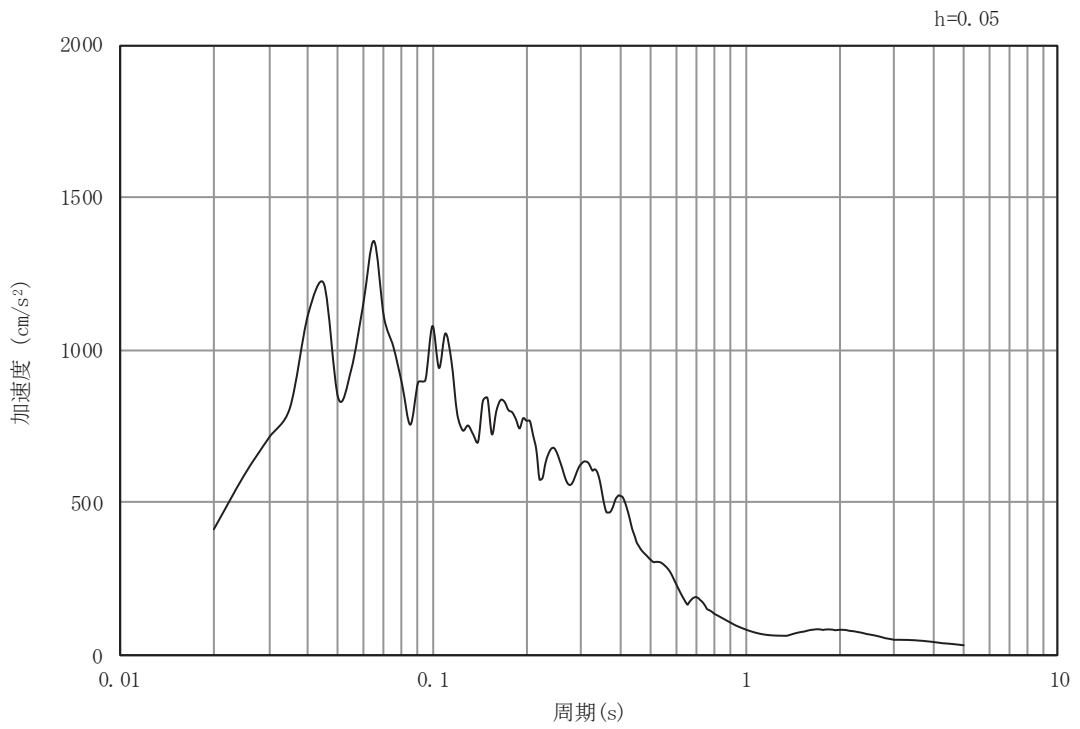


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3(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
(水平方向 : S s - F 3)

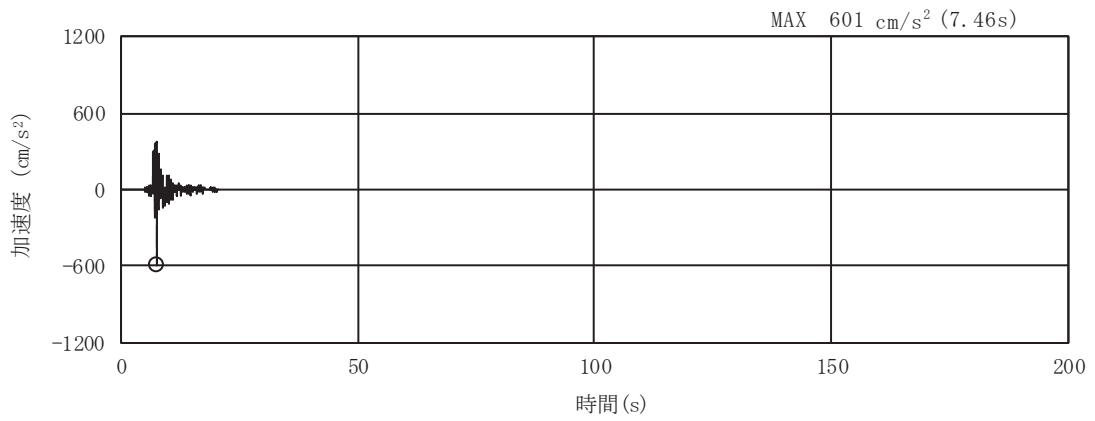


(a) 加速度時刻歴波形

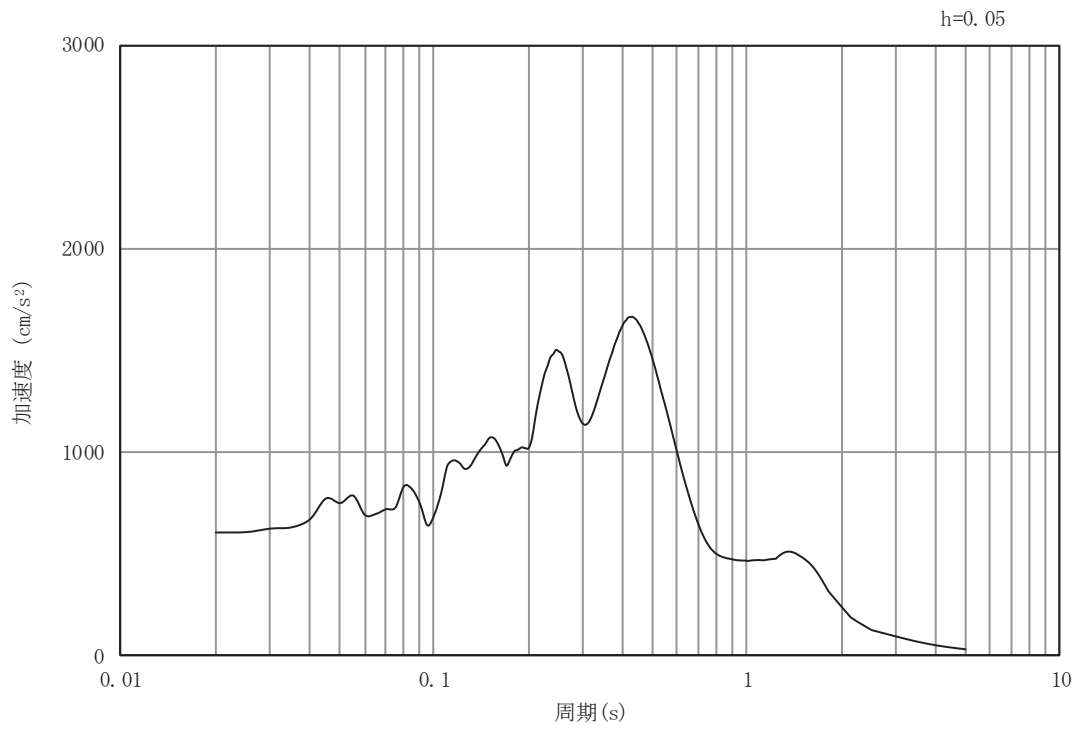


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3(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
(鉛直方向 : S s - F 3)

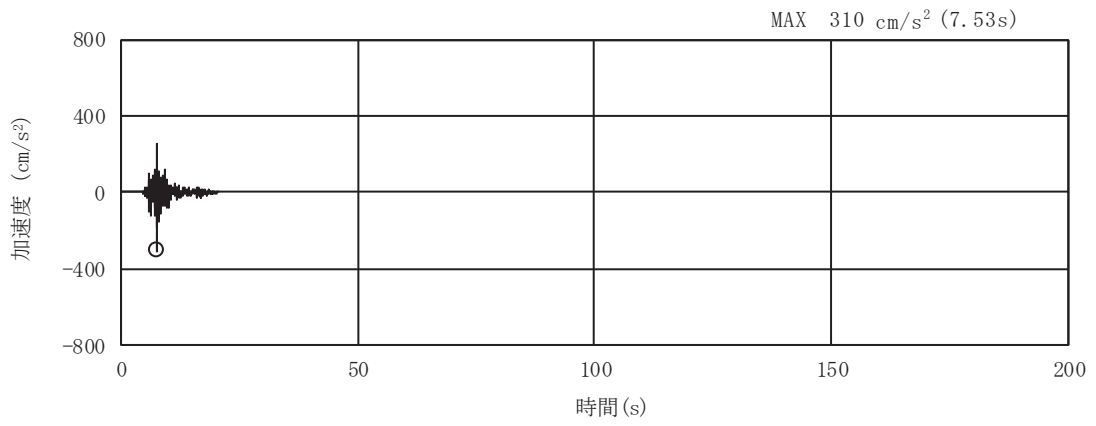


(a) 加速度時刻歴波形

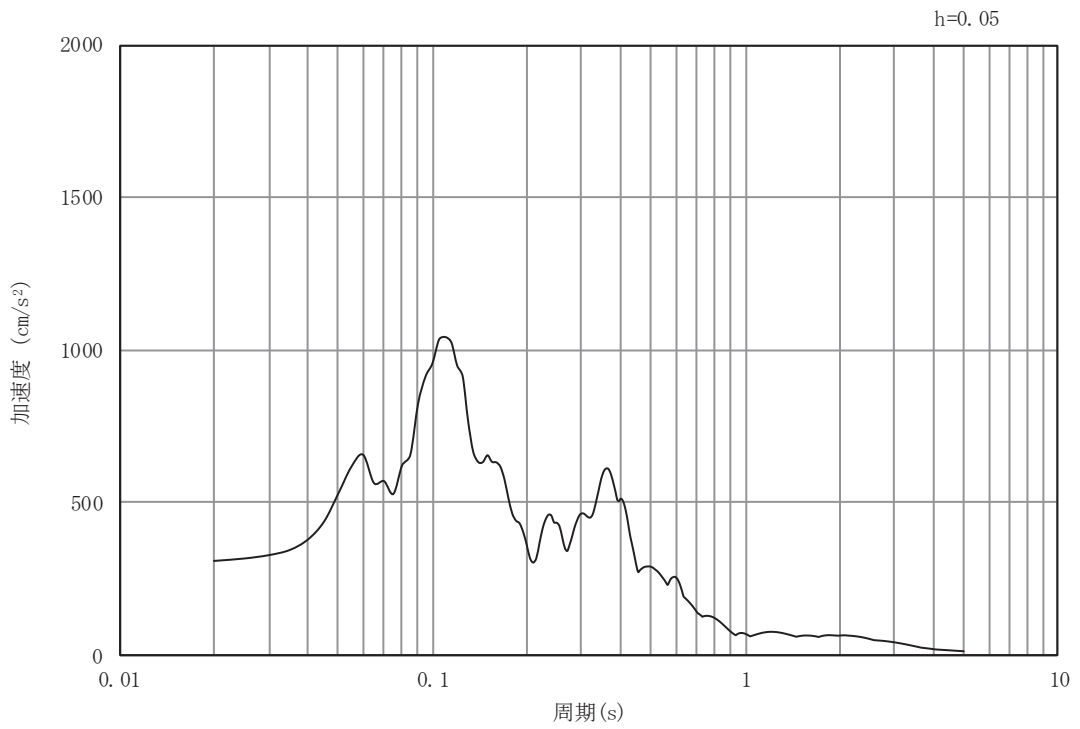


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3(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
(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 4-3(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
(鉛直方向：S s - N 1)

4.2 許容限界の設定

4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づき限界層間変形角（層間変形角 1/100）とし、照査用層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認する。

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。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる照査用層間変形角は、地震応答解析により得られた応答値に安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより、曲げ・軸力系の破壊に対する安全余裕を見込んだ評価を実施する。

また、後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下、「CCb工法」という。）を適用する部材について、CCb工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントが降伏曲げモーメントを下回ることを併せて確認する。第1号機取水路においてCCb工法を適用する部材を図4-4に示す。

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表4-1に示す。

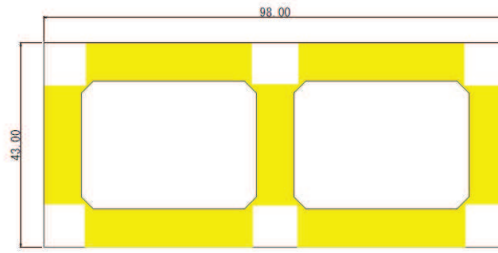
表4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界の整理

確認項目	許容限界*1	
構造強度を有すること	限界層間変形角	1/100*2

注記*1：CCb工法を適用する部材については、降伏曲げモーメントを許容限界とする。

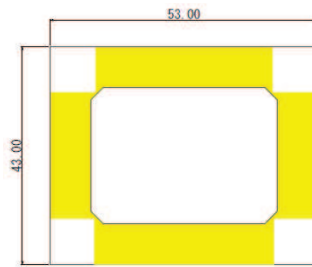
$$*2: \gamma_i \cdot \frac{R_d}{R_L} < 1.0$$

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



■ : CCb 工法を適用する部材

図 4-4(1) CCb 工法を用いる部材 (A-A 断面)



■ : CCb 工法を適用する部材

図 4-4(2) CCb 工法を用いる部材 (B-B 断面, 左右取水路共通)

4.2.2 せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における構造部材（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。

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

せん断破壊に対する照査のフローを図4-5に示す。また、CCb工法を用いる構造部材については「（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。

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

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

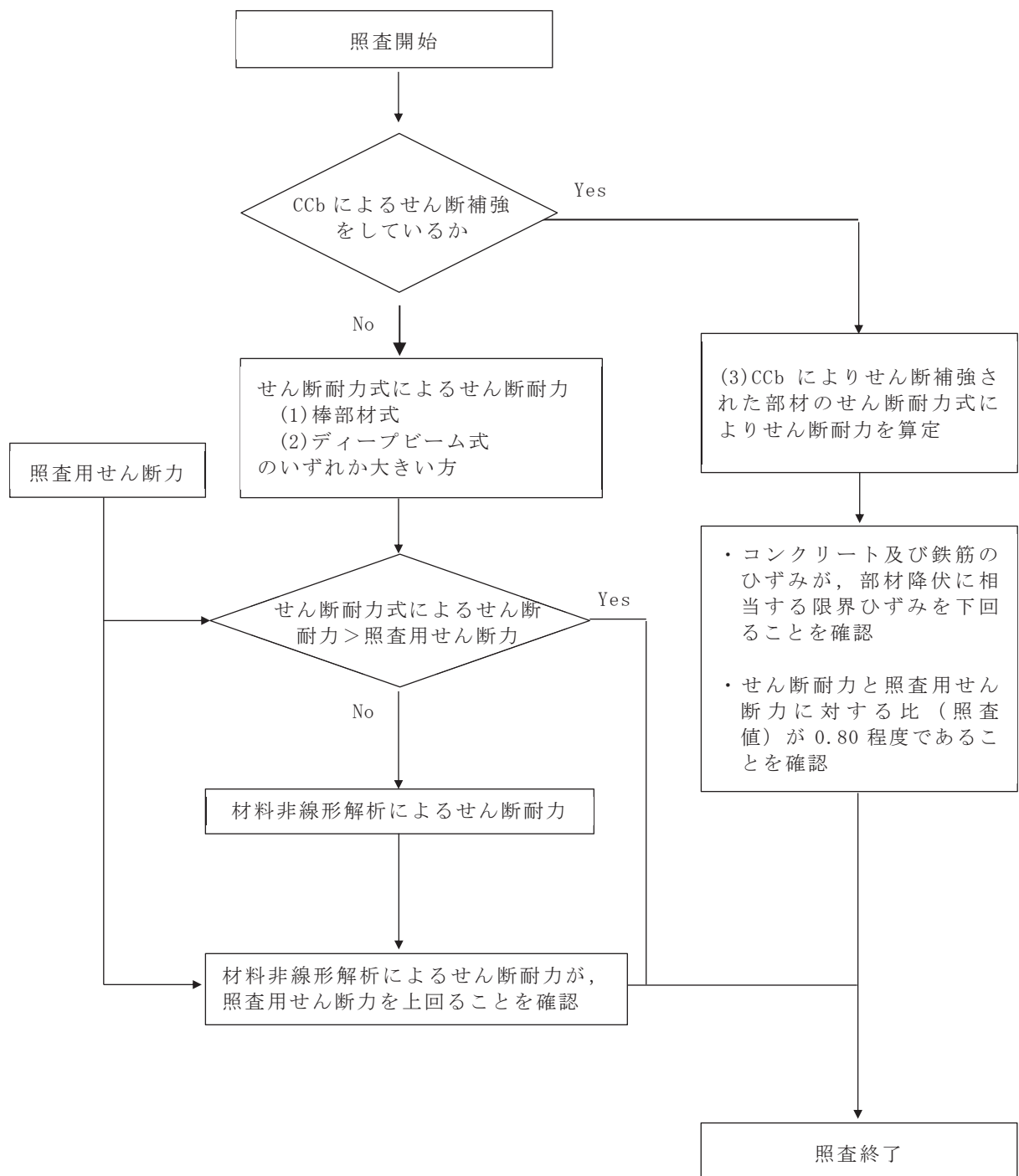
ここで、 γ_i ：構造物係数（ $\gamma_i=1.0$ ）

$V_{y d}$ ：せん断耐力

V_d ：照査用せん断力（ $V_d = \gamma_a \cdot V$ ）

γ_a ：構造解析係数（ $\gamma_a=1.05$ ）

V ：発生せん断力



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

図 4-5 せん断破壊に対する耐力評価フロー

(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

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}}$$

ただし、 $f_{vcd} > 0.72$ (N/mm²) となる場合は

$$f_{vcd} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]})$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は $\beta_d = 1.5$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は $\beta_p = 1.5$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \quad (N'_d \geq 0)$$

ただし、 $\beta_n > 2.0$ となる場合は $\beta_n = 2.0$

$$= 1 + 2M_0/M_d \quad (N'_d < 0)$$

ただし、 $\beta_n < 0$ となる場合は $\beta_n = 0$

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

ただし、 $\beta_a < 1.0$ 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 (%)

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

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表4-2に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表4-2 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

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

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

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

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

ここで、R：層間変形角とされている。

第1号機取水路は、層間変形角1/100を鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界とすることから、 $\gamma_{b2} = 1.0$ とする。

(3) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式（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、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー（CCb） 一般財団法人土木研究センター」」（以下、「建設技術証明書」という）に示されている以下の設計式により求める。

$$V_{p y d} = V_{c d} + V_{s d} + V_{C C b d} \quad (1)$$

$$\begin{aligned} V_{C C b d} &= \beta_{a w} \cdot V_{a w d} \\ &= \beta_{a w} \left\{ A_{a w} \cdot f_{a w y d} (\sin \alpha_{a w} + \cos \alpha_{a w}) / S_{a w} \right\} z / \gamma_b \quad (2) \end{aligned}$$

$$\beta_{a w} = \eta = 1 - \frac{l_y}{2S_{r b}} \quad (3)$$

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

ここに、

$V_{c d}$: 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

$V_{s d}$: 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

$V_{C C b d}$: 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

$V_{a w d}$: 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

$\beta_{a w}$: 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

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

$f_{a w y d}$: 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。

$\alpha_{a w}$: セラミックキャップバー（CCb）が部材軸となす角度

$S_{a w}$: 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）

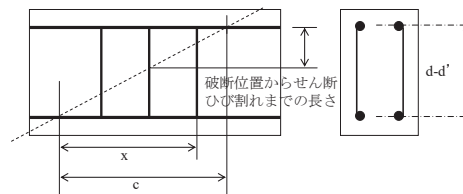
l_y : セラミックキャップバー (CCb) の先端型定着耐の定着長 (5D とし
てよい)

S_{rb} : 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

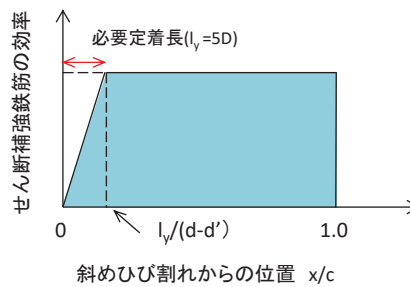
d : 補強対象部材の有効高さ

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_{aw} 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 4-6 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 4-6 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

4.2.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

(1) 支持地盤（狐崎部層）の接地圧に対する許容限界

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

支持地盤（狐崎部層）の接地圧に対する許容限界を表 4-3 に示す。

表 4-3 支持地盤の支持性能に対する許容限界

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

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、「層間変形角時刻歴波形」，「断面力分布」，「最大せん断ひずみ分布」，「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお，断面力分布は単位奥行き当たりの断面力を図示する。

5.1.1 解析ケースと照査値

耐震評価における解析ケースについては，補足-610-20「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき設定する。

第1号機取水路の耐震評価は，すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①を基本ケースとし，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いて，照査値が0.5以上となるすべての照査項目に対して，最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて，ケース②～④を実施する。

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

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 5-1 及び表 5-2 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、限界層間変形角（層間変形角 1/100）を許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」に示す。

表 5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値（A-A 断面）

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.06			
	-+	0.06			
S _s -D 2	++	0.09			
	-+	0.07			
S _s -D 3	++	0.04			
	-+	0.05			
S _s -F 1	++	0.05			
	-+	0.05			
S _s -F 2	++	0.06			
	-+	0.08			
S _s -F 3	++	0.05			
	-+	0.05			
S _s -N 1	++	0.10	0.09	0.13	0.09
	-+	0.05			

注記*：照査値は、層間変形角/限界層間変形角を示す。

表 5-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(B-B 断面, 左取水路)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.06			
	-+	0.07			
S _s -D2	++	0.05			
	-+	0.06			
S _s -D3	++	0.04			
	-+	0.06			
S _s -F1	++	0.05			
	-+	0.05			
S _s -F2	++	0.05			
	-+	0.06	0.06	0.05	0.06
S _s -F3	++	0.05			
	-+	0.05			
S _s -N1	++	0.07	0.07	0.06	0.07
	-+	0.07			

注記* : 照査値は, 層間変形角/限界層間変形角を示す。

表 5-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(B-B 断面, 右取水路)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.05			
	-+	0.05			
S _s -D2	++	0.06			
	-+	0.05			
S _s -D3	++	0.04			
	-+	0.05			
S _s -F1	++	0.04			
	-+	0.05			
S _s -F2	++	0.05			
	-+	0.08	0.08	0.08	0.08
S _s -F3	++	0.04			
	-+	0.04			
S _s -N1	++	0.08	0.08	0.10	0.08
	-+	0.05			

注記* : 照査値は, 層間変形角/限界層間変形角を示す。

(2) せん断破壊に対する照査

表 5-3 及び表 5-4 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。
せん断破壊に対する照査は、せん断耐力を許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.2 せん断破壊に対する評価結果」に示す。

表 5-3(1) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(A-A 断面, 側壁, 部材 1)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*			
		②	②	③	④
S _s -D 1	++	0.39			
	-+	0.32			
S _s -D 2	++	0.49			
	-+	0.45			
S _s -D 3	++	0.29			
	-+	0.30			
S _s -F 1	++	0.30			
	-+	0.28			
S _s -F 2	++	0.31			
	-+	0.38			
S _s -F 3	++	0.31			
	-+	0.37			
S _s -N 1	++	0.46	0.45	0.48	0.52
	-+	0.32			

注記* : 照査値は、せん断力/せん断耐力を示す。

表 5-3(2) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(A-A 断面, 側壁, 部材 2)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.21			
	-+	0.22			
S _s -D 2	++	0.25			
	-+	0.23			
S _s -D 3	++	0.19			
	-+	0.20			
S _s -F 1	++	0.20			
	-+	0.18			
S _s -F 2	++	0.21			
	-+	0.22			
S _s -F 3	++	0.20			
	-+	0.21			
S _s -N 1	++	0.27	0.26	0.33	0.25
	-+	0.18			

注記* : 照査値は, せん断力/せん断耐力を示す。

表 5-3(3) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(A-A 断面, 隔壁, 部材 3)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.11			
	-+	0.14			
S _s -D2	++	0.18			
	-+	0.11			
S _s -D3	++	0.09			
	-+	0.13			
S _s -F1	++	0.08			
	-+	0.13			
S _s -F2	++	0.13			
	-+	0.18			
S _s -F3	++	0.08			
	-+	0.09			
S _s -N1	++	0.21	0.20	0.27	0.23
	-+	0.14			

注記* : 照査値は, せん断力/せん断耐力を示す。

表 5-3(4) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(A-A 断面, 頂版左, 部材 4)

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.50			
	-+	0.51			
S _s -D2	++	0.57		0.55	
	-+	0.51			
S _s -D3	++	0.44			
	-+	0.48			
S _s -F1	++	0.46			
	-+	0.47			
S _s -F2	++	0.50			
	-+	0.55			
S _s -F3	++	0.48			
	-+	0.45			
S _s -N1	++	0.60	0.60	0.71	0.67
	-+	0.44			

注記* : 照査値は, せん断力/せん断耐力を示す。

表 5-3(5) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(A-A 断面, 頂版右, 部材 5)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.45			
	-+	0.45			
S _s -D2	++	0.54		0.58	
	-+	0.49			
S _s -D3	++	0.42			
	-+	0.43			
S _s -F1	++	0.42			
	-+	0.41			
S _s -F2	++	0.44			
	-+	0.49			
S _s -F3	++	0.44			
	-+	0.45			
S _s -N1	++	0.53	0.52	0.66	0.51
	-+	0.41			

注記* : 照査値は, せん断力/せん断耐力を示す。

表 5-3(6) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(A-A 断面, 底版左, 部材 6)

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.27			
	-+	0.24			
S _s -D2	++	0.37			
	-+	0.32			
S _s -D3	++	0.21			
	-+	0.22			
S _s -F1	++	0.22			
	-+	0.21			
S _s -F2	++	0.23			
	-+	0.31			
S _s -F3	++	0.22			
	-+	0.25			
S _s -N1	++	0.37	0.37	0.40	0.42
	-+	0.22			

注記* : 照査値は, せん断力/せん断耐力を示す。

表 5-3(7) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(A-A 断面, 底版右, 部材 7)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.29			
	-+	0.30			
S _s -D 2	++	0.34			
	-+	0.30			
S _s -D 3	++	0.26			
	-+	0.28			
S _s -F 1	++	0.27			
	-+	0.27			
S _s -F 2	++	0.29			
	-+	0.31			
S _s -F 3	++	0.28			
	-+	0.28			
S _s -N 1	++	0.34	0.33	0.40	0.39
	-+	0.26			

注記* : 照査値は, せん断力/せん断耐力を示す。

表 5-4(1) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(B-B 断面, 左取水路, 側壁, 部材 5)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.21			
	-+	0.23			
S _s -D 2	++	0.24			
	-+	0.21			
S _s -D 3	++	0.19			
	-+	0.21			
S _s -F 1	++	0.19			
	-+	0.21			
S _s -F 2	++	0.21			
	-+	0.24	0.24	0.23	0.25
S _s -F 3	++	0.18			
	-+	0.21			
S _s -N 1	++	0.25	0.24	0.25	0.24
	-+	0.22			

注記* : 照査値は, せん断力/せん断耐力を示す。

表 5-4(2) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(B-B 断面, 左水路, 側壁, 部材 6)

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.15			
	-+	0.27			
S _s -D2	++	0.33			
	-+	0.16			
S _s -D3	++	0.14			
	-+	0.14			
S _s -F1	++	0.13			
	-+	0.15			
S _s -F2	++	0.14			
	-+	0.29	0.24	0.36	0.35
S _s -F3	++	0.15			
	-+	0.26			
S _s -N1	++	0.18	0.22	0.34	0.18
	-+	0.22			

注記* : 照査値は, せん断力/せん断耐力を示す。

表 5-4(3) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(B-B 断面, 左取水路, 頂版, 部材 7)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.28			
	-+	0.30			
S _s -D2	++	0.26			
	-+	0.29			
S _s -D3	++	0.25			
	-+	0.24			
S _s -F1	++	0.25			
	-+	0.26			
S _s -F2	++	0.26			
	-+	0.31	0.29	0.27	0.30
S _s -F3	++	0.26			
	-+	0.26			
S _s -N1	++	0.28	0.26	0.26	0.29
	-+	0.29			

注記* : 照査値は, せん断力/せん断耐力を示す。

表 5-4(4) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(B-B 断面, 左取水路, 底版, 部材 8)

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.20			
	-+	0.19			
S _s -D 2	++	0.26			
	-+	0.21			
S _s -D 3	++	0.12			
	-+	0.12			
S _s -F 1	++	0.13			
	-+	0.12			
S _s -F 2	++	0.11			
	-+	0.23	0.20	0.25	0.28
S _s -F 3	++	0.11			
	-+	0.18			
S _s -N 1	++	0.14	0.13	0.25	0.20
	-+	0.18			

注記* : 照査値は, せん断力/せん断耐力を示す。

表 5-4(5) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(B-B 断面, 右取水路, 側壁, 部材 1)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D 1	++	0.40			
	-+	0.39			
S _s -D 2	++	0.42			
	-+	0.40			
S _s -D 3	++	0.34			
	-+	0.36			
S _s -F 1	++	0.35			
	-+	0.36			
S _s -F 2	++	0.38			
	-+	0.54	0.54	0.49	0.58
S _s -F 3	++	0.33			
	-+	0.37			
S _s -N 1	++	0.54	0.54	0.54	0.62
	-+	0.35			

注記* : 照査値は, せん断力/せん断耐力を示す。

表 5-4(6) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(B-B 断面, 右取水路, 側壁, 部材 2)

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.12			
	-+	0.11			
S _s -D2	++	0.11			
	-+	0.12			
S _s -D3	++	0.10			
	-+	0.09			
S _s -F1	++	0.12			
	-+	0.09			
S _s -F2	++	0.10			
	-+	0.13	0.13	0.12	0.11
S _s -F3	++	0.10			
	-+	0.12			
S _s -N1	++	0.14	0.14	0.16	0.14
	-+	0.14			

注記* : 照査値は, せん断力/せん断耐力を示す。

表 5-4(7) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(B-B 断面, 右取水路, 頂版, 部材 3)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.17			
	-+	0.17			
S _s -D2	++	0.19			
	-+	0.18			
S _s -D3	++	0.16			
	-+	0.17			
S _s -F1	++	0.17			
	-+	0.17			
S _s -F2	++	0.17			
	-+	0.21	0.22	0.21	0.23
S _s -F3	++	0.16			
	-+	0.18			
S _s -N1	++	0.19	0.20	0.20	0.19
	-+	0.16			

注記* : 照査値は, せん断力/せん断耐力を示す。

表 5-4(8) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(B-B 断面, 右取水路, 底版, 部材 4)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.28			
	-+	0.28			
S _s -D2	++	0.32			
	-+	0.28			
S _s -D3	++	0.26			
	-+	0.26			
S _s -F1	++	0.25			
	-+	0.26			
S _s -F2	++	0.29			
	-+	0.41	0.42	0.38	0.45
S _s -F3	++	0.23			
	-+	0.27			
S _s -N1	++	0.41	0.42	0.43	0.47
	-+	0.26			

注記* : 照査値は, せん断力/せん断耐力を示す。

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 5-5 及び表 5-6 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。基礎地盤の支持性能に対する照査は、極限支持力を許容限界とする。なお、詳細については、「5.3 基礎地盤の支持性能に対する支持力評価」を示す。

表 5-5 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値

(A-A 断面)

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査*			
		①	②	③	④
S s - D 1	++	0.34			
	-+	0.22			
S s - D 2	++	0.31			
	-+	0.46			
S s - D 3	++	0.19			
	-+	0.21			
S s - F 1	++	0.20			
	-+	0.21			
S s - F 2	++	0.22			
	-+	0.25			
S s - F 3	++	0.30			
	-+	0.44			
S s - N 1	++	0.27	0.27	0.34	0.26
	-+	0.25			

注記*：照査値は、接地圧/極限支持力を示す。

表 5-6(1) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値
(B-B 断面, 左取水路)

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.19			
	-+	0.17			
S _s -D2	++	0.33			
	-+	0.22			
S _s -D3	++	0.20			
	-+	0.19			
S _s -F1	++	0.22			
	-+	0.14			
S _s -F2	++	0.26			
	-+	0.15	0.14	0.32	0.16
S _s -F3	++	0.19			
	-+	0.22			
S _s -N1	++	0.18	0.13	0.27	0.17
	-+	0.28			

注記* : 照査値は, 接地圧/極限支持力を示す。

表 5-6(2) 基礎地盤の支持性能に対する実施ケースと照査値
(B-B 断面, 右取水路)

解析ケース 地震動		基礎地盤の支持性能に対する照査*			
		①	②	③	④
S _s -D1	++	0.53			
	-+	0.52			
S _s -D2	++	0.59			
	-+	0.55			
S _s -D3	++	0.45			
	-+	0.47			
S _s -F1	++	0.45			
	-+	0.48			
S _s -F2	++	0.49			
	-+	0.65	0.63	0.71	0.65
S _s -F3	++	0.48			
	-+	0.48			
S _s -N1	++	0.67	0.63	0.79	0.70
	-+	0.49			

注記* : 照査値は, 接地圧/極限支持力を示す。

5.1.2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

第1号機取水路の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表5-7及び表5-8に示す。また、該当する解析ケースの層間変形角時刻歴波形を図5-1及び図5-2に示す。

表5-7 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 - N 1 (++)	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 $R \times$ 構造解析係数 γ_a

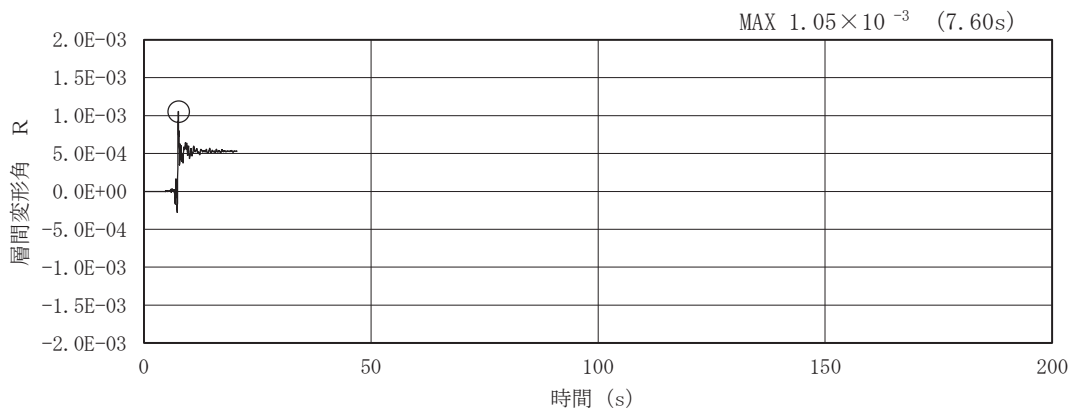


図5-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の層間変形角時刻歴波形

(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)

表5-8 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 - N 1 (++)	③	9.32×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10
左	S s - N 1 (++)	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 $R \times$ 構造解析係数 γ_a

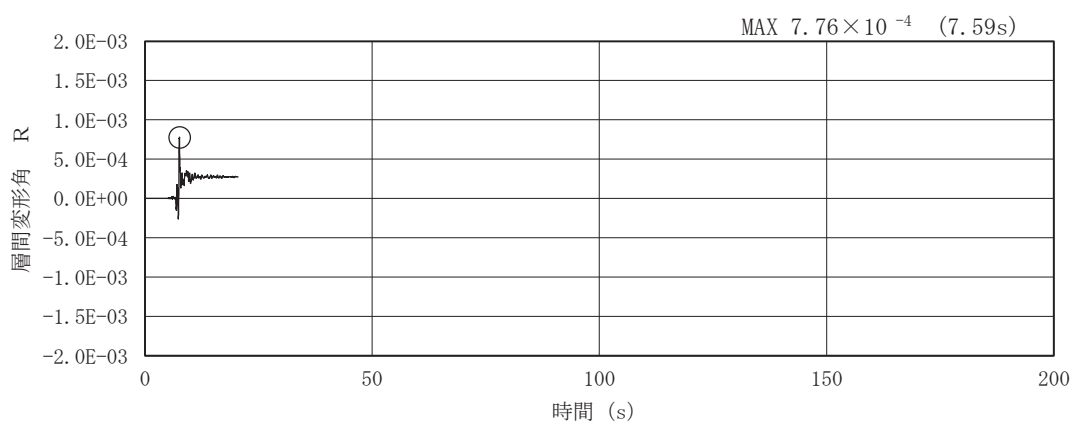


図 5-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の層間変形角時刻歴波形
 (B-B断面(右), $S_s - N1$ (++))
 (解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)

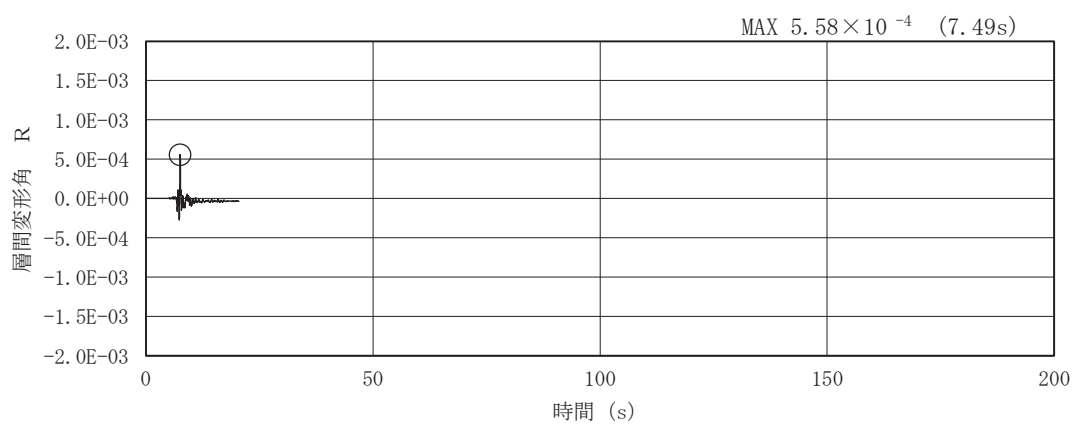


図 5-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の層間変形角時刻歴波形
 (B-B断面(左), $S_s - N1$ (++))
 (解析ケース①: 基本ケース)

5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

せん断破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を、表 5-9 及び表 5-10 に示す。

また、該当する解析ケースについて、部材毎の照査値が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5-4 及び図 5-6 に示す。

表 5-9 せん断破壊に対する最大照査値（A-A 断面）

評価位置* ¹	地震動	解析ケース	照査用せん断力* ² 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 *1：評価位置は図 5-3 に示す。

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

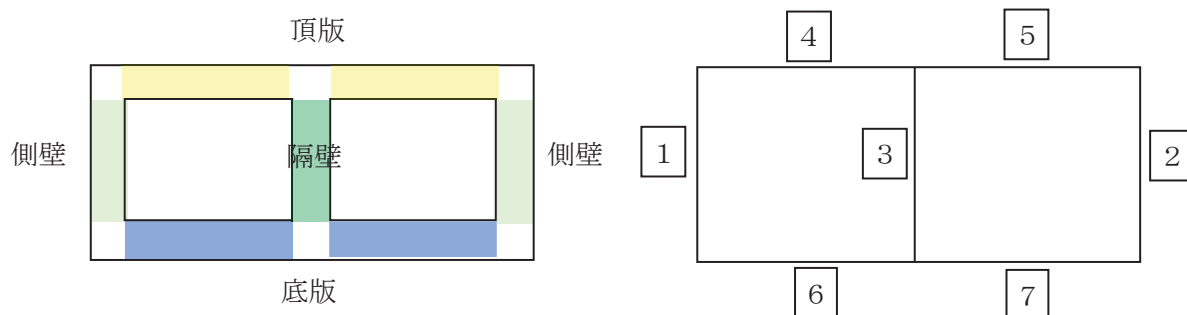
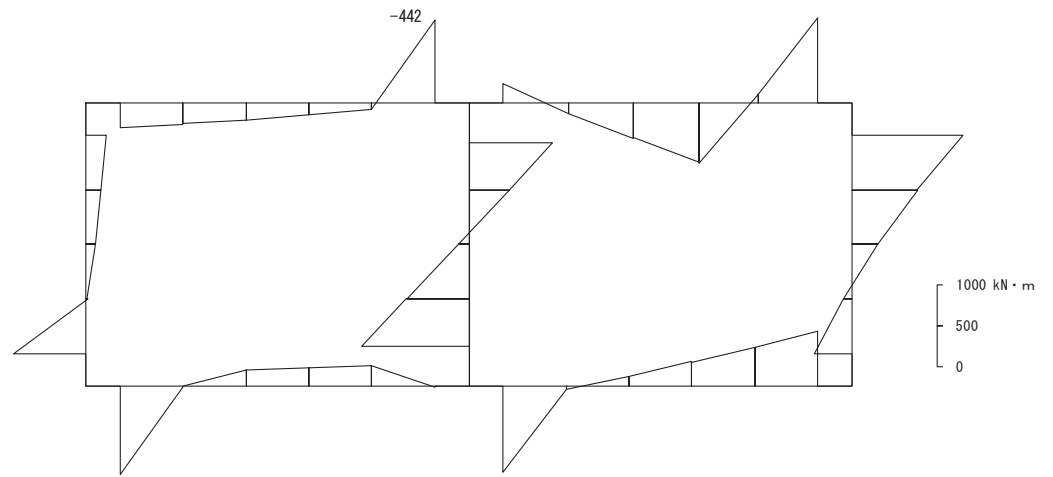
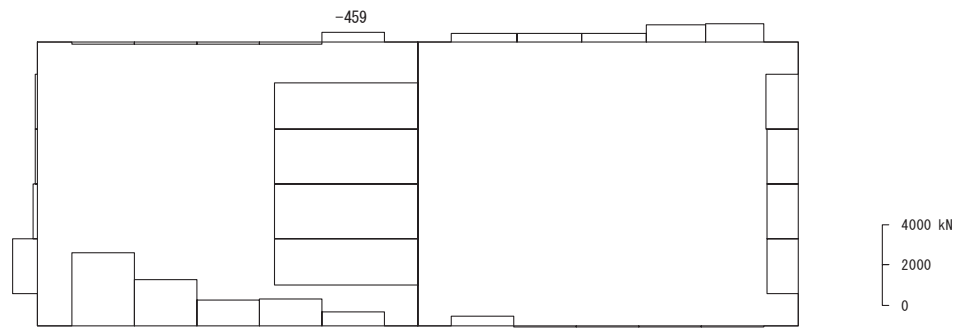


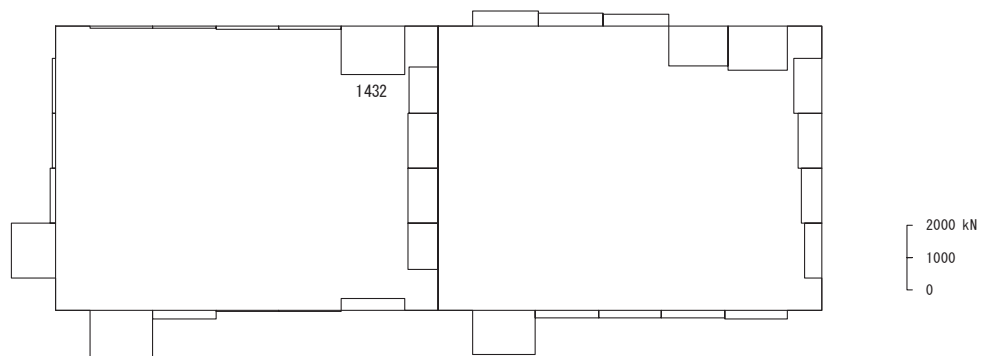
図 5-3 A-A 断面評価位置



数値：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



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



数値：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 5-4 せん断破壊に対する照査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)

表 5-10 せん断破壊に対する最大照査値 (B-B 断面)

評価位置*1		地震動	解析ケース	照査用せん断力*2 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 *1: 評価位置は図 5-5 に示す。

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

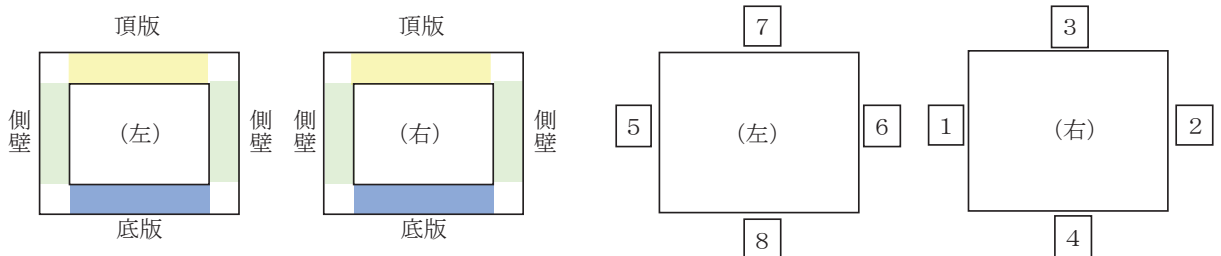
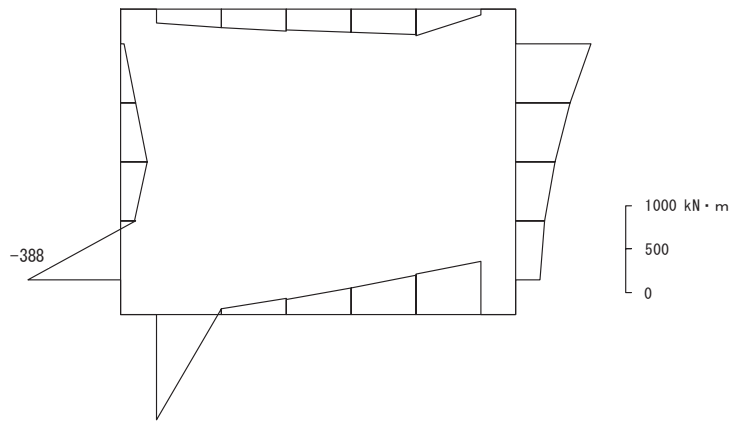
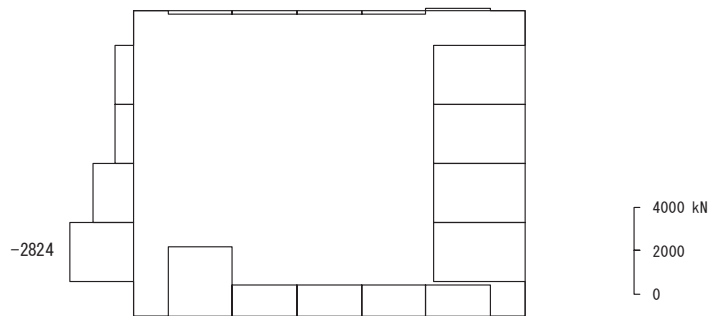


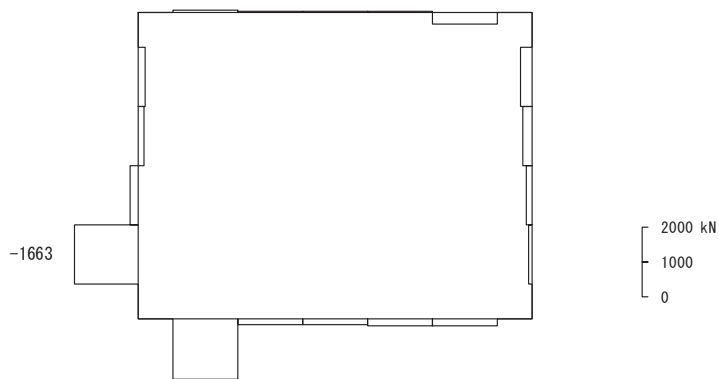
図 5-5 B-B 断面評価位置



数值：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)

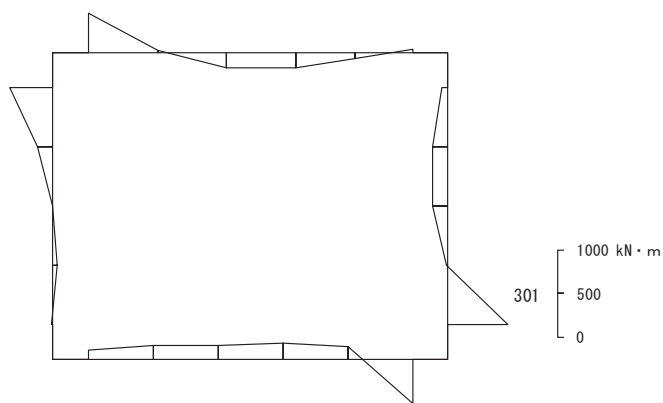


数值：評価位置における断面力
 (b) 軸力 (kN) (+：引張，-：圧縮)

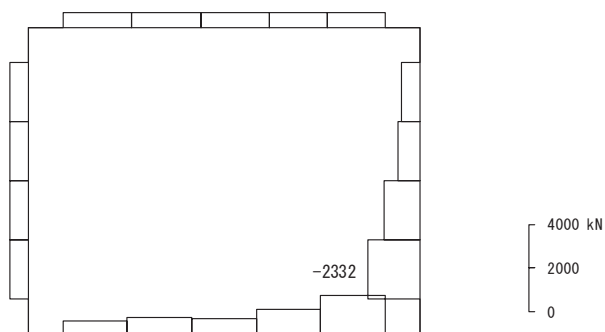


数值：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 5-6(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)



数値：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



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



数値：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 5-6(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)

5.1.4 最大せん断ひずみ分布

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースについて地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最大照査値を示すケースの一覧を表 5-11 に示す。

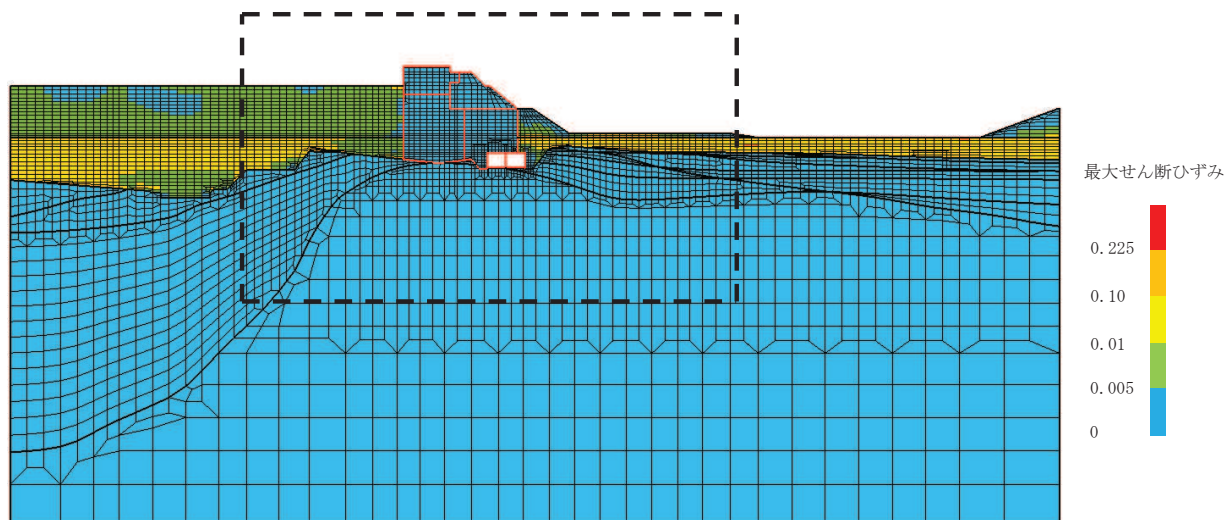
最大せん断ひずみ分布図を図 5-7 及び図 5-8 に示す。

表 5-11 最大照査値を示すケースの一覧

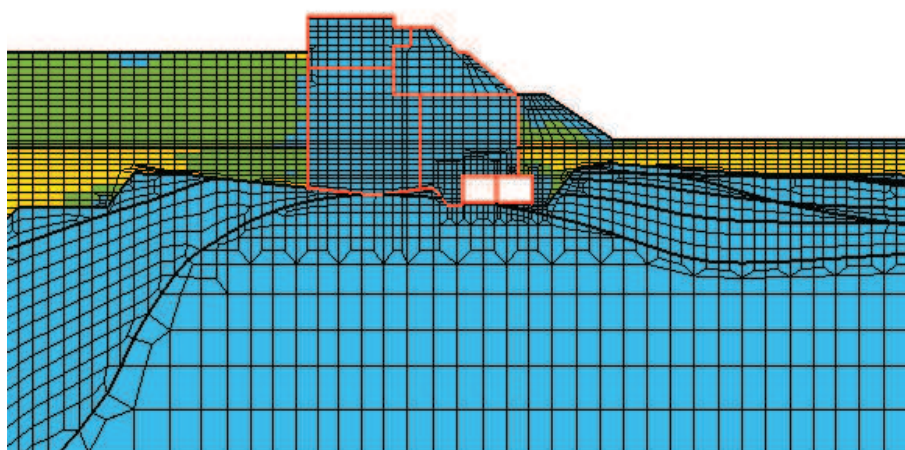
断面	評価項目	
	曲げ・軸力系	せん断
A-A 断面	解析ケース③ S s - N 1 (++)	解析ケース③ S s - N 1 (++)
B-B 断面	解析ケース③ S s - N 1 (++)	解析ケース④ S s - N 1 (++)

注：耐震評価における解析ケース一覧

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

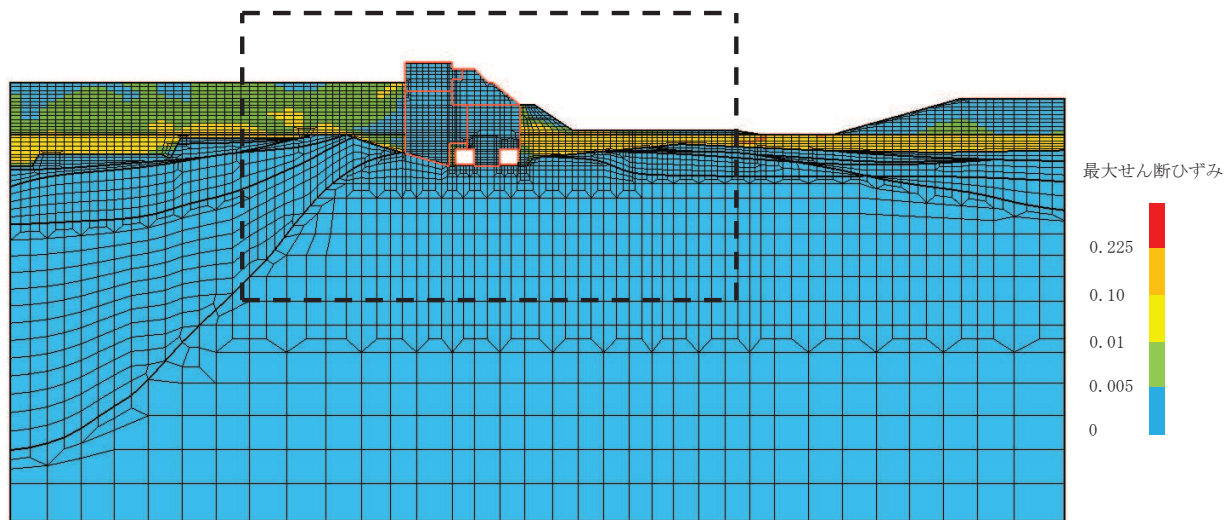


(a) 全体図

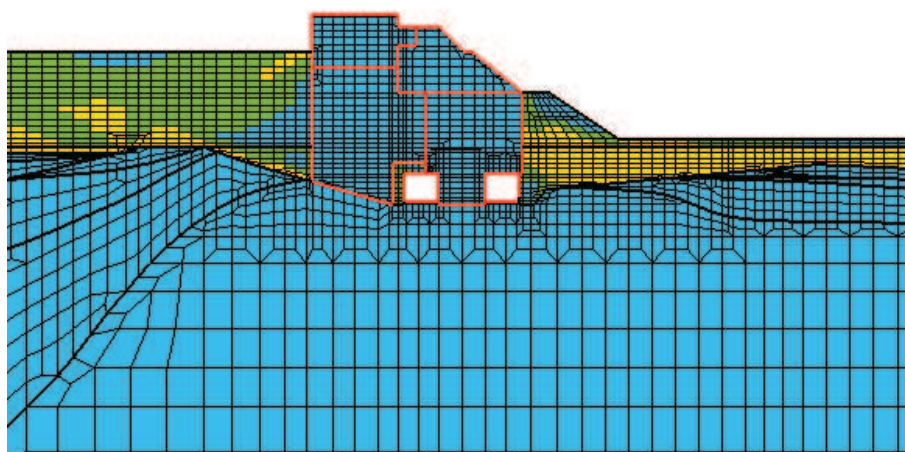


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-7 最大せん断ひずみ
 (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)

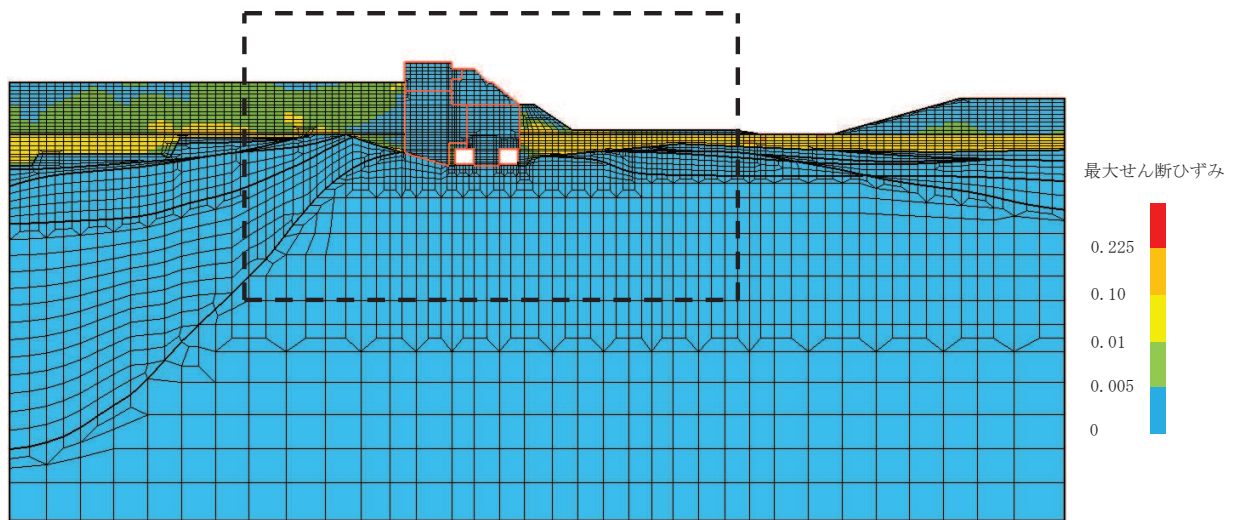


(a) 全体図

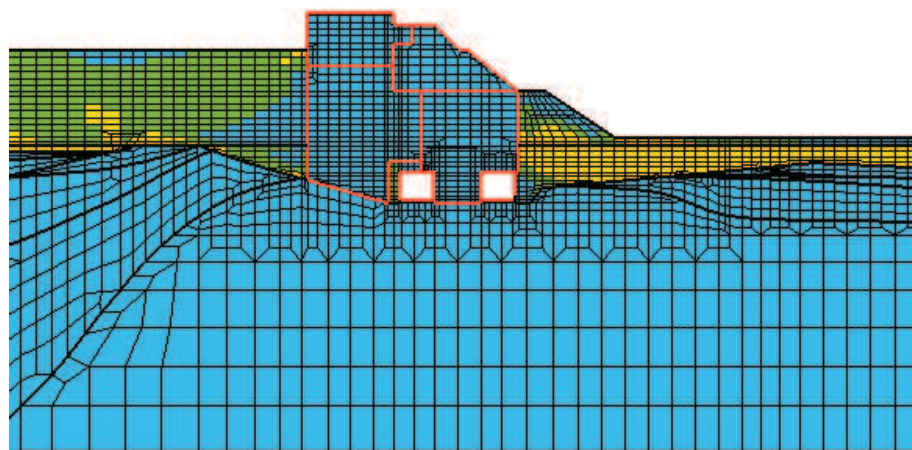


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-8(1) 最大せん断ひずみ
 (B-B 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)



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-8(2) 最大せん断ひずみ
(B-B 断面, S_s-N1 (++))

(解析ケース④ : 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース)

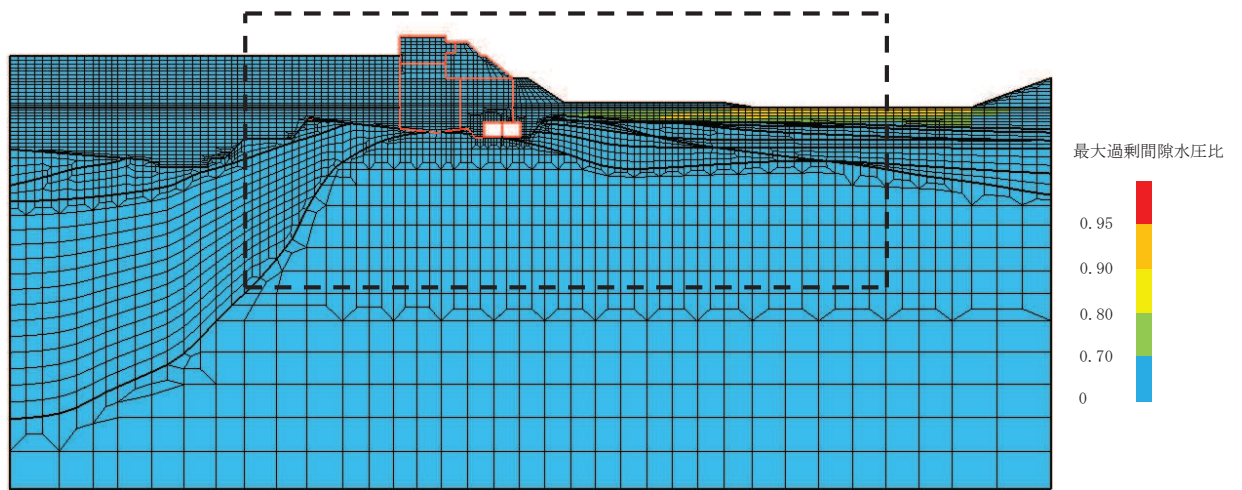
5.1.5 過剰間隙水圧比分布

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースについて、地盤に発生した過剰間隙水圧比分布を確認する。最大照査値を示すケースの一覧を表 5-12 に示す。

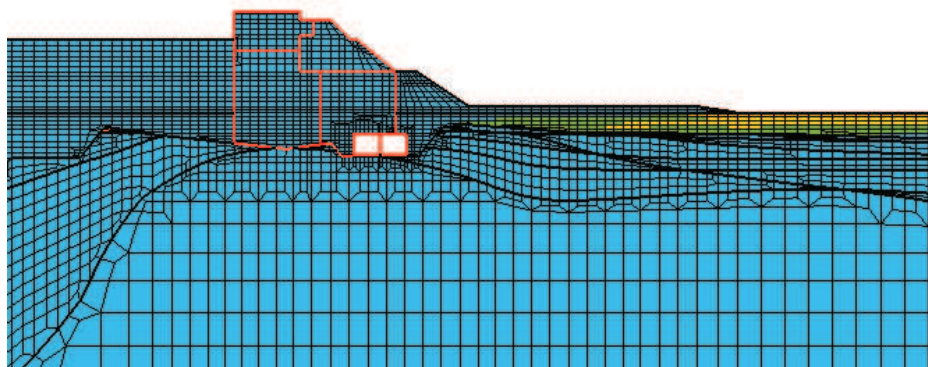
過剰間隙水圧比分布図を図 5-9 及び図 5-10 に示す。

表 5-12 最大照査値を示すケースの一覧

断面	評価項目	
	曲げ・軸力系	せん断
A-A 断面	解析ケース③ S s - N 1 (++)	解析ケース③ S s - N 1 (++)
B-B 断面	解析ケース③ S s - N 1 (++)	解析ケース④ S s - N 1 (++)

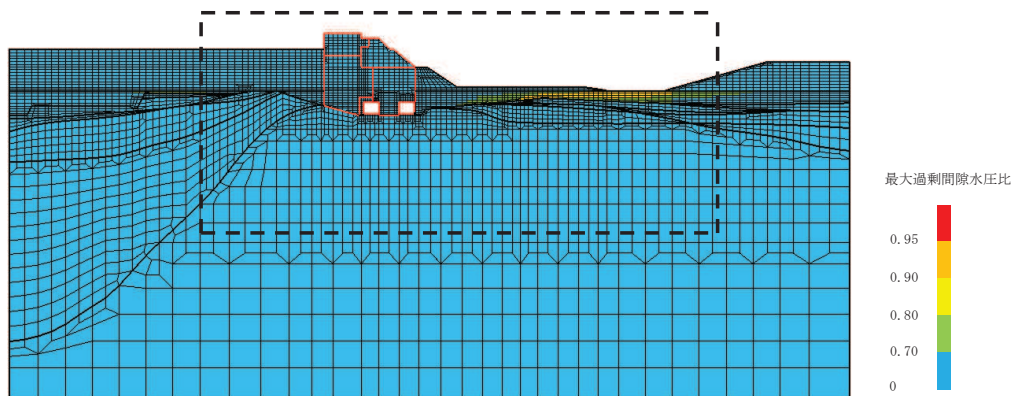


(a) 全体図

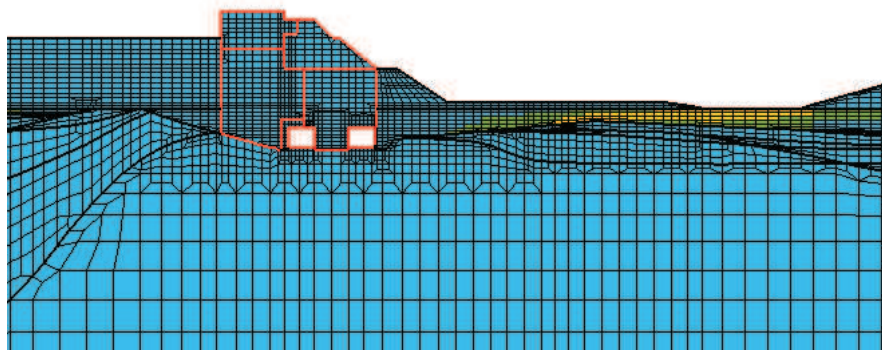


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-9 最大過剰間隙水圧比分布
 (A-A 断面, $S_s - N1$ (++))
 (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)



(a) 全体図

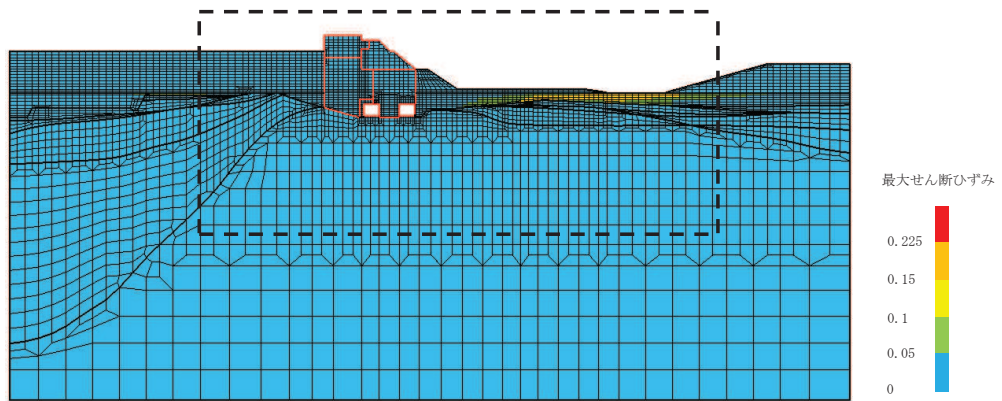


(b) 構造物周辺拡大図

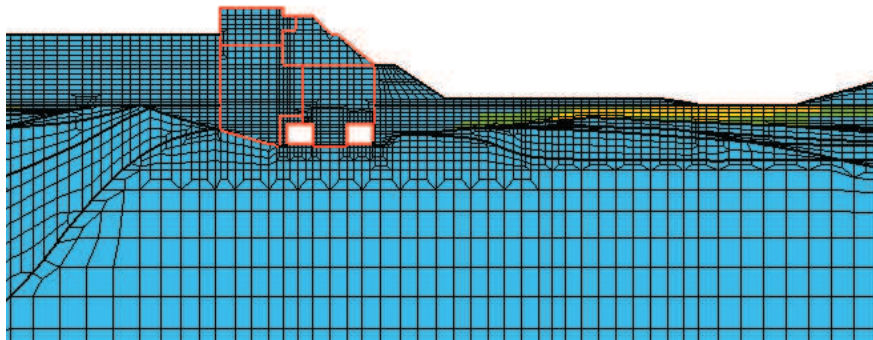
図 5-10(1) 最大過剰間隙水圧比分布

(B-B 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)



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-10(2) 最大過剰間隙水圧比分布

(B-B 断面, $S_s - N1$ (++))

(解析ケース④ : 材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース)

5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表5-13～表5-14に示す。

表5-13及び表5-14のとおり、全ケースにおいて照査用層間変形角は限界層間変形角（層間変形角1/100）を下回ることを確認した。

また、表5-15に示すとおり、CCb工法を適用する箇所（隔壁）の照査用曲げモーメントは、降伏曲げモーメントに至っておらず、CCb工法の適用範囲内であることを確認した。

表5-13 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（A-A断面）

解析ケース	地震動		照査用層間変形角*	限界層間変形角	照査値	
			R_d	R_u	R_d/R_u	
①	S _s -D1	++	5.07×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.06	
		-+	5.22×10^{-4}		0.06	
	S _s -D2	++	8.02×10^{-4}		0.09	
		-+	6.31×10^{-4}		0.07	
	S _s -D3	++	3.71×10^{-4}		0.04	
		-+	4.74×10^{-4}		0.05	
	S _s -F1	++	4.27×10^{-4}		0.05	
		-+	4.60×10^{-4}		0.05	
	S _s -F2	++	5.05×10^{-4}		0.06	
		-+	7.09×10^{-4}		0.08	
	S _s -F3	++	4.66×10^{-4}		0.05	
		-+	4.53×10^{-4}		0.05	
	S _s -N1	++	9.15×10^{-4}		0.10	
		-+	4.70×10^{-4}		0.05	
	②	S _s -N1	++		8.83×10^{-4}	0.09
	③	S _s -N1	++		1.27×10^{-3}	0.13
④	S _s -N1	++	8.76×10^{-4}	0.09		

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 5-14(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (B-B 断面, 左取水路)

解析ケース	地震動		照査用層間変形角*	限界層間変形角	照査値	
			R_d	R_u	R_d / R_u	
①	S _s -D 1	++	5.36×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.06	
		-+	6.51×10^{-4}		0.07	
	S _s -D 2	++	4.84×10^{-4}		0.05	
		-+	5.74×10^{-4}		0.06	
	S _s -D 3	++	3.87×10^{-4}		0.04	
		-+	5.33×10^{-4}		0.06	
	S _s -F 1	++	4.19×10^{-4}		0.05	
		-+	4.91×10^{-4}		0.05	
	S _s -F 2	++	4.79×10^{-4}		0.05	
		-+	5.93×10^{-4}		0.06	
	S _s -F 3	++	4.34×10^{-4}		0.05	
		-+	4.25×10^{-4}		0.05	
	S _s -N 1	++	6.71×10^{-4}		0.07	
		-+	6.29×10^{-4}		0.07	
	②	S _s -F 2	-+		5.85×10^{-4}	0.06
	②	S _s -N 1	++		6.10×10^{-4}	0.07
③	S _s -F 2	-+	4.92×10^{-4}	0.05		
③	S _s -N 1	++	5.55×10^{-4}	0.06		
④	S _s -F 2	-+	5.17×10^{-4}	0.06		
④	S _s -N 1	++	6.27×10^{-4}	0.07		

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 5-14(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果 (B-B 断面, 右取水路)

解析ケース	地震動		照査用層間変形角*	限界層間変形角	照査値	
			R_d	R_u	R_d / R_u	
①	S _s -D 1	++	4.60×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.05	
		-+	4.67×10^{-4}		0.05	
	S _s -D 2	++	5.59×10^{-4}		0.06	
		-+	4.59×10^{-4}		0.05	
	S _s -D 3	++	3.52×10^{-4}		0.04	
		-+	4.12×10^{-4}		0.05	
	S _s -F 1	++	3.55×10^{-4}		0.04	
		-+	4.09×10^{-4}		0.05	
	S _s -F 2	++	4.46×10^{-4}		0.05	
		-+	7.60×10^{-4}		0.08	
	S _s -F 3	++	3.39×10^{-4}		0.04	
		-+	3.92×10^{-4}		0.04	
	S _s -N 1	++	7.78×10^{-4}		0.08	
		-+	4.34×10^{-4}		0.05	
	②	S _s -F 2	-+		7.70×10^{-4}	0.08
	②	S _s -N 1	++		7.40×10^{-4}	0.08
③	S _s -F 2	-+	7.51×10^{-4}	0.08		
③	S _s -N 1	++	9.32×10^{-4}	0.10		
④	S _s -F 2	-+	7.15×10^{-4}	0.08		
④	S _s -N 1	++	7.58×10^{-4}	0.08		

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 5-15(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果(A-A 断面, 側壁)
(CCb 工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価 位置*1, 2	照査用 曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My	
①	S s - D 1	++	2	681	1631	0.42	
		-+	2	676	1627	0.42	
	S s - D 2	++	2	821	1686	0.49	
		-+	2	729	1657	0.44	
	S s - D 3	++	2	620	1619	0.39	
		-+	2	664	1625	0.41	
	S s - F 1	++	2	625	1618	0.39	
		-+	2	635	1614	0.40	
	S s - F 2	++	2	681	1617	0.43	
		-+	2	739	1634	0.46	
	S s - F 3	++	2	669	1626	0.42	
		-+	2	677	1632	0.42	
	S s - N 1	++	2	792	1655	0.48	
		-+	2	613	1608	0.39	
	②	S s - N 1	++	2	777	1663	0.47
	③	S s - N 1	++	2	991	1717	0.58
	④	S s - N 1	++	2	754	1660	0.46

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：CCb 工法を適用した部位は図 4-4 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-15(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果(A-A 断面, 隔壁)
(CCb 工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価 位置*1, 2	照査用 曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My	
①	S s - D 1	++	3	346	1312	0.27	
		-+	3	302	1365	0.23	
	S s - D 2	++	3	672	2634	0.26	
		-+	3	329	1305	0.26	
	S s - D 3	++	3	287	1331	0.22	
		-+	3	502	2428	0.21	
	S s - F 1	++	3	463	2312	0.21	
		-+	3	504	2400	0.21	
	S s - F 2	++	3	305	1336	0.23	
		-+	3	602	2207	0.28	
	S s - F 3	++	3	493	2547	0.20	
		-+	3	295	1313	0.23	
	S s - N 1	++	3	748	2290	0.33	
		-+	3	426	1338	0.32	
	②	S s - N 1	++	3	719	2293	0.32
	③	S s - N 1	++	3	987	2496	0.40
	④	S s - N 1	++	3	775	2319	0.34

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：CCb 工法を適用した部位は図 4-4 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-15(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果(A-A 断面, 頂版)
(CCb 工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価 位置*1, 2	照査用 曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My	
①	S s - D 1	++	5	431	808	0.54	
		-+	5	431	811	0.54	
	S s - D 2	++	5	513	834	0.62	
		-+	5	468	833	0.57	
	S s - D 3	++	5	404	830	0.49	
		-+	5	422	827	0.52	
	S s - F 1	++	5	409	824	0.50	
		-+	5	406	808	0.51	
	S s - F 2	++	5	430	801	0.54	
		-+	5	456	825	0.56	
	S s - F 3	++	5	424	818	0.52	
		-+	5	428	840	0.51	
	S s - N 1	++	5	481	836	0.58	
		-+	5	402	806	0.50	
	②	S s - N 1	++	5	470	852	0.56
	③	S s - N 1	++	5	557	817	0.69
	④	S s - N 1	++	5	455	847	0.54

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：CCb 工法を適用した部位は図 4-4 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-15(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果(A-A 断面, 底版)
(CCb 工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価 位置*1, 2	照査用 曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My	
①	S s - D 1	++	7	381	922	0.42	
		-+	7	356	840	0.43	
	S s - D 2	++	7	461	877	0.53	
		-+	7	387	871	0.45	
	S s - D 3	++	7	336	871	0.39	
		-+	7	367	872	0.43	
	S s - F 1	++	7	343	867	0.40	
		-+	7	360	933	0.39	
	S s - F 2	++	7	386	876	0.45	
		-+	7	426	929	0.46	
	S s - F 3	++	7	368	920	0.40	
		-+	7	358	914	0.40	
	S s - N 1	++	7	469	899	0.53	
		-+	7	356	951	0.38	
	②	S s - N 1	++	7	456	947	0.49
	③	S s - N 1	++	7	577	910	0.64
	④	S s - N 1	++	7	462	918	0.51

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：CCb 工法を適用した部位は図 4-4 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-15(5) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果(B-B断面, 左取水路, 側壁)
(CCb工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価 位置*1, 2	照査用 曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My
①	S s - D 1	++	2	306	836	0.37
		-+	2	314	827	0.38
	S s - D 2	++	2	346	843	0.42
		-+	2	329	946	0.35
	S s - D 3	++	2	256	844	0.31
		-+	2	284	834	0.35
	S s - F 1	++	2	243	848	0.29
		-+	2	272	841	0.33
	S s - F 2	++	2	281	836	0.34
		-+	2	386	1009	0.39
	S s - F 3	++	2	262	843	0.32
		-+	2	258	842	0.31
	S s - N 1	++	2	389	801	0.49
		-+	2	303	831	0.37
②	S s - F 2	-+	2	382	835	0.46
	S s - N 1	++	2	363	817	0.45
③	S s - F 2	-+	2	358	993	0.37
	S s - N 1	++	2	377	850	0.45
④	S s - F 2	-+	2	383	946	0.41
	S s - N 1	++	2	389	810	0.49

注記*1: 評価位置は図 5-3 に示す。

*2: CCb工法を適用した部位は図 4-4 に示す。

*3: 照査用曲げモーメント=発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-15(6) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果(B-B断面, 左取水路, 頂版)
(CCb工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価 位置*1, 2	照査用 曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My
①	S s - D 1	++	3	289	834	0.35
		-+	3	309	848	0.37
	S s - D 2	++	3	284	827	0.35
		-+	3	298	814	0.37
	S s - D 3	++	3	292	847	0.35
		-+	3	291	823	0.36
	S s - F 1	++	3	288	834	0.35
		-+	3	295	846	0.35
	S s - F 2	++	3	283	834	0.34
		-+	3	278	807	0.35
	S s - F 3	++	3	305	819	0.38
		-+	3	293	831	0.36
	S s - N 1	++	3	311	859	0.37
		-+	3	296	816	0.37
②	S s - F 2	-+	3	447	1328	0.34
	S s - N 1	++	3	289	845	0.35
③	S s - F 2	-+	3	284	809	0.36
	S s - N 1	++	3	287	816	0.36
④	S s - F 2	-+	3	283	802	0.36
	S s - N 1	++	3	290	816	0.36

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：CCb工法を適用した部位は図 4-4 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-15(7) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果(B-B 断面, 左取水路, 底版)
(CCb 工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価 位置*1, 2	照査用 曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My
①	S s - D 1	++	4	319	830	0.39
		-+	4	346	817	0.43
	S s - D 2	++	4	319	840	0.38
		-+	4	334	828	0.41
	S s - D 3	++	4	287	842	0.35
		-+	4	317	836	0.38
	S s - F 1	++	4	293	845	0.35
		-+	4	310	838	0.37
	S s - F 2	++	4	302	841	0.36
		-+	4	319	837	0.39
	S s - F 3	++	4	302	836	0.37
		-+	4	295	845	0.35
	S s - N 1	++	4	348	808	0.44
		-+	4	342	822	0.42
②	S s - F 2	-+	4	301	836	0.37
	S s - N 1	++	4	332	840	0.40
③	S s - F 2	-+	4	299	830	0.37
	S s - N 1	++	4	295	827	0.36
④	S s - F 2	-+	4	294	830	0.36
	S s - N 1	++	4	334	819	0.41

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：CCb 工法を適用した部位は図 4-4 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-15(8) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果(B-B断面, 右取水路, 側壁)
(CCb工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価 位置*1, 2	照査用 曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My
①	S s - D 1	++	1	277	851	0.33
		-+	2	542	2110	0.26
	S s - D 2	++	1	208	747	0.28
		-+	1	259	832	0.32
	S s - D 3	++	2	496	2026	0.25
		-+	2	504	2017	0.25
	S s - F 1	++	1	217	863	0.26
		-+	2	514	2060	0.25
	S s - F 2	++	2	522	2070	0.26
		-+	2	669	2232	0.30
	S s - F 3	++	2	510	2086	0.25
		-+	1	255	875	0.30
S s - N 1	++	2	679	2270	0.30	
	-+	1	295	867	0.35	
②	S s - F 2	-+	2	657	2200	0.30
	S s - N 1	++	2	650	2211	0.30
③	S s - F 2	-+	2	698	2287	0.31
	S s - N 1	++	1	282	853	0.34
④	S s - F 2	-+	2	697	2250	0.31
	S s - N 1	++	2	716	2301	0.32

注記*1: 評価位置は図 5-3 に示す。

*2: CCb工法を適用した部位は図 4-4 に示す。

*3: 照査用曲げモーメント=発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-15(9) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果(B-B断面, 右取水路, 頂版)
(CCb工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価 位置*1, 2	照査用 曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My	
①	S s - D 1	++	3	251	671	0.38	
		-+	3	248	669	0.38	
	S s - D 2	++	3	264	682	0.39	
		-+	3	261	680	0.39	
	S s - D 3	++	3	237	701	0.34	
		-+	3	237	693	0.35	
	S s - F 1	++	3	229	699	0.33	
		-+	3	237	690	0.35	
	S s - F 2	++	3	239	673	0.36	
		-+	3	257	668	0.39	
	S s - F 3	++	3	250	689	0.37	
		-+	3	255	703	0.37	
	S s - N 1	++	3	253	656	0.39	
		-+	3	235	674	0.35	
	②	S s - F 2	-+	3	251	675	0.38
		S s - N 1	++	3	251	685	0.37
③	S s - F 2	-+	3	267	669	0.40	
	S s - N 1	++	3	276	640	0.44	
④	S s - F 2	-+	3	268	654	0.41	
	S s - N 1	++	3	264	624	0.43	

注記*1: 評価位置は図 5-3 に示す。

*2: CCb工法を適用した部位は図 4-4 に示す。

*3: 照査用曲げモーメント=発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-15(10) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果(B-B断面, 右取水路, 底版)
(CCb工法の適用範囲内の確認)

解析 ケース	地震動		評価 位置*1, 2	照査用 曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My
①	S s - D 1	++	4	422	1116	0.38
		-+	4	419	1089	0.39
	S s - D 2	++	4	464	1168	0.40
		-+	4	424	1110	0.39
	S s - D 3	++	4	372	1090	0.35
		-+	4	390	1076	0.37
	S s - F 1	++	4	369	1082	0.35
		-+	4	388	1094	0.36
	S s - F 2	++	4	414	1109	0.38
		-+	4	530	1246	0.43
	S s - F 3	++	4	362	1016	0.36
		-+	4	372	1075	0.35
	S s - N 1	++	4	493	1158	0.43
		-+	4	403	1089	0.38
②	S s - F 2	-+	4	525	1280	0.42
	S s - N 1	++	4	502	1281	0.40
③	S s - F 2	-+	4	554	1329	0.42
	S s - N 1	++	4	600	1261	0.48
④	S s - F 2	-+	4	521	1320	0.40
	S s - N 1	++	4	493	1216	0.41

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

*2：CCb工法を適用した部位は図 4-4 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認におけるせん断破壊に対する照査結果を表 5-16 及び表 5-17 に示す。

同表より、全ケースにおいてせん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 5-16(1) せん断破壊に対する評価結果 (A-A 断面)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力*2	せん断耐力	照査値
					V_d (kN)	$V_{y,d}$ (kN)	$V_d / V_{y,d}$
①	S s - D 1	++	頂版	4	1049	2121	0.50
			側壁	1	1068	2758	0.39
			隔壁	3	357	3250	0.11
			底版	7	1007	3522	0.29
		-+	頂版	4	1074	2139	0.51
			側壁	1	861	2701	0.32
			隔壁	3	512	3710	0.14
			底版	7	1018	3497	0.30
	S s - D 2	++	頂版	4	1209	2129	0.57
			側壁	1	1330	2745	0.49
			隔壁	3	640	3710	0.18
			底版	6	1364	3739	0.37
		-+	頂版	4	1070	2121	0.51
			側壁	1	1256	2810	0.45
			隔壁	3	328	3186	0.11
			底版	6	1176	3742	0.32
S s - D 3	++	頂版	4	931	2132	0.44	
		側壁	1	767	2706	0.29	
		隔壁	3	283	3295	0.09	
		底版	7	910	3502	0.26	
	-+	頂版	4	1020	2132	0.48	
		側壁	1	780	2678	0.30	
		隔壁	3	455	3710	0.13	
		底版	7	966	3509	0.28	

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

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

表 5-16(2) せん断破壊に対する評価結果 (A-A 断面)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力*2	せん断耐力	照査値
					V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	S _s -F 1	++	頂版	4	956	2124	0.46
			側壁	1	796	2719	0.30
			隔壁	3	255	3221	0.08
			底版	7	926	3503	0.27
		-+	頂版	4	978	2122	0.47
			側壁	1	751	2693	0.28
			隔壁	3	461	3710	0.13
			底版	7	935	3528	0.27
	S _s -F 2	++	頂版	4	1057	2118	0.50
			側壁	1	827	2699	0.31
			隔壁	3	464	3710	0.13
			底版	7	994	3517	0.29
		-+	頂版	4	1165	2132	0.55
			側壁	1	1023	2726	0.38
			隔壁	3	655	3710	0.18
			底版	2	1069	3533	0.31
S _s -F 3	++	頂版	4	1009	2125	0.48	
		側壁	1	815	2676	0.31	
		隔壁	3	238	3140	0.08	
		底版	7	964	3518	0.28	
	-+	頂版	5	965	2174	0.45	
		側壁	1	996	2724	0.37	
		隔壁	3	269	3069	0.09	
		底版	7	954	3522	0.28	

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

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

表 5-16(3) せん断破壊に対する評価結果 (A-A 断面)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	
					V_d (kN)		
①	S s - N 1	++	頂版	4	1275	2130	0.60
			側壁	1	1247	2717	0.46
			隔壁	3	770	3710	0.21
			底版	6	1362	3728	0.37
		-+	頂版	4	931	2120	0.44
			側壁	1	871	2797	0.32
			隔壁	3	437	3361	0.14
			底版	7	899	3532	0.26
②	S s - N 1	++	頂版	4	1256	2126	0.60
			側壁	1	1232	2741	0.45
			隔壁	3	742	3710	0.20
			底版	6	1343	3715	0.37
③	S s - N 1	++	頂版	4	1504	2130	0.71
			側壁	1	1248	2638	0.48
			隔壁	3	975	3710	0.27
			底版	7	1398	3525	0.40
	S s - D 2	++	頂版	4	1144	2112	0.55
				5	1247	2159	0.58
④	S s - N 1	++	頂版	4	1426	2129	0.67
			側壁	1	1407	2729	0.52
			隔壁	3	821	3710	0.23
			底版	6	1536	3746	0.42

注記*1：評価位置は図 5-3 に示す。

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

表 5-17(1) せん断破壊に対する評価結果 (B-B 断面, 右取水路)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力*2	せん断耐力	照査値
					V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	S s - D 1	++	頂版	3	341	2062	0.17
			側壁	1	1073	2735	0.40
			底版	4	1020	3655	0.28
		-+	頂版	3	332	2046	0.17
			側壁	1	1040	2732	0.39
			底版	4	988	3653	0.28
	S s - D 2	++	頂版	3	378	2075	0.19
			側壁	1	1145	2742	0.42
			底版	4	1141	3649	0.32
		-+	頂版	3	355	2074	0.18
			側壁	1	1082	2744	0.40
			底版	4	1023	3670	0.28
	S s - D 3	++	頂版	3	330	2085	0.16
			側壁	1	933	2760	0.34
			底版	4	924	3692	0.26
		-+	頂版	3	352	2072	0.17
			側壁	1	958	2723	0.36
			底版	4	945	3662	0.26

注記*1: 評価位置は図 5-5 に示す。

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

表 5-17(2) せん断破壊に対する評価結果 (B-B 断面, 右取水路)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	
①	S s - F 1	++	頂版	3	350	2075	0.17
			側壁	1	947	2739	0.35
			底版	4	911	3681	0.25
		-+	頂版	3	337	2056	0.17
			側壁	1	977	2748	0.36
			底版	4	953	3676	0.26
	S s - F 2	++	頂版	3	341	2065	0.17
			側壁	1	1027	2738	0.38
			底版	4	1027	3659	0.29
		-+	頂版	3	431	2078	0.21
			側壁	1	1481	2780	0.54
			底版	4	1495	3680	0.41
	S s - F 3	++	頂版	3	320	2058	0.16
			側壁	1	891	2723	0.33
			底版	4	835	3654	0.23
		-+	頂版	3	354	2080	0.18
			側壁	1	1003	2753	0.37
			底版	4	993	3696	0.27

注記*1: 評価位置は図 5-5 に示す。

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

表 5-17(3) せん断破壊に対する評価結果 (B-B 断面, 右取水路)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力	照査値
					せん断力*2	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
					V_d (kN)		
①	S s - N 1	++	頂版	3	391	2086	0.19
			側壁	1	1513	2811	0.54
			底版	4	1511	3704	0.41
		-+	頂版	3	320	2062	0.16
			側壁	1	946	2712	0.35
			底版	4	910	3634	0.26
②	S s - F 2	-+	頂版	3	445	2086	0.22
			側壁	1	1501	2795	0.54
			底版	4	1527	3698	0.42
	S s - N 1	++	頂版	3	411	2081	0.20
			側壁	1	1513	2823	0.54
			底版	4	1525	3712	0.42
③	S s - F 2	-+	頂版	3	439	2103	0.21
			側壁	1	1348	2766	0.49
			底版	4	1371	3686	0.38
	S s - N 1	++	頂版	3	392	2050	0.20
			側壁	1	1457	2730	0.54
			底版	4	1573	3687	0.43
④	S s - F 2	-+	頂版	3	458	2071	0.23
			側壁	1	1611	2811	0.58
			底版	4	1639	3700	0.45
	S s - N 1	++	頂版	3	379	2035	0.19
			側壁	1	1747	2832	0.62
			底版	4	1739	3716	0.47

注記*1: 評価位置は図 5-5 に示す。

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

表 5-17(4) せん断破壊に対する評価結果 (B-B 断面, 左取水路)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力*2	せん断耐力	照査値
					V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	S s - D 1	++	頂版	7	611	2205	0.28
			側壁	5	529	2573	0.21
			底版	9	732	3745	0.20
		-+	頂版	7	651	2219	0.30
			側壁	6	721	2744	0.27
			底版	8	700	3780	0.19
	S s - D 2	++	頂版	7	570	2204	0.26
			側壁	6	920	2821	0.33
			底版	8	981	3787	0.26
		-+	頂版	7	634	2241	0.29
			側壁	5	525	2555	0.21
			底版	8	778	3742	0.21
	S s - D 3	++	頂版	7	572	2289	0.25
			側壁	5	476	2608	0.19
			底版	8	412	3524	0.12
		-+	頂版	7	530	2233	0.24
			側壁	5	527	2583	0.21
			底版	8	268	2298	0.12

注記*1: 評価位置は図 5-5 に示す。

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

表 5-17(5) せん断破壊に対する評価結果 (B-B 断面, 左取水路)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用 せん断力*2	せん断耐力	照査値
					V_d (kN)	$V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	S s - F 1	++	頂版	7	553	2237	0.25
			側壁	5	488	2593	0.19
			底版	8	469	3649	0.13
		-+	頂版	7	569	2258	0.26
			側壁	5	527	2599	0.21
			底版	8	255	2298	0.12
	S s - F 2	++	頂版	7	566	2213	0.26
			側壁	5	539	2586	0.21
			底版	8	249	2298	0.11
		-+	頂版	7	666	2217	0.31
			側壁	6	822	2842	0.29
			底版	8	838	3787	0.23
	S s - F 3	++	頂版	7	579	2308	0.26
			側壁	5	452	2570	0.18
			底版	8	245	2298	0.11
		-+	頂版	7	561	2219	0.26
			側壁	6	705	2739	0.26
			底版	8	657	3759	0.18

注記*1: 評価位置は図 5-5 に示す。

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

表 5-17(6) せん断破壊に対する評価結果 (B-B 断面, 左取水路)

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN)		
①	S s - N 1	++	頂版	7	625	2256	0.28
			側壁	5	615	2554	0.25
			底版	8	308	2298	0.14
		-+	頂版	7	618	2206	0.29
			側壁	5	565	2573	0.22
			底版	8	653	3677	0.18
②	S s - F 2	-+	頂版	7	631	2217	0.29
			側壁	5	622	2647	0.24
			底版	8	751	3787	0.20
	S s - N 1	++	頂版	7	589	2267	0.26
			側壁	5	600	2579	0.24
			底版	8	293	2319	0.13
③	S s - F 2	-+	頂版	7	581	2218	0.27
			側壁	6	1010	2842	0.36
			底版	8	926	3787	0.25
	S s - N 1	++	頂版	7	551	2201	0.26
			側壁	6	947	2842	0.34
			底版	8	932	3787	0.25
④	S s - F 2	-+	頂版	7	662	2219	0.30
			側壁	6	977	2842	0.35
			底版	8	1036	3787	0.28
	S s - N 1	++	頂版	7	640	2239	0.29
			側壁	5	610	2555	0.24
			底版	8	733	3787	0.20

注記*1: 評価位置は図 5-5 に示す。

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

5.3 基礎地盤の支持性能に対する支持力評価

支持地盤（狐崎部層）の支持性能に対する照査結果を表 5-18 及び表 5-19 に示す。
また、最大接地圧分布図を図 5-11 及び図 5-12 に示す。

同表より、第 1 号機取水路の支持地盤（狐崎部層）に発生する接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 5-18 支持地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果（A-A 断面）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S _s -D 1	++	4.6	13.7	0.34
		-+	3.0	13.7	0.22
	S _s -D 2	++	4.2	13.7	0.31
		-+	6.3	13.7	0.46
	S _s -D 3	++	2.6	13.7	0.19
		-+	2.8	13.7	0.21
	S _s -F 1	++	2.7	13.7	0.20
		-+	2.8	13.7	0.21
	S _s -F 2	++	2.9	13.7	0.22
		-+	3.3	13.7	0.25
	S _s -F 3	++	4.1	13.7	0.30
		-+	6.0	13.7	0.44
	S _s -N 1	++	3.6	13.7	0.27
		-+	3.3	13.7	0.25
②	S _s -N 1	++	3.6	13.7	0.27
③			4.6	13.7	0.34
④			3.5	13.7	0.26

表 5-19(1) 支持地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果（B-B 断面，左取水路）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u	
①	S _s -D 1	++	2.6	13.7	0.19	
		-+	2.2	13.7	0.17	
	S _s -D 2	++	4.4	13.7	0.33	
		-+	3.0	13.7	0.22	
	S _s -D 3	++	2.7	13.7	0.20	
		-+	2.5	13.7	0.19	
	S _s -F 1	++	2.9	13.7	0.22	
		-+	1.9	13.7	0.14	
	S _s -F 2	++	3.5	13.7	0.26	
		-+	2.0	13.7	0.15	
	S _s -F 3	++	2.5	13.7	0.19	
		-+	2.9	13.7	0.22	
	S _s -N 1	++	2.4	13.7	0.18	
		-+	3.7	13.7	0.28	
	②	S _s -F 2	-+	1.9	13.7	0.14
	②	S _s -N 1	++	1.7	13.7	0.13
③	S _s -F 2	-+	4.3	13.7	0.32	
③	S _s -N 1	++	3.6	13.7	0.27	
④	S _s -F 2	-+	2.1	13.7	0.16	
④	S _s -N 1	++	2.2	13.7	0.17	

表 5-19(2) 支持地盤（狐崎部層）の支持性能に対する評価結果（B-B 断面，右取水路）

解析 ケース	地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
①	S _s -D 1	++	7.2	13.7	0.53
		-+	7.0	13.7	0.52
	S _s -D 2	++	8.0	13.7	0.59
		-+	7.4	13.7	0.55
	S _s -D 3	++	6.1	13.7	0.45
		-+	6.4	13.7	0.47
	S _s -F 1	++	6.1	13.7	0.45
		-+	6.5	13.7	0.48
	S _s -F 2	++	6.7	13.7	0.49
		-+	8.8	13.7	0.65
	S _s -F 3	++	6.5	13.7	0.48
		-+	6.5	13.7	0.48
	S _s -N 1	++	9.1	13.7	0.67
		-+	6.6	13.7	0.49
②	S _s -F 2	-+	8.6	13.7	0.63
②	S _s -N 1	++	8.6	13.7	0.63
③	S _s -F 2	-+	9.6	13.7	0.71
③	S _s -N 1	++	10.7	13.7	0.79
④	S _s -F 2	-+	8.9	13.7	0.65
④	S _s -N 1	++	9.5	13.7	0.70

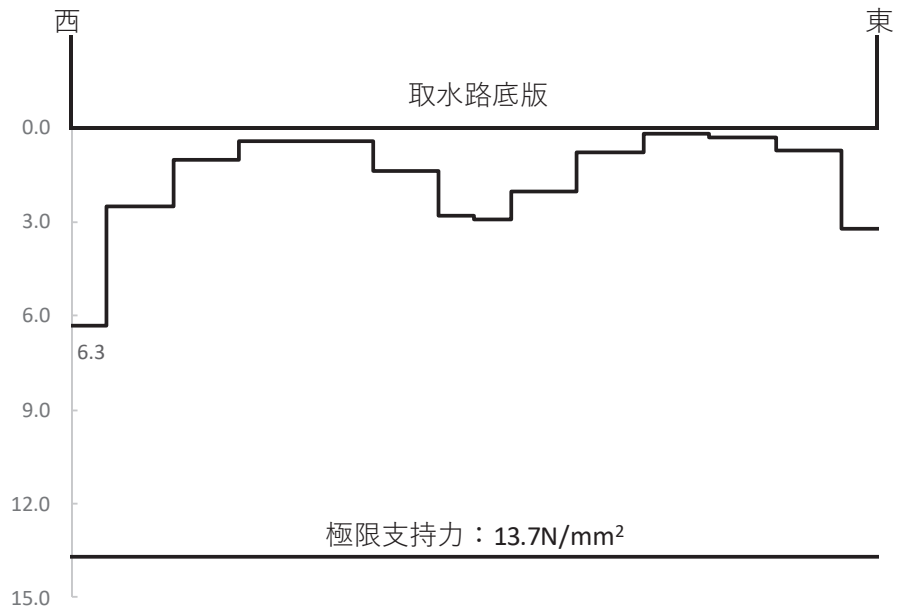


図 5-11 支持地盤の接地圧分布図 (S_s-D 2 (-+), A-A 断面)
(解析ケース①: 基本ケース)

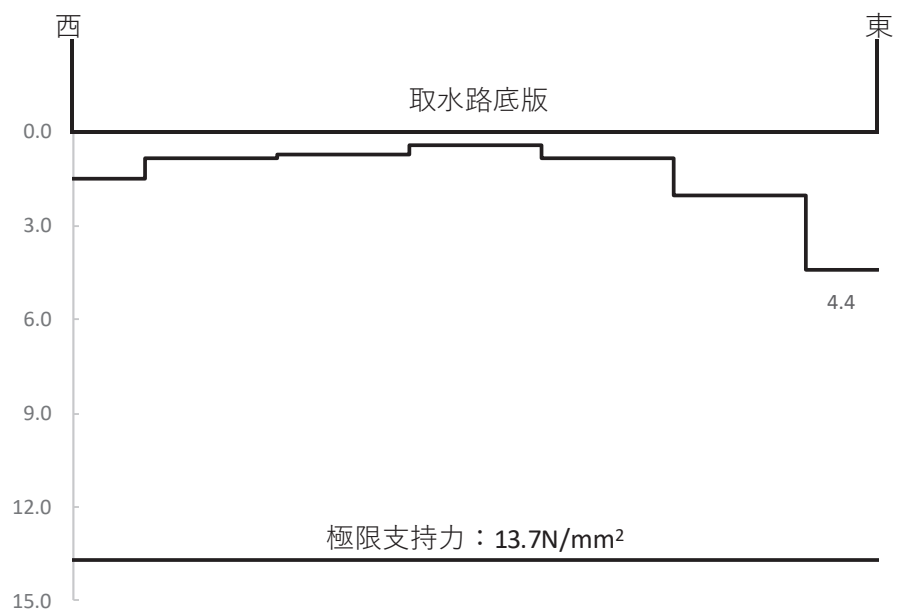


図 5-12(1) 支持地盤の接地圧分布図 (S_s-D 2 (++) , B-B 断面, 左取水路)
(解析ケース①: 基本ケース)

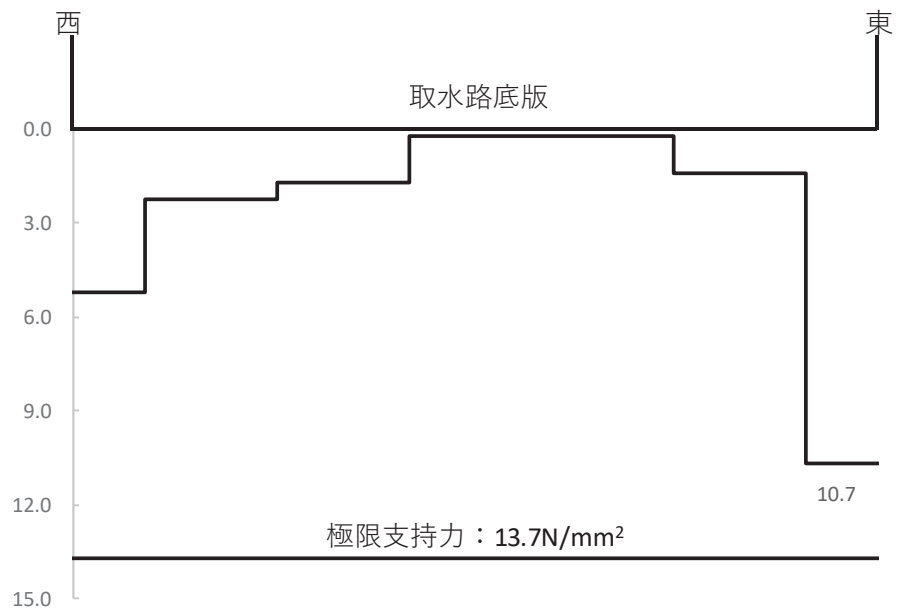


図 5-12(2) 支持地盤の接地圧分布図 (S_s-N1(++) , B-B断面, 右取水路)
 (解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース)

6. まとめ

第1号機取水路については、波及的影響の評価として、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析により、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耐震評価を実施した。

構造部材の健全性評価については、構造部材の層間変形角、曲げモーメント及び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）が極限支持力を下回ることを確認した。

以上から、第1号機取水路は、基準地震動 S_s による地震力に対して構造強度を有し、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-19-0600-34_改3

補足-600-34 第3号機取水路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. 評価方法	1
2. 評価条件	1
2.1 構造及び補強の概要	1
2.2 評価対象断面の方向	6
2.3 評価対象断面の選定	7
2.4 使用材料及び材料の物性値	9
2.5 地盤物性値	9
2.6 評価構造物諸元	15
2.7 地下水位	16
2.8 耐震評価フロー	17
2.9 適用規格	18
3. 地震応答解析	20
3.1 地震応答解析手法	20
3.2 地震応答解析モデルの設定	23
3.2.1 解析モデル領域	23
3.2.2 境界条件	25
3.2.3 構造物のモデル化	28
3.2.4 地盤及びMMRのモデル化	29
3.2.5 ジョイント要素の設定	29
3.2.6 材料特性の設定	32
3.3 減衰定数	34
3.4 荷重の組合せ	40
3.4.1 外水圧	41
3.4.2 内水圧	41
3.4.3 積載荷重	42
3.5 耐震評価における解析ケース	43
3.5.1 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース	43
3.5.2 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース	43
3.5.3 耐震評価における解析ケースの組合せ	46
4. 評価内容	50
4.1 入力地震動の設定	50
4.2 許容限界の設定	65
4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	65
4.2.2 せん断破壊に対する許容限界	67
4.2.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界	75
5. 評価結果	76
5.1 地震応答解析結果	76

5.1.1	解析ケースと照査値	76
5.1.2	層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	89
5.1.3	断面力分布（せん断破壊に対する照査）	91
5.1.4	最大せん断ひずみ分布	95
5.1.5	過剰間隙水圧比分布	100
5.2	構造部材の健全性に対する評価結果	103
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	103
5.2.2	せん断破壊に対する評価結果	108
5.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	115
5.3.1	基礎地盤（牧の浜部層）	115
5.3.2	MMR（既設）	118
6.	まとめ	126

1. 評価方法

第3号機取水路は、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が要求される。

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。

波及的影響の評価は、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耐震評価を実施し、第3号機取水路が基準地震動 S_s に対して十分な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、鉄筋コンクリート部材の層間変形角、曲げモーメント及びせん断力が許容限界を下回ることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力に基づく許容限界を下回ることを、マンメイドロック（以下「MMR」という。）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ることを、及びMMRの健全性を確認する。

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。

2. 評価条件

2.1 構造及び補強の概要

第3号機取水路の位置を図2-1に示す。

第3号機取水路は、鉄筋コンクリート造の地中構造物である。

第3号機取水路の平面図を図2-2に、断面図を図2-3に、概略配筋図を図2-4に示す。

第3号機取水路は、鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、二連ボックスカルバート構造（延長 27.41m、内空幅 内空高さ の標準部と、二連ボックスカルバート構造から四連ボックスカルバート構造（延長 32.42m、内空幅 、内空高さ ）に変化し、延長方向に拡幅する拡幅部により構成される線状構造物である。また、第3号機取水路は、標準部と漸拡部の上に構造目地が設置されており、MMR を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

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

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

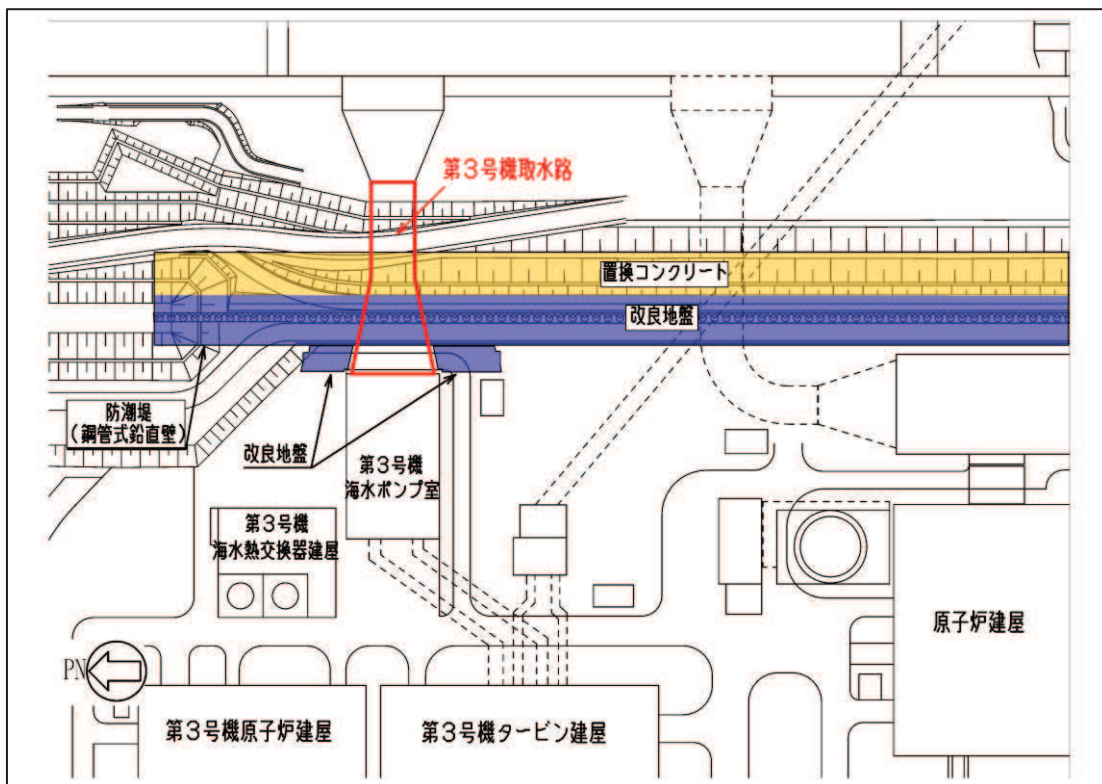


図 2-1 第 3 号機取水路の位置図

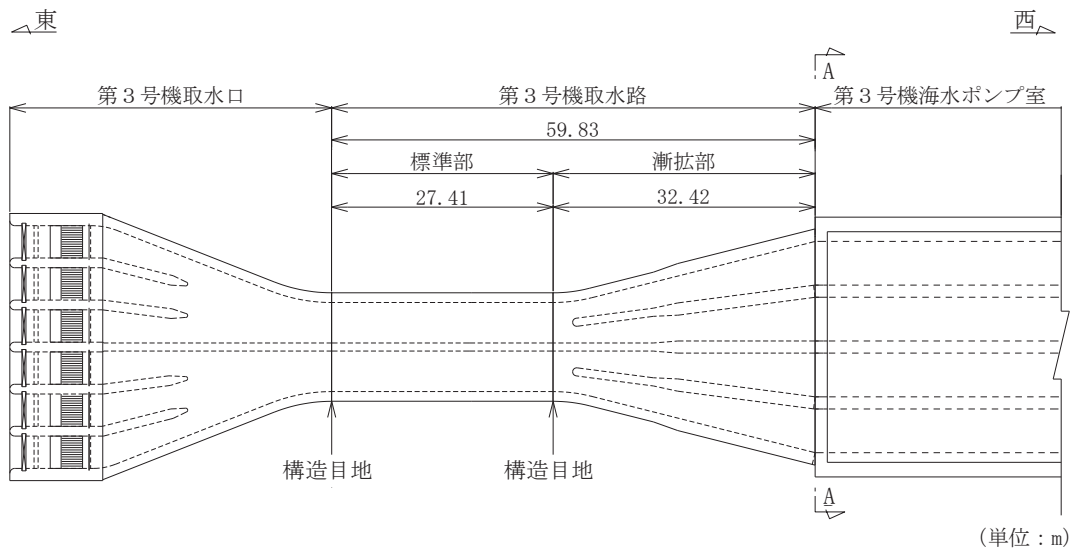


図 2-2 第 3 号機取水路平面図

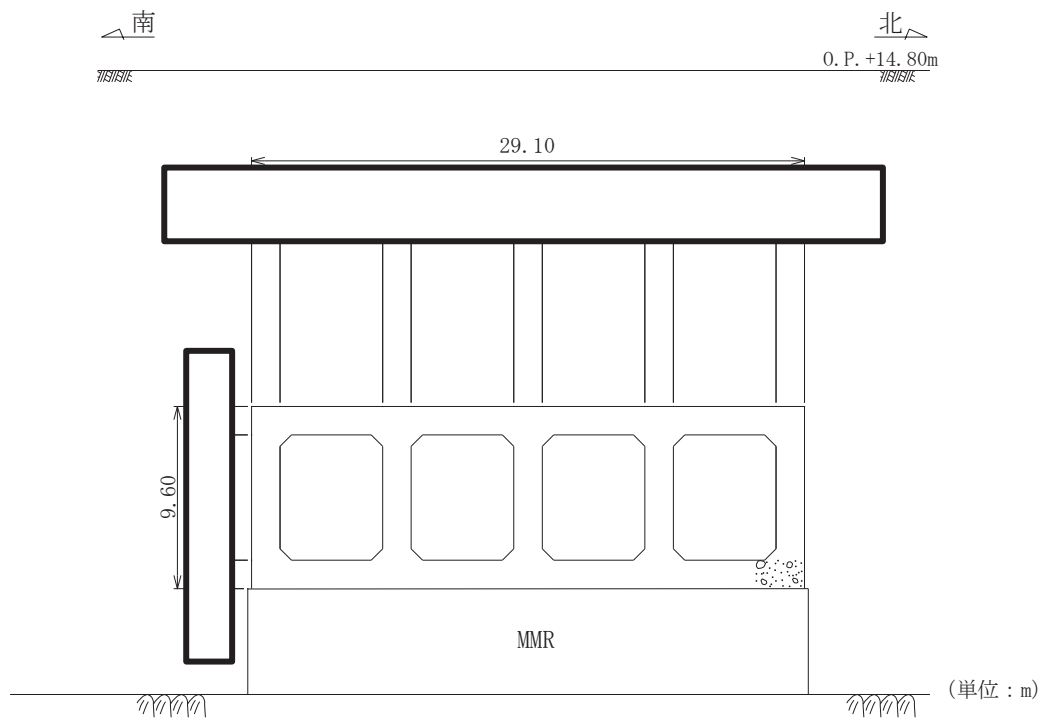
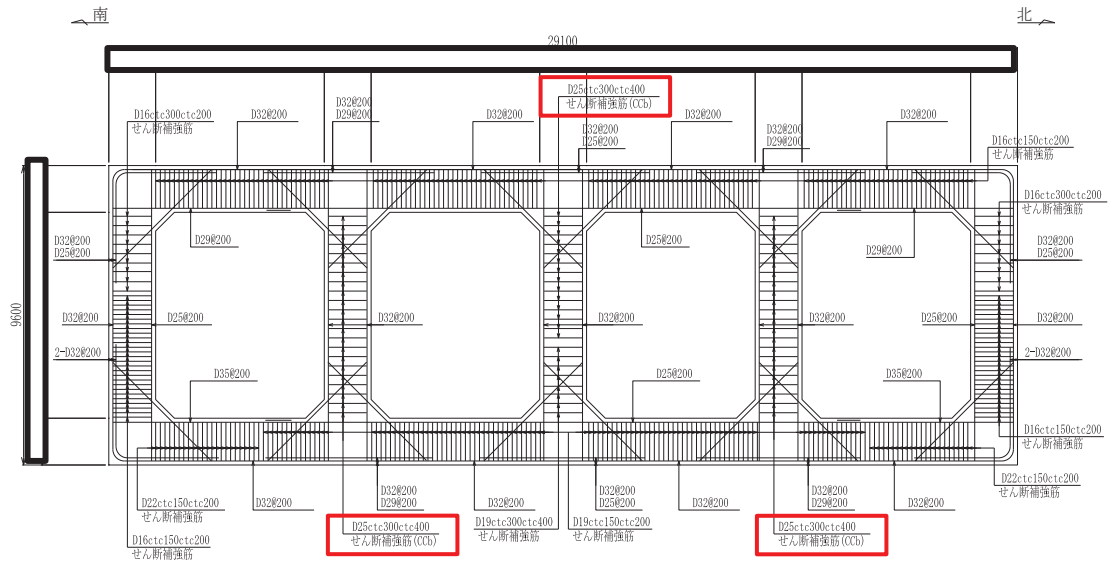


図 2-3 第 3 号機取水路断面図 (A-A 断面)

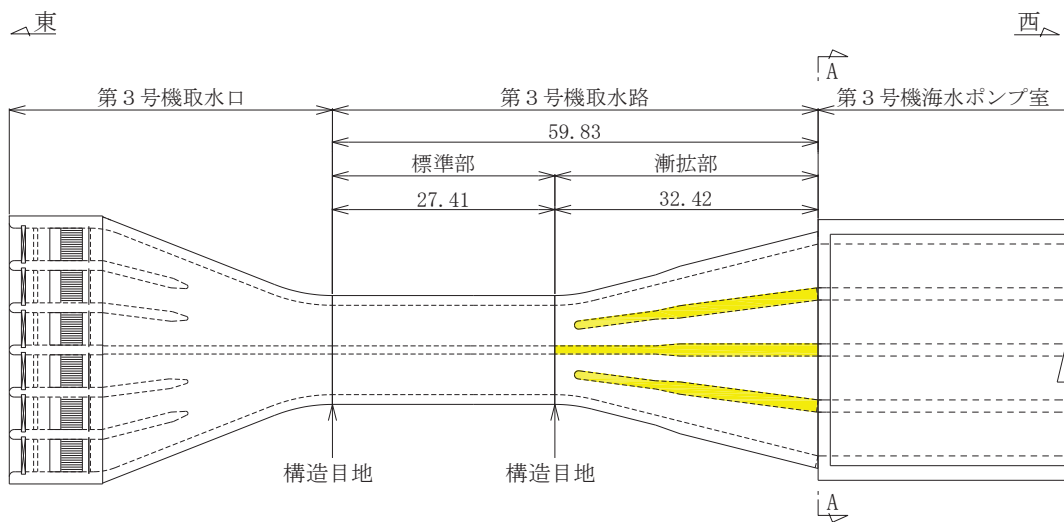
枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



□ : CCb 工法適用箇所

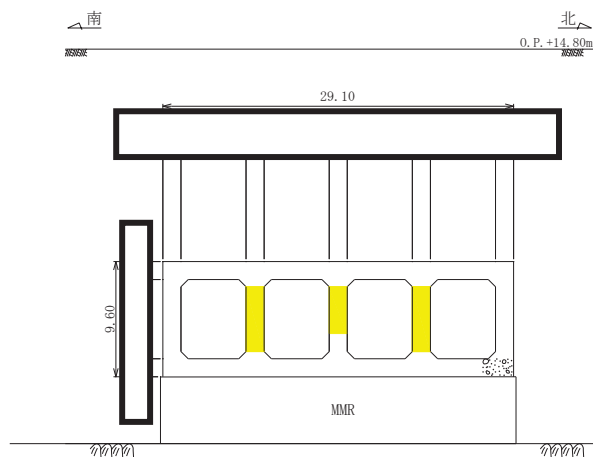
図 2-4 第 3 号機取水路概略配筋図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



■ : CCbによる耐震補強箇所

図 2-5(1) CCbによる耐震補強箇所 (平面図)



■ : CCbによる耐震補強箇所

図 2-5(2) CCbによる耐震補強箇所 (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。

2.2 評価対象断面の方向

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 2-1 に示す。第 3 号機取水路の東西方向は加振方向と平行に配置される側壁又は隔壁を耐震上見込むことができることから、強軸方向となる。一方、南北方向は、加振方向と平行に配置される構造部材がないことから、弱軸方向となる。

以上のことから、第 3 号機取水路の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸方向である南北方向を評価対象断面とする。

表 2-1 第 3 号機取水路の評価対象断面の方向の選定

	南北方向の加振	東西方向の加振
第 3 号機取水路	<p>加振方向に抵抗する部材が少ない => 弱軸方向</p>	<p>側壁・隔壁が加振方向に抵抗する => 強軸方向</p>
	<p>・南北方向は、加振方向に平行な壁部材がなく、弱軸方向にあたる。</p>	<p>・東西方向は、加振方向に平行な部材及び隔壁を耐震設計上見込むことができ、強軸方向にあたる。</p>
	<p>弱軸方向を評価対象断面とする。</p>	

2.3 評価対象断面の選定

上位クラス施設である防潮堤（鋼管式鉛直壁）は、第3号機取水路の標準部及び漸拡部を横断することから、標準部及び漸拡部のうち、耐震評価上最も厳しいと想定される断面を評価対象断面として選定する。

第3号機取水路の位置図を図2-6に示す。周辺状況として、標準部は、防潮堤の置換コンクリートを横断し、漸拡部は、置換コンクリート及び改良地盤を横断する。改良地盤は、置換コンクリートに比べ、剛性が低く、土圧低減効果が小さいことから、漸拡部から評価対象断面を選定する。

地下水位は全線において、漸拡部の底版位置からほぼ一様（第3号機取水路底版勾配と並行）とすることから、断面選定の観点には含めない。

漸拡部は、配筋が縦断方向（延長方向）に一様であるため、断面選定の観点には含めない。

構造的な特徴として、漸拡部は、延長方向に断面が拡張し、第3号機海水ポンプ室と接続する終点部で内空断面（内空幅 内空高さ ）が最大となるため、第3号機海水ポンプ室との接続部が、耐震評価上厳しい断面と想定される。

さらに、第3号機海水ポンプ室との接続付近は地盤改良範囲が限定的であり防潮堤直下に比べて土圧低減効果が小さいこと、また水路途中に構造目地がない一体構造であることから、保守的な評価として、第3号機海水ポンプ室との接続部となるA-A断面を評価対象断面として選定する。第3号機取水路の評価対象地質断面図を図2-7に示す。

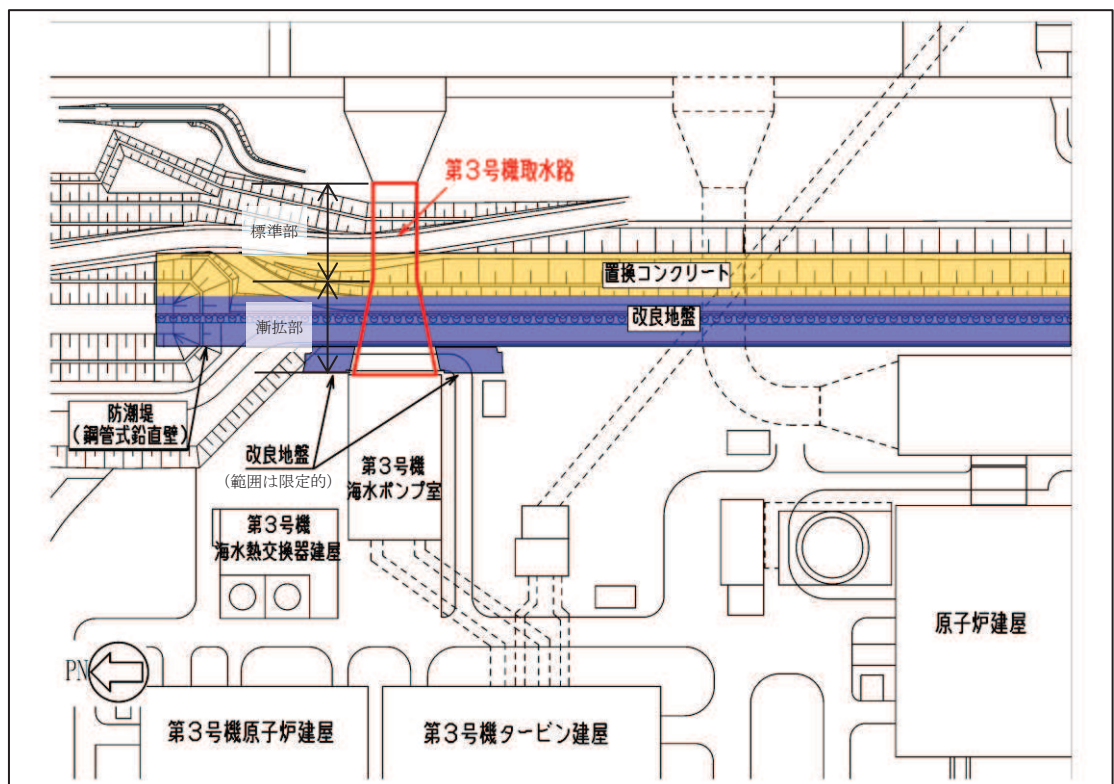


図2-6 第3号機取水路の位置図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

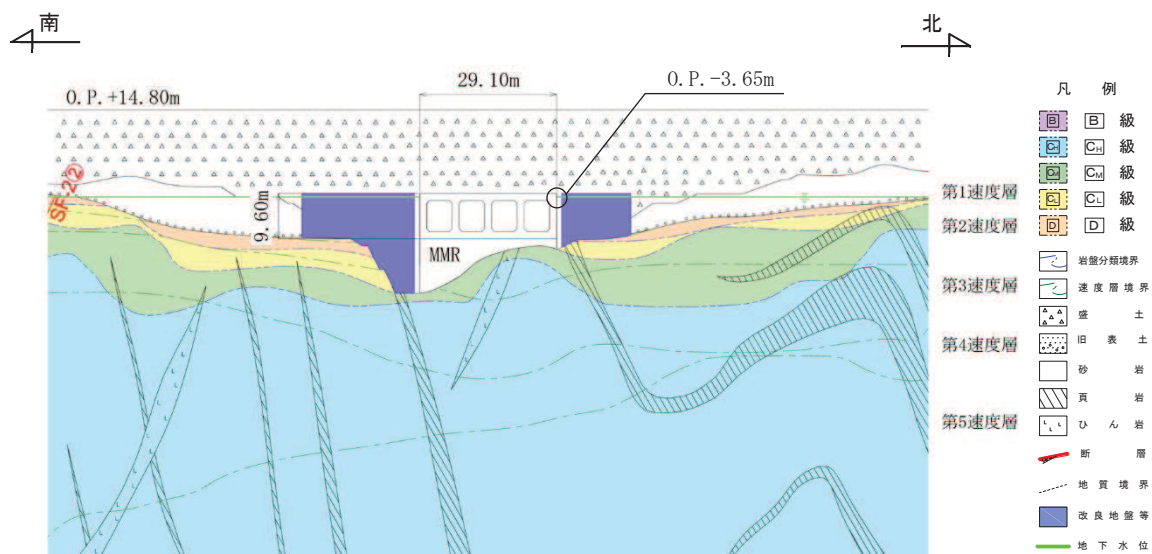


图 2—7 第 3 号機取水路 評価対象地質断面图 (A-A 断面)

2.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-2 に、材料物性値を表 2-3 に示す。

表 2-2 使用材料

材料	仕様
コンクリート	設計基準強度 23.5N/mm ²
鉄筋	SD345

表 2-3 材料の物性値

材料	項目	材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)	24.0	
コンクリート	ヤング係数 (N/mm ²)	設計基準強度	2.48×10 ⁴ 解析ケース*2 ①, ②, ③, ⑥, ⑦, ⑧
		実強度*1	3.16×10 ⁴ 解析ケース*2 ④, ⑨
	ポアソン比	0.2	

注記*1：既設構造物のコア採取による圧縮強度試験の結果を使用する。

*2：解析ケースについては、「3.5 耐震評価における解析ケース」に示す。

2.5 地盤物性値

地盤については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 2-4～表 2-9 に示す。

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。

表 2-4 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

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	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 2-5 参照	0.03	
[C _H] 級		26.2	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
[C _M] 級		25.5	0.78	50.0	$1.09 \sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
[C _L] 級		23.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
[D] 級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 2-5 地盤の解析用物性値(牧の浜部層)

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	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
D級	砂岩	第1速度層	表 2-4 参照	0.48
		第2速度層		0.45

表 2-6 地盤の解析用物性値(盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性	強度特性				変形特性				
	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	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
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	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
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	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

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

*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2-7 地盤の解析用物性値 (MMR)

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

*：内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

表2-8 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 液状化検討対象層)

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 h_{max}	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.00	0.00	
	内部摩擦角 ϕ (°)	38.7	33.9	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005
		w_1	1.0	14.0
		p_1	1.4	1.0
		p_2	1.5	0.6
		c_1	2.0	2.8

注記*：括弧内の数値は、地下水位以浅の値を表す。

表 2-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化検討対象層）

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 n	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)	1.67×10^6	
	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	第1 速度層	0.48	0.35	0.36
		第2 速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
減衰定数 の上限値 h_{max}		0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	24.0	22.1	44.3	

注記*：括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

2.6 評価構造物諸元

第3号機取水路の諸元を表2-10に、評価部位を図2-8に示す。

表2-10 評価部位とその仕様

部位	仕様		材料	
	部材幅 (mm)	部材高 (mm)	コンクリート 設計基準強度 f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋
頂版	1,000	1,500	23.5	SD345
側壁	1,000	1,500	23.5	SD345
隔壁	1,000	1,500	23.5	SD345
底版	1,000	1,500	23.5	SD345

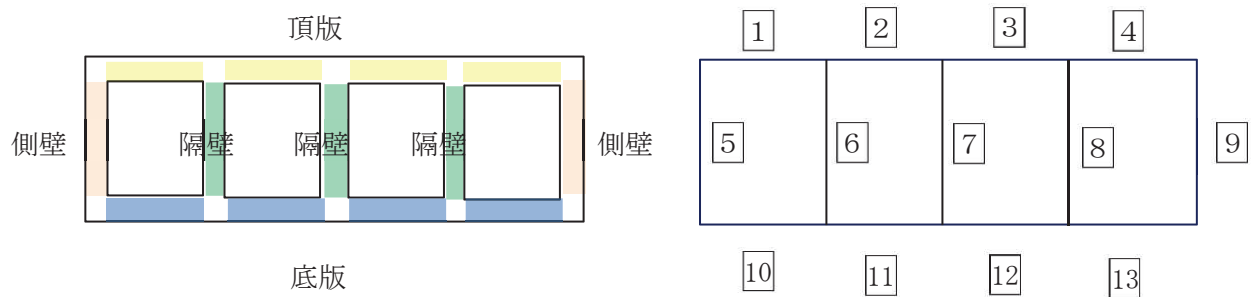


図2-8 評価部位

2.7 地下水位

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」に従い設定する。設計用地下水位の一覧を表 2-11 に、設計用地下水位を図 2-9 に示す。

表 2-11 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

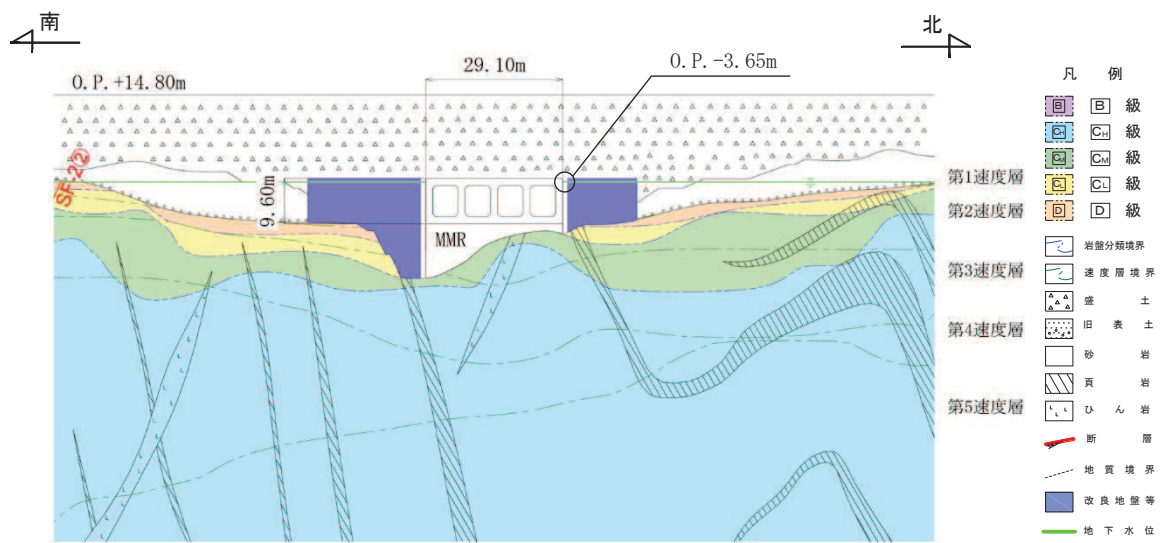


図 2-9 第 3 号機取水路の設計用地下水位

2.8 耐震評価フロー

第3号機取水路の耐震評価フローを図2-10に示す。

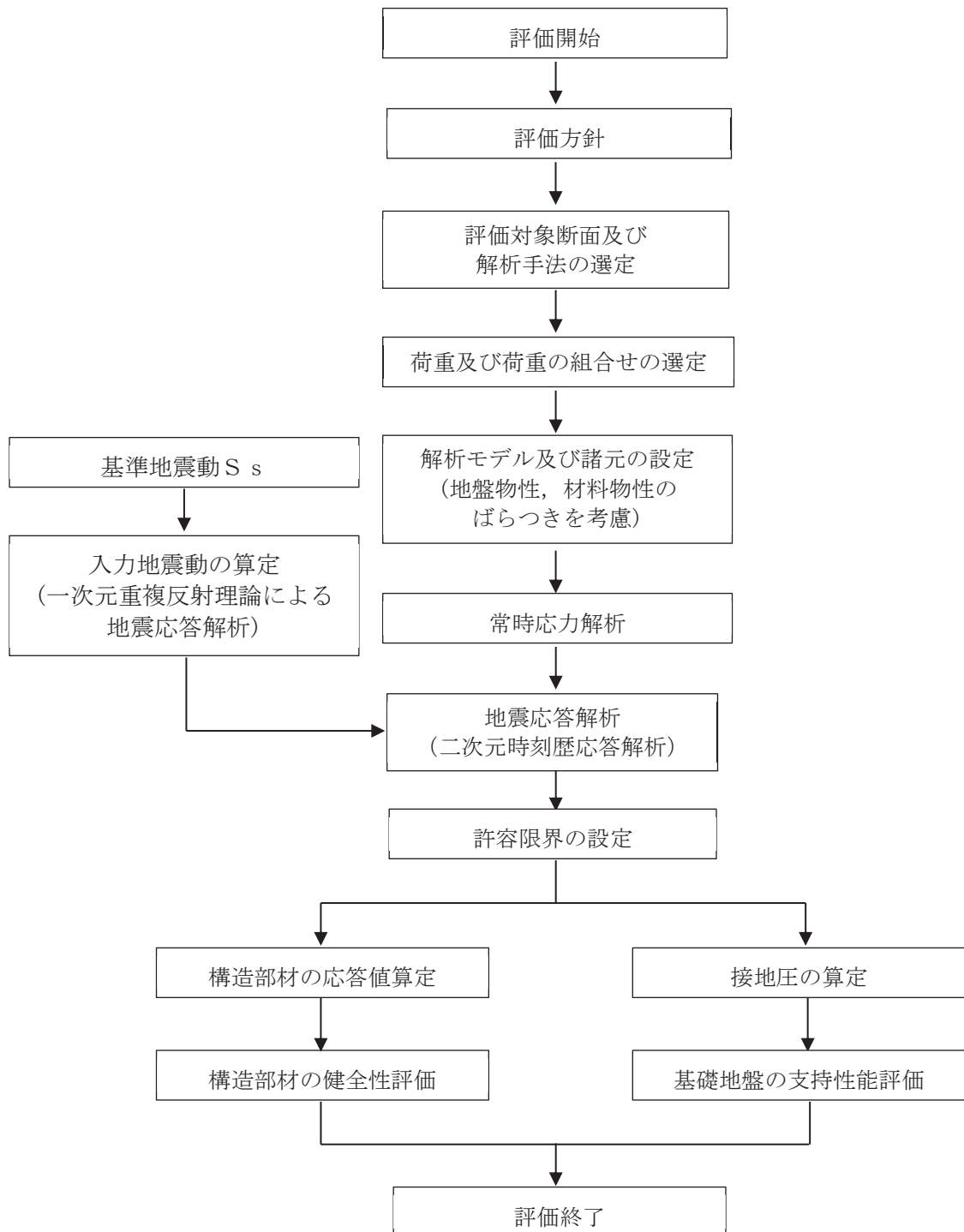


図2-10 第3号機取水路の耐震評価フロー

2.9 適用規格

第3号機取水路の耐震評価に当たっては、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会 2002年制定）（以下「コンクリート標準示方書」という。）、原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG 4601-1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）及び道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）（日本道路協会，平成14年3月）を適用するが、鉄筋コンクリート部材の曲げ及びせん断の許容限界の一部については、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）（以下「土木学会マニュアル」という。）を適用する。また、基礎地盤の支持性能の許容限界については、道路橋示方書・同解説（I共通編・IV下部構造編）（社団法人 日本道路協会，平成14年3月）を適用する。

表2-12に適用する規格，基準類を示す。

表 2-12 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考	確認項目
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会 2002年制定) 	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋コンクリートの材料諸元(γ, E, ν) 	—
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会 2002年制定) 	<ul style="list-style-type: none"> ・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討 	—
許容限界	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(2005年6月 土木学会 原子力土木委員会) 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ・軸力系の破壊に対する照査は, 限界層間変形角を設定した上で, 発生層間変形角が限界層間変形角を下回ることを確認* 	<ul style="list-style-type: none"> ・構造強度を有すること
	<ul style="list-style-type: none"> ・せん断破壊に対する照査は, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認* 	<ul style="list-style-type: none"> ・せん断破壊に対する照査は, 発生せん断力がせん断耐力を下回ることを確認* 	<ul style="list-style-type: none"> ・構造強度を有すること
	<ul style="list-style-type: none"> ・道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)(日本道路協会 平成 14 年 3 月) 	<ul style="list-style-type: none"> ・基礎地盤の支持性能に対する照査は, 基礎地盤に発生する応力が極限支持力を下回ることを確認* 	
地震応答解析	<ul style="list-style-type: none"> ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会) ・道路橋示方書・同解説・(V 耐震設計編)(日本道路協会 平成 14 年 3 月) 	<ul style="list-style-type: none"> ・有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析 	

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、補足-610-20「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「資料1 4.3 解析手法選定の方針」に基づき設定する。解析手法の選定フローを図3-1に示す。

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、図3-1のとおり、全応力解析及び有効応力解析により耐震評価を行う。

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

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

なお、有効応力解析では、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。

地震応答解析については、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等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。

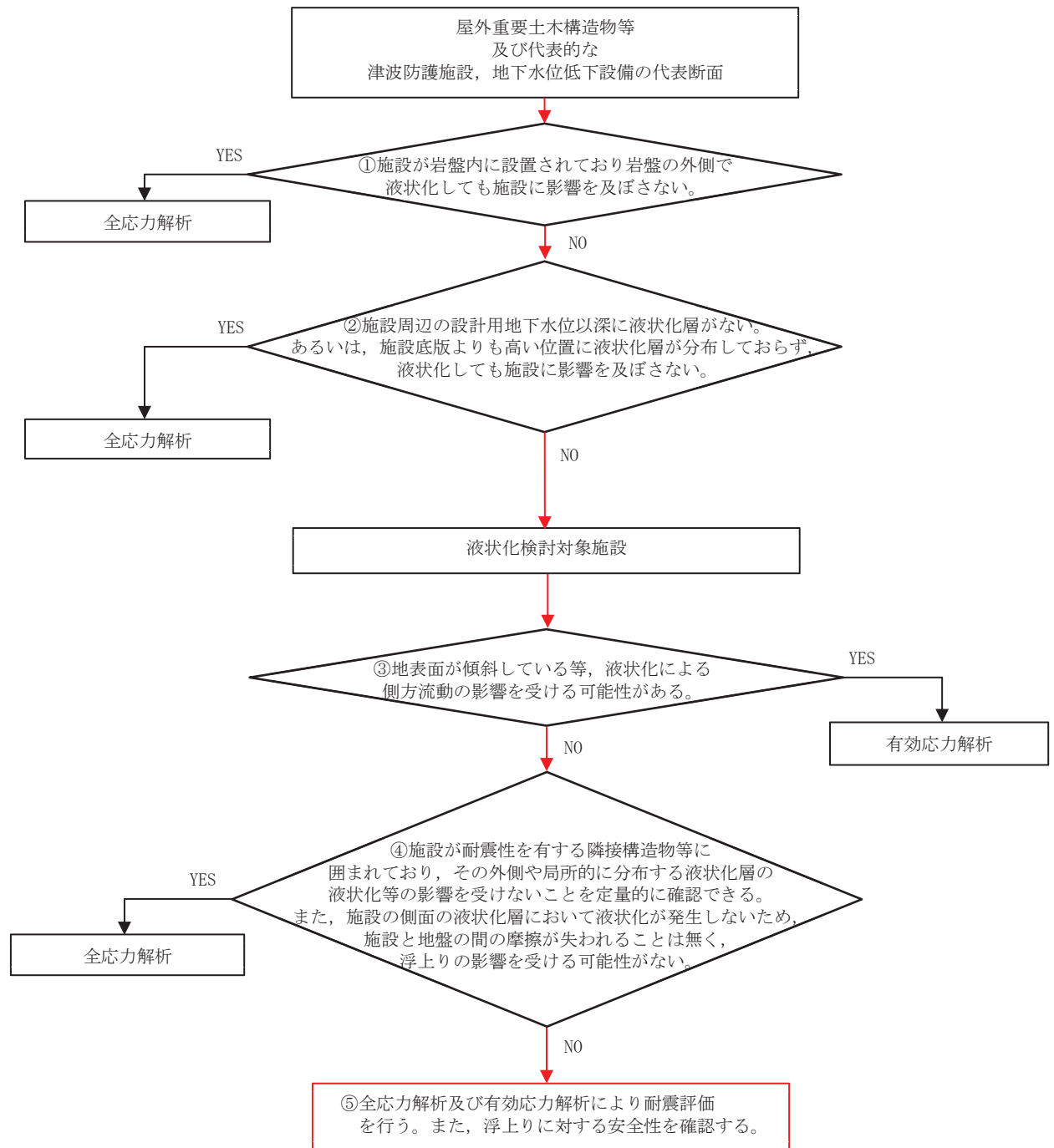


図 3-1 解析手法の選定フロー

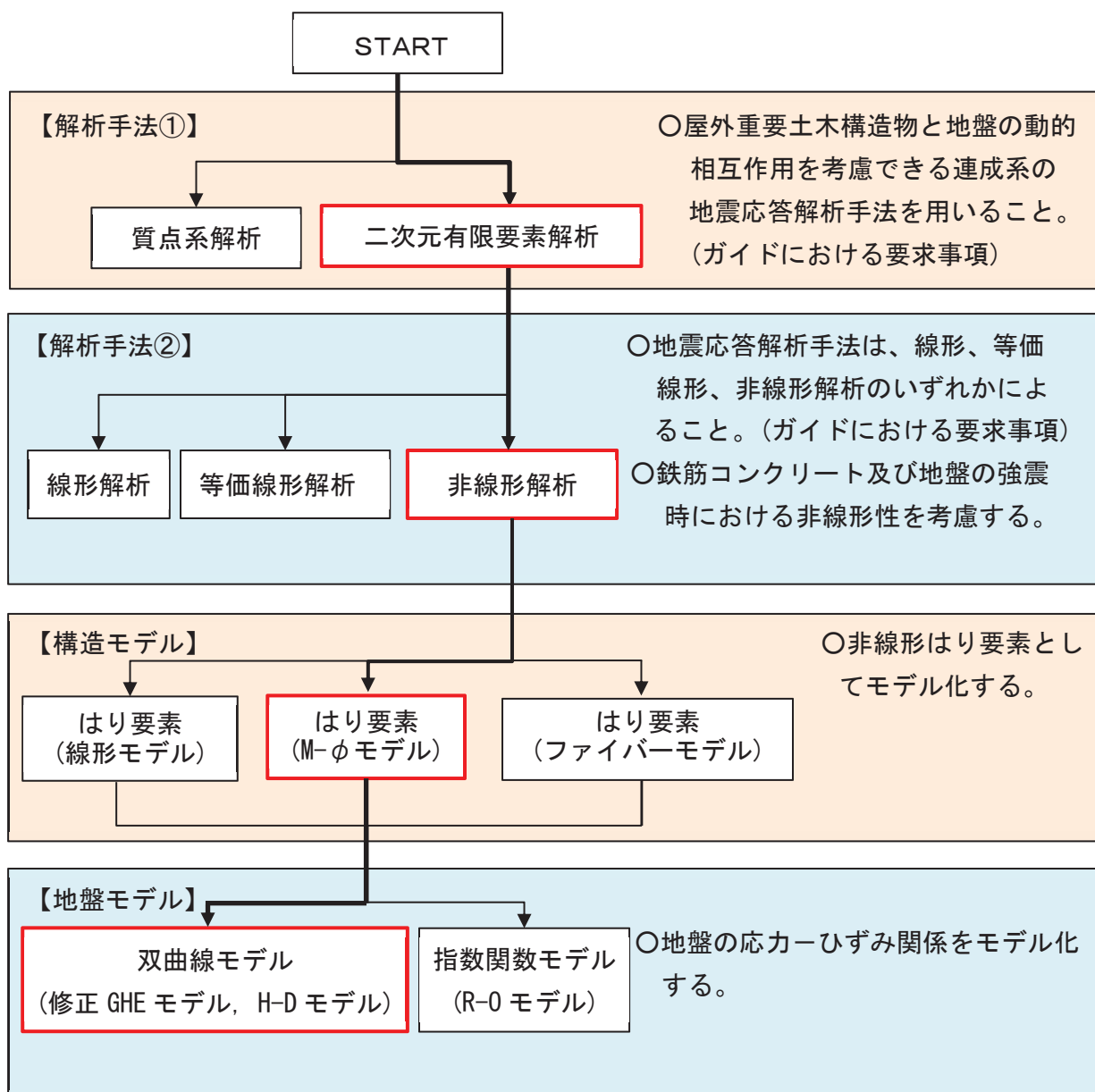


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

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

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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

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

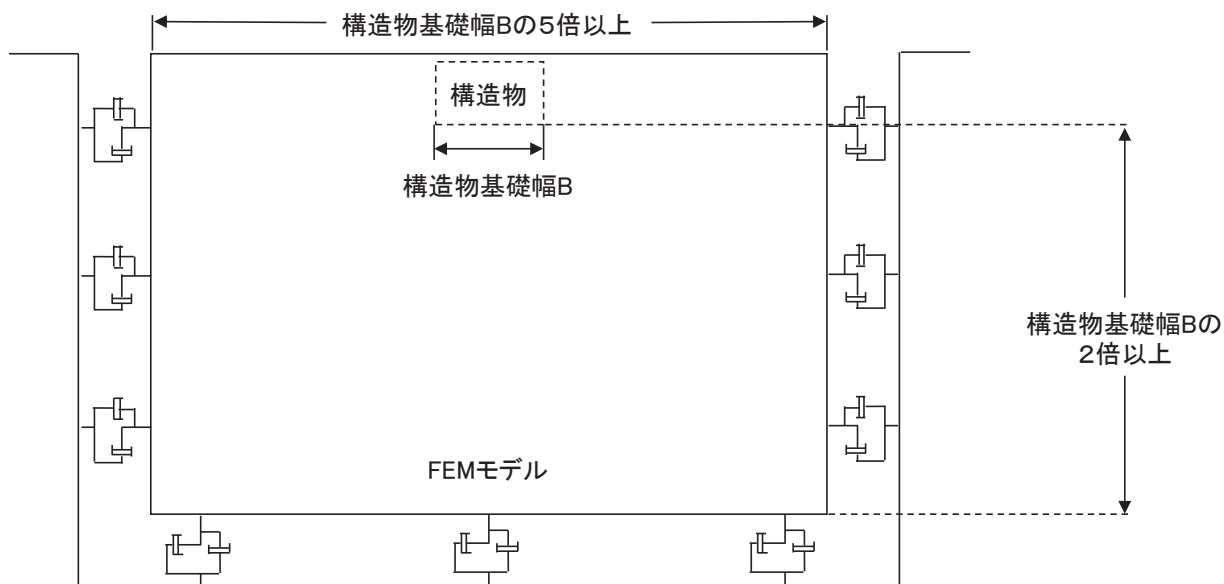


図 3-3 モデル化範囲の考え方

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

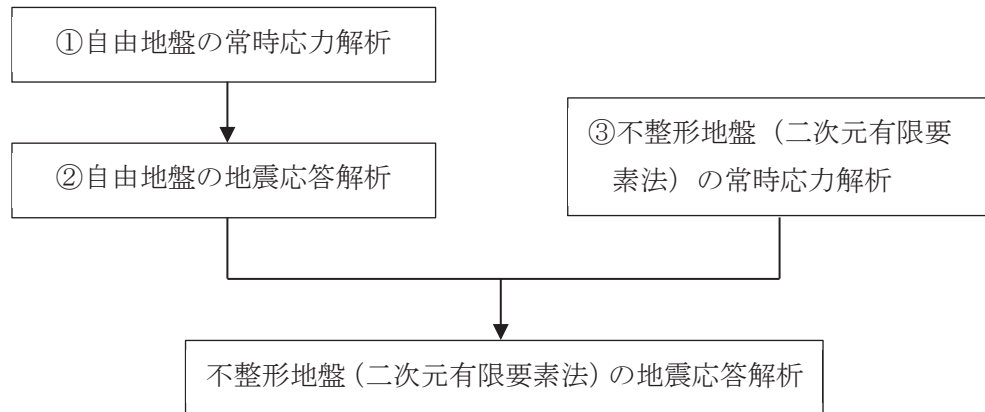


図3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析

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

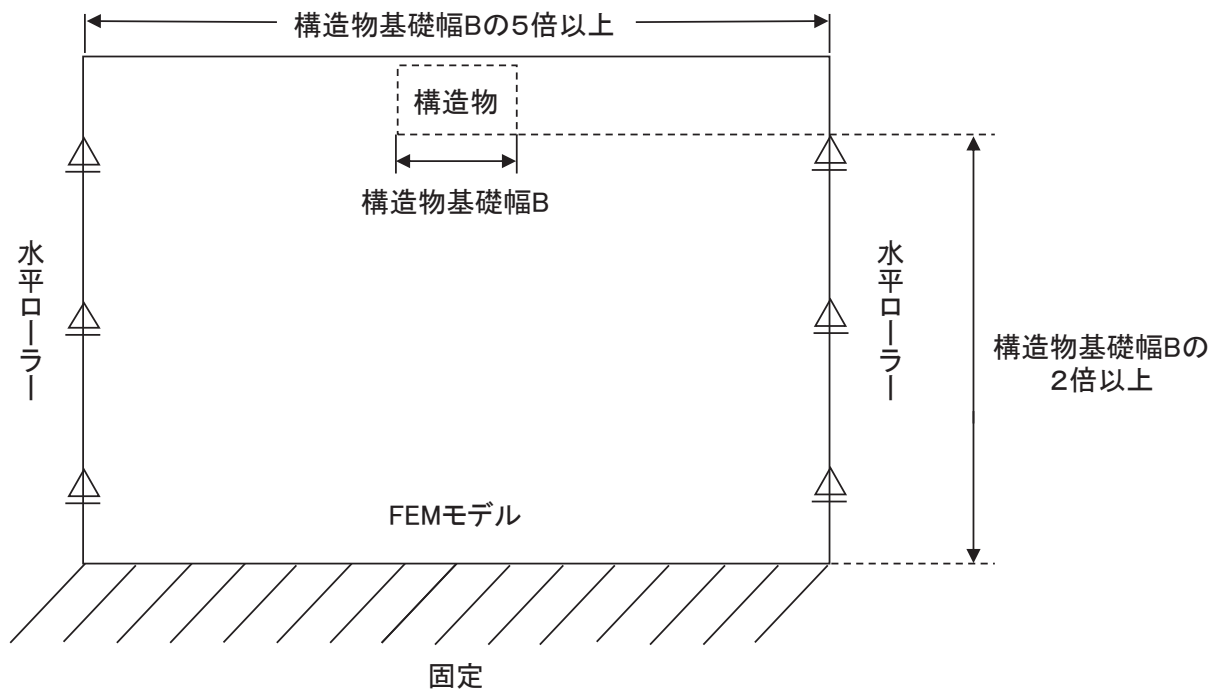


図3-5 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

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

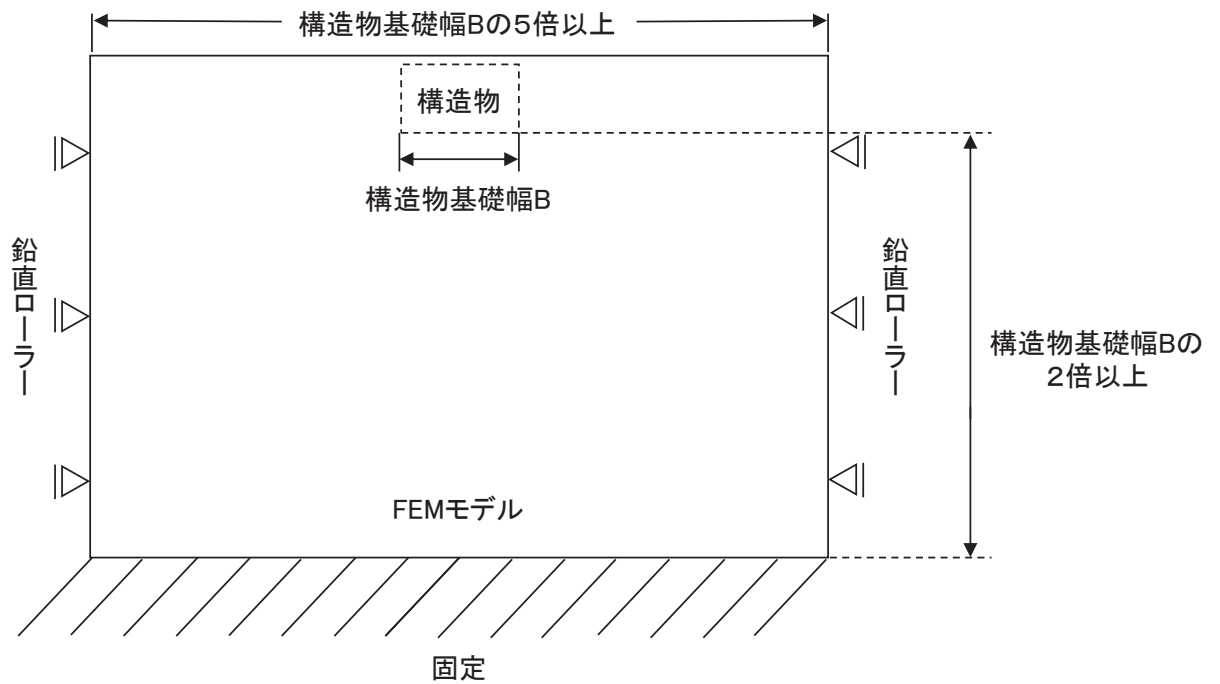
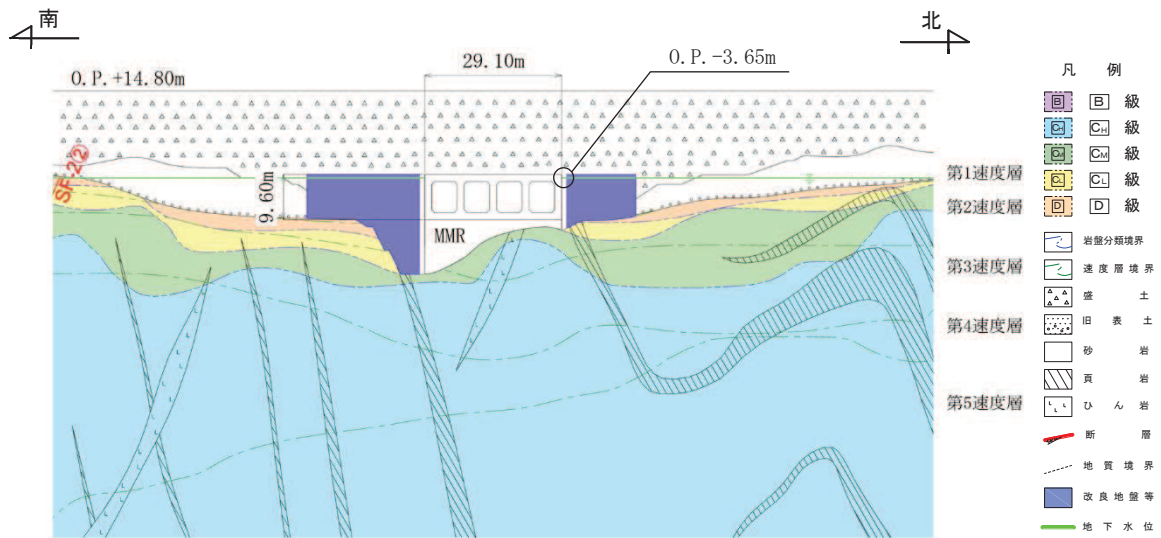


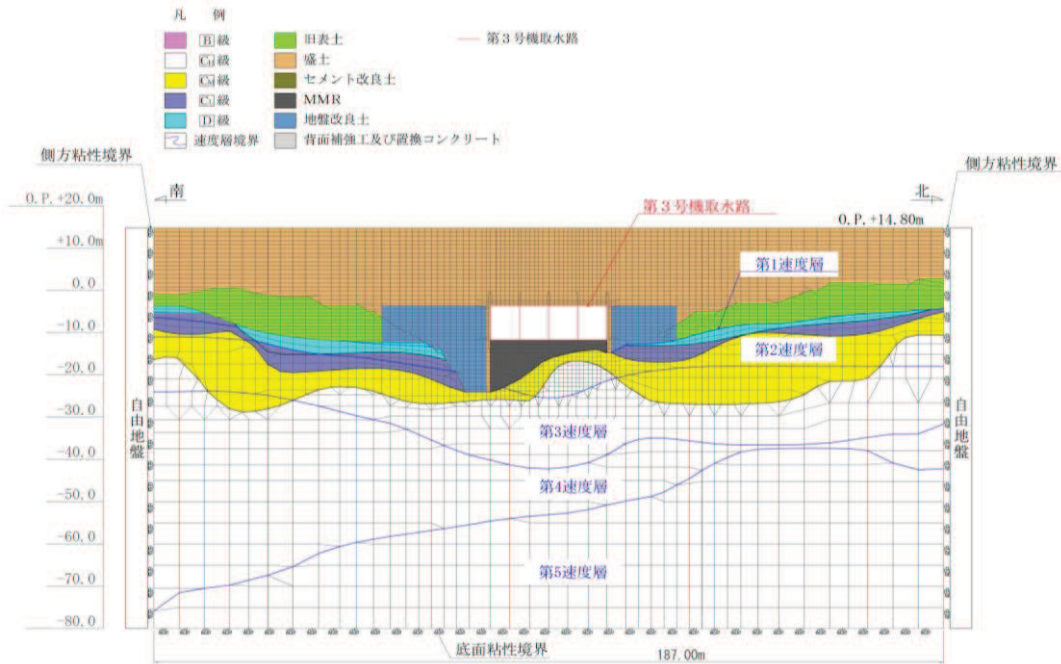
図3-6 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

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



(a) 評価対象地質断面図



(b) 地震応答解析モデル図

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

3.2.3 構造物のモデル化

第3号機取水路では，構造部材を非線形はり要素でモデル化する。鉄筋コンクリート部材のはり要素の交点には，コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。

第3号機取水路の解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図3-8に示す。

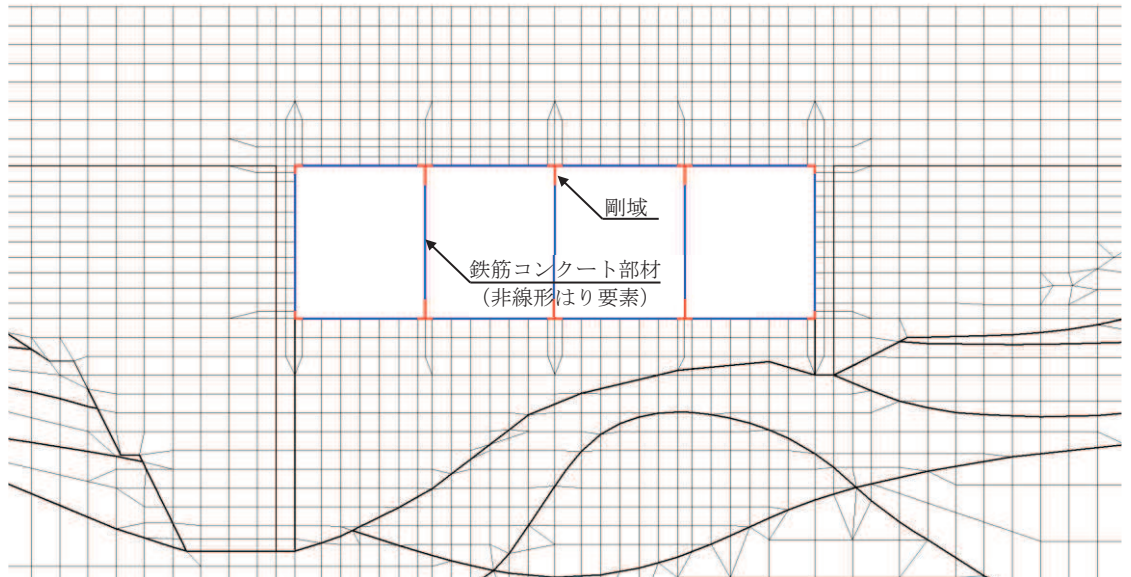


図3-8 第3号機取水路の地震応答解析モデル（構造物部分拡大，A-A断面）

3.2.4 地盤及びMMRのモデル化

D級を除く岩盤及びMMRは、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、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。

3.2.5 ジョイント要素の設定

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

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

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

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

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

表3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性（牧の浜部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土*1	0.06*2	30.0
旧表土*1	0.08*2	26.2
D級	0.10	24.0
C _L 級	0.46	44.0
C _M 級	0.78	50.0
MMR	3.10	40.0

注記*1：地下水位以深

*2：有効応力解析の場合、解析コードの制約上、 $c=0$ とする。

表 3-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土・旧表土－改良地盤	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の c
盛土－MMR	盛土の c	盛土の ϕ
盛土－構造物	盛土の c	盛土の ϕ
改良地盤－岩盤 (D級, C _L 級, C _M 級)	岩盤の c	岩盤の ϕ
岩盤－MMR	岩盤の c	岩盤の ϕ
構造物－MMR	MMR の c	MMR の ϕ

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

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

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

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

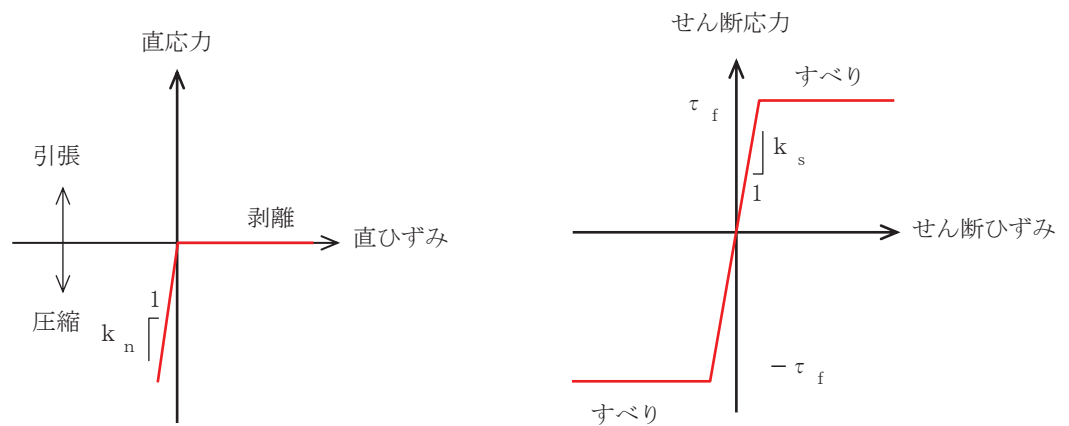


図 3-9 ジョイント要素の力学特性

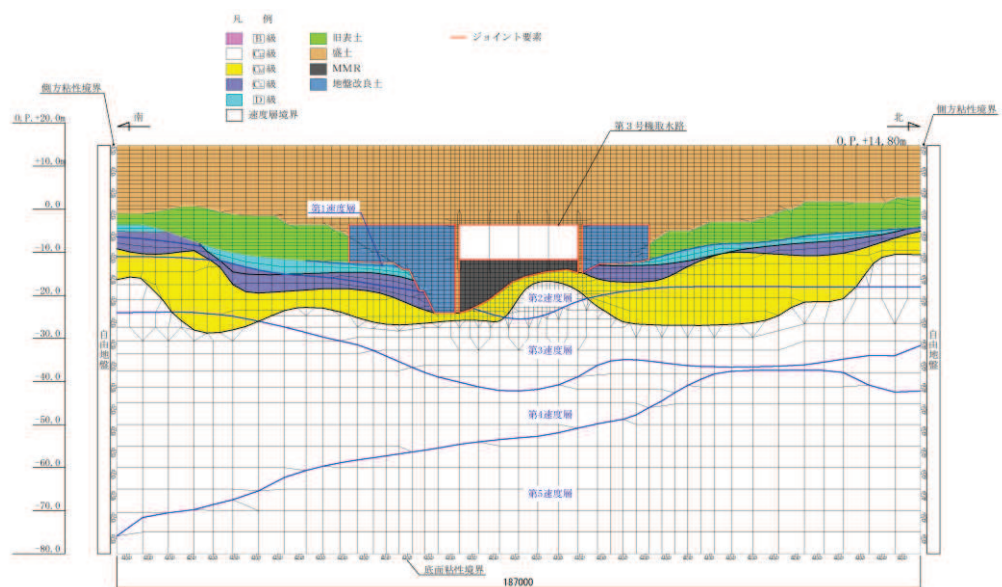


図 3-10 ジョイント要素の配置

3.2.6 材料特性の設定

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

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

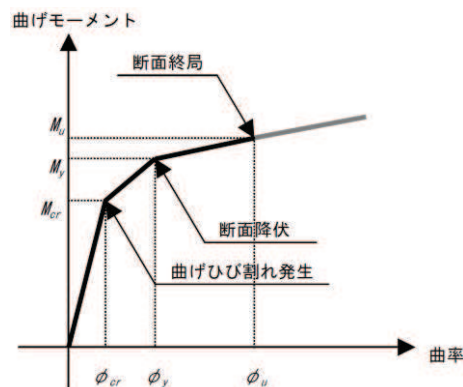


図3-11 鉄筋コンクリート部材のM- ϕ 関係
(土木学会マニュアルより引用)

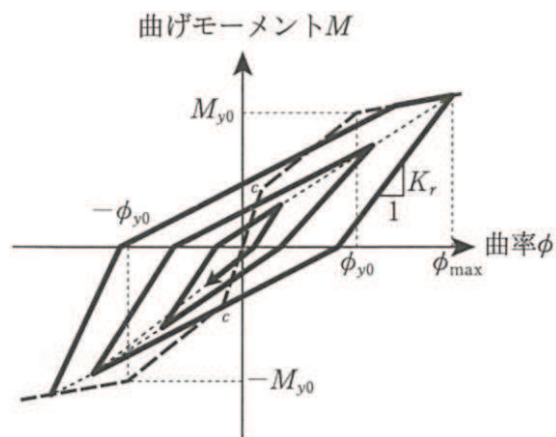


図3-12 鉄筋コンクリート部材の履歴特性 (修正武田モデル)
(道路橋示方書 (V耐震設計編)・同解説 (平成14年3月)より引用)

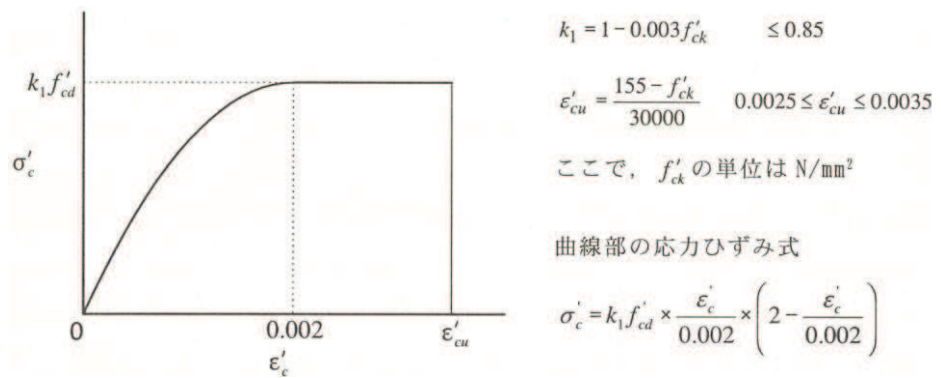


図 3-13 構造部材の非線形特性（コンクリートの応力-ひずみ関係）
 （コンクリート標準示方書より引用）

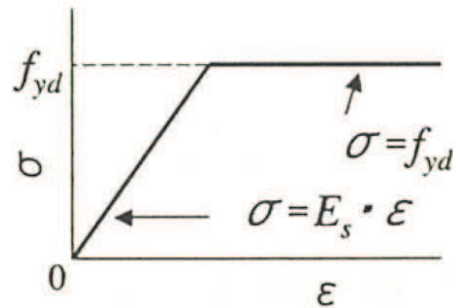


図 3-14 構造部材の非線形特性（鉄筋の応力-ひずみ関係）
 （コンクリート標準示方書より引用）

3.3 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、全応力解析では、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解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰を解析モデル全体に与える。

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。

Rayleigh減衰の設定フローを図3-15に示す。

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

[c]：減衰係数マトリックス，[m]：質量マトリックス，

[k]：剛性マトリックス

α ， β ：係数

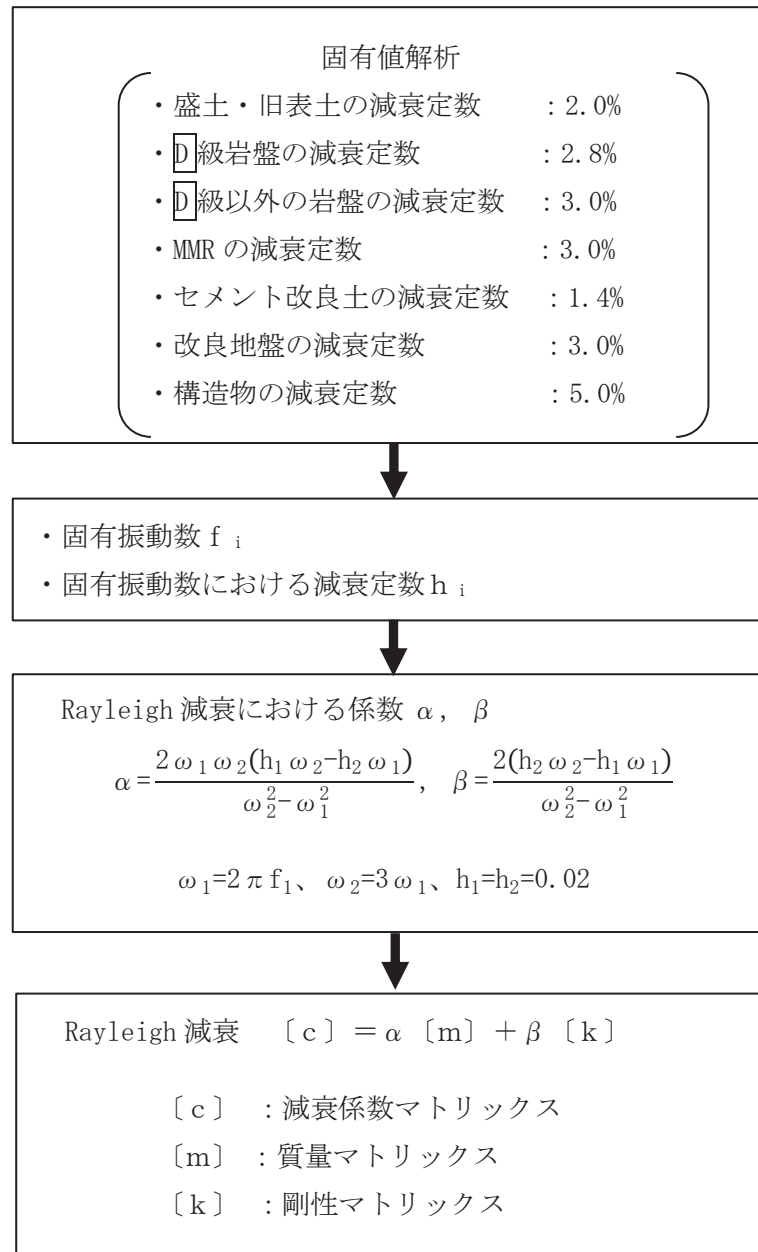


図 3-15 Rayleigh 減衰の設定フロー

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

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

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

表 3-4 固有値解析結果

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		T x	T y	β_x	β_y	
1	2.459	22	0	95.41	0.26	1 次として採用
2	2.669	0	0	5.06	-7.04	—
3	3.235	0	0	-7.32	-0.66	—
4	3.830	0	0	-1.42	8.92	—
5	4.352	0	0	-0.69	-0.76	—
6	4.829	0	0	-2.27	5.58	—
7	5.186	0	0	-4.63	-2.32	—
8	5.494	0	0	-5.61	0.02	—
9	5.663	3	0	-37.18	1.22	—
10	5.809	1	0	16.06	8.34	—

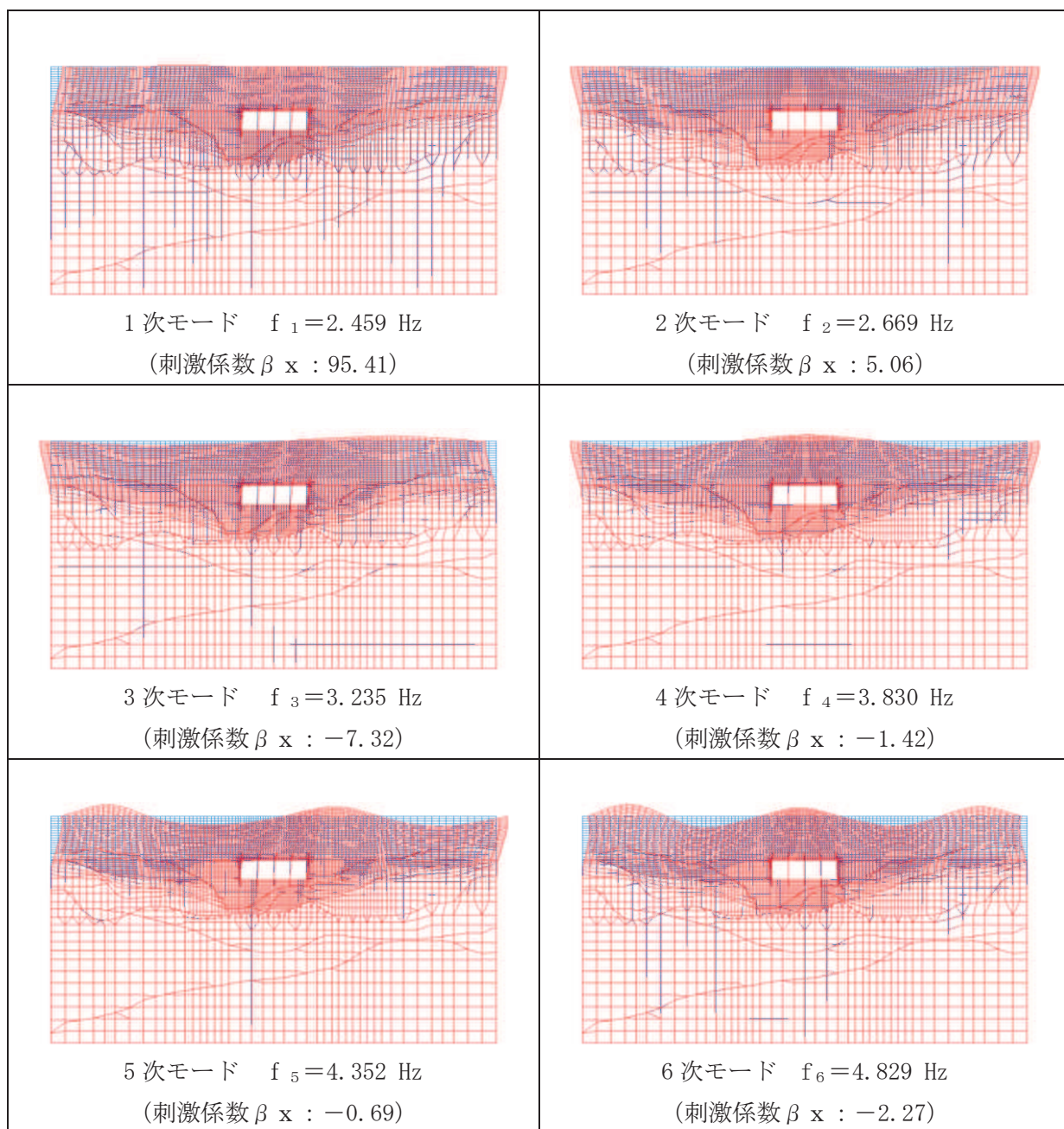


図 3-16(1) 固有値解析結果 (モード図)

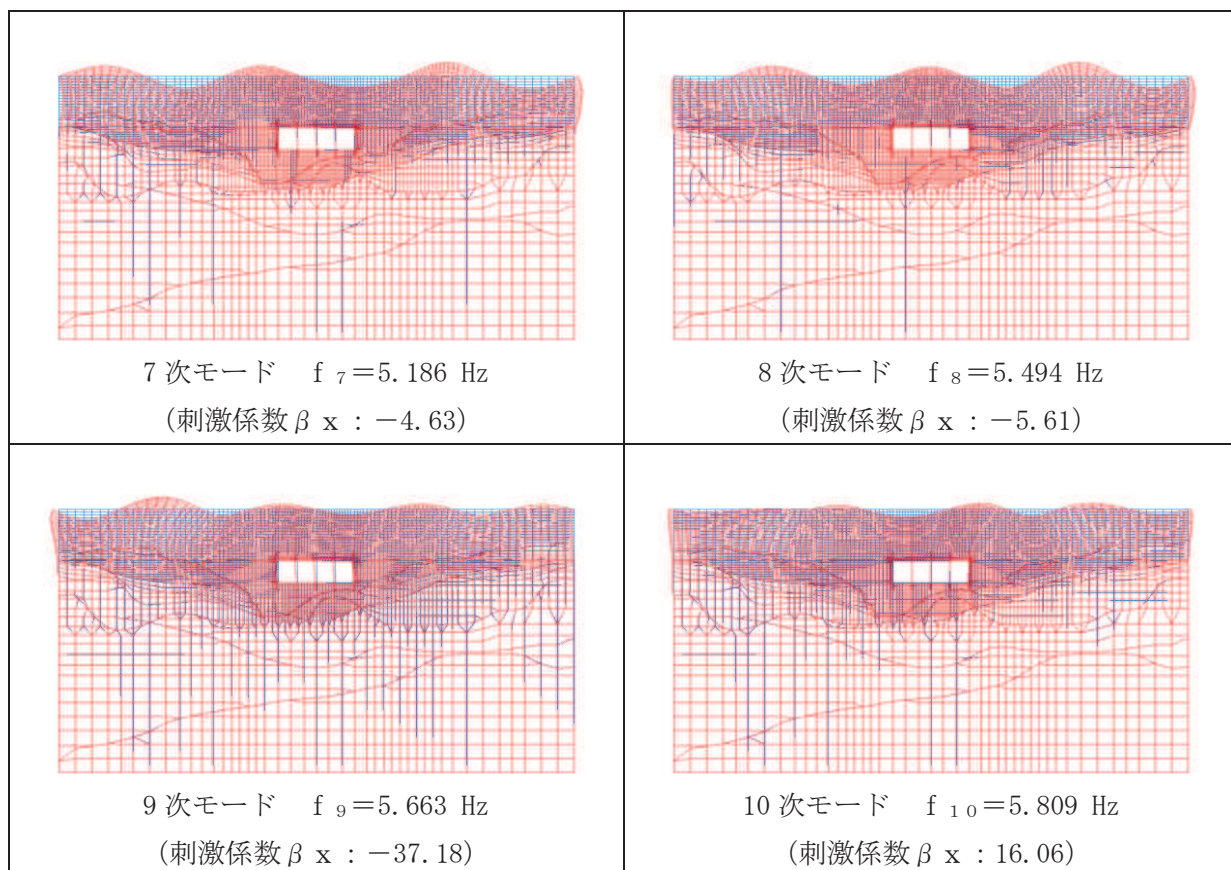


図 3-16(2) 固有値解析結果 (モード図)

表 3-5 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

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}

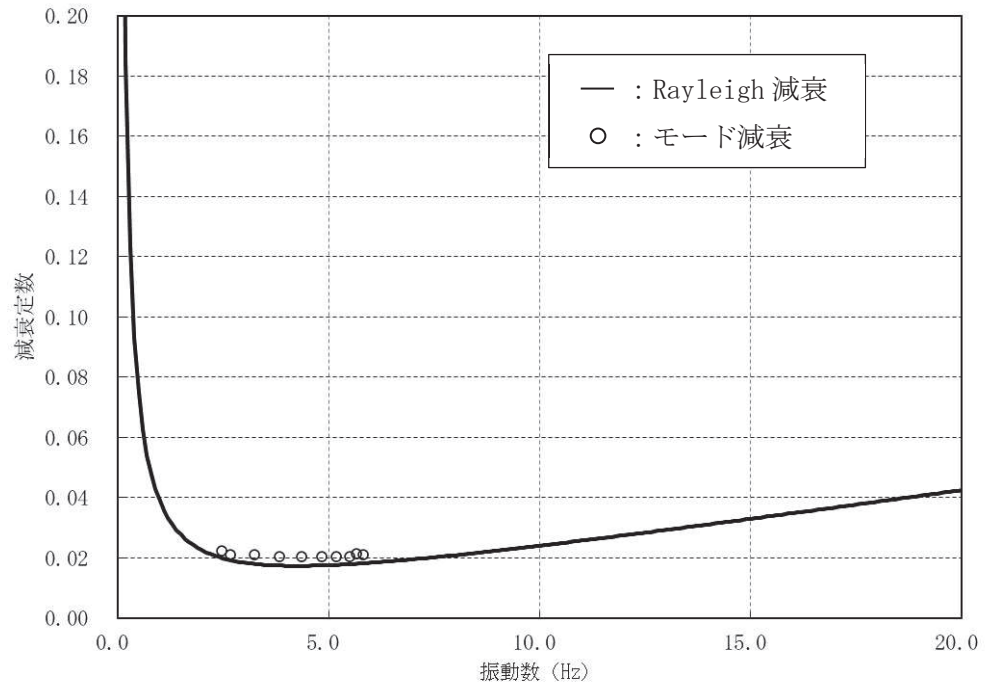


図 3-17 設定した Rayleigh 減衰

3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時に荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせて設定する。地震荷重には、地震時土圧及び動水圧による荷重が含まれるものとする。

なお、第3号機取水路の運転時、設計基準事故時及び重大事故時の状態における荷重条件は変わらないため、評価は設計基準対象施設の評価結果に包括されることから、設計基準対象施設の評価結果を用いた重大事故等対処施設の評価を行う。

荷重の組合せを表3-6に示す。

表3-6 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定 荷重	躯体自重	○ ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する
		機器・配管荷重	— ・機器・配管は存在しないことから考慮しない。
		土被り荷重	○ ・常時応力解析により設定する。
		永久上載荷重	— ・地盤表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
	静止土圧		○ ・常時応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として考慮する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		○ ・朔望平均満潮位 (O. P. +2.43m*) に応じた静水圧を設定する。
	積載荷重		○ ・地表面に考慮する。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動		○ ・基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動		
	動水圧		○ ・水位条件及び密度は、永久荷重のうち内水圧と同様とする。 ・地震時動水圧を付加質量により考慮する。

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

3.4.1 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については「2.7 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として 1.00g/cm^3 を考慮する。

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

外水圧を図 3-18 に示す。

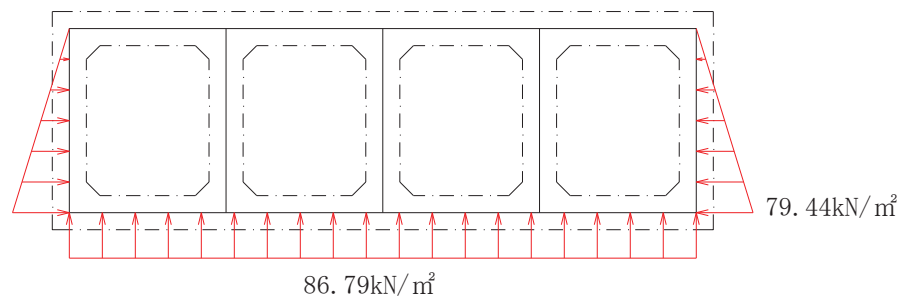


図 3-18 外水圧図

3.4.2 内水圧

第 3 号機取水路の内部には、朔望平均満潮位 O.P. +2.43m* を静水面とした静水圧を内水圧として設定する。

設定の際は、海水の密度として、 1.03g/cm^3 を考慮する。

内水圧を図 3-19 に示す

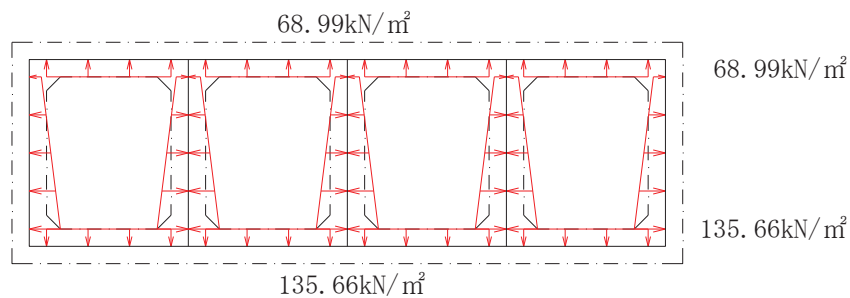


図 3-19 内水圧図

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

3.4.3 積載荷重

地震時に第3号機取水路に作用する積載荷重は、積雪荷重以外は想定されないが、保守的な配慮として、単位奥行き（1m）あたりの付加重量として地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

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

3.5 耐震評価における解析ケース

3.5.1 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

第3号機取水路は、地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物であり、構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形に伴う構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊となる。そのため、ばらつきを考慮する物性値は、評価対象構造物周辺に主として盛土、旧表土、D級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し、これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は、これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（全応力解析の場合は表3-9に示すケース①、有効応力解析の場合は表3-9に示すケース⑥）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ)のケース（全応力解析の場合は表3-9に示すケース②及び③、有効応力解析の場合は表3-9に示すケース⑦及び⑧）について確認を行う。なお、液状化強度特性については下限値を設定しており、最も液状化の影響が大きい物性を採用していることから、液状化強度特性のばらつきは考慮しない。

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

3.5.2 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては、剛性を定義するコンクリートのヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの設計基準強度を基本ケースとし、ヤング係数をコンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う（表3-8に示すケース④）。

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

第3号機取水路における実強度は、施工時期及び周辺環境が同じ第3号機取水口のコア抜き強度 f'_{ck} の平均値とし、ヤング係数は実強度の平均値からコンクリート標準示方書に基づき算出する。

第3号機取水路の実強度及びヤング係数を表3-7及び表3-8に示す。

また、耐震評価における解析ケースの一覧を表3-9に示す。

表 3-7 第 3 号機取水路の実強度及びヤング係数

実強度*	ヤング係数
43.1N/mm ²	31.6kN/mm ²

注記* : 第 3 号機取水路のコア採取による圧縮強度試験結果を表 3-9 に示す。

表 3-8 第 3 号機取水路のコア採取による圧縮強度試験結果

採取位置*	採取年	供試体数 (本)	実強度 (N/mm ²)		ヤング係数 (kN/mm ²)	
			最大	最小	最大	最小
頂版	2012	3	43.8	41.2	31.8	31.2
側壁	2012	3	46.1	43.8	32.2	31.8
底版	2012	3	43.4	41.5	31.7	31.3

注記* : コア採取位置は図 3-20 に示す。

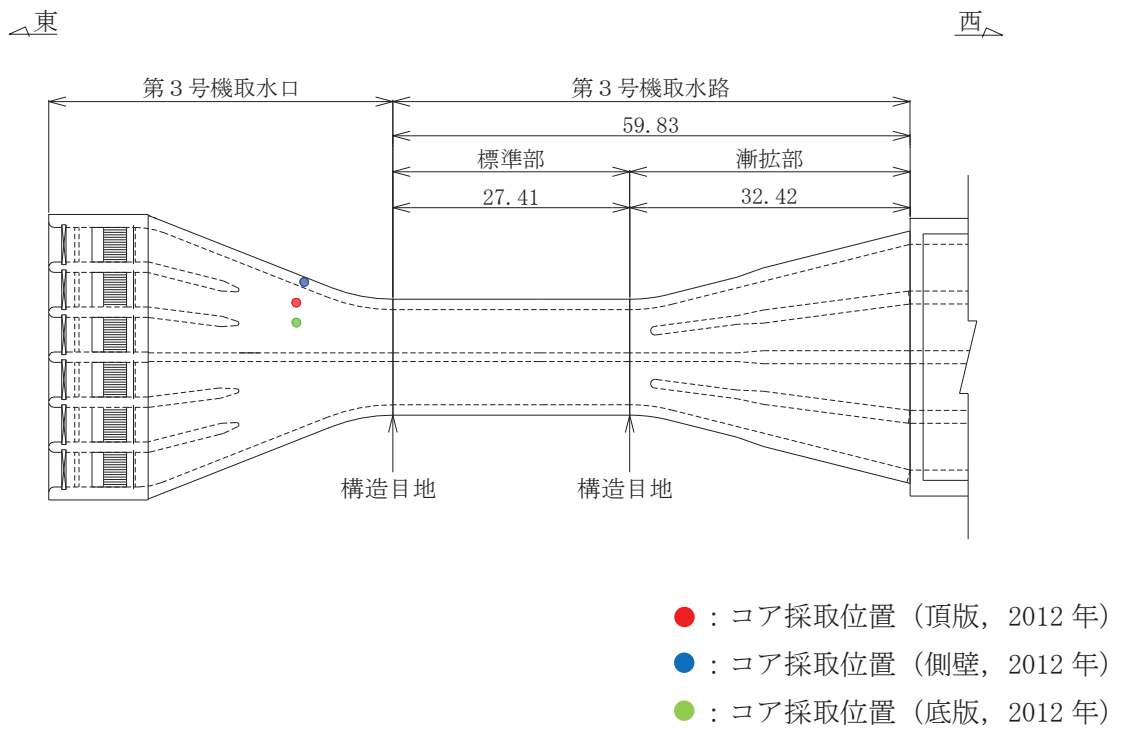


図 3-20 コア採取位置

表 3-9 耐震評価における解析ケースの一覧

解析ケース	解析手法	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, 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 (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* ²	全応力解析	実強度に基づく 圧縮強度* ¹	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* ²	有効応力解析	実強度に基づく 圧縮強度* ¹	平均値	平均値

注記*1: 既設構造物のコア採取による圧縮強度試験に基づき表 3-8 に示すとおりとする。

*2: 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。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。

3.5.3 耐震評価における解析ケースの組合せ

第3号機取水路の耐震評価においては、基準地震動 S_s （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波（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。

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いて照査値が0.5を超えるすべての照査項目に対して，最も厳しい地震動を用いて，全応力解析の場合は図3-21に示すケース②～④，有効応力解析の場合は図3-20に示すケース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。上記解析ケースの結果を踏まえ，更に照査値が大きくなる可能性がある場合は，追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-10に示す。また，追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-22に示す。

なお，「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」において，第3号機取水路のような，地中に埋設された鉄筋コンクリート構造物は，鉛直構造物の影響をほぼ受けないことを確認しているため，鉛直地震動については，位相の反転を考慮しない。

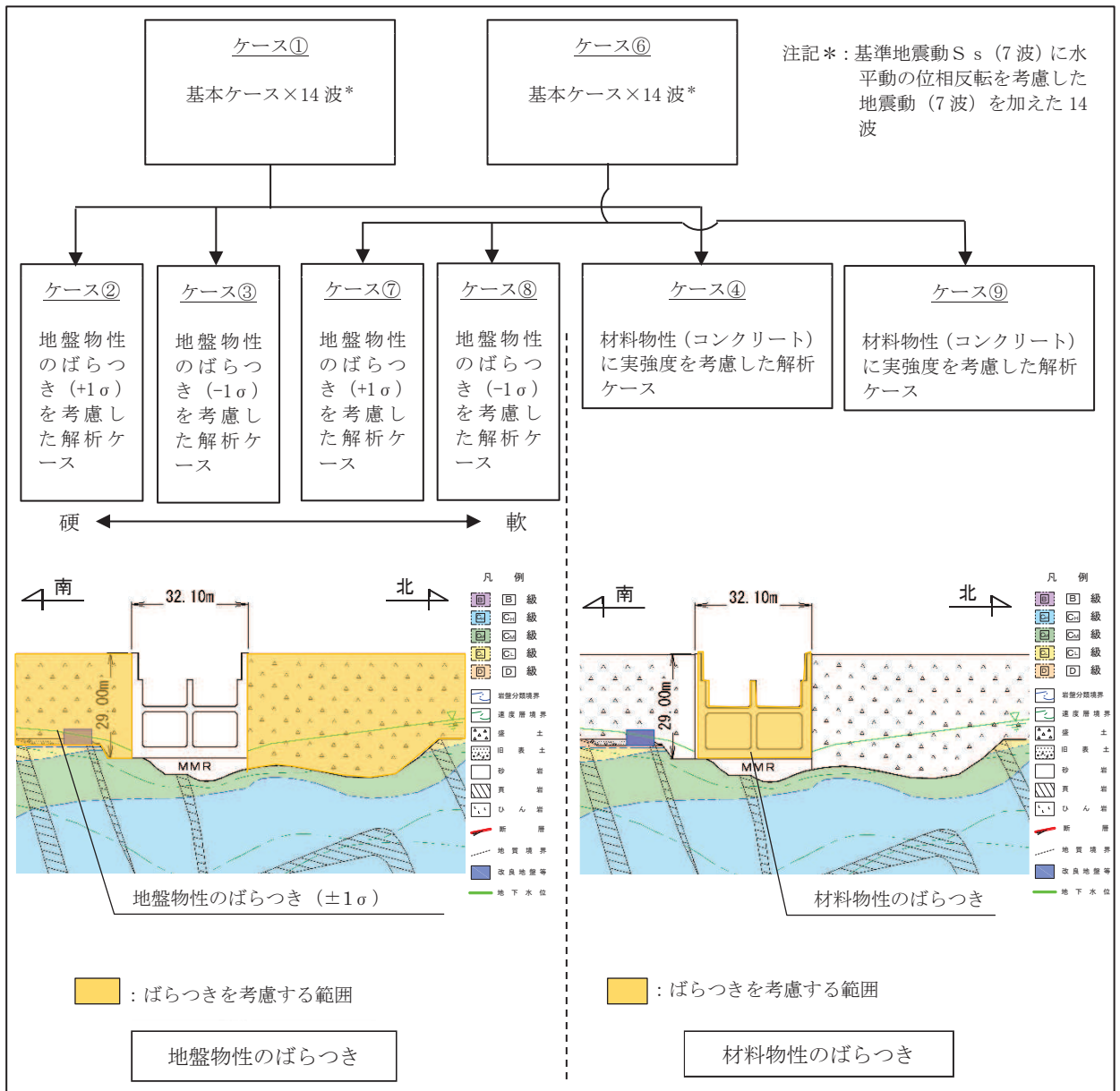


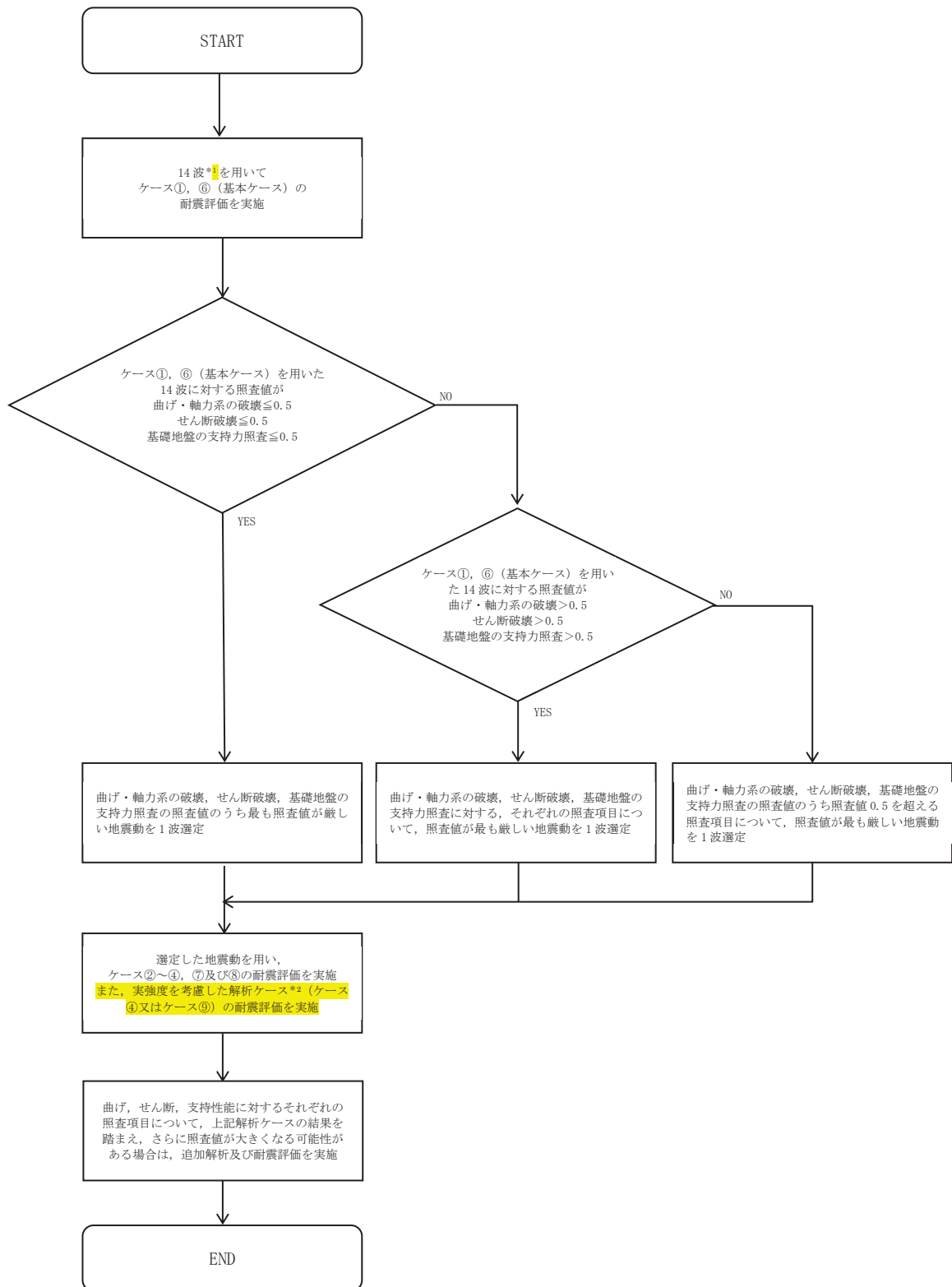
図 3-21 耐震評価における解析ケース

表 3-10 第 3 号機取水路の耐震安全性評価における解析ケース

解析ケース		全応力解析				有効応力解析			
		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨
地盤物性		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	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
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	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度*2
地震動 (位相)	S s - D 1	++*1	○	<p>【追加解析ケースについて】</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照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②, 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。</p> <p>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>	○	左記の【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。



注記*1：基準地震動S s波（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14波

*2：「3.5.3 耐震評価における解析ケースの組合せ」に基づき、実強度を考慮した解析ケースの耐震評価を実施する。

図 3-22 追加解析を実施する地震動の選定フロー

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

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

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

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

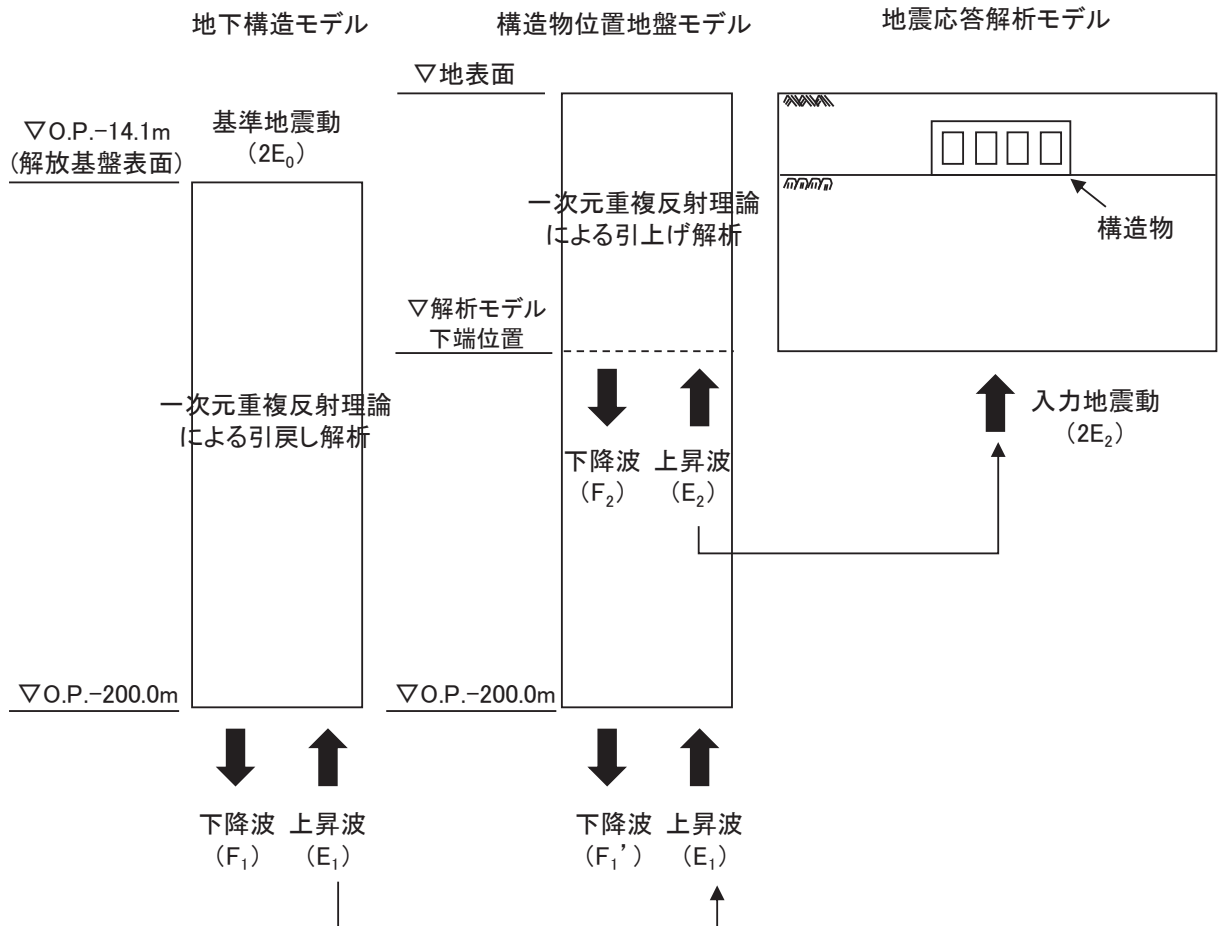
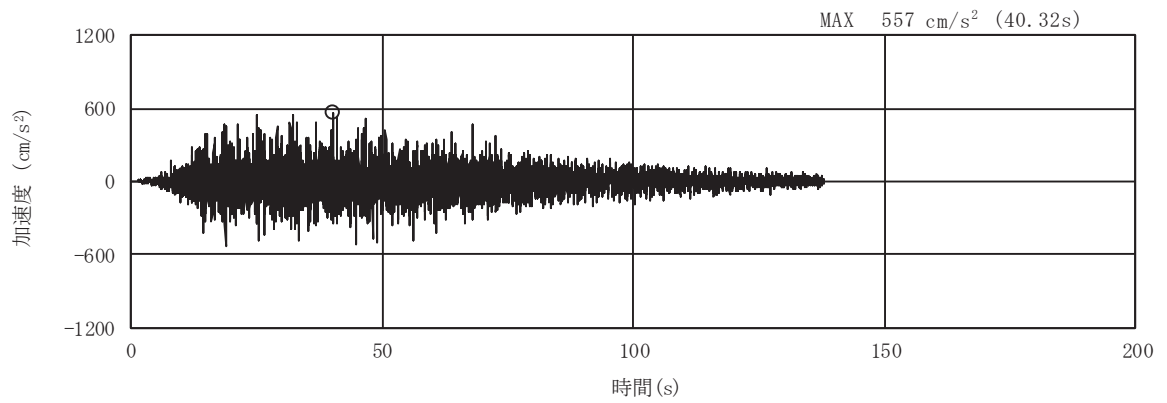
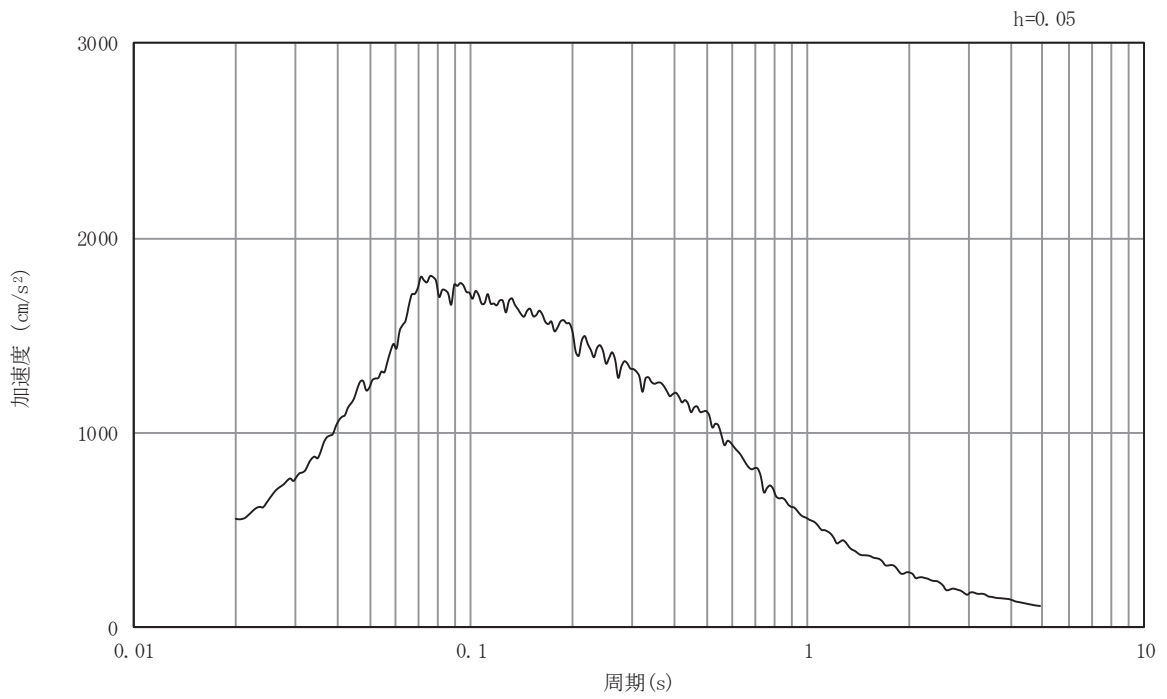


図 4-1 入力地震動算定の概念図（基準地震動 S_s ）

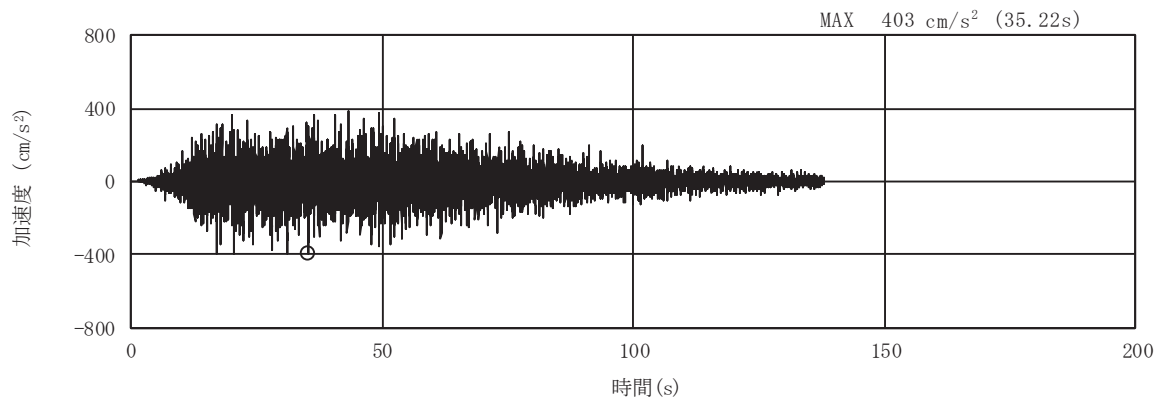


(a) 加速度時刻歴波形

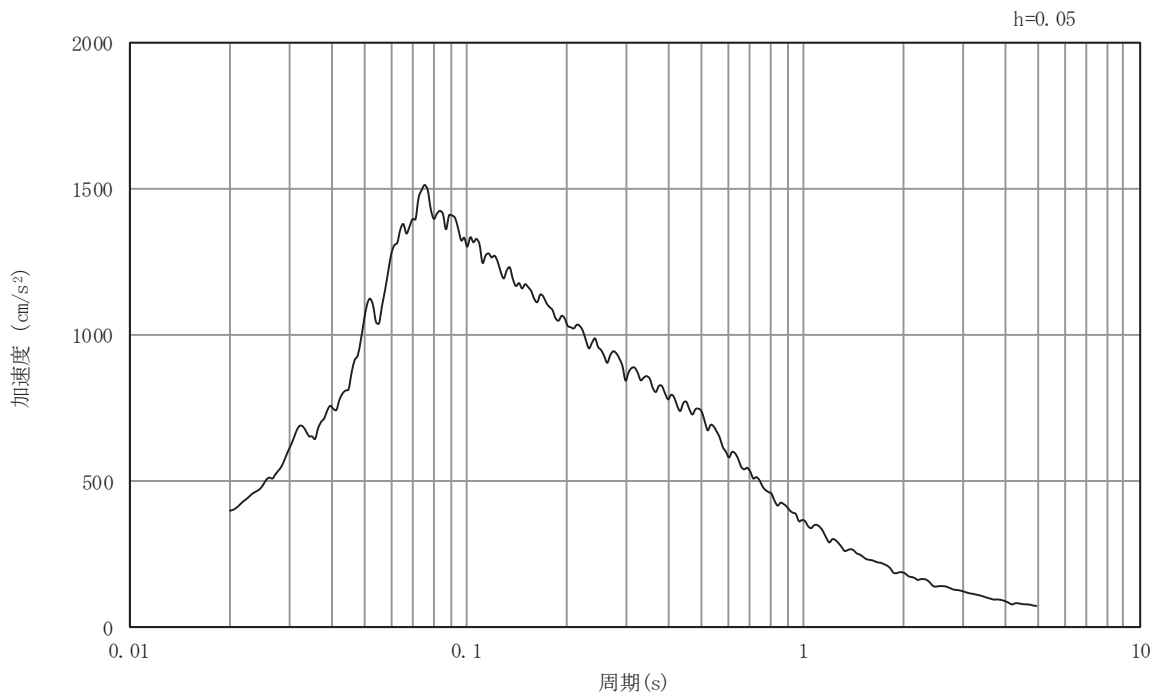


(b) 加速度応答スペクトル

図4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 1)

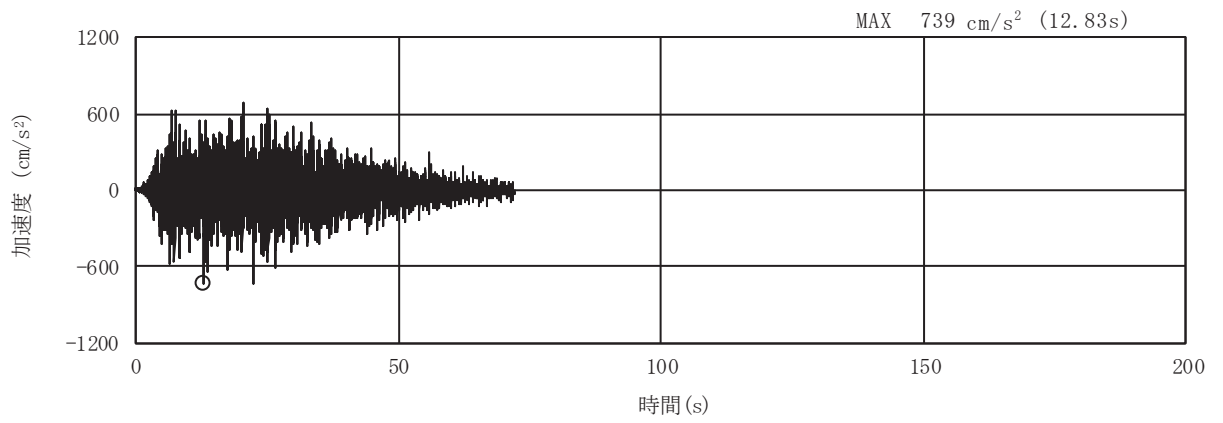


(a) 加速度時刻歴波形

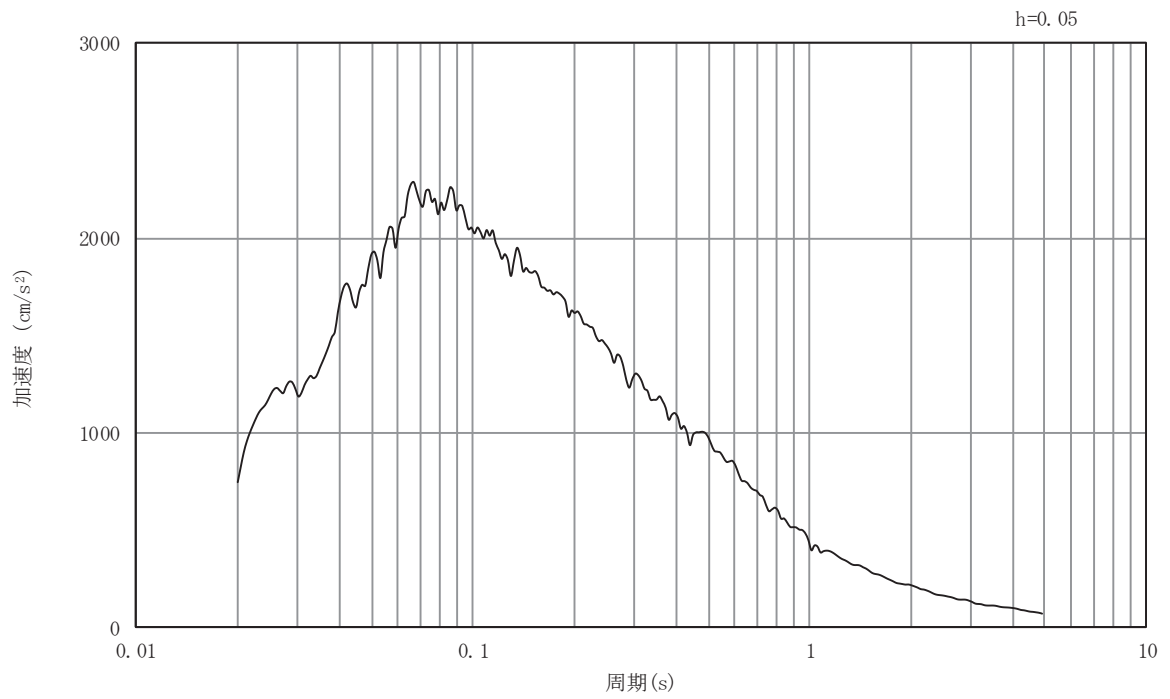


(b) 加速度応答スペクトル

図4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 1)

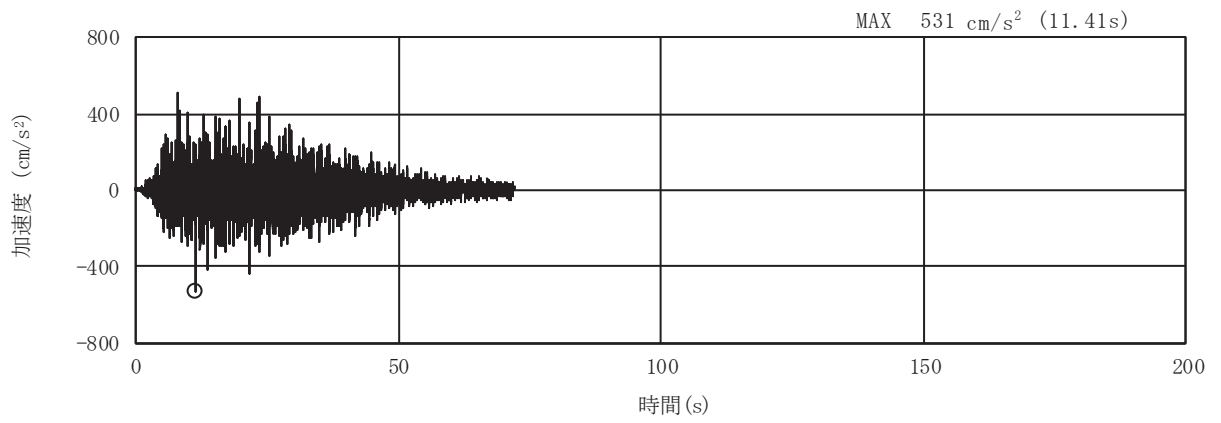


(a) 加速度時刻歴波形

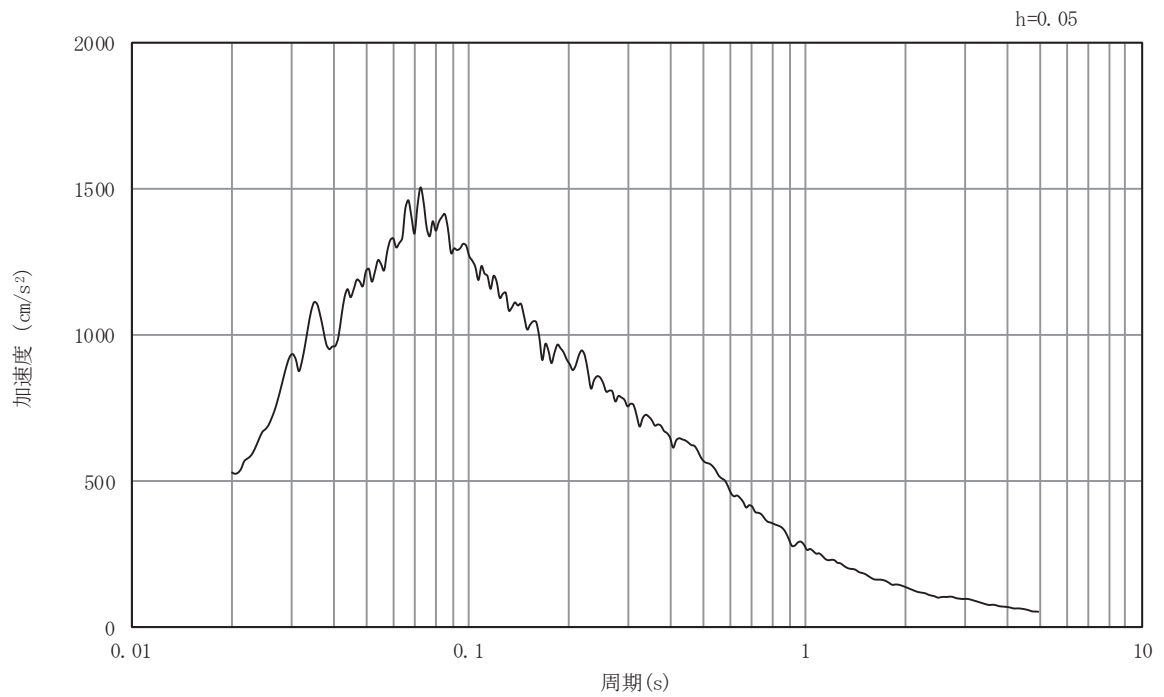


(b) 加速度応答スペクトル

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

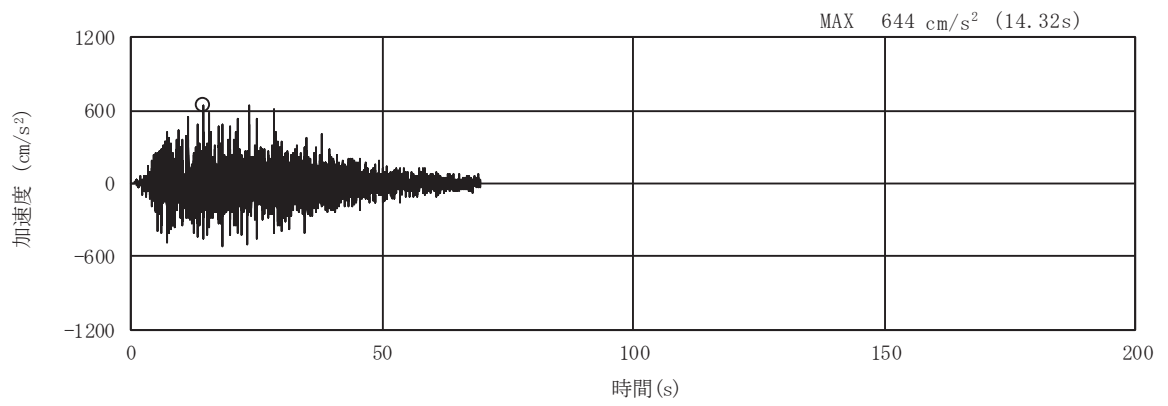


(a) 加速度時刻歴波形

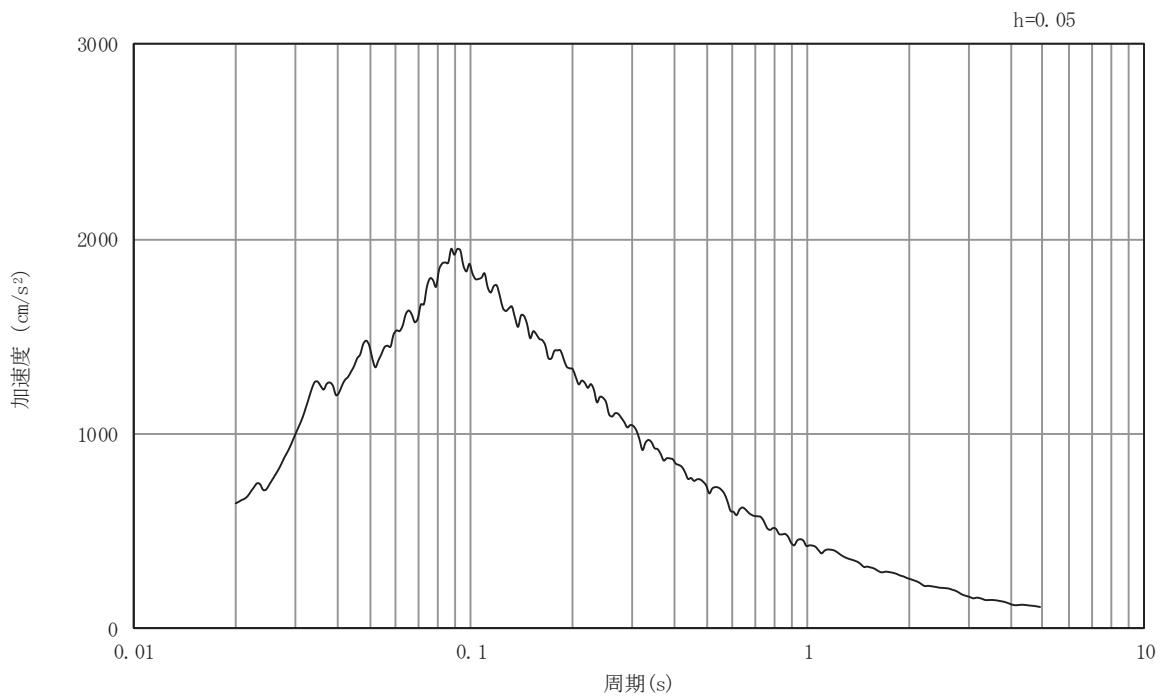


(b) 加速度応答スペクトル

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

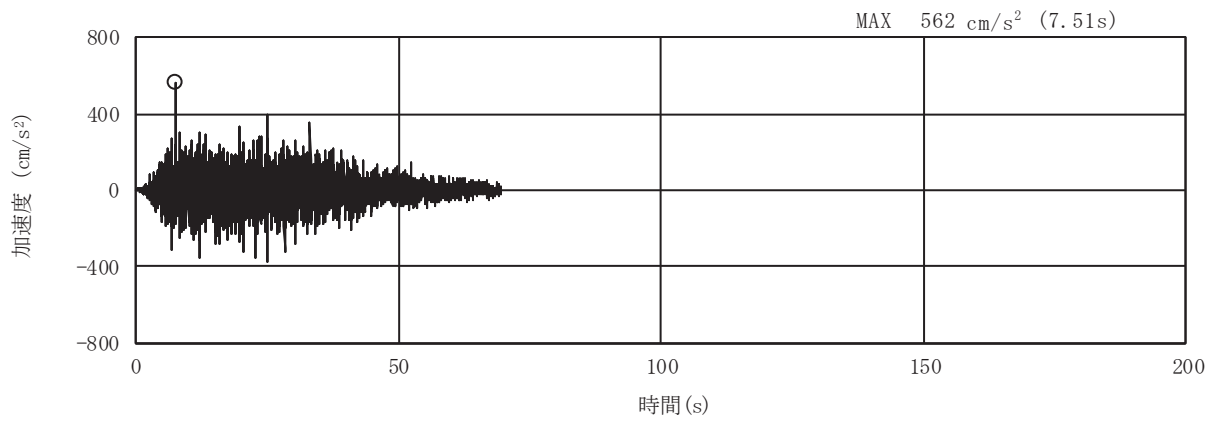


(a) 加速度時刻歴波形

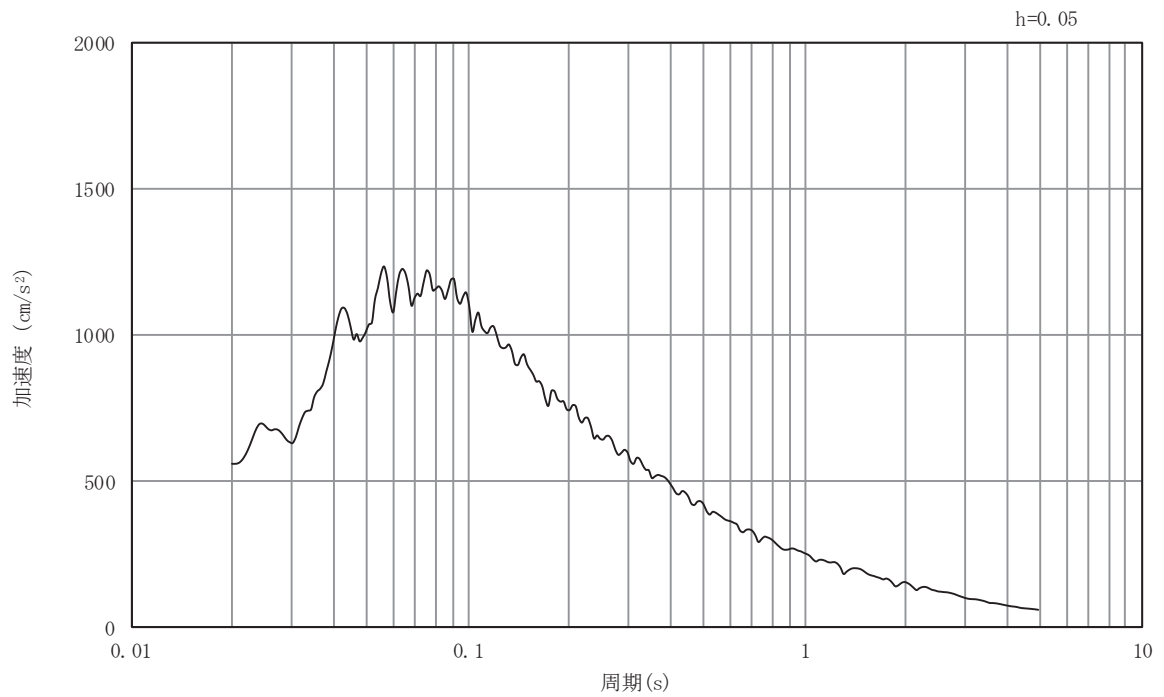


(b) 加速度応答スペクトル

図4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 3)

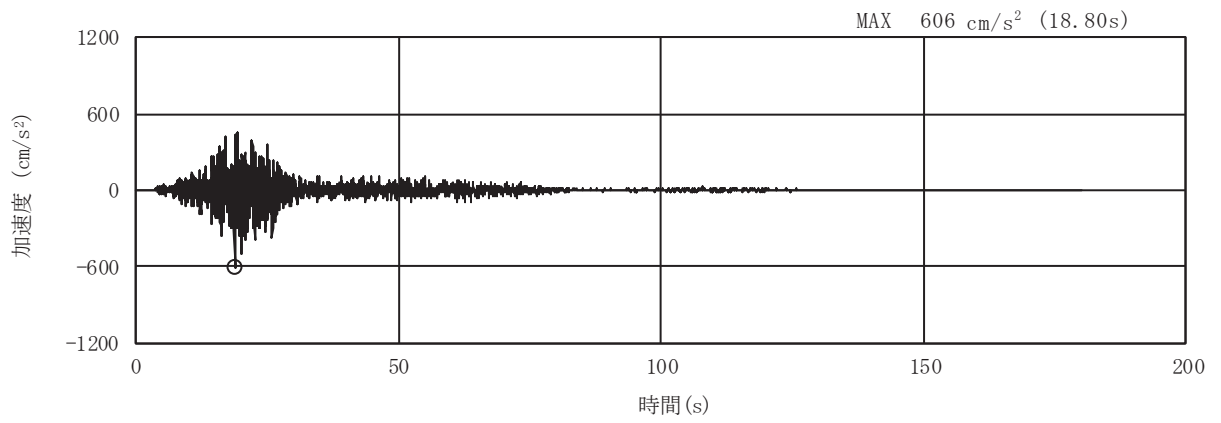


(a) 加速度時刻歴波形

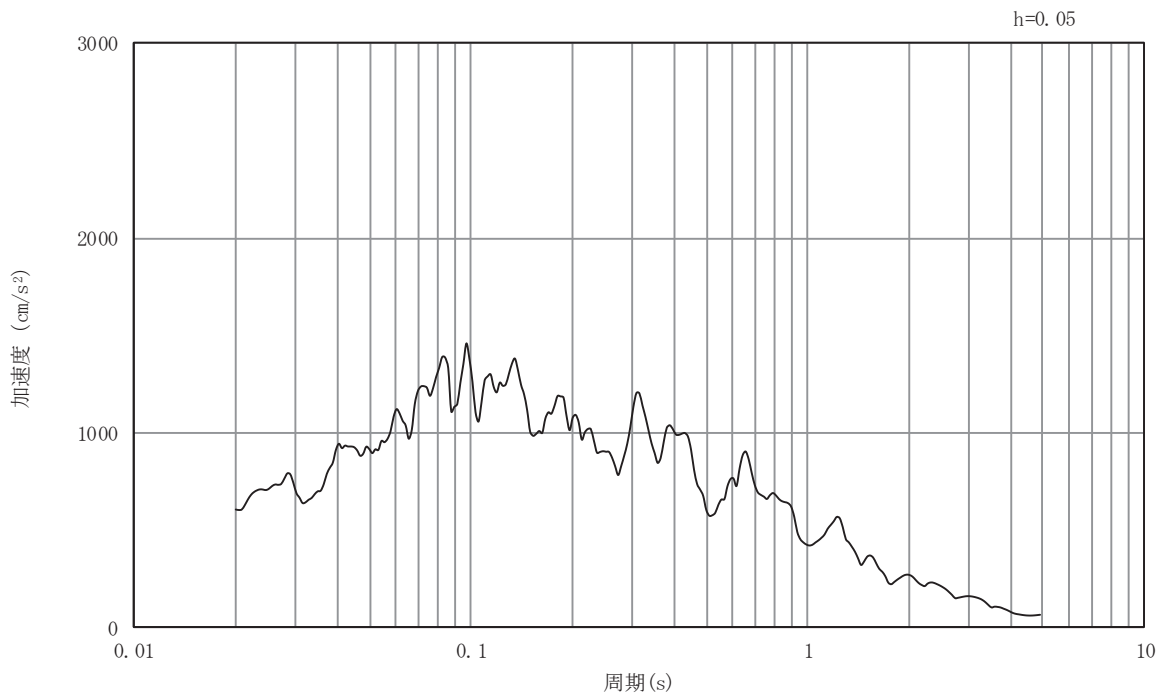


(b) 加速度応答スペクトル

図4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D 3)

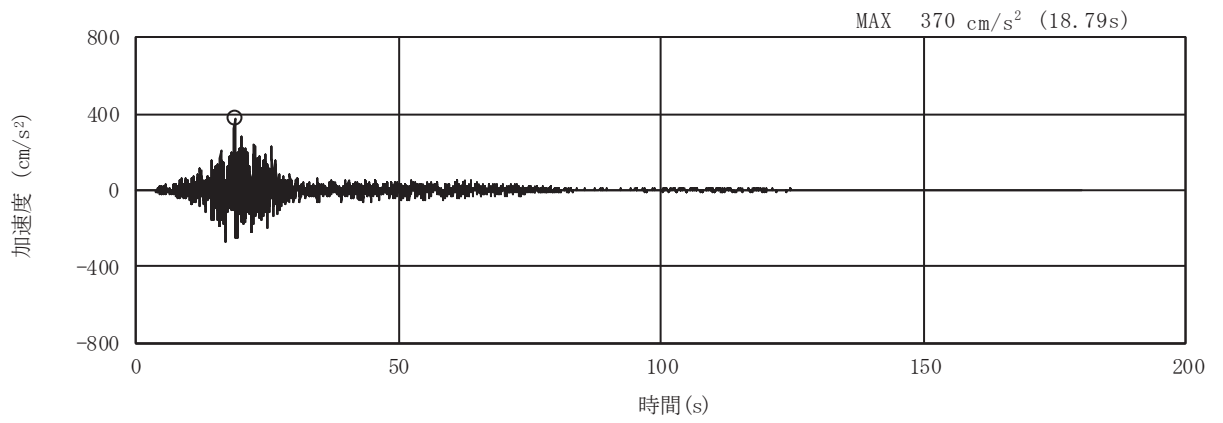


(a) 加速度時刻歴波形

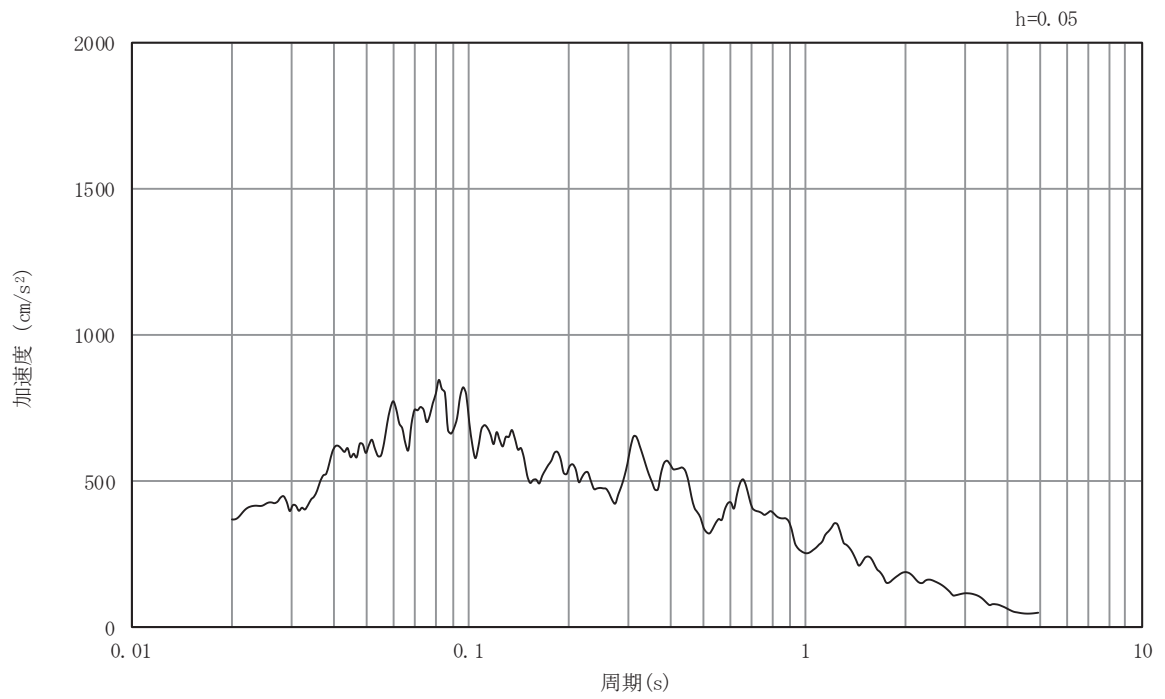


(b) 加速度応答スペクトル

図4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

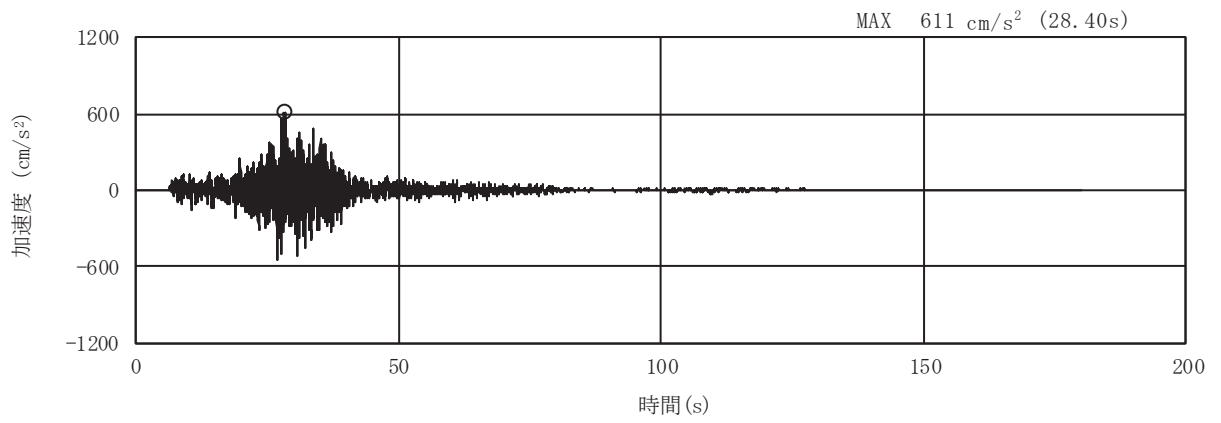


(a) 加速度時刻歴波形

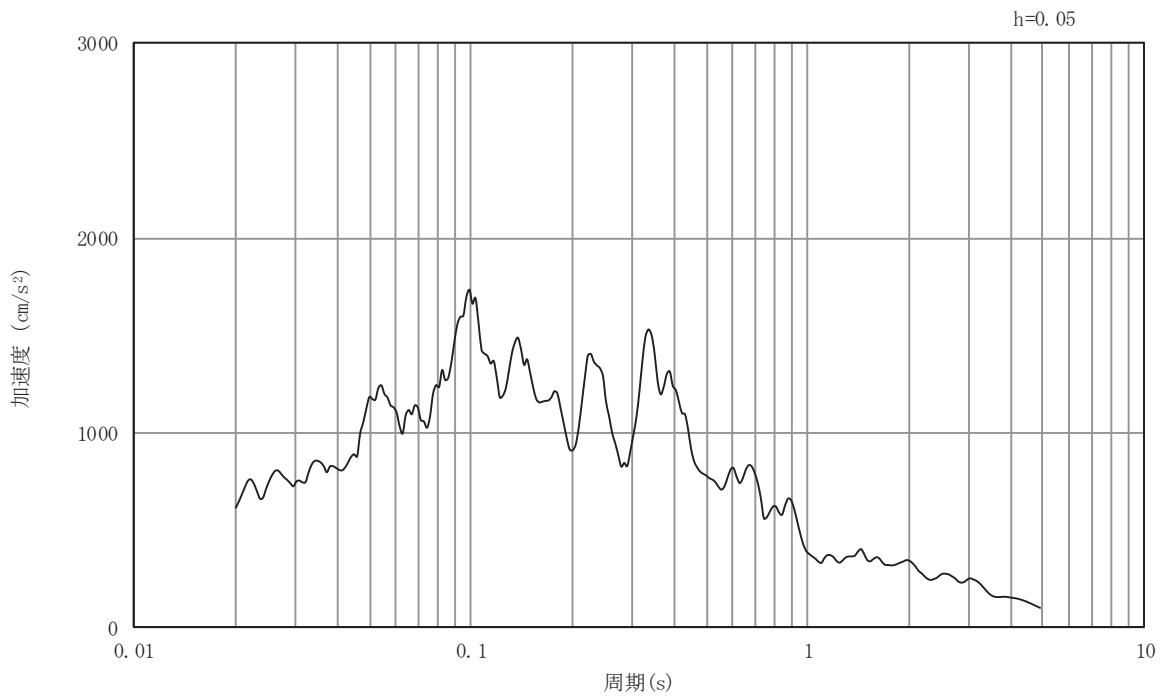


(b) 加速度応答スペクトル

図4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 1)

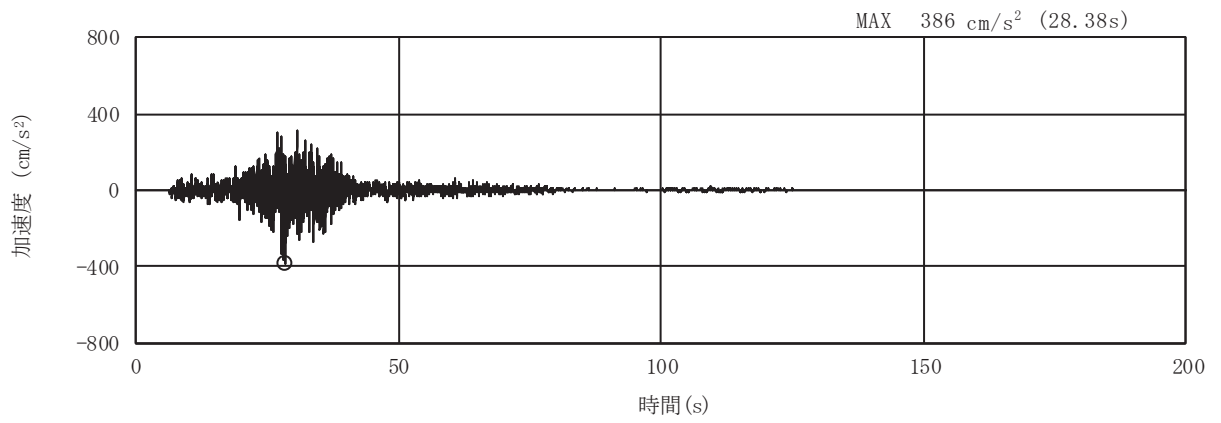


(a) 加速度時刻歴波形

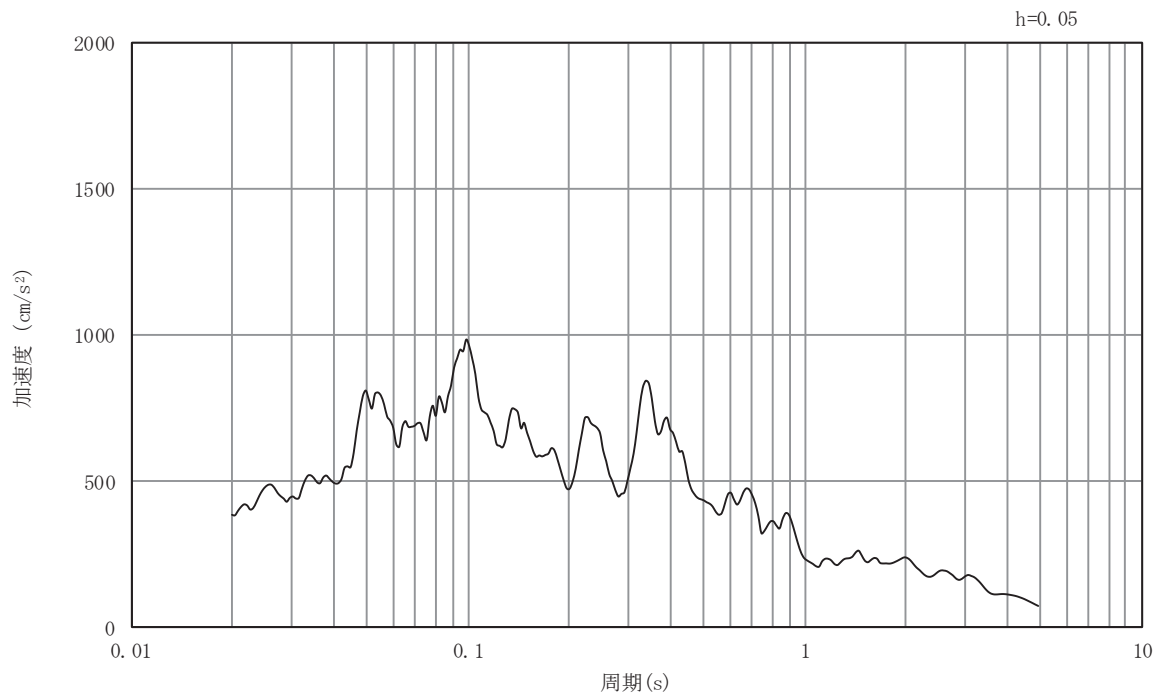


(b) 加速度応答スペクトル

図4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2)

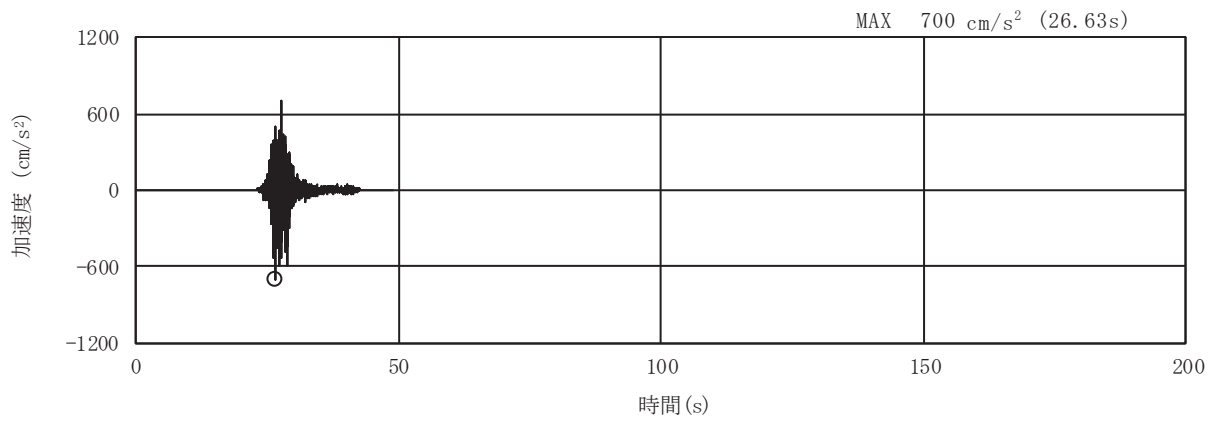


(a) 加速度時刻歴波形

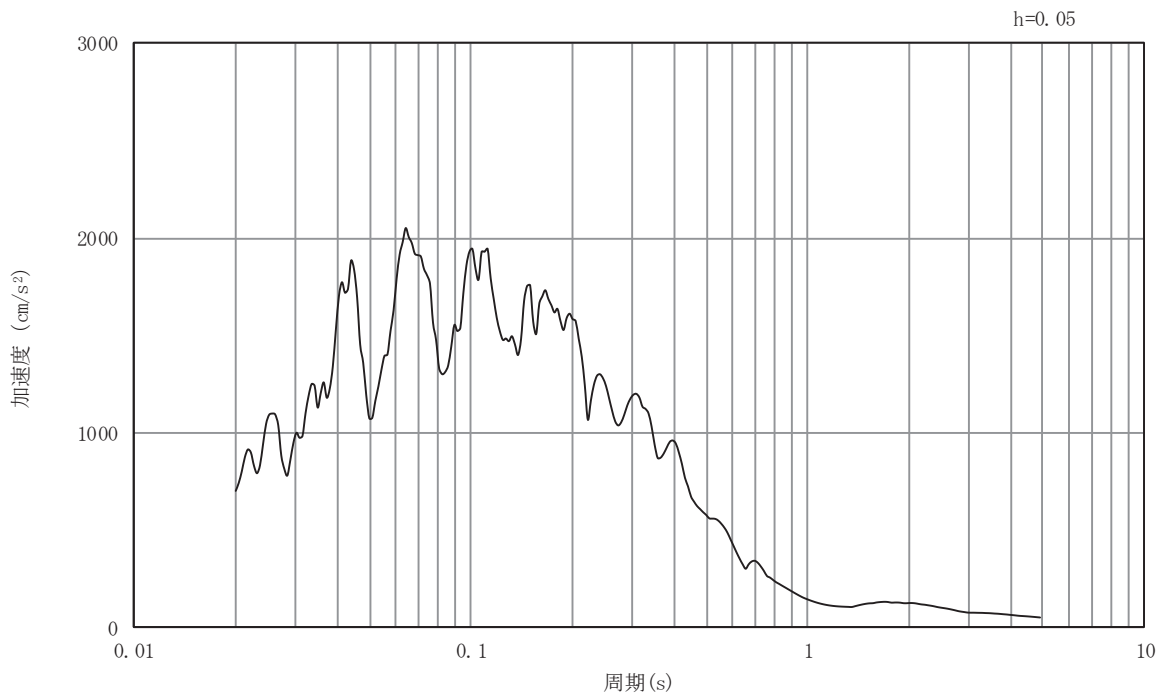


(b) 加速度応答スペクトル

図4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

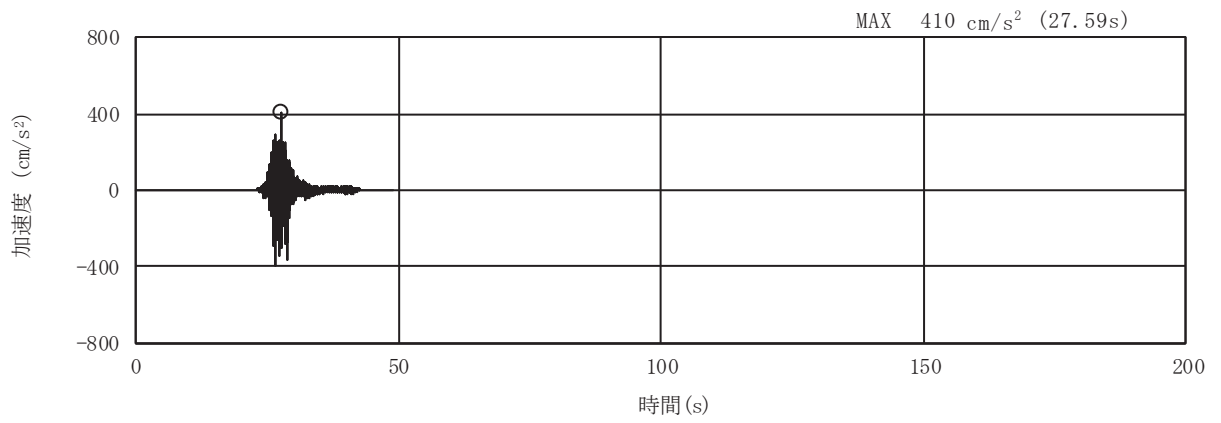


(a) 加速度時刻歴波形

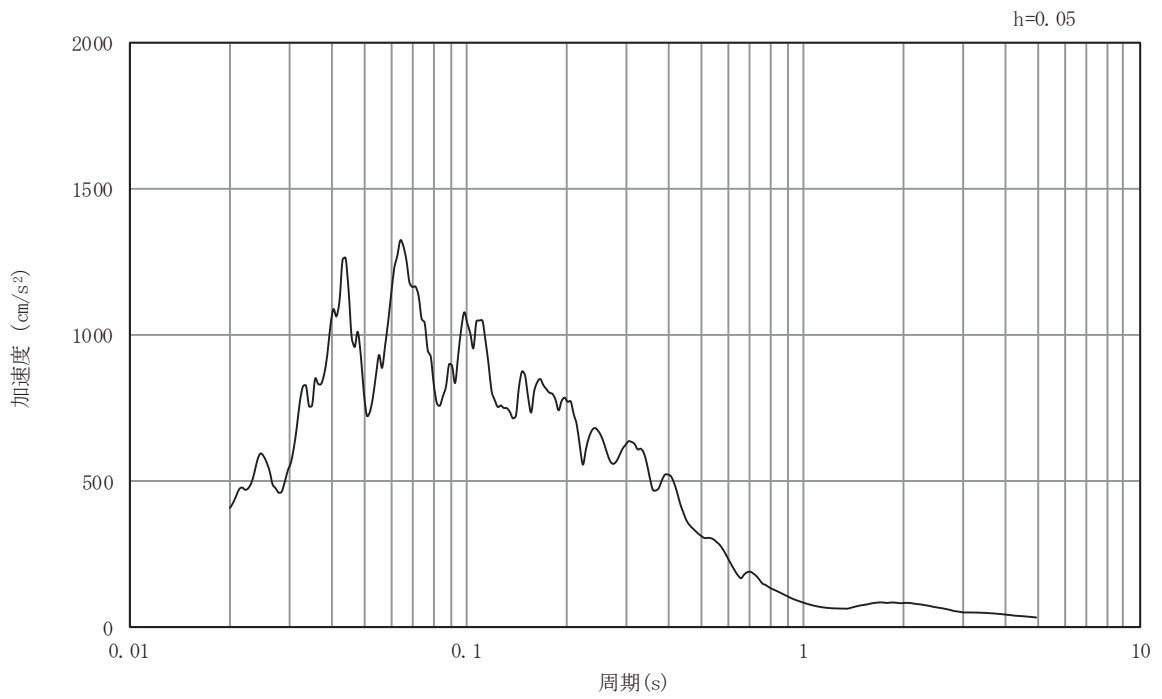


(b) 加速度応答スペクトル

図4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 3)

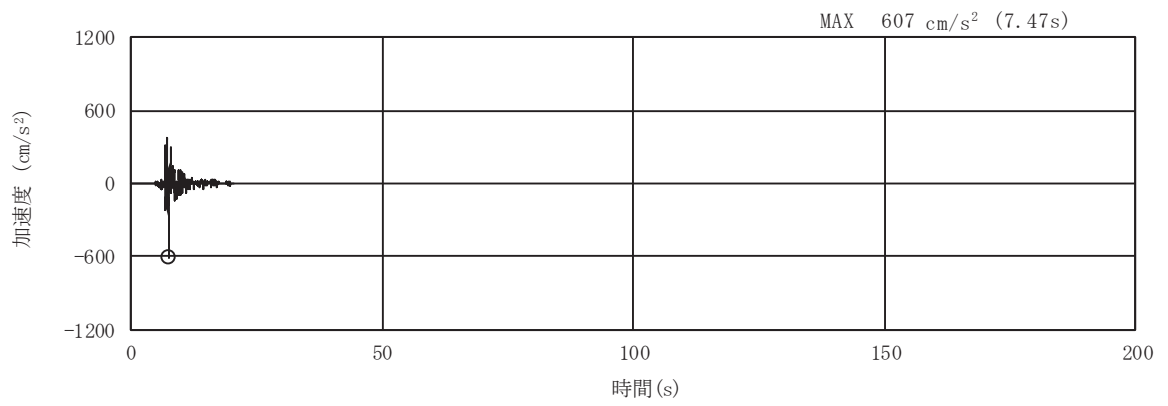


(a) 加速度時刻歴波形

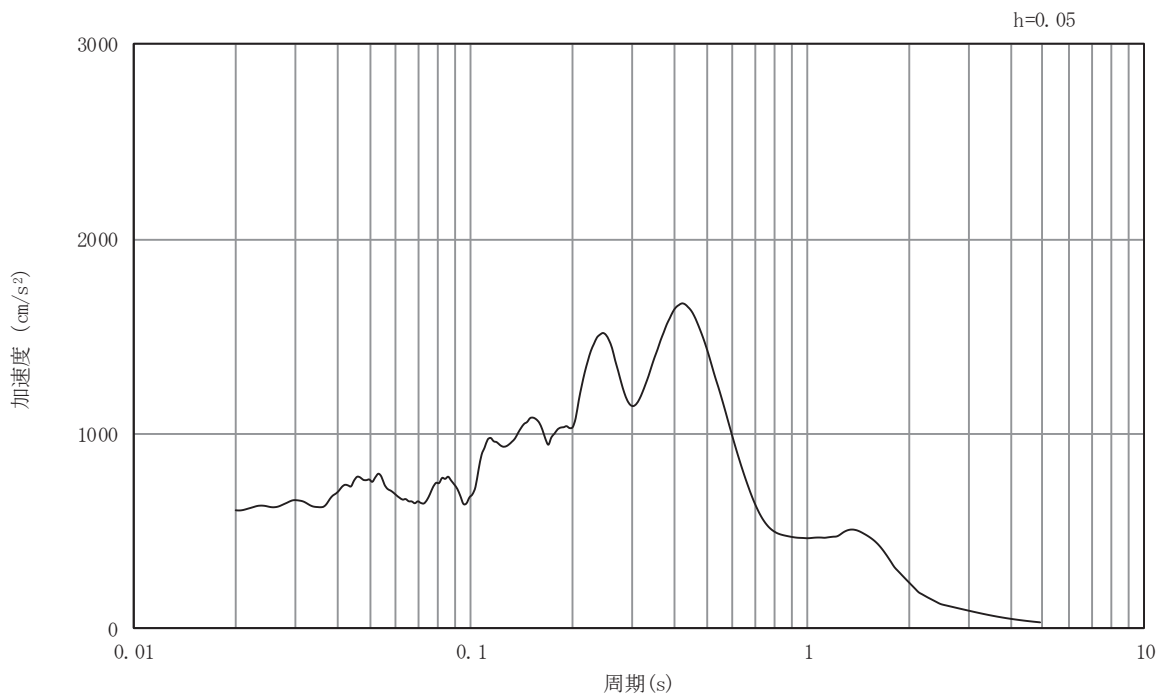


(b) 加速度応答スペクトル

図4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 3)

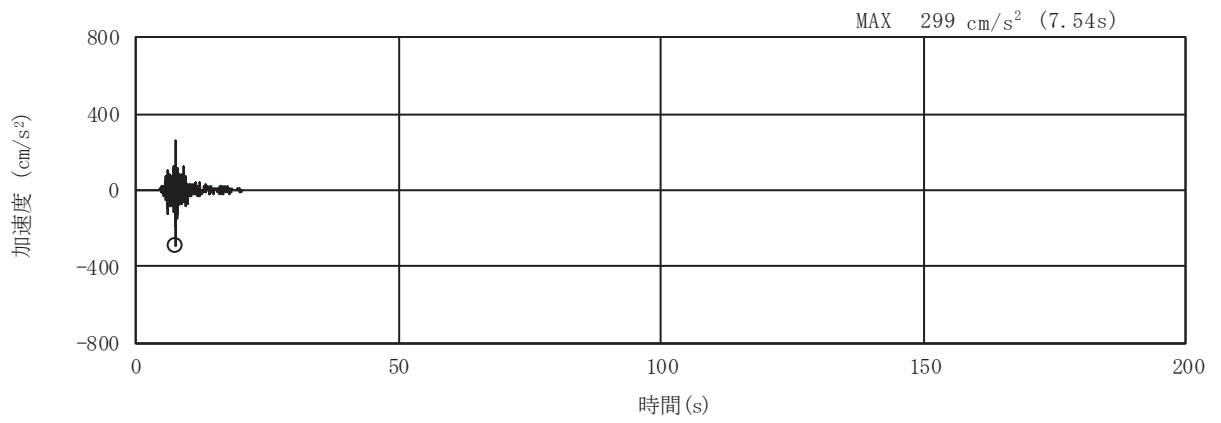


(a) 加速度時刻歴波形

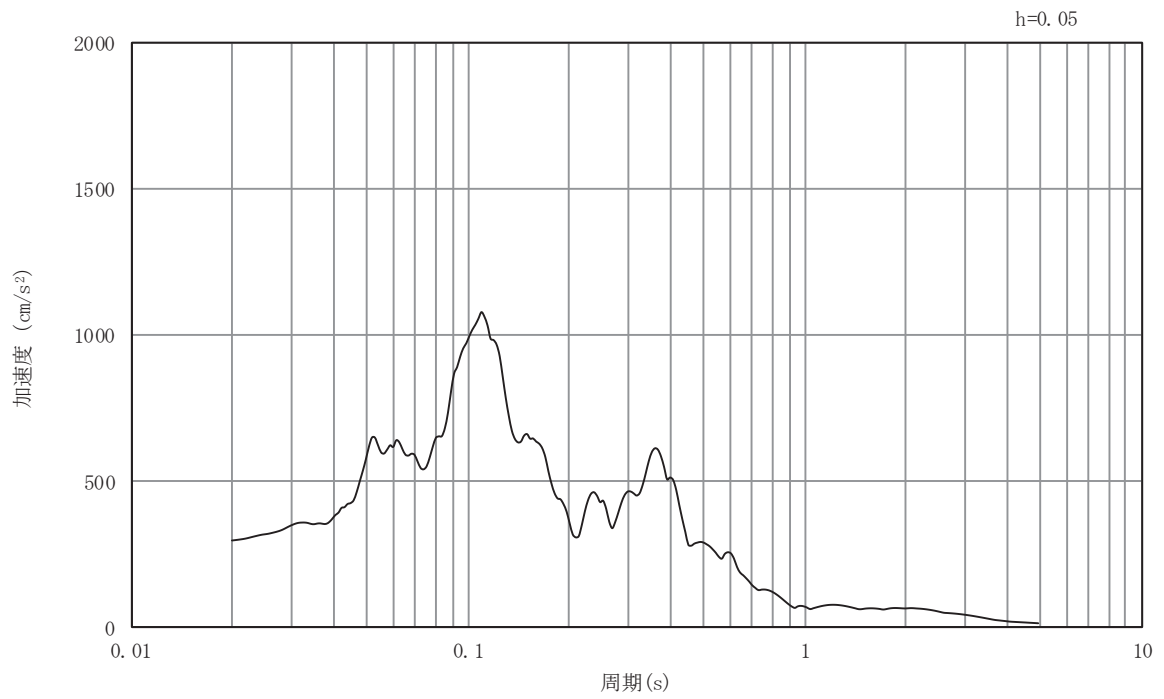


(b) 加速度応答スペクトル

図4-14 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
 (水平成分：S s - N 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図4-15 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

4.2 許容限界の設定

4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づき、限界層間変形角（1/100）とする。

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

曲げ・軸力系の破壊に対する照査に用いる照査用層間変形角は、地震応答解析により得られた応答値に安全係数（構造解析係数）1.2 を乗じることにより、曲げ・軸力系の破壊に対する安全余裕を見込んだ評価を実施する。

鉄筋コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界を表 4-1 に示す。

また、後施工せん断補強工法（セラミックキャップバー工法）（以下、「CCb 工法」という。）を適用する部材について、CCb 工法はおおむね弾性範囲となる状況下で使用することから、構造部材に発生する曲げモーメントが降伏曲げモーメントを下回ることを併せて確認する。第 3 号機取水路において CCb 工法を適用する部材を図 4-16 に示す。

表 4-1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

確認項目	許容限界	
構造強度を有すること	限界層間変形角	1/100*

注記* : $\gamma_i \frac{R_d}{R_u} < 1.0$

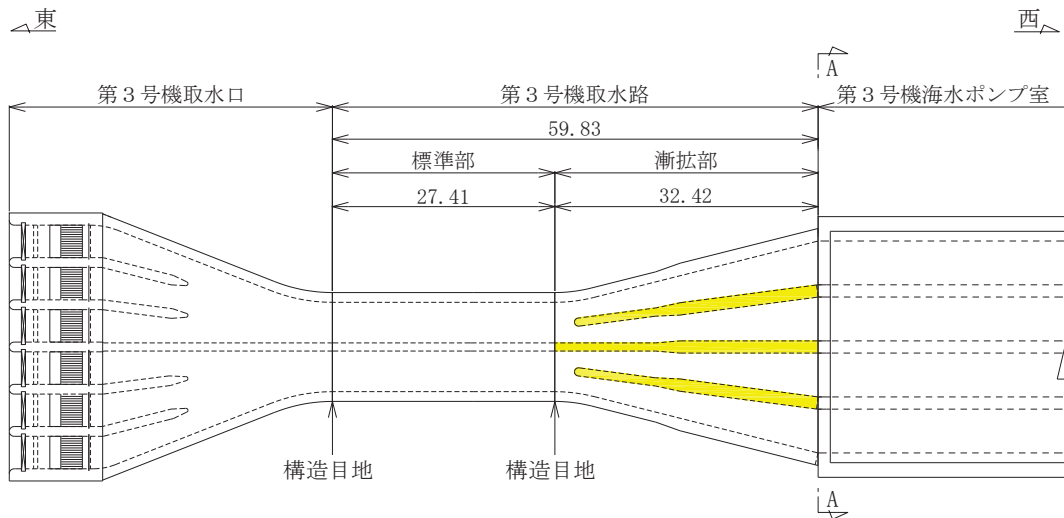
ここで、 γ_i : 構造物係数 ($\gamma_i = 1.0$)

R_u : 限界層間変形角 (= 1/100)

R_d : 照査用層間変形角 ($R_d = \gamma_a \cdot R$)

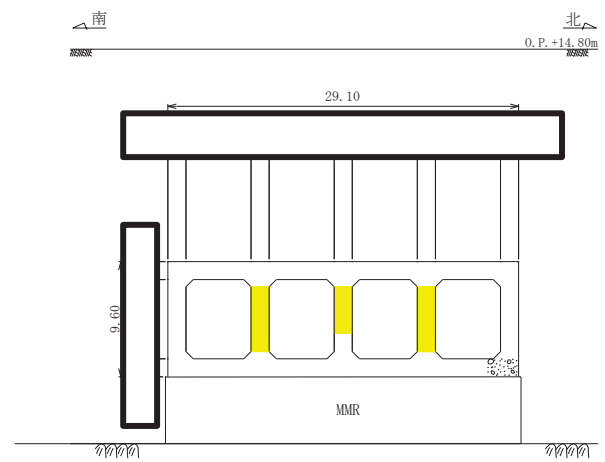
γ_a : 構造解析係数 ($\gamma_a = 1.2$)

R : 発生層間変形角



■ : CCb による耐震補強箇所

図 4-16(1) CCb による耐震補強箇所 (平面図) (再掲)



■ : CCb による耐震補強箇所

図 4-16(2) CCb による耐震補強箇所 (断面図) (再掲)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

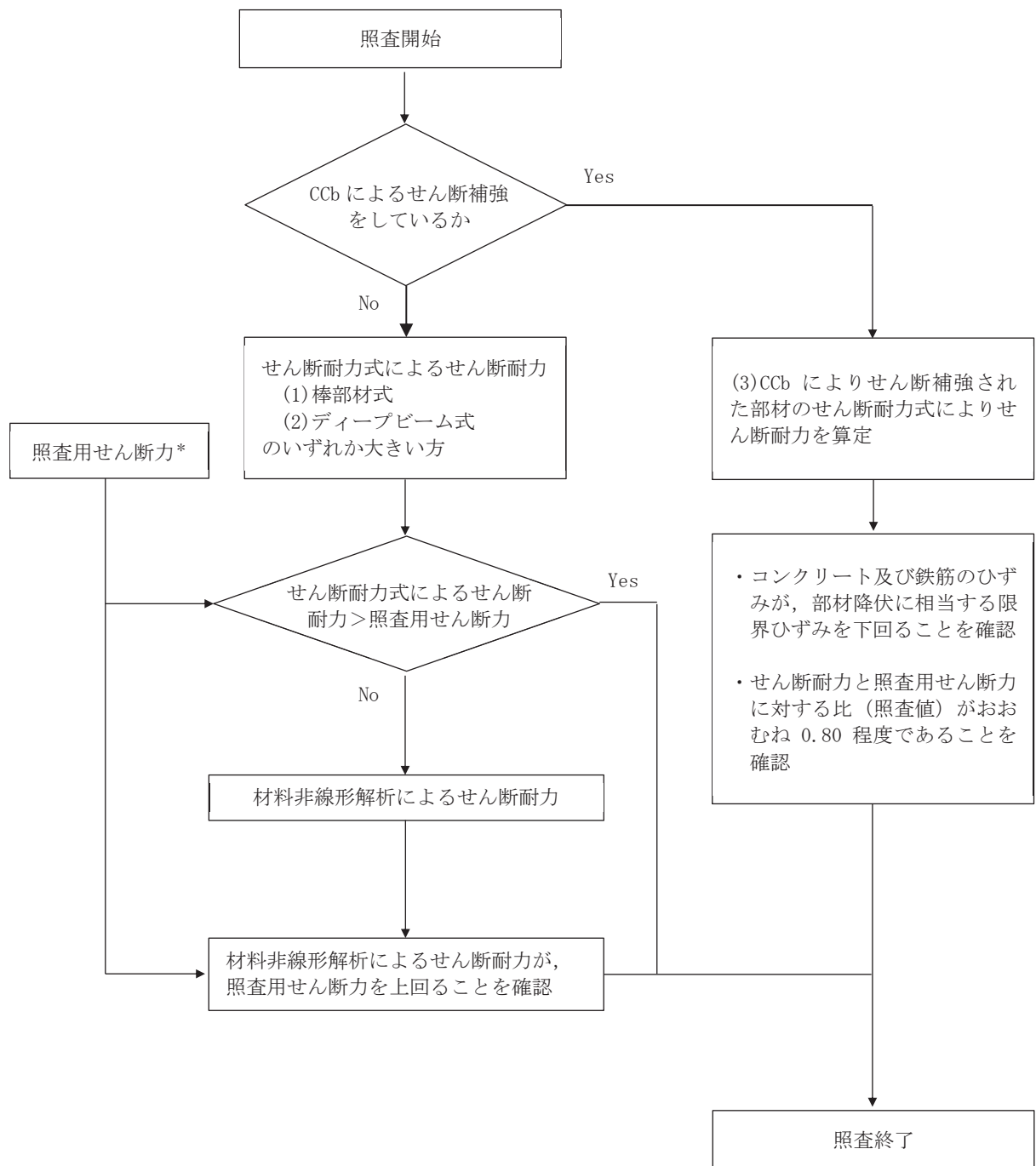
4.2.2 せん断破壊に対する許容限界

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。

せん断耐力を、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。

各せん断耐力の評価式は、後述する。せん断破壊に対する照査のフローを図4-17に示す。



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

図 4-17 せん断破壊に対する検査フロー

(1) 棒部材式

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

ここで、 $V_{y d}$: せん断耐力

$V_{c d}$: コンクリートが分担するせん断耐力

$V_{s d}$: せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

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

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

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

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

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N'_d \geq 0) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$
$$= 1 + 2M_0 / M_d \quad (N'_d < 0) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

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

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

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

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

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

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

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

$\gamma_{b c}$: 部材係数

$\gamma_{m c}$: 材料係数

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

ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

$f_{w y d}$: せん断補強鉄筋の降伏強度を $\gamma_{m s}$ 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
 $f'_{c k}$ 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。

$\gamma_{b s}$: 部材係数

$\gamma_{m s}$: 材料係数

(2) デープビーム式

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

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

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

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

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]})$$

ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は $\beta_d = 1.5$

$$\beta_p = \sqrt[3]{\frac{100 p_v}{5}}$$

ただし、 $\beta_p > 1.5$ 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(%)

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

また、土木学会マニュアルにおけるせん断耐力式による評価においては、表4-2に示すとおり、複数の安全係数が見込まれていることから、せん断破壊に対して安全余裕を見込んだ評価を実施することが可能である。

表4-2 せん断耐力式による評価において考慮している安全係数

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

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

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

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

ここで、R：層間変形角とされている。

第3号機取水路は、層間変形角1/100を鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界とすることから、 $\gamma_{b2} = 1.0$ とする。

(3) CCbによりせん断補強された部材のせん断耐力式（棒部材式）

セラミックキャップバー（以下「CCb」という。）工法による後施工せん断補強を行う構造部材のせん断耐力については、「建設技術審査証明報告書 技術名称 後施工セラミック定着型せん断補強鉄筋「セラミックキャップバー（CCb）一般財団法人土木研究センター」」（以下「建設技術証明書」という。）に示されている以下の設計式により求める。

$$V_{p y d} = V_{c d} + V_{s d} + V_{C C b d} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$V_{C C b d} = \beta_{a w} \cdot V_{a w d} \\ = \beta_{a w} \cdot \left\{ A_{a w} \cdot f_{a w y d} (\sin \alpha_{a w} + \cos \alpha_{a w}) / S_{a w} \right\} z / \gamma_b \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\beta_{a w} = \eta = 1 - \frac{\ell_y}{2S_{r b}} \quad \dots \text{式(3)}$$

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

ここに、 $V_{c d}$: 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

$V_{s d}$: 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

$V_{C C b d}$: 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

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

$\beta_{a w}$: 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

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

$f_{a w y d}$: 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。

$\alpha_{a w}$: セラミックキャップバー（CCb）が部材軸となす角度

$S_{a w}$: 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）

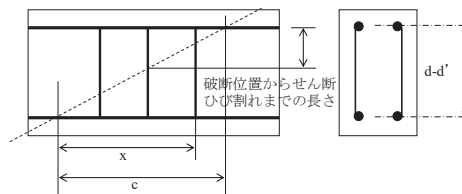
ℓ_y : セラミックキャップバー（CCb）の先端型定着体の定着長（5D としてよい）

D : CCb の鉄筋径

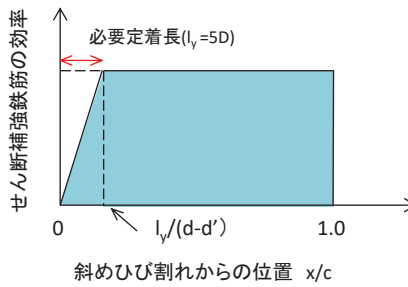
$S_{r b}$: 補強対象部材の圧縮鉄筋と引張鉄筋の間隔

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

セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は、先端型定着体の定着長が $5D$ であることから、通常のせん断鉄筋に比べ補強効率が低下する。セラミックキャップバー (CCb) が負担するせん断耐力は同定着長と補強対象部材の主筋間隔から算出される有効率 β_{aw} を通常のせん断補強鉄筋の負担分に乗じることにより考慮されている。図 4-18 に有効率算定における概念図を示す。



(a) 斜めひび割れ内に定着不良が生じたせん断補強鉄筋



(b) 標準型

図 4-18 セラミックキャップバー (CCb) の有効率算定の概念図

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

4.2.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

(1) 基礎地盤（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 4-3 に示す。

表 4-3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	牧の浜部層	11.4

(2) MMR（既設）

a. 接地圧に対する許容限界

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

表 4-4 MMR（既設）の支持性能に対する許容限界

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

b. 健全性に対する許容限界

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

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

MMR（既設）のせん断強度及び引張強度を表 4-5 に示す。

表 4-5 MMR（既設）のせん断強度及び引張強度

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

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

*2：コンクリート標準示方書に基づき設定

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

全応力解析及び有効応力解析の地震応答解析結果として、「層間変形角時刻歴波形」、断面力対し照査を行っている項目のうち最も厳しい照査値に対する「断面力分布」、曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値に示すケースの地盤の「最大せん断ひずみ分布」、「過剰間隙水圧比分布」を記載する。なお、断面力分布は単位奥行あたりの断面力を図示する。

5.1.1 解析ケースと照査値

耐震評価における解析ケースについては、「資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき設定する。

第 3 号機取水路は、全応力解析及び有効応力解析の両解析により耐震評価を行うことから、すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①（全応力解析）及びケース⑥（有効応力解析）を基本ケースとし、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いて、照査値が 0.5 を超えるすべての照査項目に対して、最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて、全応力解析の場合はケース②～④、有効応力解析の場合はケース⑦及び⑧を実施する。

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

以下に、第 3 号機取水路の曲げ・軸力系に対する照査及びせん断破壊に対する照査結果を示す。なお、評価位置を図 5-1 に示す。

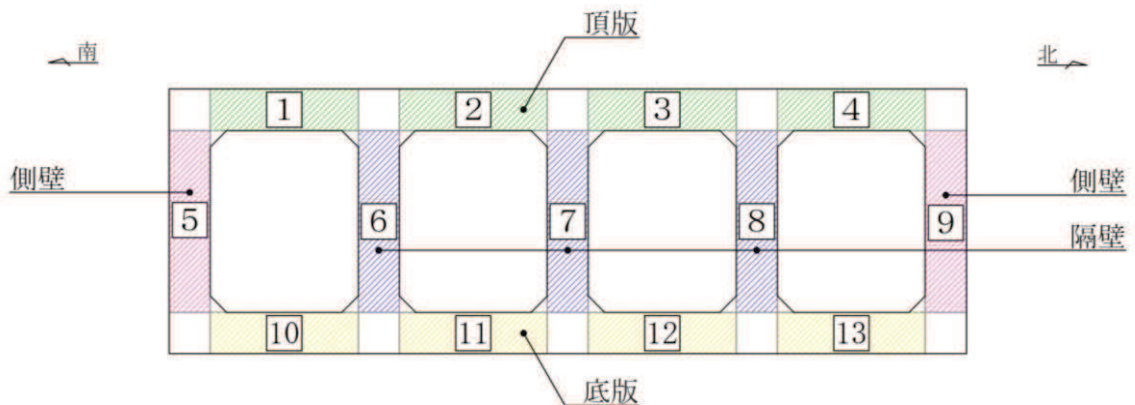


図 5-1 評価位置図

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 5-1 に曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、全応力解析及び有効応力解析ともに、限界層間変形角を許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」に示す。

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

表 5-1(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査		
		全応力解析		
		①	②	③
S _s -D1	++	0.08		
	-+	0.08		
S _s -D2	++	0.09		
	-+	0.08		
S _s -D3	++	0.08		
	-+	0.08		
S _s -F1	++	0.08		
	-+	0.08		
S _s -F2	++	0.09		
	-+	0.09	0.08	0.10
S _s -F3	++	0.07		
	-+	0.06		
S _s -N1	++	0.07		
	-+	0.06		

表 5-1(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 解析ケース		曲げ・軸力系の破壊に対する照査			
		有効応力解析			
		⑥	⑦	⑧	⑨
S _s -D1	++	0.10			
	-+	0.10			
S _s -D2	++	0.12	0.11	0.15	0.10
	-+	0.12			
S _s -D3	++	0.07			
	-+	0.07			
S _s -F1	++	0.10			
	-+	0.10			
S _s -F2	++	0.09			
	-+	0.08			
S _s -F3	++	0.08			
	-+	0.08			
S _s -N1	++	0.07			
	-+	0.07			

(2) せん断破壊に対する照査

表 5-2 にせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

せん断破壊に対する照査は、せん断耐力を許容限界とする。

なお、詳細については、「5.2.2 せん断破壊に対する評価結果」に示す。

せん断破壊に対する照査値は、ばらつきを考慮しても 0.86 であり、要求機能を満足していると評価できる。

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

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		全応力解析		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.44		
	-+	0.46		
S s - D 2	++	0.43		
	-+	0.43		
S s - D 3	++	0.43		
	-+	0.44		
S s - F 1	++	0.42		
	-+	0.40		
S s - F 2	++	0.48		
	-+	0.47	0.47	0.47
S s - F 3	++	0.46		
	-+	0.47		
S s - N 1	++	0.49		
	-+	0.50		

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

*2：頂版は、CCb 工法を適用していない。

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

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		有効応力解析			
		⑥	⑦	⑧	⑨
S _s -D1	++	0.46			
	-+	0.47			
S _s -D2	++	0.42	0.40	0.43	0.44
	-+	0.39			
S _s -D3	++	0.40			
	-+	0.39			
S _s -F1	++	0.43			
	-+	0.43			
S _s -F2	++	0.45			
	-+	0.42			
S _s -F3	++	0.40			
	-+	0.40			
S _s -N1	++	0.36			
	-+	0.36			

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

*2：頂版は、CCb 工法を適用していない。

表 5-2(3) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (側壁*1, 2)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		全応力解析		
		①	②	③
S _s -D1	++	0.49		
	-+	0.46		
S _s -D2	++	0.49		
	-+	0.53		
S _s -D3	++	0.47		
	-+	0.43		
S _s -F1	++	0.44		
	-+	0.46		
S _s -F2	++	0.47		
	-+	0.47	0.48	0.49
S _s -F3	++	0.49		
	-+	0.49		
S _s -N1	++	0.55		
	-+	0.54		

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

*2：側壁は，CCb 工法を適用していない。

表 5-2(4) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (側壁*1, 2)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		有効応力解析			
		⑥	⑦	⑧	⑨
S _s -D1	++	0.75		0.79	
	-+	0.70			
S _s -D2	++	0.70	0.66	0.74	0.73
	-+	0.71			
S _s -D3	++	0.59			
	-+	0.62			
S _s -F1	++	0.71			
	-+	0.64			
S _s -F2	++	0.69			
	-+	0.70			
S _s -F3	++	0.56			
	-+	0.59			
S _s -N1	++	0.55			
	-+	0.52			

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

*2：側壁は，CCb 工法を適用していない。

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

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査*3		
		全応力解析		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.53		
	-+	0.57		
S s - D 2	++	0.59		
	-+	0.59		
S s - D 3	++	0.51		
	-+	0.51		
S s - F 1	++	0.60		
	-+	0.58		
S s - F 2	++	0.55		
	-+	0.60	0.62	0.60
S s - F 3	++	0.57		
	-+	0.53		
S s - N 1	++	0.59		
	-+	0.59		

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

*2：図 5-3 に示す隔壁 6, 7, 8 に CCb 工法を適用する。

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

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

地震動 解析ケース		せん断破壊に対する照査* ^{3, 5}			
		有効応力解析			
		⑥	⑦	⑧	⑨
S s - D 1	++	0.60			
	-+	0.58			
S s - D 2	++	0.77	0.72	0.83	0.86 【0.61* ⁴ 】
	-+	0.76			0.86 【0.61* ⁴ 】
S s - D 3	++	0.54			
	-+	0.54			
S s - F 1	++	0.60			
	-+	0.62			
S s - F 2	++	0.56			
	-+	0.56			
S s - F 3	++	0.63			
	-+	0.61			
S s - N 1	++	0.52			
	-+	0.52			

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

*2：図 5-3 に示す隔壁 ⑥, ⑦, ⑧ に Ccb 工法を適用する。

*3：Ccb 工法を適用する部材における最大照査値を【 】内に示す。

*4：図 5-3 に示す隔壁 ⑧ における照査値を示す。

*5：赤枠は、図 3-22 のフローに基づき、解析ケース⑦～⑨を実施する地震動の基本ケース⑥の照査値を示す。

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

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査		
		全応力解析		
		①	②	③
S _s -D1	++	0.20		
	-+	0.20		
S _s -D2	++	0.21		
	-+	0.21		
S _s -D3	++	0.20		
	-+	0.20		
S _s -F1	++	0.21		
	-+	0.20		
S _s -F2	++	0.21		
	-+	0.22	0.22	0.22
S _s -F3	++	0.22		
	-+	0.22		
S _s -N1	++	0.23		
	-+	0.23		

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

*2：側壁は，CCb 工法を適用していない。

表 5-2(8) せん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値 (底版*1, 2)

地震動 \ 解析ケース		せん断破壊に対する照査			
		有効応力解析			
		⑥	⑦	⑧	⑨
S s - D 1	++	0.23			
	-+	0.23			
S s - D 2	++	0.23	0.22	0.24	0.27
	-+	0.23			
S s - D 3	++	0.21			
	-+	0.22			
S s - F 1	++	0.23			
	-+	0.23			
S s - F 2	++	0.22			
	-+	0.22			
S s - F 3	++	0.22			
	-+	0.21			
S s - N 1	++	0.20			
	-+	0.19			

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

*2：底版は，CCb 工法を適用していない。

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 5-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

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

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

表 5-3(1) 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査*		
		全応力解析		
		①	②	③
S s - D 1	++	0.18		
	-+	0.19		
S s - D 2	++	0.21		
	-+	0.20		
S s - D 3	++	0.18		
	-+	0.20		
S s - F 1	++	0.18		
	-+	0.20		
S s - F 2	++	0.20		
	-+	0.20	0.20	0.22
S s - F 3	++	0.20		
	-+	0.18		
S s - N 1	++	0.22		
	-+	0.20		

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

表 5-3(2) 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査*			
		有効応力解析			
		⑥	⑦	⑧	⑨
S s - D 1	++	0.20			
	-+	0.19			
S s - D 2	++	0.24	0.24	0.25	0.25
	-+	0.20			
S s - D 3	++	0.19			
	-+	0.19			
S s - F 1	++	0.19			
	-+	0.21			
S s - F 2	++	0.18			
	-+	0.21			
S s - F 3	++	0.21			
	-+	0.17			
S s - N 1	++	0.15			
	-+	0.20			

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

5.1.2 層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

第3号機取水路の曲げ・軸力系の破壊に対する照査において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表5-4に示す。また、該当する解析ケースの層間変形角時刻歴波形を図5-2に示す。

表5-4(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果
（最も厳しい照査値とその地震動：全応力解析）

解析ケース	地震動	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
③	S s - F 2 (-+)	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 × 構造解析係数 γ_a

表5-4(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果
（最も厳しい照査値とその地震動：有効応力解析）

解析ケース	地震動	照査用層間変形角* R_d	限界層間変形角 R_u	照査値 R_d/R_u
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

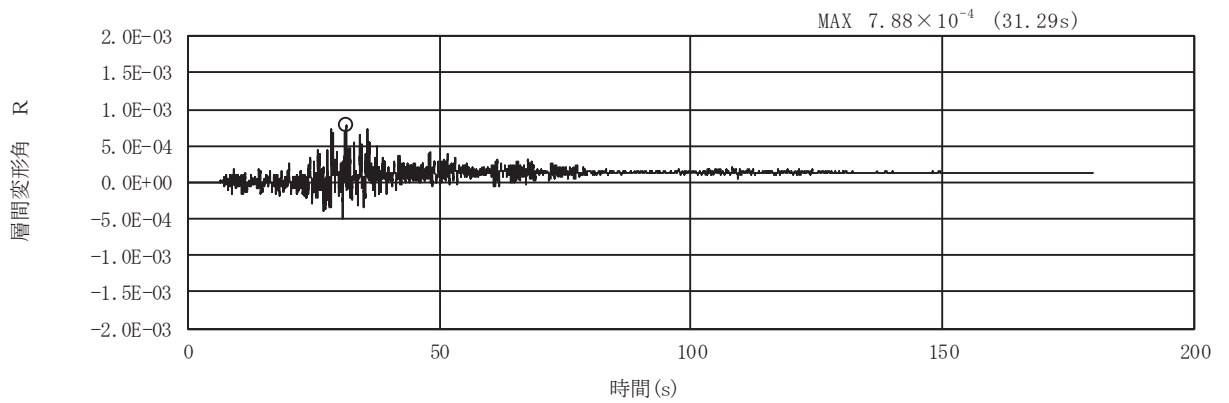


図 5-2(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの
層間変形角時刻歴波形（全応力解析）
（解析ケース③, S s - F 2 (-+))

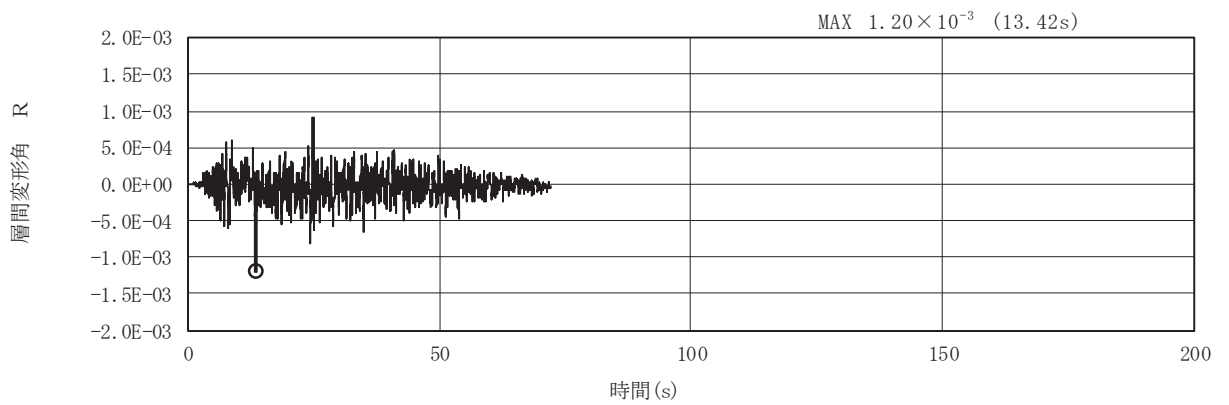


図 5-2(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査が最も厳しくなるケースの
層間変形角時刻歴波形（有効応力解析）
（解析ケース⑧, S s - D 2 (++)）

5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

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

表5-5(1) せん断破壊に対する照査結果（全応力解析）

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 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
頂版	4	①	S s - N 1 (-+)	1511	3083	0.50
側壁	9	①	S s - N 1 (++)	1010	1841	0.55
隔壁	7	②	S s - F 2 (-+)	865	1402	0.62
底版	12	①	S s - N 1 (-+)	945	4151	0.23

注記*1：評価位置は図5-1に示す。

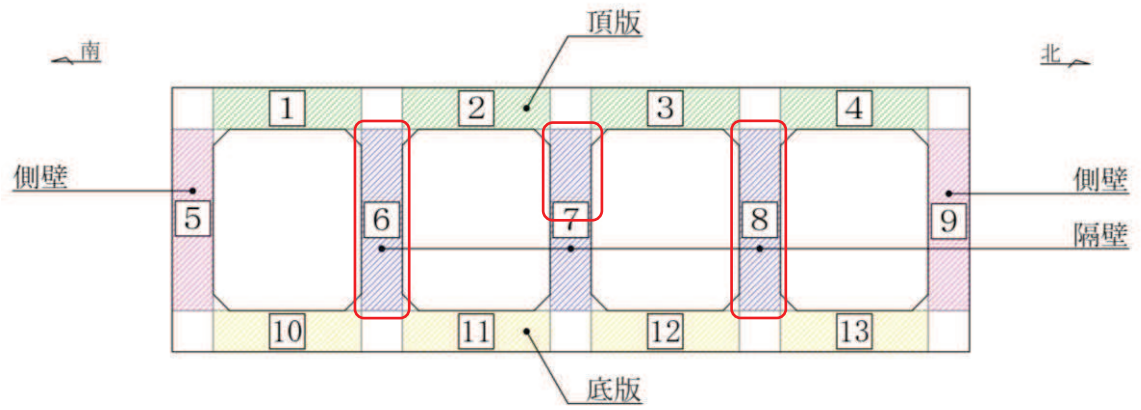
*2：照査用せん断力 V_d =発生せん断力 V ×構造解析係数 γ_a

表5-5(2) せん断破壊に対する照査結果（有効応力解析）

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 V_{yd} (kN)	照査値 V_d/V_{yd}
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

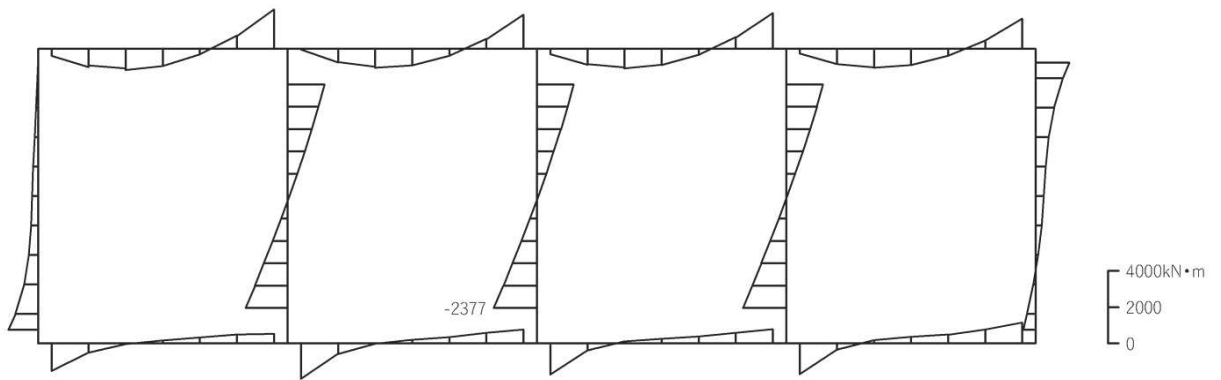
注記*1：評価位置は図5-1に示す。

*2：照査用せん断力 V_d =発生せん断力 V ×構造解析係数 γ_a



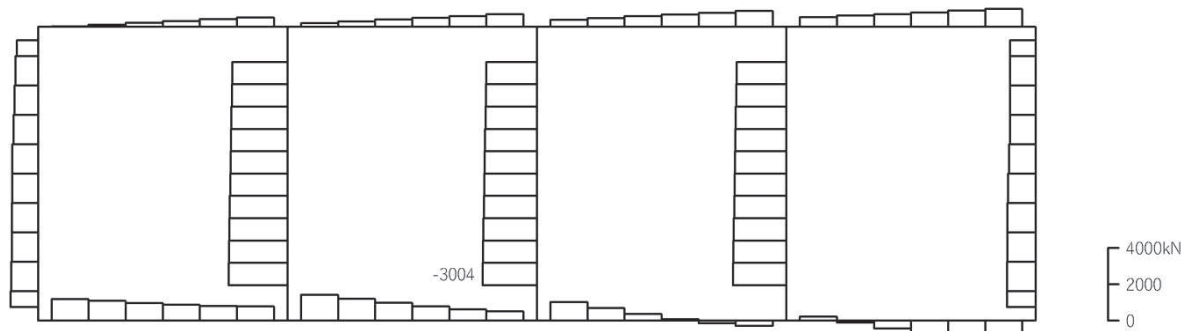
注：赤枠はCCb工法を適用している部材を示す。

図5-3 評価位置図



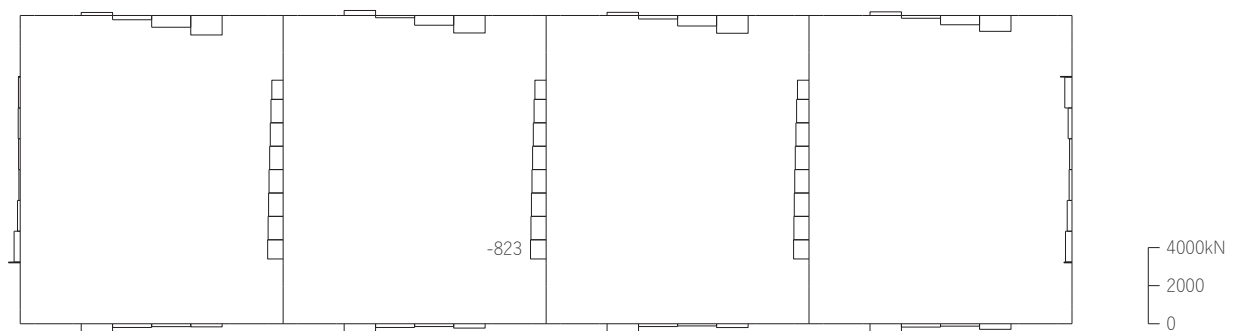
数値：各部材の最大断面力

(a) 曲げモーメント (kN・m)



数値：各部材の最大断面力

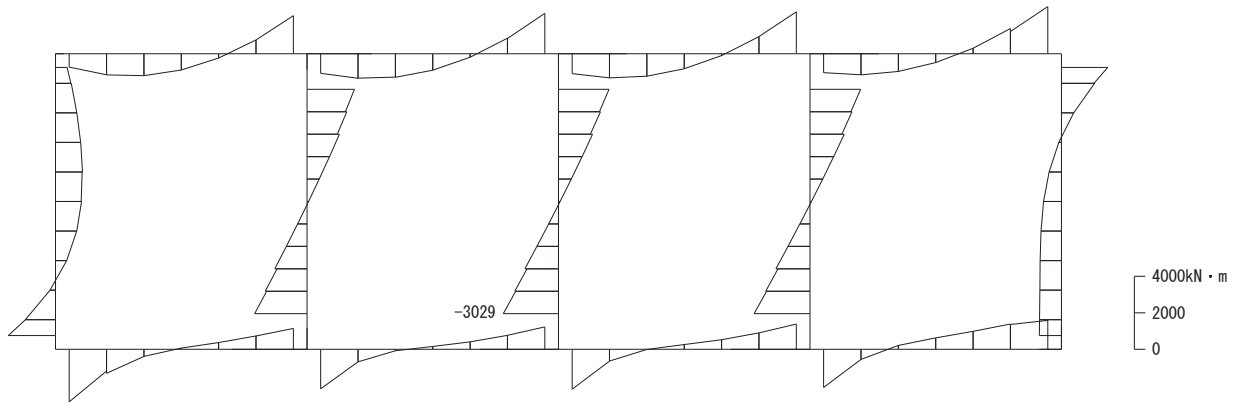
(b) 軸力 (kN) (+ : 引張, - : 圧縮)



数値：各部材の最大断面力

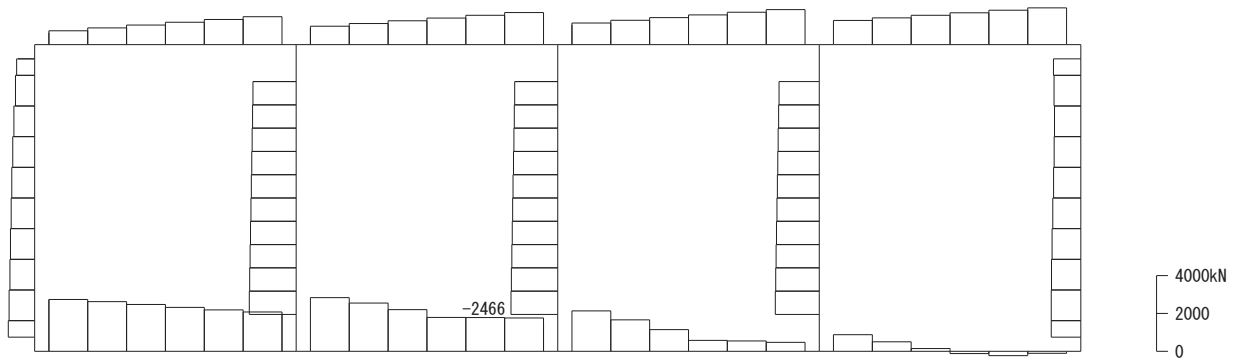
(c) せん断力 (kN)

図 5-4(1) せん断破壊に対する照査値最大値の断面力図 (全応力解析)
(隔壁, 解析ケース②, S s - F 2 (-+))



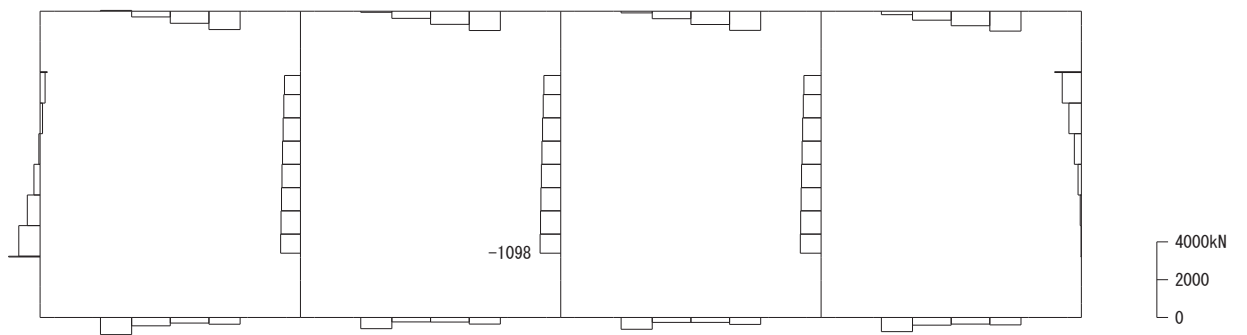
数値：各部材の最大断面力

(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 5-4(2) せん断破壊に対する照査値最大値の断面力図 (有効応力解析)
(隔壁, 解析ケース⑨, S_s-D2 (-+))

5.1.4 最大せん断ひずみ分布

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

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

表 5-6(1) 最大照査値を示す解析ケースの一覧（全応力解析）

評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース③ S s - F 2 (-+)	ケース② S s - F 2 (-+)

表 5-6(2) 最大照査値を示す解析ケースの一覧（有効応力解析）

評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース⑧ S s - D 2 (++)	ケース⑨ S s - D 2 (-+)

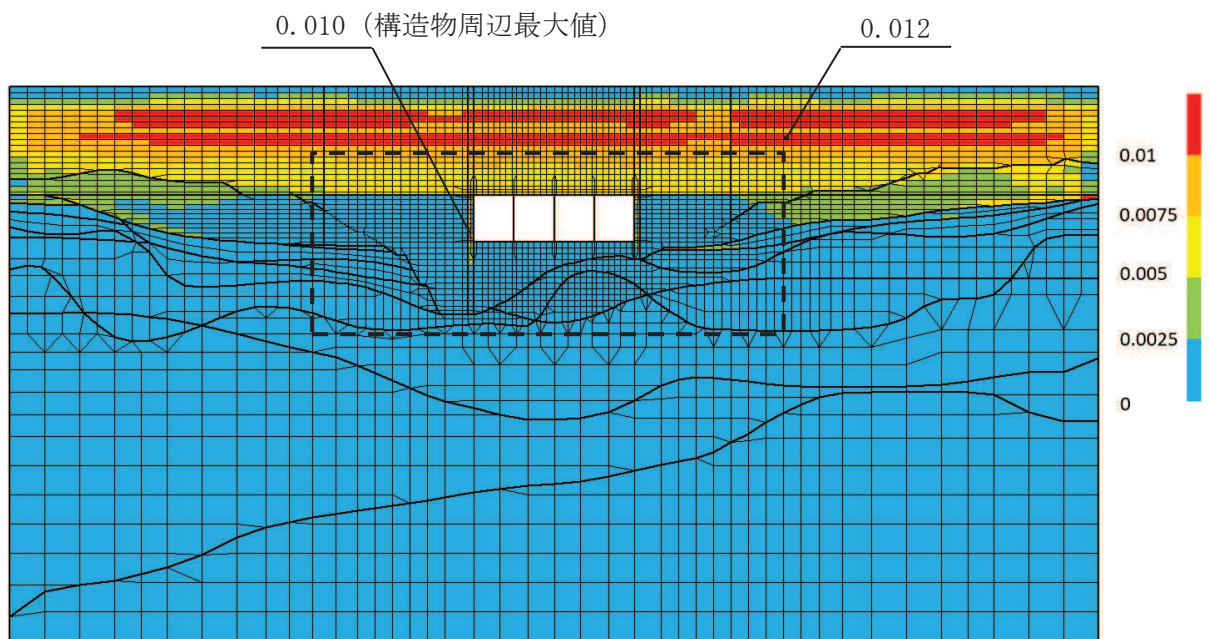
注：耐震評価における解析ケース一覧

【全応力解析】

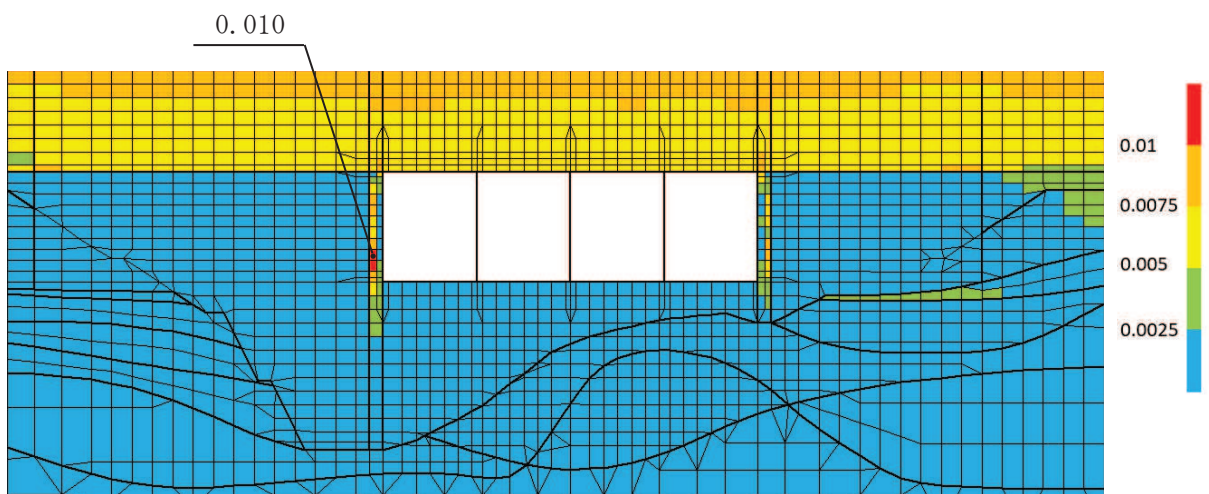
	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性（コンクリート）に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値+1σ	平均値-1σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度

【有効応力解析】

	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
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

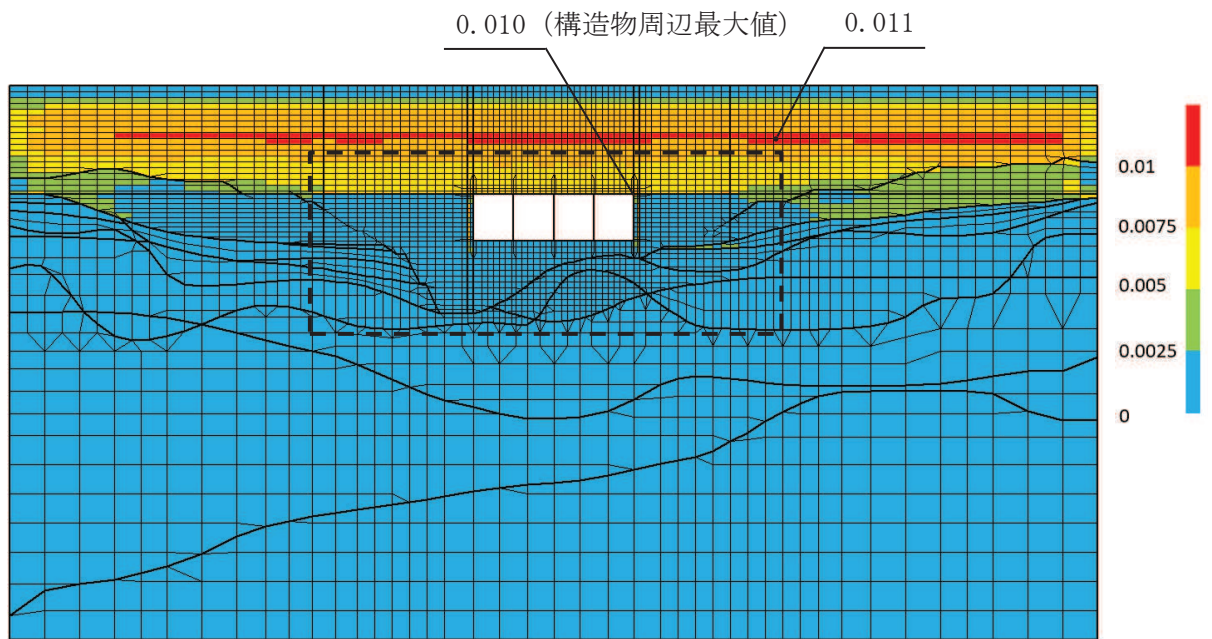


(a) 全体図

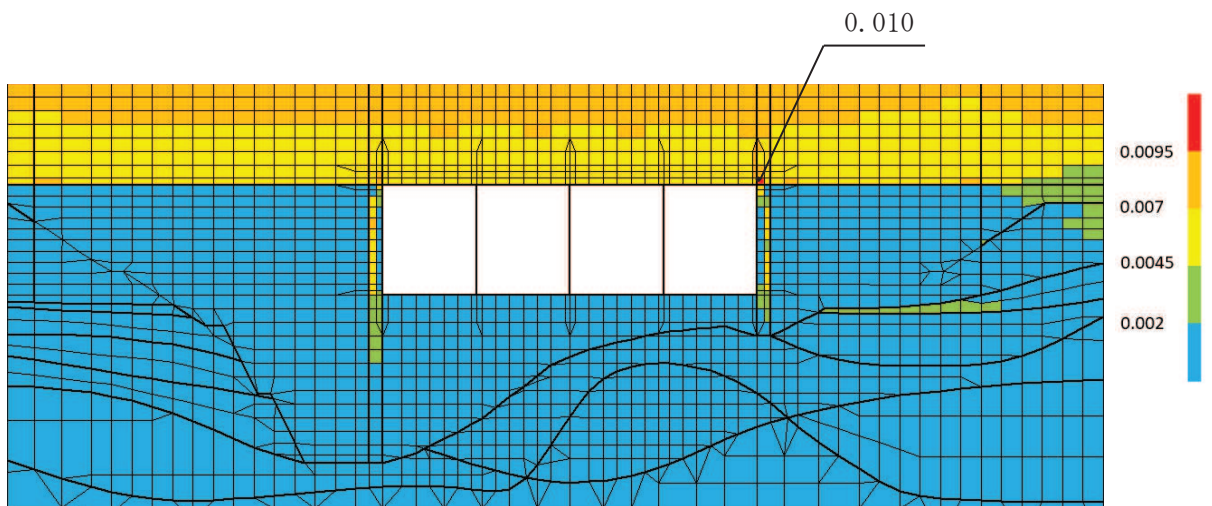


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-5(1) 最大せん断ひずみ分布図 (全応力解析)
(解析ケース③, 地震動 $S_s - F2 (-+)$)

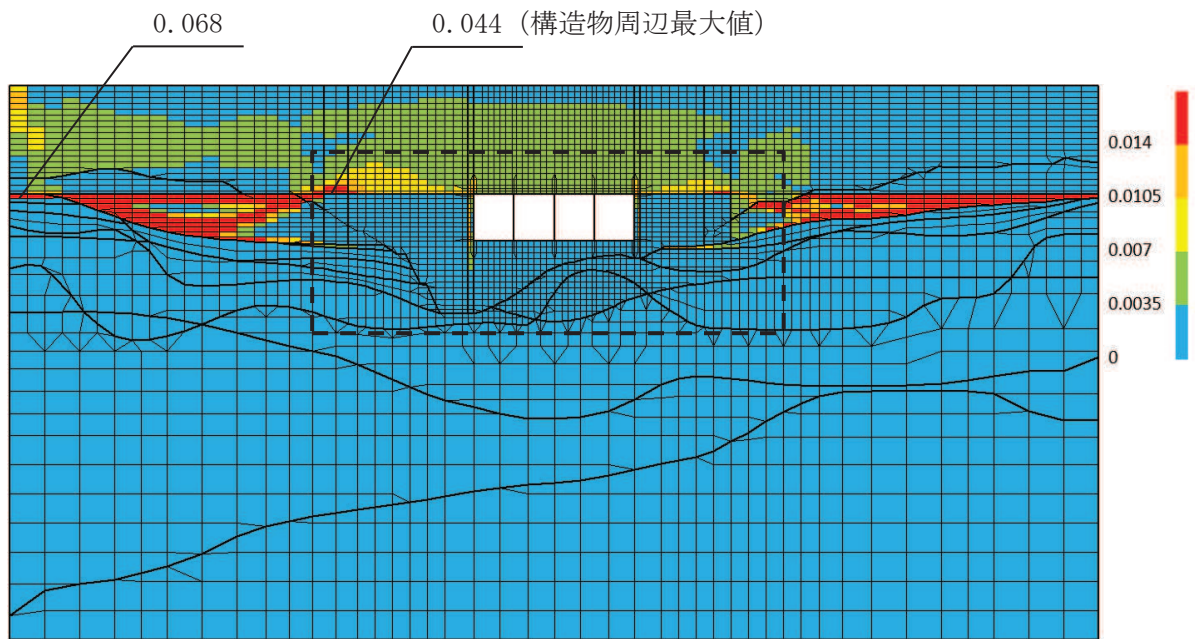


(a) 全体図

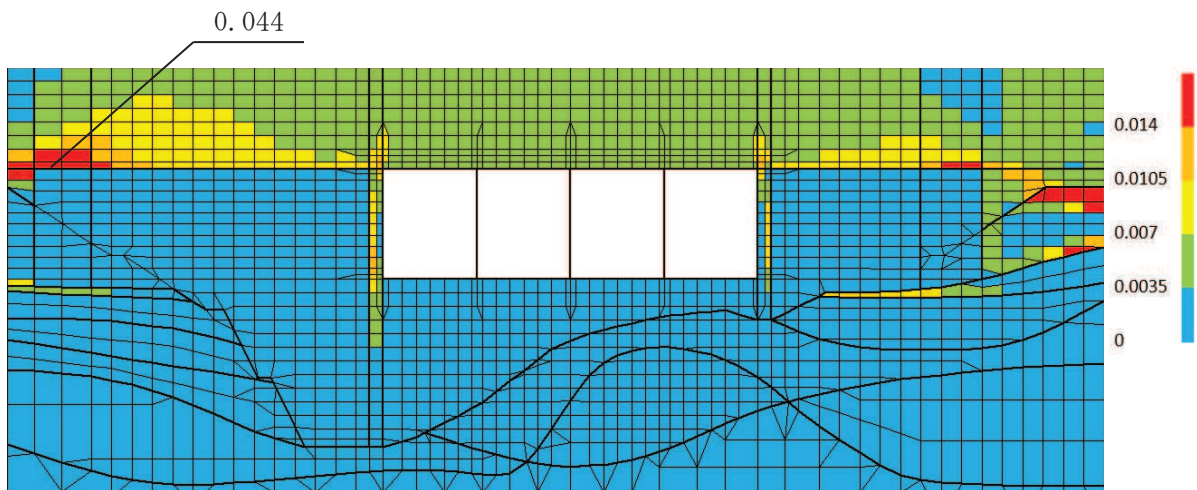


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-5(2) 最大せん断ひずみ分布 (全応力解析)
(解析ケース②, 地震動 $S_s - F2 (-+)$)

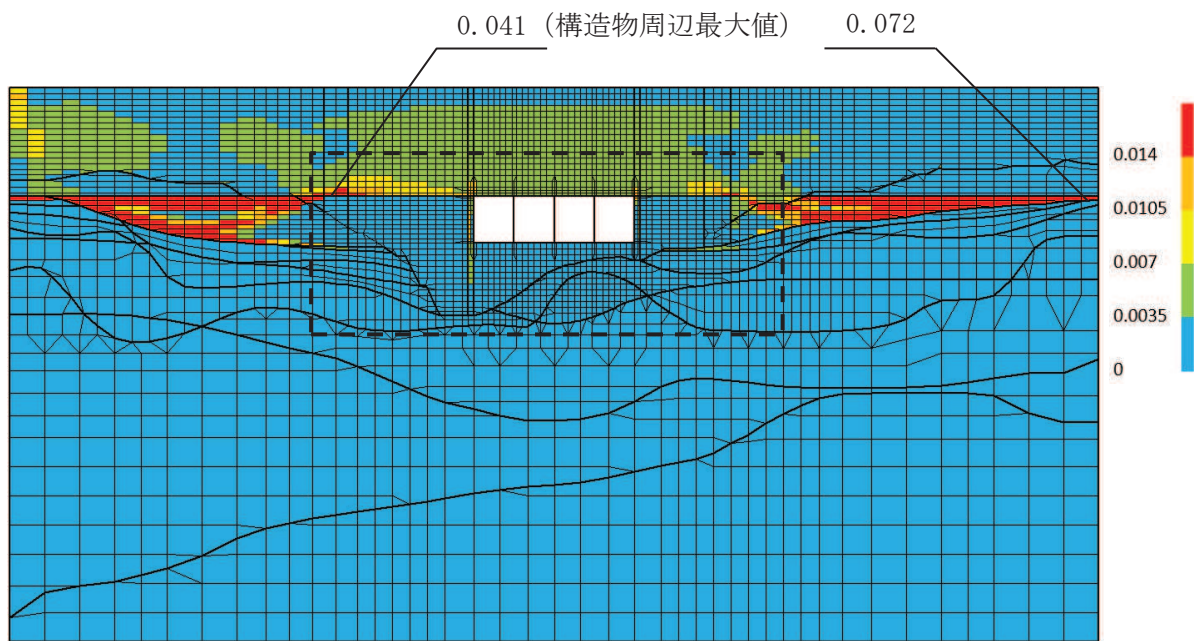


(a) 全体図

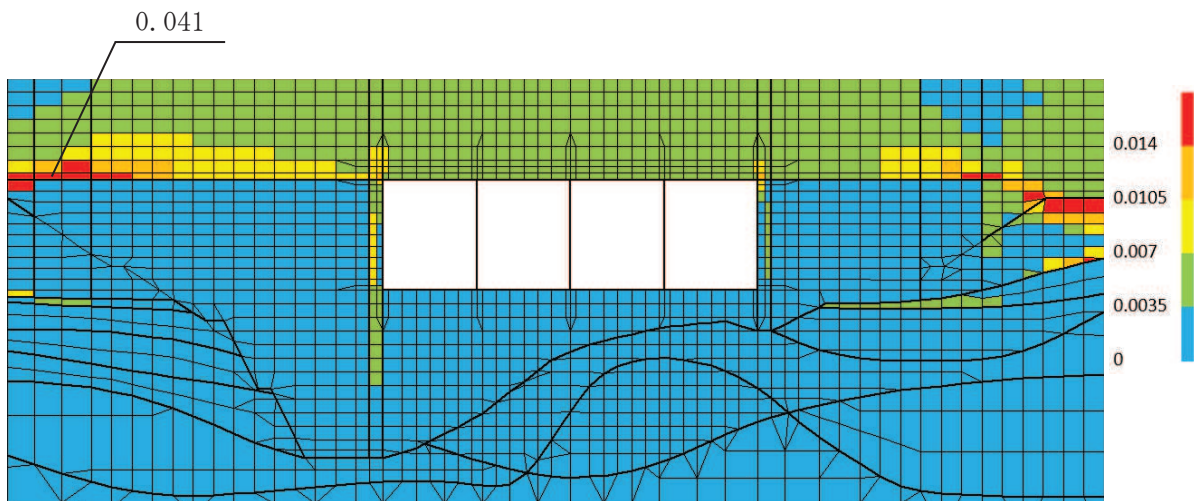


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-5(3) 最大せん断ひずみ分布 (有効応力)
(解析ケース⑧, 地震動 $S_s - D2 (+ +)$)



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-5(4) 最大せん断ひずみ分布 (有効応力)
(解析ケース⑨, 地震動 S_s-D2 (-+))

5.1.5 過剰間隙水圧比分布

曲げ・軸力系の破壊に対する照査及びせん断破壊に対する照査で最大照査値を示すケースについて、地盤に発生した過剰間隙水圧比分布を確認する。

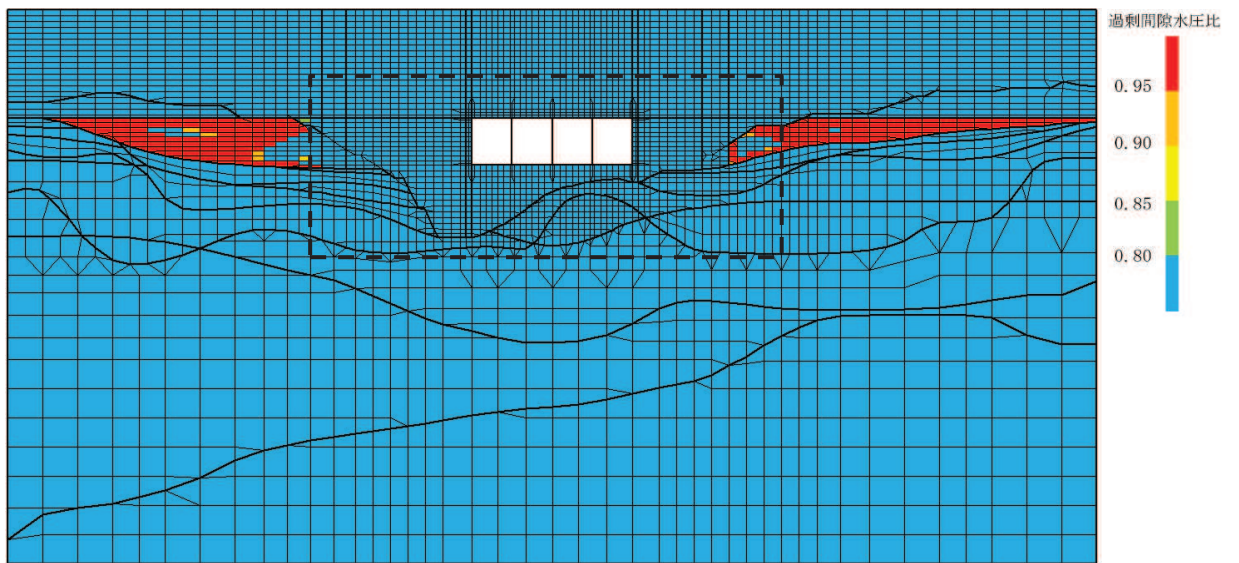
最大照査値を示す解析ケースの一覧を表 5-7 に、過剰間隙水圧比分布図を図 5-6 に示す。

表 5-7 最大照査値を示すケースの一覧

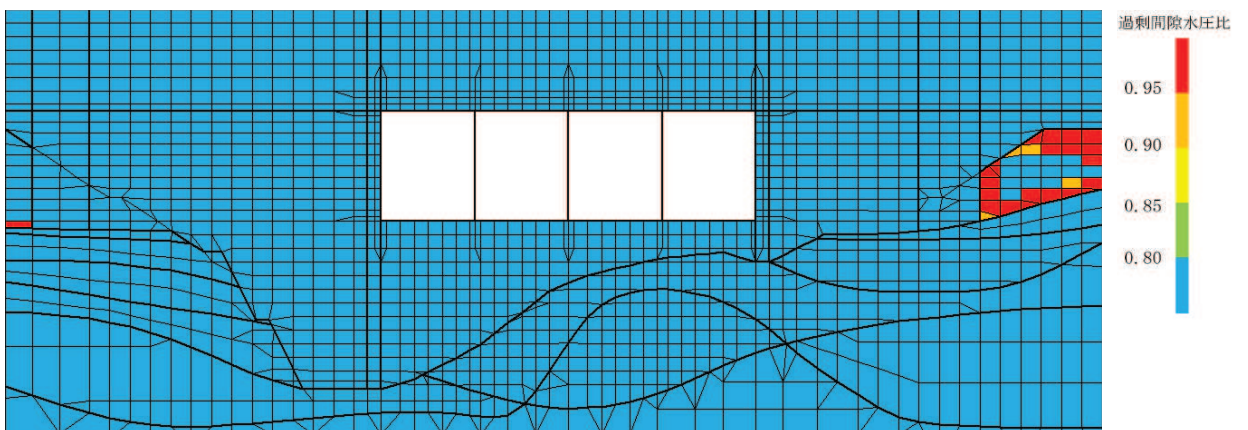
評価項目	
曲げ・軸力系の破壊に対する照査	せん断破壊に対する照査
ケース⑧ S s - D 2 (++)	ケース⑨ S s - D 2 (-+)

注：耐震評価における解析ケース一覧

	ケース⑥	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨
解析ケース	基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース	材料物性 (コンクリート) に実強度を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ	平均値
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度	実強度に基づく圧縮強度

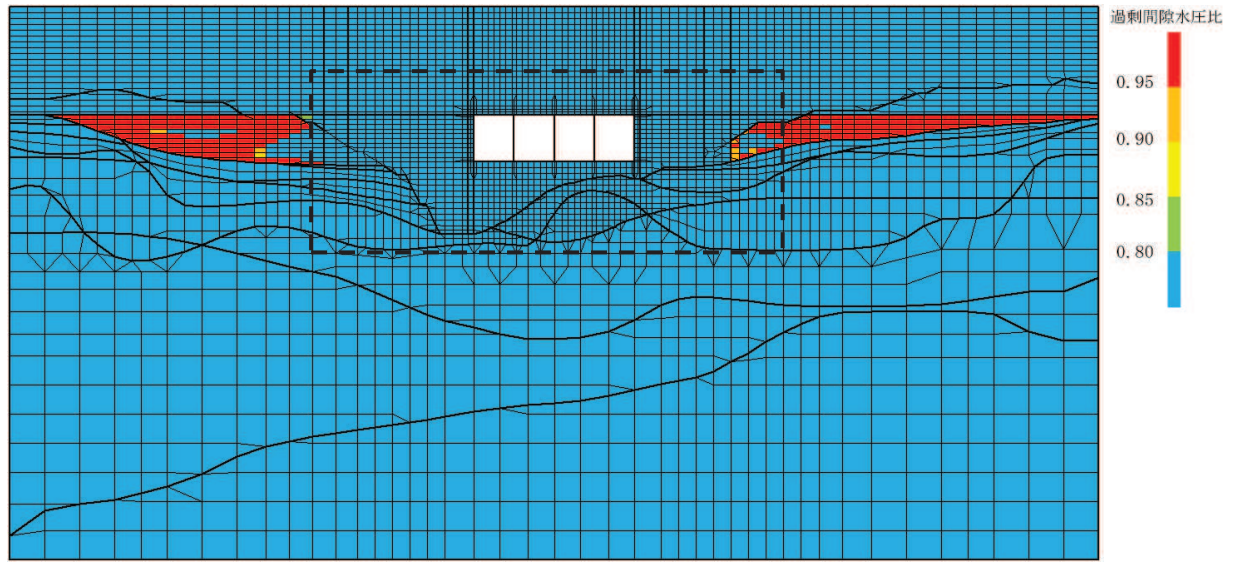


(a) 全体図

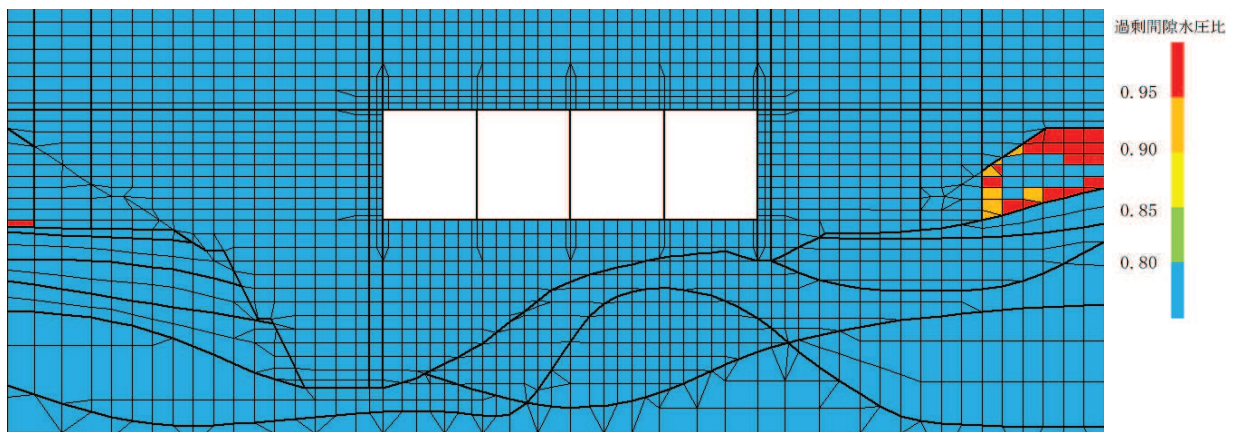


(b) 構造物周辺拡大図

図 5-6 (1) 最大過剰間隙水圧比分布図
(解析ケース⑧, S s - D 2 (++))



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-6 (2) 最大過剰間隙水圧比分布図
(解析ケース⑨, S s - D 2 (-+))

5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

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

同表より、全ケースにおいて照査用層間変形角は限界層間変形角（層間変形角 1/100）を下回ることを確認した。

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

表 5-8(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
 (構造強度を有することの確認：全応力解析)

解析 ケース	地震動		照査用層間変形角*	限界層間変形角	照査値	
			R_d	R_u	R_d/R_u	
①	S _s -D 1	++	7.56×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
		-+	8.00×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
	S _s -D 2	++	8.92×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09	
		-+	7.96×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
	S _s -D 3	++	7.32×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
		-+	7.52×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
	S _s -F 1	++	7.50×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
		-+	7.66×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
	S _s -F 2	++	8.25×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09	
		-+	8.84×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09	
	S _s -F 3	++	6.07×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
		-+	5.65×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.06	
	S _s -N 1	++	6.30×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
		-+	5.70×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.06	
	②	S _s -F 2	-+	7.81×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08
	③	S _s -F 2	-+	9.46×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10

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

表 5-8(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果
(構造強度を有することの確認：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		照査用層間変形角*	限界層間変形角	照査値	
			R_d	R_u	R_d/R_u	
⑥	S _s -D 1	++	9.59×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10	
		-+	9.15×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10	
	S _s -D 2	++	1.19×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12	
		-+	1.18×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.12	
	S _s -D 3	++	6.16×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
		-+	6.36×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
	S _s -F 1	++	9.08×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10	
		-+	9.15×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.10	
	S _s -F 2	++	8.04×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.09	
		-+	7.93×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
	S _s -F 3	++	7.73×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
		-+	7.19×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.08	
	S _s -N 1	++	6.21×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
		-+	6.18×10^{-4}	1.0×10^{-2}	0.07	
	⑦	S _s -D 2	++	1.04×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.11
	⑧	S _s -D 2	++	1.45×10^{-3}	1.0×10^{-2}	0.15
	⑨	S _s -D 2	++	9.99×10^{-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 × 構造解析係数 γ_a

表 5-8(3) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果(隔壁)
(CCb 工法の適用範囲内の確認：全応力解析)

解析 ケース	地震動		評価 位置*1, 2	照査用 曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My	
①	S _s -D 1	++	8	1494	1925	0.78	
		-+	8	1404	2011	0.70	
	S _s -D 2	++	8	2365	3708	0.64	
		-+	8	2266	3497	0.65	
	S _s -D 3	++	8	1838	2786	0.66	
		-+	8	1839	2773	0.67	
	S _s -F 1	++	8	1960	3079	0.64	
		-+	8	2005	3232	0.63	
	S _s -F 2	++	8	2131	3446	0.62	
		-+	8	2199	3358	0.66	
	S _s -F 3	++	8	1677	2781	0.61	
		-+	8	1356	2144	0.64	
	S _s -N 1	++	8	2001	3283	0.61	
		-+	8	1764	2844	0.63	
	②	S _s -F 2	-+	8	2393	3649	0.66
	③	S _s -F 2	-+	8	2279	3424	0.67

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

*2：CCb 工法を適用した部位は図 4-16 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

表 5-8(4) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果(隔壁)
(CCb 工法の適用範囲内の確認：有効応力解析)

解析 ケース	地震動		評価 位置*1, 2	照査用 曲げモーメント*3 Md (kN・m/m)	降伏曲げ モーメント My (kN・m/m)	照査値 Md/My	
⑥	S s - D 1	++	8	2258	3450	0.66	
		-+	8	2251	3416	0.66	
	S s - D 2	++	6	2707	3280	0.83	
		-+	8	2822	3150	0.90	
	S s - D 3	++	8	2068	3257	0.64	
		-+	8	2106	3259	0.65	
	S s - F 1	++	8	2374	3459	0.69	
		-+	8	2085	3009	0.70	
	S s - F 2	++	8	2018	3178	0.64	
		-+	8	2107	3122	0.68	
	S s - F 3	++	8	2303	3635	0.64	
		-+	8	2262	3471	0.66	
	S s - N 1	++	8	2023	3013	0.68	
		-+	8	2016	3063	0.66	
	⑦	S s - D 2	++	6	2545	3318	0.77
	⑧	S s - D 2	++	6	2934	3274	0.90
	⑨	S s - D 2	++	6	2976	3302	0.91

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

*2：CCb 工法を適用した部位は図 4-16 に示す。

*3：照査用曲げモーメント＝発生曲げモーメント×構造解析係数 γ_a

5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認におけるせん断破壊に対する評価結果を表 5-9 に示す。

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

同表より、全ケースにおいてせん断力がせん断耐力を下回ることを確認した。

表 5-9(1) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式：全応力解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN)		
①	S s - D 1	++	頂版	4	1298	2956	0.44
			側壁	5	937	1929	0.49
			隔壁	7	740	1422	0.53
			底版	11	751	3950	0.20
		-+	頂版	1	1336	2928	0.46
			側壁	5	844	1866	0.46
			隔壁	7	789	1402	0.57
			底版	13	766	3926	0.20
	S s - D 2	++	頂版	4	1297	3025	0.43
			側壁	9	922	1886	0.49
			隔壁	7	818	1399	0.59
			底版	13	827	3943	0.21
		-+	頂版	4	1309	3065	0.43
			側壁	5	962	1826	0.53
			隔壁	7	828	1406	0.59
			底版	10	802	3890	0.21
	S s - D 3	++	頂版	4	1316	3078	0.43
			側壁	5	871	1873	0.47
			隔壁	7	695	1385	0.51
			底版	13	784	3939	0.20
		-+	頂版	1	1321	3004	0.44
			側壁	9	793	1869	0.43
			隔壁	7	727	1438	0.51
			底版	11	767	3982	0.20

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

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

表 5-9(2) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式：全応力解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN)		
①	S s - F 1	++	頂版	4	1226	2932	0.42
			側壁	5	792	1808	0.44
			隔壁	7	840	1407	0.60
			底版	10	761	3749	0.21
		-+	頂版	1	1190	3012	0.40
			側壁	9	823	1821	0.46
			隔壁	7	809	1398	0.58
			底版	13	756	3936	0.20
	S s - F 2	++	頂版	4	1410	2984	0.48
			側壁	5	855	1844	0.47
			隔壁	7	780	1428	0.55
			底版	10	786	3779	0.21
		-+	頂版	1	1403	2994	0.47
			側壁	9	844	1797	0.47
			隔壁	7	835	1398	0.60
			底版	11	892	4163	0.22
	S s - F 3	++	頂版	1	1400	3062	0.46
			側壁	9	887	1814	0.49
			隔壁	7	798	1420	0.57
			底版	13	855	3948	0.22
-+		頂版	4	1414	3021	0.47	
		側壁	5	921	1882	0.49	
		隔壁	7	749	1429	0.53	
		底版	12	874	4106	0.22	

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

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

表 5-9(3) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式：全応力解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN)		
①	S s - N 1	++	頂版	1	1502	3113	0.49
			側壁	9	1010	1841	0.55
			隔壁	7	836	1440	0.59
			底版	13	878	3904	0.23
		-+	頂版	4	1511	3083	0.50
			側壁	5	996	1849	0.54
			隔壁	7	843	1436	0.59
			底版	12	945	4151	0.23
②	S s - F 2	-+	頂版	1	1375	2955	0.47
			側壁	9	860	1800	0.48
			隔壁	7	865	1402	0.62
			底版	13	845	3915	0.22
③	S s - F 2	-+	頂版	1	1409	3003	0.47
			側壁	9	891	1838	0.49
			隔壁	7	829	1403	0.60
			底版	11	895	4186	0.22

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

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

表 5-9(4) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式：有効応力解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN)		
⑥	S s - D 1	++	頂版	4	1415	3123	0.46
			側壁	9	1469	1964	0.75
			隔壁	7	845	1426	0.60
			底版	13	941	4159	0.23
		-+	頂版	4	1404	3023	0.47
			側壁	5	1382	1986	0.70
			隔壁	7	803	1388	0.58
			底版	10	893	3984	0.23
	S s - D 2	++	頂版	4	1260	3069	0.42
			側壁	9	1299	1872	0.70
			隔壁	7	1040	1363	0.77
			底版	10	839	3743	0.23
		-+	頂版	3	1184	3077	0.39
			側壁	9	1321	1881	0.71
			隔壁	7	1029	1359	0.76
			底版	13	888	4028	0.23
	S s - D 3	++	頂版	4	1230	3144	0.40
			側壁	9	1181	2015	0.59
			隔壁	7	740	1390	0.54
			底版	10	822	4003	0.21
-+		頂版	4	1204	3134	0.39	
		側壁	9	1205	1949	0.62	
		隔壁	7	741	1380	0.54	
		底版	13	867	4097	0.22	

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

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

表 5-9(5) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式：有効応力解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN)		
⑥	S s - F 1	++	頂版	4	1346	3135	0.43
			側壁	9	1375	1957	0.71
			隔壁	7	852	1423	0.60
			底版	13	935	4101	0.23
		-+	頂版	3	1299	3082	0.43
			側壁	5	1233	1927	0.64
			隔壁	7	855	1387	0.62
			底版	10	877	3955	0.23
	S s - F 2	++	頂版	4	1394	3109	0.45
			側壁	5	1331	1953	0.69
			隔壁	7	783	1423	0.56
			底版	10	887	4052	0.22
		-+	頂版	4	1295	3103	0.42
			側壁	9	1372	1966	0.70
			隔壁	7	783	1415	0.56
			底版	13	895	4141	0.22
	S s - F 3	++	頂版	4	1180	2965	0.40
			側壁	5	1043	1893	0.56
			隔壁	7	870	1401	0.63
			底版	10	807	3821	0.22
		-+	頂版	3	1292	3295	0.40
			側壁	9	1109	1885	0.59
			隔壁	7	854	1402	0.61
			底版	13	861	4125	0.21

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

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

表 5-9(6) せん断破壊に対する評価結果（せん断耐力式：有効応力解析）

解析 ケース	地震動		評価位置*1		照査用	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力*2 V_d (kN)		
⑥	S s - N 1	++	頂版	3	1127	3177	0.36
			側壁	9	1044	1907	0.55
			隔壁	7	713	1379	0.52
			底版	13	791	4105	0.20
		-+	頂版	3	1104	3089	0.36
			側壁	5	972	1904	0.52
			隔壁	7	711	1379	0.52
			底版	10	745	4009	0.19
⑦	S s - D 2	++	頂版	4	1226	3094	0.40
			側壁	9	1246	1897	0.66
			隔壁	7	983	1371	0.72
			底版	10	814	3787	0.22
⑧	S s - D 1	++	側壁	9	1512	1924	0.79
	S s - D 2	++	頂版	4	1287	3052	0.43
			側壁	9	1349	1846	0.74
			隔壁	7	1120	1360	0.83
底版	10	894	3725	0.24			
⑨	S s - D 2	++	頂版	4	1316	3056	0.44
			側壁	9	1325	1839	0.73
			隔壁	7	1151	1351	0.86
			底版	10	1004	3758	0.27
	S s - D 2	-+	隔壁	7	1153	1347	0.86

注記*1：評価位置は図 5-1 に示す。

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

5.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

5.3.1 基礎地盤（牧の浜部層）

基礎地盤（牧の浜部層）の支持性能に対する評価結果を表5-10に示す。また、最大接地圧分布図を図5-7に示す。照査値は、接地圧を許容限界で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を求める。

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

表5-10(1) 基礎地盤（牧の浜部層）の支持性能評価結果（全応力解析）

解析 ケース	地震動		接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_a/R_u
①	S _s -D1	++	1.4	11.4	0.13
		-+	1.5	11.4	0.14
	S _s -D2	++	1.5	11.4	0.14
		-+	1.6	11.4	0.15
	S _s -D3	++	1.4	11.4	0.13
		-+	1.5	11.4	0.14
	S _s -F1	++	1.5	11.4	0.14
		-+	1.5	11.4	0.14
	S _s -F2	++	1.5	11.4	0.14
		-+	1.6	11.4	0.15
	S _s -F3	++	1.3	11.4	0.12
		-+	1.5	11.4	0.14
	S _s -N1	++	1.4	11.4	0.13
		-+	1.7	11.4	0.15
②	S _s -F2	-+	1.6	11.4	0.15
③	S _s -F2	-+	1.5	11.4	0.14

表 5-10(2) 基礎地盤（牧の浜部層）の支持性能評価結果（有効応力解析）

解析 ケース	地震動		接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_a/R_u	
⑥	S _s -D 1	++	2.2	11.4	0.20	
		-+	2.1	11.4	0.19	
	S _s -D 2	++	2.7	11.4	0.24	
		-+	2.2	11.4	0.20	
	S _s -D 3	++	2.1	11.4	0.19	
		-+	2.1	11.4	0.19	
	S _s -F 1	++	2.1	11.4	0.19	
		-+	2.3	11.4	0.21	
	S _s -F 2	++	2.0	11.4	0.18	
		-+	2.3	11.4	0.21	
	S _s -F 3	++	2.3	11.4	0.21	
		-+	1.9	11.4	0.17	
	S _s -N 1	++	1.7	11.4	0.15	
		-+	2.2	11.4	0.20	
	⑦	S _s -D 2	++	2.7	11.4	0.24
	⑧	S _s -D 2	++	2.8	11.4	0.25
	⑨	S _s -D 2	++	2.8	11.4	0.25

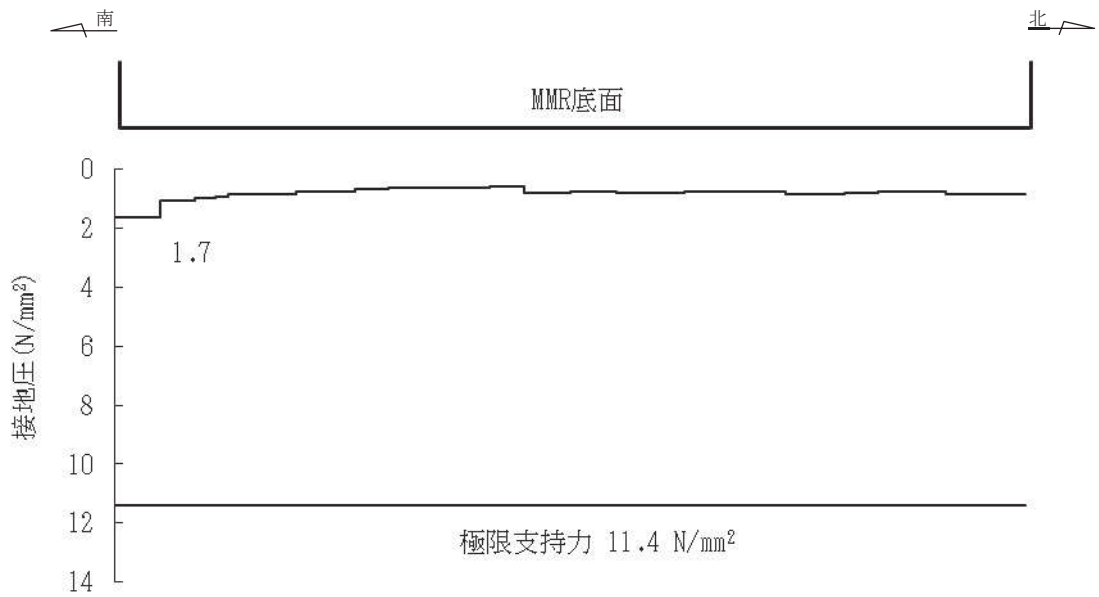


図 5-7(1) 基礎地盤の最大接地圧分布図（全応力解析）
 （解析ケース①，S s - N 1（-+））

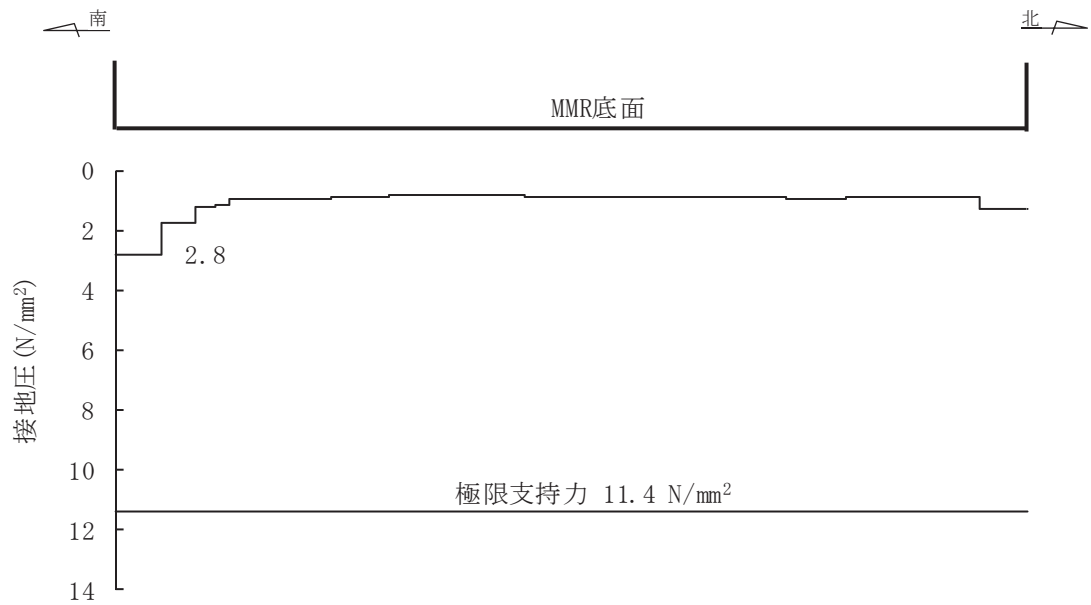


図 5-7(2) 基礎地盤の最大接地圧分布図（有効応力解析）
 （解析ケース⑧，S s - D 2（++））

5.3.2 MMR（既設）

(1) 接地圧に対する評価

MMR（既設）の接地圧に対する支持性能の評価結果を表5-11に示す。また、最大接地圧分布図を図5-8に示す。照査値は、接地圧を支圧強度で除した値として時々刻々求め、全時刻において最大となる照査値を記載する。

同表より、MMR（既設）に発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表5-11(1) MMR（既設）の支持性能評価結果（全応力解析）

解析 ケース	地震動		接地圧	支圧強度	照査値	
			R_a (N/mm ²)	f'_a (N/mm ²)	R_a / f'_a	
①	S _s -D1	++	2.8	15.6	0.18	
		-+	2.9	15.6	0.19	
	S _s -D2	++	3.2	15.6	0.21	
		-+	3.1	15.6	0.20	
	S _s -D3	++	2.8	15.6	0.18	
		-+	3.0	15.6	0.20	
	S _s -F1	++	2.8	15.6	0.18	
		-+	3.0	15.6	0.20	
	S _s -F2	++	3.0	15.6	0.20	
		-+	3.1	15.6	0.20	
	S _s -F3	++	3.0	15.6	0.20	
		-+	2.8	15.6	0.18	
	S _s -N1	++	3.4	15.6	0.22	
		-+	3.0	15.6	0.20	
	②	S _s -F2	-+	3.1	15.6	0.20
	③	S _s -F2	-+	3.3	15.6	0.22

表 5-11(2) MMR (既設) の支持性能評価結果 (有効応力解析)

解析 ケース	地震動		接地圧 R_a (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_a / f'_a	
⑥	S _s -D 1	++	2.5	15.6	0.17	
		-+	2.7	15.6	0.18	
	S _s -D 2	++	2.7	15.6	0.18	
		-+	2.7	15.6	0.18	
	S _s -D 3	++	2.2	15.6	0.15	
		-+	2.4	15.6	0.16	
	S _s -F 1	++	2.5	15.6	0.17	
		-+	2.5	15.6	0.17	
	S _s -F 2	++	2.4	15.6	0.16	
		-+	2.4	15.6	0.16	
	S _s -F 3	++	2.6	15.6	0.17	
		-+	2.3	15.6	0.15	
	S _s -N 1	++	2.0	15.6	0.13	
		-+	1.9	15.6	0.13	
	⑦	S _s -D 2	++	2.4	15.6	0.16
	⑧	S _s -D 2	++	3.1	15.6	0.20
	⑨	S _s -D 2	++	2.7	15.6	0.18

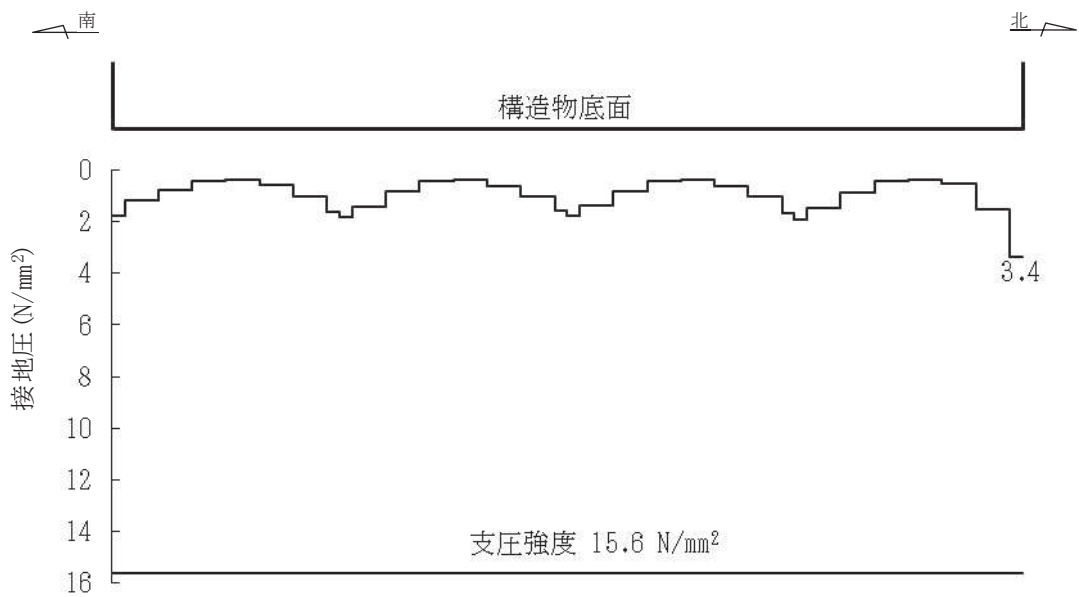


図 5-8(1) MMR (既設) の最大接地圧分布図 (全応力解析)
 (解析ケース①, S s - N 1 (++))

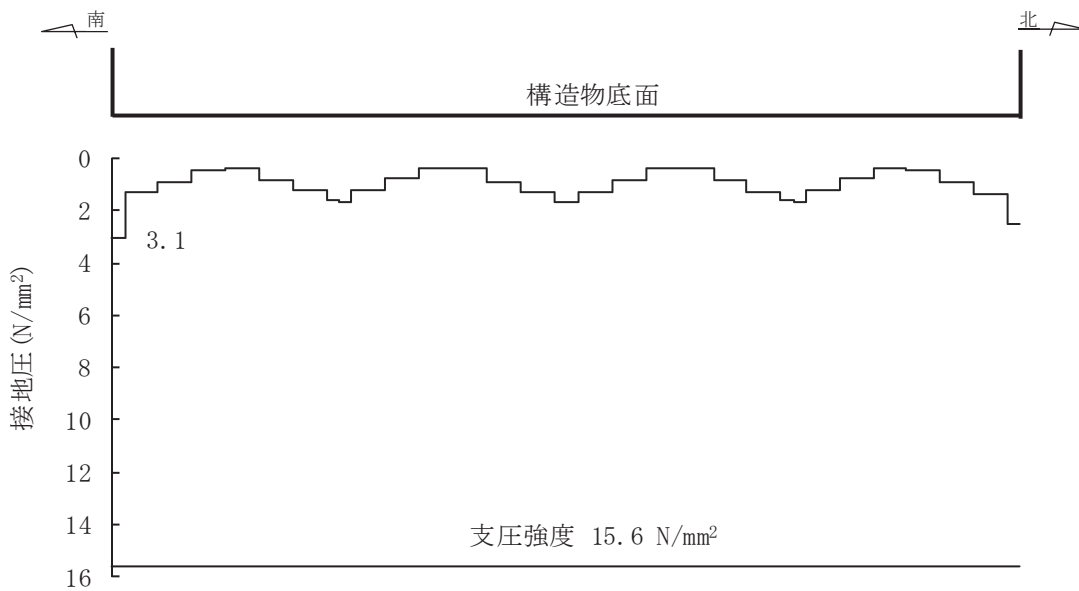


図 5-8(2) MMR (既設) の最大接地圧分布図 (有効応力解析)
 (解析ケース⑧, S s - D 2 (++))

(2) 健全性評価

MMR（既設）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 5-12 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 5-13 に示す。

$$f_s = R / S$$

ここに、 f_s : 局所安全係数

R : せん断強度又は引張強度

S : 発生せん断応力または発生引張応力

表 5-12 及び表 5-13 より、せん断破壊及び引張破壊している要素はなく、MMR（既設）の安定性に影響を及ぼすことはない。

以上から、MMR（既設）の健全性を確認した。

表 5-12(1) MMR (既設) のせん断破壊に対する局所安全係数 (全応力解析)

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	1.35	3.12	2.31	
		-+	1.48	3.12	2.10	
	S _s -D 2	++	1.53	3.12	2.03	
		-+	1.49	3.12	2.09	
	S _s -D 3	++	1.22	3.12	2.55	
		-+	1.43	3.12	2.18	
	S _s -F 1	++	1.37	3.12	2.27	
		-+	1.37	3.12	2.27	
	S _s -F 2	++	1.51	3.12	2.06	
		-+	1.61	3.12	1.93	
	S _s -F 3	++	1.38	3.12	2.26	
		-+	1.34	3.12	2.32	
	S _s -N 1	++	1.64	3.12	1.90	
		-+	1.44	3.12	2.16	
	②	S _s -F 2	-+	1.65	3.12	1.89
	③	S _s -F 2	-+	1.64	3.12	1.90

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

表 5-12(2) MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数 (全応力解析)

解析 ケース	地震動		引張応力 R (N/mm ²)	引張強度 S (N/mm ²)	照査値* R/S	
①	S _s -D 1	++	1.02	1.43	1.40	
		-+	1.33	1.43	1.07	
	S _s -D 2	++	1.25	1.43	1.14	
		-+	1.33	1.43	1.07	
	S _s -D 3	++	0.96	1.43	1.48	
		-+	1.32	1.43	1.08	
	S _s -F 1	++	1.26	1.43	1.13	
		-+	1.26	1.43	1.13	
	S _s -F 2	++	1.13	1.43	1.26	
		-+	1.30	1.43	1.10	
	S _s -F 3	++	1.27	1.43	1.12	
		-+	1.33	1.43	1.07	
	S _s -N 1	++	1.35	1.43	1.05	
		-+	0.86	1.43	1.66	
	②	S _s -F 2	-+	1.31	1.43	1.09
	③	S _s -F 2	-+	1.35	1.43	1.05

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

表 5-13(1) MMR (既設) のせん断破壊に対する局所安全係数 (有効応力解析)

解析 ケース	地震動		せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	照査値* R/S	
⑥	S _s -D 1	++	1.31	3.12	2.38	
		-+	1.36	3.12	2.29	
	S _s -D 2	++	1.82	3.12	1.71	
		-+	1.91	3.12	1.63	
	S _s -D 3	++	1.20	3.12	2.60	
		-+	1.30	3.12	2.40	
	S _s -F 1	++	1.32	3.12	2.36	
		-+	1.70	3.12	1.83	
	S _s -F 2	++	1.15	3.12	2.71	
		-+	1.48	3.12	2.10	
	S _s -F 3	++	1.50	3.12	2.08	
		-+	1.40	3.12	2.22	
	S _s -N 1	++	1.26	3.12	2.47	
		-+	1.38	3.12	2.26	
	⑦	S _s -D 2	++	1.73	3.12	1.80
	⑧	S _s -D 2	++	1.87	3.12	1.66
	⑨	S _s -D 2	++	1.87	3.12	1.66

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

表 5-13(2) MMR (既設) の引張破壊に対する局所安全係数 (有効応力解析)

解析 ケース	地震動		引張応力 R (N/mm ²)	引張強度 S (N/mm ²)	照査値* R/S	
⑥	S _s -D 1	++	0.71	1.43	2.01	
		-+	0.88	1.43	1.62	
	S _s -D 2	++	0.83	1.43	1.72	
		-+	1.01	1.43	1.41	
	S _s -D 3	++	0.80	1.43	1.78	
		-+	0.98	1.43	1.45	
	S _s -F 1	++	0.88	1.43	1.62	
		-+	0.93	1.43	1.53	
	S _s -F 2	++	0.90	1.43	1.58	
		-+	0.72	1.43	1.98	
	S _s -F 3	++	1.01	1.43	1.41	
		-+	1.13	1.43	1.26	
	S _s -N 1	++	1.10	1.43	1.30	
		-+	0.78	1.43	1.83	
	⑦	S _s -D 2	++	0.88	1.43	1.62
	⑧	S _s -D 2	++	0.83	1.43	1.72
⑨	S _s -D 2	++	0.76	1.43	1.88	

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

6. まとめ

第3号機取水路については、波及的影響の評価として、基準地震動 S_s による耐震評価として、全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、構造部材の層間変形角、曲げモーメント及び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）が極限支持力を下回ること、MMR（既設）に発生する応力（接地圧）が支圧強度を下回ること及びMMR（既設）の健全性を確認した。

第3号機取水路においては、曲げ軸力系の破壊及び基礎地盤の支持性能評価において、全応力解析及び有効応力解析による結果は同等となっており、せん断破壊においては有効応力解析の最大照査値の方が大きい値を示す結果となった。有効応力解析における過剰間隙水圧比は、構造物周辺の地盤改良部の南北に分布する旧表土において0.95を超えているが、構造物の上部に分布する盛土においては、0.80未満となっており、液状化に至っていない。第3号機取水路は、構造物の周辺に地盤改良を実施していることから、改良地盤と構造物間の最大せん断ひずみは全応力解析と有効応力解析において同等となり、構造物に作用する面直応力は同等である。

一方、構造物の頂版以浅に分布する盛土と、頂版以深における地盤及び構造物の相互作用について、全応力解析では、盛土に対して岩盤、旧表土及び構造物間で荷重を伝達するが、有効応力解析では、旧表土が液状化し、荷重の伝達を行わないことから岩盤と構造物に発生するせん断力が大きくなり、構造物の頂版に作用する周面せん断力が大きくなった結果、有効応力解析におけるせん断破壊に対する評価結果が厳しい値を示すこととなった。

以上から、第3号機取水路は、基準地震動 S_s による地震力に対して構造強度を有し、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-19-0600-35_改2

補足-600-35 北側排水路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. 評価方法	1
2. 評価条件	2
2.1 評価対象断面の方向	2
2.2 評価対象断面の選定	4
2.3 使用材料及び材料の物性値	8
2.4 地盤の物性値	9
2.5 評価構造の諸元	14
2.6 地下水位	15
2.7 耐震評価フロー	16
2.8 適用規格	17
3. 地震応答解析	18
3.1 地震応答解析手法	18
3.2 地震応答解析モデルの設定	21
3.2.1 解析モデル領域	21
3.2.2 境界条件	22
3.2.3 構造物のモデル化	24
3.2.4 隣接構造物のモデル化	24
3.2.5 ジョイント要素の設定	25
3.3 減衰定数	27
3.4 荷重の組合せ	29
3.4.1 外水圧	30
3.4.2 積載荷重	30
3.5 地震応答解析の解析ケース	31
3.5.1 耐震評価における解析ケース	31
4. 評価条件	36
4.1 入力地震動の設定	36
4.2 許容限界の設定	51
4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	51
4.2.2 せん断破壊に対する許容限界	52
4.2.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界	52
5. 評価結果	53
5.1 地震応答解析結果	53
5.1.1 解析ケースと照査値	53
5.1.2 断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	67
5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査）	70
5.1.4 最大せん断ひずみ分布	72
5.2 構造部材の健全性に対する評価結果	74

5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	74
5.2.1	せん断破壊に対する評価結果	81
5.2.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	84
6.	まとめ	86

1. 評価方法

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。

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。

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及び基礎地盤の支持性能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。

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。

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. 評価条件

2.1 評価対象断面の方向

北側排水路の位置を図 2-1 に、波及影響評価の対象区間を図 2-2 に示す。

北側排水路は鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、評価対象区間は防潮堤（盛土堤防）の内部を横断する。

評価対象断面の方向の選定に係る考え方を表 2-1 に示す。北側排水路の縦断方向は、加振方向と平行に配置される側壁を耐震設計上見込むことができることから、強軸方向となる。一方、横断方向は加振方向と平行に配置される構造部材が無いことから、弱軸方向となる。

以上のことから、北側排水路の耐震評価では、構造の安定性に支配的な弱軸方向である横断方向を評価対象断面とする。

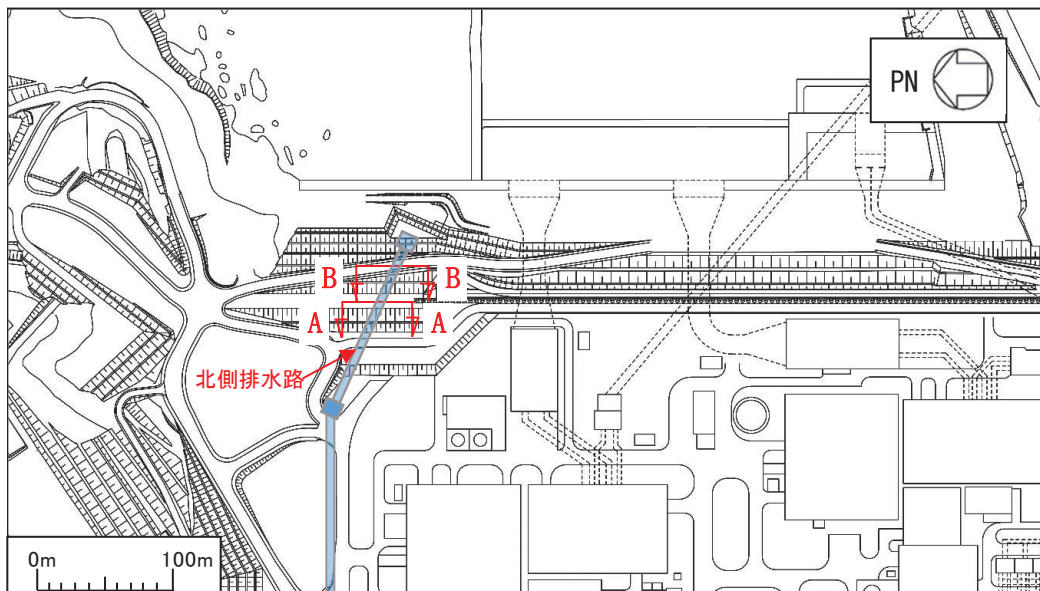


図 2-1 北側排水路の位置図

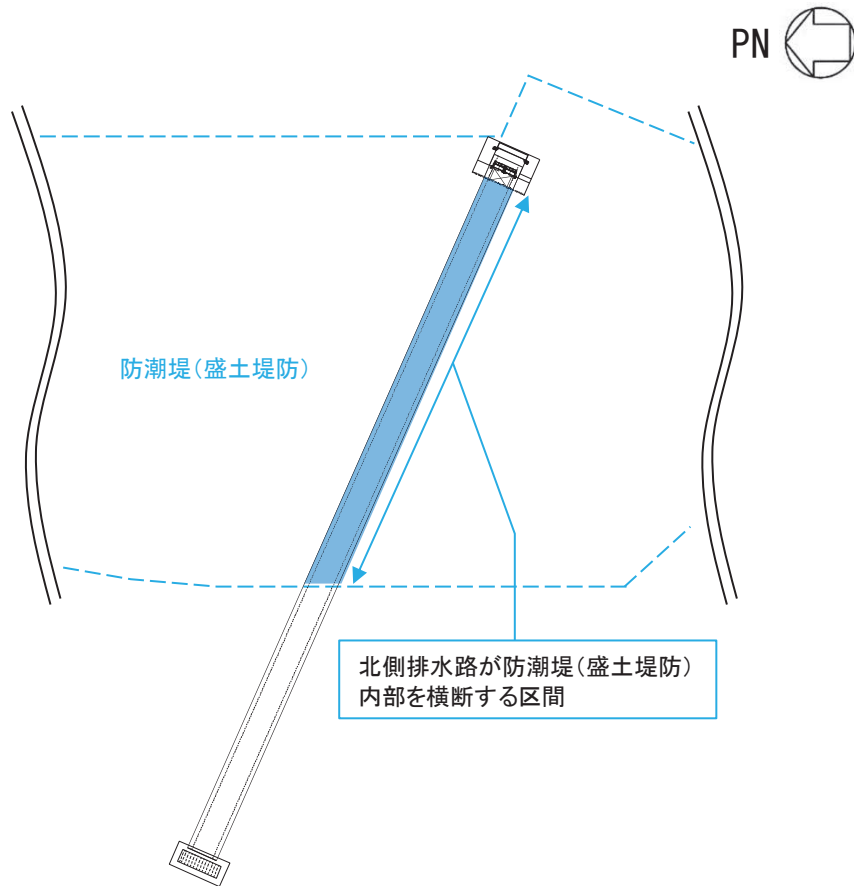


図 2-2 北側排水路の波及的影響評価の対象区間

表 2-1 北側排水路の評価対象断面の方向の選定

	南北方向の加振	東西方向の加振
北側排水路	<p>加振方向</p> <p>↑ 加振方向に抵抗する部材が少ない => 弱軸方向</p>	<p>加振方向</p> <p>側壁が加振方向に抵抗する => 強軸方向</p>
	<p>・南北方向は、加振方向に平行な壁部材がなく、弱軸方向にあたる。</p>	<p>・東西方向は、加振方向に平行な部材及び隔壁を耐震設計上見込むことができ、強軸方向にあたる。</p>
弱軸方向を評価対象断面とする。		

2.2 評価対象断面の選定

北側排水路の平面図を図 2-1 に、波及的影響評価の対象区間を図 2-2 に、断面図を図 2-3 に、概略配筋図を図 2-4 に示す。

北側排水路は、プレキャスト鉄筋コンクリート造の地中構造物であり、延長約 115m、内空幅約 3.5m、内空高さ約 2.5m のボックスカルバート部により構成され、延長方向に断面の変化が少ない線状構造物であり、防潮堤（盛土堤防）の内部を横断している。

周辺状況として、北側排水路が横断する防潮堤（盛土堤防）の地下水位は O.P. +13.8m で一定である。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。

北側排水路の評価対象断面位置を図 2-5 に、北側排水路の縦断図を図 2-6 に示す。図 2-6 により、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 2-7 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。

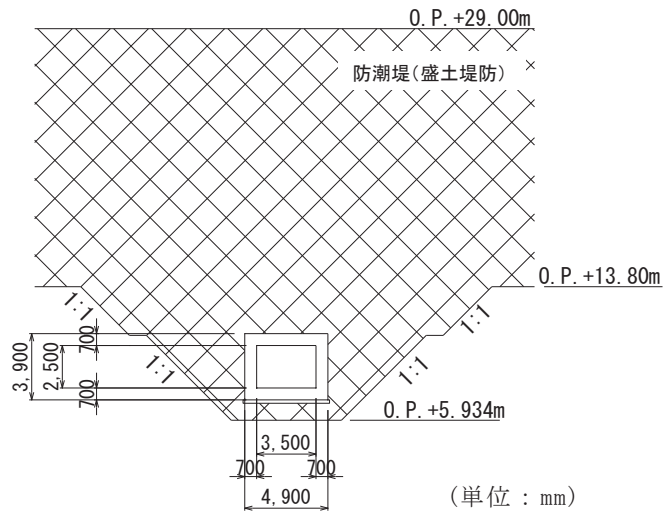


図 2-3(1) 北側排水路の断面図 (A-A 断面)

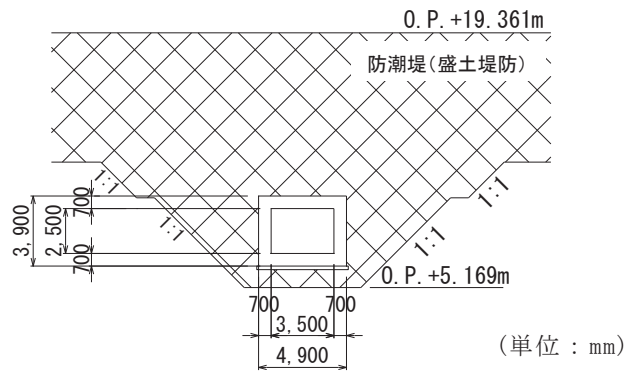


図 2-3(2) 北側排水路の断面図 (B-B 断面)

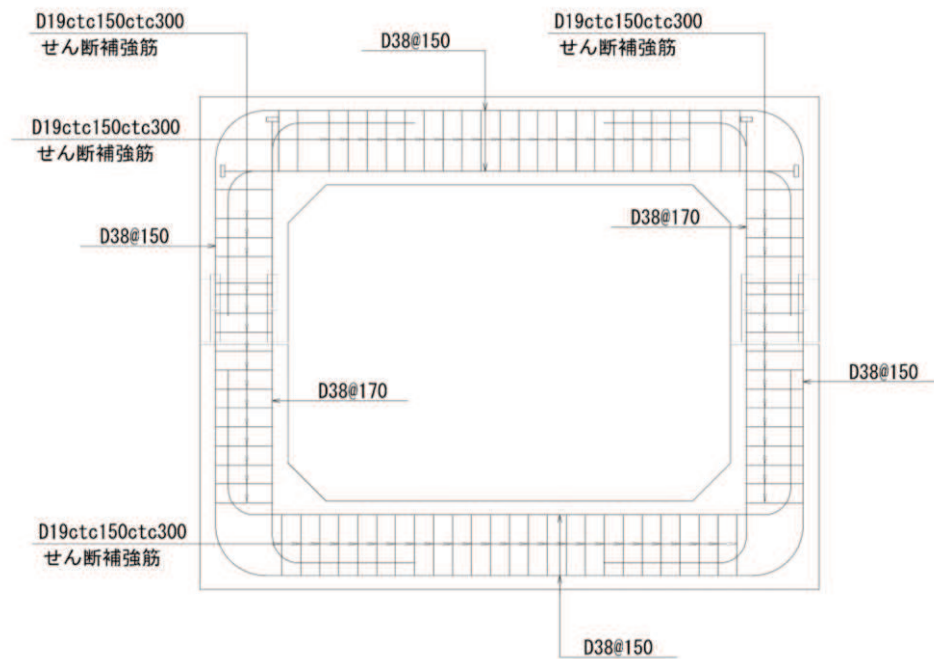


図 2-4 北側排水路の概略配筋図 (A-A 断面, B-B 断面共通)

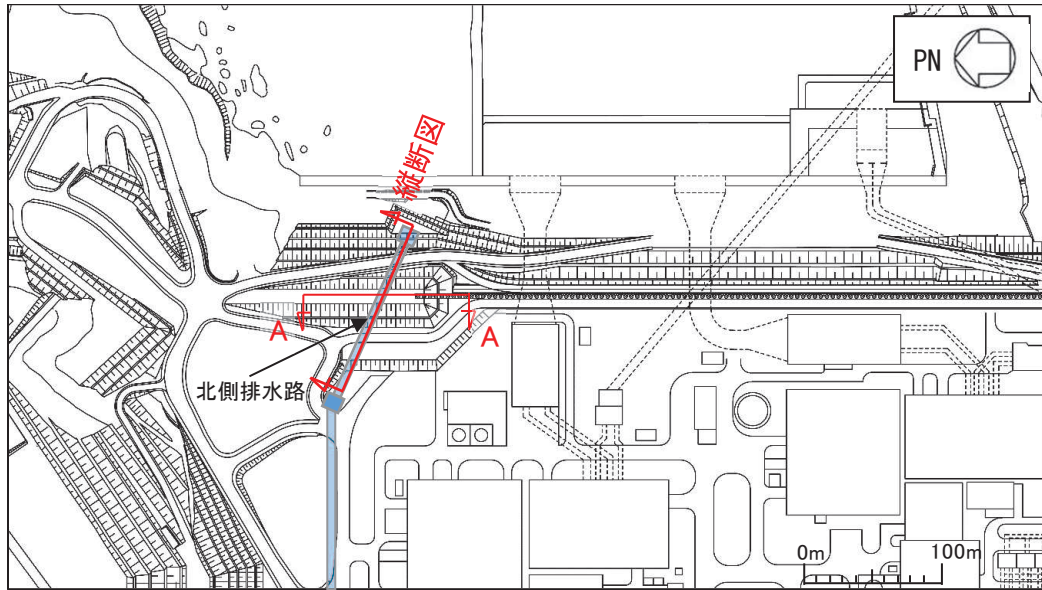


図 2-5 北側排水路の評価対象断面位置図

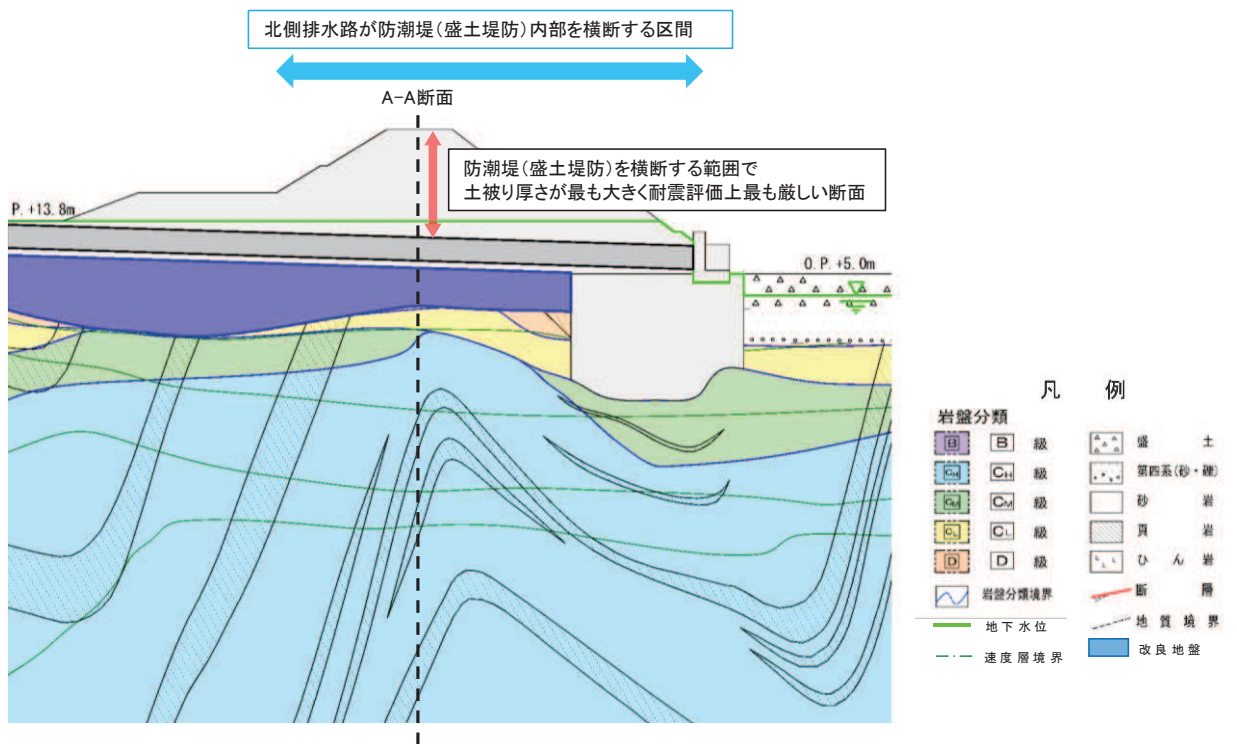


図 2-6 北側排水路の縦断面図

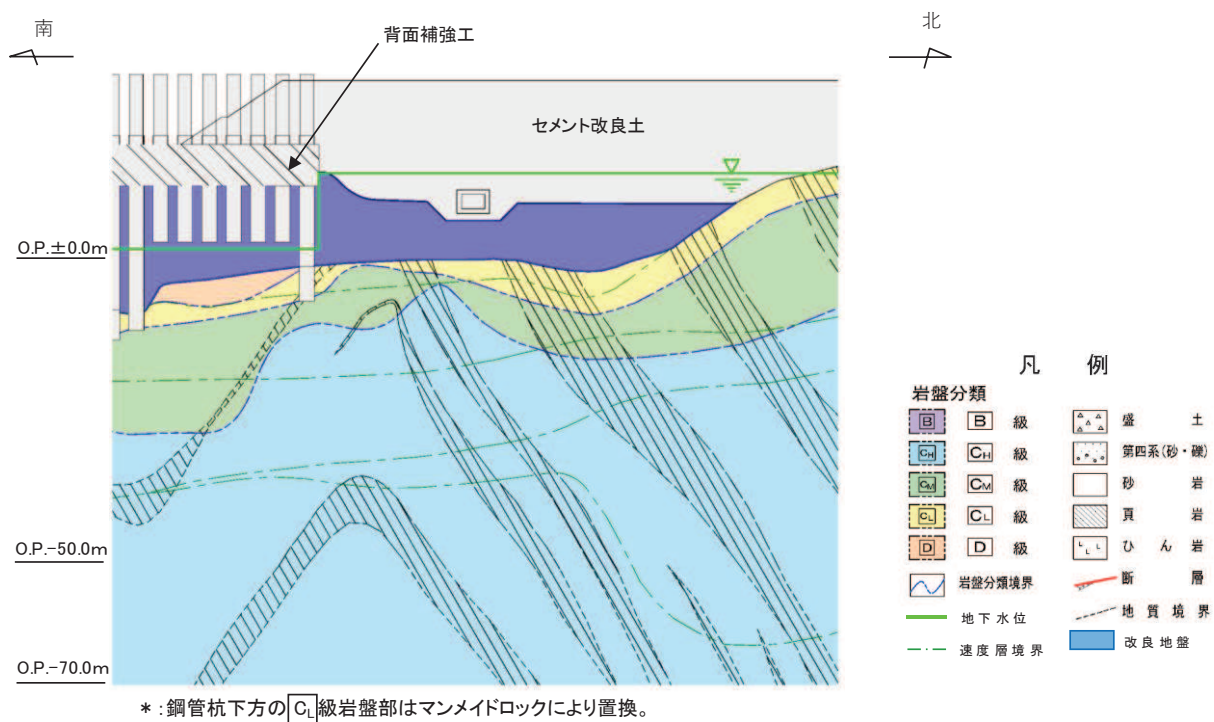


図 2-7 北側排水路の評価対象断面図 (A-A 断面)

2.3 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 2-2 に、材料の物性値を表 2-3 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、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。

表 2-2 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 2-3 材料の物性値

材料	項目	材料諸元	備考
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)	24.0	
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	

2.4 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。地盤の物性値を表 2-4～表 2-6 に示す。

表 2-4(1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

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	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 2-4(2) 参照	0.03	
[C _H] 級		26.2	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
[C _M] 級		25.5	0.78	50.0	$1.09 \sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
[C _L] 級		23.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
[D] 級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 2-4(2) 地盤の解析用物性値(牧の浜部層)

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	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
D級	砂岩	第1速度層	表 2-4(1) 参照	0.48
		第2速度層		0.45

表 2-5 地盤の解析用物性値（盛土他）

岩種・岩級	物理特性 単位体積重量 γ (kN/m ³)	強度特性				変形特性				
		静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E_s (N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
盛土	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	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.020 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.091 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
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	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
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	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.050 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

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

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

表 2-6 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液化化検討対象層）

			D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)		2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 n		0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)		2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)*	1.67×10^6	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)		1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	第 1 速度層		0.48	0.35	0.36
		第 2 速度層		0.44 (狐崎部層) 0.45 (牧の浜部層)		
減衰定数の上限値 h_{max}			0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)		0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)		24.0	22.1	44.3	

注記 * : 括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

2.5 評価構造の諸元

照査を行う北側排水路の躯体に関する諸元を表 2-7 に示す。評価部位を図 2-8 に示す。

表 2-7 構造物の評価部位とその仕様

部位	仕様		材料	
	部材幅 (m)	部材高 (m)	コンクリート f'_{ck} (N/mm ²)	鉄筋
頂版	1.000	0.700	40.0	SD345
側壁	1.000	0.700	40.0	SD345
隔壁	1.000	0.700	40.0	SD345
底版	1.000	0.700	40.0	SD345

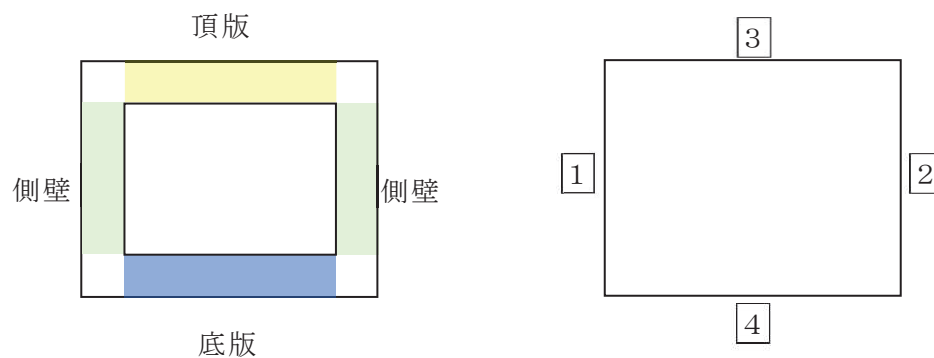


図 2-8 評価位置

2.6 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 2-8 及び図 2-9 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 2-8 及び図 2-9 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 2-8 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。

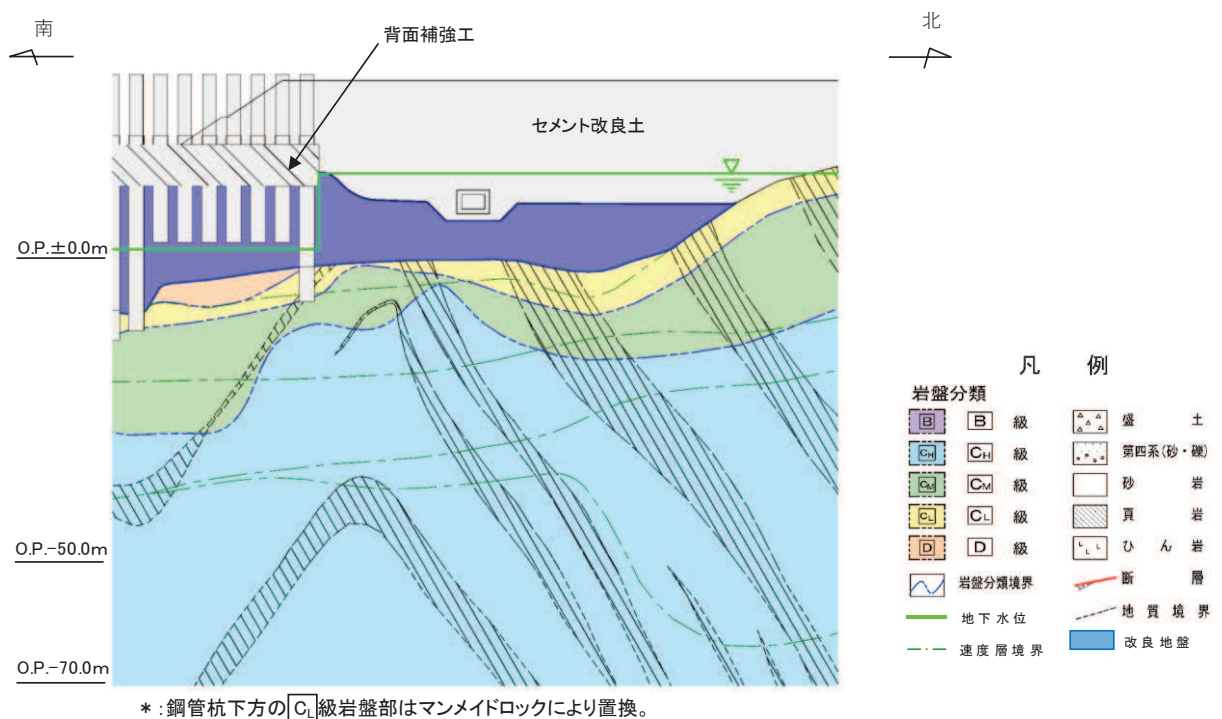


図 2-9 北側排水路の評価対象断面図（A-A 断面）

2.7 耐震評価フロー

図 2-10 に北側排水路の耐震評価フローを示す。

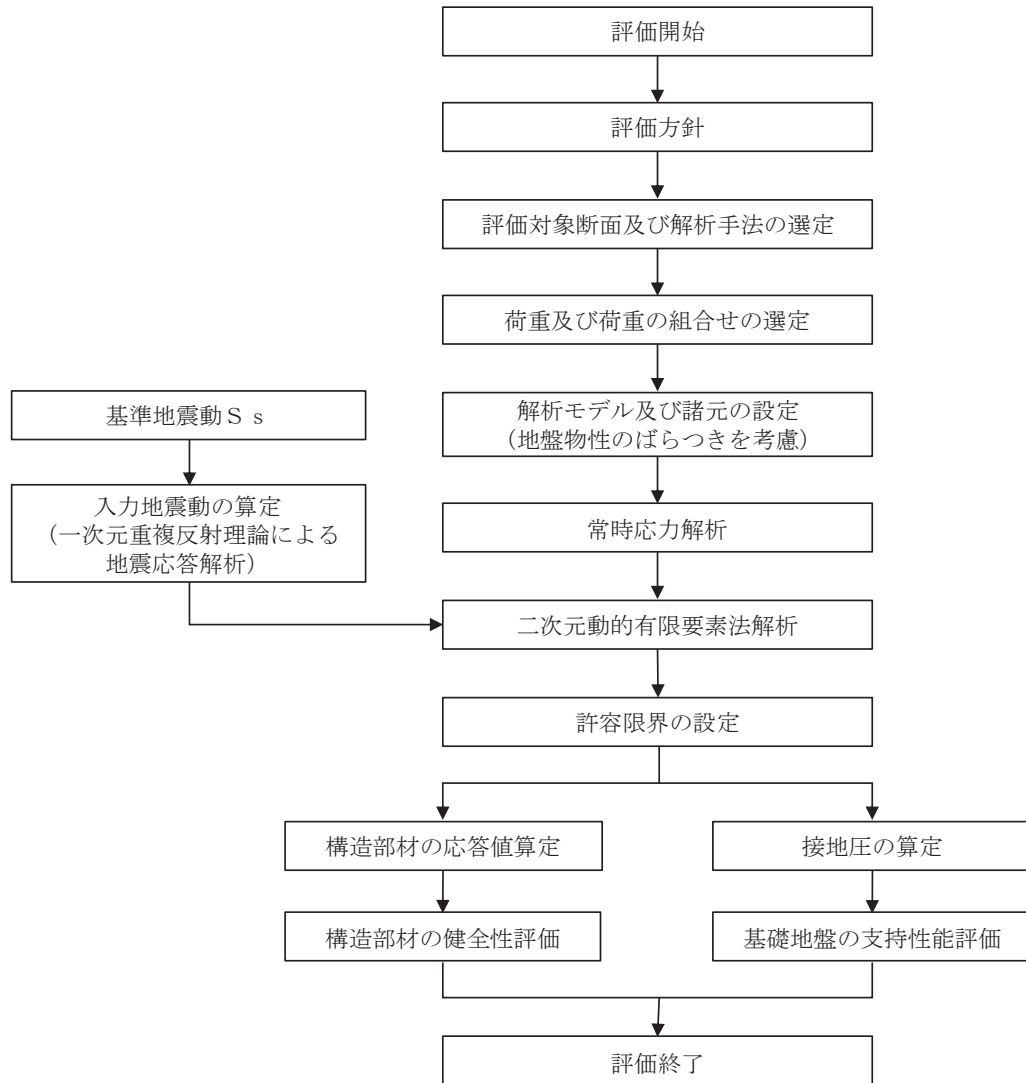


図 2-10 北側排水路の耐震評価フロー

2.8 適用規格

北側排水路の耐震評価に当たっては、土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (以下「コンクリート標準示方書」という。), 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 6 0 1 -1987) を適用する。

表 2-9 に適用する規格, 基準等を示す。

表 2-9 適用する規格, 基準類

項目	適用する規格, 基準類	備考
使用材料及び材料の物性値	・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	・鉄筋の材料諸元 (γ , E , ν) ・コンクリートの材料諸元 (γ , E , ν)
荷重及び荷重の組合せ	・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	・永久荷重, 偶発荷重等の適切な組合せを検討
許容限界	・土木学会 2002 年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]	・曲げ・軸力系の破壊に対する照査は, 発生応力が短期許容応力度を下回ることを確認 ・せん断に対する照査は, 発生せん断力が短期許容せん断力を下回ることを確認
地震応答解析	・原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 6 0 1 -1987)	・有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

注記* : 妥当な安全余裕を考慮する。

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、補足-610-20「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「資料1 4.3 解析手法選定の方針」に基づき設定する。解析手法の選定フローを図 3-1 に示す。

北側排水路は、防潮堤（盛土堤防）内部を横断していることから、構造物の周囲にはセメント改良土が分布する。その外側には、岩盤、改良地盤及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工が分布しており、周囲には液状化検討対象層は分布していない。

以上のことから、全応力解析により耐震評価を行う。

構造部材については、線形はり要素を用いる。

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

地震応答解析については、北側排水路の周辺の地下水位以深に液状化検討対象層が存在しないことから、液状化による影響を考慮する必要はない。解析コードについては、上位クラスである防潮堤（盛土堤防）と同様の解析コードである「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。

また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-2 に示す。

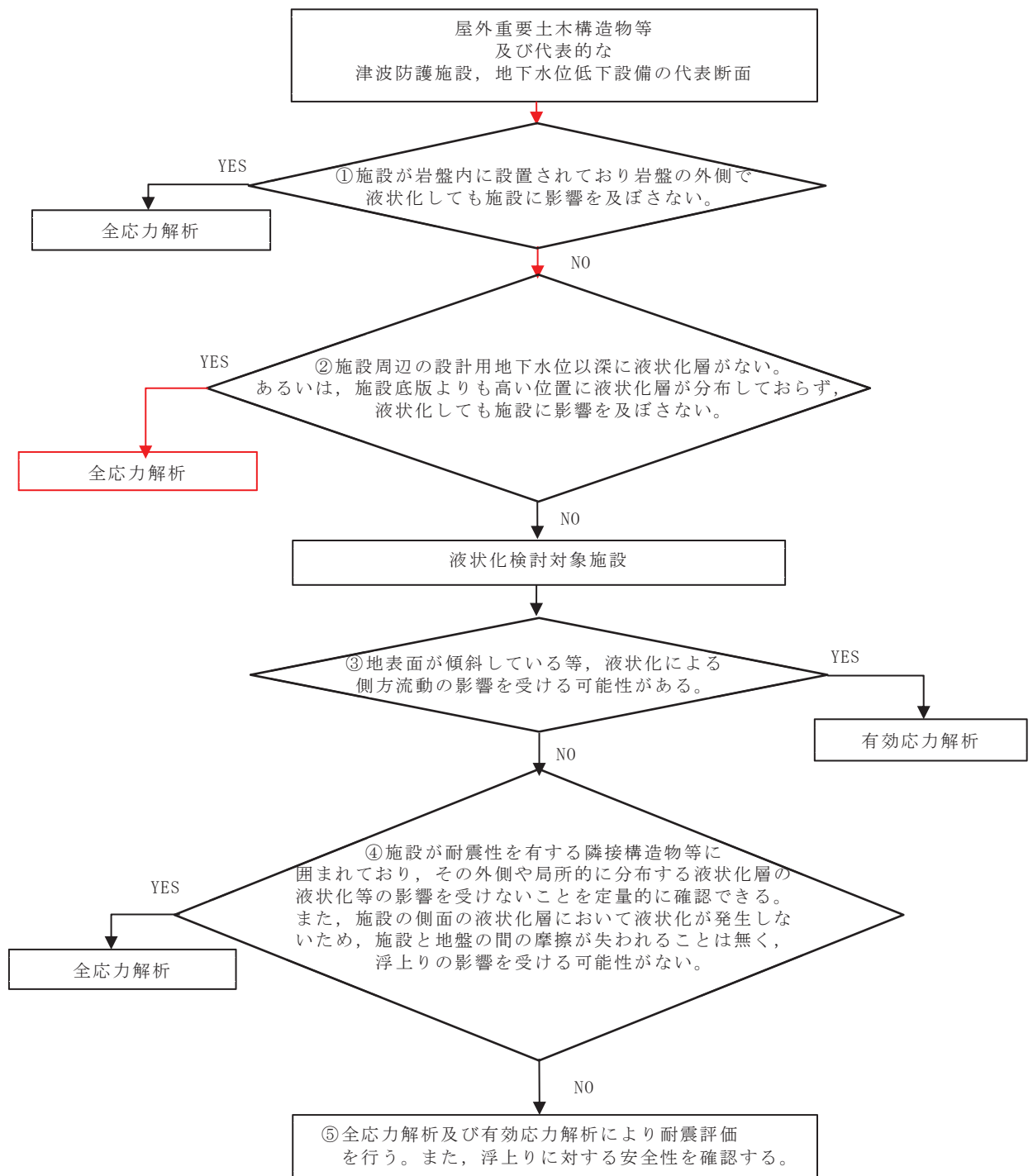


図 3-1 解析手法の選定フロー

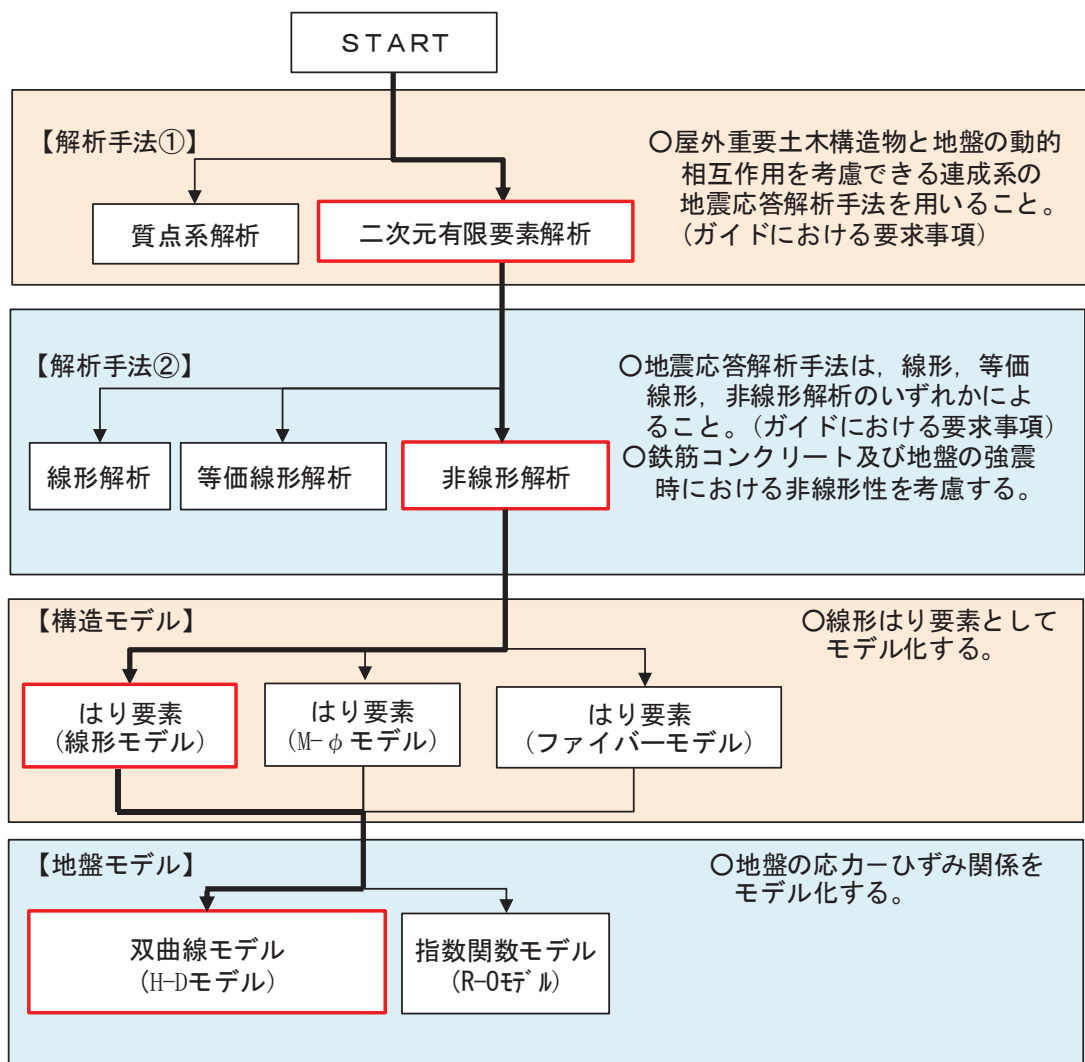


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

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

なお、解析モデルの境界条件は、側面および底面ともに粘性境界とする。

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

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

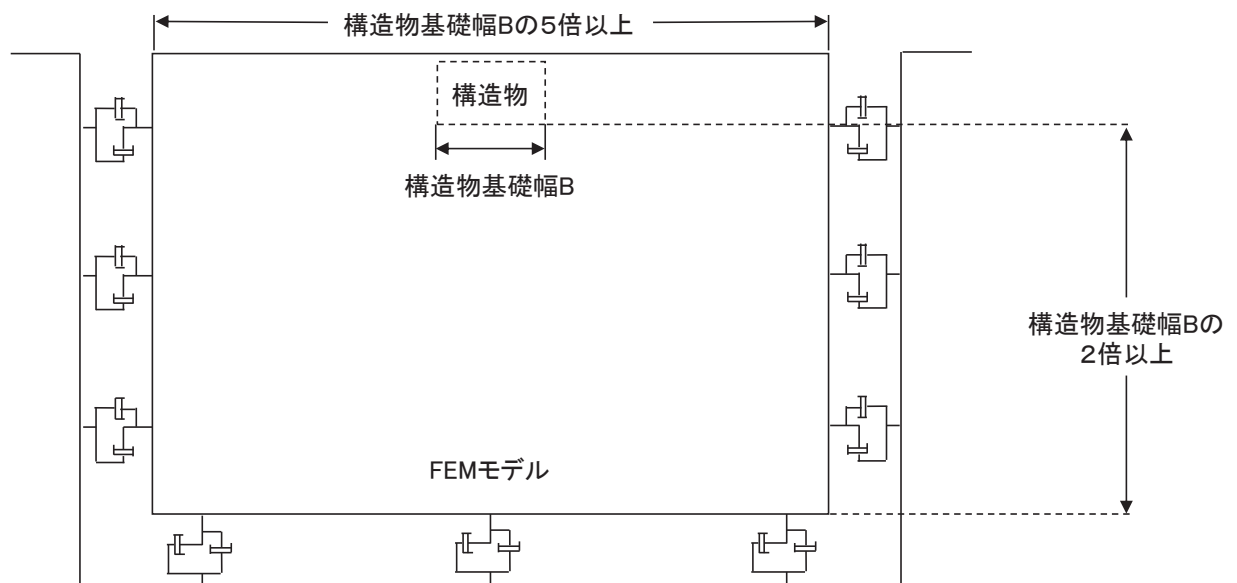


図 3-3 モデル化範囲の考え方

二次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する二次元地盤モデルである。二次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3-4 に示す。

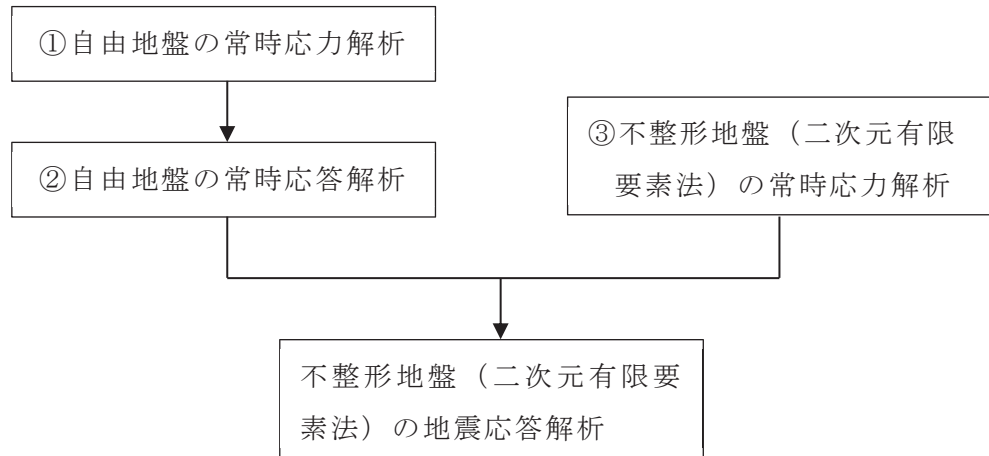


図 3-4 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

(1) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3-5 に示す。

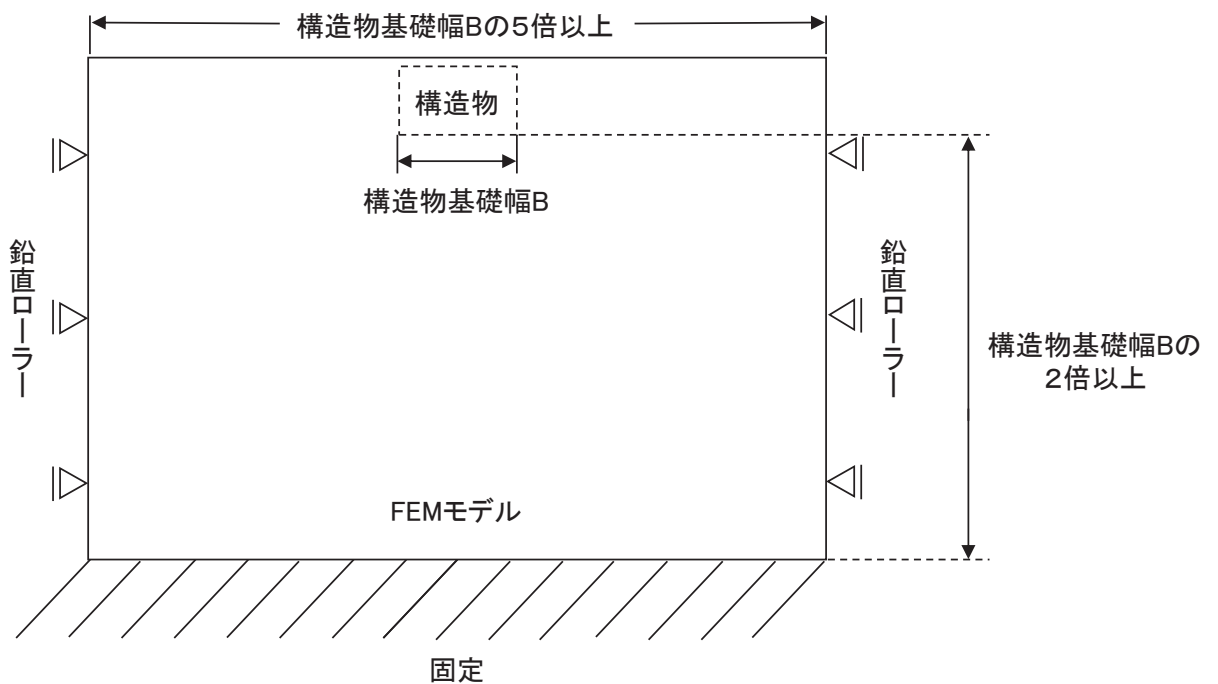
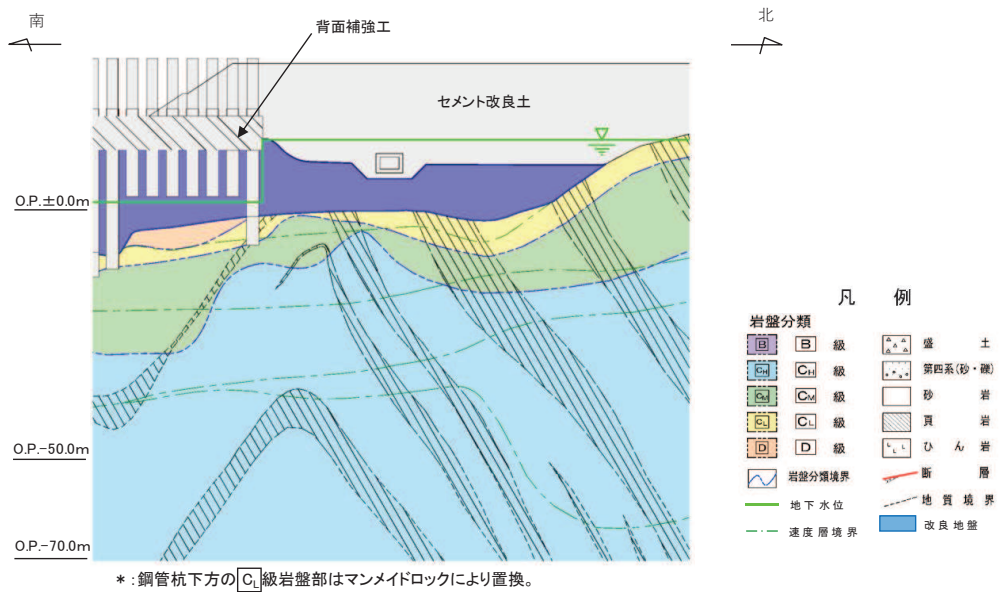


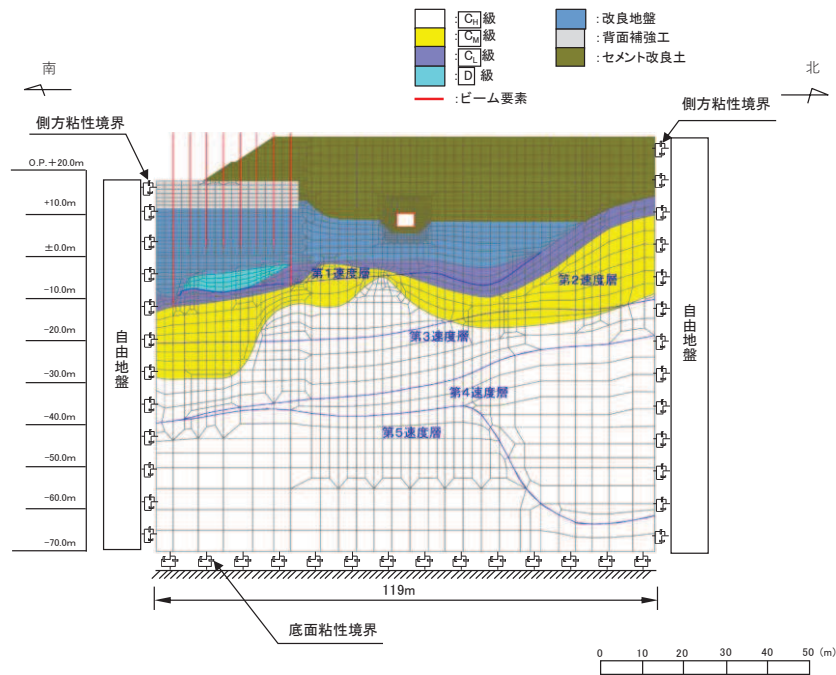
図 3-5 常時応力解析における境界条件の概念図

(2) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不形成地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。北側排水路の地震応答解析モデルを図3-6に示す。



(a) 評価対象断面



(b) 地震応答解析モデル図

図3-6 北側排水路の解析モデル (A-A断面)

3.2.3 構造物のモデル化

北側排水路では、構造部材を線形はり要素でモデル化する。鉄筋コンクリート部材のはり要素の交点には、コンクリート標準示方書に基づき剛域を設ける。

北側排水路の解析モデルにおける構造物部分の拡大図を図 3-7 に示す。

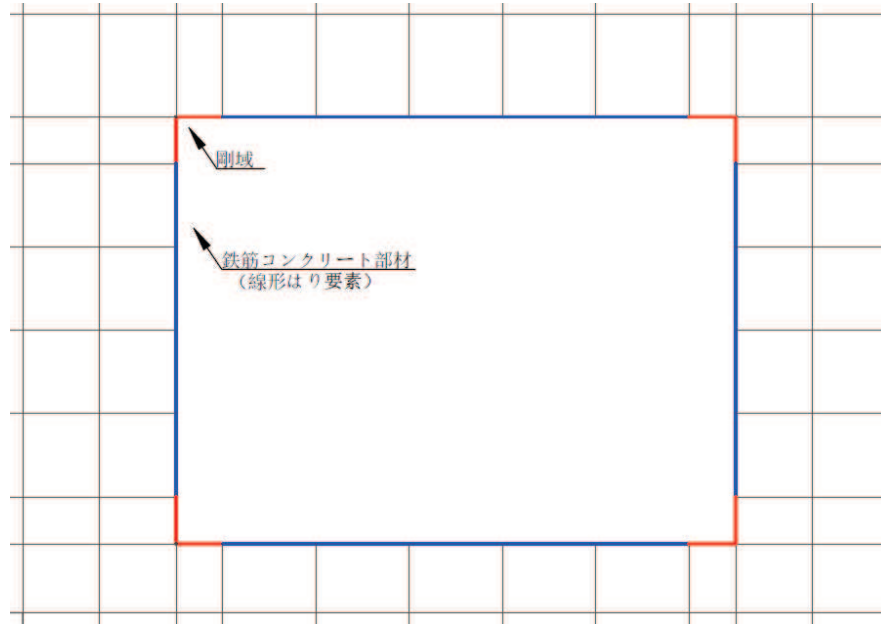


図 3-7 北側排水路の地震応答解析モデル（構造物部分拡大部）

3.2.4 隣接構造物のモデル化

隣接構造物として防潮堤（盛土堤防）及び防潮堤（鋼管式鉛直壁）をモデル化する。

防潮堤（盛土堤防）について、セメント改良土はひずみ依存性を適切に考慮できるマルチスプリングモデルを用いた非線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

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。背面補強工は線形の平面ひずみ要素（ソリッド要素）でモデル化する。

3.2.5 ジョイント要素の設定

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

ただし、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。具体的には、背面補強工（コンクリート）と改良地盤の水平境界及びセメント改良土とコンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。図 3-8 にジョイント要素の力学特性、図 3-9 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-1～表 3-2 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表 3-3 のとおり設定する。

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

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表 3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性（牧の浜部層）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
C _M 級*	0.78	50.0
C _H 級*	1.29	54.0

注記* : 砂岩

表 3-2 周辺地盤との境界に用いる強度特性（共通）

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
C _L 級	0.46	44.0

表 3-3 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
改良地盤-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
セメント改良土-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
改良地盤-背面補強工	改良地盤の c	改良地盤の ϕ
改良地盤-セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
背面補強工-セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
構造物-セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
背面補強工ブロック間*	0	0

注記*：背面補強工ブロック間は構造目地が設置されるため、ジョイント要素の強度を 0 とする。

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070, 2009）に従い，表 3-4 のとおり設定する。

表 3-4 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

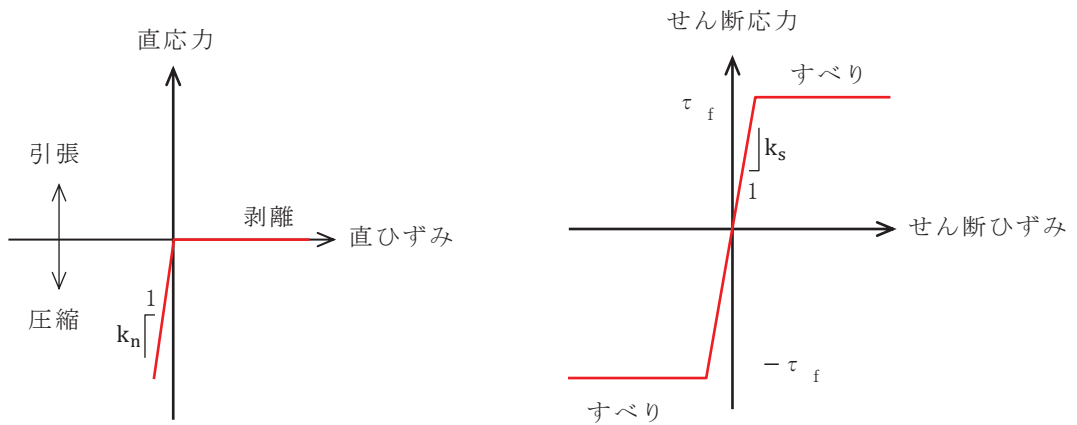


図 3-8 ジョイント要素の力学特性

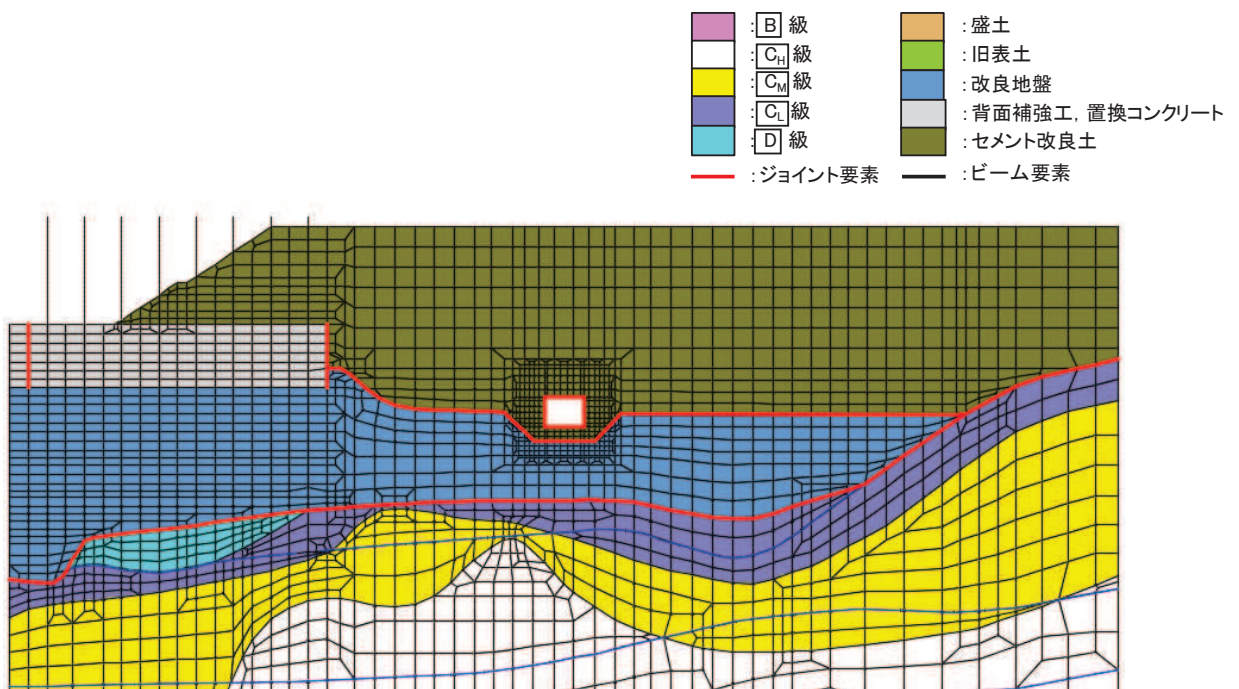


図 3-9 A-A 断面におけるジョイント要素の配置図

3.3 減衰定数

減衰定数は、補足 610-20「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

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

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

[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

Rayleigh 減衰は, 剛性比例型減衰 ($\alpha=0, \beta=0.002$) を考慮する。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」」を基に設定している。

3.4 荷重の組合せ

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

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

なお、北側排水路は、防潮堤（盛土堤防）を横断する構造物であることから運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられているため、当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また、重大事故等対処時においても、地中で設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表3-5に示す。

表3-5 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	—	対象構造物に作用する機器・配管はないため考慮しない。
		土被り荷重	○	常時応力解析により設定する。
		積載荷重	○	積雪荷重を含めて4.9kN/m ² を考慮する。
		静止土圧	○	常時応力解析により設定する。
		外水圧	○	0.P.+13.8mを静水面とした外水圧を考慮する。
		内水圧	—	内水圧は考慮しない。
		積雪荷重	○	積雪荷重を考慮する。
		風荷重	—	風荷重は考慮しない。
偶発荷重		水平地震動	○	基準地震動S _s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	

3.4.1 外水圧

北側排水路の外部には、O.P. +13.8m を静水面とした静水圧を外水圧として設定する。

設定の際には、海水の密度として 1.03g/cm^3 を考慮する。

外水圧を図 3-10 に示す。

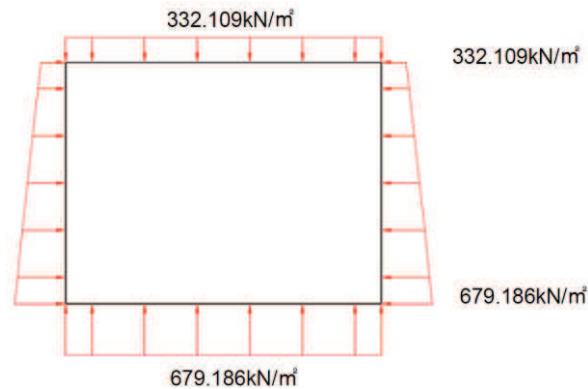


図 3-10 外水圧図

3.4.2 積載荷重

北側排水路に作用する積載荷重図を図 3-11 に示す。

地震時に北側排水路に作用する積載荷重については、積雪荷重を含めて単位奥行き（1m）当たりの付加重量として地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

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

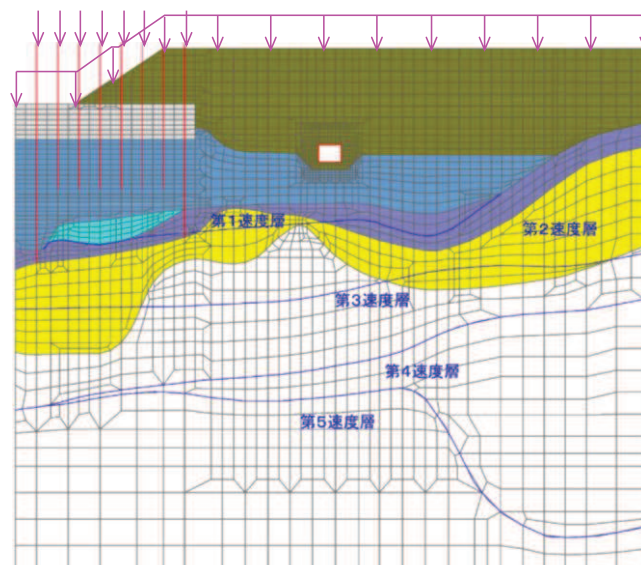


図 3-11 積載荷重の荷重図

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

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

ばらつきを考慮する物性は、地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし、平均値を基本ケース（表 3-6 に示すケース①）とした場合に加えて、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ)のケース（表 3-6 に示すケース②及び③）について確認を行う。

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

表 3-6 耐震評価における解析ケースの一覧

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		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, E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

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

北側排水路は、新設の構造物であり、許容応力度法による設計を行うなど、裕度を確保した設計とすることから、材料物性のばらつきを考慮した構造解析及び耐震評価は実施しない。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

屋外重要土木構造物等の耐震評価においては、基本ケース（ケース①）において、基準地震動 S_s （7波）及びこれらに水平動の位相反転を考慮した地震動（7波）を加えた全14波を実施する。

上記のケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が0.5以上となるすべての照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて、図3-12に示すケース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。

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

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表3-7に示す。また、追加解析ケースを実施する地震動の選定フローを図3-13に示す。

なお、地中に埋設された北側排水路は「補足-610-20【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】屋外重要土木構造物の耐震安全性評価についての参考資料 参考資料7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響」に示すように、地中構造物については、鉛直地震動は耐震性に顕著な影響を及ぼさないものと判断されることから、鉛直地震動の位相反転は考慮しない。

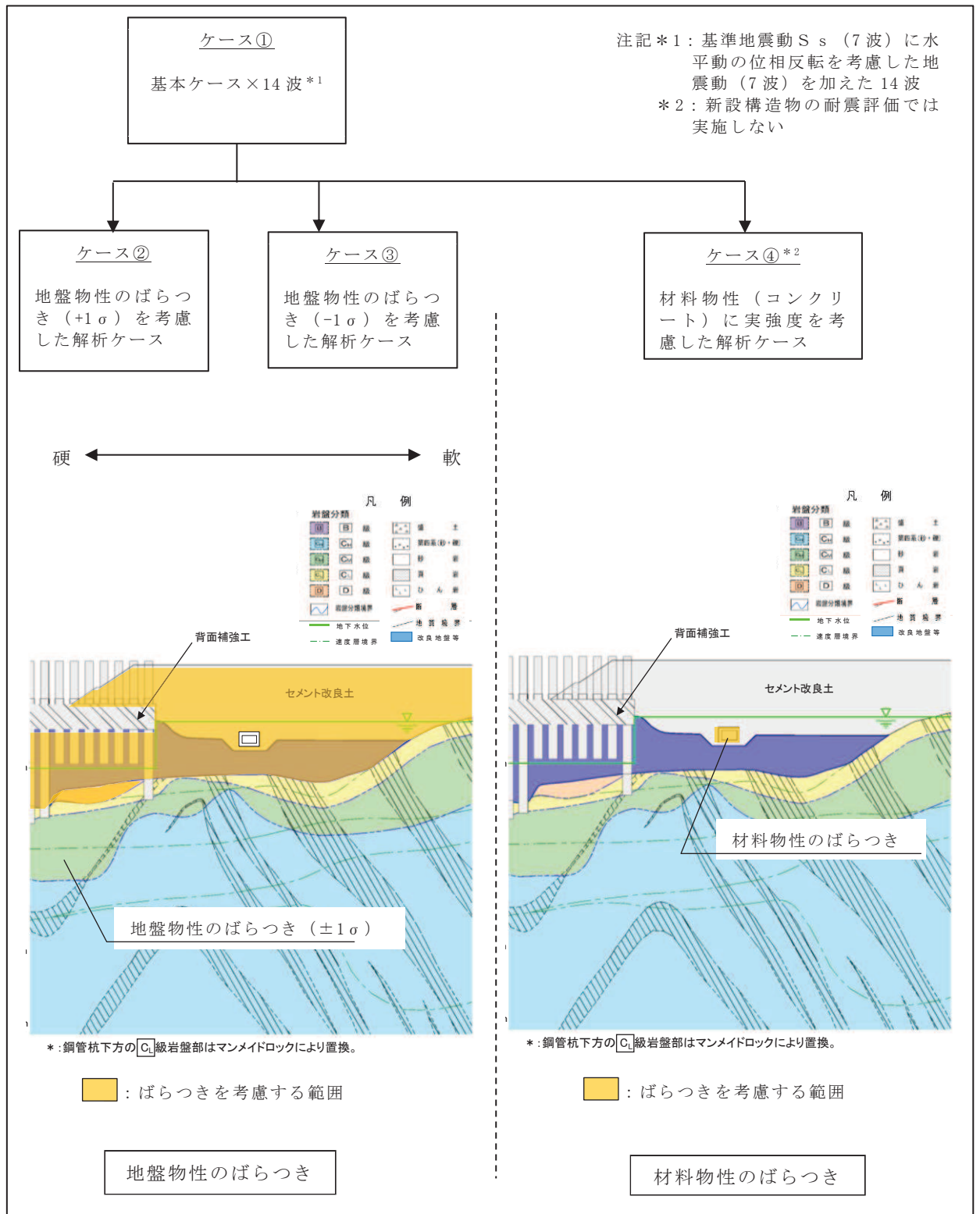


表 3-7 耐震評価における解析ケース

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
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度
地盤物性		平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S _s -D 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、曲げ・軸力系の破壊に対する照査、せん断破壊に対する照査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②~③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 -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。

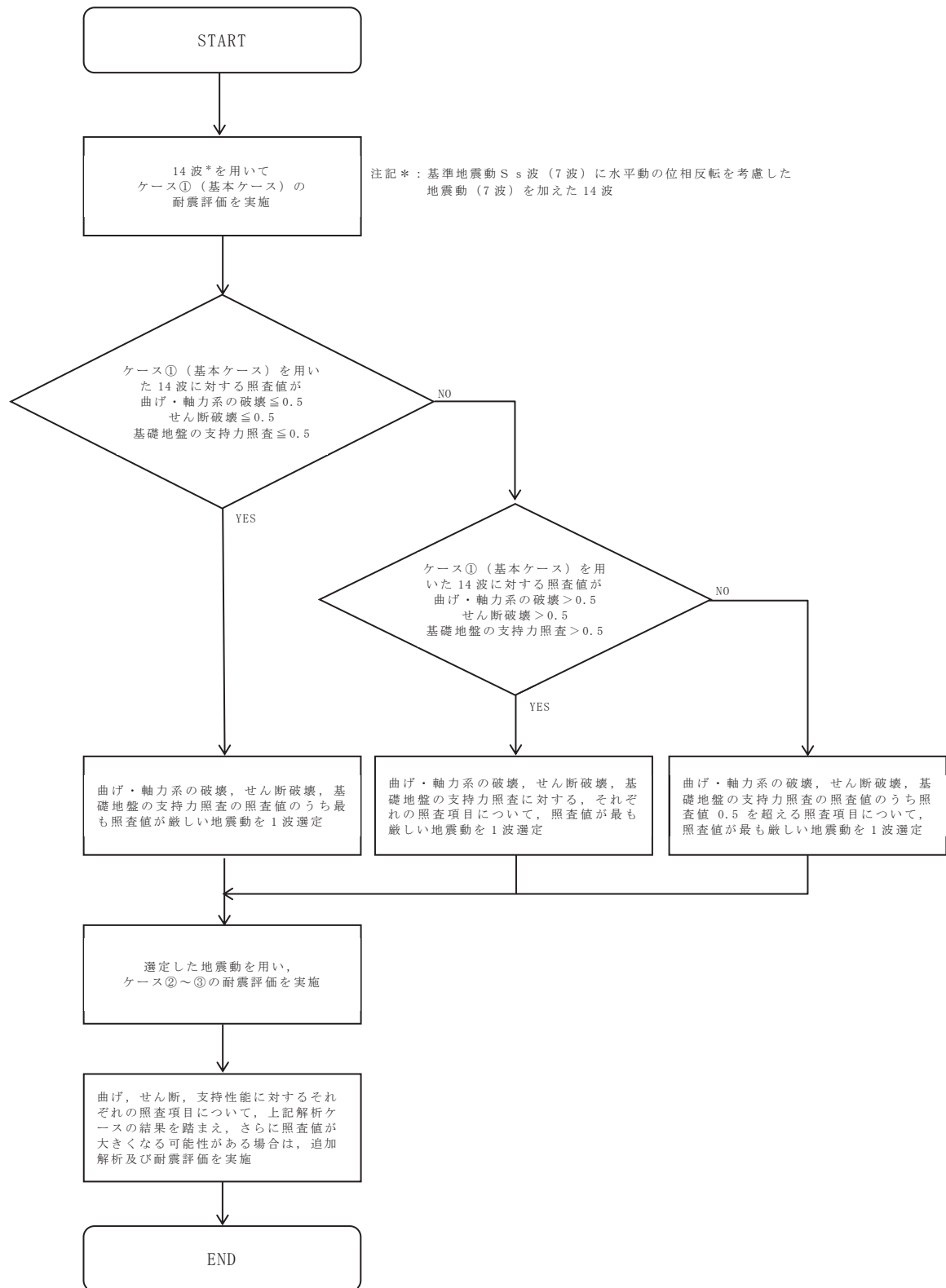


図 3-13 追加解析を実施する地震動の選定フロー

4. 評価条件

4.1 入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル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 4-1 に入力地震動算定の概念図を、図 4-2 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。

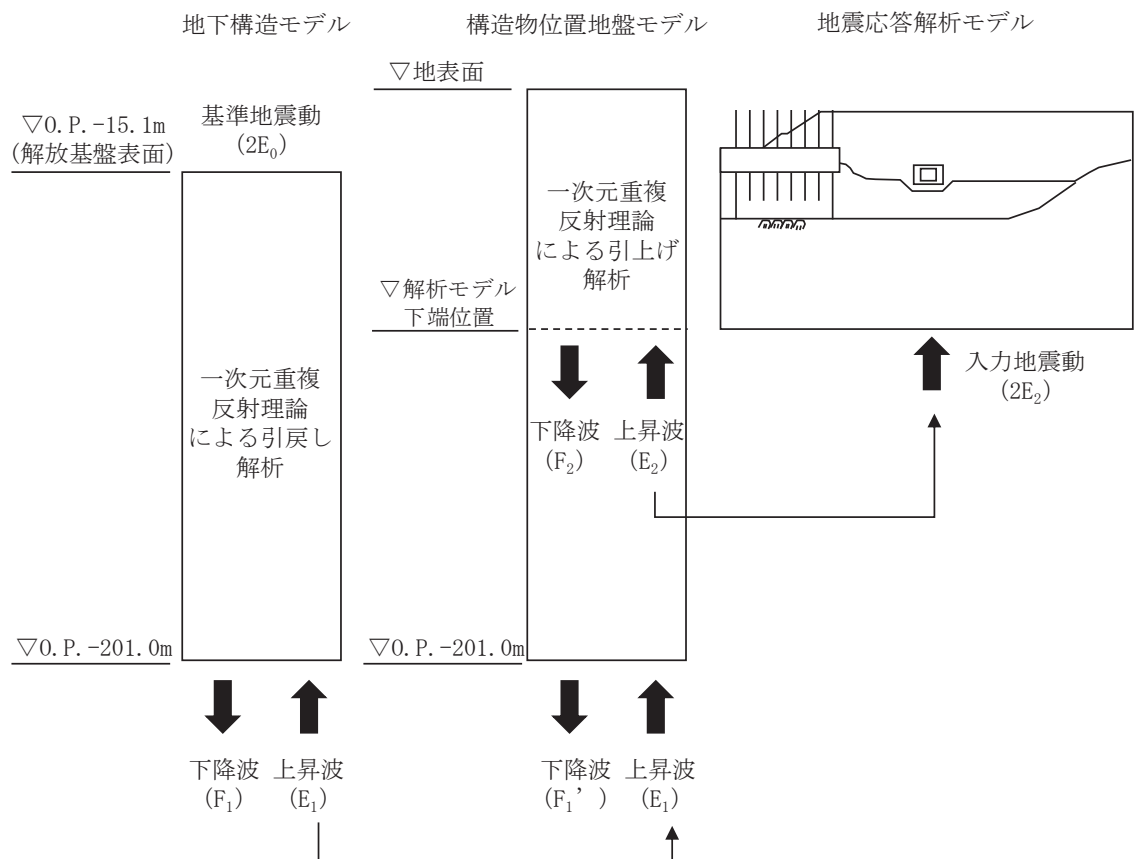
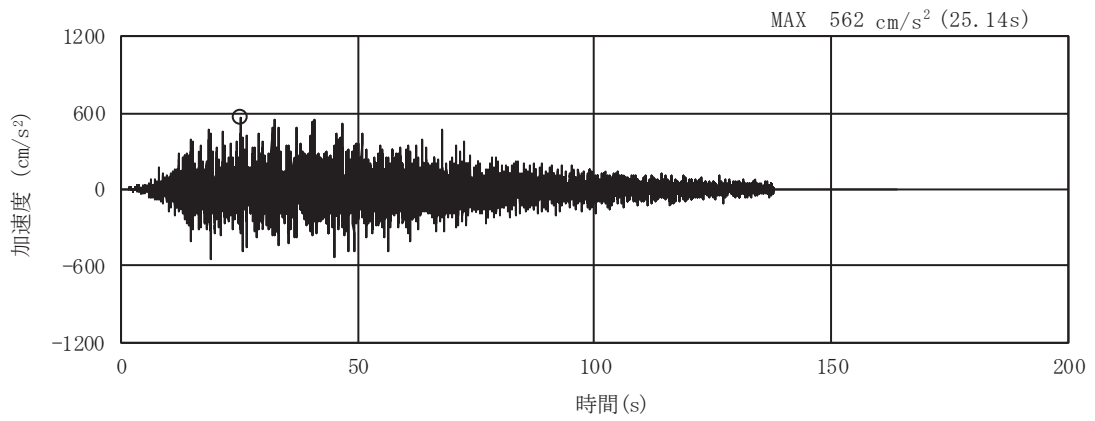
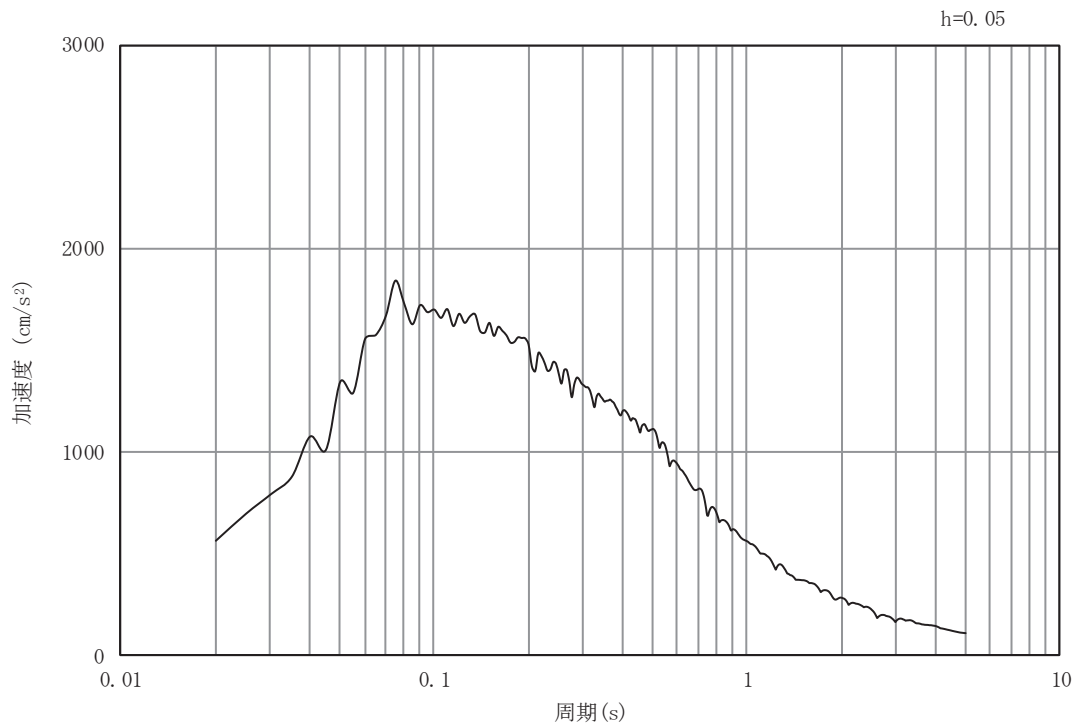


図 4-1 入力地震動算定の概念図

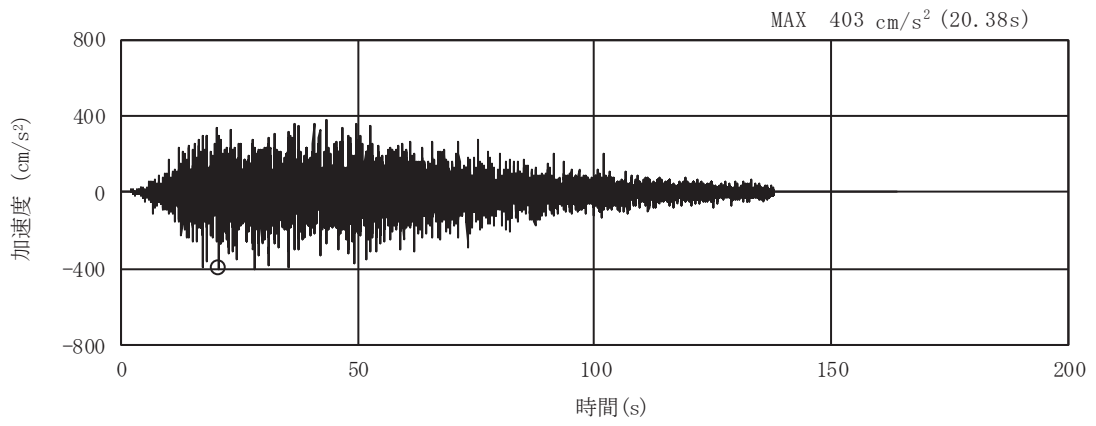


(a) 加速度時刻歴波形

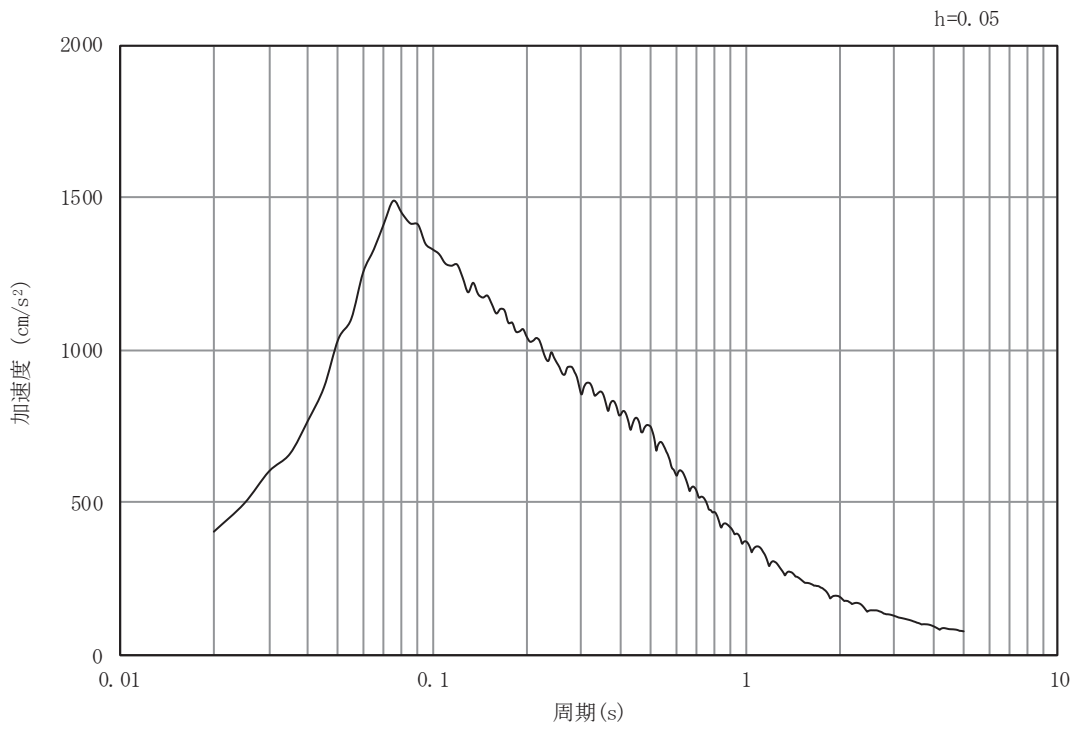


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

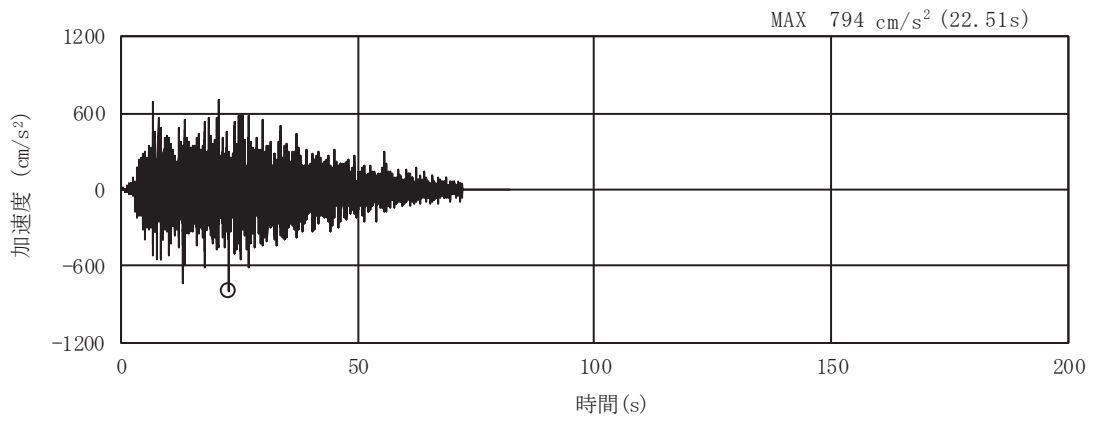


(a) 加速度時刻歴波形

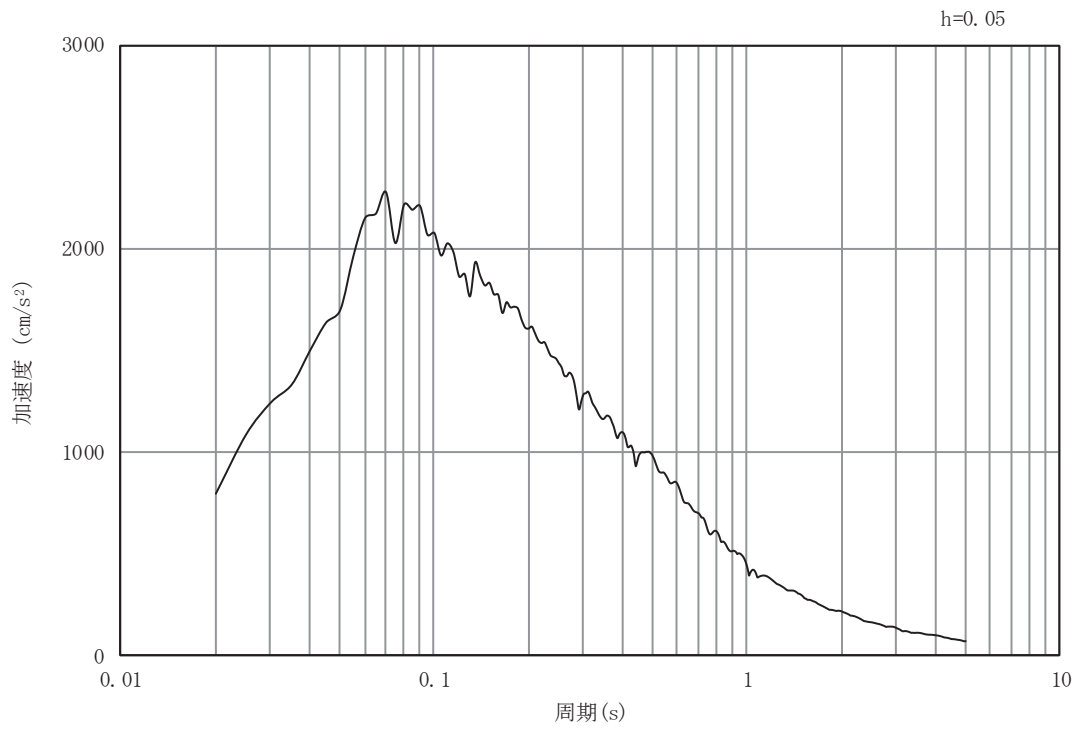


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

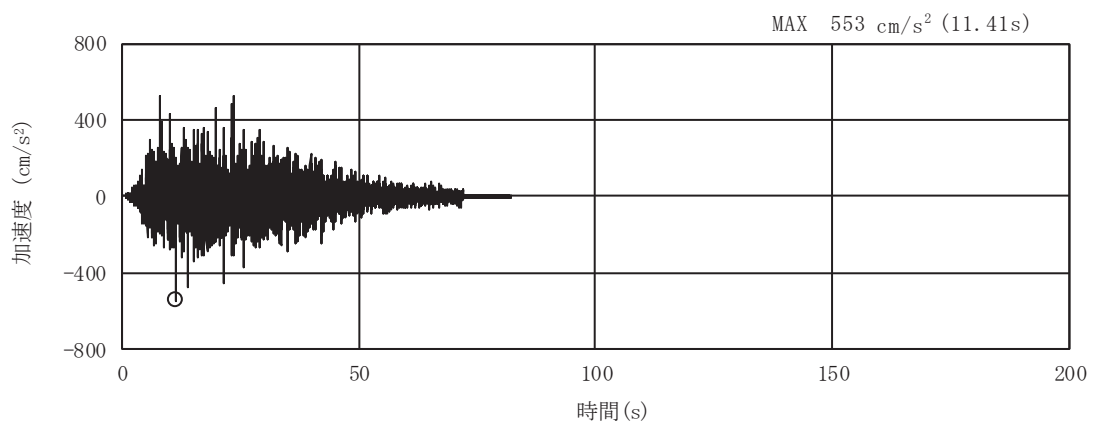


(a) 加速度時刻歴波形

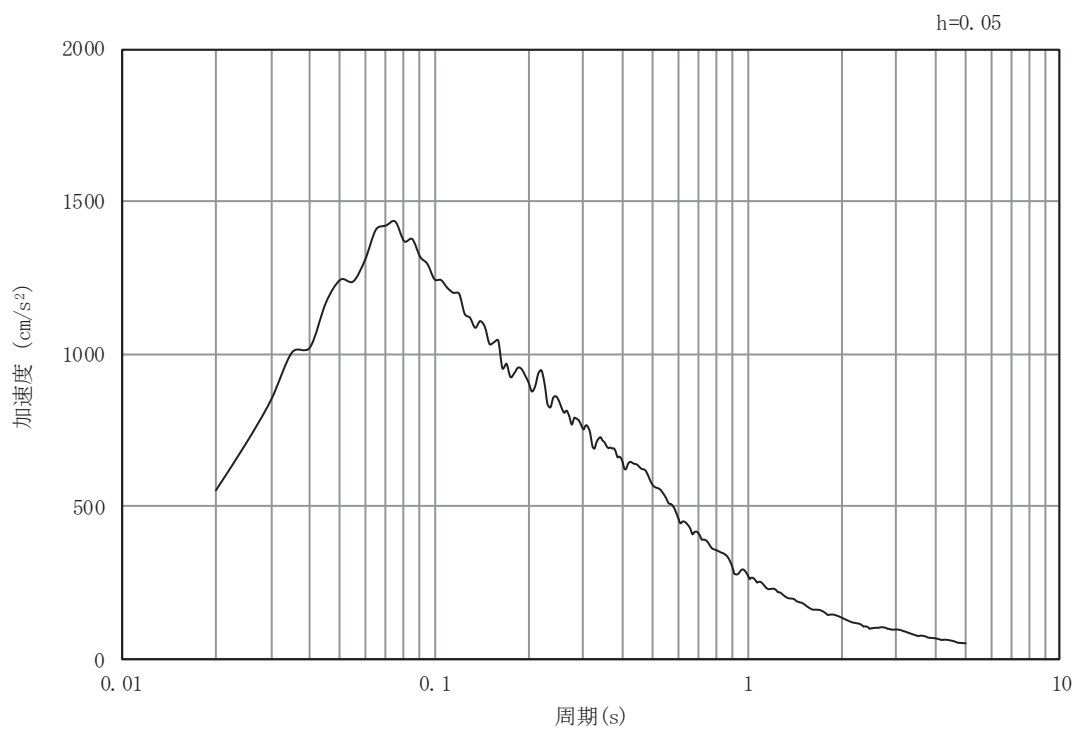


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

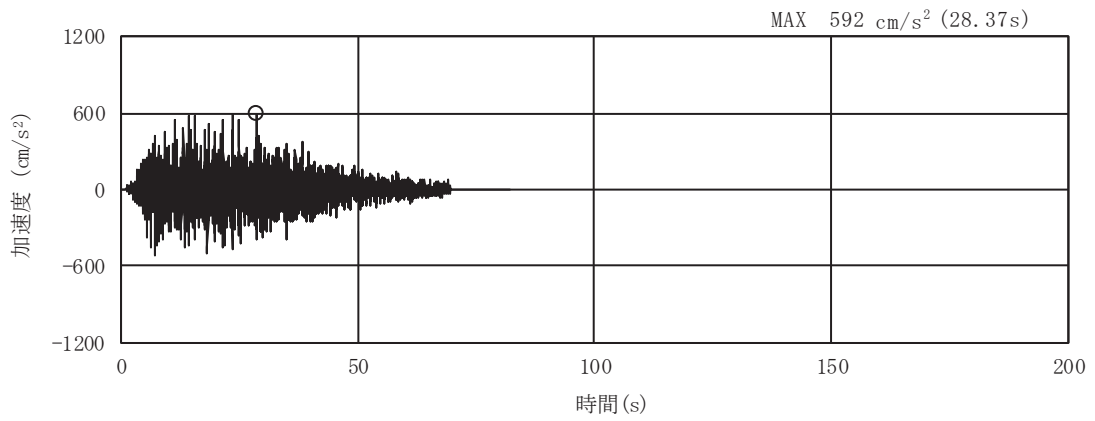


(a) 加速度時刻歴波形

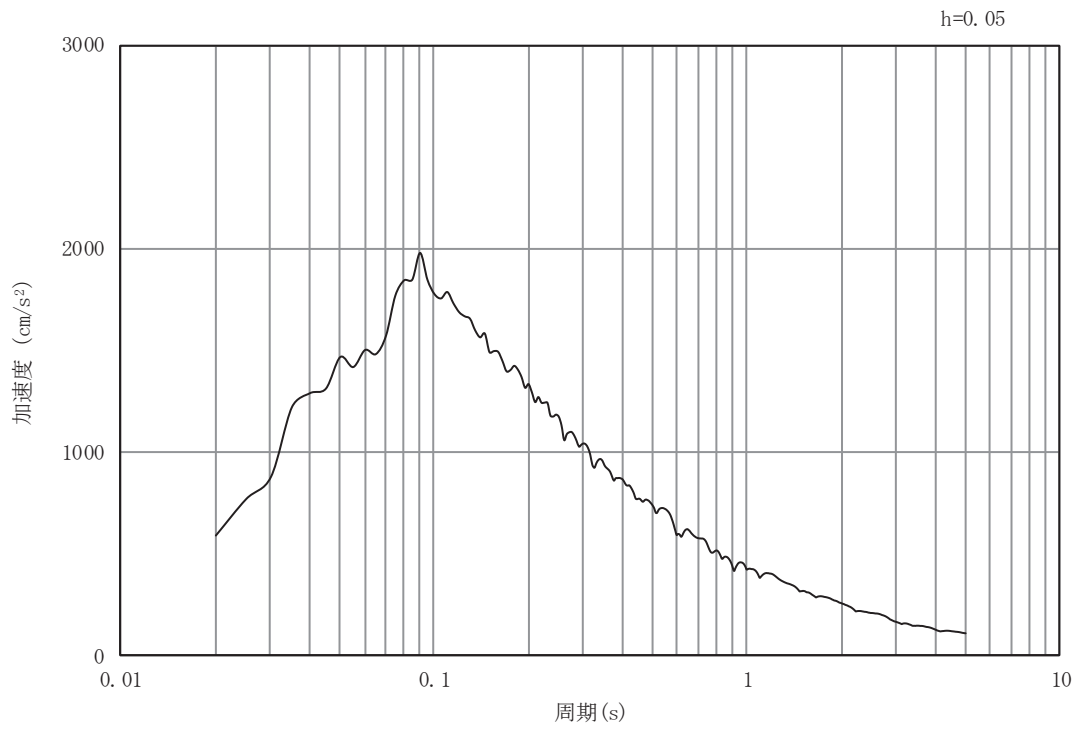


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

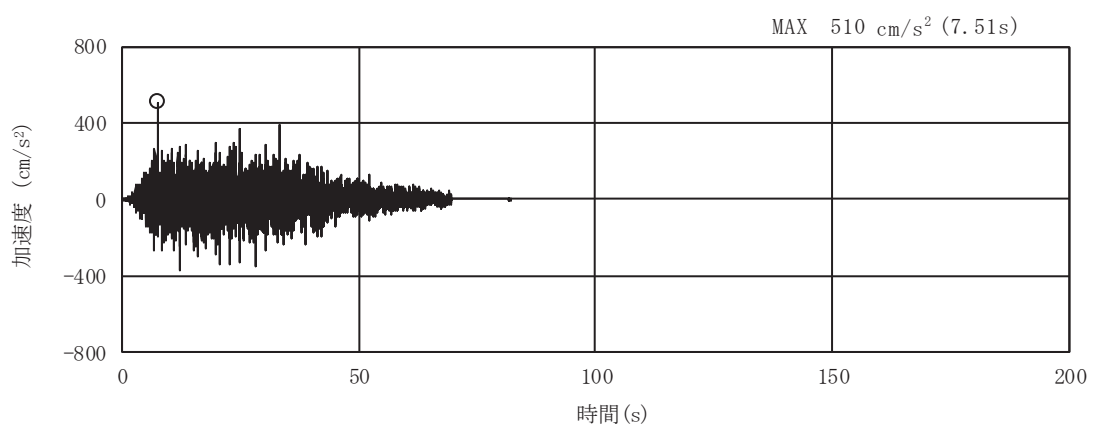


(a) 加速度時刻歴波形

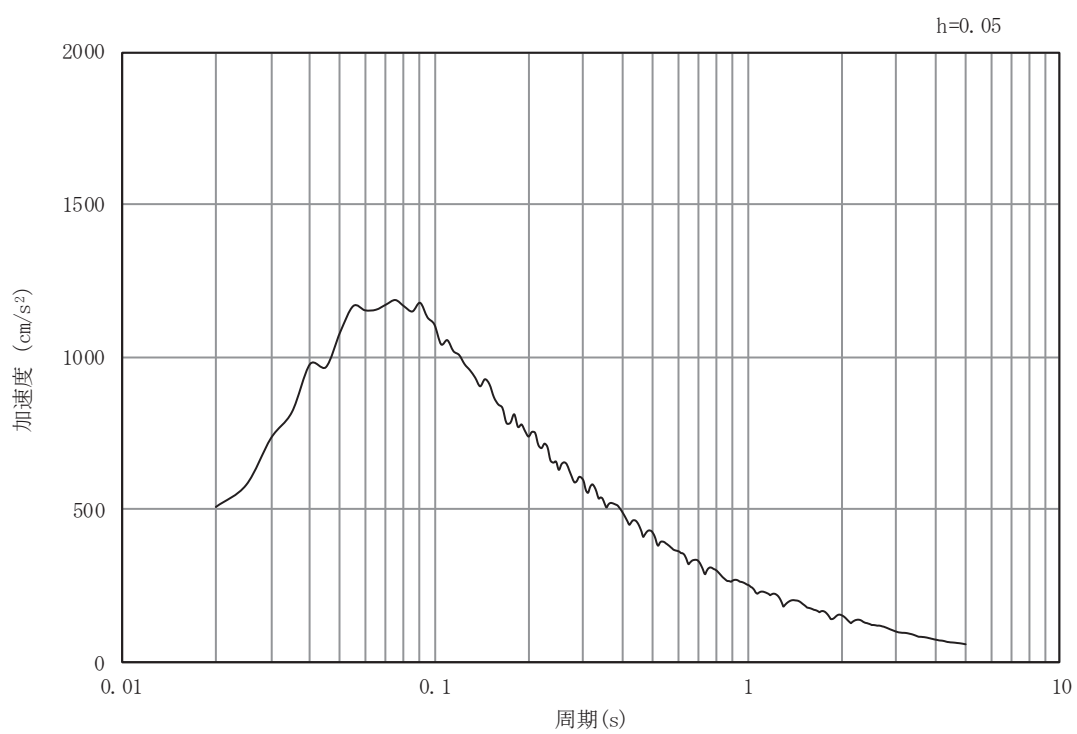


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

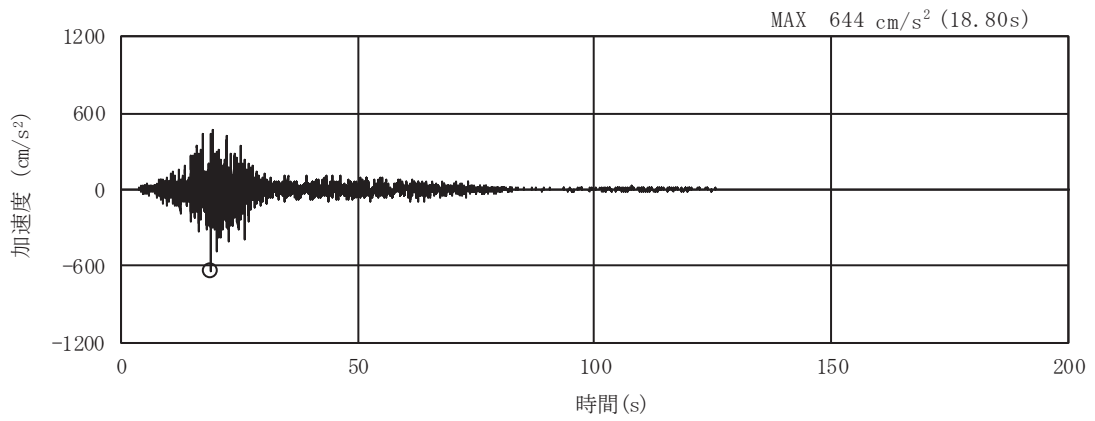


(a) 加速度時刻歴波形

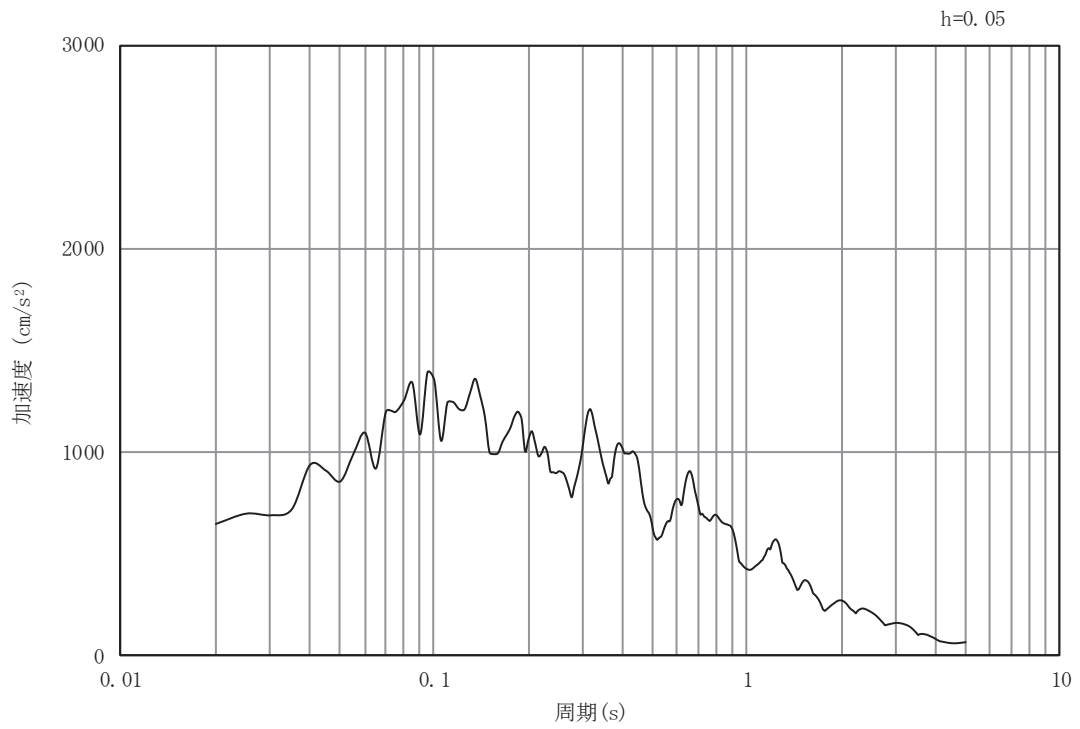


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

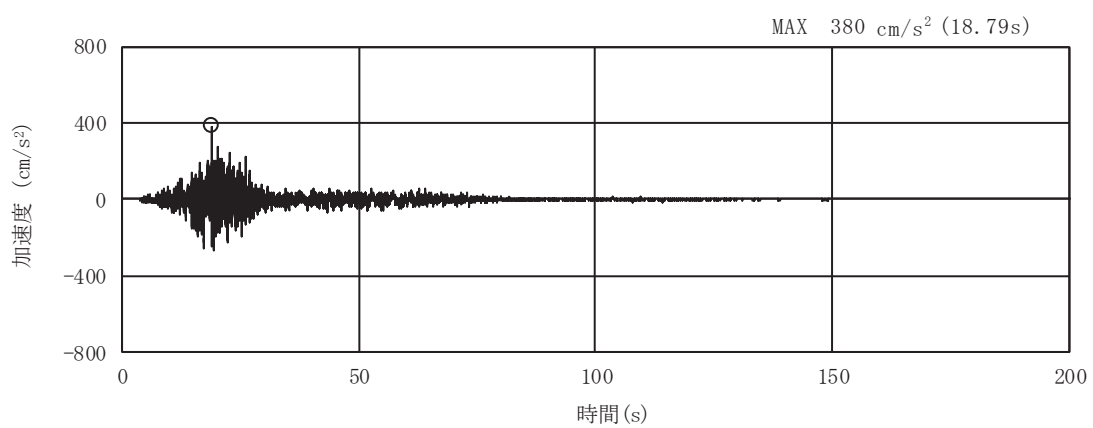


(a) 加速度時刻歴波形

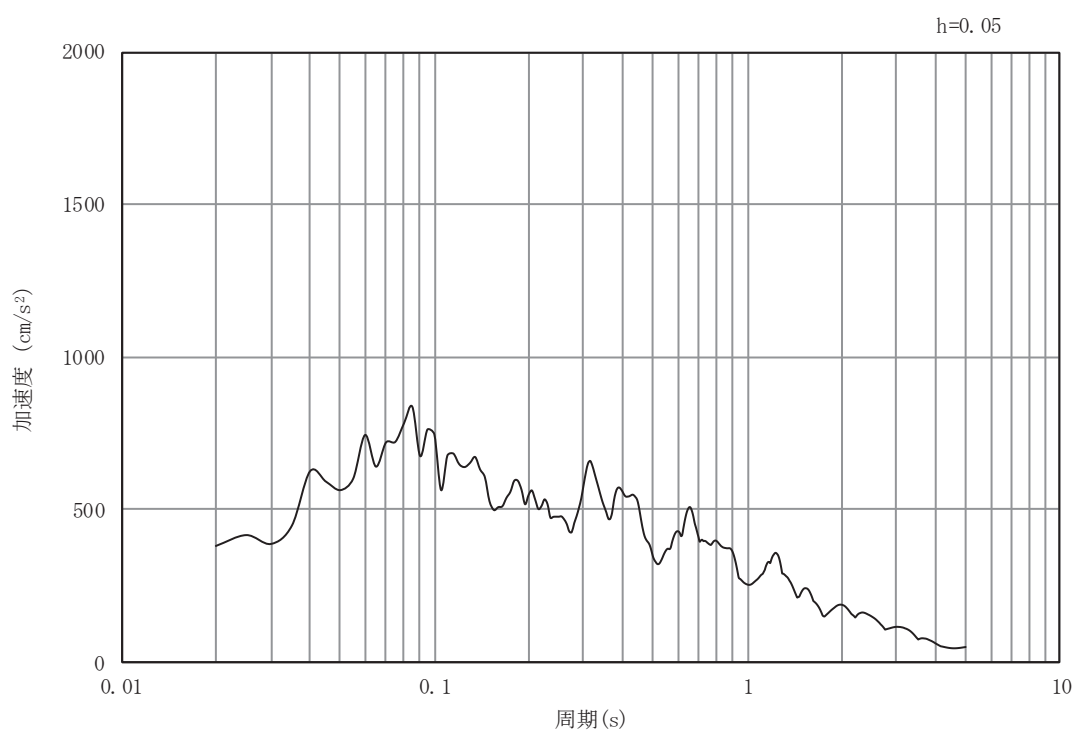


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

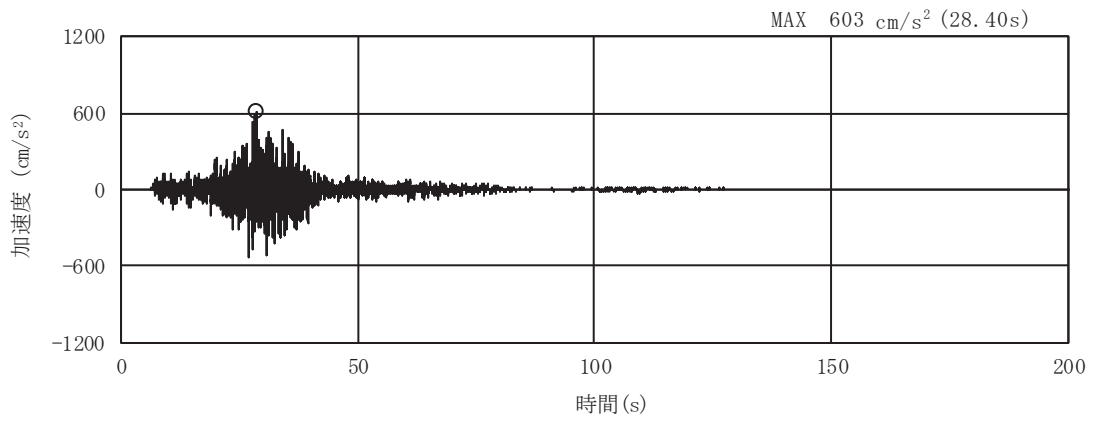


(a) 加速度時刻歴波形

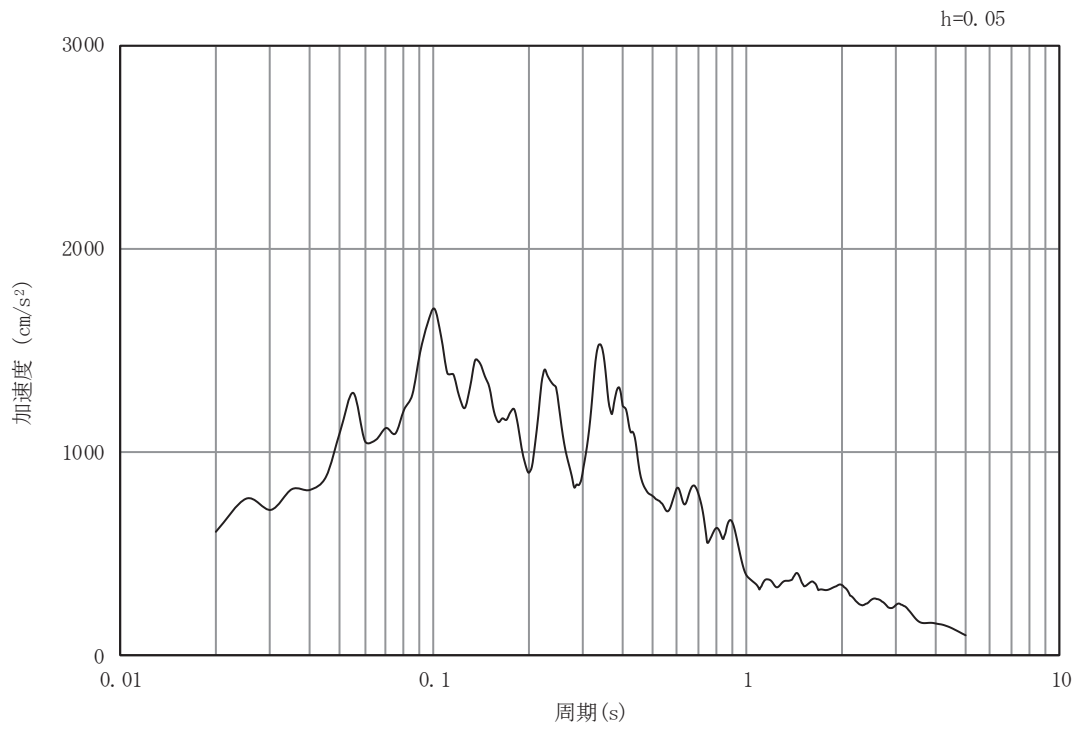


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

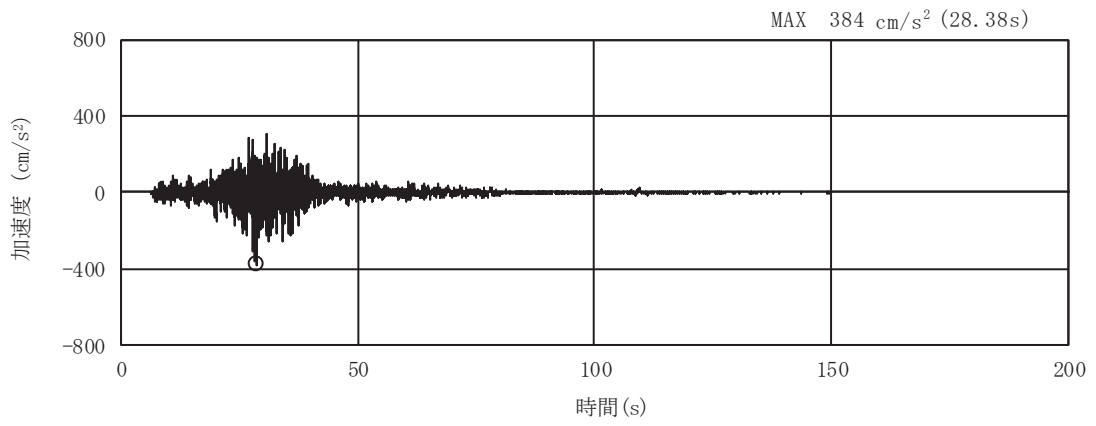


(a) 加速度時刻歴波形

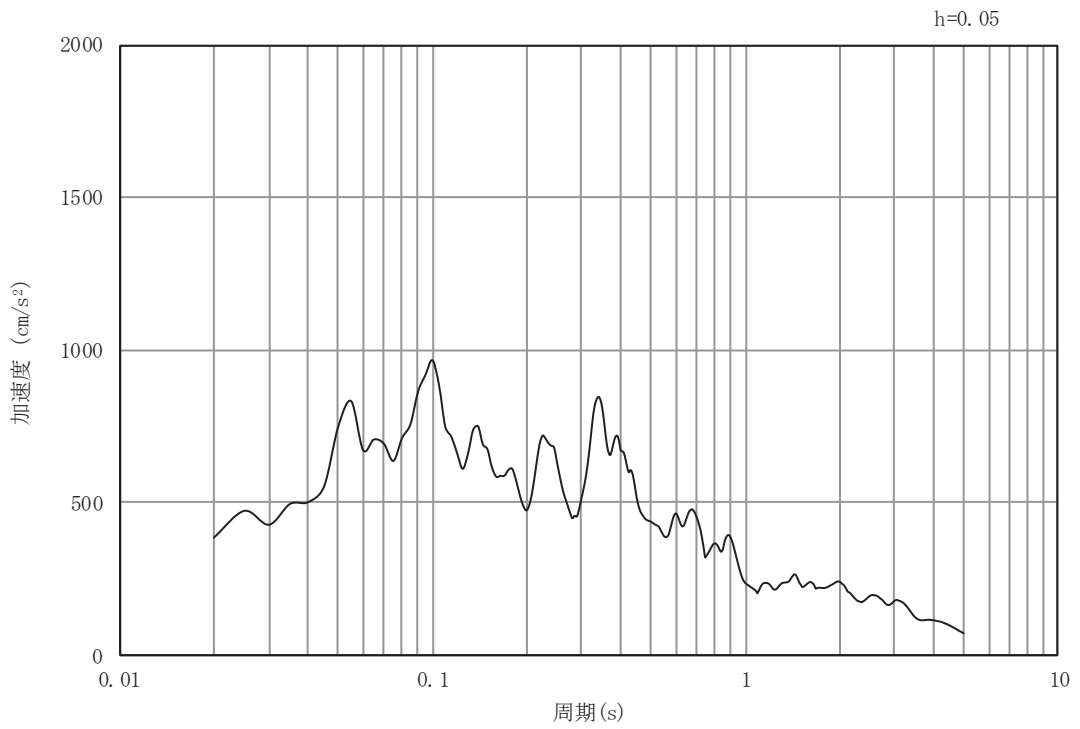


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

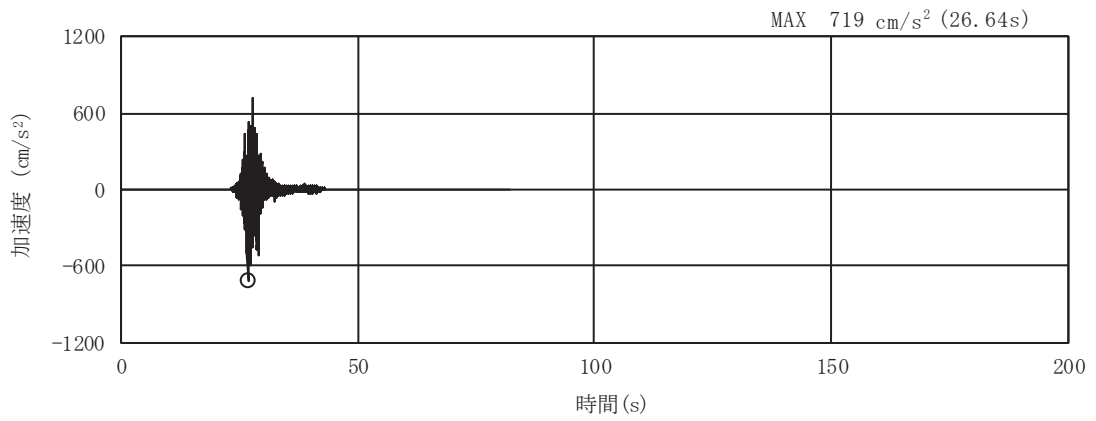


(a) 加速度時刻歴波形

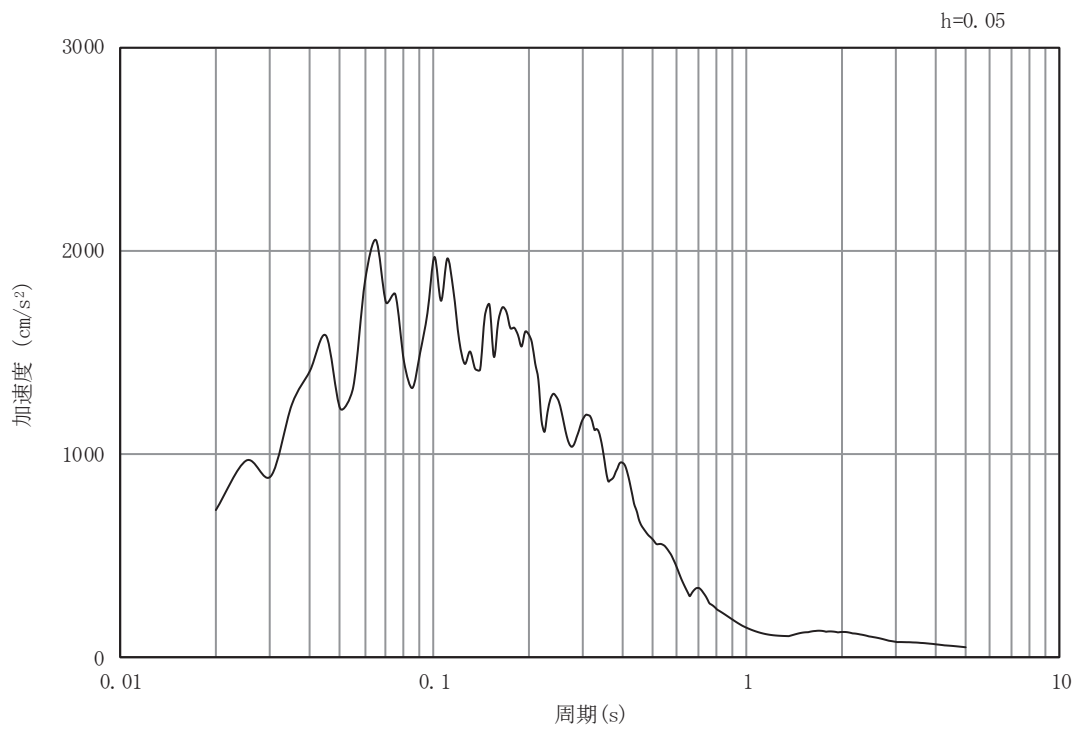


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

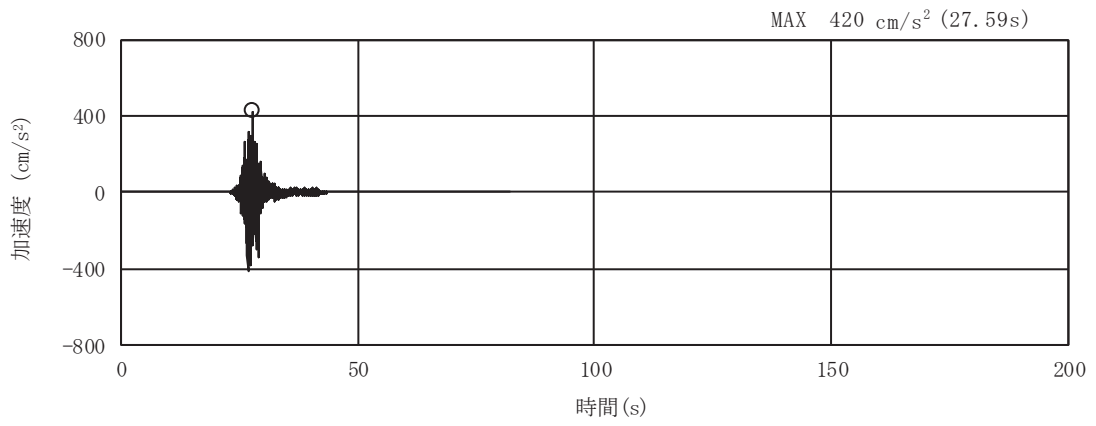


(a) 加速度時刻歴波形

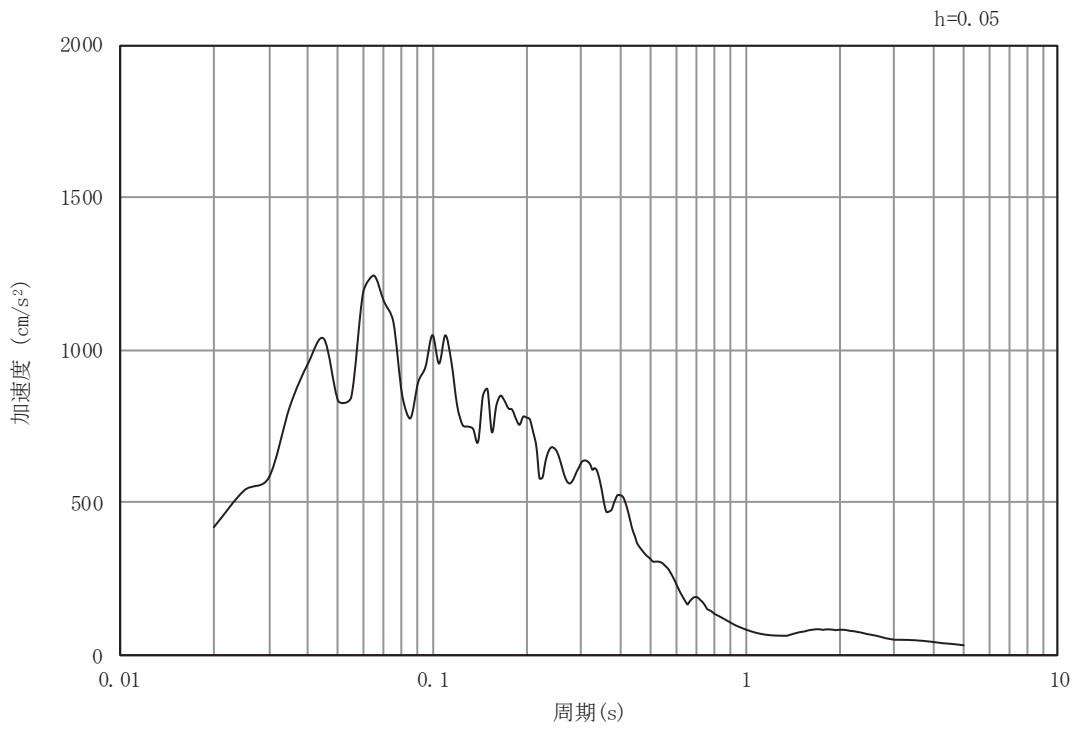


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

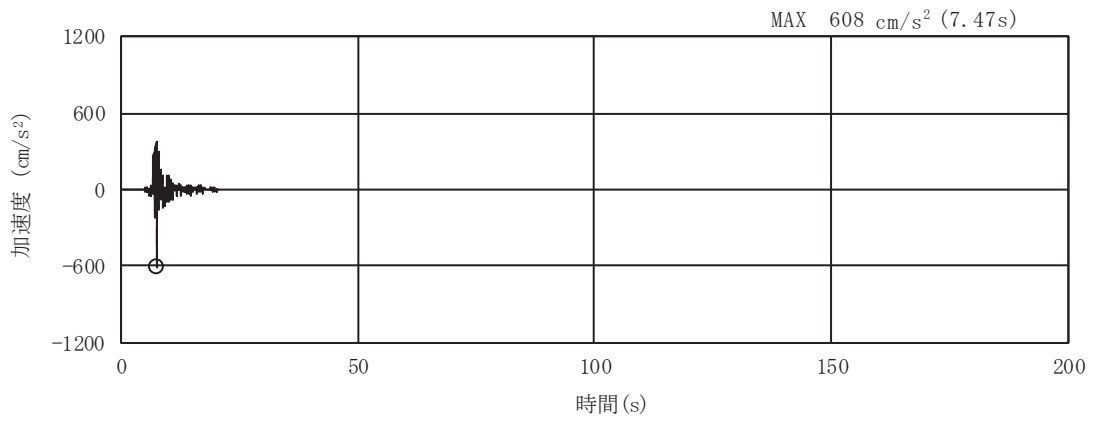


(a) 加速度時刻歴波形

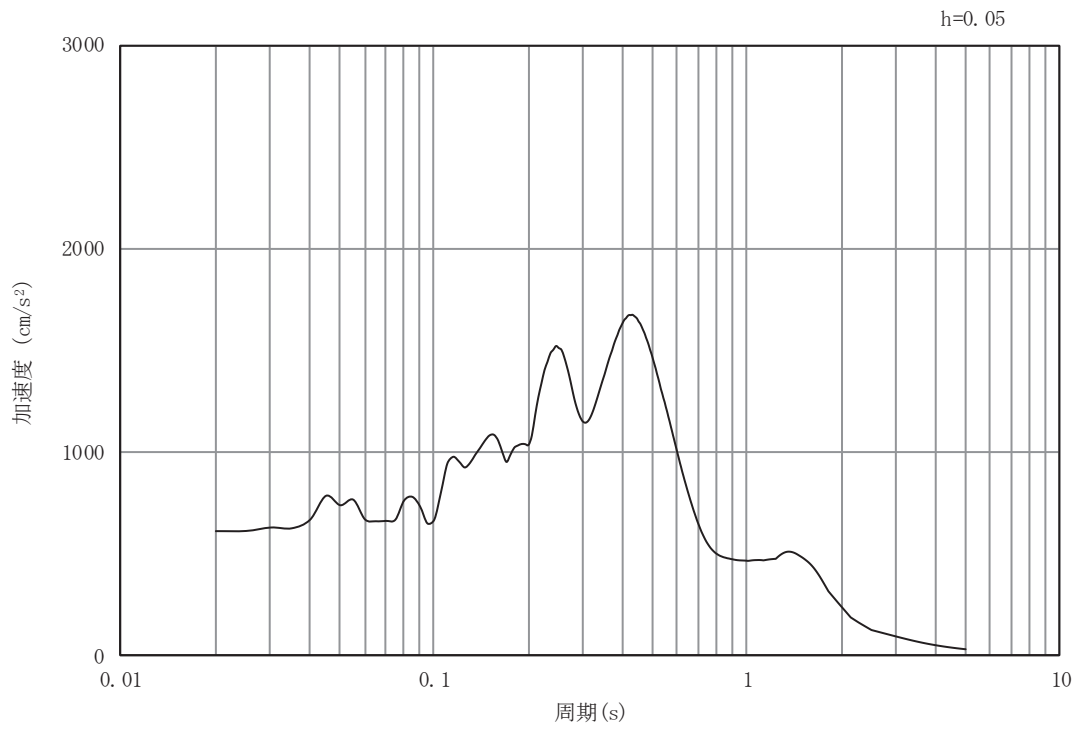


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

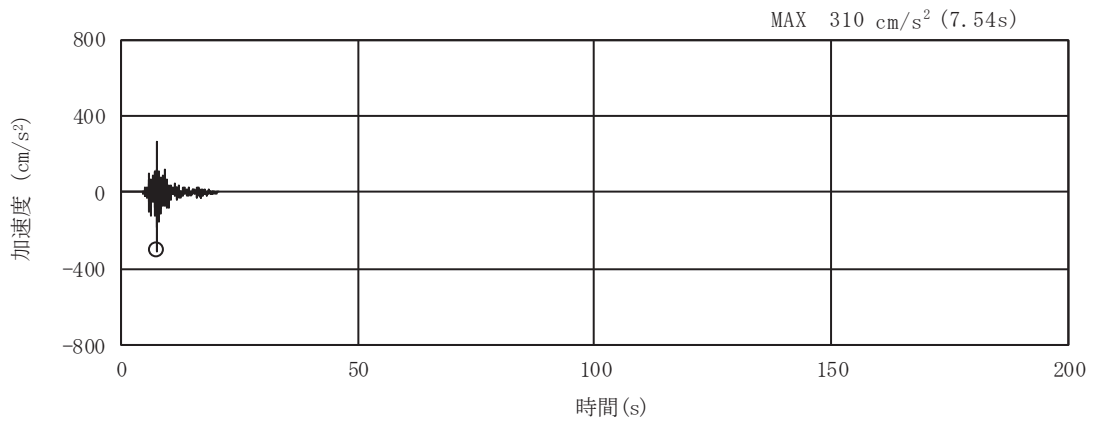


(a) 加速度時刻歴波形

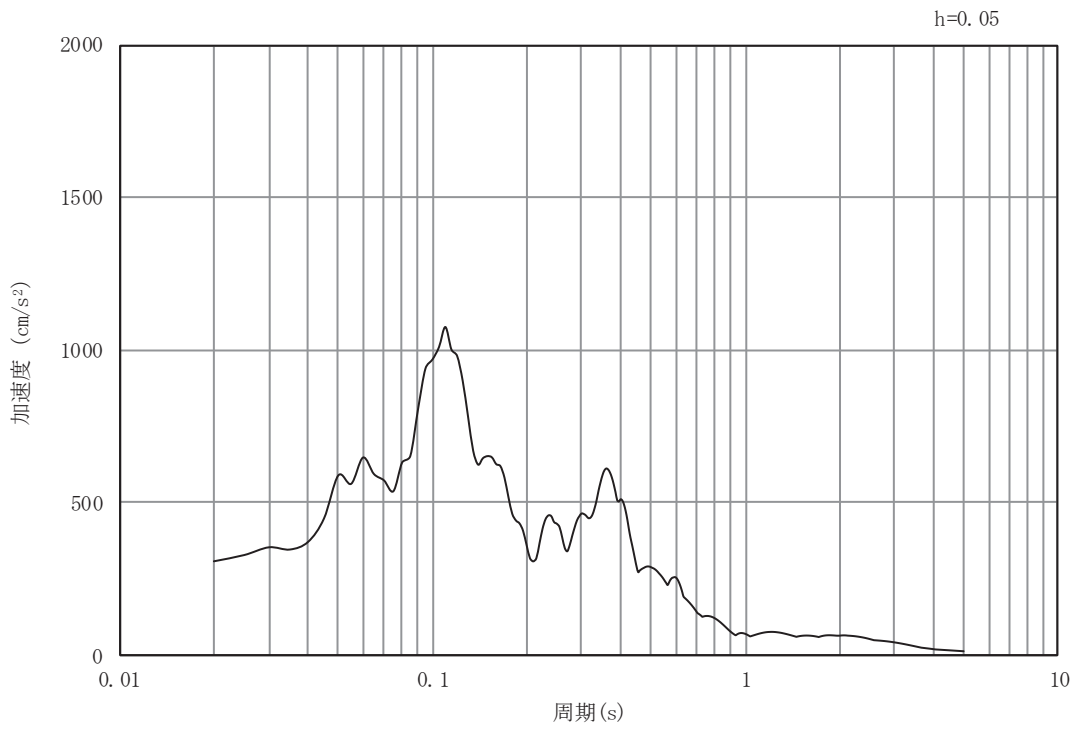


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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 4-2(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)

4.2 許容限界の設定

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。

4.2.1 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 4-1 及び表 4-2 に示す。

表 4-1 コンクリートの許容応力度及び短期許容応力度

設計基準強度	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	$f'_{ck} = 40.0$ (N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ'_{ca}	14.0
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 4-2 鉄筋の許容応力度及び短期許容応力度

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

4.2.2 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 4-1 及び表 4-2 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。

4.2.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

北側排水路は防潮堤（盛土堤防）を横断することから、セメント改良土に設置される。セメント改良土に発生する接地圧に対する許容限界について、セメント改良土はセメント系の材料であることを踏まえ、コンクリート標準示方書の支圧強度の考え方を準用し設定する。セメント改良土の基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 4-3 に示す。

表 4-3 セメント改良土の支持性能に対する許容限界

評価項目	地盤	許容限界* (N/mm ²)
支圧強度	セメント改良土	3.62

注記*：セメント改良土の品質管理基準値である、一軸圧縮強度
($q_u=3.62\text{N/mm}^2$) より設定

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として、「断面力分布」，「最大せん断ひずみ分布」を記載する。
なお，断面力分布は単位奥行き当たりの断面力を図示する。

5.1.1 解析ケースと照査値

耐震評価における解析ケースについては，補足-610-20「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」のうち「10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定」に基づき設定する。

北側排水路の耐震評価は，すべての基準地震動 S_s に対して実施するケース①を基本ケースとし，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いて，照査値が 0.5 以上となるすべての照査項目に対して，最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて，ケース②～③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。

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

(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 5-1 に、構造強度を有することの確認として、曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を示す。

曲げ・軸力系の破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果」に示す。

表 5-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(部材 1, 左側壁)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		②	②	③
S _s -D 1	++	0.28		
	-+	0.24		
S _s -D 2	++	0.27		
	-+	0.30	0.24	0.38
S _s -D 3	++	0.23		
	-+	0.22		
S _s -F 1	++	0.21		
	-+	0.20		
S _s -F 2	++	0.22		
	-+	0.24		
S _s -F 3	++	0.23		
	-+	0.22		
S _s -N 1	++	0.25		
	-+	0.27		

注記*：照査値は、曲げ圧縮応力度/短期許容曲げ圧縮応力度を示す。

表 5-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(部材 2, 右側壁)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.30		
	-+	0.26		
S _s -D 2	++	0.30		
	-+	0.32	0.26	0.40
S _s -D 3	++	0.25		
	-+	0.23		
S _s -F 1	++	0.23		
	-+	0.21		
S _s -F 2	++	0.24		
	-+	0.26		
S _s -F 3	++	0.25		
	-+	0.24		
S _s -N 1	++	0.25		
	-+	0.30		

注記* : 照査値は、曲げ圧縮応力度/短期許容曲げ圧縮応力度を示す。

表 5-1(3) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(部材 3, 頂版)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.18		
	-+	0.21		
S _s -D 2	++	0.24		
	-+	0.21	0.19	0.25
S _s -D 3	++	0.15		
	-+	0.18		
S _s -F 1	++	0.13		
	-+	0.14		
S _s -F 2	++	0.18		
	-+	0.19		
S _s -F 3	++	0.16		
	-+	0.16		
S _s -N 1	++	0.22		
	-+	0.18		

注記* : 照査値は、曲げ圧縮応力度/短期許容曲げ圧縮応力度を示す。

表 5-1(4) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(部材 4, 底版)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.18		
	-+	0.20		
S _s -D 2	++	0.23		
	-+	0.20	0.17	0.24
S _s -D 3	++	0.14		
	-+	0.17		
S _s -F 1	++	0.13		
	-+	0.14		
S _s -F 2	++	0.17		
	-+	0.18		
S _s -F 3	++	0.15		
	-+	0.16		
S _s -N 1	++	0.21		
	-+	0.18		

注記* : 照査値は、曲げ圧縮応力度/短期許容曲げ圧縮応力度を示す。

表 5-1(5) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(部材 1, 左側壁)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.17		
	-+	0.15		
S _s -D 2	++	0.18		
	-+	0.19	0.14	0.27
S _s -D 3	++	0.13		
	-+	0.12		
S _s -F 1	++	0.08		
	-+	0.09		
S _s -F 2	++	0.13		
	-+	0.14		
S _s -F 3	++	0.12		
	-+	0.11		
S _s -N 1	++	0.16		
	-+	0.17		

注記* : 照査値は、曲げ圧縮応力度/短期許容曲げ圧縮応力度を示す。

表 5-1(6) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(部材 2, 右側壁)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.17		
	-+	0.16		
S _s -D 2	++	0.18		
	-+	0.20	0.16	0.28
S _s -D 3	++	0.14		
	-+	0.13		
S _s -F 1	++	0.09		
	-+	0.09		
S _s -F 2	++	0.13		
	-+	0.15		
S _s -F 3	++	0.12		
	-+	0.12		
S _s -N 1	++	0.16		
	-+	0.18		

注記* : 照査値は、曲げ圧縮応力度/短期許容曲げ圧縮応力度を示す。

表 5-1(7) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(部材 3, 頂版)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.23		
	-+	0.18		
S _s -D 2	++	0.23		
	-+	0.27	0.18	0.39
S _s -D 3	++	0.17		
	-+	0.16		
S _s -F 1	++	0.15		
	-+	0.13		
S _s -F 2	++	0.18		
	-+	0.19		
S _s -F 3	++	0.16		
	-+	0.17		
S _s -N 1	++	0.15		
	-+	0.23		

注記* : 照査値は、曲げ圧縮応力度/短期許容曲げ圧縮応力度を示す。

表 5-1(8) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する実施ケースと照査値
(部材 4, 底版)

解析ケース 地震動		曲げ・軸力系の破壊に対する照査*		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.23		
	-+	0.20		
S _s -D 2	++	0.22		
	-+	0.26	0.18	0.38
S _s -D 3	++	0.19		
	-+	0.18		
S _s -F 1	++	0.16		
	-+	0.15		
S _s -F 2	++	0.17		
	-+	0.19		
S _s -F 3	++	0.16		
	-+	0.18		
S _s -N 1	++	0.14		
	-+	0.22		

注記* : 照査値は、曲げ圧縮応力度/短期許容曲げ圧縮応力度を示す。

(2) せん断破壊に対する照査

せん断破壊に対する評価結果を表 5-2 に示す。

せん断破壊に対する照査は、短期許容応力度を許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.2 せん断破壊に対する評価結果」に示す。

表 5-2(1) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(部材 1, 左側壁)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.49		
	-+	0.53		
S _s -D 2	++	0.59		0.69
	-+	0.54	0.49	0.61
S _s -D 3	++	0.43		
	-+	0.48		
S _s -F 1	++	0.42		
	-+	0.44		
S _s -F 2	++	0.46		
	-+	0.47		
S _s -F 3	++	0.46		
	-+	0.48		
S _s -N 1	++	0.58		
	-+	0.49		

注記*：照査値は、せん断力/短期許容せん断力を示す。

表 5-2(2) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(部材 2, 右側壁)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.50		
	-+	0.54		
S _s -D 2	++	0.60		0.68
	-+	0.56	0.50	0.64
S _s -D 3	++	0.44		
	-+	0.49		
S _s -F 1	++	0.41		
	-+	0.43		
S _s -F 2	++	0.46		
	-+	0.47		
S _s -F 3	++	0.48		
	-+	0.47		
S _s -N 1	++	0.58		
	-+	0.52		

注記* : 照査値は、せん断力/短期許容せん断力を示す。

表 5-2(3) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(部材 3, 頂版)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.55		
	-+	0.52		
S _s -D 2	++	0.59		
	-+	0.60	0.52	0.71
S _s -D 3	++	0.48		
	-+	0.49		
S _s -F 1	++	0.46		
	-+	0.45		
S _s -F 2	++	0.46		
	-+	0.49		
S _s -F 3	++	0.50		
	-+	0.48		
S _s -N 1	++	0.57		
	-+	0.55		

注記* : 照査値は, せん断力/短期許容せん断力を示す。

表 5-2(4) せん断破壊に対する実施ケースと照査値
(部材 4, 底版)

解析ケース 地震動		せん断破壊に対する照査*		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.57		
	-+	0.54		
S _s -D 2	++	0.60		
	-+	0.62	0.53	0.76
S _s -D 3	++	0.51		
	-+	0.50		
S _s -F 1	++	0.49		
	-+	0.46		
S _s -F 2	++	0.48		
	-+	0.52		
S _s -F 3	++	0.53		
	-+	0.51		
S _s -N 1	++	0.58		
	-+	0.58		

注記* : 照査値は、せん断力/短期許容せん断力を示す。

(3) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 5-3 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

基礎地盤の支持性能に対する照査は、極限支持力を許容限界とする。なお、詳細については、「5.2.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」に示す。

表 5-3 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査*		
		①	②	③
S _s -D 1	++	0.28		
	-+	0.25		
S _s -D 2	++	0.28		
	-+	0.28	0.28	0.28
S _s -D 3	++	0.25		
	-+	0.28		
S _s -F 1	++	0.25		
	-+	0.25		
S _s -F 2	++	0.25		
	-+	0.25		
S _s -F 3	++	0.25		
	-+	0.28		
S _s -N 1	++	0.25		
	-+	0.25		

注記*：照査値は、接地圧/極限支持力を示す。

5.1.2 断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）

曲げ・軸力系の破壊に対する照査について、各部材において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を、表 5-4 に示す。

また、該当する解析ケースについて、部材毎の照査値が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5-2 に示す。

表 5-4(1) 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 - D 2 (-+)	③	-413	-700	5.2	21	0.25
側壁	2	S s - D 2 (-+)	③	605	-1367	8.4	21	0.40
底版	4	S s - D 2 (-+)	③	391	-746	4.9	21	0.24

注記*：評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-4(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 - D 2 (-+)	③	404	180	118	309	0.39
側壁	2	S s - D 2 (-+)	③	604	-1344	84	309	0.28
底版	4	S s - D 2 (-+)	③	-391	194	115	309	0.38

注記*：評価位置は図 5-1 に示す。

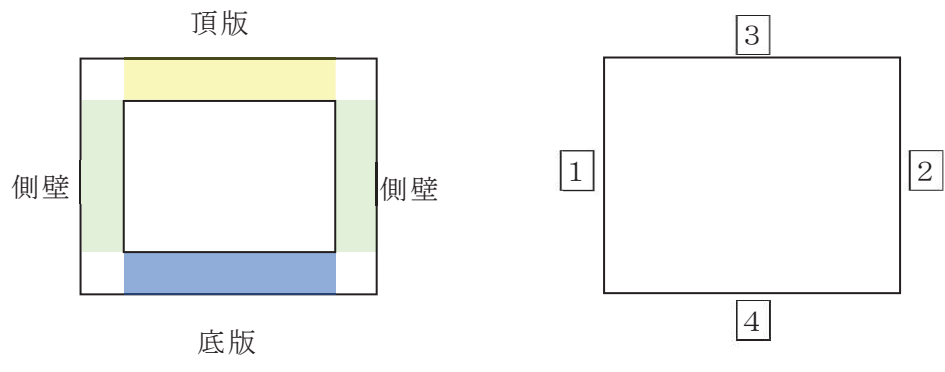
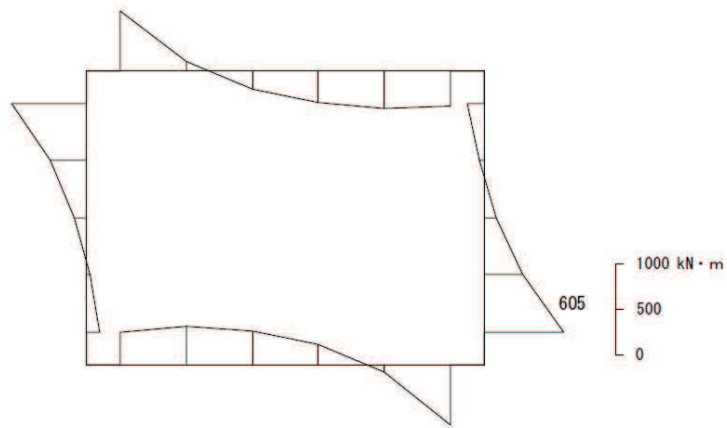
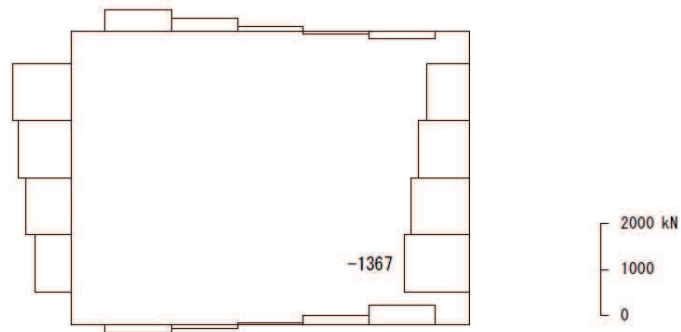


圖 5-1 評估位置



数値：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



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



数値：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 5-2 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-D2 (-+), 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)

5.1.3 断面力分布（せん断破壊に対する照査）

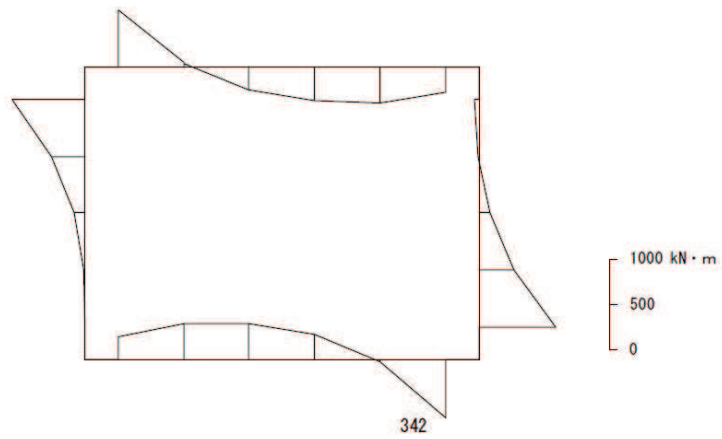
せん断破壊に対する照査について、各部位において最も厳しい照査値となる解析ケースの一覧を表 5-5 に示す。

また、該当する解析ケースについて、部材毎の照査値が最大となる時刻における断面力分布図（曲げモーメント，軸力，せん断力）を図 5-3 に示す。

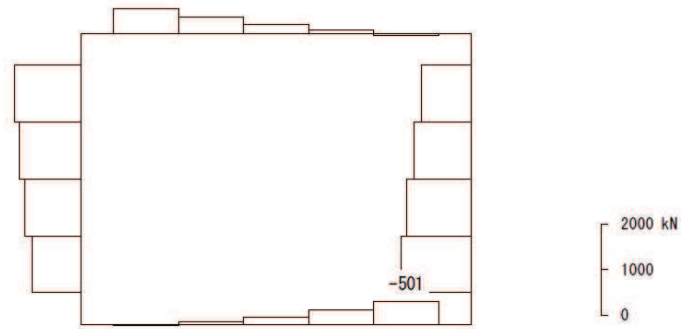
表 5-5 せん断破壊に対する照査における最大照査値（A-A 断面）

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

注記*：評価位置は図 5-1 に示す。



数値：評価位置における断面力
 (a) 曲げモーメント (kN・m)



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



数値：評価位置における断面力
 (c) せん断力 (kN)

図 5-3 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)

5.1.4 最大せん断ひずみ分布

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

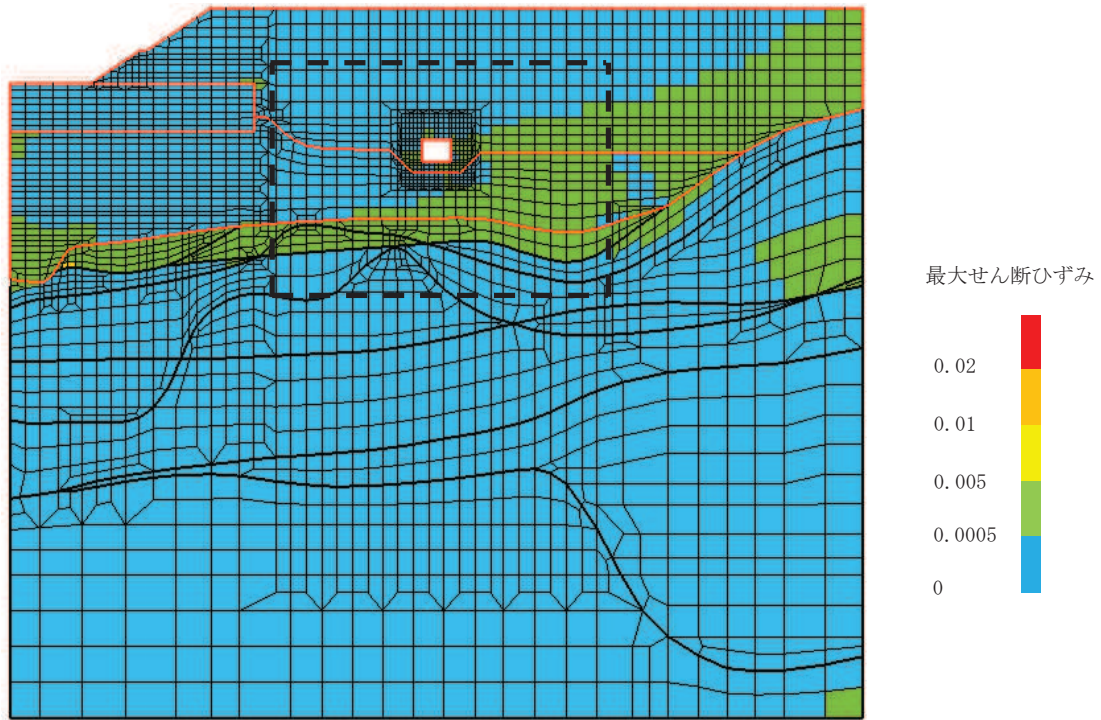
最大せん断ひずみ分布図を図 5-4 に示す。

表 5-6 最大照査値を示すケースの一覧

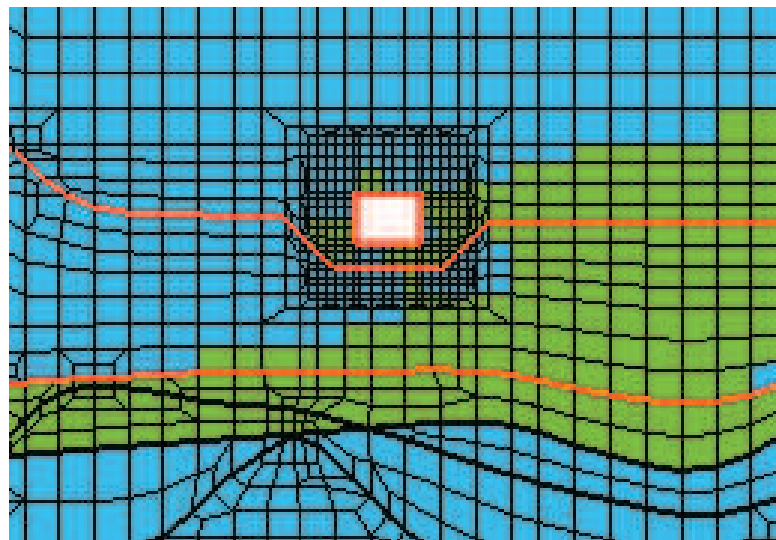
断面	評価項目	
	曲げ・軸力系	せん断
A-A 断面	解析ケース③ S s - D 2 (- +)	解析ケース③ S s - D 2 (- +)

注：耐震評価における解析ケース一覧

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
材料物性	設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-4 最大せん断ひずみ

(A-A 断面, $S_s - D 2 (-+)$)

(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)

5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

5.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

表 5-7 に、構造強度を有することの確認として、曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を示す。

表 5-7 のとおり、全ケースにおいて曲げ圧縮応力度は、短期許容応力度を下回ることを確認した。

表 5-7(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*		曲げ圧縮応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_c / σ_{ca}
					σ_c (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)	
①	S s - D 1	++	左側壁	1	5.7	21	0.28
			右側壁	2	6.1	21	0.30
			頂版	3	3.7	21	0.18
			底版	4	3.6	21	0.18
		-+	左側壁	1	5.0	21	0.24
			右側壁	2	5.4	21	0.26
			頂版	3	4.4	21	0.21
			底版	4	4.2	21	0.20
	S s - D 2	++	左側壁	1	5.6	21	0.27
			右側壁	2	6.1	21	0.30
			頂版	3	4.9	21	0.24
			底版	4	4.7	21	0.23
		-+	左側壁	1	6.3	21	0.30
			右側壁	2	6.7	21	0.32
			頂版	3	4.4	21	0.21
			底版	4	4.2	21	0.20
S s - D 3	++	左側壁	1	4.8	21	0.23	
		右側壁	2	5.2	21	0.25	
		頂版	3	3.1	21	0.15	
		底版	4	2.9	21	0.14	
	-+	左側壁	1	4.5	21	0.22	
		右側壁	2	4.8	21	0.23	
		頂版	3	3.6	21	0.18	
		底版	4	3.4	21	0.17	

注記* : 評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-7(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*		曲げ圧縮応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_c / σ_{ca}
					σ_c (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)	
①	S s - F 1	++	左側壁	1	4.3	21	0.21
			右側壁	2	4.7	21	0.23
			頂版	3	2.6	21	0.13
			底版	4	2.6	21	0.13
		-+	左側壁	1	4.1	21	0.20
			右側壁	2	4.4	21	0.21
			頂版	3	2.9	21	0.14
			底版	4	2.8	21	0.14
	S s - F 2	++	左側壁	1	4.6	21	0.22
			右側壁	2	4.9	21	0.24
			頂版	3	3.6	21	0.18
			底版	4	3.4	21	0.17
		-+	左側壁	1	5.0	21	0.24
			右側壁	2	5.4	21	0.26
			頂版	3	3.8	21	0.19
			底版	4	3.7	21	0.18
S s - F 3	++	左側壁	1	4.7	21	0.23	
		右側壁	2	5.1	21	0.25	
		頂版	3	3.3	21	0.16	
		底版	4	3.1	21	0.15	
	-+	左側壁	1	4.6	21	0.22	
		右側壁	2	5.0	21	0.24	
		頂版	3	3.3	21	0.16	
		底版	4	3.2	21	0.16	

注記* : 評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-7(3) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*		曲げ圧縮応力度	短期許容	照査値 σ_c / σ_{ca}
					σ_c (N/mm ²)	応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	
①	S s - N 1	++	左側壁	1	5.2	21	0.25
			右側壁	2	5.1	21	0.25
			頂版	3	4.6	21	0.22
			底版	4	4.4	21	0.21
		-+	左側壁	1	5.6	21	0.27
			右側壁	2	6.1	21	0.30
			頂版	3	3.7	21	0.18
			底版	4	3.6	21	0.18
②	S s - D 2	-+	左側壁	1	4.9	21	0.24
			右側壁	2	5.3	21	0.26
			頂版	3	3.8	21	0.19
			底版	4	3.4	21	0.17
③	S s - D 2	-+	左側壁	1	7.9	21	0.38
			右側壁	2	8.4	21	0.40
			頂版	3	5.2	21	0.25
			底版	4	4.9	21	0.24

注記* : 評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-7(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*		曲げ圧縮応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D 1	++	左側壁	1	50	309	0.17
			右側壁	2	52	309	0.17
			頂版	3	70	309	0.23
			底版	4	69	309	0.23
		-+	左側壁	1	45	309	0.15
			右側壁	2	48	309	0.16
			頂版	3	55	309	0.18
			底版	4	59	309	0.20
	S _s -D 2	++	左側壁	1	53	309	0.18
			右側壁	2	55	309	0.18
			頂版	3	71	309	0.23
			底版	4	66	309	0.22
		-+	左側壁	1	58	309	0.19
			右側壁	2	60	309	0.20
			頂版	3	83	309	0.27
			底版	4	80	309	0.26
S _s -D 3	++	左側壁	1	39	309	0.13	
		右側壁	2	41	309	0.14	
		頂版	3	52	309	0.17	
		底版	4	56	309	0.19	
	-+	左側壁	1	37	309	0.12	
		右側壁	2	38	309	0.13	
		頂版	3	49	309	0.16	
		底版	4	53	309	0.18	

注記* : 評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-7(5) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*		曲げ圧縮応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_c / σ_{ca}
					σ_c (N/mm ²)	σ_{ca} (N/mm ²)	
①	S _s -F 1	++	左側壁	1	24	309	0.08
			右側壁	2	26	309	0.09
			頂版	3	45	309	0.15
			底版	4	49	309	0.16
		-+	左側壁	1	25	309	0.09
			右側壁	2	27	309	0.09
			頂版	3	40	309	0.13
			底版	4	44	309	0.15
	S _s -F 2	++	左側壁	1	38	309	0.13
			右側壁	2	40	309	0.13
			頂版	3	53	309	0.18
			底版	4	52	309	0.17
		-+	左側壁	1	42	309	0.14
			右側壁	2	44	309	0.15
			頂版	3	56	309	0.19
			底版	4	58	309	0.19
S _s -F 3	++	左側壁	1	34	309	0.12	
		右側壁	2	35	309	0.12	
		頂版	3	47	309	0.16	
		底版	4	47	309	0.16	
	-+	左側壁	1	32	309	0.11	
		右側壁	2	34	309	0.12	
		頂版	3	52	309	0.17	
		底版	4	55	309	0.18	

注記* : 評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-7(6) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*		曲げ圧縮応力度	短期許容	照査値 σ_c / σ_{ca}
					$\sigma_c (N/mm^2)$	応力度 $\sigma_{ca} (N/mm^2)$	
①	S s - N 1	++	左側壁	1	47	309	0.16
			右側壁	2	49	309	0.16
			頂版	3	46	309	0.15
			底版	4	41	309	0.14
		-+	左側壁	1	51	309	0.17
			右側壁	2	53	309	0.18
			頂版	3	69	309	0.23
			底版	4	67	309	0.22
②	S s - D 2	-+	左側壁	1	43	309	0.14
			右側壁	2	47	309	0.16
			頂版	3	55	309	0.18
			底版	4	54	309	0.18
③	S s - D 2	-+	左側壁	1	82	309	0.27
			右側壁	2	84	309	0.28
			頂版	3	118	309	0.39
			底版	4	115	309	0.38

注記* : 評価位置は図 5-1 に示す。

5.2.2 せん断破壊に対する評価結果

構造強度を有することの確認におけるせん断破壊に対する照査結果を表 5-8 に示す。

表 5-8 により，全ケースにおいて照査用せん断力は，短期許容せん断力を下回る。

表 5-8(1) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*		発生	短期許容	照査値
					せん断力 V_d (kN)	せん断力 $V_{y d}$ (kN)	$V_d / V_{y d}$
①	S s - D 1	++	左側壁	1	555	1141	0.49
			右側壁	2	566	1141	0.50
			頂版	3	636	1171	0.55
			底版	4	665	1171	0.57
		-+	左側壁	1	601	1141	0.53
			右側壁	2	613	1141	0.54
			頂版	3	605	1171	0.52
			底版	4	621	1171	0.54
	S s - D 2	++	左側壁	1	665	1141	0.59
			右側壁	2	684	1141	0.60
			頂版	3	680	1171	0.59
			底版	4	698	1171	0.60
		-+	左側壁	1	613	1141	0.54
			右側壁	2	630	1141	0.56
			頂版	3	691	1171	0.60
			底版	4	723	1171	0.62
S s - D 3	++	左側壁	1	482	1141	0.43	
		右側壁	2	498	1141	0.44	
		頂版	3	557	1171	0.48	
		底版	4	586	1171	0.51	
	-+	左側壁	1	541	1141	0.48	
		右側壁	2	549	1141	0.49	
		頂版	3	569	1171	0.49	
		底版	4	579	1171	0.50	

注記*：評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-8(2) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*		発生	短期許容	照査値 $V_d / V_{y d}$
					せん断力 V_d (kN)	せん断力 $V_{y d}$ (kN)	
①	S s - F 1	++	左側壁	1	474	1141	0.42
			右側壁	2	467	1141	0.41
			頂版	3	531	1171	0.46
			底版	4	568	1171	0.49
		-+	左側壁	1	495	1141	0.44
			右側壁	2	490	1141	0.43
			頂版	3	516	1171	0.45
			底版	4	538	1171	0.46
	S s - F 2	++	左側壁	1	518	1141	0.46
			右側壁	2	524	1141	0.46
			頂版	3	531	1171	0.46
			底版	4	558	1171	0.48
		-+	左側壁	1	532	1141	0.47
			右側壁	2	535	1141	0.47
			頂版	3	570	1171	0.49
			底版	4	603	1171	0.52
S s - F 3	++	左側壁	1	522	1141	0.46	
		右側壁	2	537	1141	0.48	
		頂版	3	582	1171	0.50	
		底版	4	616	1171	0.53	
	-+	左側壁	1	545	1141	0.48	
		右側壁	2	535	1141	0.47	
		頂版	3	556	1171	0.48	
		底版	4	597	1171	0.51	

注記* : 評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-8(3) せん断破壊に対する評価結果

解析 ケース	地震動		評価位置*		照査用 せん断力 V_d (kN)	短期許容 せん断力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
①	S s - N 1	++	左側壁	1	655	1141	0.58
			右側壁	2	658	1141	0.58
			頂版	3	656	1171	0.57
			底版	4	677	1171	0.58
		-+	左側壁	1	558	1141	0.49
			右側壁	2	587	1141	0.52
			頂版	3	636	1171	0.55
			底版	4	673	1171	0.58
②	S s - D 2	-+	左側壁	1	550	1141	0.49
			右側壁	2	561	1141	0.50
			頂版	3	599	1171	0.52
			底版	4	617	1171	0.53
③	S s - D 2	++	左側壁	1	786	1141	0.69
			右側壁	2	774	1141	0.68
		-+	左側壁	1	690	1141	0.61
			右側壁	2	724	1141	0.64
			頂版	3	830	1171	0.71
			底版	4	879	1171	0.76

注記* : 評価位置は図 5-1 に示す。

5.2.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

セメント改良土の接地圧に対する支持性能の評価結果を表 5-9 に示す。また、最大接地圧分布図を図 5-5 に示す。

表 5-9 により、セメント改良土に発生する接地圧が支圧強度を下回ることを確認した。

表 5-9 基礎地盤（セメント改良土）の支持性能評価結果

解析 ケース	地震動		接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_u (N/mm ²)	照査値 R_a / R_u
①	S _s -D 1	++	1.0	3.62	0.28
		-+	0.9	3.62	0.25
	S _s -D 2	++	1.0	3.62	0.28
		-+	1.0	3.62	0.28
	S _s -D 3	++	0.9	3.62	0.25
		-+	1.0	3.62	0.28
	S _s -F 1	++	0.9	3.62	0.25
		-+	0.9	3.62	0.25
	S _s -F 2	++	0.9	3.62	0.25
		-+	0.9	3.62	0.25
	S _s -F 3	++	0.9	3.62	0.25
		-+	1.0	3.62	0.28
	S _s -N 1	++	0.9	3.62	0.25
		-+	0.9	3.62	0.25
②	S _s -D 2	-+	1.0	3.62	0.28
③	S _s -D 2	-+	1.0	3.62	0.28

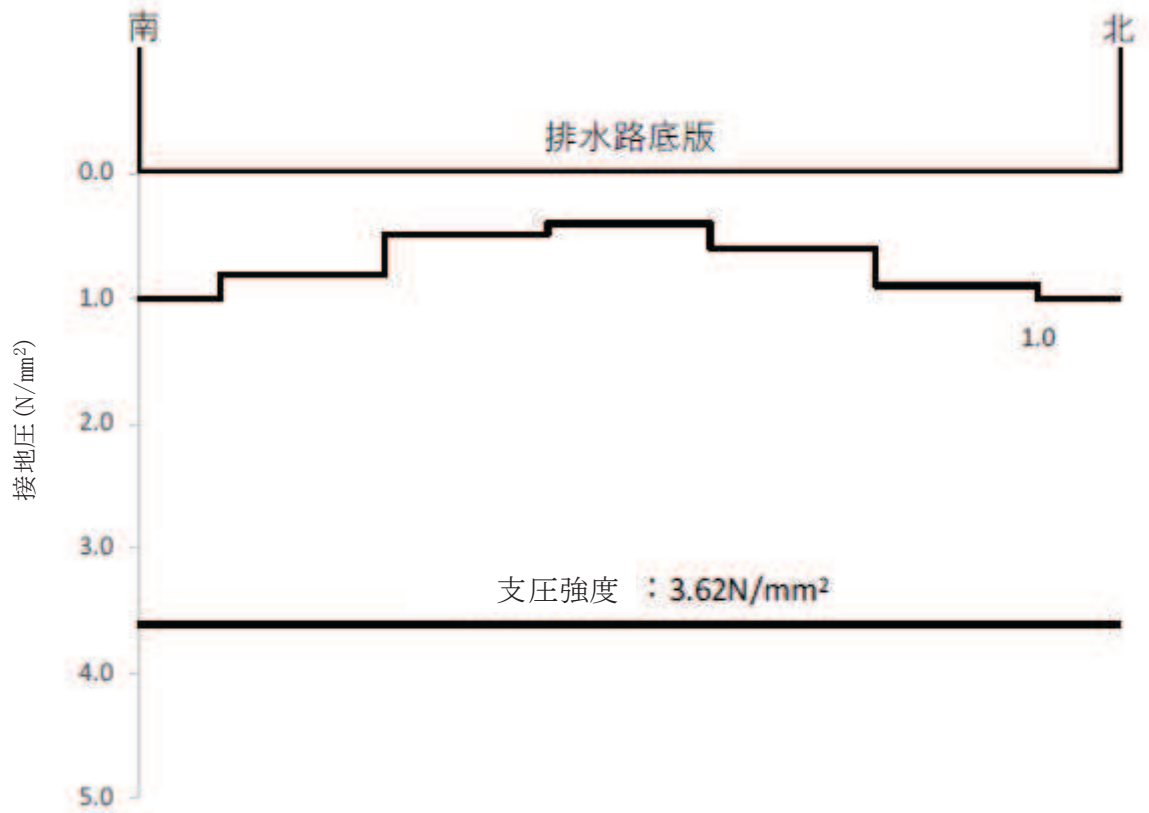


図 5-5 セメント改良土の最大接地圧分布図
 (解析ケース③, S_s-D2 (-+))

6. まとめ

北側排水路については、波及的影響の評価として、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析により、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耐震評価を実施した。

構造部材の健全性評価については、構造部材の発生応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）が極限支持力を下回ることを確認した。

以上から、北側排水路は、基準地震動 S_s による地震力に対して構造強度を有し、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-19-0600-36_改2

補足-600-36 アクセスルート（防潮堤（盛土堤防））についての
計算書に関する補足説明資料

目 次

1.	評価方法	1
2.	評価条件	2
2.1	評価対象断面の選定	2
2.2	使用材料及び材料の物性値	4
2.3	地盤の物性値	4
2.4	地下水位	10
2.5	耐震評価フロー	11
2.6	適用規格	12
3.	地震応答解析	13
3.1	地震応答解析手法	13
3.2	地震応答解析モデルの設定	16
3.2.1	解析モデル領域	16
3.2.2	境界条件	17
3.2.3	構造物のモデル化	18
3.2.4	ジョイント要素の設定	19
3.3	減衰定数	22
3.4	荷重の組合せ	23
3.5	地震応答解析の解析ケース	25
3.5.1	耐震評価における解析ケース	25
4.	評価条件	28
4.1	入力地震動の設定	28
4.2	許容限界の設定	43
4.2.1	すべり安全率に対する許容限界	43
5.	評価結果	45
5.1	地震応答解析結果	45
5.1.1	解析ケースと照査値	45
5.1.2	局所安全係数分布（セメント改良土）	47
5.1.3	最大せん断ひずみ分布	48
5.1.4	過剰間隙水圧比分布	50
5.2	構造部材の健全性に対する評価結果	52
5.2.1	セメント改良土の評価結果	52
6.	まとめ	54

1. 評価方法

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮堤（盛土堤防）と一体であるアクセスルート（防潮堤（盛土堤防））（以下、「アクセスルート」という。）が上位クラス施設である防潮堤（盛土堤防）に対して、地震時に波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

アクセスルートは、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。

基準地震動 S_s に対して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、アクセスルートが十分な構造強度を有することを確認する。

ここで、アクセスルートは、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。

なお、アクセスルート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 1 m 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. 評価条件

2.1 評価対象断面の選定

アクセスルートは、防潮堤（盛土堤防）の海側に位置する幅約 6m の道路であり、防潮堤（盛土堤防）と一体構造である。

アクセスルートの平面位置図を図 2-1 に、構造図を図 2-2 に示す。

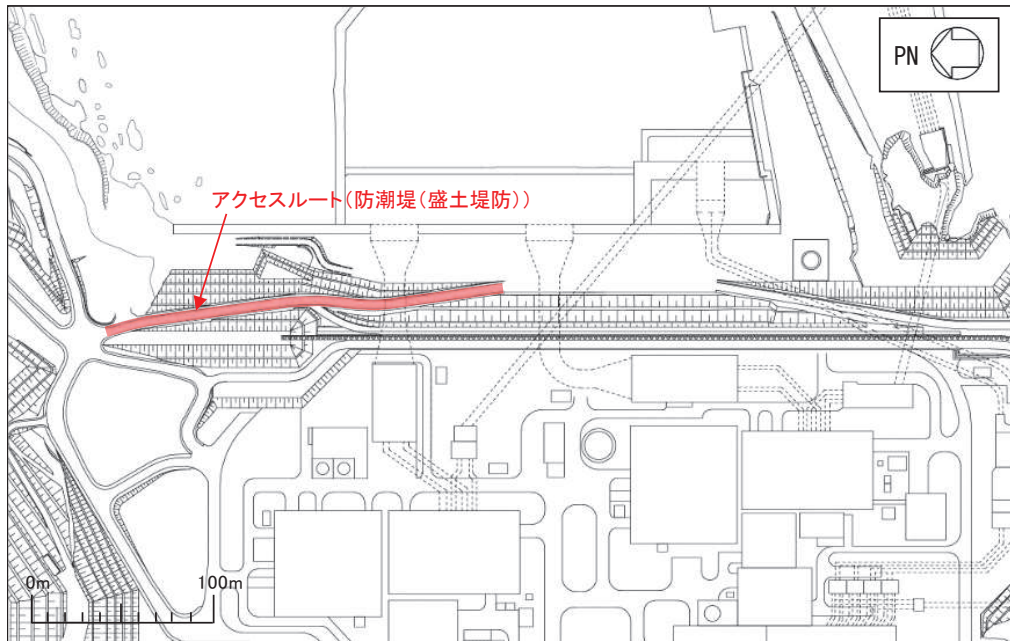


図 2-1 アクセスルートの平面位置図

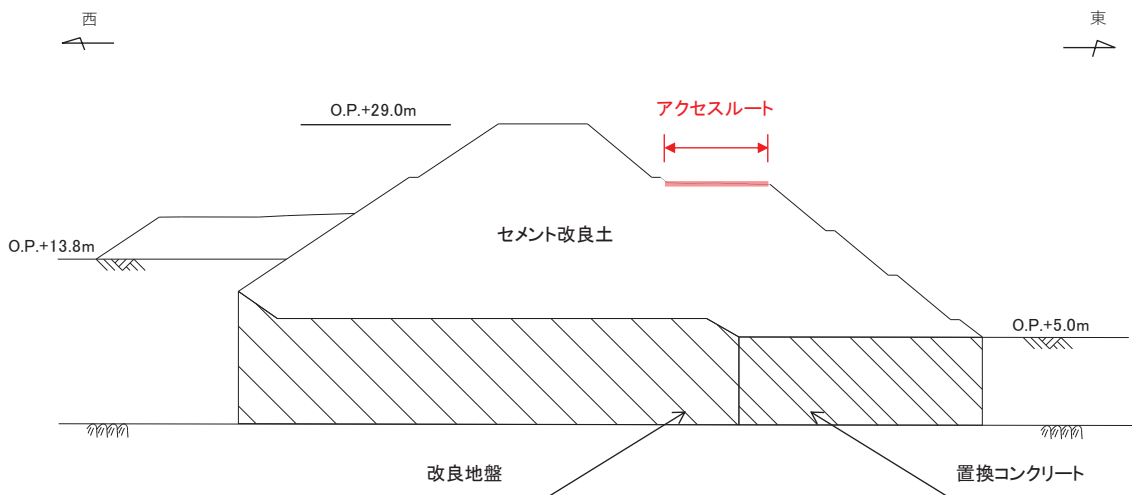


図 2-2 アクセスルートの構造図

評価対象断面は、アクセスルートと一体である防潮堤（盛土堤防）の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 2-3 に示す断面位置とする。評価対象断面図を図 2-4 に示す。

A-A 断面：セメント改良土が最も厚くなる箇所、C_M級岩盤上面が最も深く、盛土及び旧表土が厚く堆積する箇所（添付書類「VI-2-10-2-2-2 防潮堤（盛土堤防）の耐震性についての計算書」の評価対象断面と同一）。

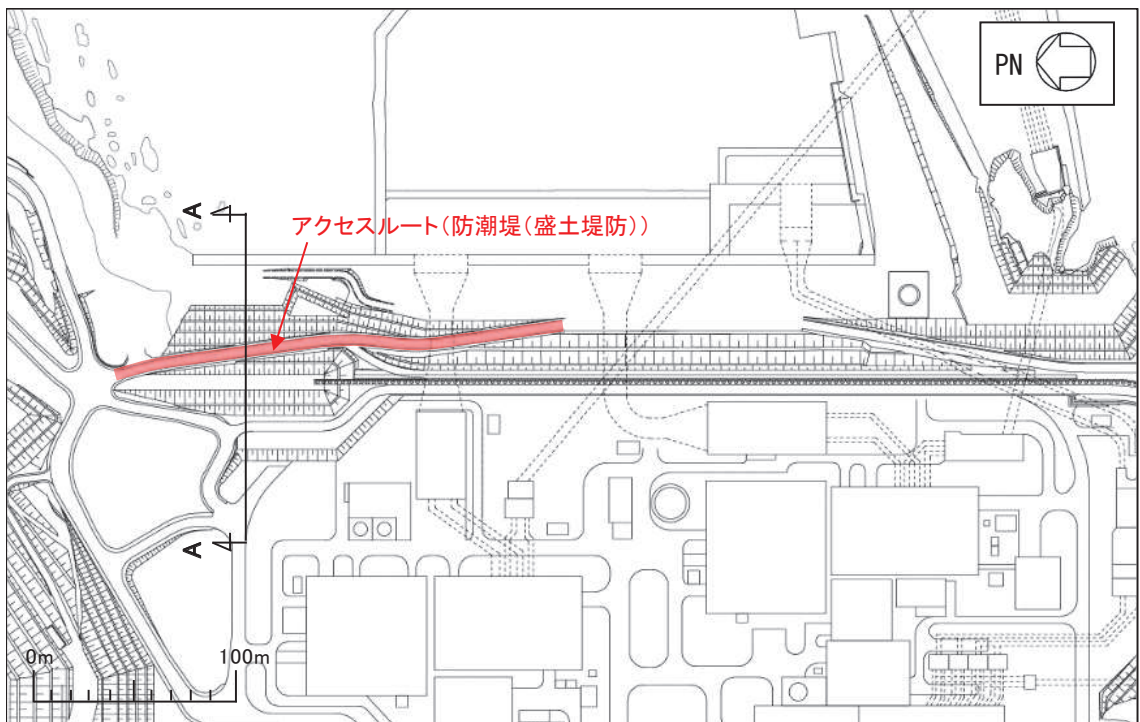


図 2-3 アクセスルートの評価対象断面位置図

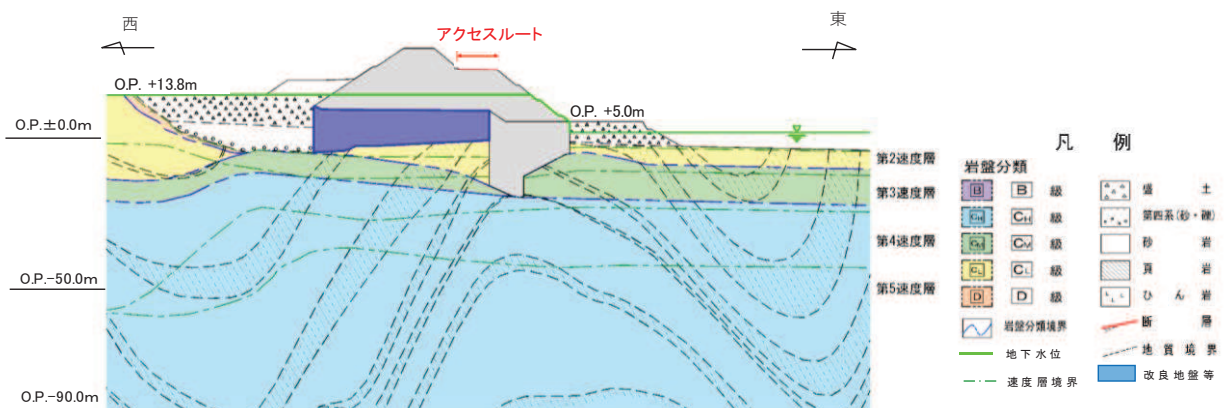


図 2-4 評価対象断面図 (A-A 断面)

2.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 2-1 に、材料の物性値を表 2-2 に示す。なお、セメント改良土及び改良地盤の物性値は、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。

表 2-1 使用材料

材料	諸元
コンクリート (置換コンクリート)	設計基準強度 : 30 N/mm ²

表 2-2 材料の物性値

材料	単位 体積重量 (kN/m ³)	せん断 強度 (N/mm ²)	内部 摩擦角 (°)	引張 強度 (N/mm ²)	残留 強度 (N/mm ²)	ヤング 係数 (N/mm ²)	ポアソン 比
コンクリート (置換コンクリート)	22.5	6.00	-*	2.22	-*	2.80×10 ⁴	0.2

注記 * : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない

2.3 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。地盤の物性値を表 2-3～表 2-5 に示す。

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。

表 2-3(1) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

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	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	4,100	0.21	表 2-3(2) 参照	0.03	
[C _H]級		26.2	1.29	54.0	$1.12 \sigma^{0.74}$	1,900	0.19		0.03	
[C _M]級		25.5	0.78	50.0	$1.09 \sigma^{0.72}$	1,200	0.24		0.03	
[C _L]級		23.1	0.46	44.0	$0.73 \sigma^{0.76}$	250	0.26		0.03	
[D]級		20.2	0.10	24.0	$0.41 \sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ $G_d / G_0 =$ $1 / (1 + 119 \gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085 \gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	

表 2-3(2) 地盤の解析用物性値 (牧の浜部層)

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	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _M 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第4速度層	11.5×10^3	0.34
		第5速度層	16.8×10^3	0.33
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
C _L 級	砂岩	第2速度層	1.2×10^3	0.45
		第3速度層	4.7×10^3	0.41
		第1速度層	0.2×10^3	0.48
D級	砂岩	第1速度層	表 2-3(1) 参照	0.48
		第2速度層		0.45

表 2-4 地盤の解析用物性値 (盛土他)

岩種・岩級	物理特性	強度特性				変形特性				
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	静的・動的特性				静的特性		動的特性		
		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	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
断層 及びシーム ^{*2}	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	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089 (\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$
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	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$
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	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$

*1: 残存剛性率 (G_d/G_0) が小さい領域は次式で補間

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

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

表 2-5(1) 地盤の解析用物性値 (有効応力解析, 液状化検討対象層)

		旧表土	盛土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	
	間隙率 n	0.437	0.363	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.110×10^5	7.071×10^4	
	基準平均 有効拘束圧 σ_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	0.40	0.40	
	減衰定数 の上限値 h_{mx}	0.220	0.183	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *	
	内部摩擦角 ϕ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28.0	28.0	
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005
		w_1	1.3	14.0
		p_1	1.2	1.0
		p_2	0.8	0.6
		c_1	2.75	2.8

注記 * : 括弧内の数値は, 地下水位以浅の値を表す。

表 2-5(2) 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化検討対象層）

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.06 (1.95)*	2.10 (2.00)*	2.20	
	間隙率 n	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断 弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	2.000×10^5	1.94×10^6 (1.84×10^6)*	1.67×10^6	
	基準平均 有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	1.0×10^3	1.0×10^3	1.0×10^3	
	ポアソン比 ν	第 1 速度層	0.48	0.35	0.36
		第 2 速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
減衰定数 の上限値 h_{max}		0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 c (N/mm ²)	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 ϕ (°)	24.0	22.1	44.3	

注記 * : 括弧内の数値は，地下水位以浅の値を表す。

2.4 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 2-6 及び図 2-5 に示す。

表 2-6 設計用地下水位

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
アクセスルート	A-A 断面	防潮堤（盛土堤防）より山側で地表面、海側で O.P. +1.43m（朔望平均満潮位）に設定する。

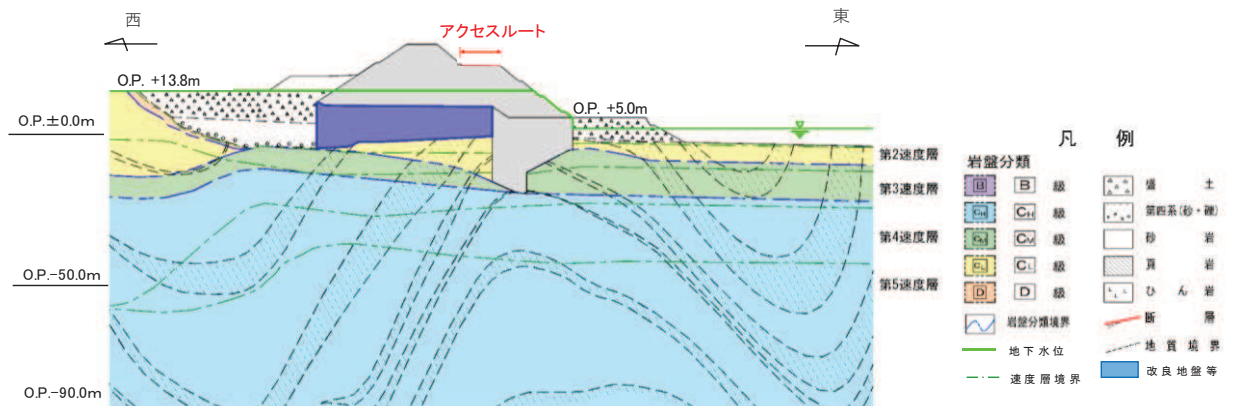


図 2-5 評価対象断面図 (A-A 断面)

2.5 耐震評価フロー

アクセスルートの耐震評価フローを図 2-6 に示す。

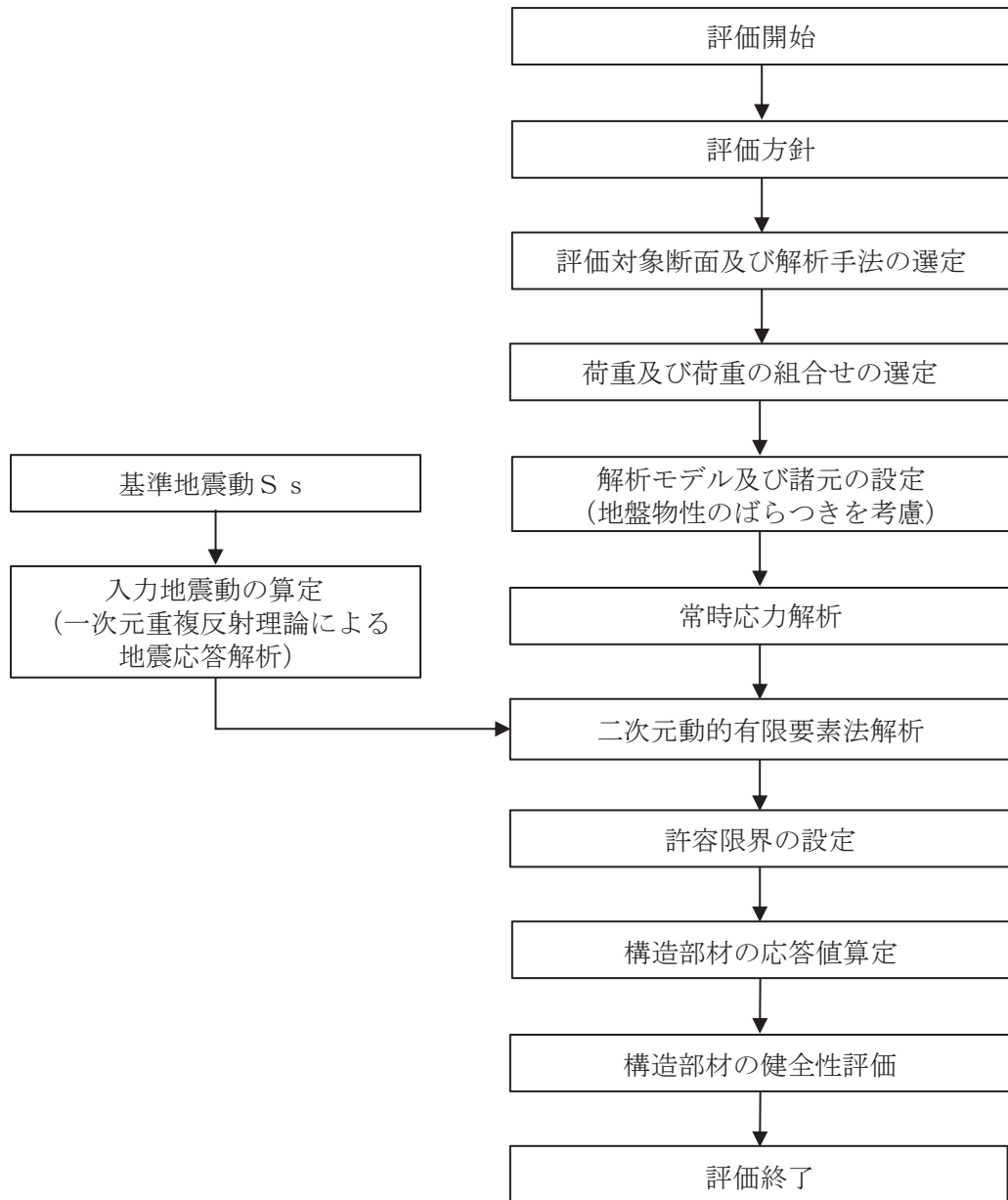


図 2-6 アクセスルートの耐震評価フロー

2.6 適用規格

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
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987)

表 2-7 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料の物性値		<ul style="list-style-type: none"> ・ 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 	
荷重及び荷重の組合せ		<ul style="list-style-type: none"> ・ 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ・ 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 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組み合わせを検討
許容限界	セメント改良土	<ul style="list-style-type: none"> ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド 	
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 (J E A G 4 6 0 1 -1987) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 有限要素法による2次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる二次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法については、補足-610-20「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「資料1 4.3 解析手法選定の方針」に基づき設定する。解析手法の選定フローを図3-1に示す。

アクセスルートは、防潮堤（盛土堤防）と一体構造として評価することから、防潮堤（盛土堤防）と同様の有効応力解析により耐震評価を行う。

構造部材について、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）、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。

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

地震応答解析については、解析コード「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。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。

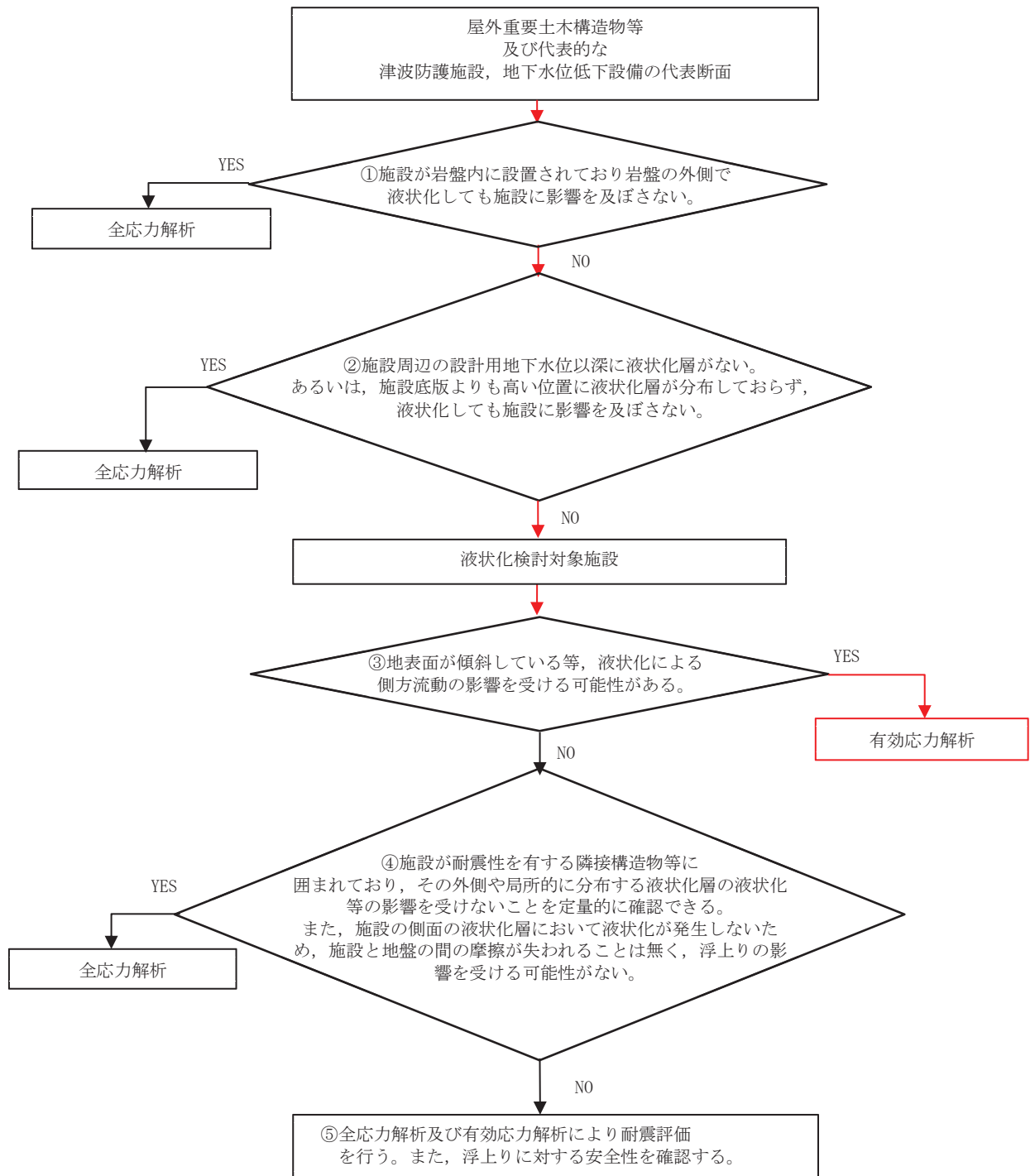


図 3-1 解析手法選定のフロー

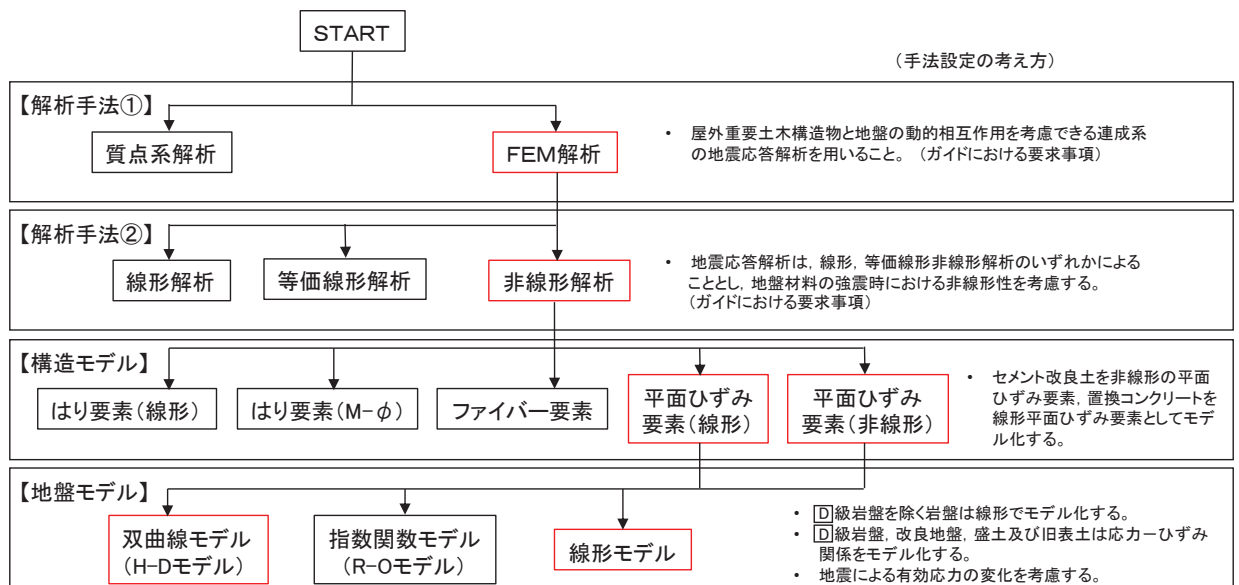


図 3-2 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

3.2.1 解析モデル領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が構造物及び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。具体的には、図 3-3 に示すとおりモデル化幅は、斜面の法尻から法面の水平距離の 1 倍以上離隔を取り、モデル化高さは、斜面高さの 2 倍以上とする。

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

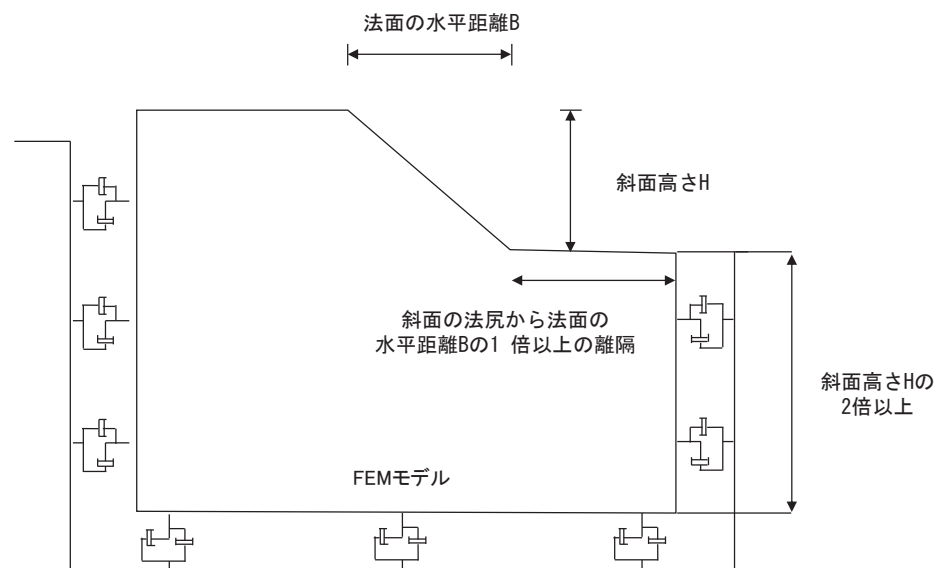


図 3-3 モデル化範囲の考え方

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

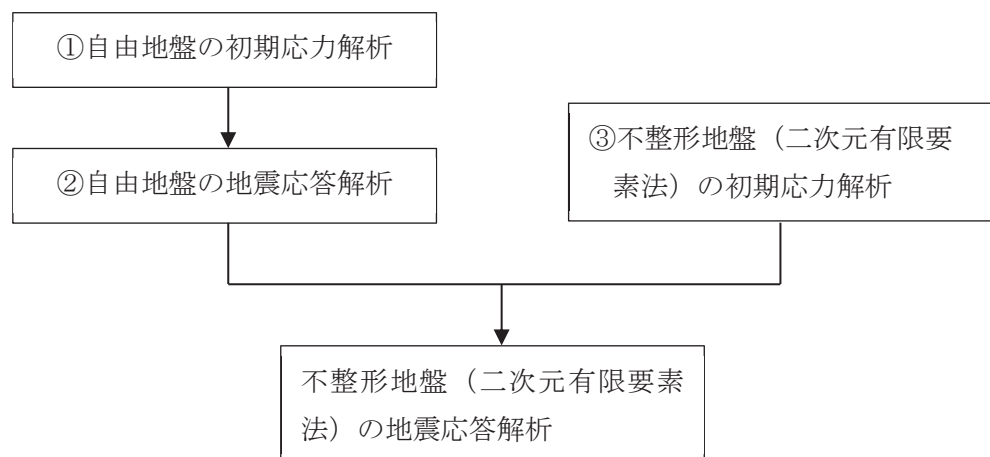


図 3-4 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤（二次元有限要素法）の地震応答解析までのフロー

3.2.2 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3-5に示す。

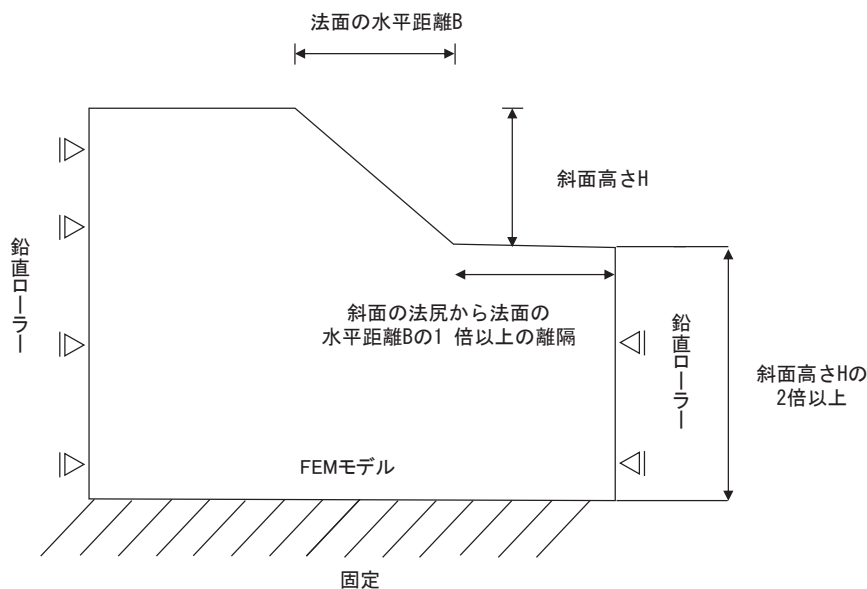
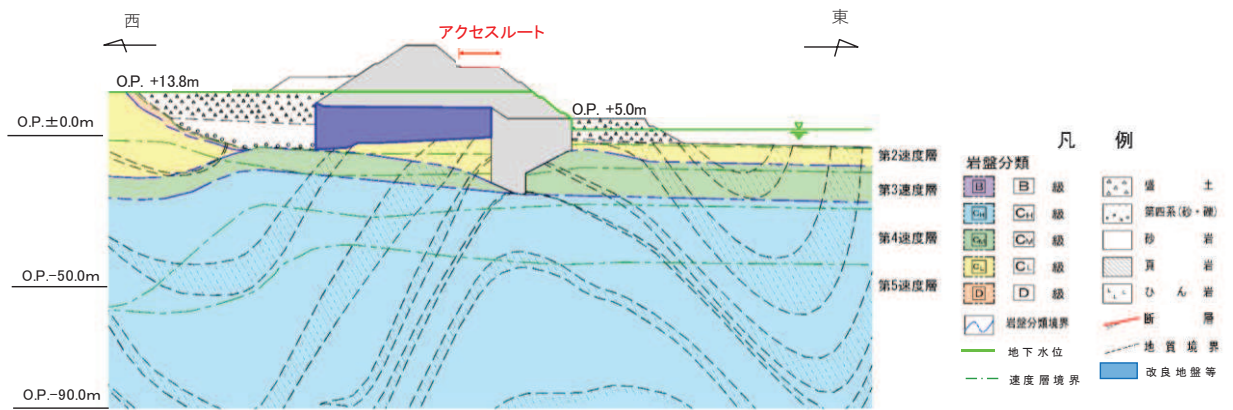


図3-5 常時応力解析における境界条件の概念図

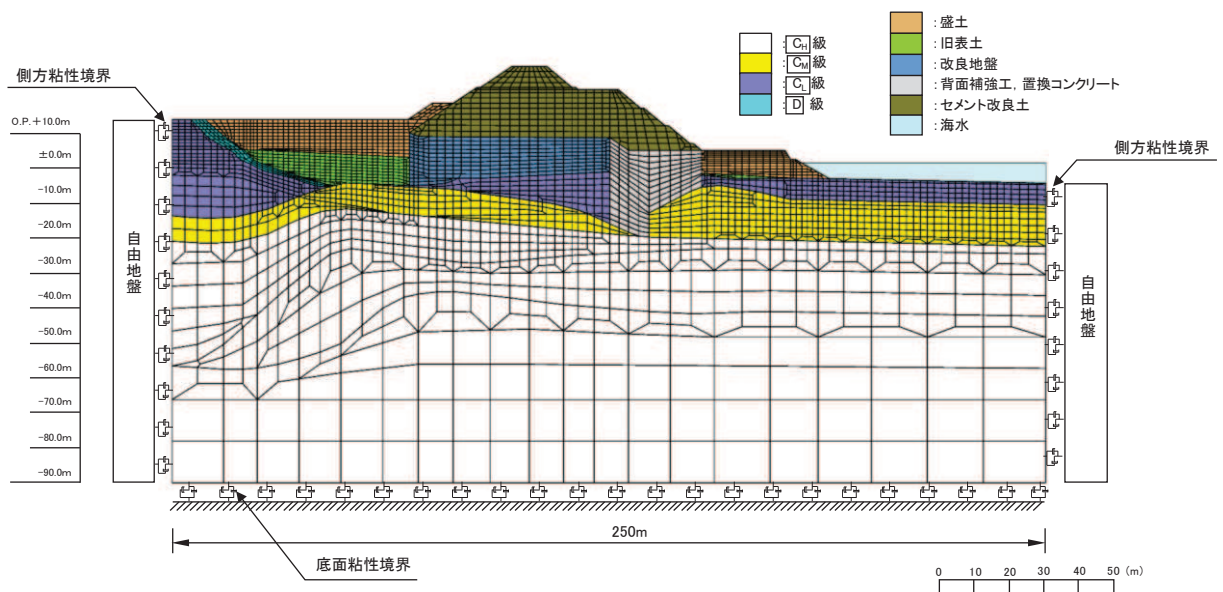
b. 地震時応答解析時

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

アクセスルートの地震応答解析モデルを図3-6に示す。



(a) 評価対象断面図



(b) 地震応答解析モデル図

図 3-6 アクセスルートの評価対象断面図及び地震応答解析モデル図 (A-A 断面)

3.2.3 構造物のモデル化

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），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。

3.2.4 ジョイント要素の設定

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

ただし、表面を露出させて打継処理が可能である箇所については、ジョイント要素を設定しない。セメント改良土とコンクリートの水平境界については、双方の材料がセメント系の材料であって一体化しやすいこと及び打継処理が可能であることから、ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時の圧縮荷重以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、各要素間の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。ジョイント要素の力学特性を図3-7に、ジョイント要素の配置を図3-8に示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c 、 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表3-1のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は隣り合う地盤又は構造物の各せん断強度のうち小さい値を採用することとし、表3-2のとおり設定する。

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

ここで、

- τ_f : せん断強度
- c : 粘着力
- ϕ : 内部摩擦角

表3-1 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
盛土* ¹	0.10	33.9
盛土* ²	0.00	33.9
旧表土	0.00	38.7
セメント改良土	0.65	44.3
改良地盤	1.39	22.1
D級	0.10	24.0
C _L 級	0.46	44.0

注記 *1 : 地下水位以浅

*2 : 地下水位以深

表 3-2 要素間の粘着力と内部摩擦角

条件	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
改良地盤-盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
改良地盤-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-岩盤	岩盤の c	岩盤の ϕ
置換コンクリート-盛土・旧表土	盛土・旧表土の c	盛土・旧表土の ϕ
改良地盤-セメント改良土	セメント改良土の c	セメント改良土の ϕ
改良地盤-置換コンクリート	改良地盤の c	改良地盤の ϕ

ジョイント要素のばね定数は、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に十分な値とし、松本らの方法（松本ら：基礎構造物における地盤・構造物境界面の実用的な剛性評価法，応用力学論文集 Vol.12 pp10612070，2009）に従い、表 3-3 のとおり設定する。

表 3-3 ジョイント要素のばね定数

地盤	せん断剛性 k_s (kN/m ³)	圧縮剛性 k_n (kN/m ³)
盛土・旧表土	1.0×10^6	1.0×10^6
岩盤・セメント改良土・改良地盤	1.0×10^7	1.0×10^7

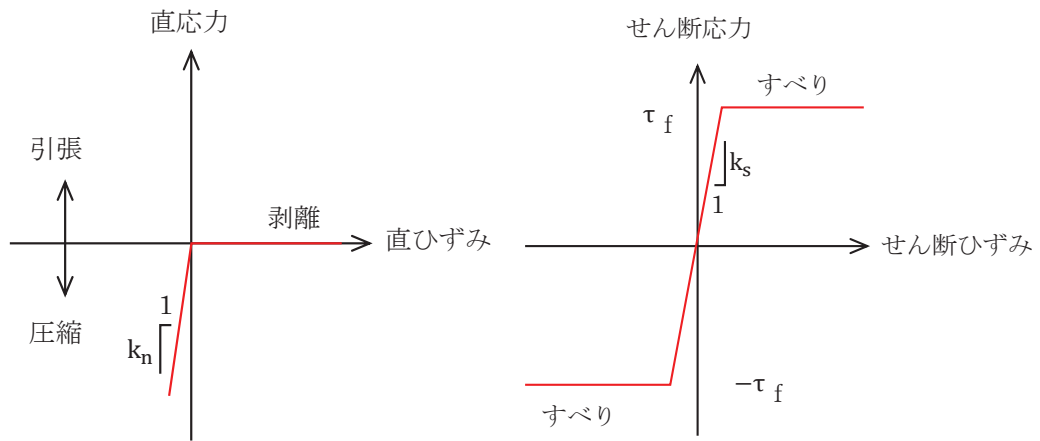


図 3-7 ジョイント要素の力学特性

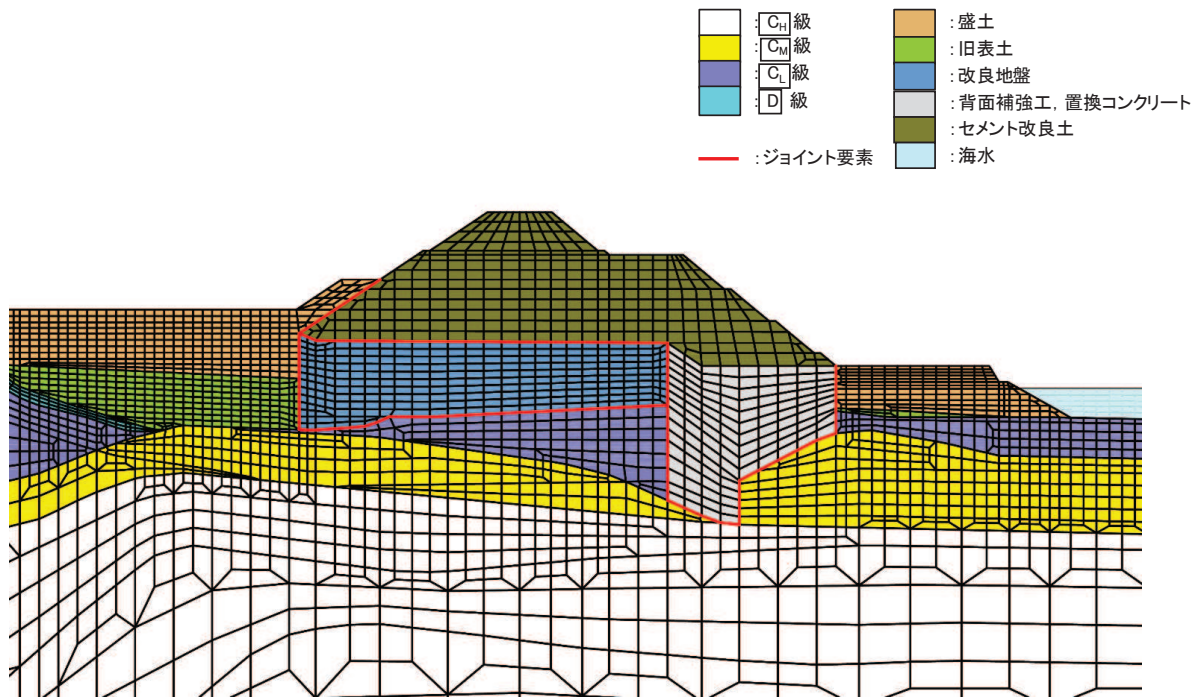


図 3-8 A-A 断面におけるジョイント要素の配置図

3.3 減衰定数

減衰定数は、補足 610-20「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

粘性減衰は、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。

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

$[c]$: 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

Rayleigh 減衰は、剛性比例型減衰 ($\alpha=0, \beta=0.002$) を考慮する。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」」を基に設定している。

3.4 荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震時荷重を抽出し、それぞれを組み合わせで設定する。

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

なお、アクセスルートは、防潮堤（盛土堤防）と一体構造であることから運転時の異常な過度変化時の状態及び設計基準事故時の状態の影響を受けないと考えられているため、当該状態についての組合せは考慮しないものとする。また、重大事故等対処時においても、設計基準事故時の条件を上回るような事象は発生しないため、設計基準事故時の条件を上回る荷重はない。

荷重の組合せを表3-4に、荷重の作用図を図3-9に示す。

表3-4 荷重の組合せ

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管自重	○	津波監視カメラの重量（2.97kN/m ² ）を考慮する。
		土被り荷重	—	土被りはないため考慮しない。
		積載荷重	○	積雪荷重及び機器・配管荷重を含めて4.9kN/m ² を考慮する。
		静止土圧	○	常時応力解析により設定する。
		外水圧	—	外水圧は考慮しない。
		内水圧	—	内水はないため考慮しない。
		積雪荷重	○	積雪荷重（0.301kN/m ² ）を考慮する。
		風荷重	○	風荷重を考慮する。
偶発荷重		水平地震動	○	基準地震動S _s による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
		鉛直地震動	○	
		動水圧	○	朔望平均満潮位での動水圧を考慮する。

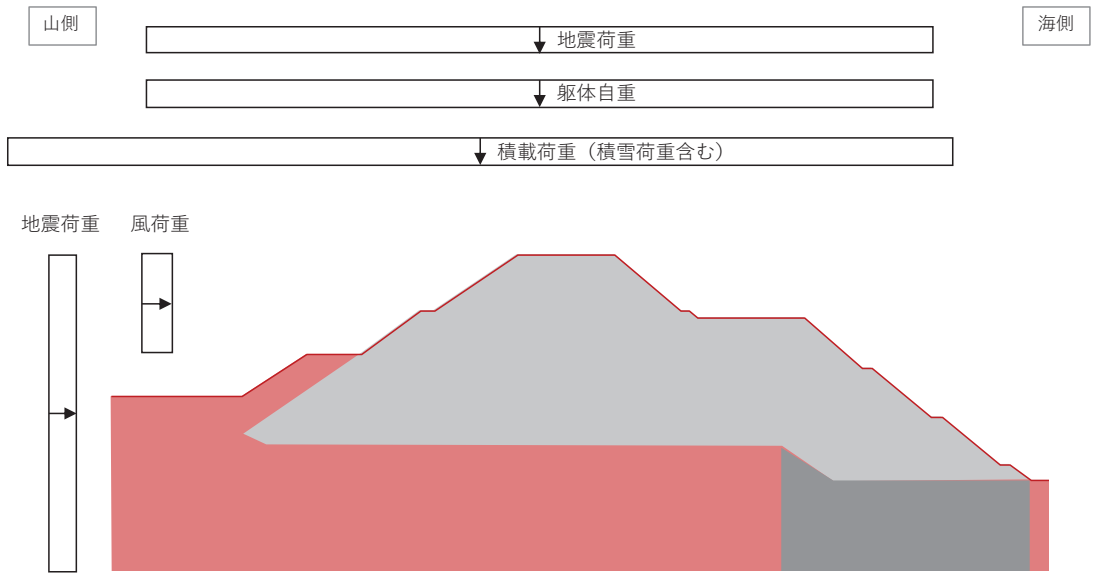


図 3-9 荷重の作用図

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

(1) 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

アクセスルートは防潮堤（盛土堤防）と一体構造であり，構造物の耐震性に支配的な損傷モードは地盤のせん断変形を伴うすべり破壊となる。そのため，ばらつきを考慮する物性値は，評価対象構造物周辺に主として盛土，旧表土，改良地盤及び **D** 級岩盤といった，動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布し，これらの地盤が地震時に構造物への応答に大きく影響を与えると判断される場合は，これらの物性のばらつきについて影響を確認する。

ばらつきを考慮する物性は，地盤のせん断変形を定義するせん断弾性係数とし，平均値を基本ケース（表 3-5 に示すケース①）とした場合に加えて，平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ)のケース（表 3-5 に示すケース②及び③）について確認を行う。なお，液状化強度特性については下限値を設定しており，最も液状化の影響が大きい物性を採用していることから，液状化強度特性のばらつきは考慮しない。

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

表 3-5 耐震評価における解析ケースの一覧

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_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)	平均値	平均値
ケース②	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	平均値 - 1 σ	平均値

注記 *：アクセスルートにおいては構造部材として定義

(2) 材料物性のばらつきを考慮した解析ケース

材料物性のばらつきについては，(1)において，構造部材であるアクセスルート（セメント改良土）のばらつきを考慮することから，(1)の検討に含まれる。

(3) 耐震評価における解析ケースの組合せ

アクセスルートの耐震評価においては，基本ケース（ケース①）において，基準地震動 S_s （7波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（13波）を加えた全 20 波を実施する。

上記のケース①において，すべり安全率が最も厳しい地震動を用いて，図 3-10 に示すケース②～③を実施する。また，上記解析ケースの結果を踏まえ，更に照査値が大き

くなる可能性がある場合は、追加解析を実施する。

耐震評価に対する解析ケースの組合せを表 3-6 に示す。

鉛直動の位相反転について、基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価において位相反転が地盤の安定性に与える影響を考慮するために、スペクトル適合波については、鉛直動の位相反転ケースを実施する。構造物が地上に突出しているアクセス路の耐震安全性評価についても、基礎地盤及び周辺斜面と同様に鉛直動の位相反転ケースを実施する。

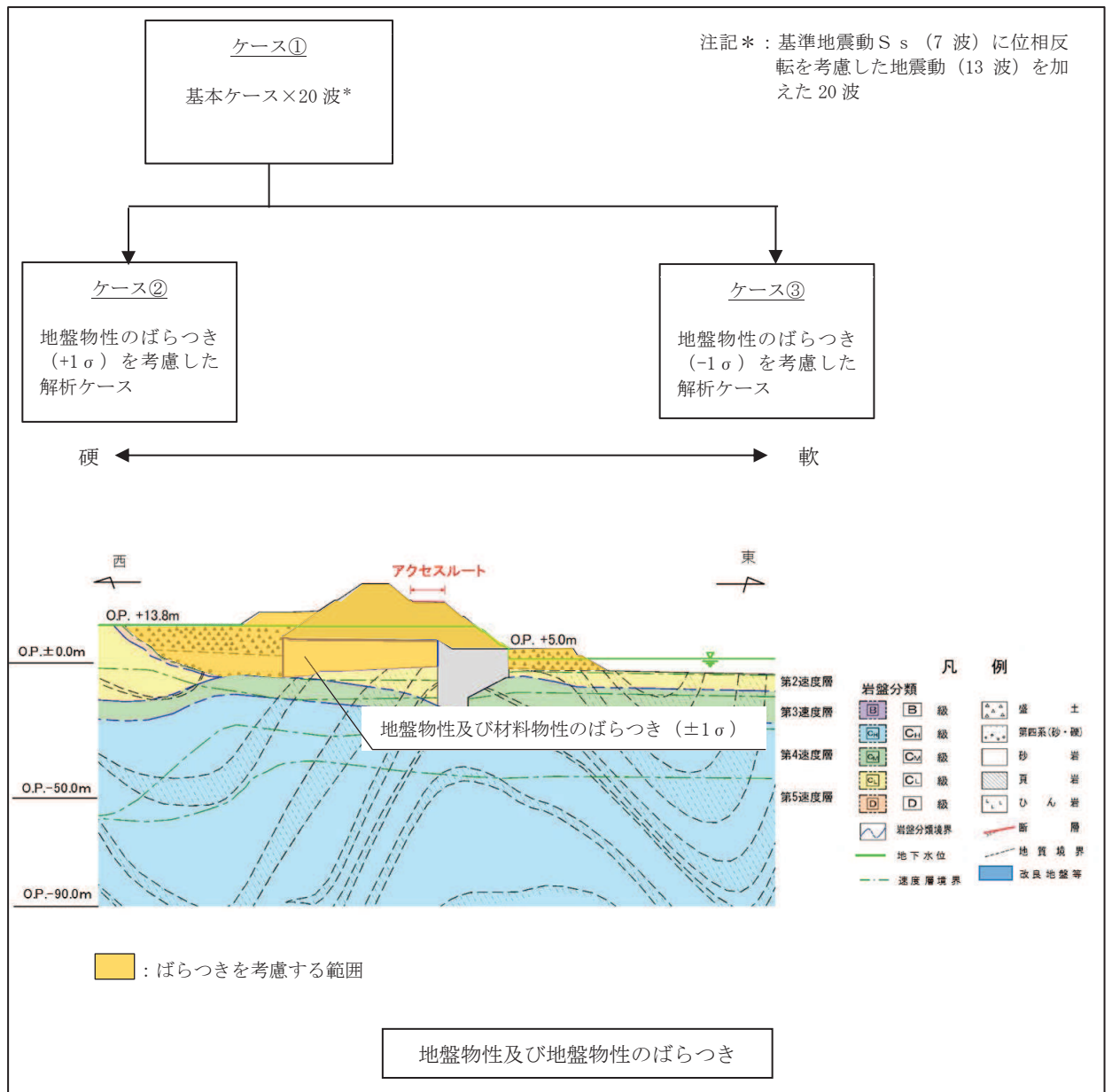


図 3-10 耐震評価における解析ケース

表 3-6 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
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、すべり安全率が最も厳しい地震動を用いてケース②~③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。

*2: 許容限界であるすべり安全率 1.2 に対して 2 倍の裕度

4. 評価条件

4.1 入力地震動の設定

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論により地震応答解析モデル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4-1に入力地震動算定の概念図を、図4-2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。

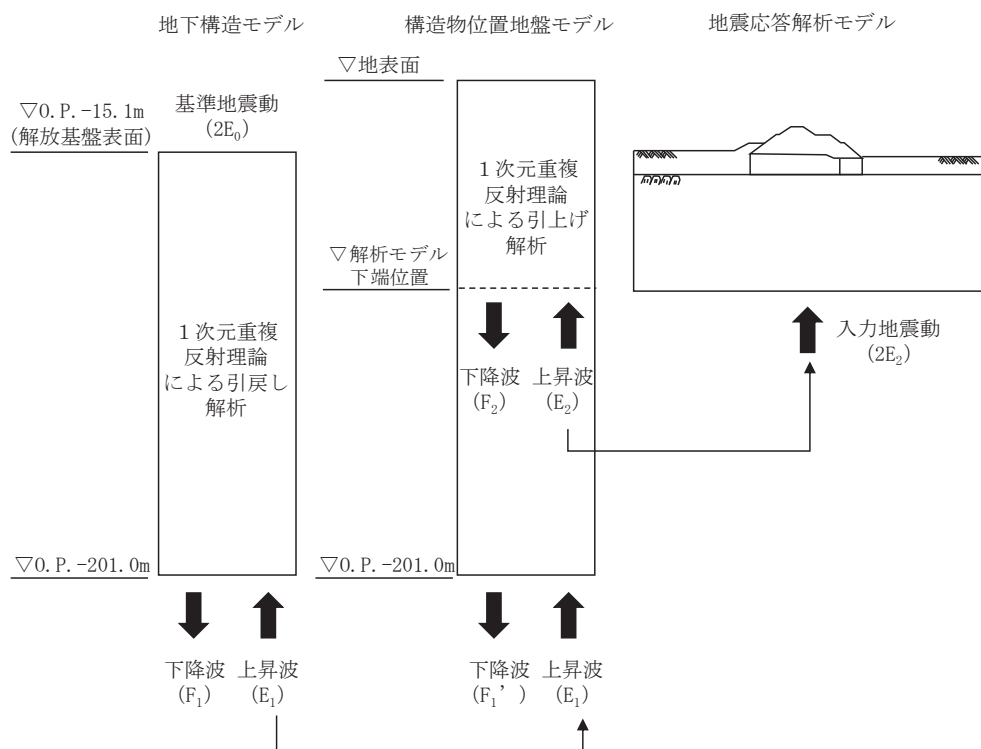
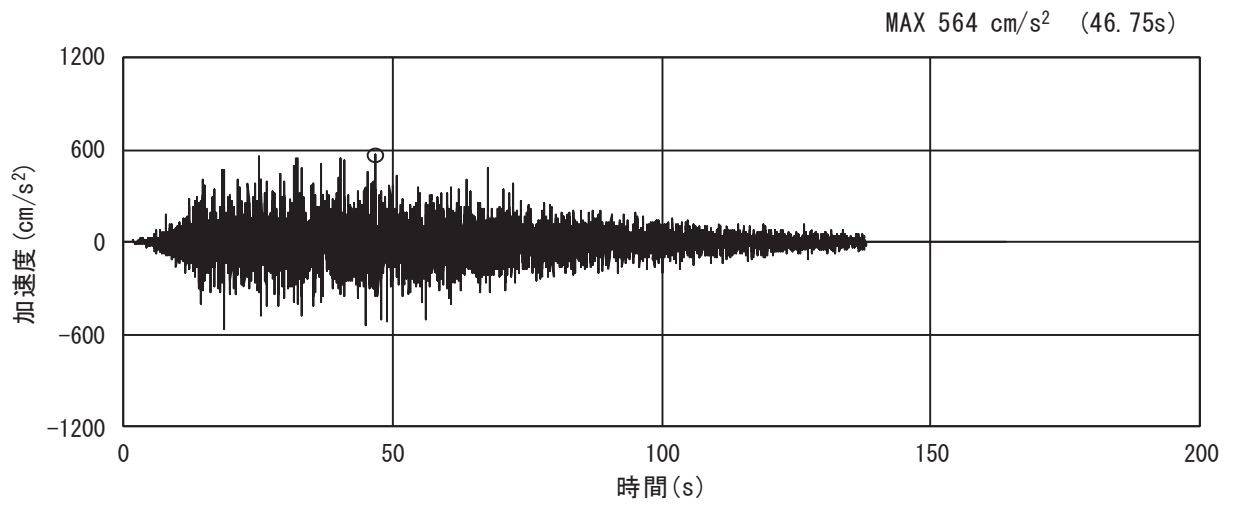
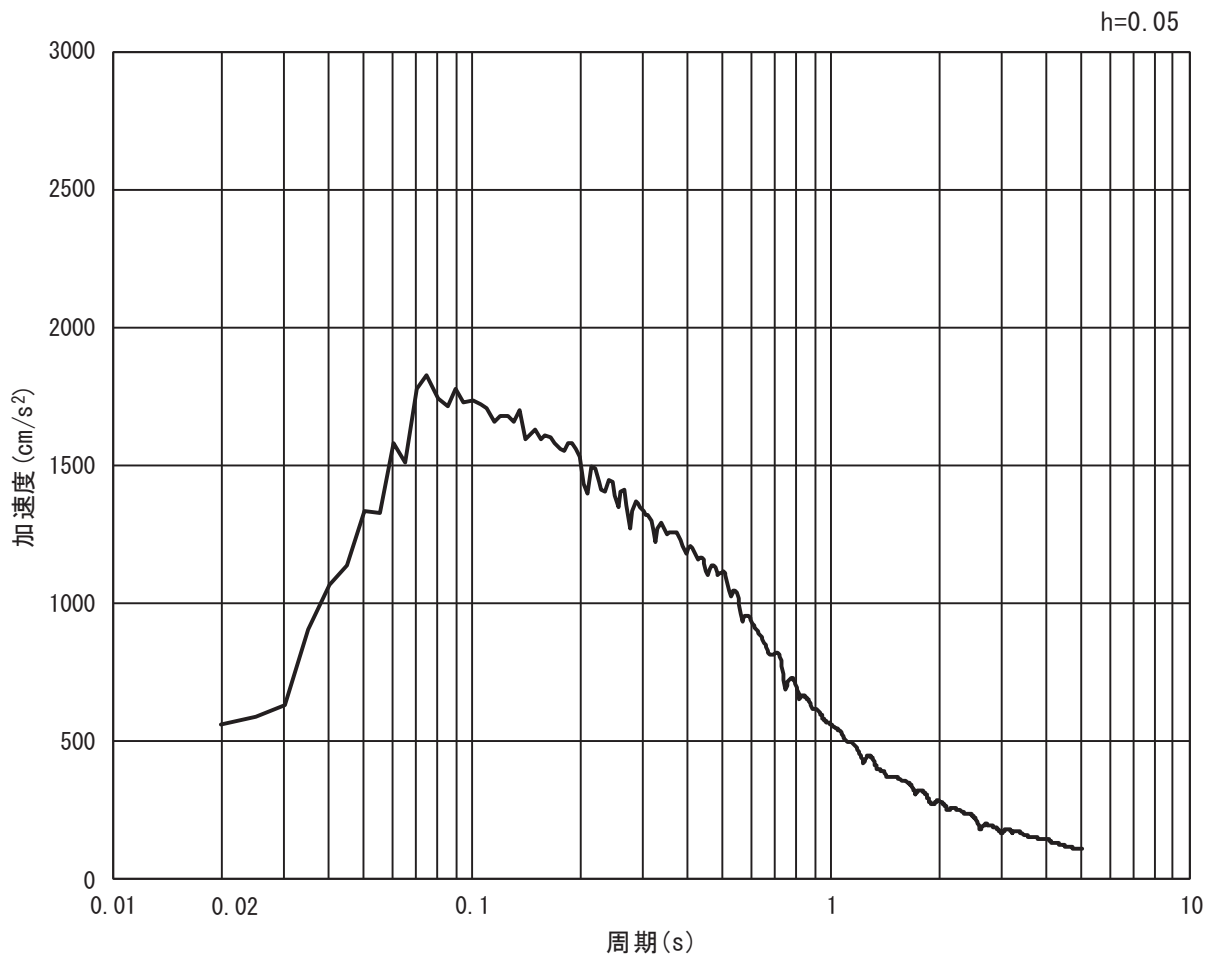


図4-1 入力地震動算定の概念図

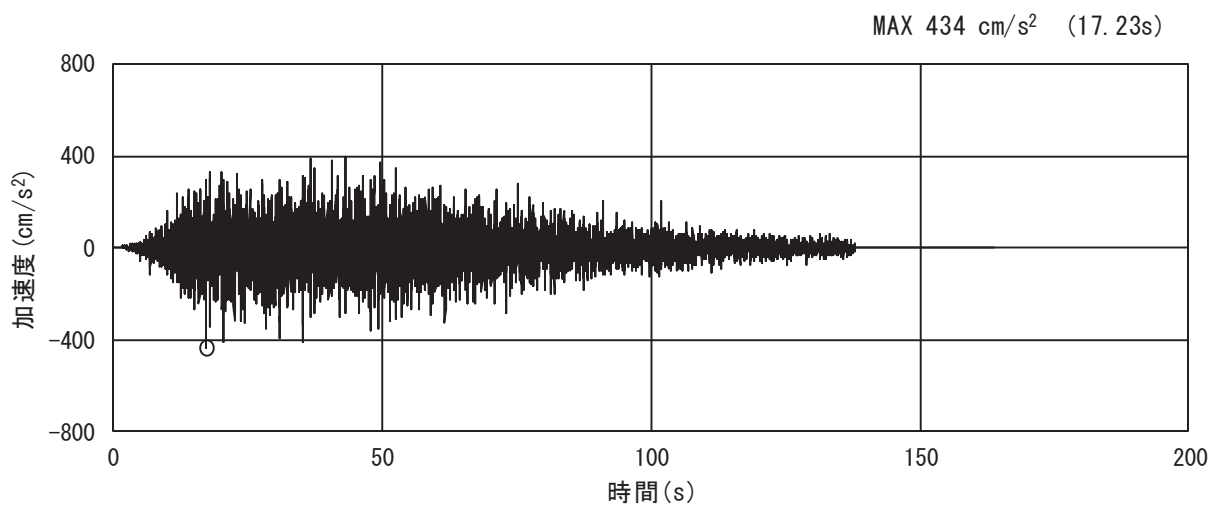


(a) 加速度時刻歴波形

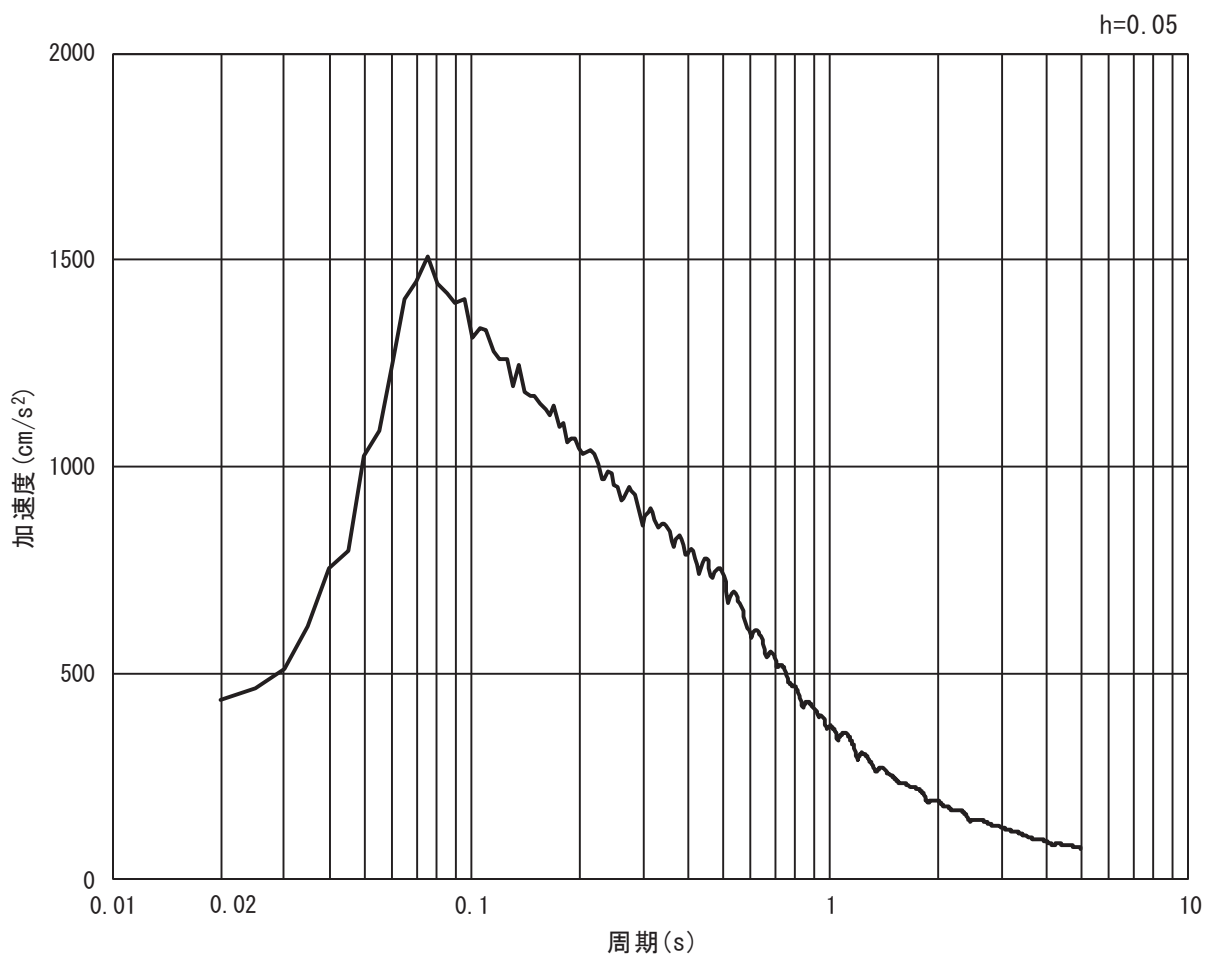


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

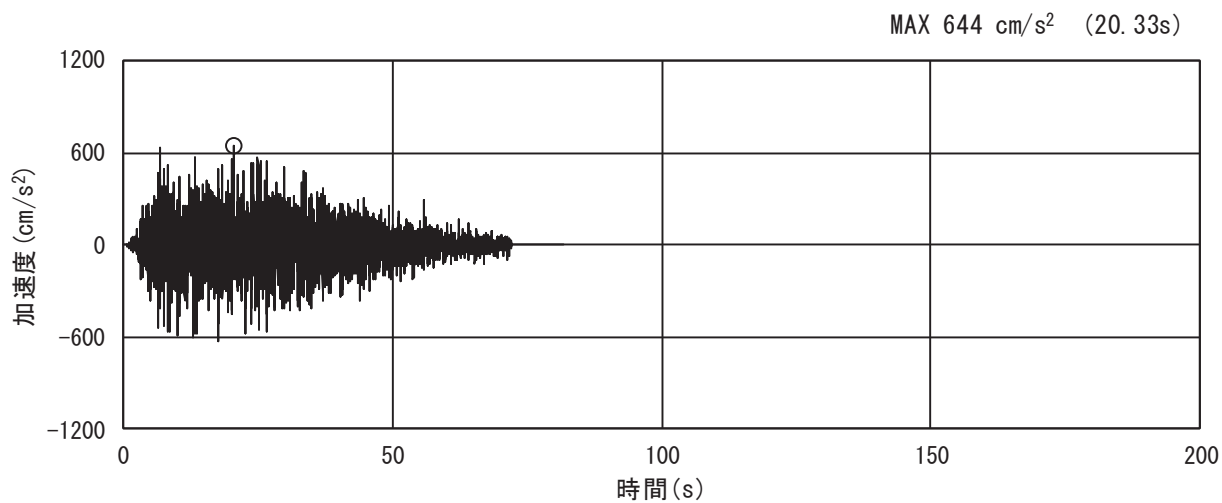


(a) 加速度時刻歴波形

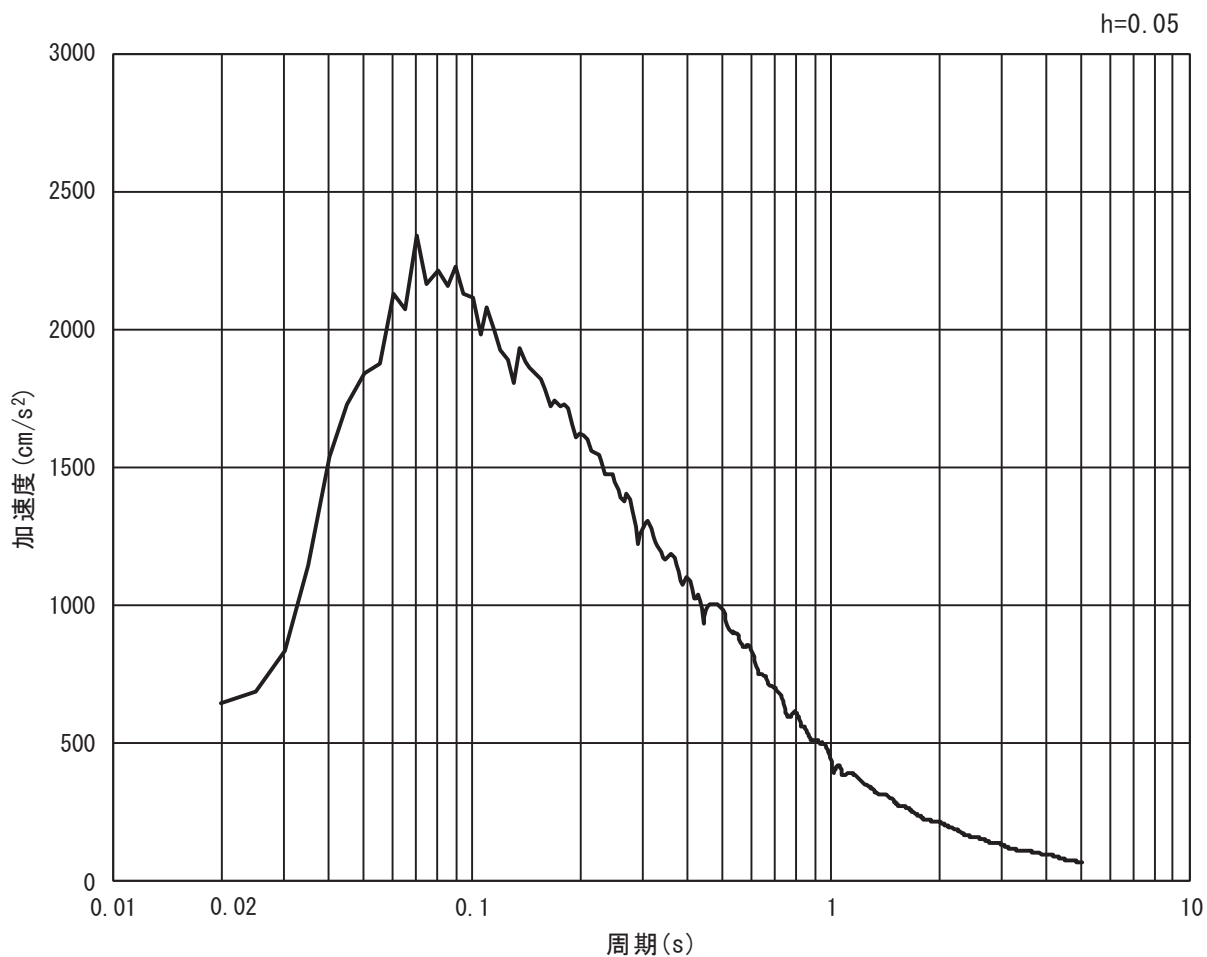


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

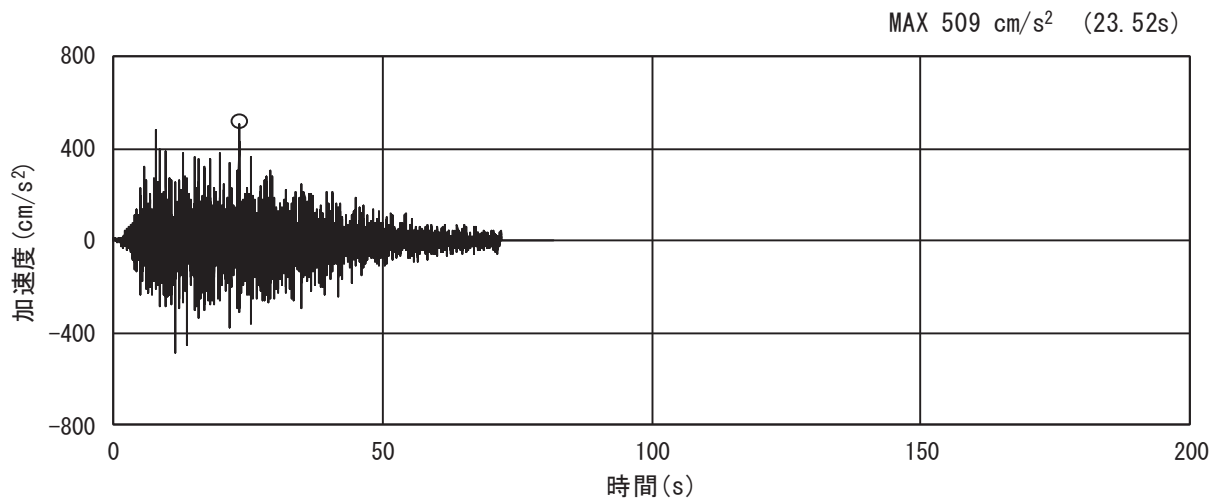


(a) 加速度時刻歴波形

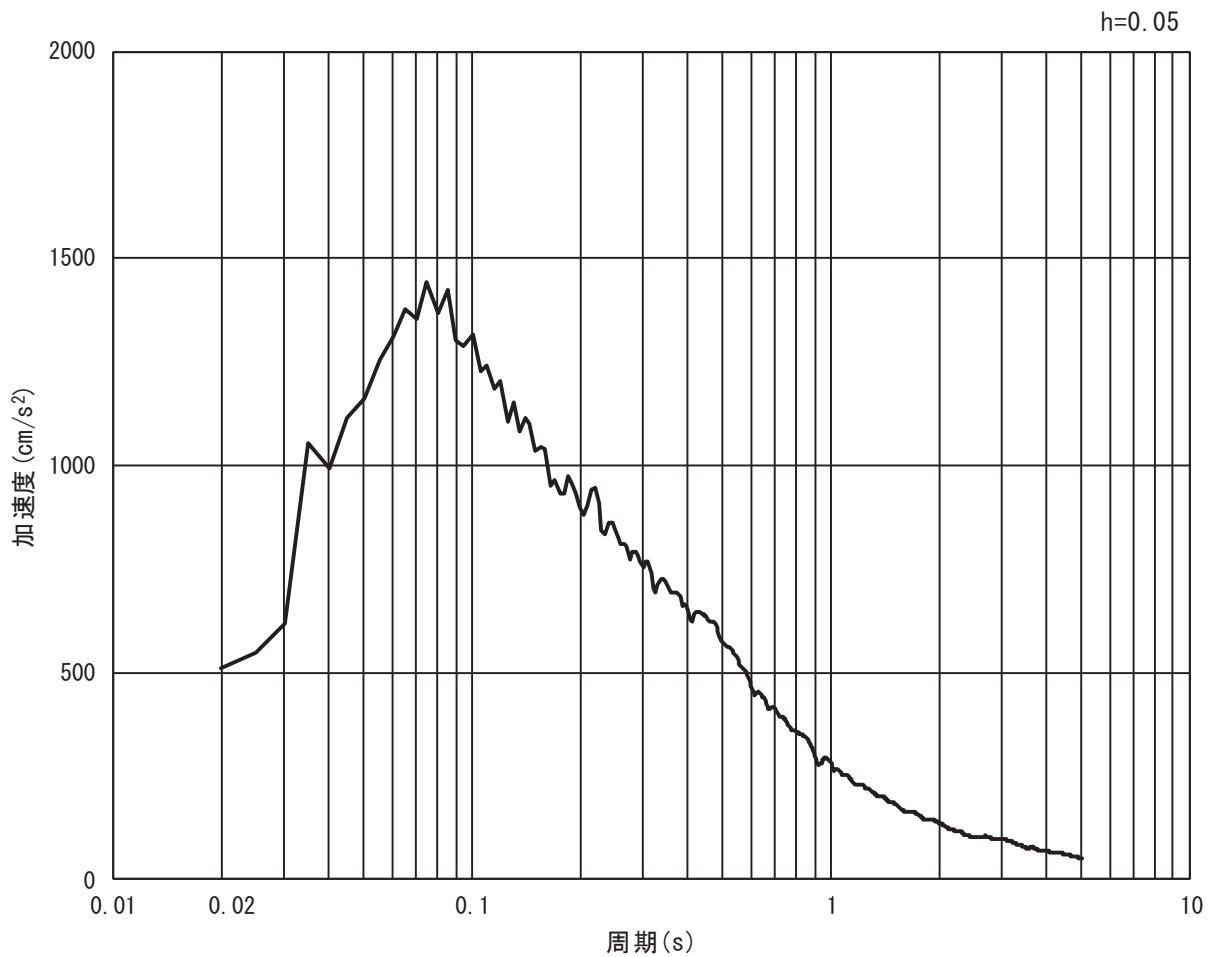


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

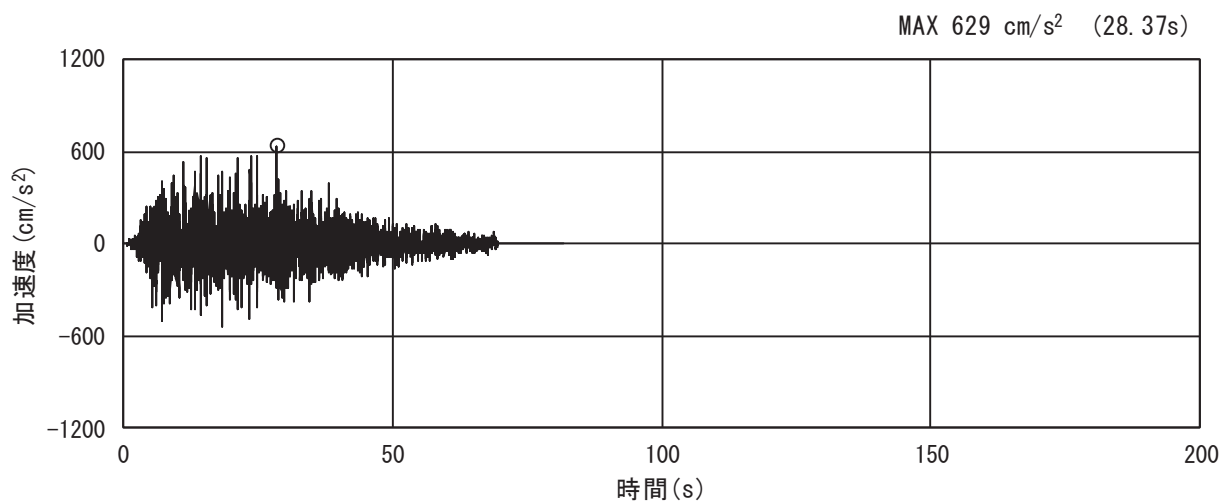


(a) 加速度時刻歴波形

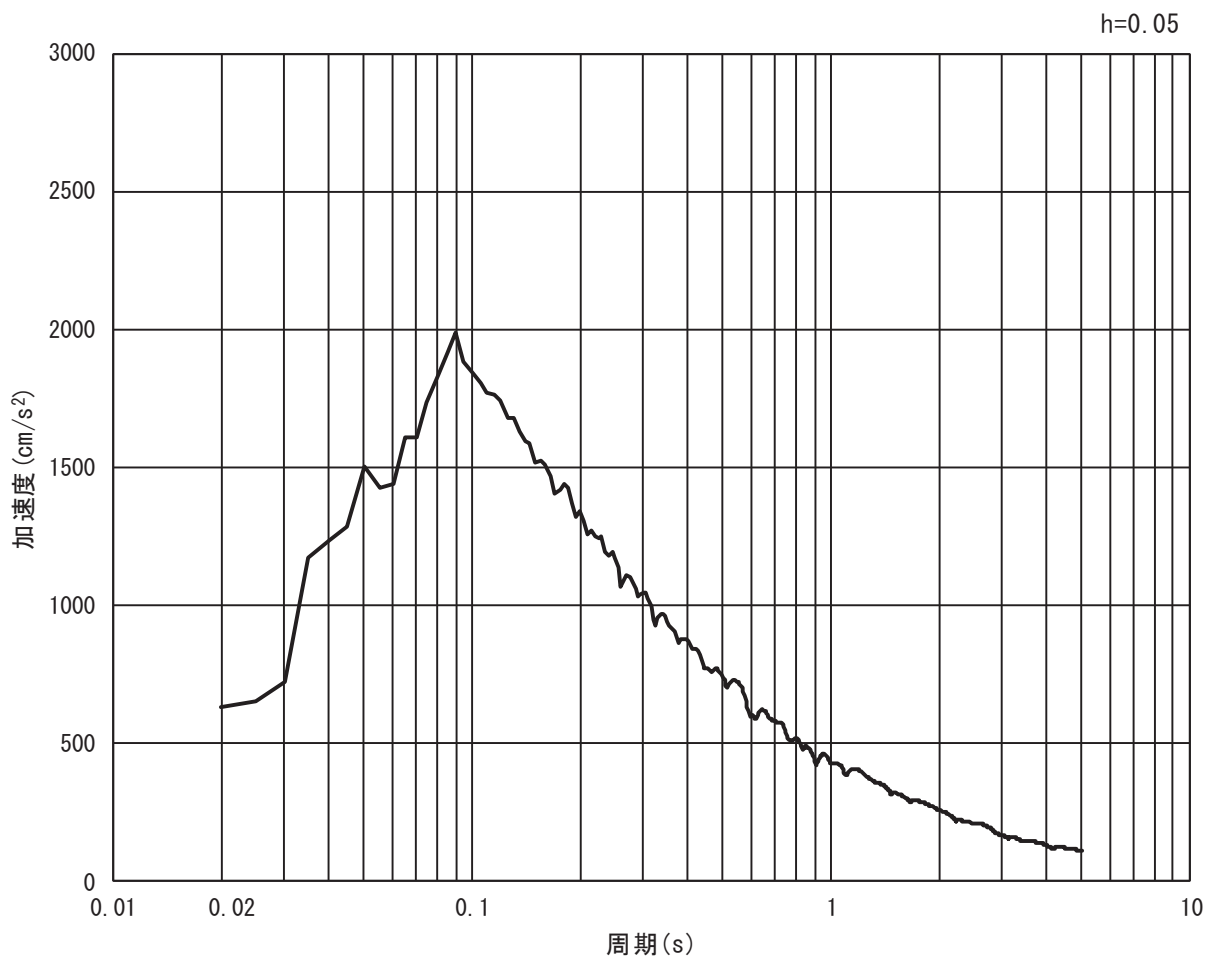


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

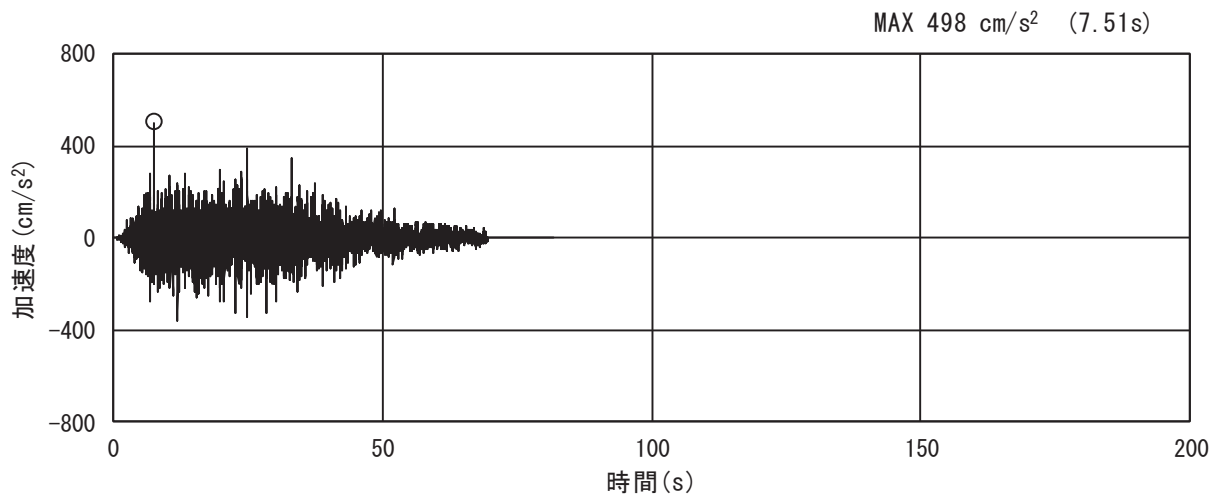


(a) 加速度時刻歴波形

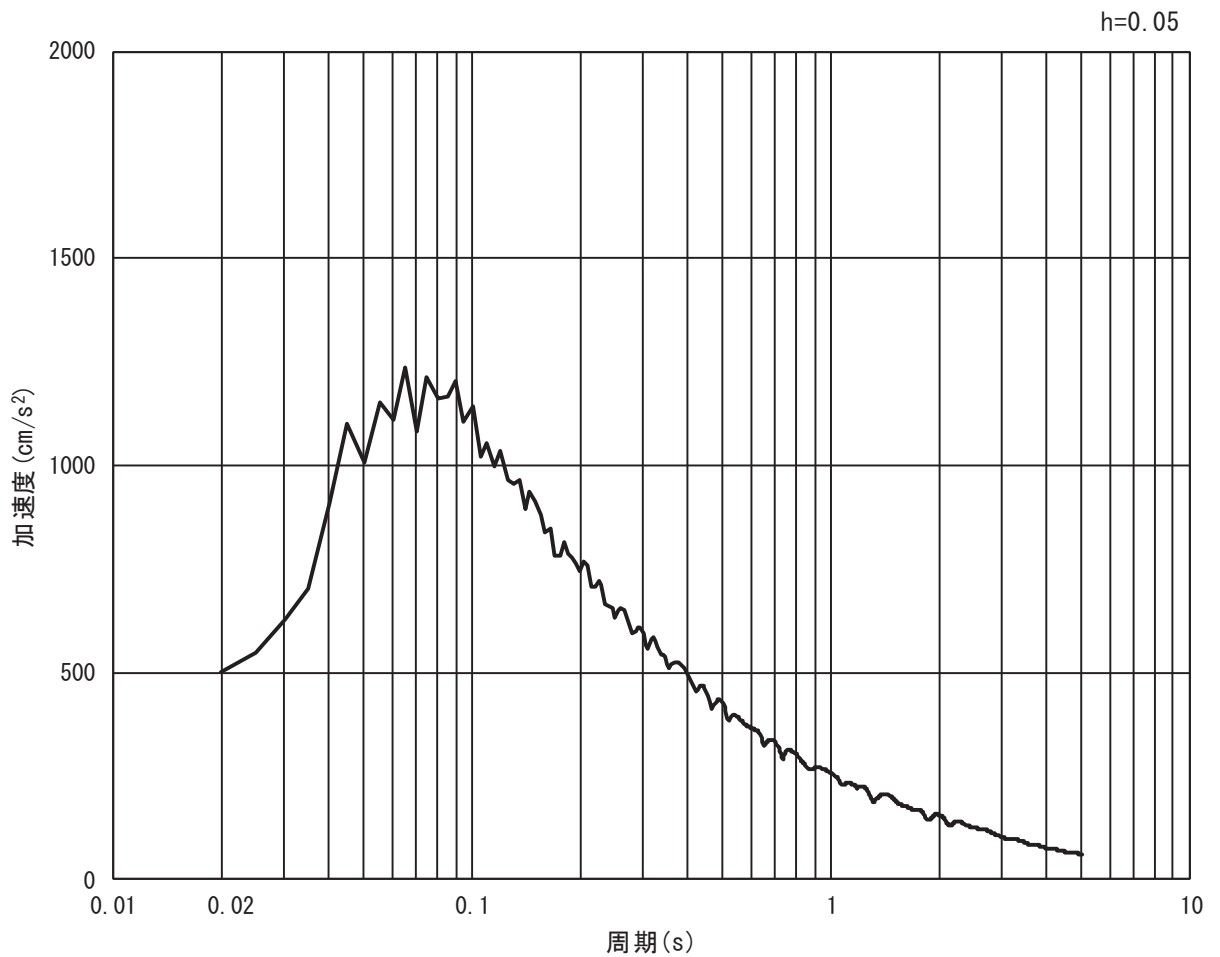


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

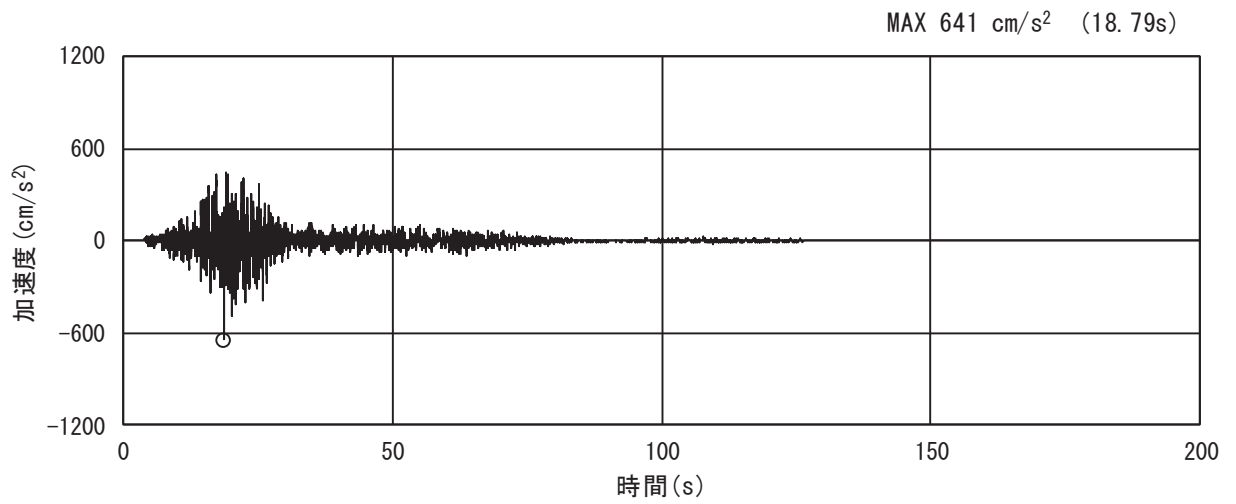


(a) 加速度時刻歴波形

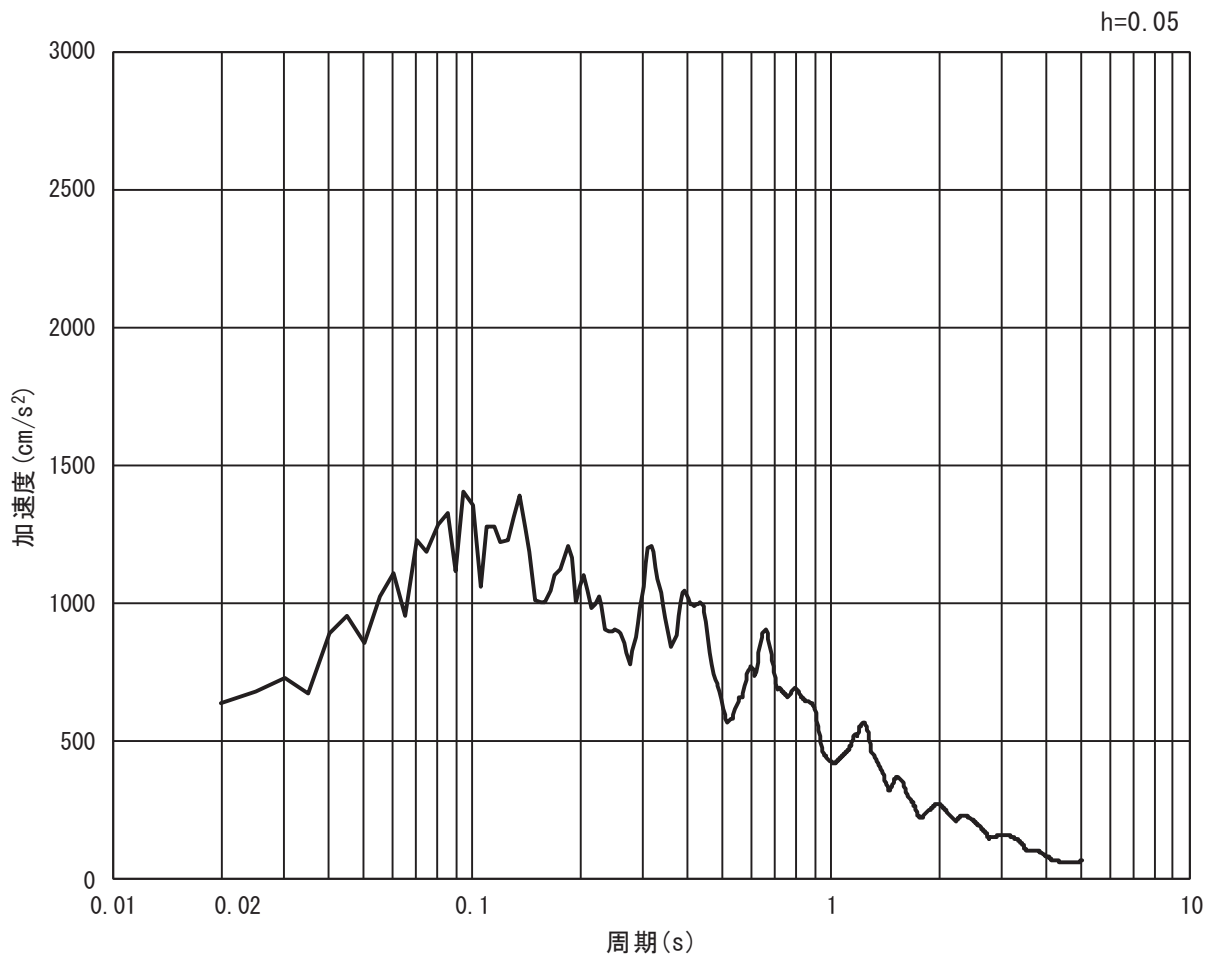


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

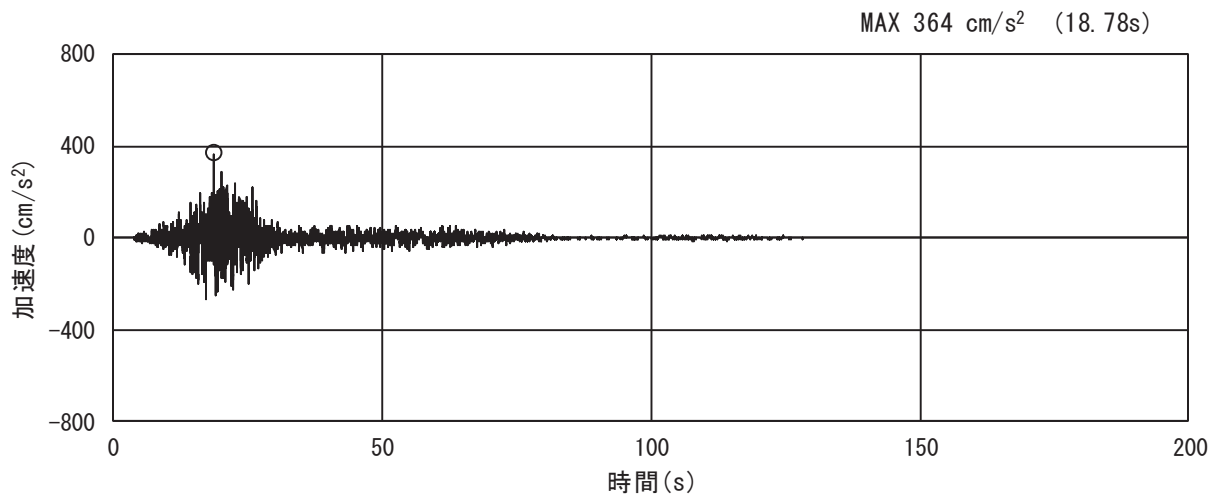


(a) 加速度時刻歴波形

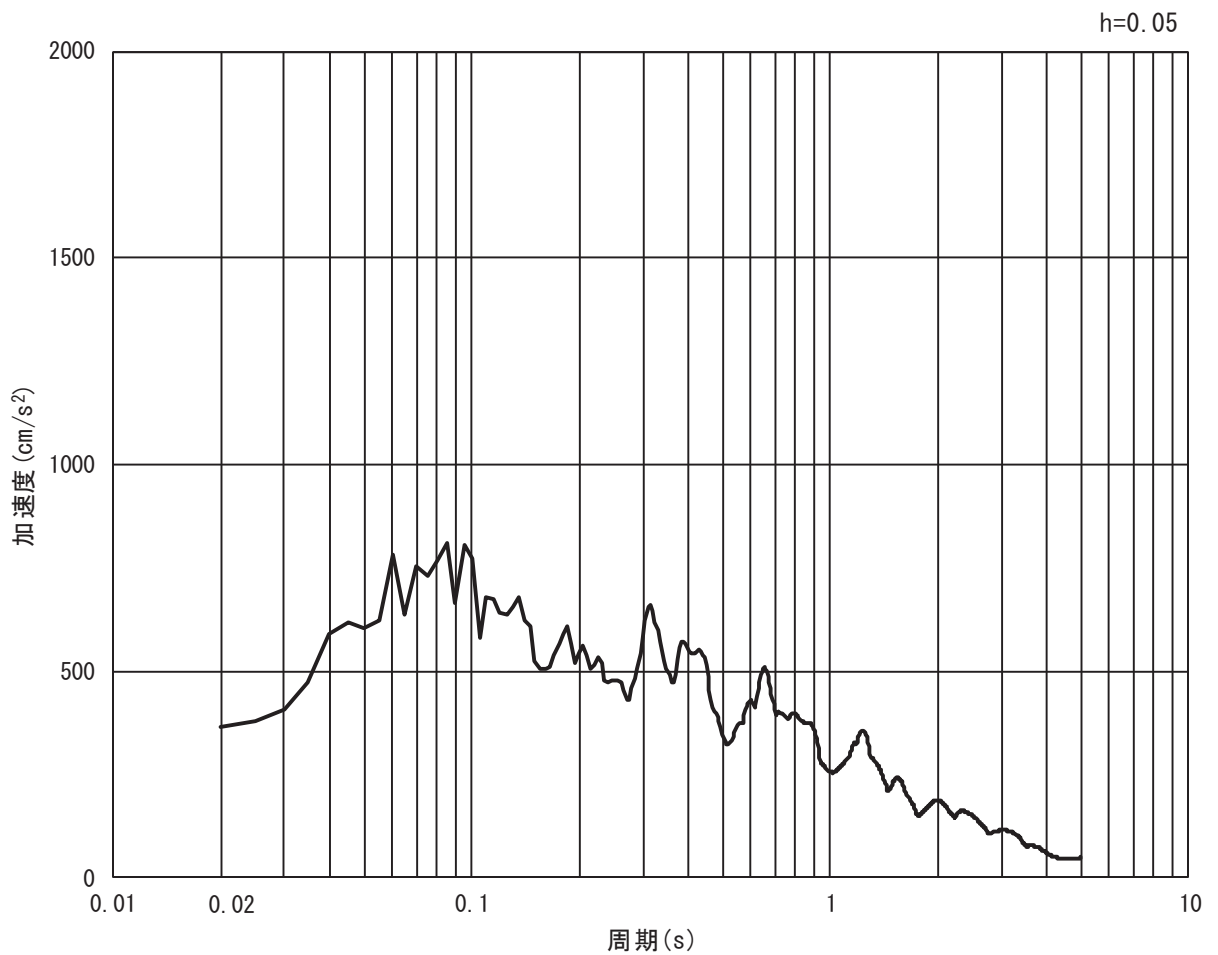


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

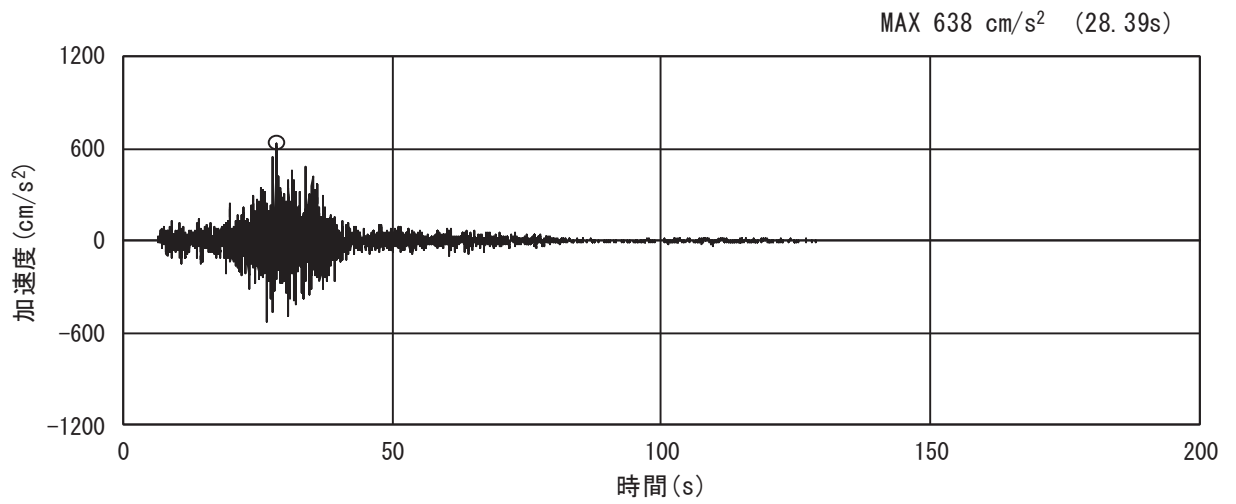


(a) 加速度時刻歴波形

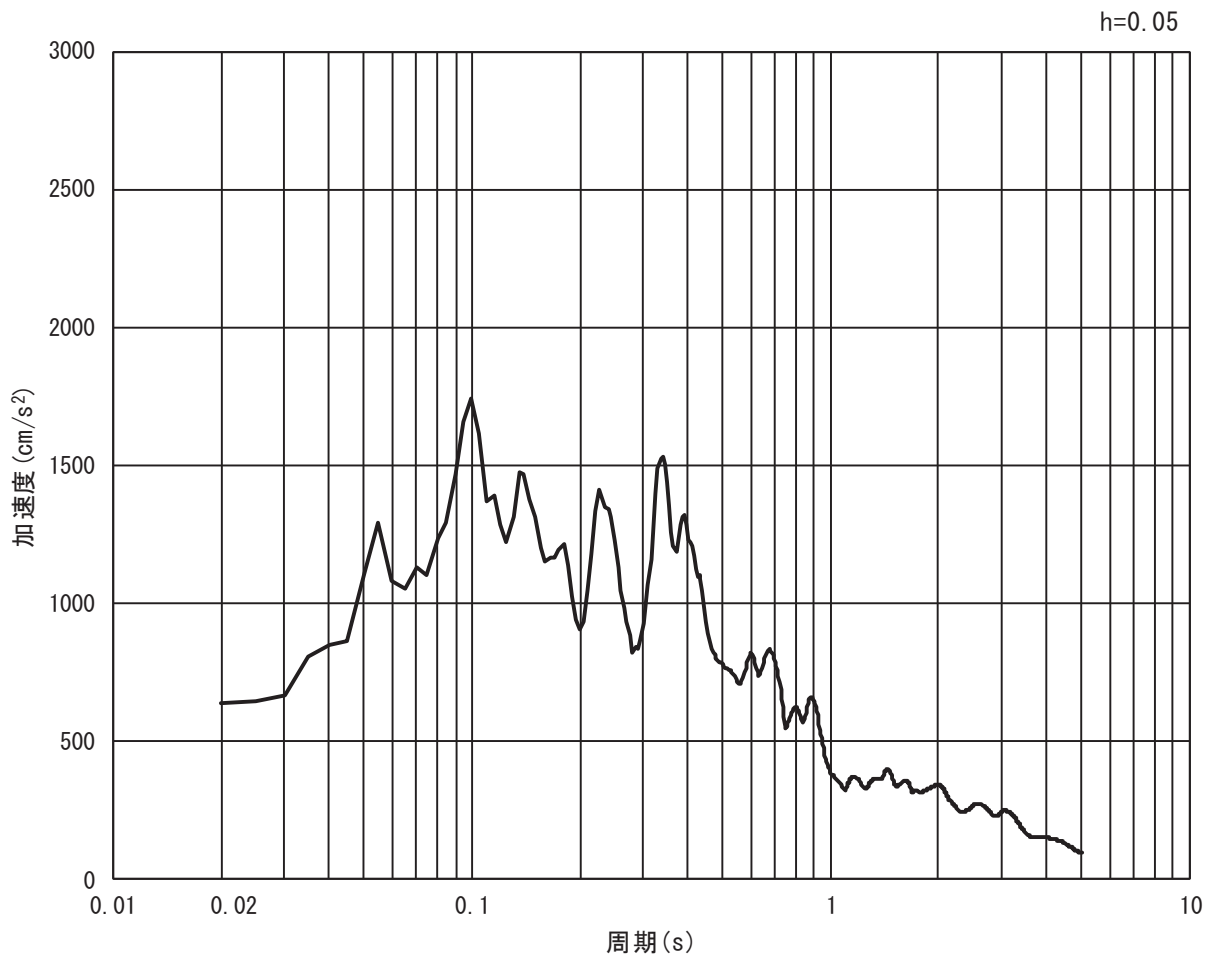


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

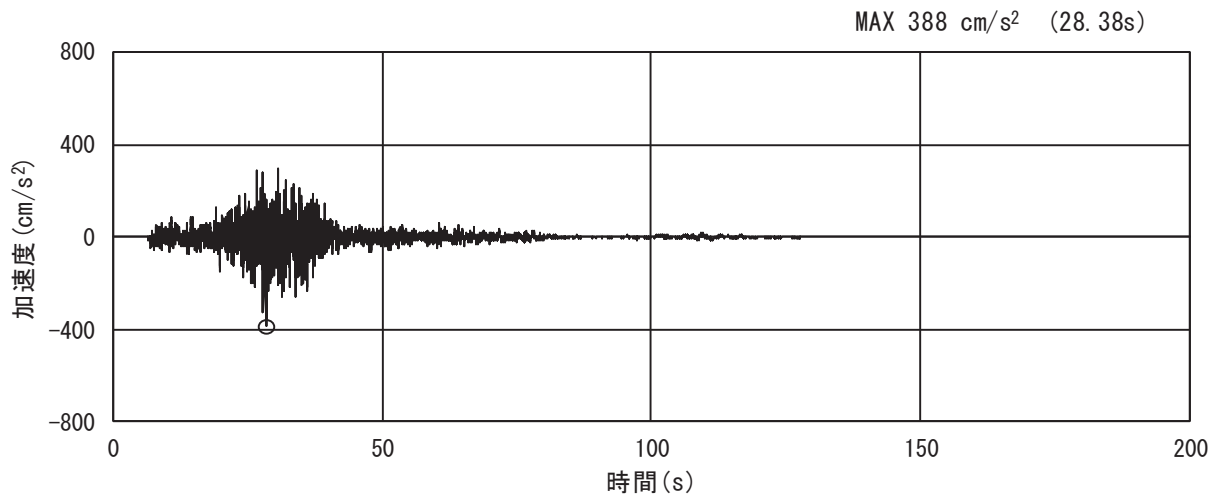


(a) 加速度時刻歴波形

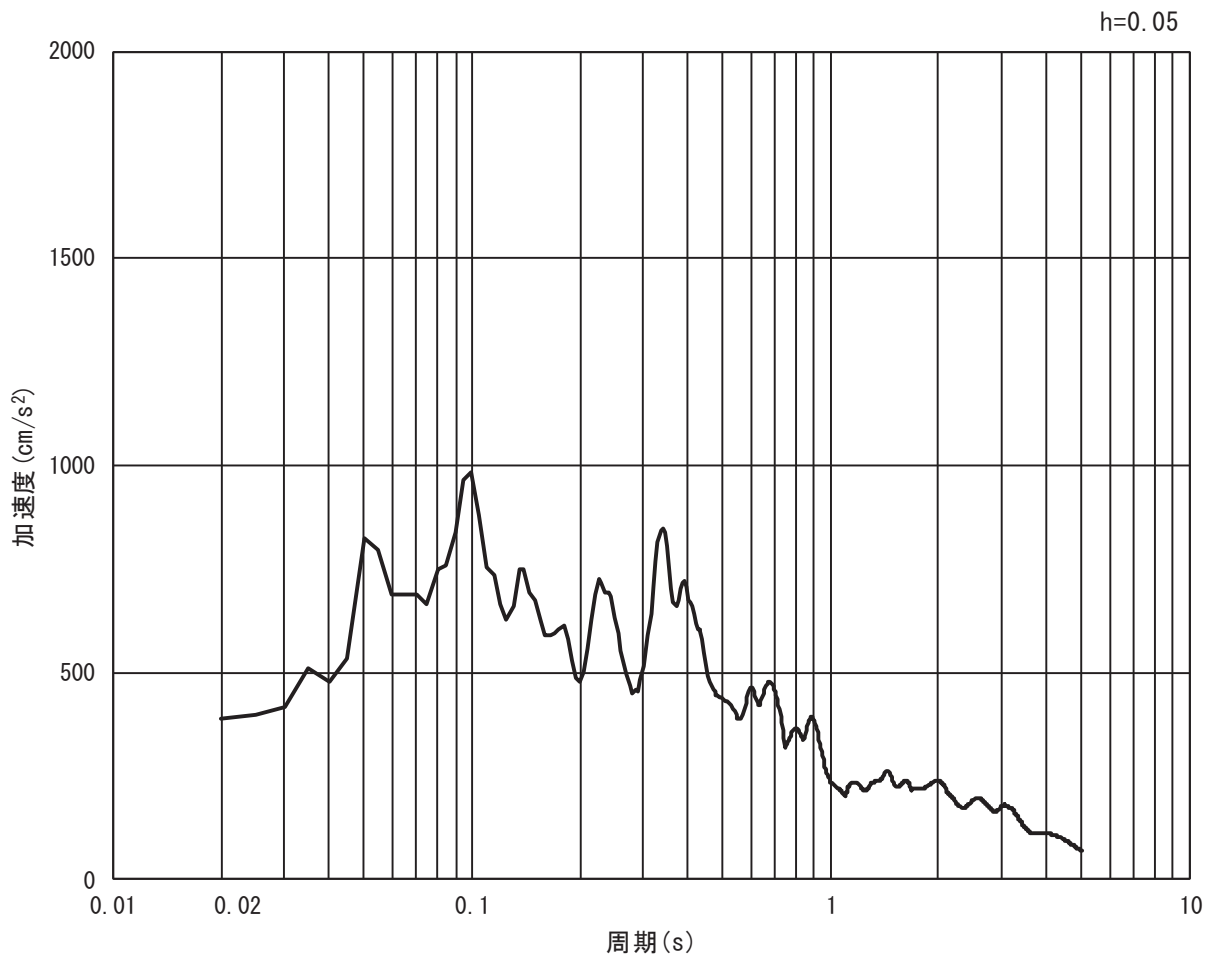


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

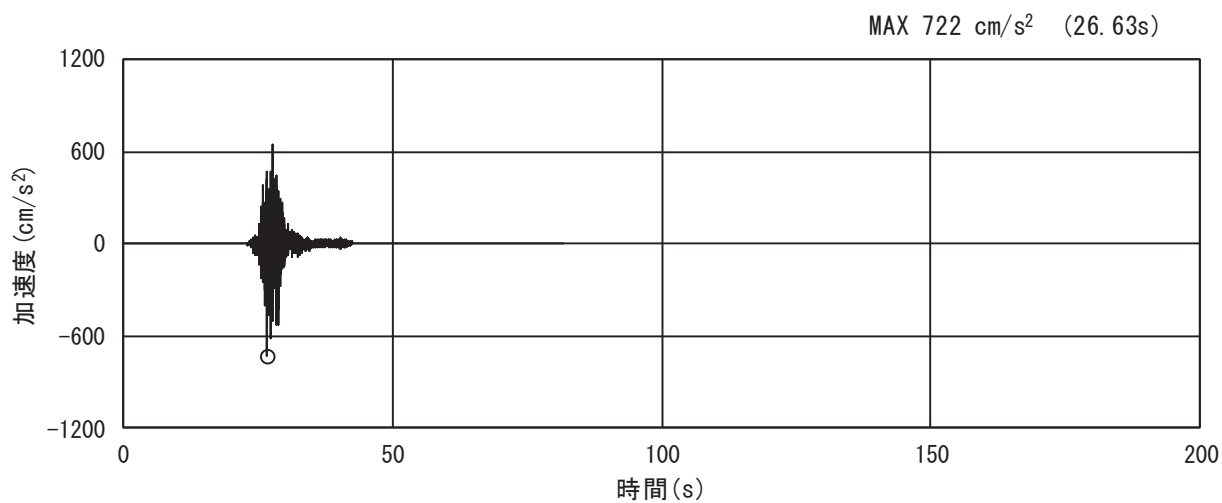


(a) 加速度時刻歴波形

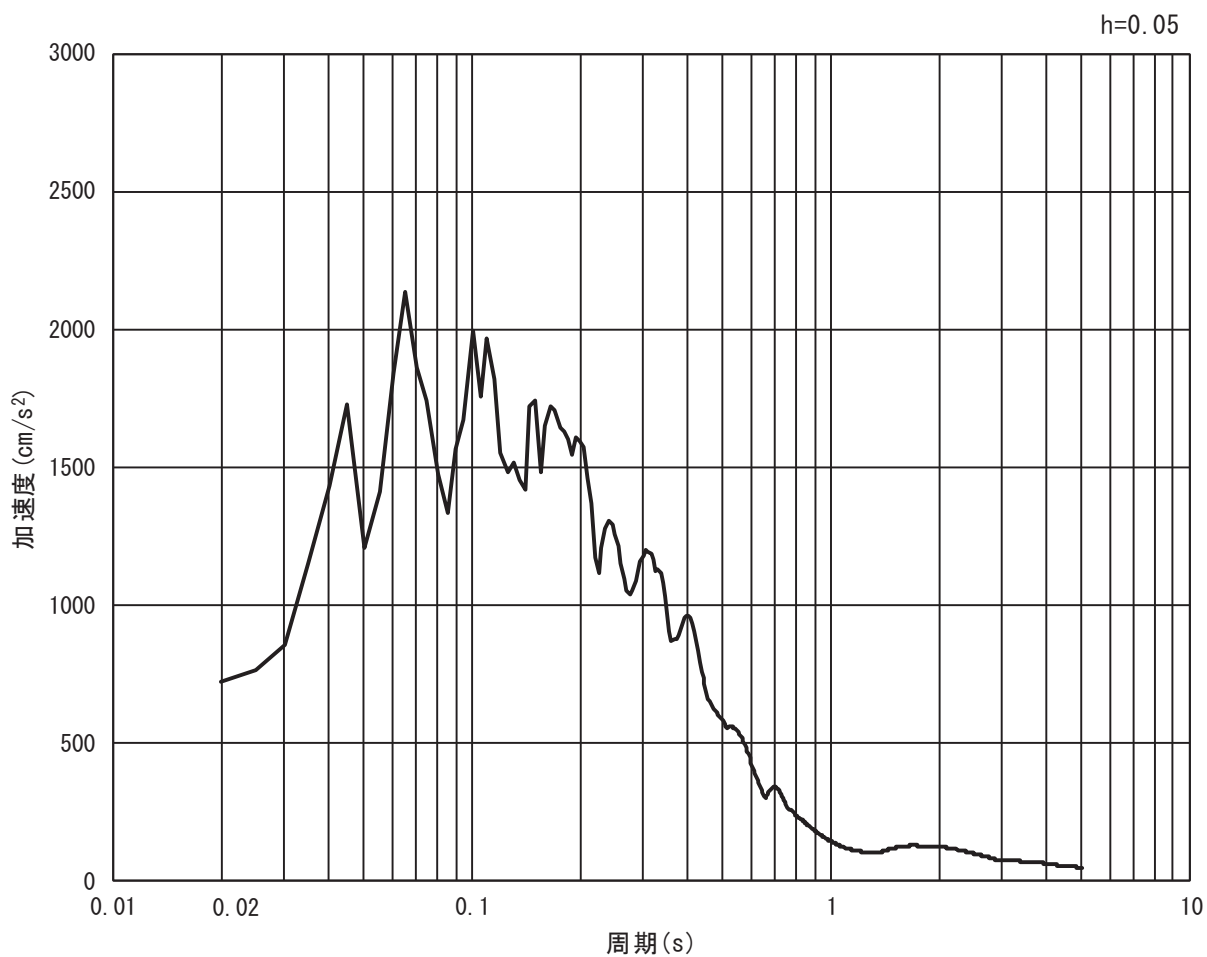


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

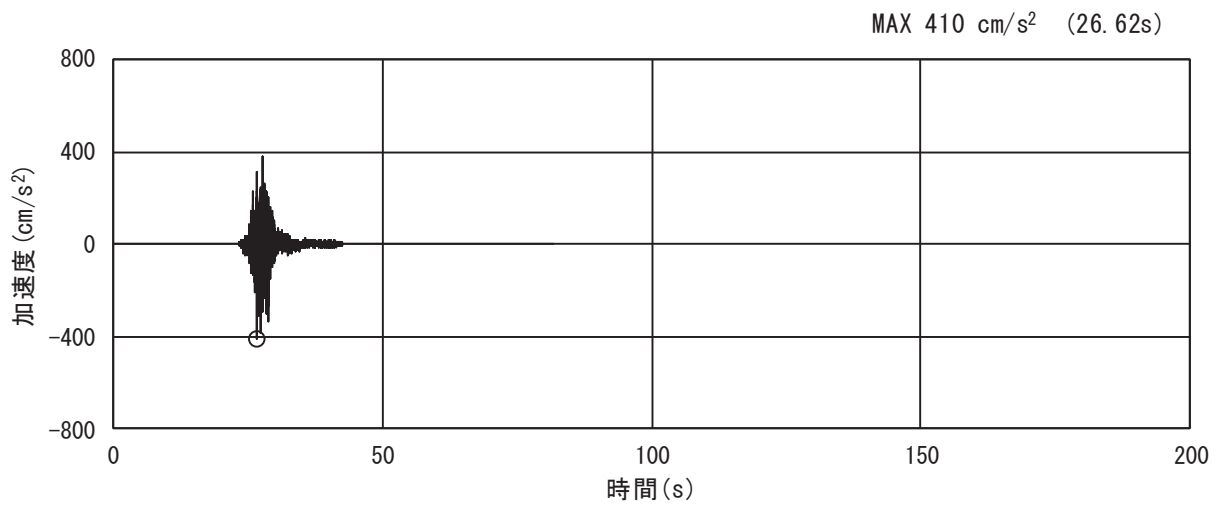


(a) 加速度時刻歴波形

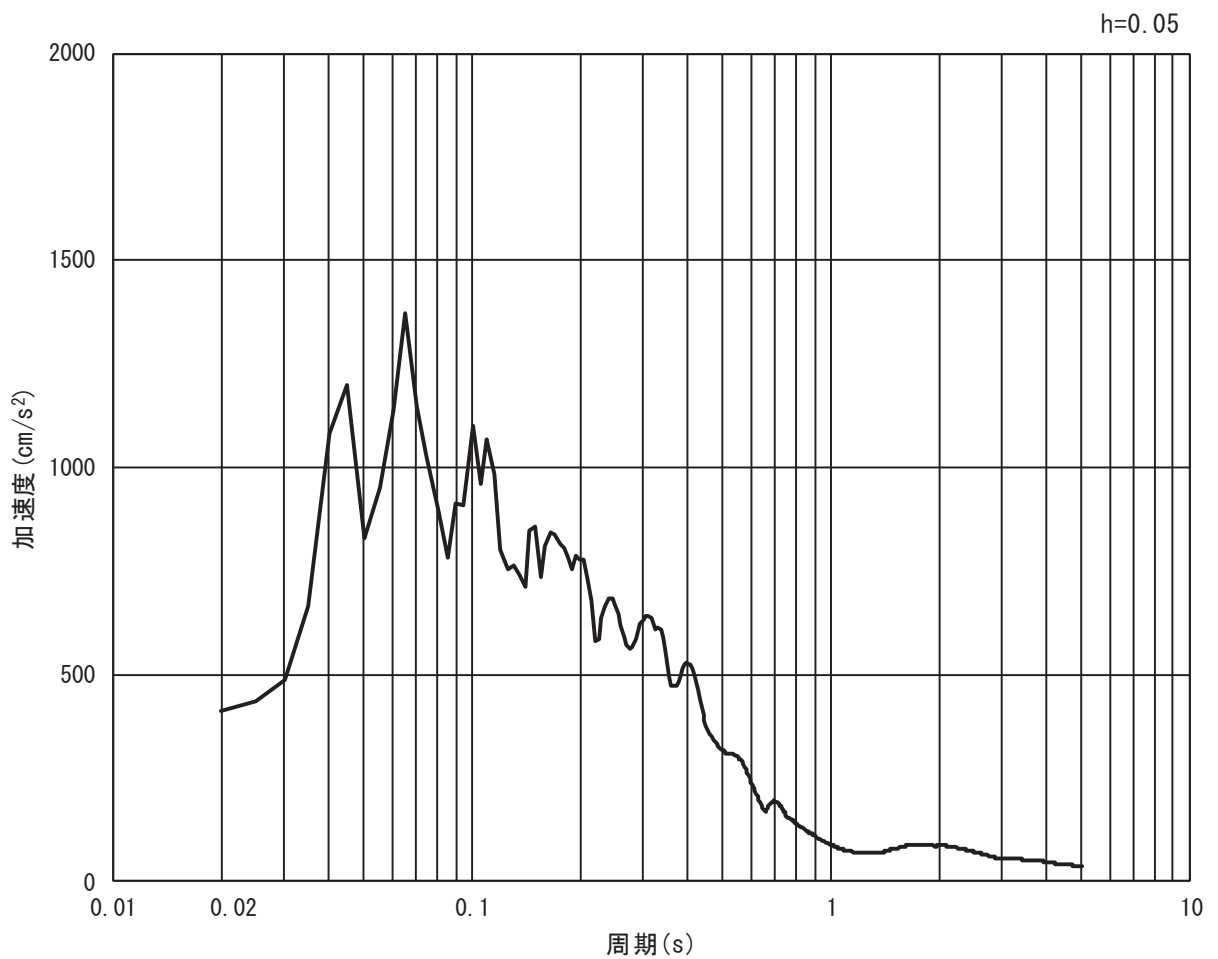


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

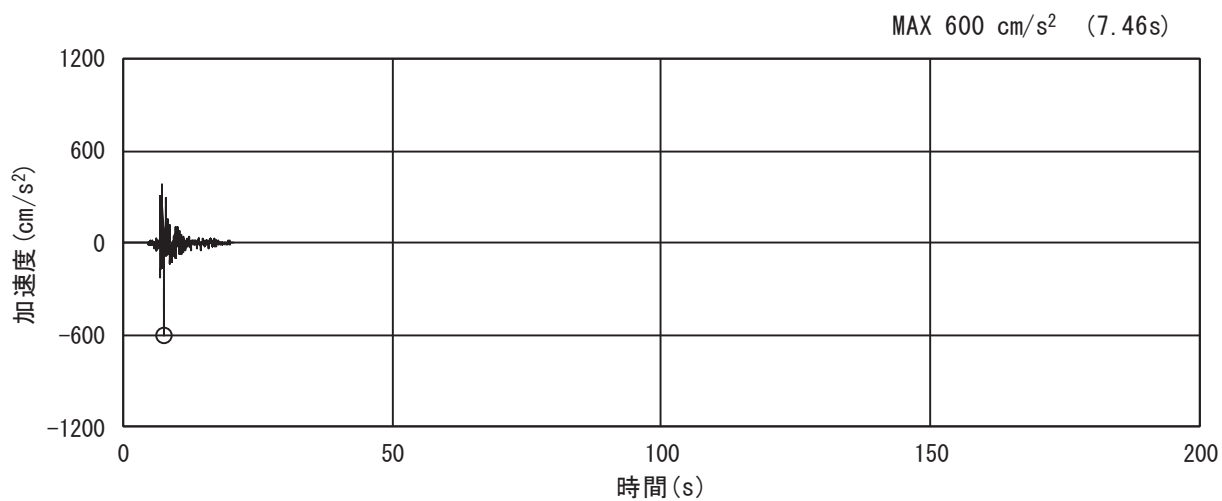


(a) 加速度時刻歴波形

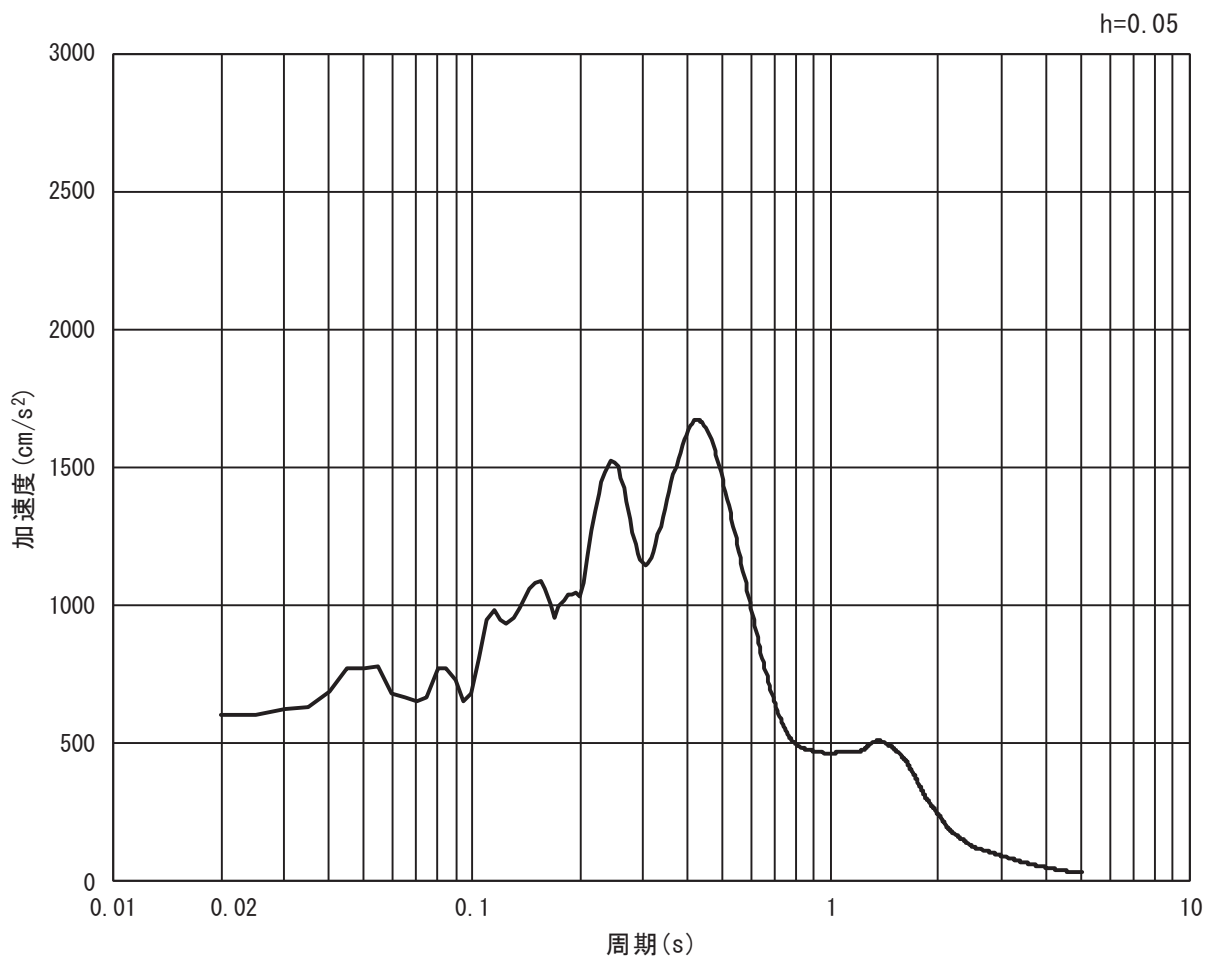


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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)

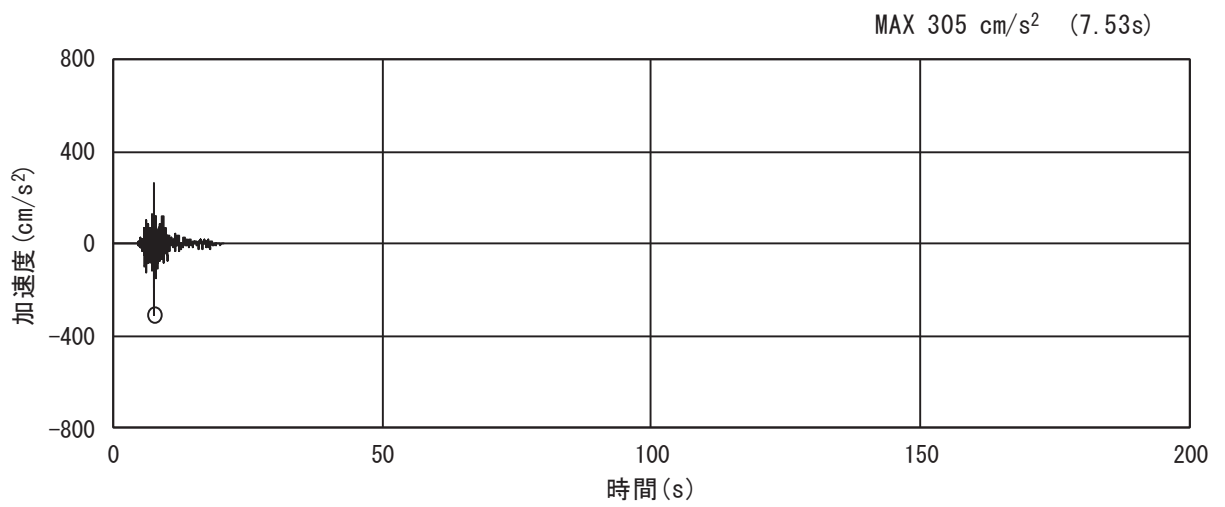


(a) 加速度時刻歴波形

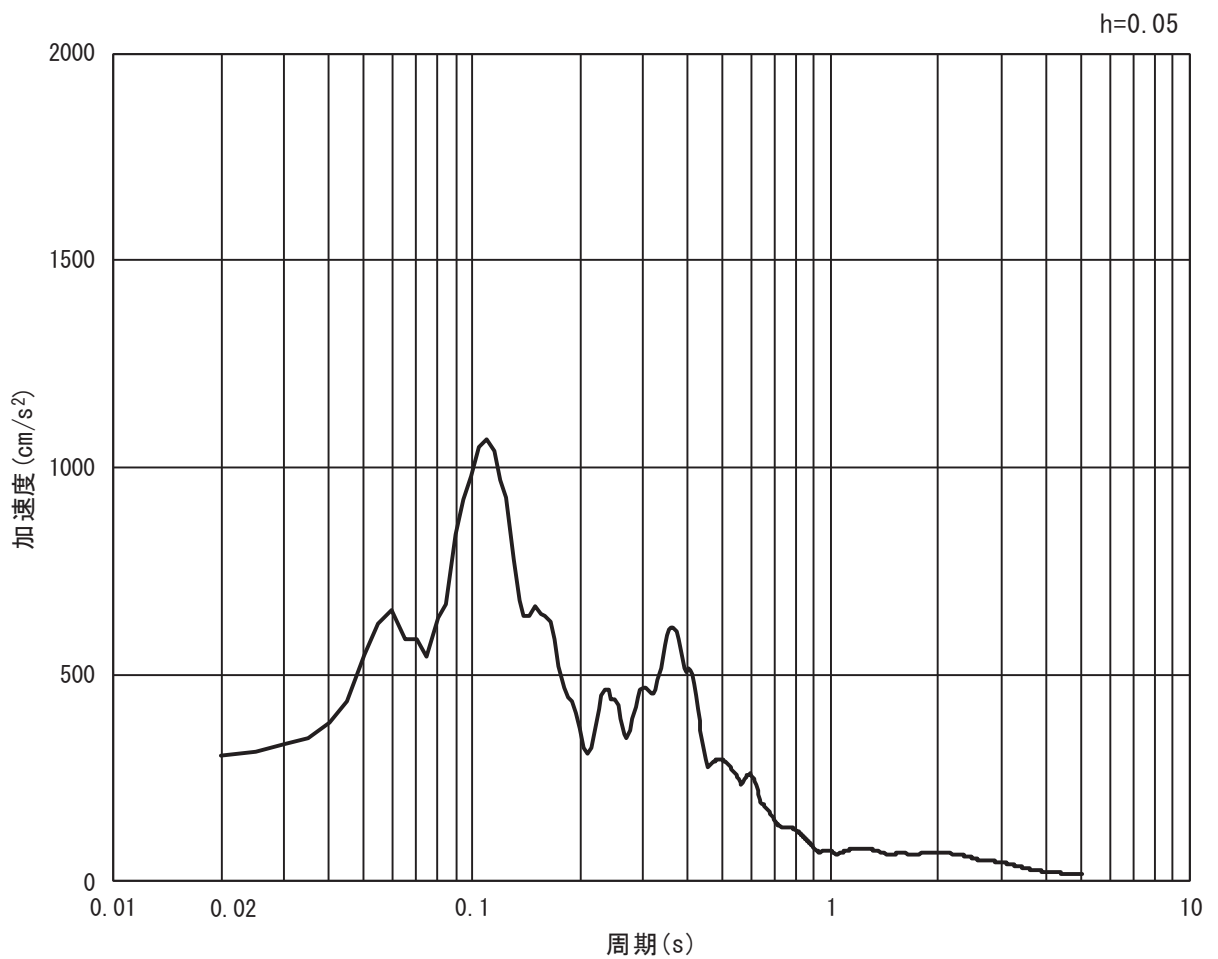


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2(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 4-2(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)

4.2 許容限界の設定

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。

4.2.1 すべり安全率に対する許容限界

セメント改良土の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に基づき、表 4-1 に示すすべり安全率とする。

すべり安全率の算定フローを図 4-3 に示す。すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和を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線を選定する。想定すべり線は、セメント改良土の端部を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔で設定する。セメント改良土の想定すべり線を図 4-4 に示す。

また、セメント改良土の強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値 -1σ 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。

表 4-1 セメント改良土の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

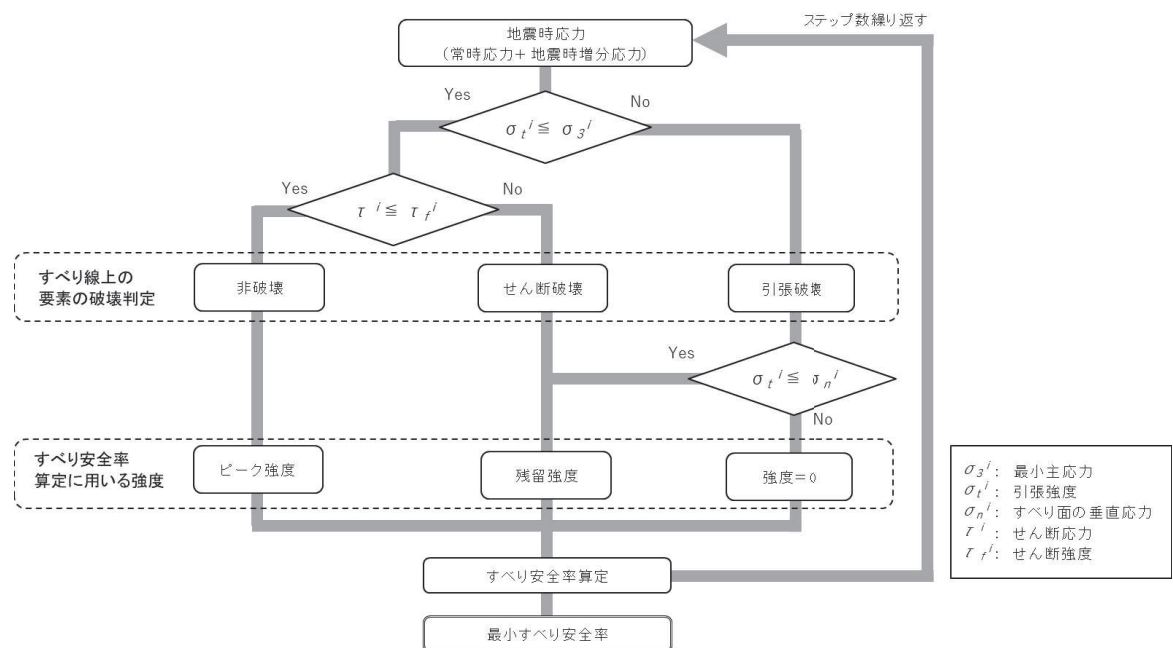


図 4-3 すべり安全率算定のフロー

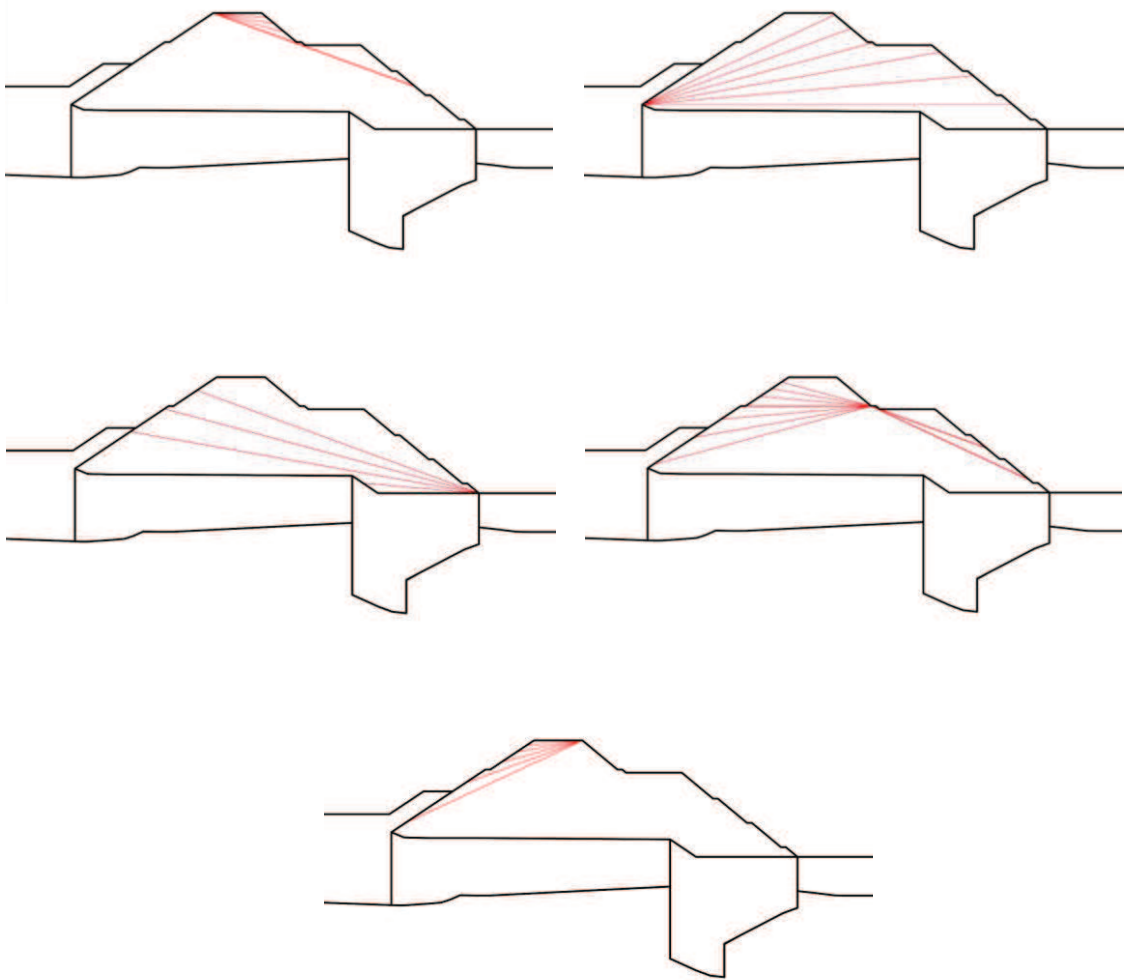


図 4-4 セメント改良土の想定すべり線

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「局所安全係数分布」，「最大せん断ひずみ分布」及び「過剰間隙水圧比分布」を記載する。

耐震評価においては，補足 610-20「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき，全ての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において，すべり安全率が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い，追加解析ケース②，③を実施する。

5.1.1 解析ケースと照査値

(1) セメント改良土のすべり安全率照査

表 5-1 にセメント改良土のすべり安全率照査の実施ケースと照査値を示す。セメント改良土のすべり安全率照査は，すべり安全率を許容限界とする。なお，詳細については，「5.2.1 セメント改良土の評価結果」に示す。

表 5-1 セメント改良土のすべり安全率照査に対する実施ケースと照査値

解析ケース 地震動		すべり安全率照査*			
		①	① (平均値 - 1σ強度)	②	③
S s - D 1	++	4.2	4.1		
	-+	3.4	3.3		
	+-	4.3	4.1		
	--	3.5	3.4		
S s - D 2	++	3.5	3.3		
	-+	4.2	4.1		
	+-	3.5	3.4		
	--	3.8	3.7		
S s - D 3	++	4.7	4.5		
	-+	3.8	3.7		
	+-	4.7	4.5		
	--	3.8	3.7		
S s - F 1	++	5.3	5.1		
	-+	5.3	5.1		
S s - F 2	++	3.8	3.6		
	-+	4.0	3.8		
S s - F 3	++	5.1	5.0		
	-+	4.3	4.1		
S s - N 1	++	3.1	3.0	3.2	3.0
	-+	4.1	3.9		

*すべり安全率は、想定したすべり線上の応力状態をもとに、すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値として時々刻々求めた最小すべり安全率を示す。

5.1.2 局所安全係数分布（セメント改良土）

セメント改良土のすべり安全率による照査において、各解析ケースのうち最小すべり安全率となる結果を表 5-2 に示す。また、該当する解析ケースの局所安全係数分布を図 5-1 に示す。

表 5-2 セメント改良土のすべり安全率評価結果（A-A 断面）

地震動	解析ケース	発生時刻 (s)	最小すべり安全率
S _s -N1(++)	③	7.55	3.0

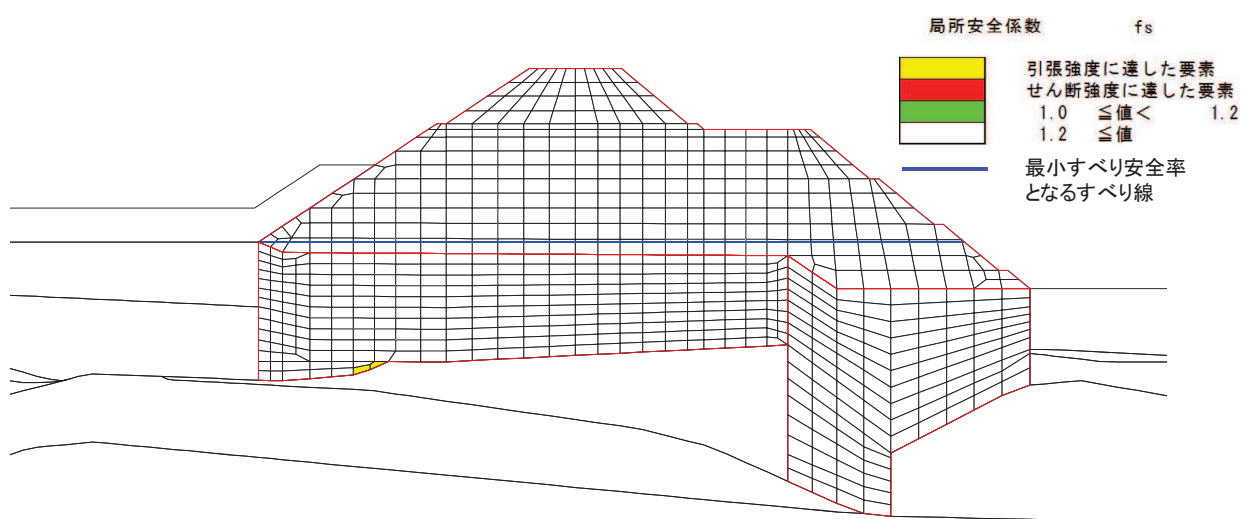


図 5-1 セメント改良土の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布
(A-A 断面, S_s-N1(++) , t=7.55s)

解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース（平均値 - 1 σ ）

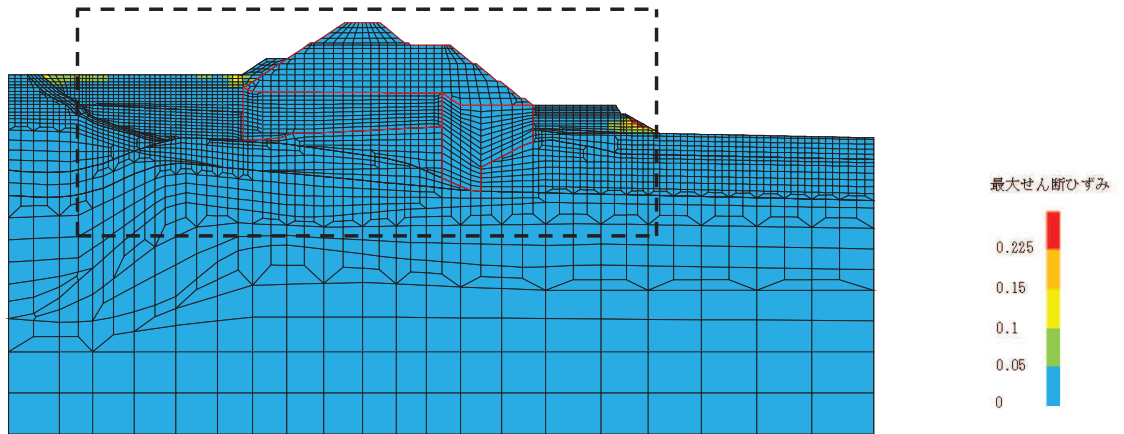
5.1.3 最大せん断ひずみ分布

セメント改良土で最小すべり安全率となる解析ケースについて，地盤に発生した最大せん断ひずみを確認する。最小すべり安全率となる解析ケースを表 5-3 に示す。

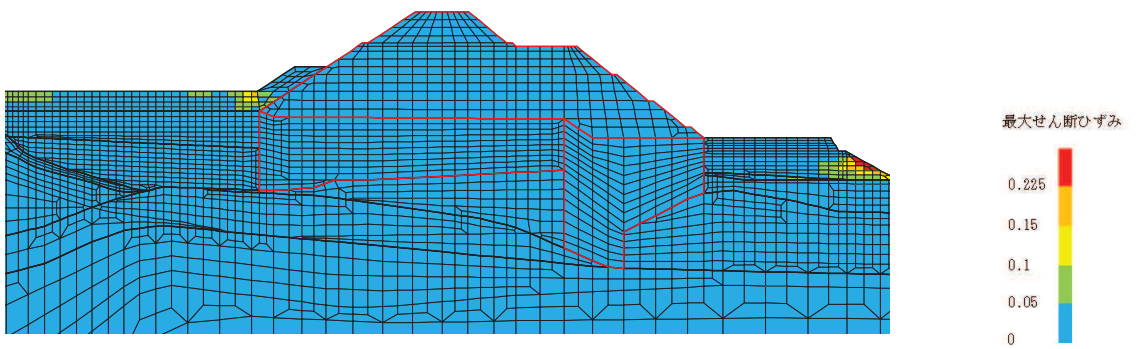
最大せん断ひずみ分布図を，それぞれ図 5-2 に示す。

表 5-3 最小すべり安全率となる解析ケースの一覧 (A-A 断面)

断面	地震動	解析ケース
A-A 断面	S s - N 1 (++)	解析ケース③



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-2 A-A 断面の最大せん断ひずみ分布
(解析ケース③, S_s-N1 (++))

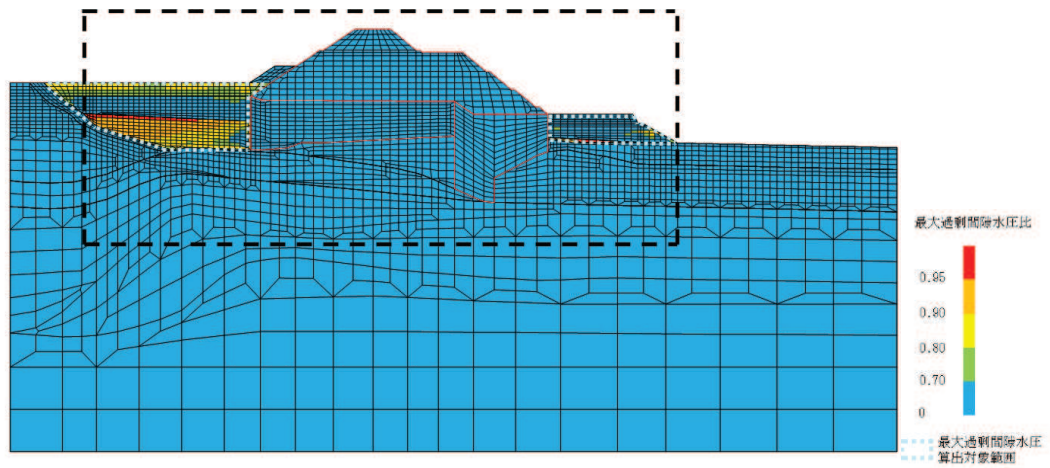
5.1.4 過剰間隙水圧比分布

地盤に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、セメント改良土で最小すべり安全率となる解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。最小すべり安全率となる解析ケースを表 5-4 に示す。

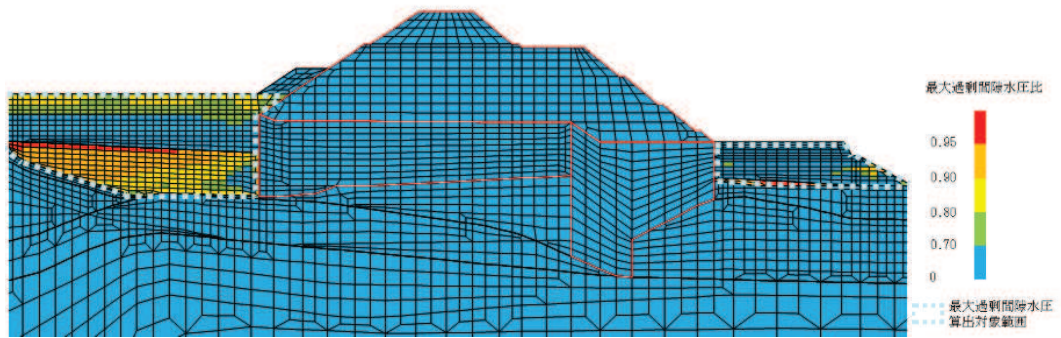
過剰間隙水圧比分布を、図 5-3 に示す。

表 5-4 最大照査値を示す解析ケースの一覧（断面①）

断面	地震動	解析ケース
A-A 断面	S s - N 1 (++)	解析ケース③



(a) 全体図



(b) 構造物周辺拡大図

図 5-3 A-A 断面の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース③, $S_s - N1$ (++))

5.2 構造部材の健全性に対する評価結果

5.2.1 セメント改良土の評価結果

セメント改良土のすべり安全率による評価結果を表 5-5 に示す。これらの結果から、セメント改良土のすべり安全率が 1.2 以上あることを確認した。

表 5-5(1) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (A-A 断面)

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S _s -D1	(++)	45.53	4.2
		(-+)	25.22	3.4
		(+-)	45.54	4.3
		(--)	25.22	3.5
	S _s -D2	(++)	13.53	3.5
		(-+)	23.99	4.2
		(+-)	13.53	3.5
		(--)	13.88	3.8
	S _s -D3	(++)	21.04	4.7
		(-+)	15.56	3.8
		(+-)	21.04	4.7
		(--)	15.56	3.8
	S _s -F1	(++)	22.42	5.3
		(-+)	19.49	5.3
	S _s -F2	(++)	27.84	3.8
		(-+)	31.30	4.0
	S _s -F3	(++)	28.62	5.1
		(-+)	27.68	4.3
	S _s -N1	(++)	7.55	3.1
		(-+)	7.55	4.1
②	S _s -N1	(++)	7.55	3.2
③			7.55	3.0

表 5-5(2) セメント改良土のすべり安全率評価結果 (A-A 断面, 平均値-1 σ 強度)

解析ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S _s -D1	(++)	45.53	4.1
		(-+)	25.22	3.3
		(+-)	45.54	4.1
		(--)	25.22	3.4
	S _s -D2	(++)	13.53	3.3
		(-+)	23.99	4.1
		(+-)	13.53	3.4
		(--)	13.88	3.7
	S _s -D3	(++)	29.69	4.5
		(-+)	15.56	3.7
		(+-)	21.04	4.5
		(--)	15.56	3.7
	S _s -F1	(++)	22.42	5.1
		(-+)	19.49	5.1
	S _s -F2	(++)	27.84	3.6
		(-+)	31.30	3.8
	S _s -F3	(++)	28.62	5.0
		(-+)	27.68	4.1
	S _s -N1	(++)	7.55	3.0
		(-+)	7.55	3.9

6. まとめ

アクセスルートについては、波及的影響の評価として、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析により、すべり安全率による耐震評価を実施した。

構造部材の健全性評価について、許容限界であるすべり安全率 1.2 以上であることを確認した。

以上から、アクセスルートは、基準地震動 S_s による地震力に対して構造強度を有し、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-19-0600-37_改3

補足-600-37 CRD 自動交換機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. はじめに	1
2. CRD 自動交換機の概要	1
2.1 機器の目的	1
2.2 機器構成	1
3. CRD 自動交換機による波及的影響を防止する上位クラス施設	5
4. 上位クラス施設への波及的影響を防止するための対策	7
4.1 固定用サポートの追加	7
5. コリウムバッファの概要	9
6. 耐震評価における CRD 自動交換機の評価条件	11
6.1 プラント運転状態	11
6.2 機器構成	11
7. 解析モデルについて	11
7.1 解析モデル諸元	11
7.2 部材の断面形状および断面特性	14
7.3 固有値解析結果	18
8. 旋回用レールの評価について	22

1. はじめに

本資料は、「VI-2-11-2-21 CRD 自動交換機の耐震性についての計算書」の補足説明資料として、CRD 自動交換機の機器構成、CRD 自動交換機による波及的影響を防止する上位クラス施設に要求される機能、波及的影響を防止するための対策及び CRD 自動交換機上に設置する自主対策設備であるコリウムバッファの概要を踏まえ整理した、CRD 自動交換機の耐震評価条件及び解析モデルの詳細を説明するものである。

2. CRD 自動交換機の概要

2.1 機器の目的

CRD 自動交換機は、原子炉本体の基礎（以下「RPV ペデスタル」という。）内の壁面に取付けた旋回用レール上に設置される機器で、定期検査時における CRD の原子炉からの取外し、取付け作業に用いるために設置する。

2.2 機器構成

CRD 自動交換機の RPV ペデスタル内における主要な機器は、表 2-1 に示すとおり、機器を使用する定期検査時及び保管状態となるプラント運転中において構成が異なる。詳細は以下のとおり。

(1) 定期検査時

定期検査時における CRD 自動交換機の機器構成を図 2-1 に示す。定期検査時に CRD 自動交換機を使用する際は、脱着対象の CRD 位置に移動するための走行台車及びプラットホーム、CRD の脱着を行うための CRD カート、回転フレーム、ボルト脱着機、脱着機台車、つかみ腕及び昇降台車により機器を構成する。

(2) プラント運転中

プラント運転中における CRD 自動交換機の機器構成を図 2-2 に示す。プラント運転中は、CRD 自動交換機を構成する機器の一部を原子炉建屋内で保管し、RPV ペデスタル内はプラットホーム及び脱着機台車により機器を構成する。また、炉心溶融に伴う水蒸気爆発発生時のエネルギーの低減を図ることを目的に、自主対策設備であるコリウムバッファをプラットホーム下部の作業架台上に設置する。コリウムバッファの概要は 5 項にて示す。

表 2-1 RPV ペデスタル内における CRD 自動交換機の主要な構成部位

機器名	RPV ペデスタル内の構成	
	プラント運転中	定期検査時
プラットフォーム (作業架台を含む)	○	○
CRD 交換機 (走行台車, 回転フレーム, 昇降台車, つかみ腕)	—	○
CRD カート	—	○
脱着機台車	○	○
ボルト脱着機	—	○
コリウムバッファ	○	—

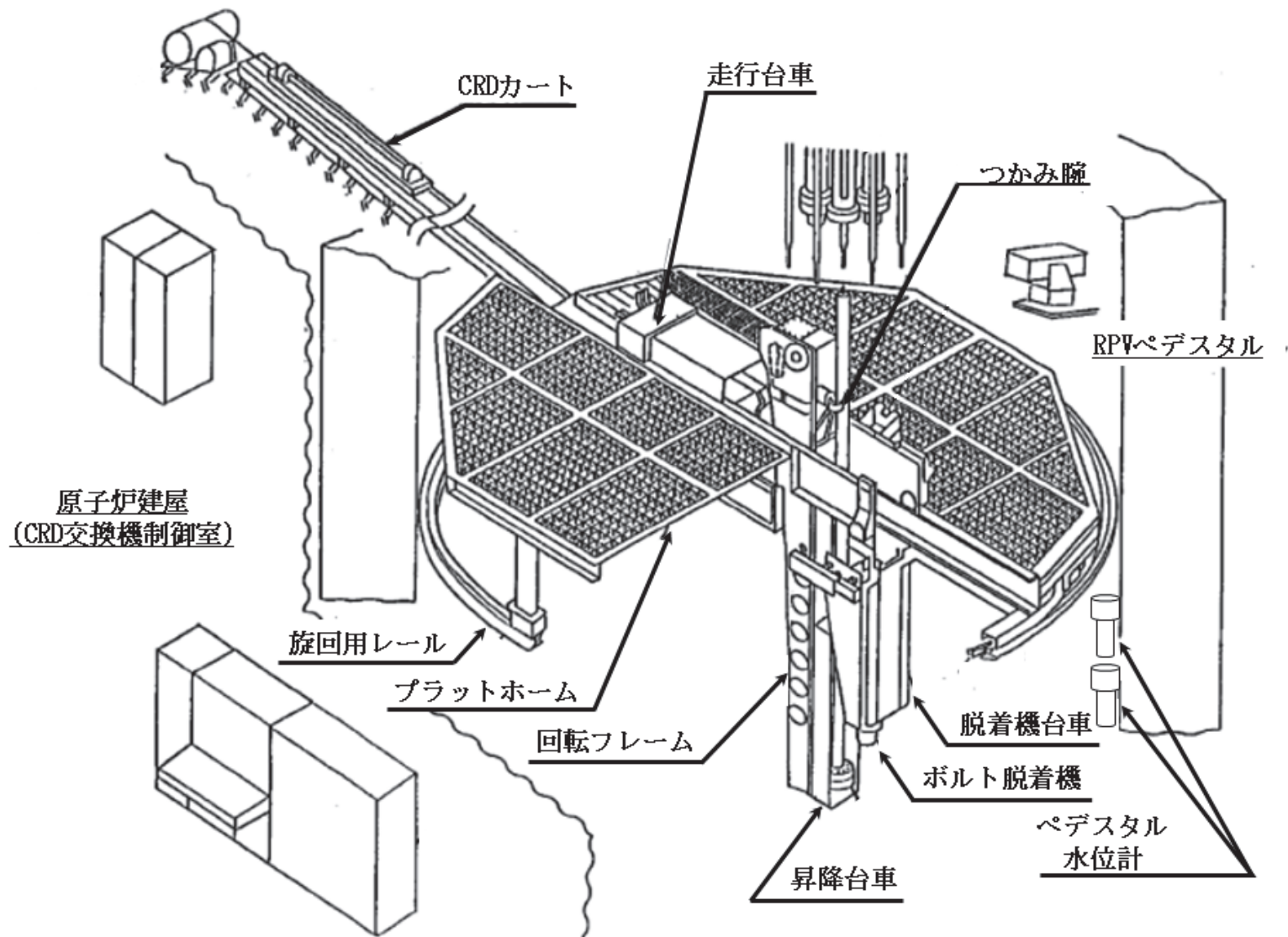


図 2-1 定期検査時における CRD 自動交換機の機器構成

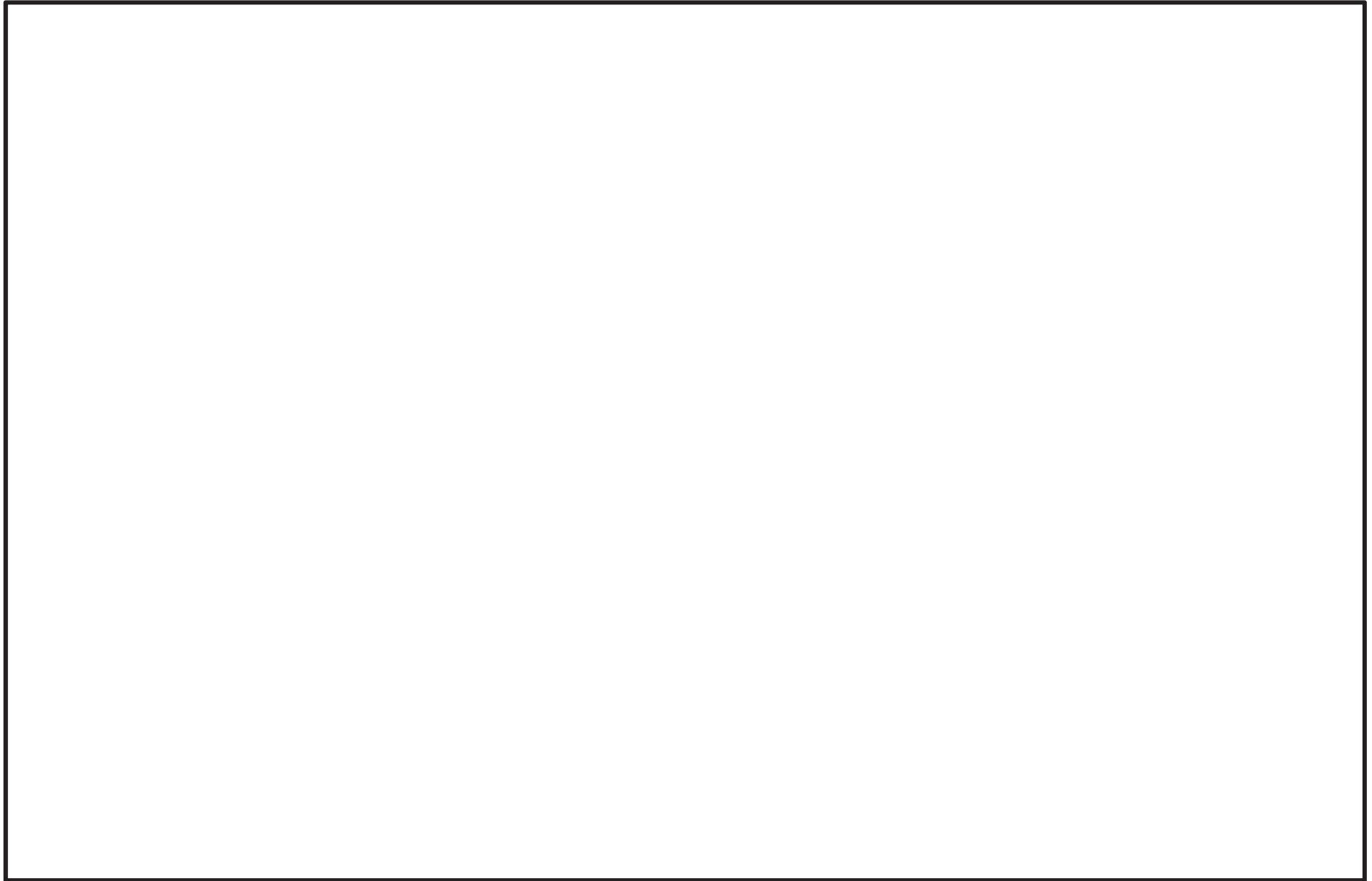


図 2-2 プラント運転中の RPV ペDESTAL 内における CRD 自動交換機の機器構成

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3. CRD 自動交換機による波及的影響を防止する上位クラス施設

CRD 自動交換機を設置する RPV ペDESTAL 内に、上位クラス施設である原子炉格納容器下部水位及び原子炉格納容器下部温度（以下「水位計・温度計」という。）を設置する。

CRD 自動交換機と水位計・温度計の位置関係は図 3-1 に示すとおり、水位計・温度計は CRD 自動交換機のプラットホーム及び旋回用レールの下部に、 60° 、 65° 、 171° および 176° 方位に計 12 個設置する。

水位計・温度計は、プラント運転中の炉心溶融等を伴う重大事故時において、RPV ペDESTAL 内に注水した際の水位及び温度を監視する機能を有していることから、プラント運転中のみ機能が要求される機器である。

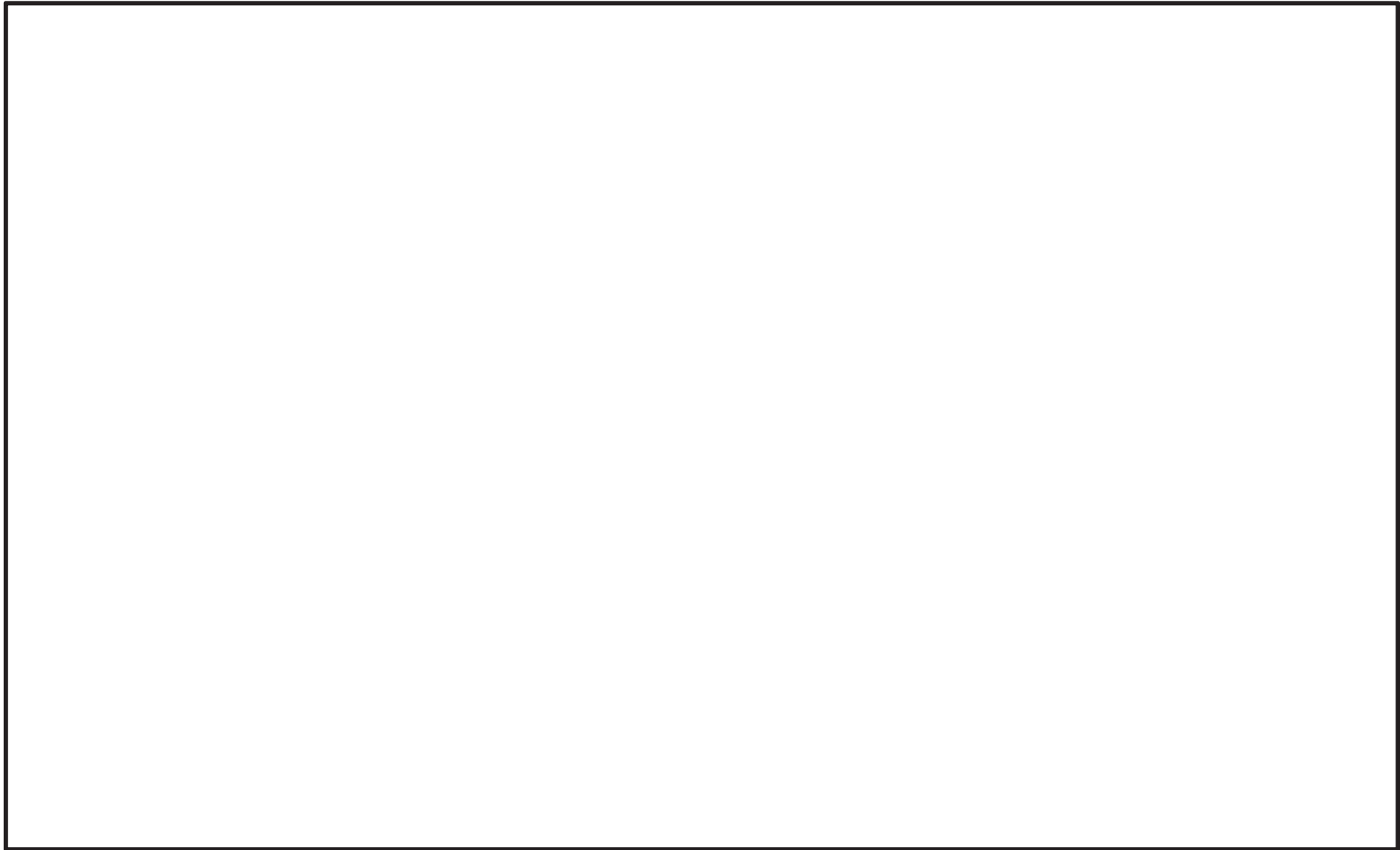


図 3-1 CRD 自動交換機と水位計・温度計

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

4. 上位クラス施設への波及的影響を防止するための対策

「3. CRD 自動交換機による波及的影響を防止する上位クラス施設」において示したとおり、CRD 自動交換機のプラットホーム及び旋回用レールの下部に水位計・温度計を設置することから、これら上位クラス施設に対する波及的影響防止のため、以下の設備対策を図る。

4.1 固定用サポートの追加

CRD 自動交換機はプラットホームに取付けられた6つの車輪を介して旋回用レール上に搭載されているだけであり、プラント運転中も固定されていないことから、地震荷重を受けた際に浮き上がり、横滑りにより CRD 自動交換機が落下し、水位計・温度計に対して波及的影響を及ぼす可能性がある。

そのため、CRD 自動交換機の浮き上がり、横滑りを防止するため、図 4-1 に示す固定用サポート（上部）及び固定用サポート（下部）を追設する。

プラント運転中は図 4-1(b), (c)に示すように、ペDESTAL壁面に取り付けたボスに固定ピンを挿入し、固定ピンを取付ボルトで固定することでプラットホームの浮き上がり、横滑りを拘束する。また、定期検査時はプラットホームの旋回動作が可能となるよう、取付ボルトを緩め、固定ピンを引き抜くことで拘束を解除する。



図 4-1(a) 固定用サポートの配置

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 (b) 固定用サポート（上部）の配置及び構造

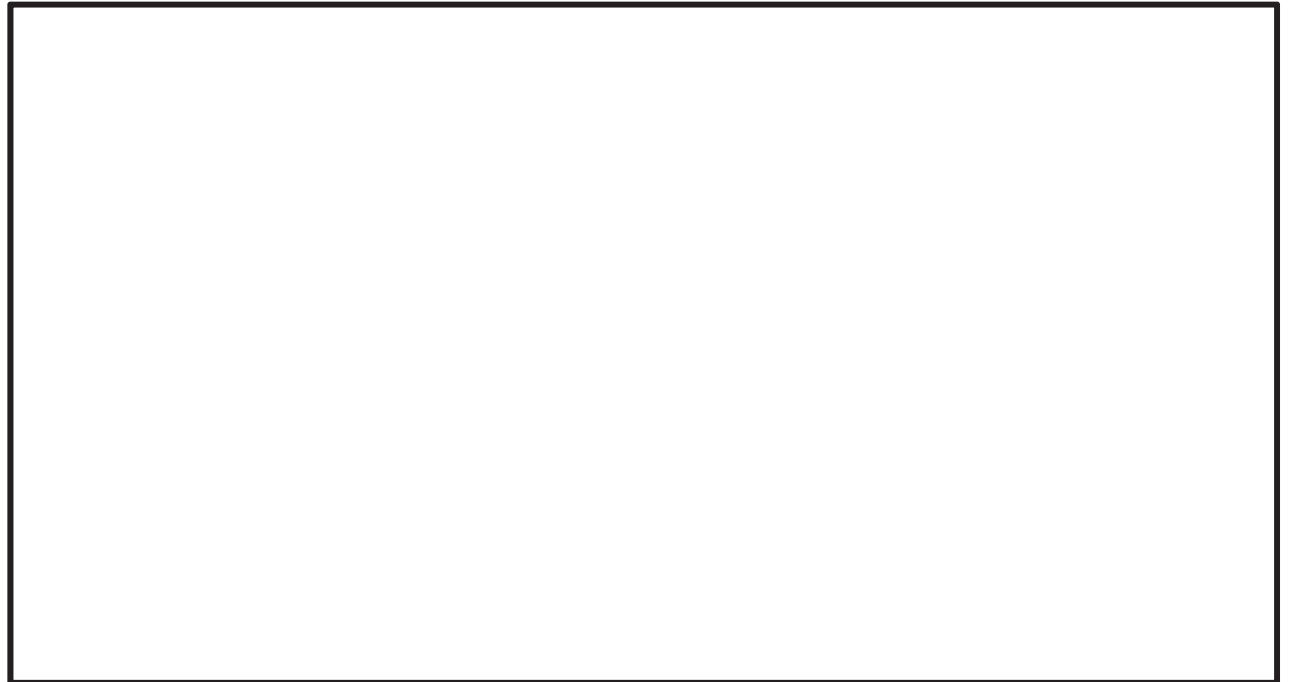


図 4-1 (c) 固定用サポート（下部）の配置及び構造

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

5. コリウムバッファの概要

コリウムバッファは、原子炉格納容器下部に設置することで熔融炉心の一部を保持・冷却するとともに、熔融ジェットを分裂させることで水蒸気爆発発生時のエネルギーの低減を図ることを目的とした自主対策設備である。

図 1-2 に示す通り、コリウムバッファは作業架台の中間部において、中央の開口部にステンレス鋼製の追設梁および追設グレーチングを設置するとともに、既設のアルミ合金製グレーチングおよびフロアプレートをステンレス鋼製の同等形状のものに変更することで構成する。コリウムバッファの詳細形状を図 5-1 に示す。

なお、CRD 自動交換機を使用する際は、回転フレーム等と干渉しないよう、追設グレーチングおよび追設梁は取外す運用とする。

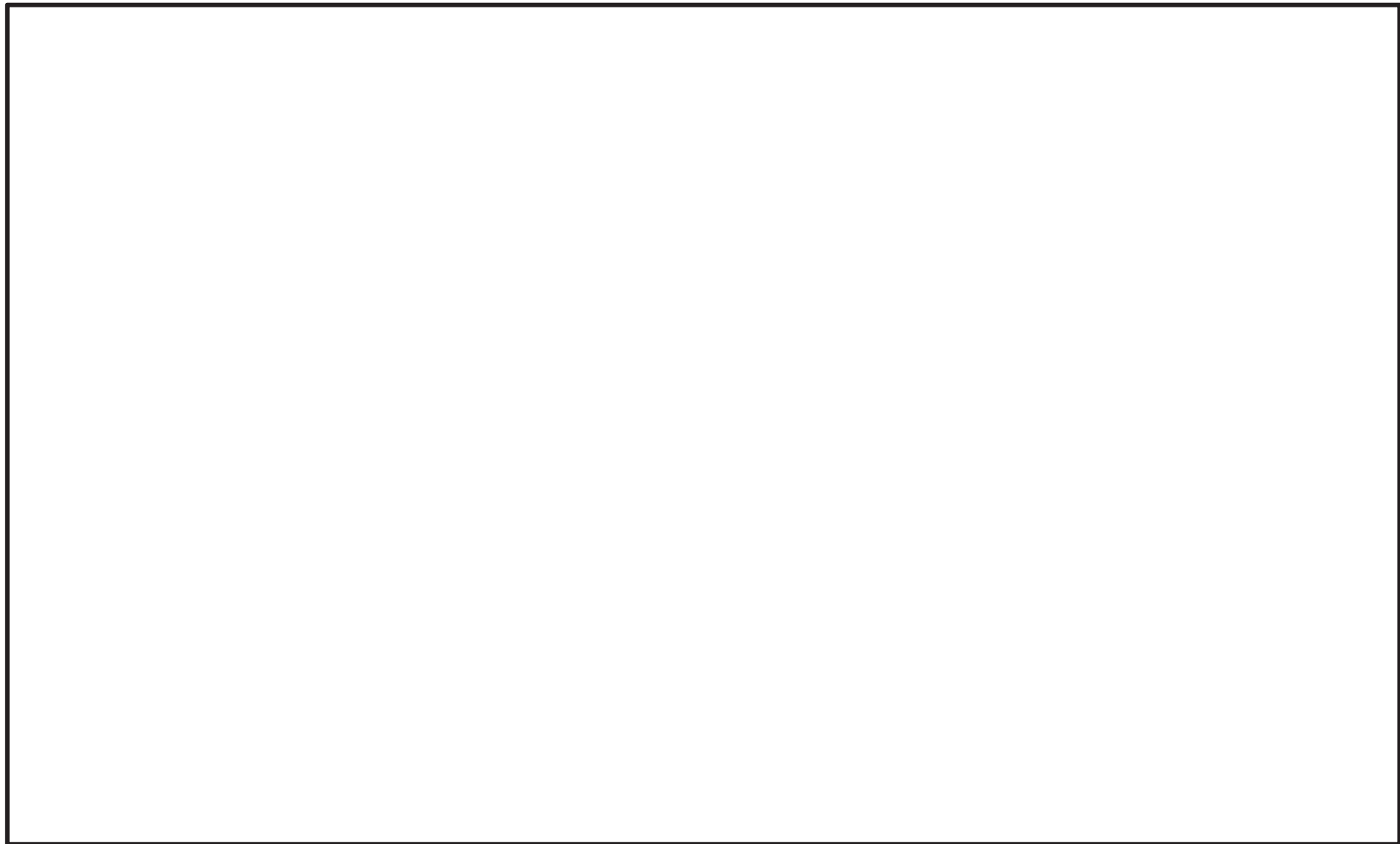


図 5-1 コリウムバッファー概略図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

6. 耐震評価における CRD 自動交換機の評価条件

「2. CRD 自動交換機の概要」, 「3. CRD 自動交換機による波及的影響を防止する上位クラス施設」, 「4. 上位クラス施設への波及的影響を防止するための設備対策」及び「5. コリウムバッファの概要」に示した内容を踏まえ、耐震評価における CRD 自動交換機の評価条件を以下に示す。

6.1 プラント運転状態

「3. CRD 自動交換機による波及的影響を防止する上位クラス施設」で示したとおり、上位クラス施設である水位計・温度計はプラント運転中に機能が要求される機器であることから、CRD 自動交換機の耐震評価はプラント運転中の状態を考慮する。

6.2 機器構成

「6.1 プラント運転状態」で示したとおり、CRD 自動交換機の耐震評価はプラント運転中の状態を考慮することとし、CRD 自動交換機の機器構成は「2. CRD 自動交換機の概要」におけるプラント運転中の機器構成として、プラットホーム（作業架台を含む）、脱着機台車及びコリウムバッファを解析モデルに反映する。

また、「4. 上位クラス施設への波及的影響を防止するための設備対策」で示した固定用サポートにより、プラットホーム及び作業架台を固定した状態を解析モデルに反映する。

7. 解析モデルについて

7.1 解析モデル諸元

解析モデル諸元を表 7-1 にまとめる。CRD 自動交換機フレーム（プラットホーム、作業架台）の各部材は梁要素を用いてモデル化する。プラットホームの部材であるグレーチング、フロアプレート及び中継端子箱等の搭載物については、設置位置近傍の梁要素に集中マスとして質量を負荷する。また、脱着機台車については搭載物と同様に設置位置近傍の梁要素に集中マスとして質量を負荷しており、コリウムバッファについては追設する鋼材を梁要素としてモデル化し鋼材に固定されるグレーチング部については近傍の梁要素に集中マスとして質量を負荷する。解析モデルの質量を表 7-2 に示す。

境界条件は表 7-1 に示す通り、CRD 自動交換機の構造を踏まえて自重解析（静解析）とスペクトルモーダル解析で異なる境界条件を設定している。

なお、固定用サポート（上部）のピンの長さにくらべ固定用サポート（下部）のピンの長さが長いことから、固定用サポート（下部）のピンは梁要素として解析モデルに反映している。

表 7-1 解析モデル諸元

解析種類		自重解析（静解析）	スペクトルモーダル解析
解析モデル			
境界条件	並進方向	<ul style="list-style-type: none"> 固定用サポート（上部/下部）取付け位置の拘束点において固定ピン軸方向を X' とした局所座標系を設定し、X' 方向並進バネ、Y' 方向並進バネおよび Z 方向並進バネを設定する。 車輪のみで支持される拘束点において Z 方向並進バネを設定する。 	<ul style="list-style-type: none"> 同左 車輪による拘束点は設定しない。
	回転方向	<ul style="list-style-type: none"> 固定用サポート（上部/下部）取付け位置の固定ピン軸方向を X' とした局所座標系を設定し、Y' 軸周り回転バネおよび Z 軸周り回転バネを設定する。 	<ul style="list-style-type: none"> 同左
備考		自重はプラットフォームの 6 つの車輪，固定用サポート（上部），固定用サポート（下部）で支持することとして境界条件を設定する。	UD 上向き方向や NS, EW 方向の地震荷重に対して車輪による拘束は期待できないため，地震荷重は固定用サポート（上部），固定用サポート（下部）のみで支持することとして境界条件を設定する。

表 7-2 解析モデル質量

機器名	質量 (kg)	備考
プラットフォーム		
作業架台		
脱着機台車		
コリウムバッファ		
固定用サポート (上部)		
固定用サポート (下部)		

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

7.2 部材の断面形状および断面特性

主要な部材の位置を図 7-1 に、コリウムバッファの設置に伴い追設した部材を図 7-2 に示す。また、これら部材の断面形状及び断面特性を表 7-3 に示す。

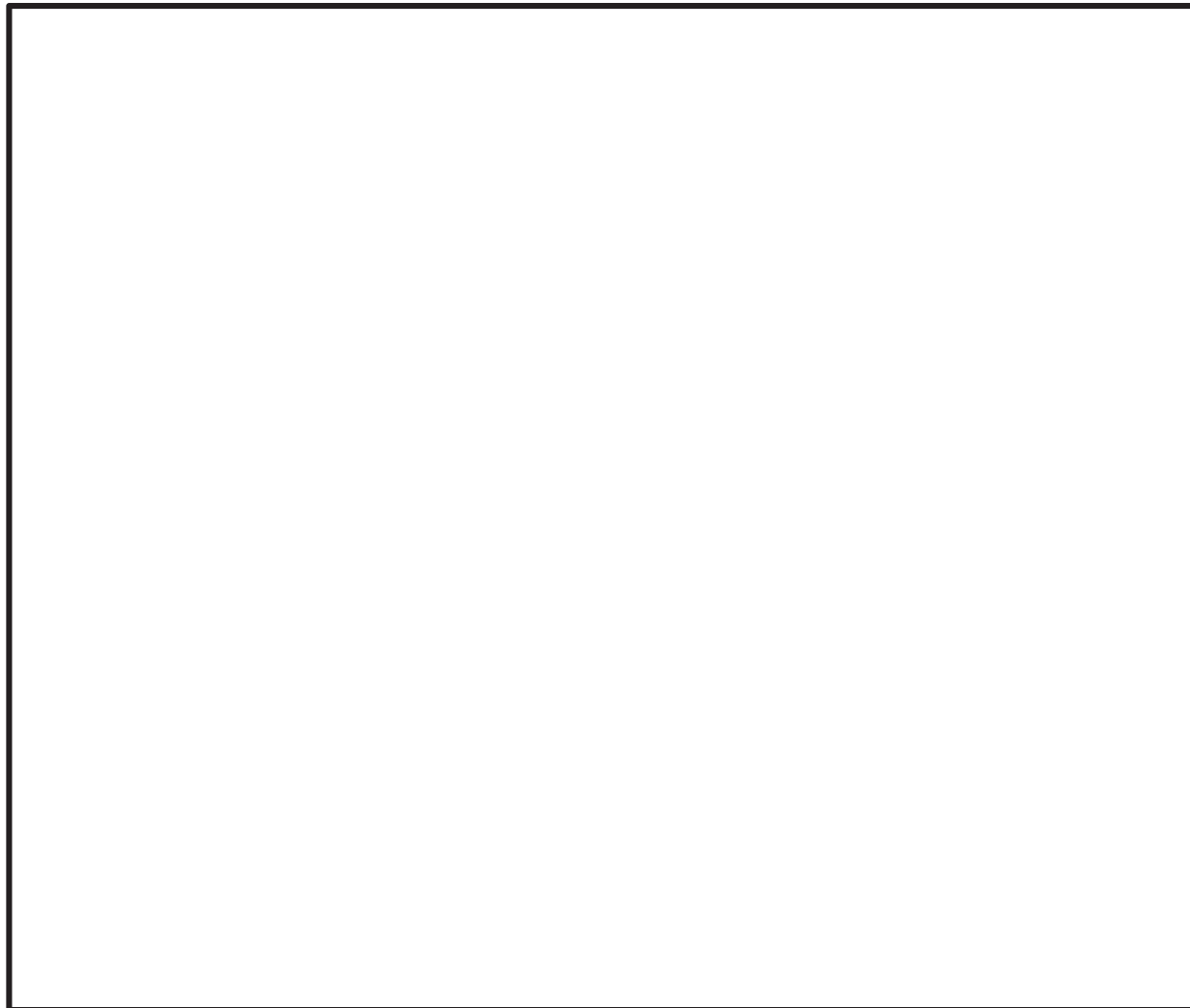


図 7-1 主要梁の位置および記号

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

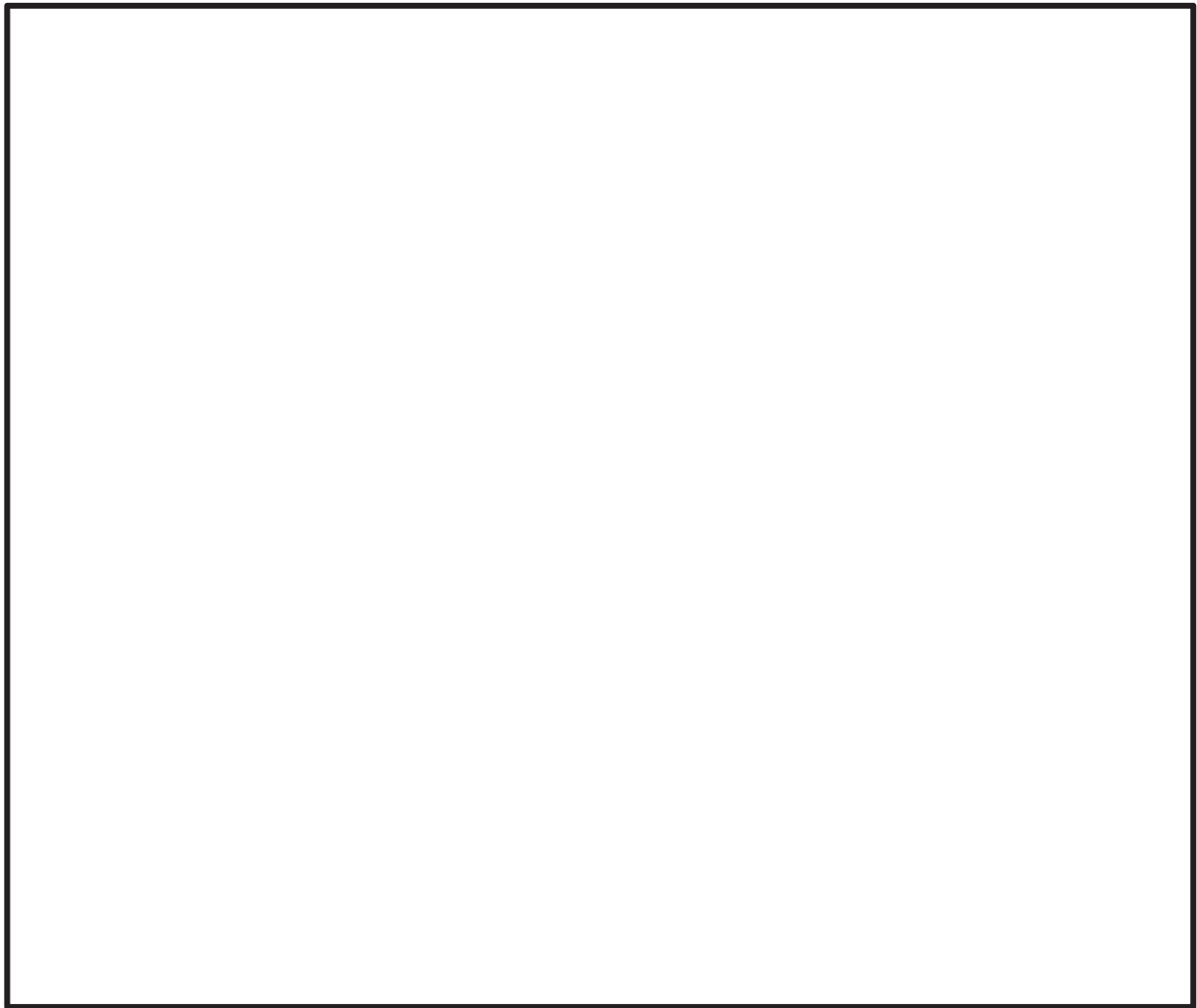


図 7-2 コリウムバッファー追設梁の位置および記号

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 7-3 断面形状及び断面特性 (1/2)

記号	材質	断面形状	断面積 A (mm ²)	断面二次 モーメント I _z (mm ⁴)	断面二次 モーメント I _y (mm ⁴)
a					
b					
c					
d					
e					
f					

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 7-3 断面形状及び断面特性 (2/2)

記号	材質	断面形状	断面積 A (mm ²)	断面二次 モーメント I _z (mm ⁴)	断面二次 モーメント I _y (mm ⁴)
g	[Redacted Content]				
h					
i					
j					
k					
m					

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

7.3 固有値解析結果

固有値解析の結果を表 7-4 に示す。また、図 7-3～図 7-5 に刺激係数の大きな振動モード図を方向毎に 3 つずつ示す。

表7-4 固有値解析結果

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 次	水平 (NS) 方向				
2 次	水平 (NS) 方向				
3 次	水平 (EW) 方向				
4 次	水平 (NS) 方向				
5 次	水平 (EW) 方向				
6 次	鉛直方向				
7 次	鉛直方向				
8 次	鉛直方向				
9 次	鉛直方向				
10 次	水平 (EW) 方向				
11 次	鉛直方向				
12 次	鉛直方向				
13 次	鉛直方向				
14 次	鉛直方向				
15 次	水平 (NS) 方向				
16 次	水平 (NS) 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				
22 次	鉛直方向				
23 次	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。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



図 7-3(a) 8 次固有周期 振動モード図 (鉛直方向卓越モード)



図 7-3(b) 12 次固有周期 振動モード図 (鉛直方向卓越モード)

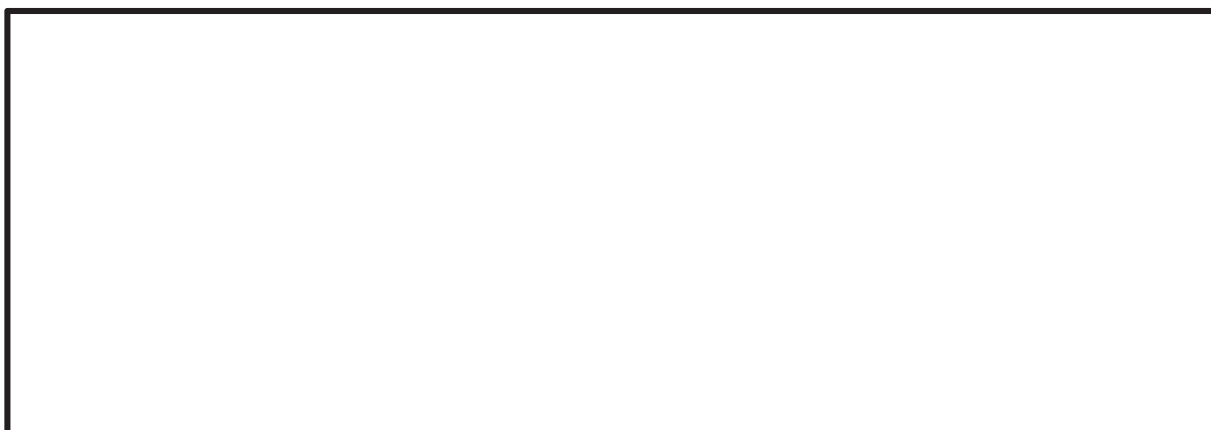


図 7-3(c) 13 次固有周期 振動モード図 (鉛直方向卓越モード)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



図 7-4(a) 15 次固有周期 振動モード図 (水平 (NS) 方向卓越モード)



図 7-4(b) 16 次固有周期 振動モード図 (水平 (NS) 方向卓越モード)



図 7-4(c) 17 次固有周期 振動モード図 (水平 (NS) 方向卓越モード)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。



図 7-5(a) 3 次固有周期 振動モード図 (水平 (EW) 方向卓越モード)



図 7-5(b) 5 次固有周期 振動モード図 (水平 (EW) 方向卓越モード)

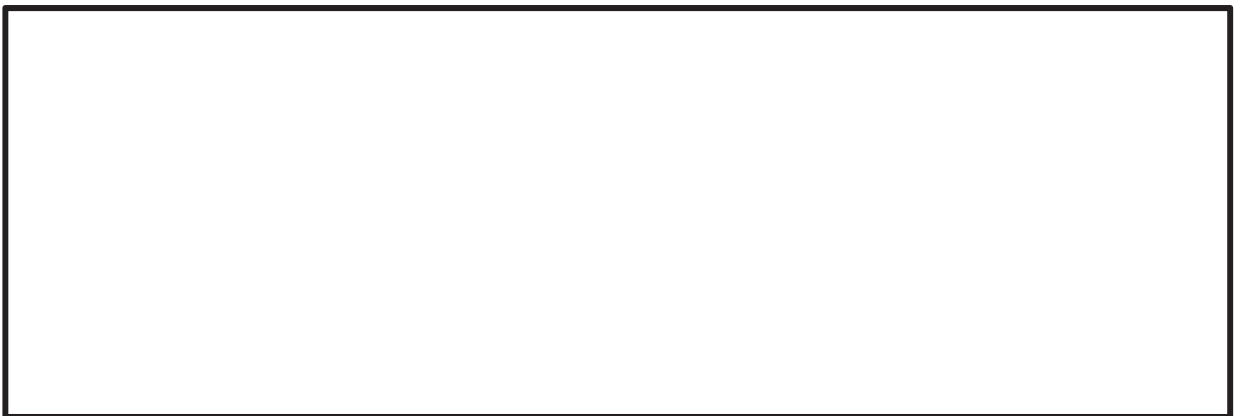


図 7-5(c) 10 次固有周期 振動モード図 (水平 (EW) 方向卓越モード)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

8. 旋回用レールの評価について

旋回用レールは図 8-1 及び図 8-2 に示す両端支持梁による評価モデルを用いて評価を実施している。

図 8-3 に示すように、旋回用レールは□ピッチで配置されるレールサポートにより支持され、レールクリップによりレールサポート上に固定されている。評価モデル上は、梁の長さをレールサポート 1 スパンあたりの旋回用レールの円弧長に設定している。また、両端の境界条件については、実際の構造を考慮すると両端固定相当と考えるが、レールに発生する曲げモーメントが大きくなるよう両端支持としている。さらに、評価モデルで考慮している断面形状は主要な断面形状（レール+補強型鋼）ではなく、断面係数が小さくなる断面形状（レール継ぎ目板+補強型鋼）を設定することでより保守的な評価としている。

なお、評価モデルは直線の梁としているが、実際は図 8-3 に示す通り、レールサポート 1 スパンあたり曲率半径による偏心が□ある。しかし、評価断面の幅□に対して偏心は小さく、偏心による影響は無視できると考える。

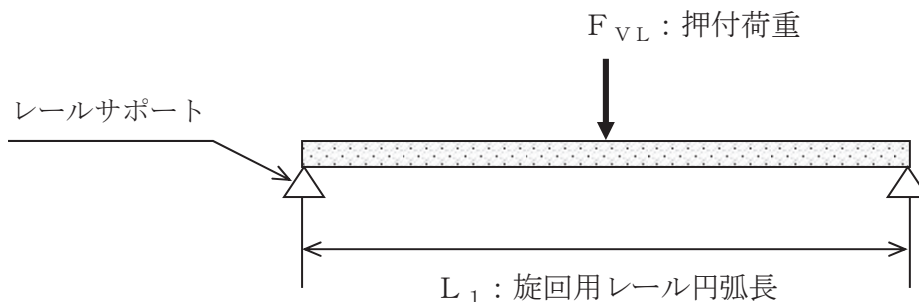
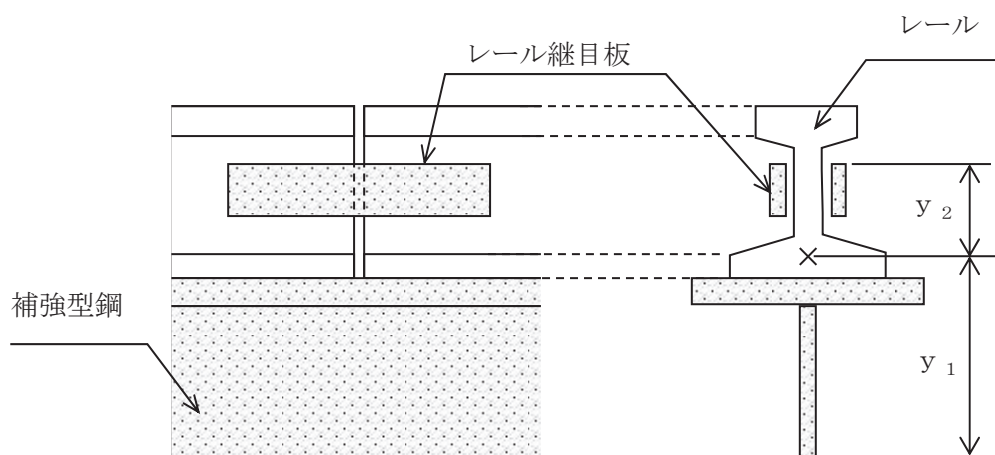


図 8-1 旋回用レール評価モデル



× : 図心

図 8-2 旋回用レール評価断面詳細

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

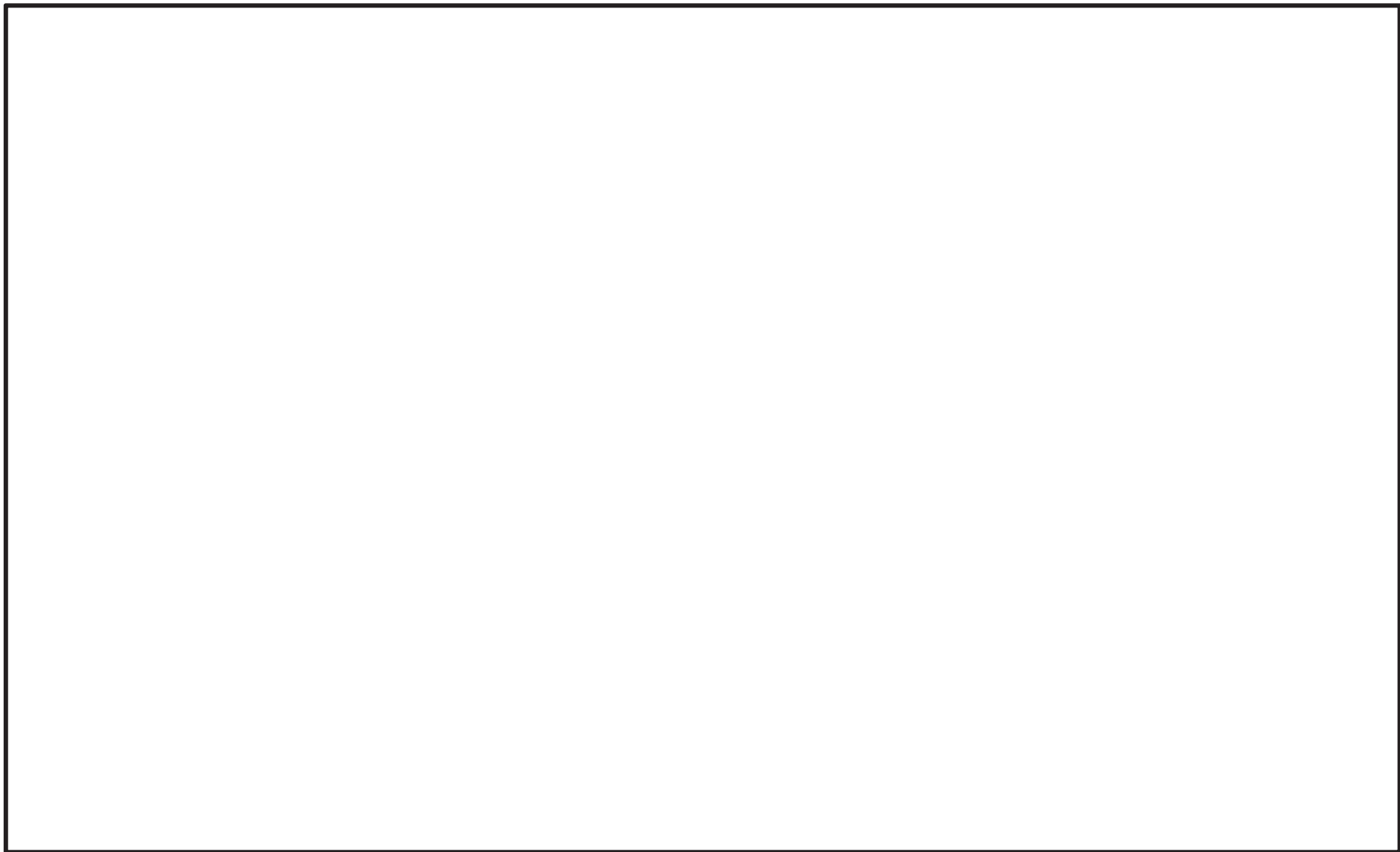


図 8-3 旋回用レール構造詳細

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

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-19-0600-38_改9

補足-600-38 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた
機器・配管系の耐震設計への反映事項について

目 次

1. はじめに	1
2. 機器・配管系の耐震設計に反映すべき事項の検討方針	1
3. 機器・配管系の地震後の設備点検	4
4. 機器・配管系の東北地方太平洋沖地震等（3.11/4.7地震）による地震応答解析評価	4
5. 機器・配管系の耐震設計への反映事項の検討	53
6. 機器・配管系の耐震設計に反映すべき事項の検討結果	56
7. 今回工認における耐震評価結果を踏まえた検討	57
8. まとめ	74

添付 1	地震後の設備健全性確認（特別な保全計画）の概要及び設備点検結果の概要
添付 2	3.11/4.7地震に対する疲労評価を実施する評価対象設備選定の考え方
添付 3	3.11/4.7地震シミュレーション解析に用いた建屋-大型機器連成地震応答解析のモデル設定及び解析結果
添付 4	地震後の設備健全性確認における疲労評価の方法
添付 5	3.11/4.7地震に対する疲労累積係数が今回工認耐震評価結果に比べ小さい結果となっている要因
添付 6	新たに基準地震動 S_s による評価が必要となる既設設備に対する 3.11/4.7地震による地震応答解析評価
添付 7	基準地震動 S_s と 3.11/4.7地震との関係

1. はじめに

本資料では、2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震及びその余震である2011年4月7日の宮城県沖の地震（以下「東北地方太平洋沖地震等」又は「3.11/4.7地震」という。）の影響を踏まえた女川2号機の機器・配管系の耐震設計に反映すべき事項について、検討を実施した。なお、本検討は、3.11/4.7地震当時の規制基準に基づき実施した地震後の設備健全性確認の設備点検結果及び地震応答解析結果を踏まえたものである。

今回工認では、2013年に制定された新規規制基準に伴い、基準地震動 S_s での耐震評価が必要となる設備が追加されたため、これらの設備（3.11/4.7地震後に取替を実施する設備を除く）についても、地震後の設備健全性評価と同様、3.11/4.7地震に対する地震応答解析結果を踏まえた検討を追加し、機器・配管系の耐震設計への反映事項を整理した（5項）。

2. 機器・配管系の耐震設計に反映すべき事項の検討方針

3.11/4.7地震の影響を踏まえた女川2号機の機器・配管系の耐震設計に反映すべき事項は、「実用発電用原子炉の設置、運転等に関する規則」（以下「実用炉規則」という。）に基づき実施した地震後の設備健全性確認*（特別な保全計画）における設備点検結果及び地震応答解析結果（地震観測記録に基づく建屋シミュレーションモデルを反映）を考慮するとともに、機器・配管系が設置される建物・構築物の地震影響を踏まえ、検討する。

機器・配管系の耐震設計へ反映が必要となるのは、施設が地震影響によって損傷（変形、割れなど）し、補修、取替等が困難で、その状態のまま再使用する場合であって、その損傷が地震応答解析及び構造強度評価に影響を与える場合である。

機器・配管系の耐震設計への反映事項の検討概要を図2-1に、建物・構築物及び土木構造物を含む耐震設計への反映事項の判断フローを図2-2に示す。

耐震設計への反映事項の判断に当たっては、まず、全ての保全施設を対象とし、施設分類ごとの損傷形態に応じた点検方法を選定し、施設点検（一部施設の地震応答解析を含む）を実施する。次に、施設点検結果において耐震Sクラス施設（耐震Sクラス設備の間接支持機能を有する施設等を含む）に地震による異常がある場合は、耐震設計への影響を検討するとともに、他施設の耐震設計への反映の要否を検討する。施設点検結果に異常がない場合や、異常があった施設が耐震Sクラス施設（耐震Sクラス設備の間接支持機能を有する施設等を含む）に該当せず取替・補修等による原形復旧を行う場合は、耐震設計への反映事項はないものと判断する。なお、地震による異常がない場合でも、建屋の地震観測記録がある場合は、耐震設計への影響の有無を検討する。

次項以降に設備点検及び地震応答解析に係る検討詳細を示す。

注記*：実用炉規則に基づき実施した地震後の設備健全性確認の結果は、発電所における保安検査等にて確認するとの見解が示されている（第68回原子力発電所の新規規制基準適合性に係る審査会合、平成26年1月16日）

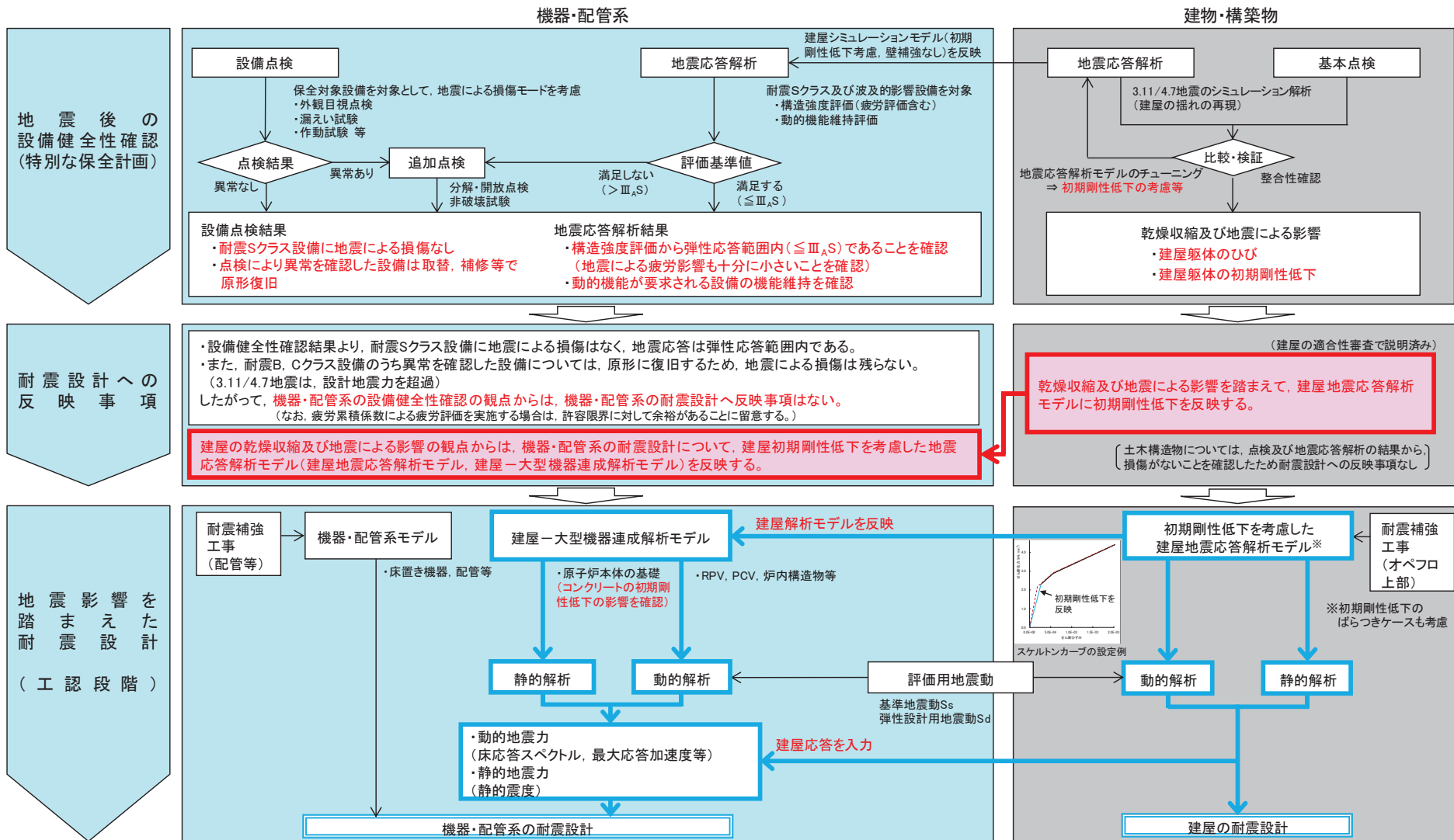


図 2-1 機器・配管系の耐震設計への反映事項の検討概要図

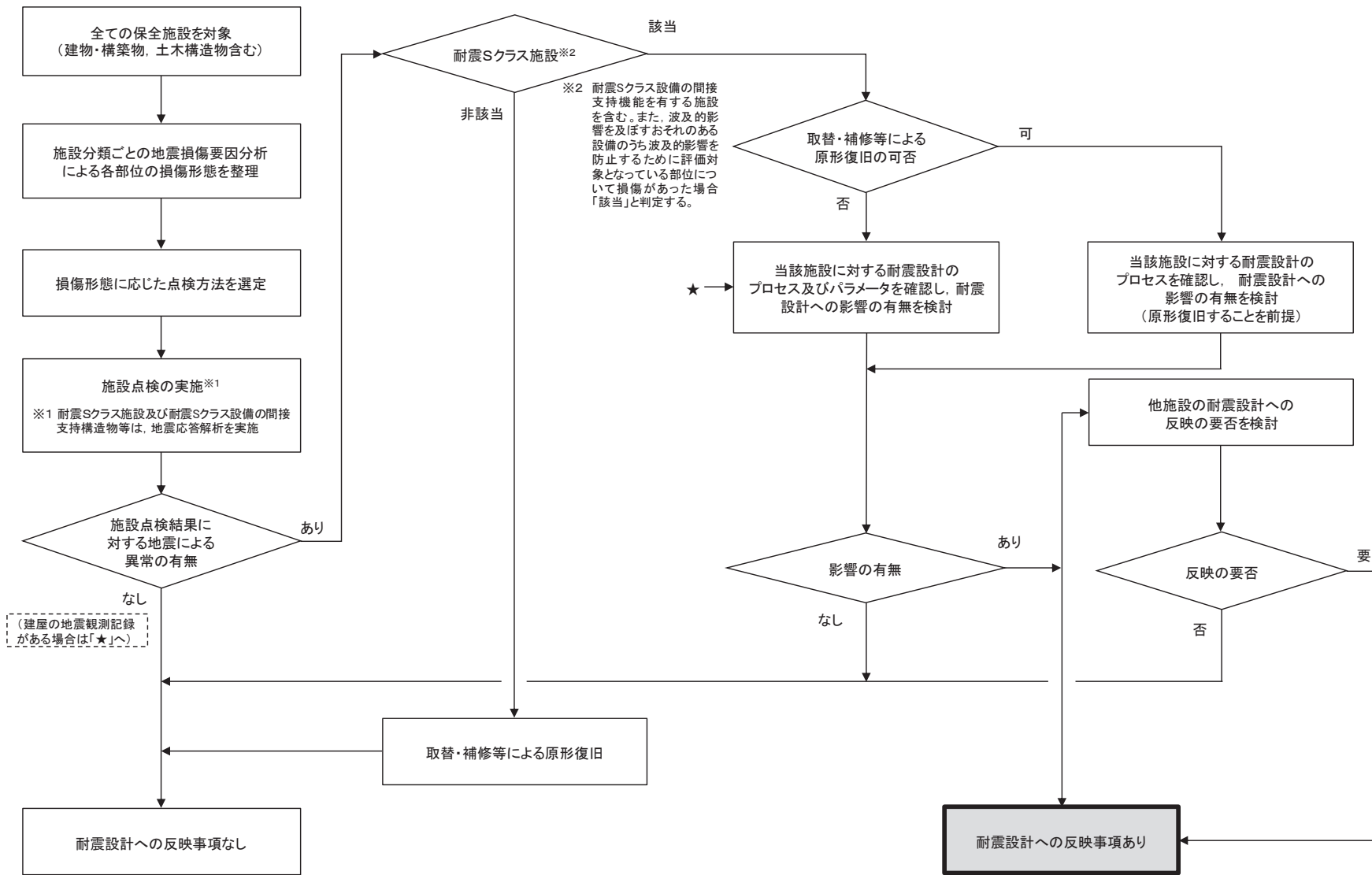


図 2-2 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた耐震設計への反映事項の判断フロー（建物・構築物，土木構造物含む）

3. 機器・配管系の地震後の設備点検

地震後の設備健全性確認（特別な保全計画）の概要及び設備点検結果の概要を添付 1 に示す。

これまで実施した機器・配管系の地震後の設備健全性確認において、耐震 S クラス設備に損傷はなく、プラントの安全性に影響を与える所見はないことを確認した。

設備点検において異常を確認した耐震 B, C クラス設備については、いずれも原子炉安全を阻害する可能性はなく、取替、補修、手入れにより原形に復旧している。

また、耐震 B, C クラスの異常により、耐震 S クラス設備への波及的影響がないことを確認した。

4. 機器・配管系の東北地方太平洋沖地震等（3.11/4.7 地震）による地震応答解析評価

地震応答解析による評価を実施する機器・配管系の評価対象設備の考え方及び評価方法を以下に示す。

(1) 評価対象選定の考え方

評価対象設備は、既工認記載の耐震 S クラス設備、耐震 B, C クラス設備のうち波及的影響設備（燃料交換機、原子炉建屋クレーン、原子炉しゃへい壁）とする。評価対象設備のうち、同一の設備が複数存在するポンプ等は、据付床の床応答を考慮して、厳しい条件の設備を選定する。また、配管等は、系統ごとに設計時又は「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」の改訂に伴う耐震安全性評価（以下「既往の評価」という。）における余裕度の小さい設備を選定する。

評価部位は、設計時又は既往の評価における余裕度（＝許容応力／発生応力）の最も小さい部位を代表部位とする（代表部位以外についても評価する場合もある。）。

地震の継続時間が比較的長かったことを考慮して、3.11/4.7 地震に対する配管及び機器の疲労評価（疲労累積係数）を実施する。配管の耐震評価における疲労評価は、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984」の考え方に基づき、地震影響（慣性力及び建屋間相対変位）及び運転時の熱影響の観点から疲労累積係数を算出している。これを踏まえ、疲労評価の評価対象配管は既往の評価で地震影響（慣性力）による疲労累積係数が最大の配管（残留熱除去系配管）、既往の評価で運転時の熱影響による疲労累積係数が最大の配管（復水給水系配管）に加えて建屋間相対変位が大きい海水ポンプ室に設置された渡り配管のうち既往の評価で地震影響（建屋間相対変位）による算出応力（一次＋二次応力）が最大の配管（原子炉補機冷却水海水系配管）を評価対象として選定する。また、疲労評価の評価対象機器は、既工認の評価で地震影響（慣性力）及び運転時の熱影響による疲労累積係数の合算が最大の給水ノズルを評価対象として選定する。なお、3.11/4.7 地震に対する疲労評価を実施する評価対象設備選定の考え方を添付 2 に示す。

地震時に動的機能が要求される動的機器（ポンプ、弁等）を選定し、動的機能維持評価を実施する。

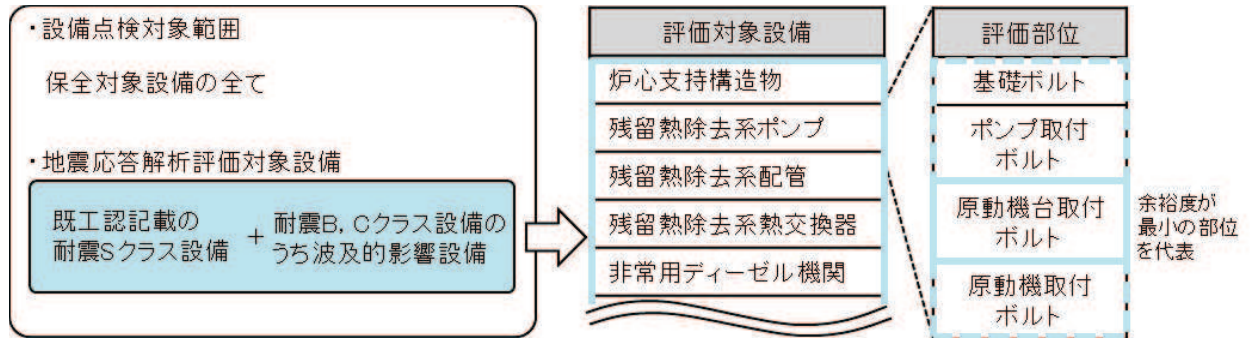


図 4-1 評価対象選定の考え方の概要図

(2) 評価方法

a. 地震応答解析に用いる建屋応答

地震応答解析は、地震観測記録との整合性を確認した建屋シミュレーション解析モデル（初期剛性低下等を反映）を用いることを基本とし、建屋内に設置された地震計による観測記録も考慮する。

なお、床応答スペクトルは、シミュレーション解析による建屋応答及び地震観測記録を反映しているため、拡幅は行わない。

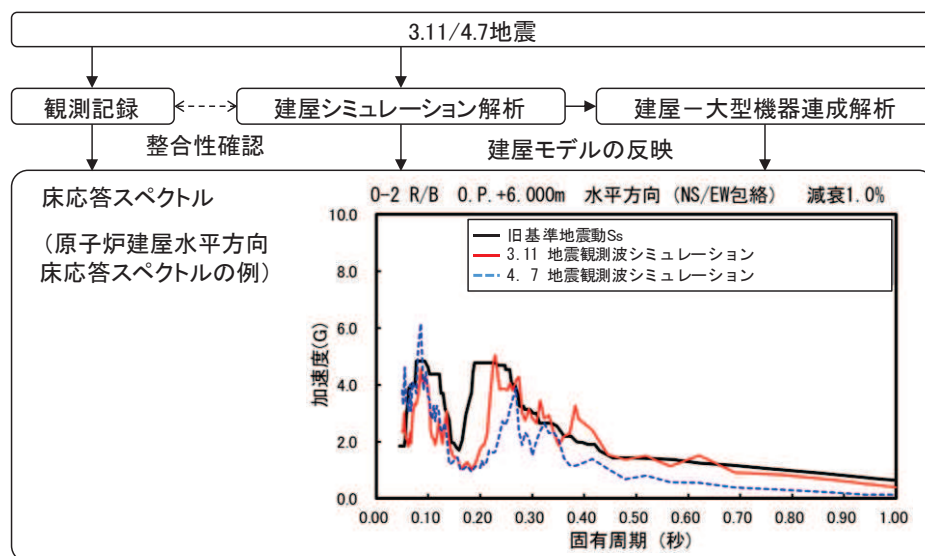


図 4-2 地震応答解析に用いる建屋応答の例

b. 建屋-大型機器連成地震応答解析のモデル設定及び入力地震動

建屋-大型機器連成地震応答解析においては、原子炉建屋、原子炉圧力容器、原子炉格納容器、原子炉しゃへい壁、原子炉本体の基礎等を連成させた大型機器系モデル及び原子炉建屋、炉心、原子炉圧力容器、原子炉内部構造物等を連成させた炉内構造物系モデルによる地震応答を用いる。なお、シミュレーション解析に用いる建屋-大型機器連成地震応答解析モデルは、建設時の地震応答解析モデルをベースとして、補足説明資料「補足-620-1 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について」に示す建屋シミュレーション解析結果及び3.11/4.7地震時のプラント状況（温度）を反映しており、今回工認の地震応答解析モデルとは設定が異なる部分がある。

また、入力地震動としては、原子炉建屋の基礎版上で得られた地震観測記録から算定した基礎版底面レベルの地震動を図4-3のとおり入力している（補足説明資料「補足-620-1 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について」参照）。

今回工認及びシミュレーション解析に用いた大型機器系の地震応答解析モデルを図4-4、図4-5に、炉内構造物系の地震応答解析モデルを図4-6、図4-7に示す。また、今回工認とシミュレーション解析における建屋-大型機器連成地震応答解析モデルの相違点を表4-1及び表4-2に示す。また、既工認モデル及び3.11/4.7地震時の炉水温度、縦弾性係数及び炉水密度を表4-3に示す。3.11/4.7地震時の縦弾性係数及び炉水密度は、通常運転時に対して差があるが、停止時とほぼ同等であるため、3.11/4.7地震の地震応答解析における解析条件としては、停止時の値を適用している。

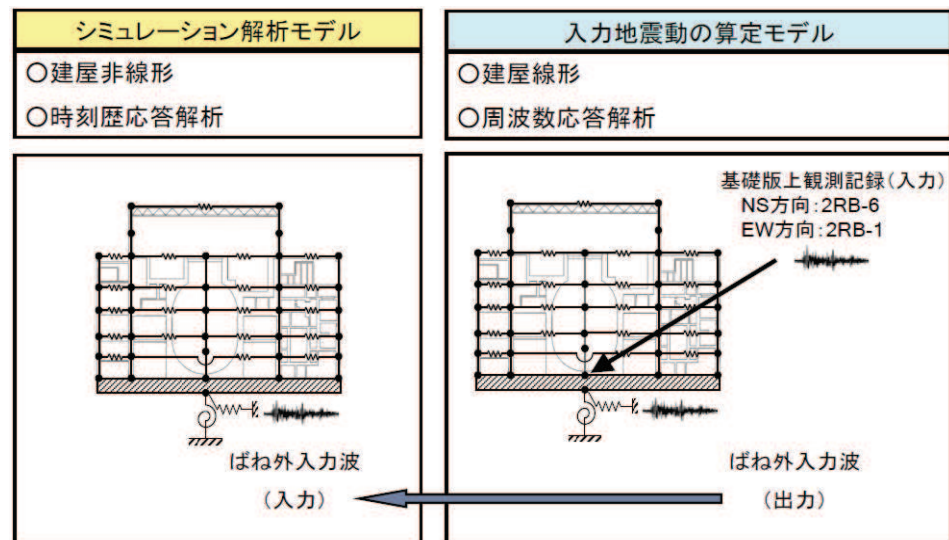


図4-3 入力地震動の算出概念図

(第475回審査会合(2017年6月15日)資料1-4抜粋)

K ₁	原子炉格納容器シヤラグ
K ₂	原子炉格納容器スタビライザ
K ₃	原子炉圧力容器スタビライザ
K ₄	燃料交換ベローズ
K ₅	所員用エアロック
K ₆	ベント管

記号	内容
●	質点
	はり
— — —	水平ばね
⊙	回転ばね

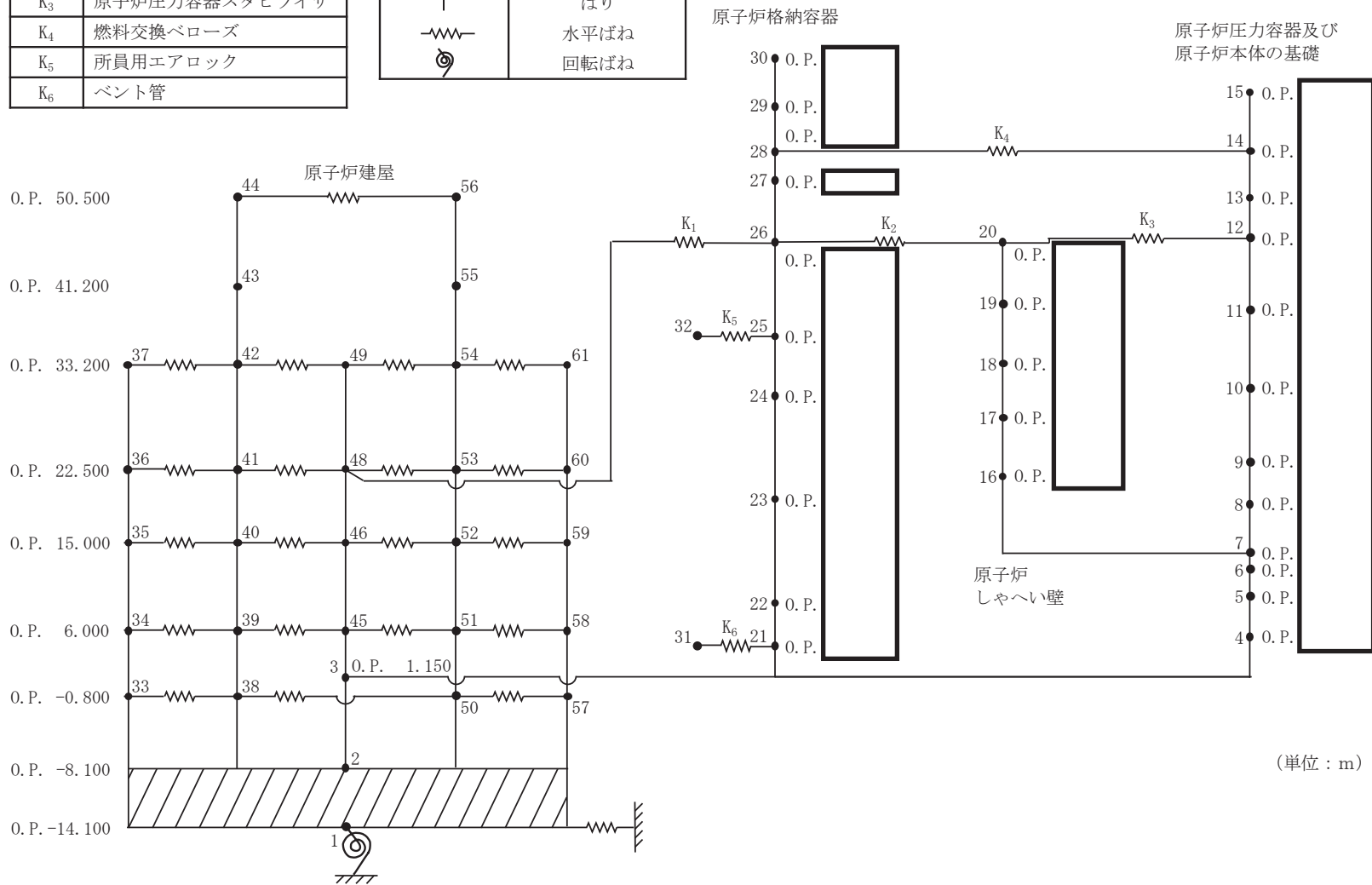


図 4-4 今回工認における大型機器系地震応答解析モデル(1/3) (NS 方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

K ₁	原子炉格納容器シヤラグ
K ₂	原子炉格納容器スタビライザ
K ₃	原子炉圧力容器スタビライザ
K ₄	燃料交換ベローズ
K ₅	所員用エアロック
K ₆	ベント管

記号	内容
●	質点
	はり
— — —	水平ばね
○ ↺	回転ばね

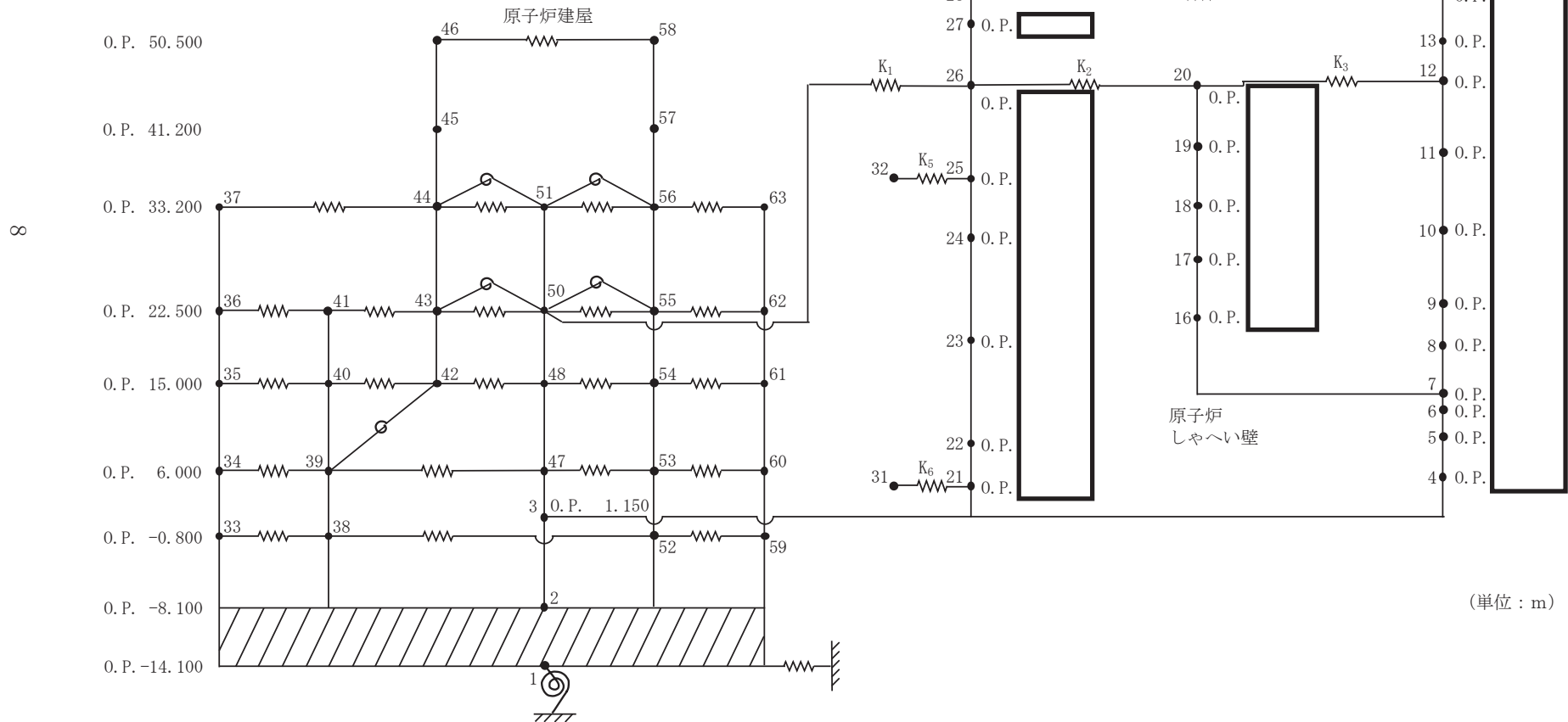


図 4-4 今回工認における大型機器系地震応答解析モデル(2/3) (EW 方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

K_{θ}	トラス端部回転拘束ばね
--------------	-------------

記号	内容
●	質点
—	軸ばね (構造物)
—	はり (屋根トラス部)
⊗	回転ばね
⊕	鉛直ばね (地盤)

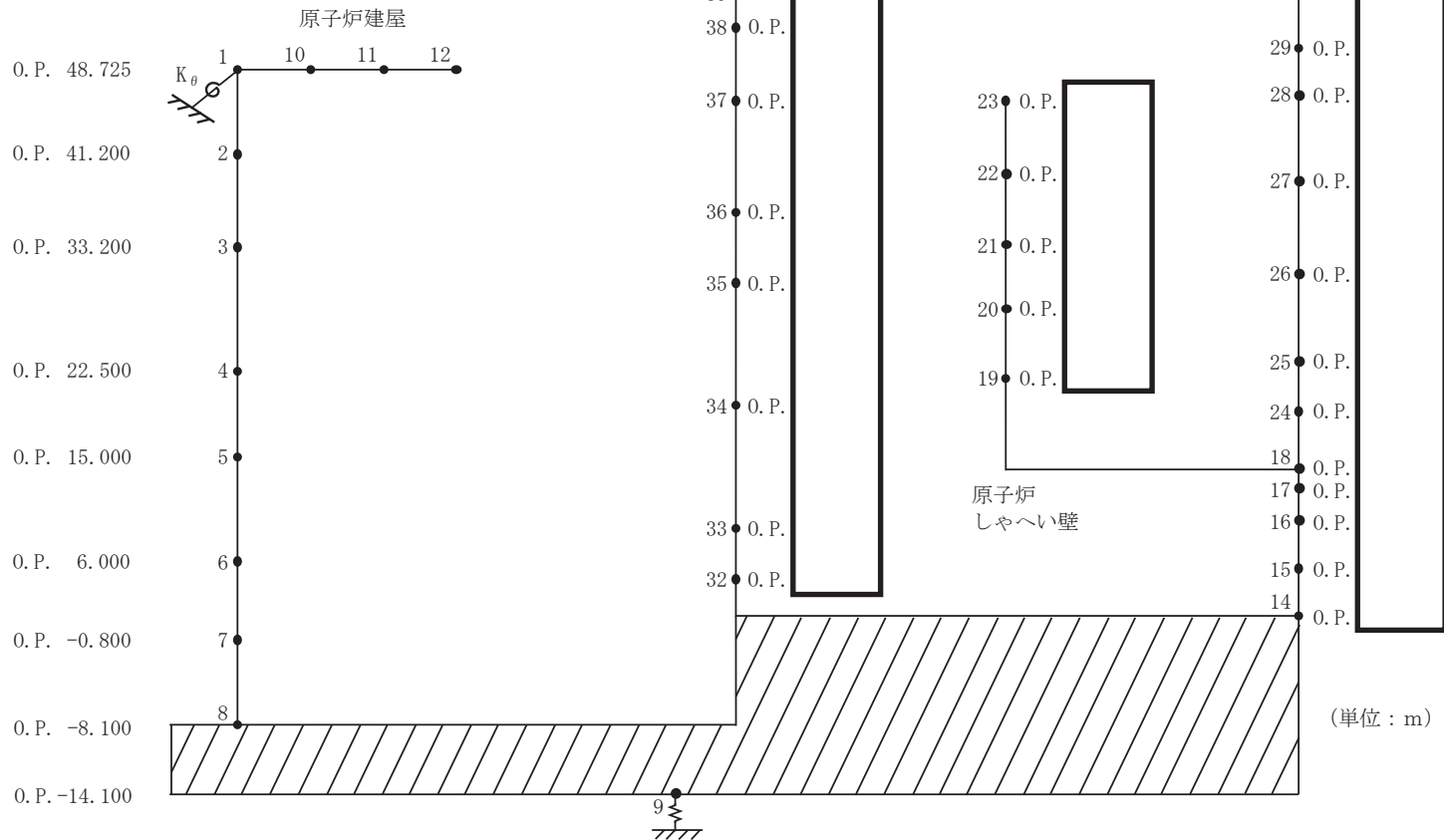


図 4-4 今回工認における大型機器系地震応答解析モデル(3/3) (鉛直方向 : 今回工認)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

K ₁	原子炉格納容器シヤラグ
K ₂	原子炉格納容器スタビライザ
K ₃	原子炉压力容器スタビライザ
K ₄	燃料交換ベローズ
K ₅	所員用エアロック
K ₆	ベント管

記号	内容
●	質点
	はり
— —	水平ばね
⊙	回転ばね

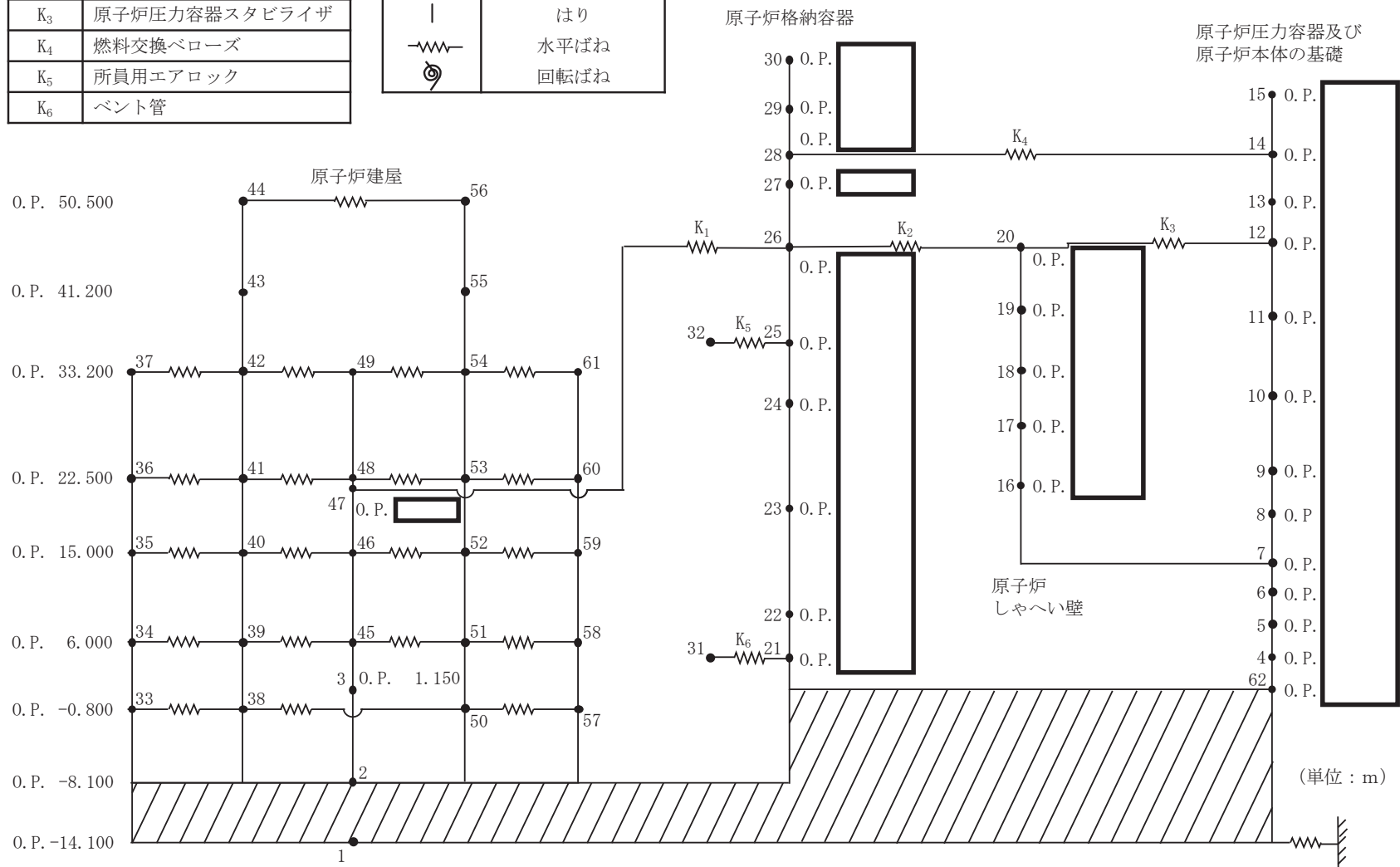


図 4-5 シミュレーション解析における大型機器系地震応答解析モデル(1/3) (NS 方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

K ₁	原子炉格納容器シヤラグ
K ₂	原子炉格納容器スタビライザ
K ₃	原子炉圧力容器スタビライザ
K ₄	燃料交換ベローズ
K ₅	所員用エアロック
K ₆	ベント管

記号	内容
●	質点
	はり
— — —	水平ばね
○ ↺	回転ばね

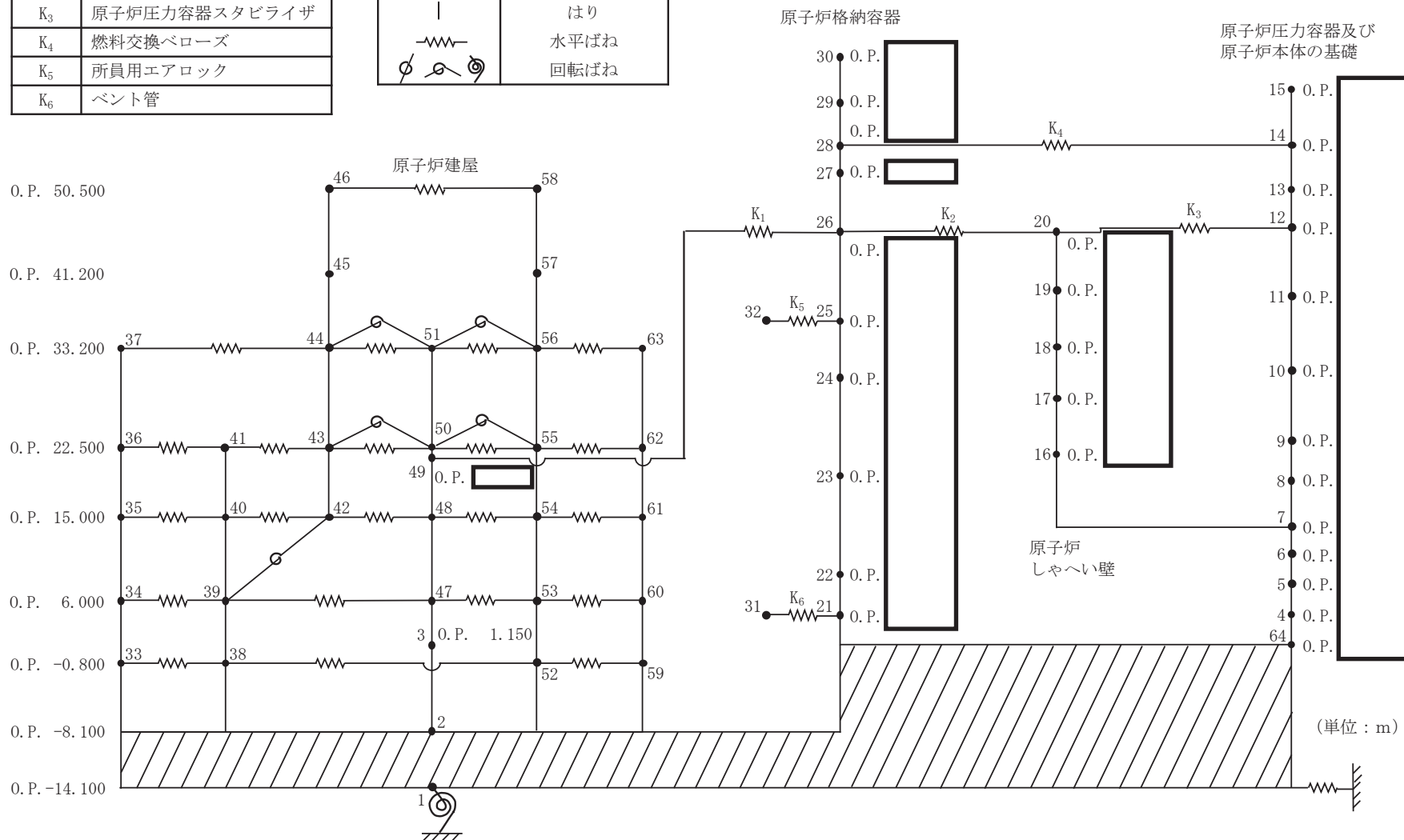


図 4-5 シミュレーション解析における大型機器系地震応答解析モデル(2/3) (EW 方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

K_θ	トラス端部回転拘束ばね
●	質点
—	軸ばね (構造物)
—	はり (屋根トラス部)
	回転ばね
	鉛直ばね (地盤)

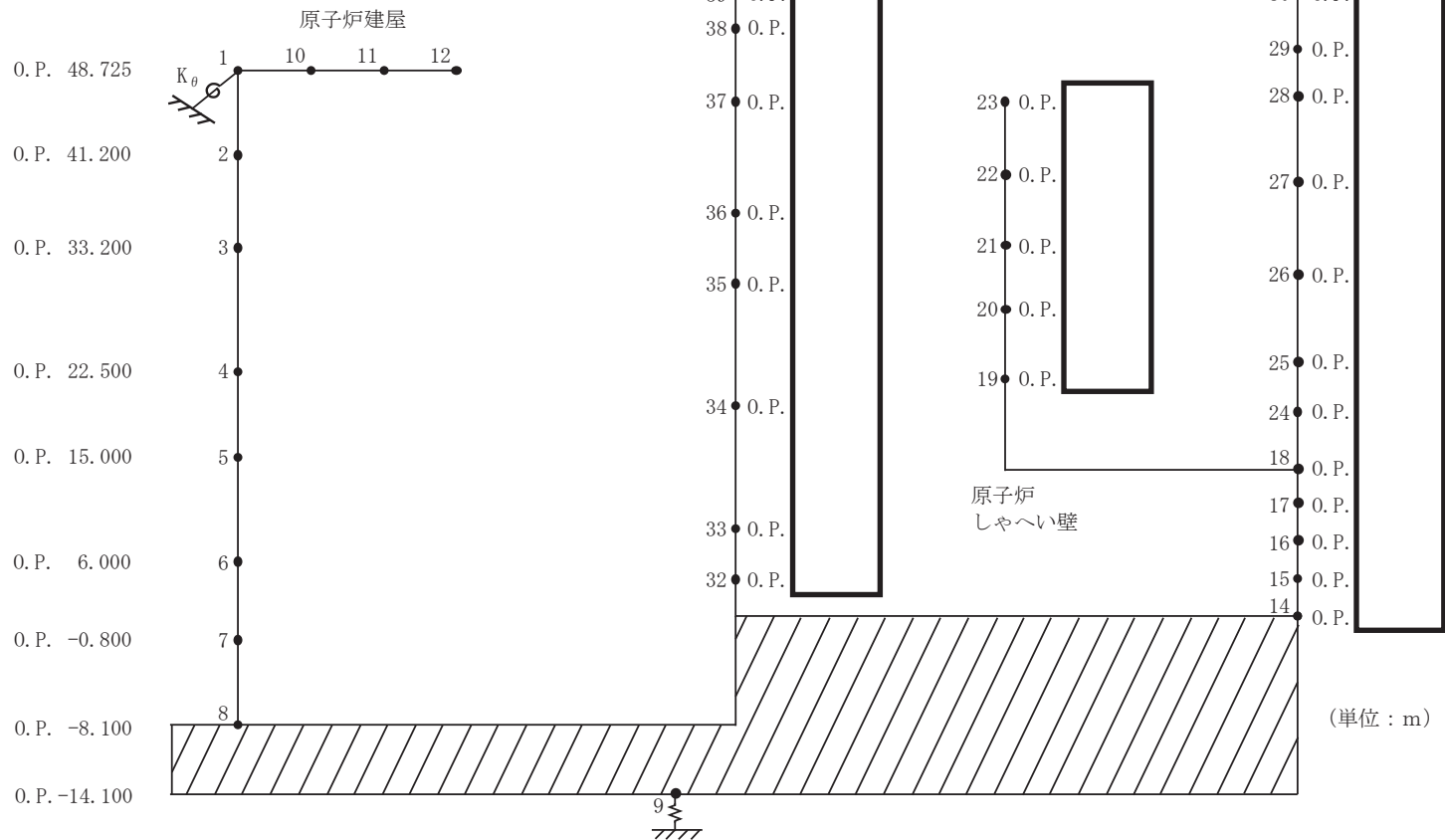


図 4-5 シミュレーション解析における大型機器系地震応答解析モデル(3/3) (鉛直方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

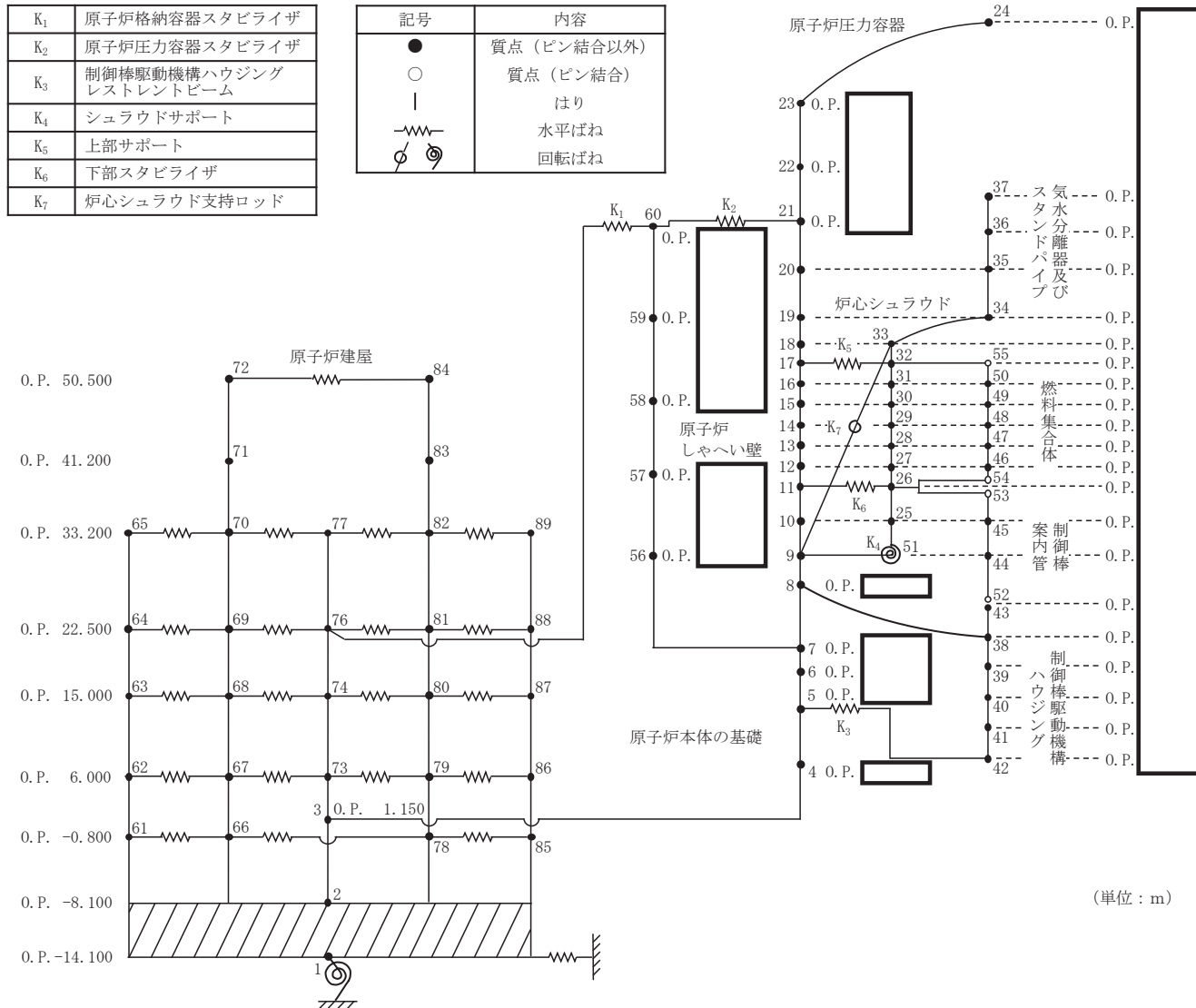


図 4-6 今回工認における炉内構造物系地震応答解析モデル(1/3) (NS 方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

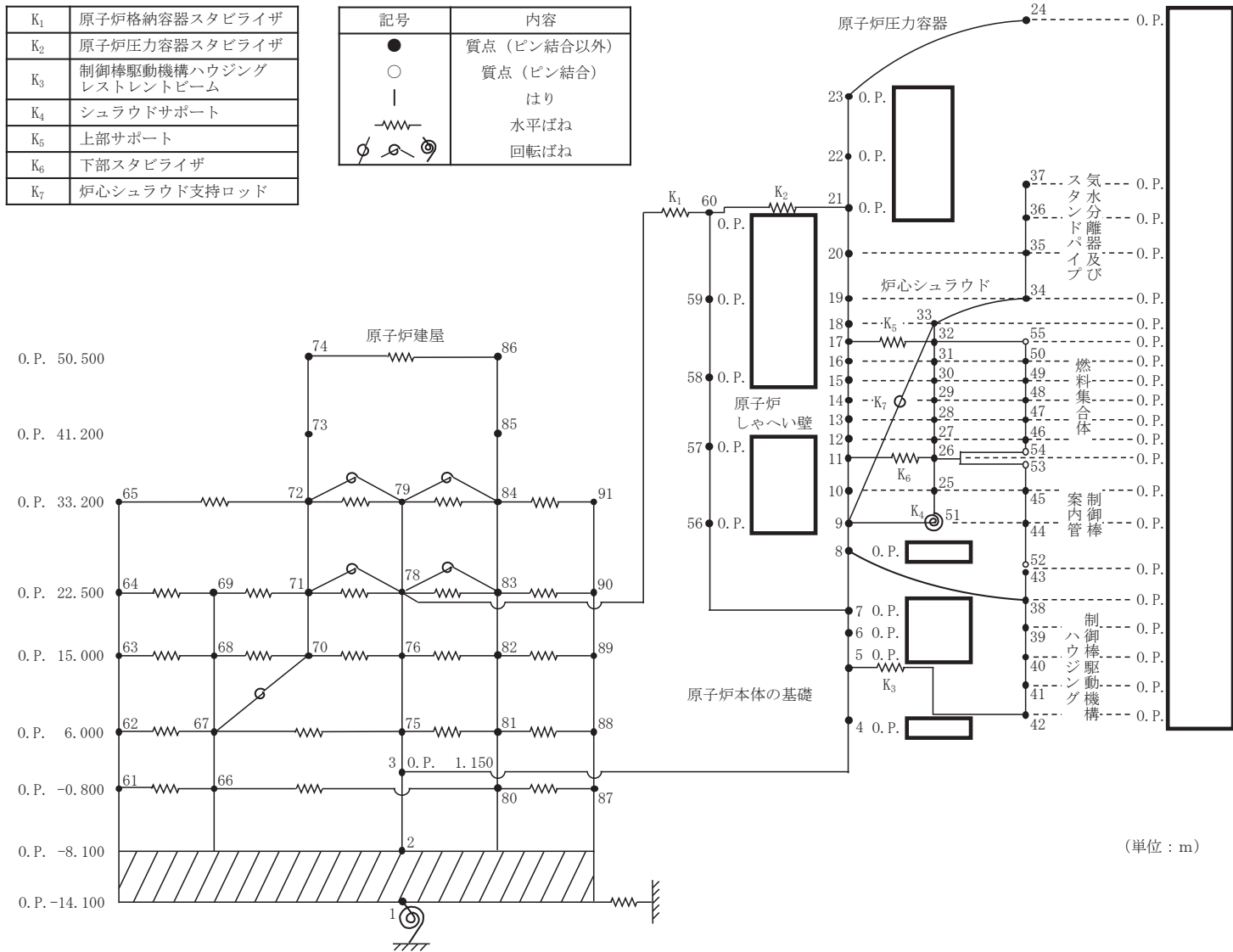


図 4-6 今回工認における炉内構造物系地震応答解析モデル (2/3) (EW 方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

K_{θ}	トラス端部回転拘束ばね
記号	内容
●	質点
	軸ばね (構造物)
—	はり (屋根トラス部)
	回転ばね
	鉛直ばね (地盤)

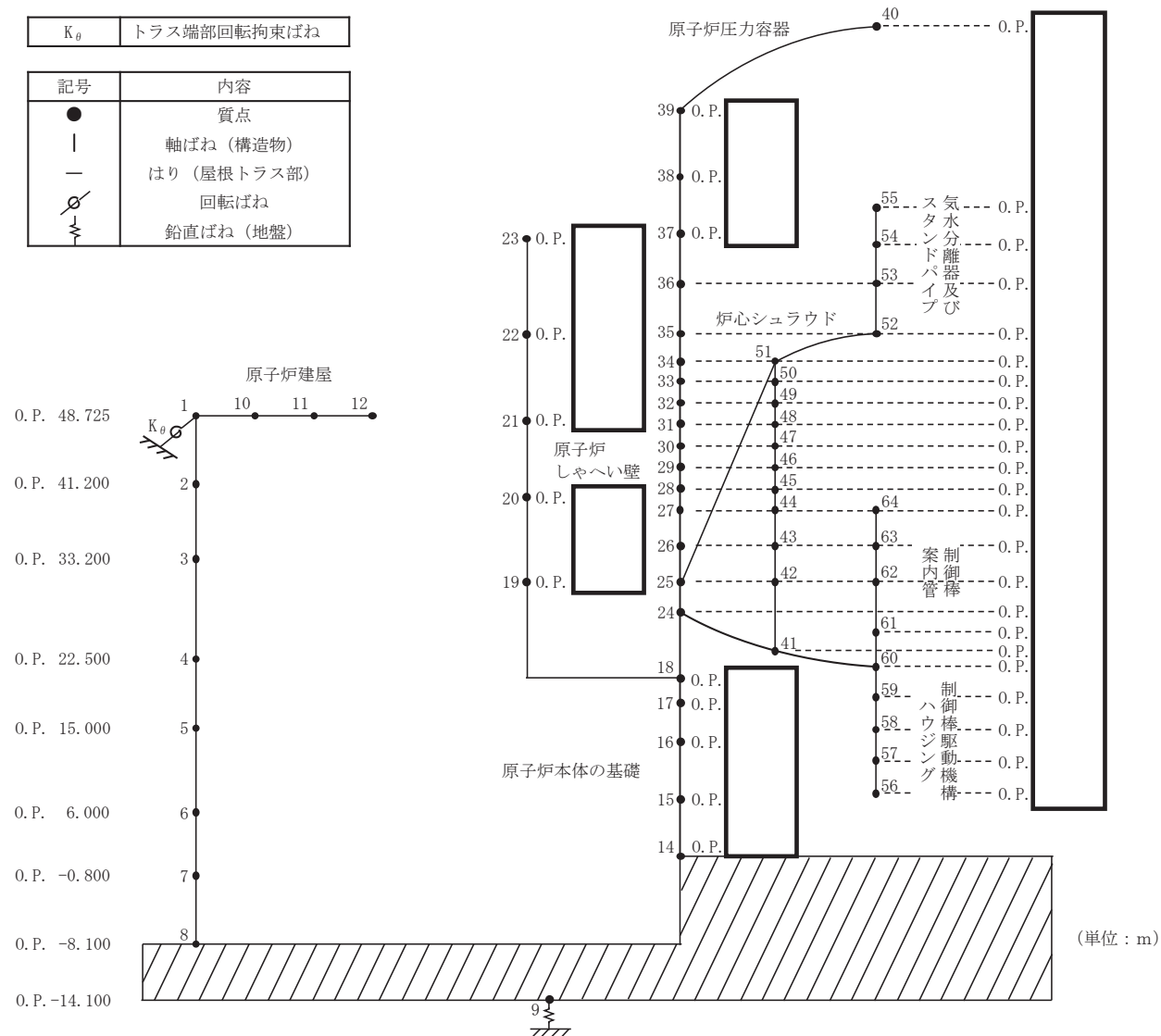


図 4-6 今回工認における炉内構造物系地震応答解析モデル(3/3) (鉛直方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

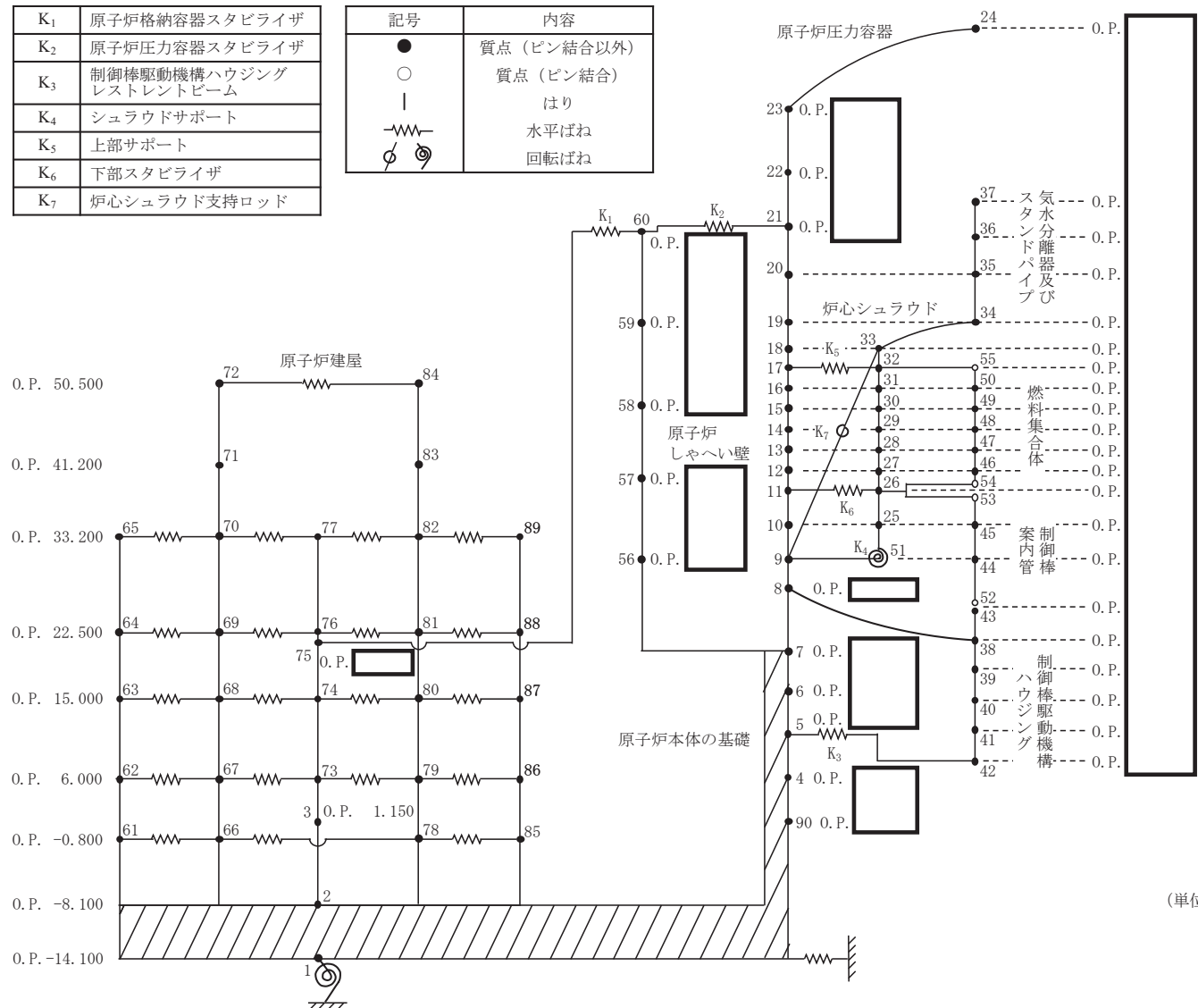


図 4-7 シミュレーション解析における炉内構造物系地震応答解析モデル(1/3) (NS 方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

K ₁	原子炉格納容器スタビライザ
K ₂	原子炉圧力容器スタビライザ
K ₃	制御棒駆動機構ハウジングレストレイントビーム
K ₄	シュラウドサポート
K ₅	上部サポート
K ₆	下部スタビライザ
K ₇	炉心シュラウド支持ロッド

記号	内容
●	質点 (ピン結合以外)
○	質点 (ピン結合)
	はり
— — —	水平ばね
⊕ ⊖ ⊗	回転ばね

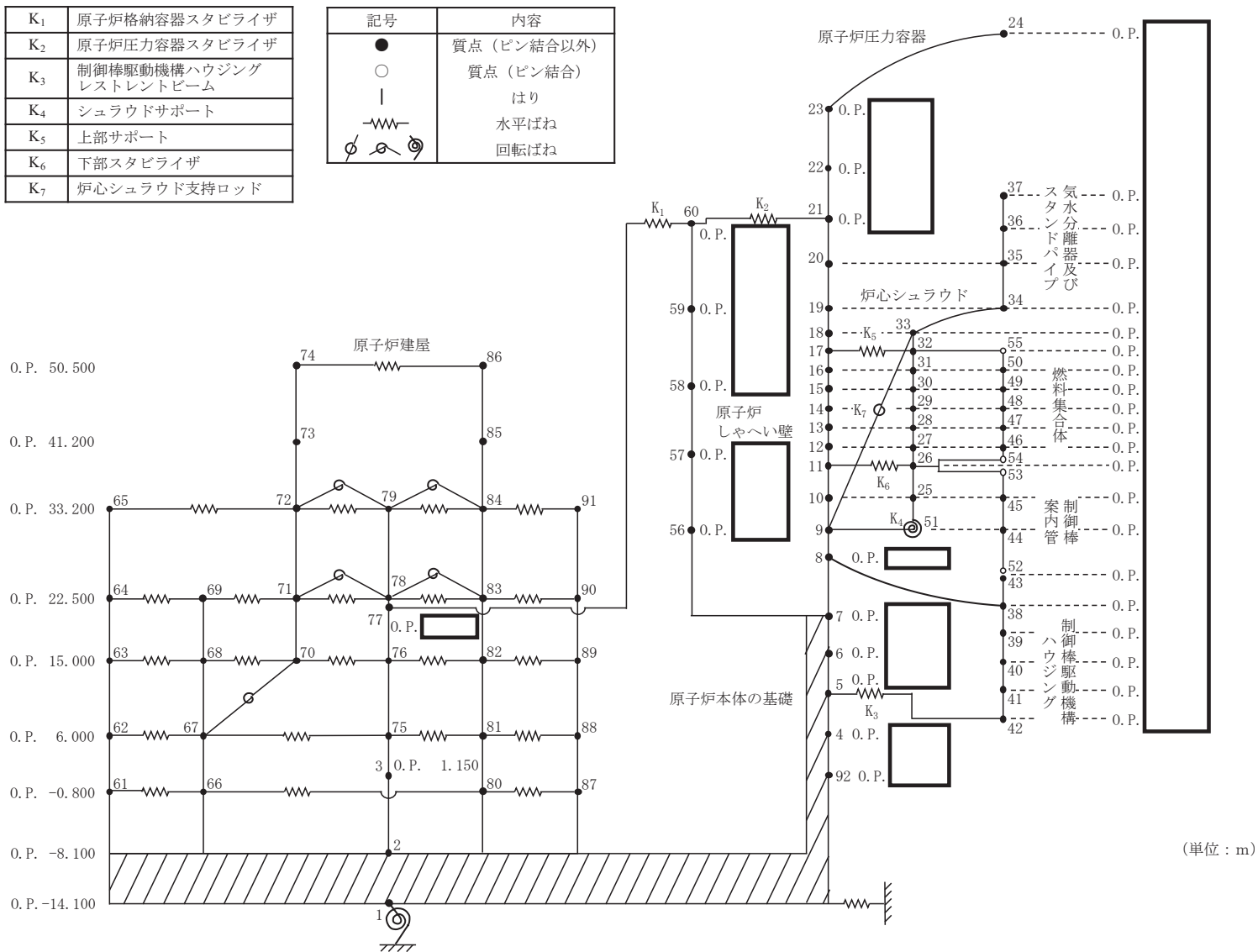


図 4-7 シミュレーション解析における炉内構造物系地震応答解析モデル(2/3) (EW 方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

K_{θ}	トラス端部回転拘束ばね
●	質点
	軸ばね (構造物)
—	はり (屋根トラス部)
⊗	回転ばね
⊕	鉛直ばね (地盤)

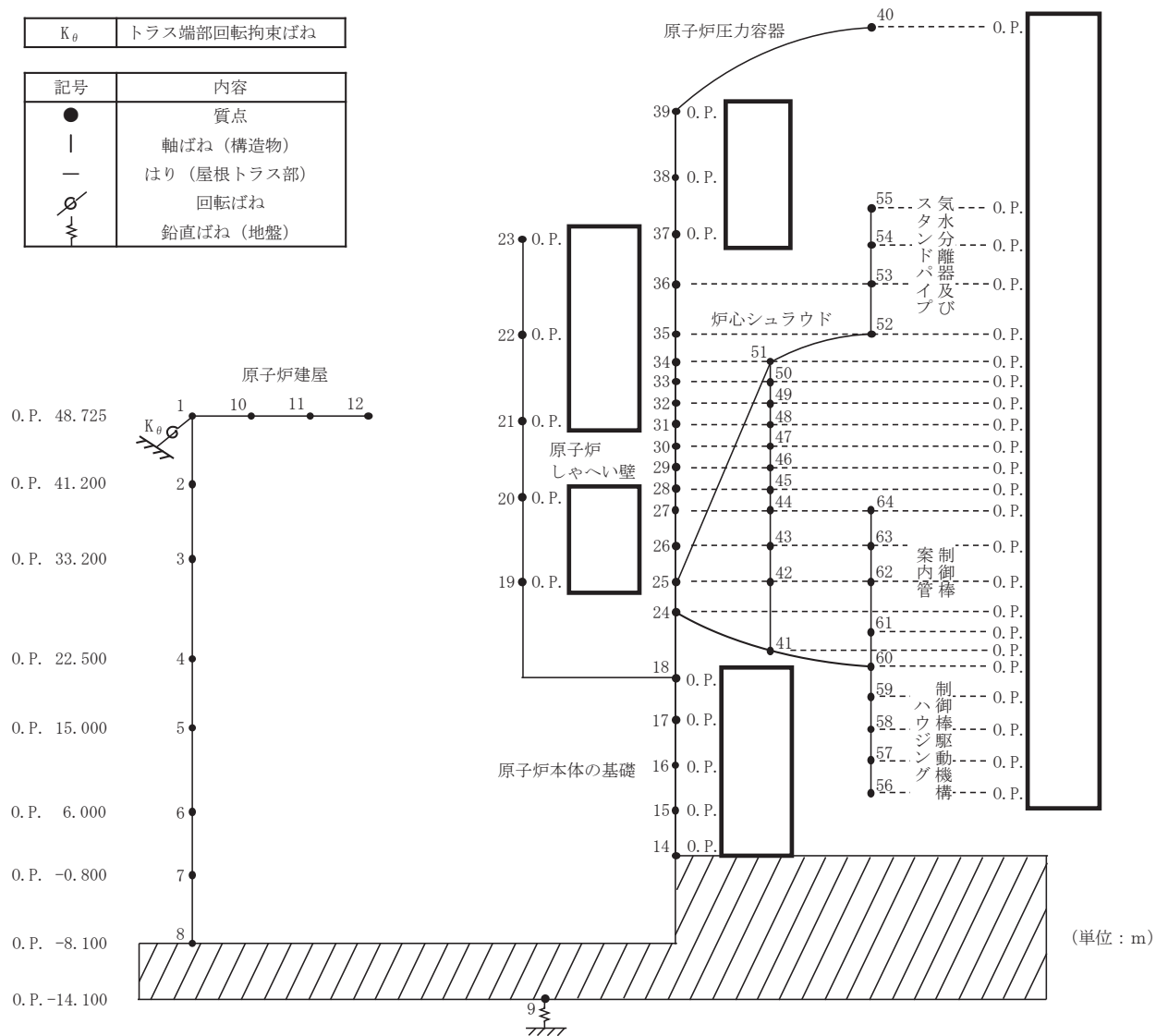


図 4-7 シミュレーション解析における炉内構造物系地震応答解析モデル (3/3) (鉛直方向)

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 4-1 今回工認及びシミュレーション解析における建屋-大型機器連成地震応答解析モデルの比較（大型機器系モデル）

No.	項目	今回工認	シミュレーション解析	備考
1	RPV ペDESTALの復元力特性* ¹	非線形	線形	シミュレーション解析は、建設時の地震応答解析モデルを踏襲
2	RPV ペDESTALの質点位置* ¹	実機の構造特徴を考慮して設定 (NS 方向：3, 4, 5, 6, 7) (EW 方向：3, 4, 5, 6, 7)	均等に分割 (NS 方向：62, 4, 5, 6, 7) (EW 方向：64, 4, 5, 6, 7)	シミュレーション解析は、建設時の地震応答解析モデルを踏襲
3	RPV ペDESTAL下端の原子炉建屋側との接続位置* ²	原子炉建屋（1次しゃへい壁）に接続 (NS 方向：3) (EW 方向：3)	原子炉建屋基礎版に接続 (NS 方向：62, 2) (EW 方向：64, 2)	シミュレーション解析は、建設時の地震応答解析モデルを踏襲
4	原子炉格納容器の原子炉建屋側との接続位置* ²	原子炉格納容器（シヤラグ）の高さに近い位置する原子炉建屋側の視点に接続 (NS 方向：26, 48) (EW 方向：26, 59)	原子炉格納容器（シヤラグ）の高さに相当する位置に接点（質量なし）を設けて接続 (NS 方向：26, 47) (NS 方向：26, 49)	シミュレーション解析は、建設時の地震応答解析モデルを踏襲
5	建屋初期剛性低下	考慮	考慮	乾燥収縮及び地震によるコンクリートのひび割れを考慮
6	建屋補強	考慮	未実施（地震時の状態）	地震発生時は補強を未実施のため、シミュレーション解析では考慮しない
7	建屋コンクリートの減衰定数の減衰定数	5%	7%* ³	建屋減衰 7%を採用することで観測記録と整合することを確認
8	炉水温度	通常運転状態を考慮	地震時の状態（3.11 は原子炉起動直後, 4.7 は原子炉停止中）を踏まえ、「停止時」の炉水温度を適用	地震発生時は未臨界のため温度が十分低い

注記*1:「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」参照。

*2:「補足-600-8-2 建屋-機器連成解析における解析モデルの設定に係る補足説明資料」参照。

*3:「補足-620-1 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について」参照。

表 4-2 今回工認及びシミュレーション解析における建屋-大型機器連成地震応答解析モデルの比較（炉内構造物系モデル）

No.	項目	今回工認	シミュレーション解析	備考
1	RPV ペDESTALの復元力特性*1	非線形	線形	シミュレーション解析は、建設時の地震応答解析モデルを踏襲
2	RPV ペDESTALの質点位置*1	実機の構造特徴を考慮して設定 (NS 方向：3, 4, 5, 6, 7) (EW 方向：3, 4, 5, 6, 7)	均等に分割 (NS 方向：90, 4, 5, 6, 7) (EW 方向：92, 4, 5, 6, 7)	シミュレーション解析は、建設時の地震応答解析モデルを踏襲
3	RPV ペDESTAL下端の原子炉建屋側との接続位置*2	原子炉建屋（1次しゃへい壁）に接続 (NS 方向：3) (EW 方向：3)	原子炉建屋基礎版に接続 (NS 方向：90, 2) (EW 方向：92, 2)	シミュレーション解析は、建設時の地震応答解析モデルを踏襲
4	原子炉しゃへい壁の原子炉建屋側との接続位置*2	原子炉しゃへい壁（原子炉格納容器スタビライザ）の高さ近傍に位置する原子炉建屋側の視点に接続 (NS 方向：60, 76) (EW 方向：60, 78)	原子炉しゃへい壁（原子炉格納容器スタビライザ）の高さに相当する位置に接点（質量なし）を設けて接続 (NS 方向：60, 75) (NS 方向：60, 77)	シミュレーション解析は、建設時の地震応答解析モデルを踏襲
5	建屋初期剛性低下	考慮	考慮	乾燥収縮及び地震によるコンクリートのひび割れを考慮
6	建屋補強	考慮	未実施（地震時の状態）	地震発生時は補強を未実施のため、シミュレーション解析では考慮しない
7	建屋コンクリートの減衰定数	5%	7%*3	建屋減衰 7%を採用することで観測記録と整合することを確認
8	炉水温度	通常運転状態を考慮	地震時の状態（3.11 は原子炉起動直後、4.7 は原子炉停止中）を踏まえ、「停止時」の炉水温度を適用	地震発生時は未臨界のため温度が十分低い

注記*1:「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」参照。

*2:「補足-600-8-2 建屋-機器連成解析における解析モデルの設定に係る補足説明資料」参照。

*3:「補足-620-1 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について」参照。

表 4-3 既工認及び 3.11/4.7 地震における炉水温度，縦弾性係数，炉水密度を踏まえたシミュレーション解析条件

項目	既工認 モデル	地震時		シミュレーション 解析モデル
	通常 運転時 (a)	3.11 地震 (b)	4.7 地震 (c)	停止時 (d)
炉水温度 [°C]				
縦弾性係数 E ^{*1} [N/mm ²]				
炉水密度 [kg/m ³]				

注記*1：炉水温度の影響を受ける原子炉圧力容器の縦弾性係数を記載。

*2：() 内は通常運転時の値との比（各条件(b~d)／通常運転時(a)）を示す。

*3：熱サイクルの運転条件「停止」の炉水温度を踏まえ設定。

表 4-1 及び表 4-2 に示す相違点のうち、プラント状態の違いについて、3.11 地震発生当時、女川原子力発電所第 2 号機は原子炉起動直後、4.7 地震発生当時は原子炉停止中であり、表 4-3 に示すとおりいずれも通常運転時の炉水温度よりも十分低い条件となることから、物性値及び炉水質量が今回工認モデルと異なる（添付 3 参照）。

c. 構造強度評価

構造強度評価は、段階的な評価手順とする。

- ①設計時及び既往の評価結果において比較的余裕度の大きな設備については、簡易評価（応答倍率法による評価）を行う。
- ②簡易評価において発生応力等が評価基準値を満足しない場合には、設計時と同等の評価を行う。
- ③設計時と同等の評価において発生応力等が評価基準値を満足しない場合には、詳細評価（時刻歴応答解析等）を行う。

構造強度評価の評価基準値は、地震による影響の有無を確認する観点から「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1・補-1984」に規定される許容応力状態Ⅲ_AS（弾性応答範囲内）における許容応力を基本とする。

地震応答解析及び耐震評価は、設計時の評価条件と同条件にて評価することを基本とするが、3.11/4.7 地震に対する地震影響を詳しく確認するため、より実態にあった評価条件として、地震時におけるプラント状態（女川 2 号機は、3.11 地震時は原子炉起動中、4.7 地震時は冷温停止中）等を考慮した評価を実施する場合がある。

また、地震の継続時間が比較的長かったことを考慮して、疲労の影響が大きいと考えられる配管等については、時刻歴応答解析で求めた繰返しピーク応力強さの時刻歴と設計疲労線図を基に、図 4-8 に示すフローのとおり疲労評価を実施する。また、疲労評価方法の詳細を添付 4 に示す。

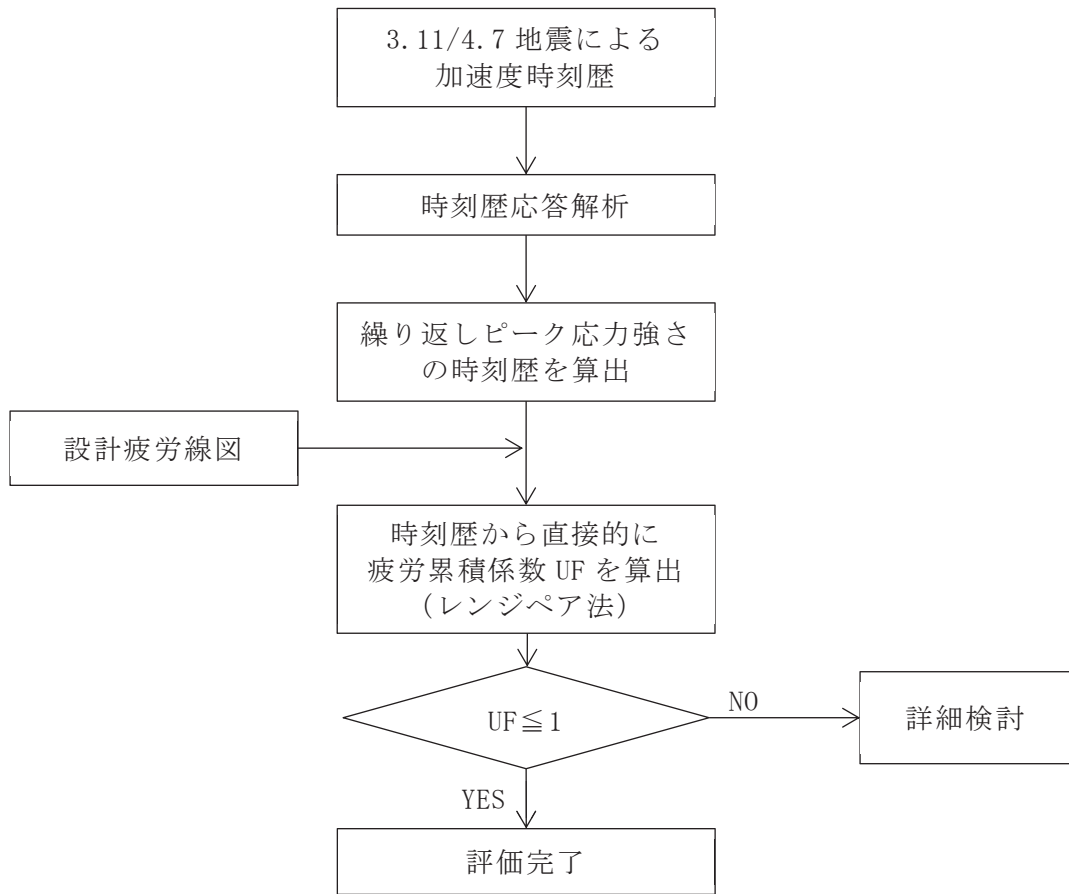


図 4-8 3.11/4.7 地震に対する疲労評価のフロー

d. 動的機能維持評価

弁、ポンプ等の動的機能維持の評価は、地震応答解析に基づき評価対象設備の応答加速度を求め、評価基準値である機能確認済加速度以下であることを確認する。また、応答加速度が機能確認済加速度を上回る設備については、詳細評価を実施する。

制御棒の挿入性は、地震応答解析により燃料集合体の相対変位を求め、試験により制御棒の挿入性が確認された相対変位以下であることを確認する。

評価基準値の機能確認済加速度は、「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」に準拠するとともに、試験等で妥当性が確認された値も用いる。

(3) 段階的な構造強度評価の概要

a. 評価フロー

地震応答解析の評価フローを図 4-9 に示す。

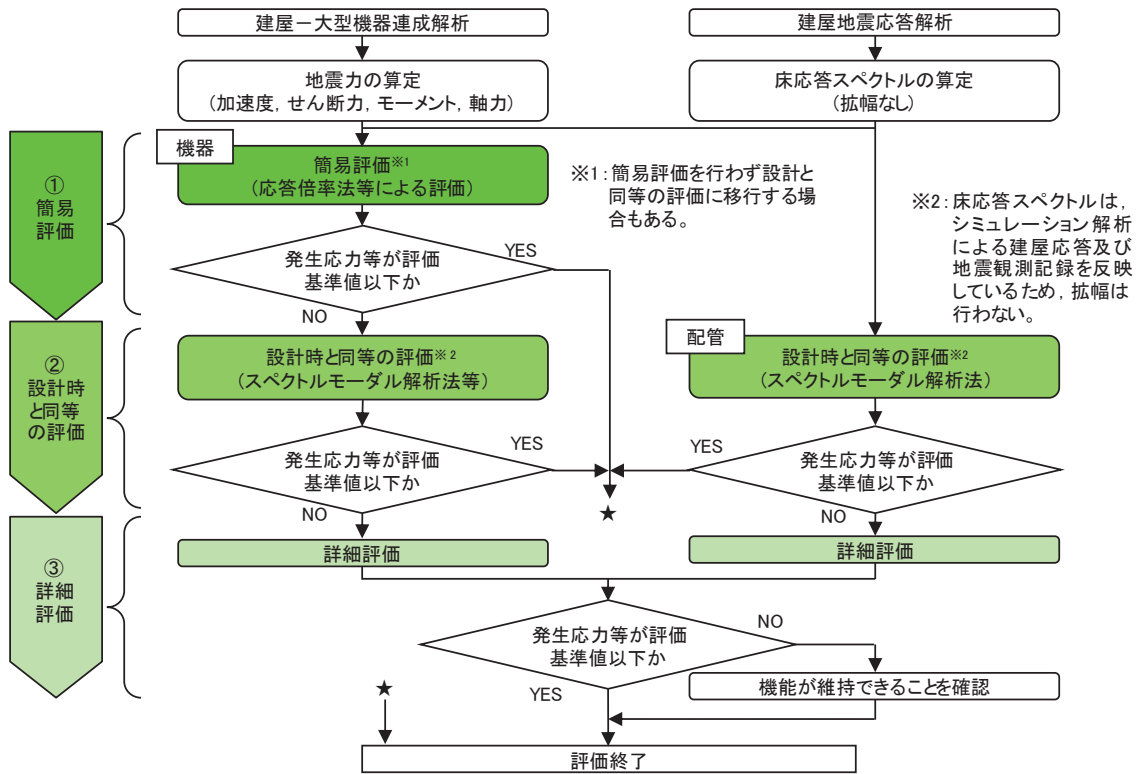


図 4-9 地震応答解析の評価フロー

b. 応答倍率法の概要

応答倍率法による発生応力等の求め方を以下に示す。

応答倍率法による発生応力等の求め方の例

ケース 1 発生応力等 = 設計時又は既往評価での全体応力 × 応答比
(地震及び地震以外による応力)

ケース 2 発生応力等 = 設計時又は既往評価での地震以外による応力
+ 設計時又は既往評価での地震による応力 × 応答比

上記における 応答比 の求め方の例

- ・ポンプの基礎ボルト等の発生応力等を求めるにあたり、水平加速度、鉛直加速度を用いる機器

$$\text{応答比} = \frac{3.11/4.7 \text{ 地震時の加速度}}{\text{設計時又は既往評価での加速度}}$$

(水平加速度、鉛直加速度ごとに応答比を算出)

- ・原子炉圧力容器や炉内構造物等の発生応力等を求めるにあたり、加速度、せん断力、モーメント、軸力を用いる機器

$$\text{応答比} = \frac{3.11/4.7 \text{ 地震時の地震力}}{\text{設計時又は既往評価での地震力}}$$

(加速度、せん断力、モーメント、軸力ごとに応答比を算出)

複数の応答比が算出される場合は、算出した応答比のうち、最大となるものを用いることを基本とする。ケース 1 の算出方法は、全体（地震＋地震以外）に応答比を乗じるため、保守的な評価結果となる。ケース 1 による評価で評価基準値を満足しない等、より精緻な値を求める場合はケース 2 を適用する。ただし、ケース 1 の場合において応答比が 1 未満の場合は応答比を 1.00 として評価する。

以下に具体的な算出式を示す。

- ・応答比の最大値を用いる場合

$$\sigma = \alpha \times \sigma_T$$

$$\alpha = \text{MAX} \left(\frac{CH_1}{CH_0}, \frac{CV_1}{CV_0} \right)$$

σ : 発生応力

α : 応答比

σ_T : 設計時又は既往評価の全体応力

CH_0 : 設計時又は既往評価の水平加速度

CH_1 : 3.11/4.7 地震の水平加速度

CV_0 : 設計時又は既往評価の鉛直加速度

CV_1 : 3.11/4.7 地震の鉛直加速度

- ・地震力の種類ごとの応答比を用いる場合

$$\sigma = \alpha \times \sigma_v + \beta \times \sigma_Q + \gamma \times \sigma_M + \sigma_0$$

$$\alpha = \frac{CV_1}{CV_0}, \quad \beta = \frac{Q_1}{Q_0}, \quad \gamma = \frac{M_1}{M_0}$$

σ : 発生応力

α : 鉛直加速度に対する応答比

β : せん断力に対する応答比

γ : モーメントに対する応答比

σ_v : 設計時又は既往評価の鉛直加速度による応力

σ_Q : 設計時又は既往評価のせん断力による応力

σ_M : 設計時又は既往評価のモーメントによる応力

σ_0 : 設計時又は既往評価の地震以外の応力

CV_0 : 設計時又は既往評価の鉛直加速度

CV_1 : 3.11/4.7 地震の鉛直加速度

Q_0 : 設計時又は既往評価のせん断力

Q_1 : 3.11/4.7 地震のせん断力

M_0 : 設計時又は既往評価のモーメント

M_1 : 3.11/4.7 地震のモーメント

- c. 構造強度評価の各段階における実際の応答に対する保守性（イメージ）
 構造強度評価の各段階における保守性の概念を図 4-10 に示す。

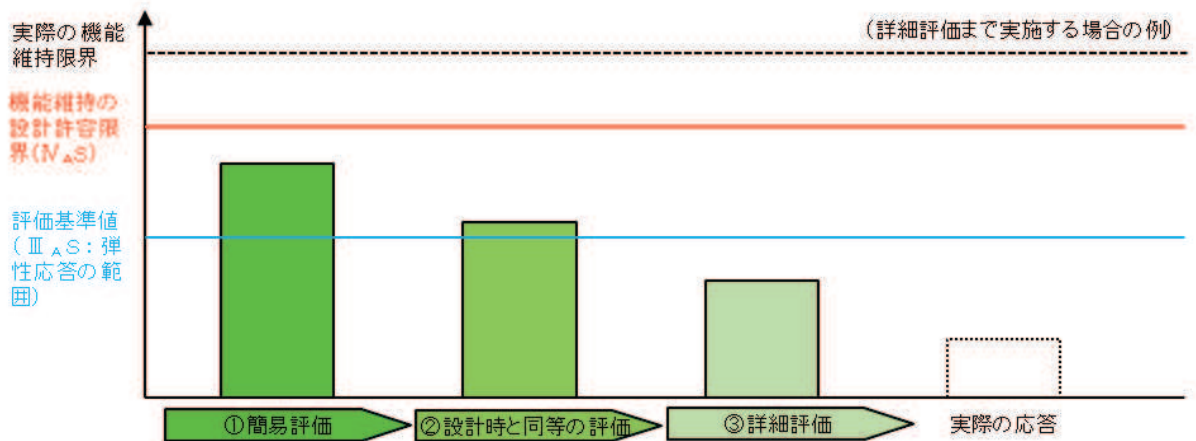


図 4-10 構造強度評価の各段階における保守性の概念

(4) 地震応答解析による評価結果

構造強度評価の結果を表 4-4 に、構造強度評価（①簡易評価，②設計時と同等の評価，③詳細評価）のうち③詳細評価を適用した設備及びその評価の概要を表 4-5 に、疲労評価の結果を表 4-6 に、動的機能維持評価の結果を表 4-7 に示す。

「(1) 評価対象選定の考え方」に記載のとおり、評価部位は、設計時又は既往

の評価における裕度の最も小さい部位を代表部位とすることを基本としているが、代表部位以外についても評価する場合もある。これは②設計時と同等の評価又は③詳細評価を実施する場合に地震動の特性（水平及び鉛直方向の大きさ、床応答スペクトルにおける周期特性など）によって裕度最小部位が変わることがあるためである。代表部位以外についても評価し、3.11/4.7地震で裕度最小部位が異なる場合は代表部位ではなく、それぞれの裕度最小部位を表4-3に記載する。

表4-3において、既往の評価に基づき算出した応答比に比べ、既工認に基づき算出した応答比は比較的大きい値を示している理由は、既往の評価における地震力（水平：最大加速度580Gal、鉛直：387Gal）に対し、既工認の地震力（水平：最大加速度375Gal、鉛直：動的震度0.24）が小さいことに起因するものである。

3.11/4.7地震の建屋シミュレーション解析を踏まえ、耐震Sクラス等の設備に対する構造強度評価の結果、弾性応答範囲内であることを確認した。

また、配管及び機器に対して疲労影響が大きい設備を代表とした疲労評価の結果、3.11/4.7地震影響による疲労累積係数は0.01より十分に小さいことを確認した。なお、今回工認の耐震評価における疲労累積係数に比べて、3.11/4.7地震に対する疲労累積係数が非常に小さな結果となっていることを踏まえ、3.11/4.7地震に対する疲労評価及び今回工認の耐震評価における疲労評価との比較を行い、疲労評価の差に対する整理結果（添付5表1参照）を踏まえ、入力地震動、繰返しピーク応力強さ及び等価繰返し回数の保守性の差が疲労累積係数へ与える影響について定量的に分析した。その結果、今回工認の耐震評価における疲労累積係数に比べて、3.11/4.7地震に対する疲労累積係数が小さな結果となっている主要因は、今回工認の耐震評価に比べて、3.11/4.7地震により設備に負荷された繰返しピーク応力強さが小さいことであることを確認した（添付5参照）。参考として、2005年宮城県沖地震の疲労評価結果についても表4-6に記載し、疲労累積係数が非常に小さく、耐震評価に影響がないことを確認した。

さらに、動的機能維持評価の結果、動的機能が要求される設備の機能が維持されることを確認した。

表 4-4 構造強度評価結果 (1/16)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1	a 既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度*2	b 3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度	b/a 応答比
原子炉 本体	胴板	3.11地震	胴板	一次一般膜応力	176	303	○	①	3119 (kN)	6030 (kN)	1.94
		4.7地震	胴板	一次一般膜応力	191	303	○	①	3119 (kN)	9980 (kN)	3.20
	下部鏡板	3.11地震	下部鏡板	一次一般膜応力	115	303	○	①	3119 (kN)	6030 (kN)	1.94
		4.7地震	下部鏡板	一次一般膜応力	125	303	○	①	3119 (kN)	9980 (kN)	3.20
	制御棒駆動機構 ハウジング貫通孔	3.11地震	スタブチューブ	一次膜＋ 一次曲げ応力	193	271	○	①	2,844 (kN)	6.62 (kN)	2.33
		4.7地震	スタブチューブ	一次膜＋ 一次曲げ応力	199	271	○	①	6,472 (kN)	19.40 (kN)	3.00
	再循環水入口ノズル (N2)	3.11地震	ノズル セーフエンド	一次膜＋ 一次曲げ応力	153	193	○	①	68.65 (kN・m)	46 (kN・m)	0.67
		4.7地震	ノズル セーフエンド	一次膜＋ 一次曲げ応力	189	193	○	①	68.65 (kN・m)	76 (kN・m)	1.11
	給水ノズル (N4)	3.11地震	ノズル セーフエンド	一次膜＋ 一次曲げ応力	135	253	○	①	19.61 (kN)	16 (kN)	0.82
		4.7地震	ノズル セーフエンド	一次膜＋ 一次曲げ応力	179	253	○	①	19.61 (kN)	27 (kN)	1.38
	低圧注水ノズル (N6)	3.11地震	ノズル セーフエンド	一次膜＋ 一次曲げ応力	140	253	○	①	4,903 (kN・m)	6 (kN・m)	1.23
		4.7地震	ノズル セーフエンド	一次膜＋ 一次曲げ応力	147	253	○	①	4,903 (kN・m)	5 (kN・m)	1.02
	ベントノズル (N8)	3.11地震	ノズルエンド	一次膜＋ 一次曲げ応力	141	418	○	①	0.1961 (kN)	0.9 (kN)	4.59
		4.7地震	ノズルエンド	一次膜＋ 一次曲げ応力	169	418	○	①	0.1961 (kN)	1.4 (kN)	7.14
	ブラケット類	3.11地震	蒸気乾燥器 支持ブラケット	一次膜＋ 一次曲げ応力	147	213	○	②	-	-	-
		4.7地震	蒸気乾燥器 支持ブラケット	一次膜＋ 一次曲げ応力	169	213	○	②	-	-	-

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

表 4-4 構造強度評価結果 (2/16)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1	a 既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度*2	b 3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度	b/a 応答比	
原子炉本体	原子炉 支持炉 構造圧力 容器	原子炉圧力容器 基礎ボルト	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	105	499	○	②	-	-	-
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	91	499	○	②	-	-	-
		原子炉圧力容器 支持スカート	3.11地震	スカート	軸圧縮応力	0.35 (単位なし)	1 (単位なし)	○	②	-	-	-
			4.7地震	スカート	軸圧縮応力	0.32 (単位なし)	1 (単位なし)	○	②	-	-	-
	原子 属炉 構造圧力 容器	原子炉圧力容器 スタビライザ	3.11地震	ブラケット	一次応力 (組合せ)	110	198	○	②	-	-	-
			4.7地震	ブラケット	一次応力 (組合せ)	118	198	○	②	-	-	-
		原子炉格納容器 スタビライザ	3.11地震	外側フィニッシュ シヤラグ本体	一次応力 (組合せ)	143	176	○	②	-	-	-
			4.7地震	ガセットプレート	一次応力 (組合せ)	116	176	○	②	-	-	-
		制御棒駆動機構 ハウジング支持金具	3.11地震	レストレントビーム	強軸曲げ応力	81	201	○	①	0.24 (G)	0.40 (G)	1.67
			4.7地震	レストレントビーム	強軸曲げ応力	103	201	○	①	0.24 (G)	0.51 (G)	2.13
		差圧検出・ほう酸水注 入系配管 (ティーよりN11ノズル までの外管)	3.11地震	パイプ	一次一般膜応力	42	114	○	①	0.24 (G)	0.65 (G)	2.71
			4.7地震	パイプ	一次一般膜応力	43	114	○	①	0.24 (G)	1.13 (G)	4.71
	原子 炉圧力 容器内 部構 造物	蒸気乾燥器	3.11地震	耐震用ブロック 溶接部	純せん断応力	24	47	○	③	-	-	-
			4.7地震	耐震用ブロック 溶接部	純せん断応力	27	47	○	③	-	-	-
		シュラウドヘッド	3.11地震	シュラウドヘッド	一次膜＋ 一次曲げ応力	232	265	○	②*3	-	-	-
			4.7地震	シュラウドヘッド	一次膜＋ 一次曲げ応力	248	265	○	②*3	-	-	-
		気水分離器及び スタンドパイプ	3.11地震	スタンドパイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	93	106	○	②	-	-	-
			4.7地震	スタンドパイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	100	106	○	②	-	-	-

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

*3：他のプラントで適用され、工認実績のある公式による評価

表 4-4 構造強度評価結果 (3/16)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1	a 既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度*2	b 3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度	b/a 応答比	
原子炉本体	給水スパーージャ	3.11地震	ヘッド	一次膜＋ 一次曲げ応力	25	139	○	①	0.29 (G)	0.78 (G)	2.69	
		4.7地震	ヘッド	一次膜＋ 一次曲げ応力	28	139	○	①	0.29 (G)	1.02 (G)	3.52	
	高圧及び低圧炉心 スプレイスパーージャ	3.11地震	ティー	一次一般膜応力	10	92	○	①	0.29 (G)	0.65 (G)	2.25	
		4.7地震	ティー	一次一般膜応力	15	92	○	①	0.29 (G)	1.30 (G)	4.49	
	ジェットポンプ	3.11地震	ライザ	一次膜＋ 一次曲げ応力	69	174	○	①	0.29 (G)	0.72 (G)	2.49	
		4.7地震	ライザ	一次膜＋ 一次曲げ応力	82	174	○	①	0.29 (G)	0.99 (G)	3.42	
	残留熱除去系配管 (原子炉压力容器内 部)	3.11地震	リング	一次一般膜応力	15	57	○	①	0.29 (G)	0.74 (G)	2.56	
		4.7地震	リング	一次一般膜応力	17	57	○	①	0.29 (G)	1.28 (G)	4.42	
	高圧及び低圧炉心 スプレイ系配管 (原子炉压力容器内 部)	3.11地震	パイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	36	214	○	①	0.29 (G)	0.78 (G)	2.69	
		4.7地震	パイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	54	214	○	①	0.29 (G)	1.30 (G)	4.49	
	差圧検出・ほう酸水 注入系配管 (原子炉压力容器内 部)	3.11地震	パイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	30	139	○	①	0.29 (G)	0.65 (G)	2.25	
		4.7地震	パイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	49	139	○	①	0.29 (G)	1.13 (G)	3.90	
	中性子束計測案内管	3.11地震	中性子束計測 案内管下部	一次膜＋ 一次曲げ応力	34	172	○	②	-	-	-	
		4.7地震	中性子束計測 案内管下部	一次膜＋ 一次曲げ応力	25	172	○	②	-	-	-	
	炉心支持 構造物	炉心シュラウド	3.11地震	下部胴	一次一般膜応力	69	92	○	②	-	-	-
			4.7地震	下部胴	一次一般膜応力	71	92	○	②	-	-	-
シュラウドサポート		3.11地震	シュラウドサポート レグ	軸圧縮応力	175	198	○	①	<i>25300</i> (kN・m)	34800 (kN・m)	1.38	
		4.7地震	シュラウドサポート レグ	軸圧縮応力	177	198	○	①	<i>976</i> (kN)	1850 (kN)	1.90	

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

表 4-4 構造強度評価結果 (4/16)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1	a 既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度*2	b 3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度	b/a 応答比	
原子炉本体	炉心支持構造物	炉心シュラウド 支持ロッド	3.11地震	上部タイロッド	一次膜＋ 一次曲げ応力	366	455	○	②	-	-	-
			4.7地震	上部タイロッド	一次膜＋ 一次曲げ応力	366	455	○	②	-	-	-
		上部格子板	3.11地震	グリッドプレート	一次膜＋ 一次曲げ応力	65	214	○	②	-	-	-
			4.7地震	グリッドプレート	一次膜＋ 一次曲げ応力	45	214	○	②	-	-	-
		炉心支持板	3.11地震	支持板	一次膜＋ 一次曲げ応力	130	268	○	②	-	-	-
			4.7地震	支持板	一次膜＋ 一次曲げ応力	87	268	○	②	-	-	-
		制御棒案内管	3.11地震	長手中央部	一次一般膜応力	39	143	○	②	-	-	-
			4.7地震	長手中央部	一次一般膜応力	35	143	○	②	-	-	-
	原子炉本体の基礎	外筒, 内筒, 縦リブ	3.11地震	外筒	一次応力 (組合せ)	262	427	○	②	-	-	-
			4.7地震	外筒	一次応力 (組合せ)	206	427	○	②	-	-	-
		CRD開口部	3.11地震	CRD開口部	一次応力 (せん断)	127	246	○	②	-	-	-
			4.7地震	CRD開口部	一次応力 (せん断)	99	246	○	②	-	-	-
		アンカボルト	3.11地震	アンカボルト	定着力	874 (kN/本)	1523 (kN/本)	○	②	-	-	-
			4.7地震	アンカボルト	定着力	654 (kN/本)	1523 (kN/本)	○	②	-	-	-
スカートフランジ		3.11地震	スカート フランジ	一次応力 (曲げ)	247	492	○	②	-	-	-	
		4.7地震	スカート フランジ	一次応力 (曲げ)	187	492	○	②	-	-	-	

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

表 4-4 構造強度評価結果 (5/16)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法 ^{*1}	a 既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度 ^{*2}	b 3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度	b/a 応答比	
計測制御系統施設	制御材	制御棒中性子吸収棒	3.11地震	中性子吸収棒	一次一般膜応力	35	142	○	②	-	-	-
			4.7地震	中性子吸収棒	一次一般膜応力	35	142	○	②	-	-	-
	駆動制御装置	水圧制御ユニット	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	169	475	○	①	0.89 (G)	1.00 (G)	1.13
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	149	475	○	①	0.89 (G)	0.68 (G)	1.00 ^{*3}
	ほう酸水注入設備	ほう酸水注入系 ポンプ	3.11地震	ポンプ取付ボルト	一次応力 (せん断)	33	118	○	①	0.29 (G)	0.79 (G)	2.73
			4.7地震	ポンプ取付ボルト	一次応力 (せん断)	43	118	○	①	0.29 (G)	1.05 (G)	3.62
		ほう酸水注入系 貯蔵タンク	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	47	173	○	②	-	-	-
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	47	173	○	②	-	-	-
	計測装置	起動領域モニタ ドライチューブ	3.11地震	パイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	120	308	○	②	-	-	-
			4.7地震	パイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	91	308	○	②	-	-	-
		局部出力領域モニタ 検出器集合体	3.11地震	カバーチューブ	一次膜＋ 一次曲げ応力	109	200	○	②	-	-	-
			4.7地震	カバーチューブ	一次膜＋ 一次曲げ応力	88	200	○	②	-	-	-
		直立型制御盤	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	21	173	○	②	-	-	-
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	24	173	○	②	-	-	-
		ベンチ型制御盤	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	16	173	○	②	-	-	-
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	18	173	○	②	-	-	-
		現場盤	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	23	173	○	①	0.24 (G)	0.79 (G)	3.30
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	30	173	○	①	0.24 (G)	1.05 (G)	4.38
		格納容器内 雰囲気モニタ	3.11地震	水素ガス濃度 検出器取付板 取付ボルト	一次応力 (引張)	10	180	○	①	0.29 (G)	0.93 (G)	3.21
			4.7地震	水素ガス濃度 検出器取付板 取付ボルト	一次応力 (引張)	13	180	○	①	0.29 (G)	1.24 (G)	4.28

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

*3：応答比は1未満であるが、保守的に1.00とした

表 4-4 構造強度評価結果 (6/16)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1	a 既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度*2	b 3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度	b/a 応答比	
原子炉冷却系統施設	残留熱除去設備	残留熱除去系 熱交換器	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	82	147	○	②	-	-	-
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	56	169	○	②	-	-	-
		残留熱除去系 ポンプ	3.11地震	原動機台 取付ボルト	一次応力 (引張)	26	444	○	①	<i>0.73</i> (G)	0.75 (G)	1.03
			4.7地震	原動機台 取付ボルト	一次応力 (引張)	25	444	○	①	<i>0.60</i> (G)	0.46 (G)	1.00
	原子炉冷却材 補給設備	原子炉隔離時冷却系 ポンプ	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	20	169	○	①	0.24 (G)	0.47 (G)	1.96
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	19	169	○	①	0.24 (G)	0.46 (G)	1.92
		原子炉隔離時冷却系 ポンプ駆動用タービン	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	45	169	○	①	0.24 (G)	0.47 (G)	1.96
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	44	169	○	①	0.24 (G)	0.46 (G)	1.92
	その他原子炉 注水設備	高圧炉心スプレイ系 ポンプ	3.11地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	27	455	○	①	<i>0.73</i> (G)	0.75 (G)	1.03
			4.7地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	26	455	○	①	<i>0.60</i> (G)	0.46 (G)	1.00*3
		低圧炉心スプレイ系 ポンプ	3.11地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	29	491	○	①	<i>0.73</i> (G)	0.75 (G)	1.03
			4.7地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	28	491	○	①	<i>0.60</i> (G)	0.46 (G)	1.00*3
	原子炉冷却材の 循環設備	主蒸気逃がし安全弁 逃がし弁機能用 アキュムレータ	3.11地震	ラグ	一次応力 (組合せ)	45	203	○	②	-	-	-
			4.7地震	ラグ	一次応力 (組合せ)	61	203	○	②	-	-	-
		主蒸気逃がし安全弁 自動減圧機能用 アキュムレータ	3.11地震	ラグ	一次応力 (組合せ)	74	203	○	②	-	-	-
			4.7地震	ラグ	一次応力 (組合せ)	100	203	○	②	-	-	-

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

*3：応答比は1未満であるが、保守的に1.00とした

表 4-4 構造強度評価結果 (7/16)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1	a 既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度*2	b 3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度	b/a 応答比
原子炉冷却 系統施設	原子炉補機冷却水系 熱交換器	3.11地震	胴板	一次応力	176	415	○	②	-	-	-
		4.7地震	胴板	一次応力	157	415	○	②	-	-	-
	原子炉補機冷却水 ポンプ	3.11地震	原動機取付ボルト	一次応力 (せん断)	16	122	○	①	0.24 (G)	0.48 (G)	2.00
		4.7地震	原動機取付ボルト	一次応力 (せん断)	15	122	○	①	0.24 (G)	0.46 (G)	1.92
	原子炉補機冷却海水 ポンプ	3.11地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	95	475	○	①	<i>2.45</i> (G)	2.92 (G)	1.20
		4.7地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	126	475	○	①	<i>2.45</i> (G)	3.89 (G)	1.59
	原子炉補機冷却水 サージタンク	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	40	169	○	②	-	-	-
		4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	42	169	○	②	-	-	-
	原子炉補機冷却 海水系ストレナー	3.11地震	胴板	一次応力	38	346	○	②	-	-	-
		4.7地震	胴板	一次応力	33	346	○	②	-	-	-
	高圧炉心スプレイ 補機冷却水系 熱交換器	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	29	133	○	②	-	-	-
		4.7地震	胴板	一次応力	82	415	○	②	-	-	-
	高圧炉心スプレイ 補機冷却水ポンプ	3.11地震	原動機取付ボルト	一次応力 (せん断)	8	133	○	①	0.24 (G)	0.48 (G)	2.00
		4.7地震	原動機取付ボルト	一次応力 (せん断)	8	133	○	①	0.24 (G)	0.46 (G)	1.92
	高圧炉心スプレイ 補機冷却海水ポンプ	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	12	153	○	①	<i>0.97</i> (G)	0.99 (G)	1.02
		4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	14	153	○	①	<i>2.31</i> (G)	2.88 (G)	1.25
	高圧炉心スプレイ 補機冷却水 サージタンク	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	29	175	○	②	-	-	-
		4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	29	175	○	②	-	-	-

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

表 4-4 構造強度評価結果 (8/16)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1	a 既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度*2	b 3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度	b/a 応答比
原子炉格納施設	ドライウェル	3.11地震	サントクッション部	座屈	0.48 (単位なし)	1 (単位なし)	○	②	-	-	-
		4.7地震	サントクッション部	座屈	0.37 (単位なし)	1 (単位なし)	○	②	-	-	-
	ドライウェル ベント開口部	3.11地震	D/Wベント開口部	一次膜＋ 一次曲げ応力	166	495	○	①	0.20 (G)	0.36 (G)	1.80
		4.7地震	D/Wベント開口部	一次膜＋ 一次曲げ応力	184	495	○	①	0.20 (G)	0.40 (G)	2.00
	サブプレッションチェンバ	3.11地震	胴エビ継手部底部	一次膜＋ 一次曲げ応力	174	356	○	①	0.20 (G)	0.40 (G)	2.00
		4.7地震	胴エビ継手部底部	一次膜＋ 一次曲げ応力	170	356	○	①	0.20 (G)	0.39 (G)	1.95
	機器搬出入用ハッチ	3.11地震	機器搬出入用 ハッチ取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	111	495	○	①	0.20 (G)	0.34 (G)	1.70
		4.7地震	機器搬出入用 ハッチ取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	156	495	○	①	0.20 (G)	0.48 (G)	2.40
	逃がし安全弁搬出入 口	3.11地震	逃がし安全弁 搬出入口取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	120	495	○	①	0.20 (G)	0.42 (G)	2.10
		4.7地震	逃がし安全弁 搬出入口取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	223	495	○	①	0.20 (G)	0.78 (G)	3.90
	所員用エアロック	3.11地震	所員用エアロック 取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	153	495	○	①	0.20 (G)	0.51 (G)	2.55
		4.7地震	所員用エアロック 取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	285	495	○	①	0.20 (G)	0.95 (G)	4.75
	制御棒駆動機構 搬出入口	3.11地震	制御棒駆動機構 搬出入口取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	131	495	○	①	0.20 (G)	0.31 (G)	1.55
		4.7地震	制御棒駆動機構 搬出入口取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	147	495	○	①	0.20 (G)	0.35 (G)	1.75
	ボックスサポート	3.11地震	フランジプレート	一次応力 (組合せ)	178	192	○	②	-	-	-
		4.7地震	フランジプレート	一次応力 (組合せ)	123	192	○	②	-	-	-
	配管貫通部	3.11地震	X-82B	一次モーメント	9024 (kN・mm)	14680 (kN・mm)	○	②*3	-	-	-
		4.7地震	X-82B	一次モーメント	11090 (kN・mm)	14680 (kN・mm)	○	②*3	-	-	-
	電気配線貫通部	3.11地震	X-105A	一次モーメント	77190 (kN・mm)	245600 (kN・mm)	○	②*3	-	-	-
		4.7地震	X-105A	一次モーメント	106000 (kN・mm)	245600 (kN・mm)	○	②*3	-	-	-

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

*3：他のプラントで適用され、工認実績のある限界荷重領域評価

表 4-4 構造強度評価結果 (9/16)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1	a 既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度*2	b 3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度	b/a 応答比
原子炉格納施設	ベントヘッド	3.11地震	ベントヘッド サポート	圧縮応力	43	63	○	②	-	-	-
		4.7地震	ベントヘッド サポート	圧縮応力	47	63	○	②	-	-	-
	ダウンカマ	3.11地震	ベントヘッド 接続部	一次膜＋ 一次曲げ応力	153	229	○	①	0.24 (G)	0.36 (G)	1.50
		4.7地震	ベントヘッド 接続部	一次膜＋ 一次曲げ応力	171	229	○	①	0.24 (G)	0.40 (G)	1.67
	ベント管	3.11地震	ベントヘッド接続 部	一次膜＋ 一次曲げ応力	74	344	○	①	0.20 (G)	0.36 (G)	1.80
		4.7地震	ベントヘッド接続 部	一次膜＋ 一次曲げ応力	82	344	○	①	0.20 (G)	0.40 (G)	2.00
	ベント管ベローズ	3.11地震	ベント管ベローズ	疲労	0.001以下 (単位なし)	1 (単位なし)	○	①	0.20 (G)	0.40 (G)	2.00
		4.7地震	ベント管ベローズ	疲労	0.001以下 (単位なし)	1 (単位なし)	○	①	0.20 (G)	0.39 (G)	1.95
	サブプレッションチェンバ スプレイ管	3.11地震	スプレイ管	一次応力	107	219	○	②	-	-	-
		4.7地震	スプレイ管	一次応力	98	219	○	②	-	-	-
	可燃性ガス濃度 制御系再結合装置	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	126	350	○	①	0.29 (G)	0.79 (G)	2.73
		4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	167	350	○	①	0.29 (G)	1.05 (G)	3.62
	可燃性ガス濃度 制御系再結合装置 ブロウ	3.11地震	ベース取付 溶接部	一次応力 (せん断)	43	116	○	①	0.29 (G)	0.79 (G)	2.73
		4.7地震	ベース取付 溶接部	一次応力 (せん断)	57	116	○	①	0.29 (G)	1.05 (G)	3.62
	非常用ガス処理系 排風機	3.11地震	排風機取付ボルト	一次応力 (引張)	43	150	○	②	-	-	-
		4.7地震	排風機取付ボルト	一次応力 (引張)	39	150	○	②	-	-	-
	非常用ガス処理系 フィルタ装置	3.11地震	スライドボルト	一次応力 (せん断)	135	342	○	②	-	-	-
		4.7地震	スライドボルト	一次応力 (せん断)	113	342	○	②	-	-	-
	非常用ガス処理系 空気乾燥装置	3.11地震	スライドボルト	一次応力 (せん断)	37	342	○	②	-	-	-
		4.7地震	スライドボルト	一次応力 (せん断)	31	342	○	②	-	-	-

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

表 4-4 構造強度評価結果 (10/16)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1	a 既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度*2	b 3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度	b/a 応答比	
放射線 管理施設	換気設備	中央制御室 送風機	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	13	173	○	②	-	-	-
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	13	173	○	②	-	-	-
		中央制御室 排風機	3.11地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	16	180	○	②	-	-	-
			4.7地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	17	180	○	②	-	-	-
		中央制御室 再循環送風機	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	7	173	○	②	-	-	-
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	7	173	○	②	-	-	-
	中央制御室 再循環フィルタ装置	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	22	133	○	②	-	-	-	
		4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	22	133	○	②	-	-	-	
	計管放射 装置用線	燃料取替エリア 放射線モニタ	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	9	180	○	①	0.29 (G)	1.26 (G)	4.35
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	11	180	○	①	0.29 (G)	1.58 (G)	5.45
	生 装 置 遮 蔽	原子炉しゃへい壁 (波及的影響設備)	3.11地震	開口集中部	一次応力 (組合せ)	120	235	○	②	-	-	-
			4.7地震	開口集中部	一次応力 (組合せ)	115	235	○	②	-	-	-

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

表 4-4 構造強度評価結果 (11/16)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1	a 既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度*2	b 3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度	b/a 応答比	
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	使用済燃料貯蔵ラック (110体ラック)	3.11地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	59	205	○	①	<i>1.66</i> (G)	1.87 (G)	1.13
			4.7地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	61	205	○	①	<i>1.45</i> (G)	1.84 (G)	1.27
		使用済燃料貯蔵ラック (170体ラック)	3.11地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	79	205	○	①	<i>1.82</i> (G)	1.88 (G)	1.04
			4.7地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	99	205	○	①	<i>1.82</i> (G)	2.36 (G)	1.30
		制御棒・破損燃料 貯蔵ラック	3.11地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	39	108	○	①	<i>1.50</i> (G)	1.35 (G)	1.00*3
			4.7地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	47	108	○	①	<i>2.93</i> (G)	3.50 (G)	1.20
	燃 料 取 扱 設 備	燃料交換機 (波及的影響設備)	3.11地震	構造物フレーム	一次応力 (組合せ)	212	231	○	③	-	-	-
			4.7地震	構造物フレーム	一次応力 (組合せ)	206	231	○	③	-	-	-
		原子炉建屋クレーン (波及的影響設備)	3.11地震	脱線防止ラグ	圧縮応力	117	309	○	③	-	-	-
			4.7地震	脱線防止ラグ	圧縮応力	129	309	○	③	-	-	-

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

*3：応答比は1未満であるが、保守的に1.00とした

表 4-4 構造強度評価結果 (12/16)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1	a 既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度*2	b 3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度	b/a 応答比		
その他発電用原子炉の附属施設	非常用電源設備	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	79	254	○	②	-	-	-		
												4.7地震	基礎ボルト
		非常用ディーゼル 発電設備 ディーゼル発電機	3.11地震	軸受台取付ボルト	一次応力 (引張)	65	180	○	①	0.24 (G)	0.69 (G)		
			4.7地震	軸受台取付ボルト	一次応力 (引張)	67	180	○	①	0.24 (G)	0.71 (G)	2.96	
		非常用ディーゼル 発電設備 燃料デイトンク	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	33	158	○	②	-	-	-	
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	34	158	○	②	-	-	-	
	非常用ディーゼル 発電設備 空気だめ	3.11地震	胴板	一次一般膜 応力	91	241	○	①	0.24 (G)	0.69 (G)	2.88		
		4.7地震	胴板	一次一般膜 応力	91	241	○	①	0.24 (G)	0.71 (G)	2.96		
	その他発電用原子炉の附属施設	非常用電源設備	高圧炉心スプレイ系 ディーゼル発電設備 ディーゼル機関	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	123	254	○	②	-	-	-
				4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	89	254	○	②	-	-	-
高圧炉心スプレイ系 ディーゼル発電設備 ディーゼル発電機			3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	58	195	○	①	0.24 (G)	0.71 (G)	2.96	
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	63	195	○	①	0.24 (G)	0.77 (G)	3.21	
高圧炉心スプレイ系 ディーゼル発電設備 燃料デイトンク			3.11地震	スカート	座屈	0.31 (単位なし)	1 (単位なし)	○	①	0.24 (G)	0.93 (G)	3.88	
			4.7地震	スカート	座屈	0.42 (単位なし)	1 (単位なし)	○	①	0.24 (G)	1.24 (G)	5.17	
高圧炉心スプレイ系 ディーゼル発電設備 空気だめ			3.11地震	胴板	一次一般膜応力	91	241	○	①	0.24 (G)	0.69 (G)	2.88	
			4.7地震	胴板	一次一般膜応力	91	241	○	①	0.24 (G)	0.71 (G)	2.96	
125V蓄電池2A (2個並び1段2列)			3.11地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	19	133	○	①	0.24 (G)	0.51 (G)	2.13	
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	25	133	○	①	0.24 (G)	0.68 (G)	2.84	
125V蓄電池2H (15個並び1段1列)			3.11地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	19	133	○	①	0.24 (G)	0.77 (G)	3.21	
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	24	133	○	①	0.24 (G)	0.98 (G)	4.09	
125V充電器2A			3.11地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	14	133	○	①	0.24 (G)	0.46 (G)	1.92	
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	15	133	○	①	0.24 (G)	0.52 (G)	2.17	
125V充電器2H		3.11地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	22	173	○	①	0.24 (G)	0.48 (G)	2.00		
		4.7地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	25	173	○	①	0.24 (G)	0.54 (G)	2.25		
静止形無停電 電源装置		3.11地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	12	133	○	①	0.24 (G)	0.46 (G)	1.92		
		4.7地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	13	133	○	①	0.24 (G)	0.52 (G)	2.17		

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

表 4-4 構造強度評価結果 (13/16)

評価対象設備及び評価箇所	評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1	a	b	b/a 応答比	
								既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度*2	3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度		
配管	主蒸気系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	141	198	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	183	198	○	②	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	反力	36 (kN)	90 (kN)	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	反力	49 (kN)	90 (kN)	○	②	-	-	-
	原子炉再循環系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	156	265	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	198	265	○	②	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	反力	184 (kN)	375 (kN)	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	反力	241 (kN)	375 (kN)	○	②	-	-	-
	復水給水系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	116	182	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	174	182	○	②	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	反力	58 (kN)	112 (kN)	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	反力	95 (kN)	112 (kN)	○	②	-	-	-
	原子炉冷却材浄化系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	56	274	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	59	274	○	②	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	一次応力	42	234	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	一次応力	49	234	○	②	-	-	-
残留熱除去系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	117	274	○	②	-	-	-	
	4.7地震	配管本体	一次応力	144	274	○	②	-	-	-	
	3.11地震	配管サポート	反力	8 (kN)	45 (kN)	○	②	-	-	-	
	4.7地震	配管サポート	反力	10 (kN)	45 (kN)	○	②	-	-	-	

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

表 4-4 構造強度評価結果 (14/16)

評価対象設備及び評価箇所	評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1	a	b	b/a 応答比	
								既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度*2	3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度		
配管	原子炉隔離時冷却系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	92	188	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	118	188	○	②	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	一次応力	111	245	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	一次応力	144	245	○	②	-	-	-
	高圧炉心スプレイ系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	147	199	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	160	199	○	②	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	一次応力	44 (kN)	87 (kN)	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	一次応力	59 (kN)	87 (kN)	○	②	-	-	-
	低圧炉心スプレイ系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	104	220	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	137	220	○	②	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	一次応力	22.7 (kN)	24 (kN)	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	一次応力	23.6 (kN)	24 (kN)	○	②	-	-	-
	原子炉補機冷却水系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	181	229	○	③	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	201	229	○	③	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	一次応力	165	245	○	③	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	一次応力	235	245	○	③	-	-	-
原子炉補機冷却海水系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	200	241	○	③	-	-	-	
	4.7地震	配管本体	一次応力	196	241	○	③	-	-	-	
	3.11地震	配管サポート	一次応力	159	245	○	③	-	-	-	
	4.7地震	配管サポート	一次応力	145	245	○	③	-	-	-	

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

表 4-4 構造強度評価結果 (15/16)

評価対象設備及び評価箇所	評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1	a	b	b/a 応答比	
								既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度*2	3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度		
配管	制御棒駆動水圧系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	74	159	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	92	159	○	②	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	一次応力	75	118	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	一次応力	102	118	○	②	-	-	-
	ほう酸水注入系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	103	175	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	140	175	○	②	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	一次応力	39	234	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	一次応力	51	234	○	②	-	-	-
	燃料プール冷却浄化系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	48	188	○	③	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	67	188	○	③	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	一次応力	110	205	○	③	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	一次応力	129	205	○	③	-	-	-
	非常用ガス処理系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	73	220	○	③	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	94	220	○	③	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	一次応力	204	245	○	③	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	一次応力	225	245	○	③	-	-	-
原子炉格納容器調気系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	141	245	○	②	-	-	-	
	4.7地震	配管本体	一次応力	220	245	○	②	-	-	-	
	3.11地震	配管サポート	反力	67 (kN)	112 (kN)	○	②	-	-	-	
	4.7地震	配管サポート	反力	74 (kN)	112 (kN)	○	②	-	-	-	

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

表 4-4 構造強度評価結果 (16/16)

評価対象設備及び評価箇所	評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1	a 既工認又は 既往の評価 における 地震荷重又は 地震加速度*2	b 3.11, 4.7 地震荷重又は 地震加速度	b/a 応答比	
配管	放射性ドレン移送系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	128	199	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	151	199	○	②	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	反力	2 (kN)	4 (kN)	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	反力	2 (kN)	4 (kN)	○	②	-	-	-
	サブプレッションプール水貯蔵系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	66	219	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	92	219	○	②	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	一次応力	23	245	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	一次応力	29	245	○	②	-	-	-
	可燃性ガス濃度制御系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	154	211	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	128	150	○	②	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	一次応力	183	245	○	②	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	一次応力	212	245	○	②	-	-	-
	高圧炉心スプレイ補機冷却水系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	147	229	○	③	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	178	229	○	③	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	一次応力	172	245	○	③	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	一次応力	178	245	○	③	-	-	-
	高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	101	239	○	③	-	-	-
		4.7地震	配管本体	一次応力	146	239	○	③	-	-	-
		3.11地震	配管サポート	反力	7 (kN)	16 (kN)	○	③	-	-	-
		4.7地震	配管サポート	反力	10 (kN)	16 (kN)	○	③	-	-	-

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：斜体は既往の評価における値

表 4-5 詳細評価を適用した設備及び評価の概要

詳細評価を適用した設備	評価の概要
<p style="text-align: center;">燃料交換機 配管系</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 原子炉補機冷却水系 ・ 燃料プール冷却浄化系 ・ 非常用ガス処理系 ・ 高圧炉心スプレイ補機冷却水系 	<p>設計時の評価（スペクトルモデル解析）から，時刻歴応答解析法による評価に変更</p>
<p style="text-align: center;">原子炉建屋クレーン</p>	<p>設計時の評価（公式による算出）から，時刻歴応答解析法による評価に変更</p>
<p style="text-align: center;">蒸気乾燥器</p>	<p>設計時の保守的な継手効率（0.4）から，実態の検査に応じた継手効率（0.55）に変更</p>
<p style="text-align: center;">配管系</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 原子炉補機冷却水系 ・ 原子炉補機冷却海水系 ・ 燃料プール冷却浄化系 ・ 非常用ガス処理系 ・ 高圧炉心スプレイ補機冷却水系 ・ 高圧炉心スプレイ補機冷却海水系 	<p>実機を踏まえたサポートのばね定数に変更（配管系の設計段階ではサポートのばね定数を汎用性のある保守的な設定としている場合があるため，実際のサポート構造を踏まえた精緻なばね定数に変更）</p>

表 4-6 疲労評価結果

対象設備		入力 地震動	繰返しピーク 応力強さ [MPa]	地震による 疲労累積係数 [-]	合計[-]	評価 結果	(参考) 8.16 地震*の影響
配管	復水給水系配管	3.11 地震	99	0.0001	0.0002	○	繰返しピーク応力強さ 78MPa 疲労累積係数 0.0000
		4.7 地震	139	0.0001			
	残留熱除去系配管	3.11 地震	247	0.0027	0.0036	○	繰返しピーク応力強さ 151MPa 疲労累積係数 0.0002
		4.7 地震	238	0.0009			
	原子炉補機冷却海水系 配管	3.11 地震	298	0.0008	0.0014	○	繰返しピーク応力強さ 125MPa 疲労累積係数 0.0001
		4.7 地震	228	0.0006			
機器	給水ノズル	3.11 地震	178	0.0002	0.0019	○	繰返しピーク応力強さ 94MPa 疲労累積係数 0.0001
		4.7 地震	239	0.0017			

注記* : 2005 年 8 月 16 日に発生した宮城県沖地震

表 4-7 動的機能維持評価結果 (1/7)

評価対象設備及び評価箇所			評価用 地震動	評価項目	算出値 (mm)	評価基準値 (mm)	評価 結果
原子 炉 本 体	燃料集合体	制御棒挿入性	3.11地震	燃料集合体 相対変位	18.2	40.0	○
			4.7地震	燃料集合体 相対変位	8.5	40.0	○

表 4-7 動的機能維持評価結果 (2/7)

評価対象設備及び評価箇所			評価用 地震動	評価位置	水平加速度(G)		鉛直加速度(G)		評価 結果
					応答加速度	機能確認済 加速度	応答加速度	機能確認済 加速度	
原子炉冷却系統施設	残留熱除去設備	残留熱除去系ポンプ	3.11地震	コラム先端部	0.62	10.0	0.40	1.0	○
			4.7地震	コラム先端部	0.40	10.0	0.39	1.0	○
		残留熱除去系ポンプ 原動機	3.11地震	軸受部	0.62	2.5	0.40	1.0	○
			4.7地震	軸受部	0.40	2.5	0.39	1.0	○
	非常用炉心 冷却設備 その他原子 炉注水設備	高圧炉心スプレイ系ポンプ	3.11地震	コラム先端部	0.62	10.0	0.40	1.0	○
			4.7地震	コラム先端部	0.40	10.0	0.39	1.0	○
		高圧炉心スプレイ系ポンプ 原動機	3.11地震	軸受部	0.62	2.5	0.40	1.0	○
			4.7地震	軸受部	0.40	2.5	0.39	1.0	○
		低圧炉心スプレイ系ポンプ	3.11地震	コラム先端	0.62	10.0	0.40	1.0	○
			4.7地震	コラム先端	0.40	10.0	0.39	1.0	○
		低圧炉心スプレイ系ポンプ 原動機	3.11地震	軸受部	0.62	2.5	0.40	1.0	○
			4.7地震	軸受部	0.40	2.5	0.39	1.0	○
	原子炉冷却 材補給設備	原子炉隔離時冷却系ポンプ	3.11地震	軸位置 (軸方向)	0.61	1.4	0.39	1.0	○
			4.7地震	軸位置 (軸方向)	0.41	1.4	0.39	1.0	○
		原子炉隔離時冷却系ポンプ 駆動用タービン	3.11地震	重心位置	0.62	2.4	0.39	1.0	○
			4.7地震	重心位置	0.41	2.4	0.39	1.0	○

表 4-7 動的機能維持評価結果 (3/7)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価位置	水平加速度(G)		鉛直加速度(G)		評価 結果
				応答加速度	機能確認済 加速度	応答加速度	機能確認済 加速度	
原子炉冷却 系統施設	原子炉補機 冷却設備	3.11地震	軸位置 (軸方向)	0.62	1.4	0.40	1.0	○
		4.7地震	軸位置 (軸方向)	0.40	1.4	0.39	1.0	○
		3.11地震	軸受部	0.62	4.7	0.40	1.0	○
		4.7地震	軸受部	0.40	4.7	0.39	1.0	○
		3.11地震	コラム先端部	5.07	10.0	0.67	1.0	○
		4.7地震	コラム先端部	6.71	10.0	0.73	1.0	○
		3.11地震	軸受部	4.23	14.0	0.67	1.0	○
		4.7地震	軸受部	5.60	14.0	0.73	1.0	○
		3.11地震	軸位置 (軸方向)	0.62	1.4	0.40	1.0	○
4.7地震	軸位置 (軸方向)	0.40	1.4	0.39	1.0	○		
							高圧炉心スプレイ補機 冷却水ポンプ	
3.11地震	軸受部	0.62	4.7	0.40	1.0	○		
							高圧炉心スプレイ補機 冷却水ポンプ原動機	
4.7地震	軸受部	0.40	4.7	0.39	1.0	○		
							高圧炉心スプレイ補機 冷却水ポンプ原動機	
3.11地震	コラム先端部	2.33	10.0	0.67	1.0	○		
							高圧炉心スプレイ補機 冷却海水ポンプ	
4.7地震	コラム先端部	2.85	10.0	0.73	1.0	○		
							高圧炉心スプレイ補機 冷却海水ポンプ	
3.11地震	軸受部	0.83	2.5	0.67	1.0	○		
							高圧炉心スプレイ補機 冷却海水ポンプ原動機	
4.7地震	軸受部	0.68	2.5	0.73	1.0	○		
							高圧炉心スプレイ補機 冷却海水ポンプ原動機	

表 4-7 動的機能維持評価結果 (4/7)

評価対象設備及び評価箇所			評価用 地震動	評価位置	水平加速度(G)		鉛直加速度(G)		評価 結果		
					応答加速度	機能確認済 加速度	応答加速度	機能確認済 加速度			
放射線 管理 施設	換気設備	中央制御室送風機	3.11地震	軸受部及び メカニカルシールケーシング*	0.64	2.3	0.34	1.0	○		
			4.7地震	軸受部及び メカニカルシールケーシング*	0.64	2.3	0.39	1.0	○		
		中央制御室送風機 原動機	3.11地震	軸受部	0.64	4.7	0.34	1.0	○		
			4.7地震	軸受部	0.64	4.7	0.39	1.0	○		
		中央制御室排風機	3.11地震	軸受部	0.64	2.6	0.34	1.0	○		
			4.7地震	軸受部	0.64	2.6	0.39	1.0	○		
		中央制御室排風機 原動機	3.11地震	軸受部	0.64	4.7	0.34	1.0	○		
			4.7地震	軸受部	0.64	4.7	0.39	1.0	○		
		中央制御室再循環送風機	3.11地震	軸受部及び メカニカルシールケーシング*	0.64	2.3	0.34	1.0	○		
			4.7地震	軸受部及び メカニカルシールケーシング*	0.64	2.3	0.39	1.0	○		
		中央制御室再循環送風機 原動機	3.11地震	軸受部	0.64	4.7	0.34	1.0	○		
			4.7地震	軸受部	0.64	4.7	0.39	1.0	○		
		原子 炉格納 施設	圧力低減設 備 その他の 安全設備	非常用ガス処理系排風機	3.11地震	軸受部及び メカニカルシールケーシング*	0.94	2.3	0.67	1.0	○
					4.7地震	軸受部及び メカニカルシールケーシング*	0.78	2.3	0.89	1.0	○
				非常用ガス処理系排風機 原動機	3.11地震	軸受部	0.94	4.7	0.67	1.0	○
					4.7地震	軸受部	0.78	4.7	0.89	1.0	○
可燃性ガス濃度制御系 再結合装置ブロワ	3.11地震			軸受部	0.92	2.6	0.66	1.0	○		
	4.7地震			軸受部	0.76	2.6	0.87	1.0	○		
可燃性ガス濃度制御系 再結合装置ブロワ 原動機	3.11地震			軸受部	0.92	4.7	0.66	1.0	○		
	4.7地震			軸受部	0.76	4.7	0.87	1.0	○		

表 4-7 動的機能維持評価結果 (5/7)

評価対象設備及び評価箇所			評価用 地震動	評価位置	水平加速度(G)		鉛直加速度(G)		評価 結果
					応答加速度	機能確認済 加速度	応答加速度	機能確認済 加速度	
その他発電用 原子炉の 附属施設	非常用 電源設備	非常用ディーゼル発電設備 ディーゼル機関	3.11地震	機関重心位置	0.84	1.1	0.59	1.0	○
			4.7地震	機関重心位置	0.58	1.1	0.63	1.0	○
		非常用ディーゼル発電設備 ディーゼル発電機	3.11地震	軸受部	0.83	1.1	0.58	1.0	○
			4.7地震	軸受部	0.55	1.1	0.59	1.0	○
		高圧炉心スプレイ系 ディーゼル発電設備 ディーゼル機関	3.11地震	機関重心位置	0.85	1.1	0.59	1.0	○
			4.7地震	機関重心位置	0.58	1.1	0.63	1.0	○
	高圧炉心スプレイ系 ディーゼル発電設備 ディーゼル発電機	3.11地震	軸受部	0.85	1.1	0.60	1.0	○	
		4.7地震	軸受部	0.59	1.1	0.64	1.0	○	

表 4-7 動的機能維持評価結果 (6/7)

評価対象設備及び評価箇所			評価用 地震動	評価位置	水平加速度(G)		鉛直加速度(G)		評価 結果
					応答加速度	機能確認済 加速度	応答加速度	機能確認済 加速度	
弁	燃料プール 冷却浄化系	燃料プール冷却浄化系弁	3.11地震	駆動部	1.49	6.0	0.77	6.0	○
			4.7地震	駆動部	1.35	6.0	1.02	6.0	○
	主蒸気系	主蒸気隔離弁	3.11地震	駆動部	3.03	10.0	3.37	6.2	○
			4.7地震	弁本体*	発生値(MPa) 774		評価基準値(MPa) 785		○
		主蒸気逃がし安全弁	3.11地震	駆動部	2.86	9.6	1.56	6.1	○
			4.7地震	駆動部	5.07	9.6	2.57	6.1	○
	復水給水系	復水給水系弁	3.11地震	駆動部	2.56	6.0	1.71	6.0	○
			4.7地震	駆動部	4.32	6.0	4.82	6.0	○
	残留熱除去 系	残留熱除去系弁	3.11地震	弁本体*	発生値(G) 7.43		評価基準値(G) 41.9		○
			4.7地震	弁本体*	発生値(G) 13.17		評価基準値(G) 41.9		○
	高圧炉心 スプレイ系	高圧炉心スプレイ系弁	3.11地震	駆動部	3.80	6.0	1.36	6.0	○
			4.7地震	駆動部	5.23	6.0	2.16	6.0	○
	低圧炉心 スプレイ系	低圧炉心スプレイ系弁	3.11地震	駆動部	2.96	6.0	1.98	6.0	○
			4.7地震	駆動部	4.30	6.0	3.05	6.0	○
	原子炉隔離 時冷却系	原子炉隔離時冷却系弁	3.11地震	駆動部	2.81	6.0	1.59	6.0	○
			4.7地震	駆動部	5.17	6.0	2.79	6.0	○
	原子炉補機 冷却水系	原子炉補機冷却水系弁	3.11地震	駆動部	3.63	6.0	1.53	6.0	○
			4.7地震	駆動部	5.24	6.0	2.22	6.0	○
	原子炉補機 冷却海水系	原子炉補機冷却海水系弁	3.11地震	駆動部	4.79	6.0	2.77	6.0	○
			4.7地震	駆動部	5.30	6.0	4.11	6.0	○
原子炉冷却 材浄化系	原子炉冷却材浄化系弁	3.11地震	駆動部	2.01	6.0	1.95	6.0	○	
		4.7地震	駆動部	3.61	6.0	3.51	6.0	○	

注記* : 詳細評価

表 4-7 動的機能維持評価結果 (7/7)

評価対象設備及び評価箇所			評価用 地震動	評価位置	水平加速度(G)		鉛直加速度(G)		評価 結果
					応答加速度	機能確認済 加速度	応答加速度	機能確認済 加速度	
弁	制御棒 駆動水圧系	制御棒駆動水圧系 スクラム弁	3.11地震	駆動部	0.83	6.0	0.58	6.0	○
			4.7地震	駆動部	0.57	6.0	0.59	6.0	○
	ほう酸水 注入系	ほう酸水注入系弁	3.11地震	駆動部	2.62	6.0	2.34	6.0	○
			4.7地震	駆動部	4.47	6.0	5.48	6.0	○
	放射性ドレン 移送系	放射性ドレン移送系弁	3.11地震	駆動部	3.50	6.0	2.73	6.0	○
			4.7地震	駆動部	5.63	6.0	5.20	6.0	○
	非常用 ガス処理系	非常用ガス処理系弁	3.11地震	駆動部	3.76	6.0	2.04	6.0	○
			4.7地震	駆動部	5.67	6.0	3.54	6.0	○
	原子炉格納 容器調気系	原子炉格納容器調気系弁	3.11地震	駆動部	3.78	6.0	2.41	6.0	○
			4.7地震	駆動部*	3.00	9.5	6.43	6.8	○
	可燃性ガス 濃度制御系	可燃性ガス濃度制御系弁	3.11地震	駆動部	3.31	6.0	5.99	6.0	○
			4.7地震	弁本体*	発生値(G) 8.62		評価基準値(G) 9.50		○
	高圧炉心 スプレー補機 冷却海水系	高圧炉心スプレー補機 冷却海水系弁	3.11地震	駆動部	2.88	6.0	3.47	6.0	○
			4.7地震	駆動部	3.49	6.0	4.16	6.0	○

注記* : 詳細評価

5. 機器・配管系の耐震設計への反映事項の検討

地震後の設備点検結果及び地震応答解析結果を踏まえ、東北地方太平洋沖地震等による機器・配管系の耐震設計への反映事項を検討するとともに、その後の新規制基準施行に伴い新たに基準地震動 S_s での評価が必要となった既設耐震 B, C クラス施設に対する設計反映事項について整理する。

(1) 地震後の設備点検結果及び地震応答解析を踏まえた機器・配管系の耐震設計への反映事項（既工認記載の耐震 S クラス施設及び耐震 B, C クラス施設）

機器・配管系の耐震設計への反映事項の検討結果等を図 2-1 及び図 5-1 に示す。図 5-1 は、図 2-2 に記載の耐震設計への反映事項の判断フローに基づき、3.11/4.7 地震を踏まえて、機器・配管系、建物・構築物及び土木構造物それぞれに対する耐震設計への反映事項の検討結果を示したものである。

a. 機器・配管系

機器・配管系は、既工認記載の耐震 S クラス設備及び耐震 B, C クラスのうち波及的影響設備の地震応答は弾性応答範囲内であること、また、既工認記載の耐震 S クラス設備に地震による損傷はなく、耐震 B, C クラス設備のうち異常を確認した設備については、原形復旧し、地震による損傷は残らないため、設備健全性確認の観点からは設計反映事項はない。

なお、疲労評価については、3.11/4.7 地震を受けたことを踏まえ、疲労累積係数による疲労評価を実施する場合は、許容限界に対して余裕があることに留意する。

b. 建物・構築物

建物・構築物については、耐震 S クラス施設、耐震 S クラス設備の間接支持機能を有する施設及び耐震 B, C クラス施設に地震による異常はなかったものの、建屋の地震観測記録及び建屋シミュレーションから設計反映事項として、補足説明資料「補足-620-1 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について」に示す建屋の初期剛性低下を建物・構築物の耐震設計に反映するとともに、他施設の耐震設計への反映の可否を検討した結果として、機器・配管系の耐震設計において建屋初期剛性低下を考慮した地震応答解析モデルを用いることとする。

c. 土木構造物

土木構造物については、耐震 S クラス設備の間接支持機能を有する施設に地震による異常はなく、耐震 B, C クラス施設のうち異常を確認した施設については、補修により機能回復しているため、設備健全性確認の観点からは土木構造物の耐震設計

への反映事項はなく、機器・配管系への耐震設計への反映事項もない。

- (2) 既設耐震 B, C クラス施設のうち、新規制基準に伴い基準地震動 S_s での耐震評価が必要な施設への設計反映事項

既設耐震 B, C クラス施設のうち、新規制基準において耐震 S クラスへ格上げする施設、重大事故等対処施設及び波及的影響施設の機能要求により基準地震動 S_s による耐震評価が必要となる施設の耐震設計への反映事項の有無については、施設点検結果等から以下のとおり整理した。

a. 機器・配管系

既設耐震 B, C クラス設備のうち、新規制基準において耐震 S クラスへ格上げする設備、重大事故等対処設備及び波及的影響を及ぼすおそれがある設備に該当し、基準地震動 S_s による耐震評価が必要となる設備（3.11/4.7 地震後に取替を実施する設備を除く）については、地震後の設備健全性確認と同様に、3.11/4.7 地震に対する地震応答が弾性応答範囲内（添付 6 参照）であること、また、地震後の設備点検の結果、耐震性に影響を与えるような損傷はなく、耐震性に影響しない部位について損傷が確認された場合は原形復旧して地震による損傷は残らないため、設備健全性確認の観点からは設計反映事項はない。

b. 建物・構築物

新規制基準に伴い基準地震動 S_s での耐震評価が必要となったタービン建屋は、地震による異常がなかったものの、初期剛性低下の影響を確認し、その影響を設計反映する。

なお、新規制基準に基づく基準地震動 S_s に対して耐震性向上の観点から、耐震補強工事を実施する施設については、その工事内容を耐震設計に反映する。

c. 土木構造物

新規制基準に伴い基準地震動 S_s での耐震評価が必要となった軽油タンク室（軽油タンク室は地下化したが、基礎については継続使用するため評価）、軽油タンク連絡ダクト、復水貯蔵タンク基礎は、地震による異常がなかったため耐震設計への反映事項はない。

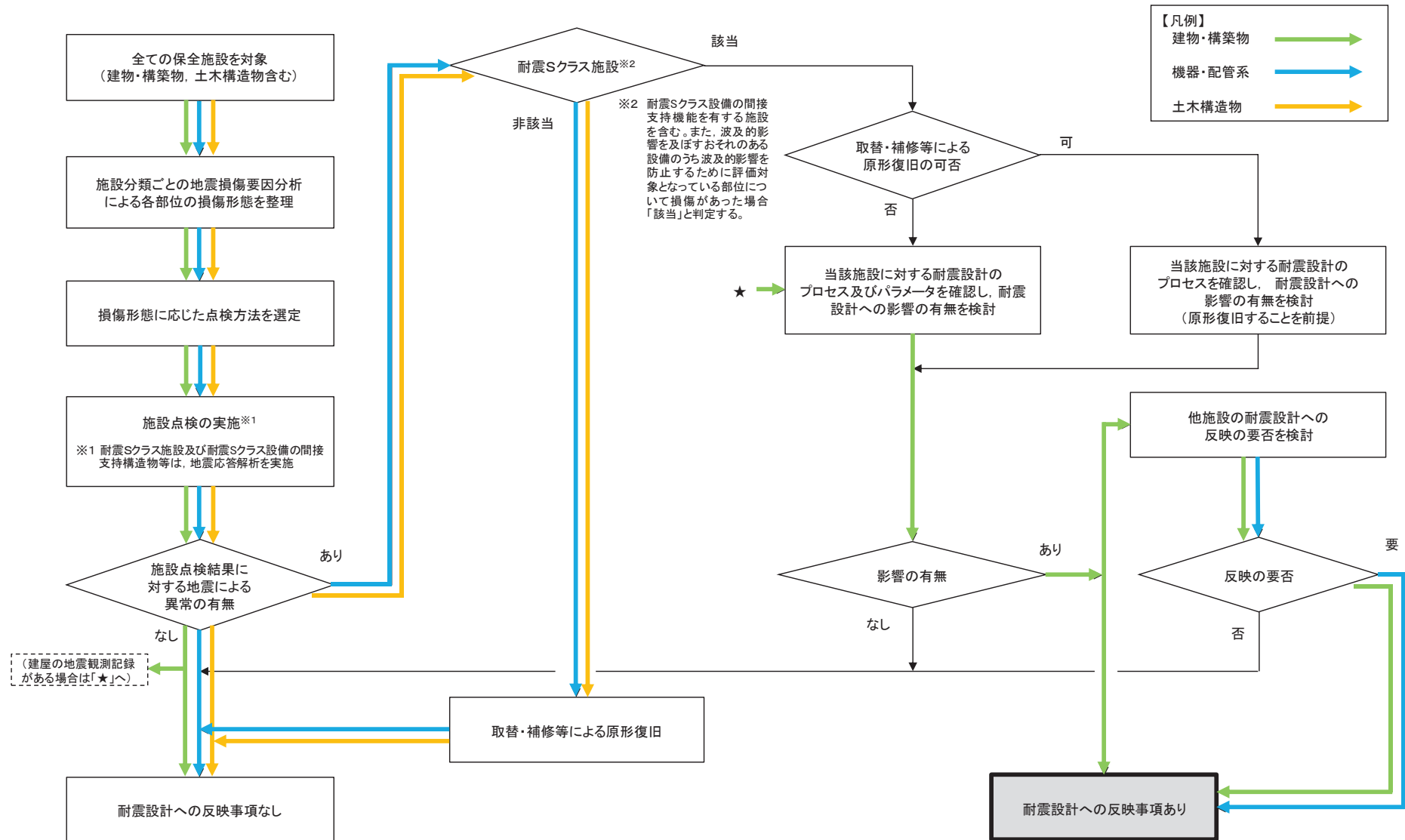


図 5-1 耐震設計への反映事項の検討結果

6. 機器・配管系の耐震設計に反映すべき事項の検討結果

(1) 機器・配管系の点検結果及び耐震評価結果を踏まえた反映事項

地震後の設備点検結果より、耐震 S クラス設備に地震による損傷はなく、耐震 B、C クラス設備のうち異常を確認した設備については、原形に復旧するため、地震による損傷が残らない。地震応答解析結果より、既工認記載の耐震 S クラス設備、耐震 B、C クラス設備のうち波及的影響設備については、地震応答は弾性応答範囲内であり、地震後に地震力が除荷されると変形状態が元に戻る（変形が残らない）ことから耐震設計へ反映すべき事項はない。また、新たに基準地震動 S_s による評価が必要となる既設設備（3.11/4.7 地震後に取替を実施する設備を除く）についても、地震応答は弾性応答範囲内であり、耐震設計へ反映する事項はないことを確認した。

なお、3.11/4.7 地震による設備に対する疲労影響は十分に小さく、設計事項への反映は必要ないと考えられるが、機器・配管系の疲労評価では、3.11/4.7 地震の影響を考慮して疲労累積係数に 0.01 以上の余裕があることを確認する。

(2) 地震影響を踏まえた建屋の地震応答解析モデル及び入力地震動の設定

建屋のコンクリートの乾燥収縮及び地震による影響の観点からは、機器・配管系の耐震設計について、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解析モデルによる地震応答を用いた評価を実施する。地震応答解析モデルへの反映に当たっては、地震計が設置されている既設建屋（原子炉建屋、制御建屋、タービン建屋、第 3 号機海水熱交換器建屋及び第 1 号機制御建屋）について、シミュレーション解析に基づいて建屋初期剛性を評価し、過去の地震観測記録の傾向分析等を踏まえて設計値に対する補正係数を設定した。さらに、過去の観測よりも大きな加速度となる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（基準地震動 S_s による剛性低下を反映するモデル）を不確かさケースとして採用する。また、原子炉建屋、タービン建屋及び第 3 号機海水熱交換器建屋においては、地震観測記録とシミュレーション解析結果の整合性を踏まえ、表層地盤の影響を考慮して入力地震動を算定する。

(3) コンクリートに関連する設備評価への影響確認

設置許可段階での検討において、機器・配管系のうち、コンクリートに関連する設備を構造的な分類によって抽出し、評価に及ぼす影響の有無を確認している。機器の基礎台、機器アンカー部等は、十分な剛性を有しており、建屋と一体となって挙動することから、乾燥収縮及び地震影響によるコンクリートのひび割れが設備の地震応答解析モデル及び設備の許容限界に及ぼす影響がないと考えられる。原子炉本体の基礎については、コンクリートのひび割れの影響はないと考えられるが、念のため原子炉

建屋と同様に初期剛性低下を考慮した地震応答解析モデルによる評価を実施する。
(補足説明資料「補足-620-1 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について」のうち、「5.5 設備評価への反映方針」参照)。

7. 今回工認における耐震評価結果を踏まえた検討

(1) 検討の目的

3.11/4.7地震に対する構造強度評価は設計時又は既往の評価における裕度の最も小さい部位を代表部位とすることを基本としており、評価用地震動が変わると裕度最小部位が変わる可能性がある。そのため、今回工認の耐震評価に用いる基準地震動に対する裕度最小部位と3.11/4.7地震に対する構造強度評価対象部位を比較するとともに、今回工認における裕度最小部位が3.11/4.7地震に対して弾性応答範囲内であって、地震による損傷等がなかったことを確認する。

本検討は、設計時又は既往の評価結果を踏まえて選定した3.11/4.7地震に対する構造強度評価部位による6項「機器・配管系の耐震設計に反映すべき事項の検討結果」が妥当であったことを補強するものである。

(2) 検討対象設備の抽出

3.11/4.7地震以降、耐震性向上を含む安全対策工事を実施(各系統の配管系等)しているため、本検討における比較対象設備は、耐震Sクラスの未改造設備である3.11/4.7地震の構造強度評価対象設備とする。耐震裕度向上を目的とした改造を実施する配管系などの設備は、3.11/4.7地震における設備状態から変化し、比較対象とならないため、検討対象としない。また、動的機能維持評価対象設備については、構造強度評価にて弾性応答範囲内であること及び「原子力発電所耐震設計技術指針J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」にて機器型式ごとに評価部位が特定されていることから検討対象としない。

以上を踏まえ、3.11/4.7地震の構造強度評価対象設備(表4-1)について、図7-1の検討対象設備抽出フローに基づき、3.11/4.7地震後における改造の有無、3.11/4.7地震の評価部位と今回工認における裕度最小部位との相違に着目し、以下の区分で分類した結果を表7-1に示す。

青枠 : 3.11/4.7地震後に改造を実施した設備(改造の影響を受ける設備を含む)

緑枠 : 未改造設備であり、裕度最小部位に相違がない設備

赤枠 : 未改造設備であり、裕度最小部位に相違がある設備

上記のうち赤枠に分類された設備を検討対象として、今回工認の耐震評価における裕度最小部位が3.11/4.7地震に対して弾性応答範囲内であったことを確認する。

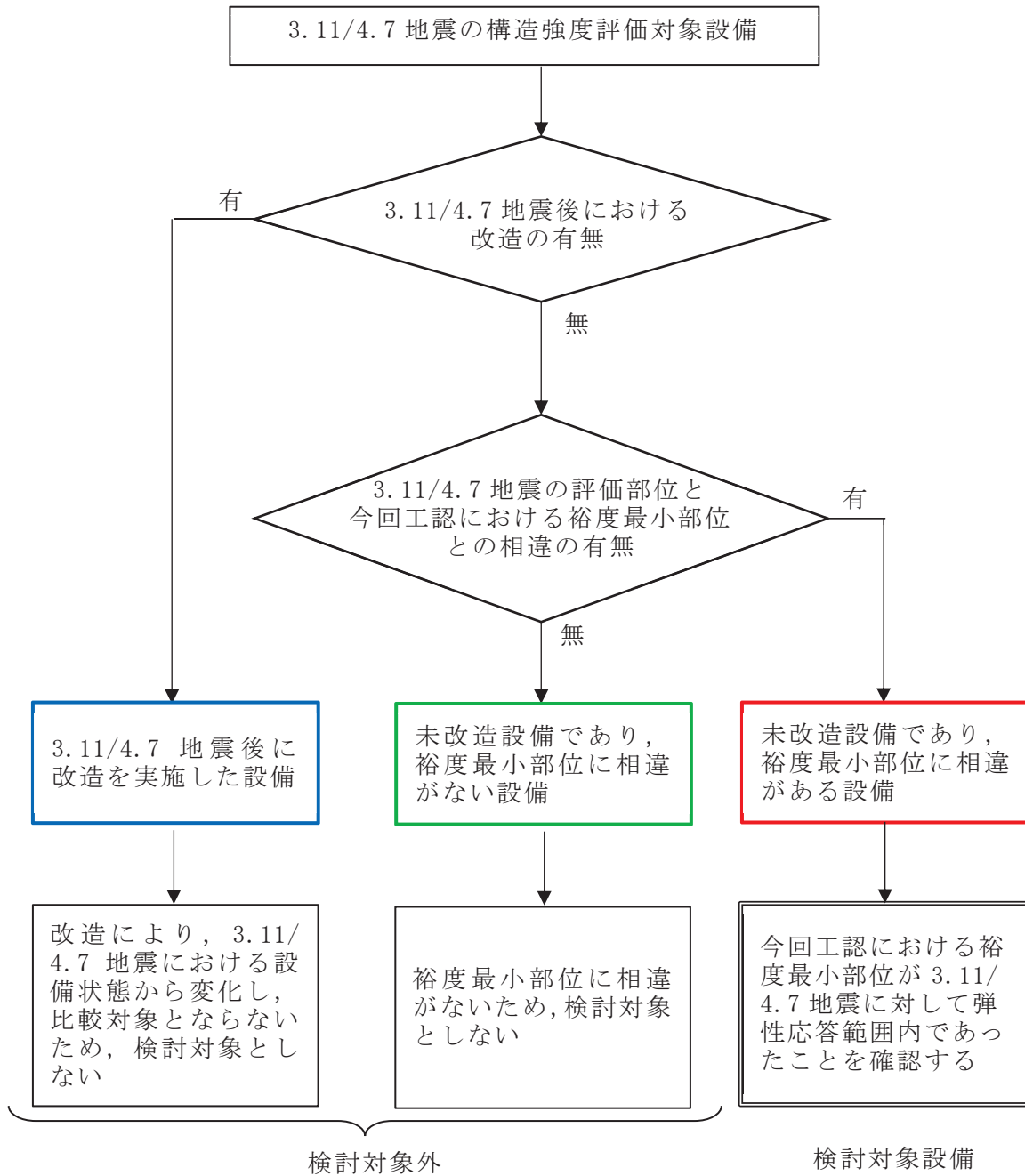


図 7-1 検討対象設備の抽出フロー

表 7-1 3.11/4.7 地震の構造強度評価対象設備に対する分類結果 (1/12)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法※1
原子炉 炉本体	原子炉 圧力 容器 本体	3.11地震	胴板	一次一般膜応力	176	303	○	①
		3.11地震	下部鏡板	一次一般膜応力	115	303	○	①
		3.11地震	スタブチューブ	一次膜＋ 一次曲げ応力	193	271	○	①
		3.11地震	ノズル セーフエンド	一次膜＋ 一次曲げ応力	153	193	○	①
		3.11地震	ノズル セーフエンド	一次膜＋ 一次曲げ応力	135	253	○	①
		3.11地震	ノズル セーフエンド	一次膜＋ 一次曲げ応力	140	253	○	①
		3.11地震	ノズル セーフエンド	一次膜＋ 一次曲げ応力	141	418	○	①
		3.11地震	蒸気乾燥器 支持ブラケット	一次膜＋ 一次曲げ応力	147	213	○	②

表 7-1 3.11/4.7 地震の構造強度評価対象設備に対する分類結果 (2/12)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法 ^{※1}		
原子炉本体	原子炉支持構造物 原子炉圧力容器	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	105	499	○	②		
				4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	91	499	○	②
		原子炉圧力容器 支持スカート	3.11地震	スカート	軸圧縮応力	0.35 (単位なし)	1 (単位なし)	○	②	
					4.7地震	スカート	軸圧縮応力	0.32 (単位なし)	1 (単位なし)	○
	原子炉属構造物 原子炉圧力容器	原子炉圧力容器 スタビライザ	3.11地震	ブラケット	一次応力 (組合せ)	110	198	○	②	
			4.7地震	ブラケット	一次応力 (組合せ)	118	198	○	②	
		原子炉格納容器 スタビライザ	3.11地震	外側フィニッシュ シヤラグ本体	一次応力 (組合せ)	143	176	○	②	
			4.7地震	ガセットプレート	一次応力 (組合せ)	116	176	○	②	
		制御棒駆動機構 ハウジング支持金具	3.11地震	レストレイントビーム	強軸曲げ応力	81	201	○	①	
			4.7地震	レストレイントビーム	強軸曲げ応力	103	201	○	①	
		差圧検出・ほう酸水注入系 配管 (ティーよりN11ノズルまで の外管)	3.11地震	パイプ	一次一般膜応力	42	114	○	①	
			4.7地震	パイプ	一次一般膜応力	43	114	○	①	
		原子炉圧力容器 内部構造物	蒸気乾燥器	3.11地震	耐震用ブロック 溶接部	純せん断応力	24	47	○	③
				4.7地震	耐震用ブロック 溶接部	純せん断応力	27	47	○	③
	シュラウドヘッド		3.11地震	シュラウドヘッド	一次膜＋ 一次曲げ応力	232	265	○	② ^{※2}	
			4.7地震	シュラウドヘッド	一次膜＋ 一次曲げ応力	248	265	○	② ^{※2}	
	気水分離器及び スタンドパイプ		3.11地震	スタンドパイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	93	106	○	②	
			4.7地震	スタンドパイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	100	106	○	②	

表 7-1 3.11/4.7 地震の構造強度評価対象設備に対する分類結果 (3/12)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法※1	
原子炉 本体	原子炉圧力 容器内 部構造 物	給水スパーージャ	3.11地震	ヘッダ	一次膜＋ 一次曲げ応力	25	139	○	①
			4.7地震	ヘッダ	一次膜＋ 一次曲げ応力	28	139	○	①
		高圧及び低圧炉心 スプレイスパーージャ	3.11地震	ティー	一次一般膜応力	10	92	○	①
			4.7地震	ティー	一次一般膜応力	15	92	○	①
		ジェットポンプ	3.11地震	ライザ	一次膜＋ 一次曲げ応力	69	174	○	①
			4.7地震	ライザ	一次膜＋ 一次曲げ応力	82	174	○	①
		残留熱除去系配管 (原子炉圧力容器内部)	3.11地震	リング	一次一般膜応力	15	57	○	①
			4.7地震	リング	一次一般膜応力	17	57	○	①
		高圧及び低圧炉心 スプレイ系配管 (原子炉圧力容器内部)	3.11地震	パイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	36	214	○	①
			4.7地震	パイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	54	214	○	①
	差圧検出・ほう酸水 注入系配管 (原子炉圧力容器内部)	3.11地震	パイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	30	139	○	①	
		4.7地震	パイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	49	139	○	①	
	中性子束計測案内管	3.11地震	中性子束計測 案内管下部	一次膜＋ 一次曲げ応力	34	172	○	②	
		4.7地震	中性子束計測 案内管下部	一次膜＋ 一次曲げ応力	25	172	○	②	
	炉心支持 構造物	炉心シュラウド	3.11地震	下部胴	一次一般膜応力	69	92	○	②
			4.7地震	下部胴	一次一般膜応力	71	92	○	②
		シュラウドサポート	3.11地震	シュラウドサポート レグ	軸圧縮応力	175	198	○	①
			4.7地震	シュラウドサポート レグ	軸圧縮応力	177	198	○	①

表 7-1 3.11/4.7 地震の構造強度評価対象設備に対する分類結果 (4/12)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法 ^{*1}	
原子炉本体	炉心支持構造物	炉心シュラウド 支持ロッド	3.11地震	上部タイロッド	一次膜＋ 一次曲げ応力	366	455	○	②
			4.7地震	上部タイロッド	一次膜＋ 一次曲げ応力	366	455	○	②
		上部格子板	3.11地震	グリッドプレート	一次膜＋ 一次曲げ応力	65	214	○	②
			4.7地震	グリッドプレート	一次膜＋ 一次曲げ応力	45	214	○	②
		炉心支持板	3.11地震	支持板	一次膜＋ 一次曲げ応力	130	268	○	②
			4.7地震	支持板	一次膜＋ 一次曲げ応力	87	268	○	②
	制御棒案内管	3.11地震	長手中央部	一次一般膜応力	39	143	○	②	
		4.7地震	長手中央部	一次一般膜応力	35	143	○	②	
	原子炉本体の基礎	外筒, 内筒, 縦リブ	3.11地震	外筒	一次応力 (組合せ)	262	427	○	②
			4.7地震	外筒	一次応力 (組合せ)	206	427	○	②
		CRD開口部	3.11地震	CRD開口部	一次応力 (せん断)	127	246	○	②
			4.7地震	CRD開口部	一次応力 (せん断)	99	246	○	②
		アンカボルト	3.11地震	アンカボルト	定着力	874 (kN/本)	1523 (kN/本)	○	②
			4.7地震	アンカボルト	定着力	654 (kN/本)	1523 (kN/本)	○	②
スカートフランジ		3.11地震	スカート フランジ	一次応力 (曲げ)	247	492	○	②	
		4.7地震	スカート フランジ	一次応力 (曲げ)	187	492	○	②	

表 7-1 3.11/4.7 地震の構造強度評価対象設備に対する分類結果 (5/12)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法 ^{※1}	
計測制御系統施設	制御材	制御棒中性子吸収棒	3.11地震	中性子吸収棒	一次一般膜応力	35	142	○	②
			4.7地震	中性子吸収棒	一次一般膜応力	35	142	○	②
	駆制御材	水圧制御ユニット	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	169	475	○	①
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	149	475	○	①
	ほう酸水注入設備	ほう酸水注入系 ポンプ	3.11地震	ポンプ取付ボルト	一次応力 (せん断)	33	118	○	①
			4.7地震	ポンプ取付ボルト	一次応力 (せん断)	43	118	○	①
		ほう酸水注入系 貯蔵タンク	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	47	173	○	②
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	47	173	○	②
	計測装置	起動領域モニタ ドライチューブ	3.11地震	パイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	120	308	○	②
			4.7地震	パイプ	一次膜＋ 一次曲げ応力	91	308	○	②
		局部出力領域モニタ 検出器集合体	3.11地震	カバーチューブ	一次膜＋ 一次曲げ応力	109	200	○	②
			4.7地震	カバーチューブ	一次膜＋ 一次曲げ応力	88	200	○	②
		直立型制御盤	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	21	173	○	②
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	24	173	○	②
		ベンチ型制御盤	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	16	173	○	②
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	18	173	○	②
		現場盤	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	23	173	○	①
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	30	173	○	①
		格納容器内 雰囲気モニタ	3.11地震	水素ガス濃度 検出器取付板 取付ボルト	一次応力 (引張)	10	180	○	①
			4.7地震	水素ガス濃度 検出器取付板 取付ボルト	一次応力 (引張)	13	180	○	①

表 7-1 3.11/4.7 地震の構造強度評価対象設備に対する分類結果 (6/12)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法 ^{*1}	
原子炉冷却系統施設	残留熱除去設備	残留熱除去系 熱交換器	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	82	147	○	②
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	56	169	○	②
		残留熱除去系 ポンプ	3.11地震	原動機台 取付ボルト	一次応力 (引張)	26	444	○	①
			4.7地震	原動機台 取付ボルト	一次応力 (引張)	25	444	○	①
	原子炉冷却材 補給設備	原子炉隔離時冷却系 ポンプ	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	20	169	○	①
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	19	169	○	①
		原子炉隔離時冷却系 ポンプ駆動用タービン	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	45	169	○	①
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	44	169	○	①
	その他原子炉注水設備	高压炉心スプレイ系 ポンプ	3.11地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	27	455	○	①
			4.7地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	26	455	○	①
		低压炉心スプレイ系 ポンプ	3.11地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	29	491	○	①
			4.7地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	28	491	○	①
	原子炉冷却材の 循環設備	主蒸気逃がし安全弁 逃がし弁機能用 アキュムレータ	3.11地震	ラグ	一次応力 (組合せ)	45	203	○	②
			4.7地震	ラグ	一次応力 (組合せ)	61	203	○	②
主蒸気逃がし安全弁 自動減圧機能用 アキュムレータ		3.11地震	ラグ	一次応力 (組合せ)	74	203	○	②	
		4.7地震	ラグ	一次応力 (組合せ)	100	203	○	②	

表 7-1 3.11/4.7 地震の構造強度評価対象設備に対する分類結果 (7/12)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法※1	
原子炉冷却系統施設	原子炉補機冷却設備	原子炉補機冷却水系 熱交換器	3.11地震	胴板	一次応力	176	415	○	②
			4.7地震	胴板	一次応力	157	415	○	②
		原子炉補機冷却水 ポンプ	3.11地震	原動機取付ボルト	一次応力 (せん断)	16	122	○	①
			4.7地震	原動機取付ボルト	一次応力 (せん断)	15	122	○	①
		原子炉補機冷却海水 ポンプ	3.11地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	95	475	○	①
			4.7地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	126	475	○	①
		原子炉補機冷却水 サージタンク	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	40	169	○	②
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	42	169	○	②
		原子炉補機冷却海水系 ストレナ	3.11地震	胴板	一次応力	38	346	○	②
			4.7地震	胴板	一次応力	33	346	○	②
		高圧炉心スプレイ 補機冷却水系熱交換器	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	29	133	○	②
			4.7地震	胴板	一次応力	82	415	○	②
		高圧炉心スプレイ 補機冷却水ポンプ	3.11地震	原動機取付ボルト	一次応力 (せん断)	8	133	○	①
			4.7地震	原動機取付ボルト	一次応力 (せん断)	8	133	○	①
		高圧炉心スプレイ 補機冷却海水ポンプ	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	12	153	○	①
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	14	153	○	①
		高圧炉心スプレイ 補機冷却水サージタンク	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	29	175	○	②
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	29	175	○	②

表 7-1 3.11/4.7 地震の構造強度評価対象設備に対する分類結果 (8/12)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法 ^{*1}	
原子 炉 格 納 施 設	原子 炉 格 納 容 器	3.11地震	サントクッション部	座屈	0.48 (単位なし)	1 (単位なし)	○	②	
			4.7地震	サントクッション部	座屈	0.37 (単位なし)	1 (単位なし)	○	②
		ドライウエル ベント開口部		3.11地震	D/Wベント開口部	一次膜＋ 一次曲げ応力	166	495	○
			4.7地震	D/Wベント開口部	一次膜＋ 一次曲げ応力	184	495	○	①
		サブプレッションチェンバ	3.11地震	胴エビ継手部底部	一次膜＋ 一次曲げ応力	174	356	○	①
			4.7地震	胴エビ継手部底部	一次膜＋ 一次曲げ応力	170	356	○	①
		機器搬出入用ハッチ	3.11地震	機器搬出入用 ハッチ取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	111	495	○	①
			4.7地震	機器搬出入用 ハッチ取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	156	495	○	①
		逃がし安全弁搬出入口	3.11地震	逃がし安全弁 搬出入口取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	120	495	○	①
			4.7地震	逃がし安全弁 搬出入口取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	223	495	○	①
		所員用エアロック	3.11地震	所員用エアロック 取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	153	495	○	①
			4.7地震	所員用エアロック 取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	285	495	○	①
		制御棒駆動機構 搬出入口	3.11地震	制御棒駆動機構 搬出入口取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	131	495	○	①
			4.7地震	制御棒駆動機構 搬出入口取付部	一次膜＋ 一次曲げ応力	147	495	○	①
		ボックスサポート	3.11地震	フランジプレート	一次応力 (組合せ)	178	192	○	②
			4.7地震	フランジプレート	一次応力 (組合せ)	123	192	○	②
		配管貫通部	3.11地震	X-82B	一次モーメント	9024 (kN・mm)	14680 (kN・mm)	○	② ^{*2}
			4.7地震	X-82B	一次モーメント	11090 (kN・mm)	14680 (kN・mm)	○	② ^{*2}
		電気配線貫通部	3.11地震	X-105A	一次モーメント	77190 (kN・mm)	245600 (kN・mm)	○	② ^{*2}
			4.7地震	X-105A	一次モーメント	106000 (kN・mm)	245600 (kN・mm)	○	② ^{*2}

表 7-1 3.11/4.7 地震の構造強度評価対象設備に対する分類結果 (9/12)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法 ^{※1}	
原子炉格納施設	その他の 圧力低減 安全設備	ベントヘッド	3.11地震	ベントヘッド サポート	圧縮応力	43	63	○	②
			4.7地震	ベントヘッド サポート	圧縮応力	47	63	○	②
		ダウンカム	3.11地震	ベントヘッド 接続部	一次膜＋ 一次曲げ応力	153	229	○	①
			4.7地震	ベントヘッド 接続部	一次膜＋ 一次曲げ応力	171	229	○	①
		ベント管	3.11地震	ベントヘッド接続部	一次膜＋ 一次曲げ応力	74	344	○	①
			4.7地震	ベントヘッド接続部	一次膜＋ 一次曲げ応力	82	344	○	①
		ベント管パローズ	3.11地震	ベント管パローズ	疲労	0.001以下 (単位なし)	1 (単位なし)	○	①
			4.7地震	ベント管パローズ	疲労	0.001以下 (単位なし)	1 (単位なし)	○	①
		サブプレッションチェンバ スプレイ管	3.11地震	スプレイ管	一次応力	107	219	○	②
	4.7地震		スプレイ管	一次応力	98	219	○	②	
	可燃性ガス濃度制御系 再結合装置	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	126	350	○	①	
		4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	167	350	○	①	
	可燃性ガス濃度制御系 再結合装置ブロワ	3.11地震	ベース取付 溶接部	一次応力 (せん断)	43	116	○	①	
		4.7地震	ベース取付 溶接部	一次応力 (せん断)	57	116	○	①	
	非常用ガス処理系 排風機	3.11地震	排風機取付ボルト	一次応力 (引張)	43	150	○	②	
		4.7地震	排風機取付ボルト	一次応力 (引張)	39	150	○	②	
	非常用ガス処理系 フィルタ装置	3.11地震	スライドボルト	一次応力 (せん断)	135	342	○	②	
		4.7地震	スライドボルト	一次応力 (せん断)	113	342	○	②	
	非常用ガス処理系 空気乾燥装置	3.11地震	スライドボルト	一次応力 (せん断)	37	342	○	②	
		4.7地震	スライドボルト	一次応力 (せん断)	31	342	○	②	

表 7-1 3.11/4.7 地震の構造強度評価対象設備に対する分類結果 (10/12)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法 ^{※1}	
放射線 管理施設	換気 設備	中央制御室 送風機	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	13	173	○	②
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	13	173	○	②
		中央制御室 排風機	3.11地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	16	180	○	②
			4.7地震	原動機取付ボルト	一次応力 (引張)	17	180	○	②
		中央制御室 再循環送風機	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	7	173	○	②
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	7	173	○	②
	中央制御室 再循環フィルタ装置	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	22	133	○	②	
		4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	22	133	○	②	
	計測 管放射 線用 装置	燃料取替エリア 放射線モニタ	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	9	180	○	①
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	11	180	○	①
	生 装 体 置 遮 蔽	原子炉しゃへい壁 (波及的影響設備)	3.11地震	開口集中部	一次応力 (組合せ)	120	235	○	②
			4.7地震	開口集中部	一次応力 (組合せ)	115	235	○	②

表 7-1 3.11/4.7 地震の構造強度評価対象設備に対する分類結果 (11/12)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法※1	
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	使用済燃料貯蔵ラック (110体ラック)	3.11地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	59	205	○	①
			4.7地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	61	205	○	①
		使用済燃料貯蔵ラック (170体ラック)	3.11地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	79	205	○	①
			4.7地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	99	205	○	①
		制御棒・破損燃料 貯蔵ラック	3.11地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	39	108	○	①
			4.7地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	47	108	○	①
燃料取扱設備	燃料交換機 (波及的影響設備)	3.11地震	構造物フレーム	一次応力 (組合せ)	212	231	○	③	
		4.7地震	構造物フレーム	一次応力 (組合せ)	206	231	○	③	
	原子炉建屋クレーン (波及的影響設備)	3.11地震	脱線防止ラグ	圧縮応力	117	309	○	③	
		4.7地震	脱線防止ラグ	圧縮応力	129	309	○	③	
その他発電用原子炉の附属施設	非常用ディーゼル 発電設備 ディーゼル機関	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	79	254	○	②	
		4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	50	254	○	②	
	非常用ディーゼル 発電設備 ディーゼル発電機	3.11地震	軸受台取付ボルト	一次応力 (引張)	65	180	○	①	
		4.7地震	軸受台取付ボルト	一次応力 (引張)	67	180	○	①	
	非常用ディーゼル 発電設備 燃料デイトンク	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	33	158	○	②	
		4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	34	158	○	②	
	非常用ディーゼル 発電設備 空気だめ	3.11地震	胴板	一次一般膜 応力	91	241	○	①	
		4.7地震	胴板	一次一般膜 応力	91	241	○	①	

表 7-1 3.11/4.7 地震の構造強度評価対象設備に対する分類結果 (12/12)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法※1	
その他発電用原子炉の附属施設	非常用電源設備	高圧炉心スプレイ系 ディーゼル発電設備 ディーゼル機関	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	123	254	○	②
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	89	254	○	②
		高圧炉心スプレイ系 ディーゼル発電設備 ディーゼル発電機	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	58	195	○	①
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	63	195	○	①
		高圧炉心スプレイ系 ディーゼル発電設備 燃料デイトンク	3.11地震	スカート	座屈	0.31 (単位なし)	1 (単位なし)	○	①
			4.7地震	スカート	座屈	0.42 (単位なし)	1 (単位なし)	○	①
		高圧炉心スプレイ系 ディーゼル発電設備 空気だめ	3.11地震	胴板	一次一般膜応力	91	241	○	①
			4.7地震	胴板	一次一般膜応力	91	241	○	①
		125V蓄電池2A (2個並び1段2列)	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	19	133	○	①
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	25	133	○	①
		125V蓄電池2H (15個並び1段1列)	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	19	133	○	①
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	24	133	○	①
		125V充電器2A	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	14	133	○	①
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	15	133	○	①
		125V充電器2H	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	22	173	○	①
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	25	173	○	①
		静止形無停電 電源装置	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	12	133	○	①
			4.7地震	取付ボルト	一次応力 (せん断)	13	133	○	①

(3) 検討対象設備に対する確認結果

上記で赤枠に分類された設備（19 設備）について、3.11/4.7 地震の構造強度評価結果及び今回工認における耐震評価結果（弾性設計用地震動 S_d / 基準地震動 S_s ）との比較を表 7-2 に示す。

3.11/4.7 地震の評価部位と今回工認における裕度最小部位に相違がある要因としては、3.11/4.7 地震の評価部位は、設計時及び既往の評価に基づき選定しているため、それらの評価地震動と今回工認における基準地震動との特性（水平及び鉛直方向の大きさ、床応答スペクトルにおける周期特性など）の違いが考えられる。

今回工認における弾性設計用地震動 S_d 及び基準地震動 S_s それぞれの耐震評価結果の裕度最小部位について、3.11/4.7 地震に対して弾性応答範囲内であったことの確認は、3.11/4.7 地震の構造強度評価における評価方法の違いに応じて、以下のとおり実施した。

① 簡易評価（応答倍率法による評価）を実施していた設備（13 設備）

3.11/4.7 地震の構造強度評価において簡易評価を実施している設備については、設計時又は既往の評価において比較的裕度の大きな設備となっている。

これらの設備については、表 7-2 に示すとおり、今回工認における基準地震動 S_s による発生応力等（裕度最小部位）が許容応力状態Ⅲ_AS に対する評価基準値以下であることから、基準地震動 S_s に包絡される 3.11/4.7 地震に対して、今回工認における弾性設計用地震動 S_d 及び基準地震動 S_s それぞれの耐震評価結果の裕度最小部位が弾性応答範囲内になることは明らかである（基準地震動 S_s と 3.11/4.7 地震との関係を添付 7 に示す）。

② 設計時と同等の評価を実施していた設備（6 設備）

3.11/4.7 地震の構造強度評価において設計時と同等の評価を実施していた設備については、評価部位（代表部位）以外についても設計時と同等の評価を実施している。

これらの設備については、表 7-2 に示すとおり、今回工認における弾性設計用地震動 S_d 及び基準地震動 S_s それぞれの耐震評価結果の裕度最小部位についても 3.11/4.7 地震の発生応力等が弾性応答範囲内であることを確認している。

表7-2 3.11/4.7地震の構造強度評価結果と今回工認における耐震評価結果の比較 (1/2)

A. 3.11/4.7地震による耐震評価結果								B. S d及びS sそれぞれにおける裕度最小部位の耐震評価結果								C. B.の評価部位、評価項目での3.11/4.7地震による耐震評価結果							
評価対象設備及び評価箇所			評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価基準値 (Ⅲ _s S) [MPa]	評価 ○	評価 方法*1	評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値*2 [MPa]	評価 ○	評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価基準値 (Ⅲ _s S) [MPa]	評価 ○		
原子炉 本体	原子炉 圧力容器 付属構造物	原子炉格納容器 スタビライザ	3.11地震	外側フィニッシュ シヤラグ本体 (溶接部)	一次応力 (組合せ)	143	176	○	②	S d	外側フィニッシュ シヤラグ本体 (溶接部)	一次応力 (組合せ)	117		○	3.11地震	3.11による地震応答解析結果からⅢ _s S以下であることを確認済み				○		
			4.7地震	ガセットプレート	一次応力 (組合せ)	116	176	○	②	S s	外側フィニッシュ シヤラグ本体 (溶接部)	一次応力 (組合せ)	211		○			4.7地震	外側フィニッシュ シヤラグ本体 (溶接部)	一次応力 (組合せ)	104	176	○
	原子炉 圧力容器 内部構造物	高圧及び低圧炉心 スプレイスバー ज्या		3.11地震	ティー	一次一般膜応力	10	92	○	①	S d	ヘッダ	一次膜+ 一次曲げ応力	16	139	○	3.11地震	S sによる算出値がⅢ _s S以下であり、 3.11/4.7地震に対してもⅢ _s S以下となる*3				○	
				4.7地震	ティー	一次一般膜応力	15	92	○	①	S s	ヘッダ	一次膜+ 一次曲げ応力	23	223	○			4.7地震				○
	炉心 支持構造物	炉心シュラウド		3.11地震	下部胴	一次一般膜応力	69	92	○	②	S d	下部胴	一次一般膜応力	56	92	○	3.11地震	上部サポート支持面	支圧応力	34	158	○	
				4.7地震	下部胴	一次一般膜応力	71	92	○	②	S s	上部サポート支持面	支圧応力	160	210	○			4.7地震	上部サポート支持面	支圧応力	35	158
		炉心シュラウド 支持ロッド		3.11地震	上部タイロッド	一次膜+ 一次曲げ応力	366	455	○	②	S d	トグルピン	一次応力 (せん断)	190	289	○	3.11地震	トグルピン /トグルクレビス	一次応力 (せん断) /一次一般膜応力	68 /109	289 /483	○	
				4.7地震	上部タイロッド	一次膜+ 一次曲げ応力	366	455	○	②	S s	トグルクレビス	一次一般膜応力	515	585	○			4.7地震	トグルピン /トグルクレビス	一次応力 (せん断) /一次一般膜応力	70 /112	289 /483
	原子炉本体 の基礎	外筒,内筒,縦リブ		3.11地震	外筒	一次応力 (組合せ)	262	427	○	②	S d	縦リブ	一次応力 (組合せ)	186		○	3.11地震	縦リブ	一次応力 (組合せ)	193	427	○	
				4.7地震	外筒	一次応力 (組合せ)	206	427	○	②	S s	縦リブ	一次応力 (組合せ)	261		○			4.7地震	縦リブ	一次応力 (組合せ)	168	427
	系統 制御 設備	制御材 駆動装置	水圧制御ユニット	3.11地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	169	475	○	①	S d	フレーム	一次応力 (組合せ)	219	241	○	3.11地震	S sによる算出値がⅢ _s S以下であり、 3.11/4.7地震に対してもⅢ _s S以下となる				○	
				4.7地震	取付ボルト	一次応力 (引張)	149	475	○	①	S s	フレーム	一次応力 (組合せ)	219	276	○			4.7地震				○
ほう酸水 注入設備		ほう酸水注入系 ポンプ		3.11地震	ポンプ取付ボルト	一次応力 (せん断)	33	118	○	①	S d	基礎ボルト	一次応力 (引張)	67	173	○	3.11地震	S sによる算出値がⅢ _s S以下であり、 3.11/4.7地震に対してもⅢ _s S以下となる				○	
				4.7地震	ポンプ取付ボルト	一次応力 (せん断)	43	118	○	①	S s	基礎ボルト	一次応力 (引張)	67	207	○			4.7地震				○
原子炉 冷却 系統 施設	残留熱除去 設備	残留熱除去系 ポンプ	3.11地震	原動機台 取付ボルト	一次応力 (引張)	26	444	○	①	S d	バレルケーシング	一次一般膜応力	44	190	○	3.11地震	S sによる算出値がⅢ _s S以下であり、 3.11/4.7地震に対してもⅢ _s S以下となる				○		
			4.7地震	原動機台 取付ボルト	一次応力 (引張)	25	444	○	①	S s	バレルケーシング	一次一般膜応力	44	218	○			4.7地震				○	
	原子炉補機 冷却設備	原子炉補機冷却海水 ポンプ		3.11地震	原動機 取付ボルト	一次応力 (引張)	95	475	○	①	S d	原動機 取付ボルト	一次応力 (せん断)	14	122	○	3.11地震	S sによる算出値がⅢ _s S以下であり、 3.11/4.7地震に対してもⅢ _s S以下となる				○	
				4.7地震	原動機 取付ボルト	一次応力 (引張)	126	475	○	①	S s	原動機 取付ボルト	一次応力 (せん断)	14	146	○			4.7地震				○
	高圧炉心スプレ イ補機冷却水系熱交換器			3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	29	133	○	②	S d	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	40	133	○	3.11地震	3.11による地震応答解析結果からⅢ _s S以下であることを確認済み				○	
				4.7地震	胴板	一次応力	82	415	○	②	S s	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	40	159	○			4.7地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	19	133
取扱 燃料 施設 及び 質 び	使用済燃料 貯蔵設備	使用済燃料貯蔵ラック (110体ラック)	3.11地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	59	205	○	①	S d	補強板 d	一次応力 (組合せ)	140	205	○	3.11地震	S sによる算出値がⅢ _s S以下であり、 3.11/4.7地震に対してもⅢ _s S以下となる				○		
			4.7地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	61	205	○	①	S s	補強板 d	一次応力 (組合せ)	140	205	○			4.7地震				○	
	使用済燃料貯蔵ラック (170体ラック)			3.11地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	79	205	○	①	S d	補強板 d	一次応力 (組合せ)	168	205	○	3.11地震	S sによる算出値がⅢ _s S以下であり、 3.11/4.7地震に対してもⅢ _s S以下となる				○	
				4.7地震	ラック本体	一次応力 (組合せ)	99	205	○	①	S s	補強板 d	一次応力 (組合せ)	168	205	○			4.7地震				○

注記*1: 評価方法: ①簡易評価, ②設計時と同等の評価

*2: 評価用地震動がS dの場合は許容応力状態Ⅲ_sS, S sの場合は許容応力状態Ⅳ_sS

*3: 大型機器連成地震応答解析モデルの応答を用いて耐震評価を実施する設備であるが, 基準地震動S sによる応答が3.11/4.7地震(地震発生時のプラント状態を反映)による応答を上回っているため, 基準地震動S sによる応答を用いた評価が可能である。

3.11/4.7地震の構造強度評価対象と異なる
評価部位又は評価項目を赤字で示す。

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

表 7-2 3.11/4.7 地震の構造強度評価結果と今回工認における耐震評価結果の比較 (2/2)

A. 3.11/4.7地震による耐震評価結果									B. S d及びS sそれぞれにおける裕度最小部位の耐震評価結果						C. B.の評価部位、評価項目での3.11/4.7地震による耐震評価結果						
評価対象設備及び評価箇所			評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価基準値 (III _A S) [MPa]	評価	評価 方法*1	評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値*2 [MPa]	評価	評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価基準値 (III _A S) [MPa]	評価
その他発電用原子炉の附属施設	非常用電源設備	非常用ディーゼル発電設備 空気だめ	3.11地震	胴板	一次一般膜応力	91	241	○	①	S d	基礎ボルト	一次応力(引張)	74	173	○	3.11地震	S sによる算出値がIII _A S以下であり、 3.11/4.7地震に対してもIII _A S以下となる				○
			4.7地震	胴板	一次一般膜応力	91	241	○	①	S s	基礎ボルト	一次応力(引張)	74	207	○						
		高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備 ディーゼル機関	3.11地震	基礎ボルト	一次応力(引張)	123	254	○	②	S d	機関取付ボルト	一次応力(引張)	213	254	○	3.11地震	機関取付ボルト	一次応力(引張)	13	254	○
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力(引張)	89	254	○	②	S s	機関取付ボルト	一次応力(引張)	213	292	○						
		高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備 ディーゼル発電機	3.11地震	基礎ボルト	一次応力(せん断)	58	195	○	①	S d	反直結側軸受台取付ボルト	一次応力(引張)	37	180	○	3.11地震	S sによる算出値がIII _A S以下であり、 3.11/4.7地震に対してもIII _A S以下となる				○
			4.7地震	基礎ボルト	一次応力(せん断)	63	195	○	①	S s	反直結側軸受台取付ボルト	一次応力(引張)	79	204	○						
		高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備 燃料デイトンク	3.11地震	スカート	座屈	0.31 (単位なし)	1 (単位なし)	○	①	S d	基礎ボルト	一次応力(引張)	46	158	○	3.11地震	S sによる算出値がIII _A S以下であり、 3.11/4.7地震に対してもIII _A S以下となる				○
			4.7地震	スカート	座屈	0.42 (単位なし)	1 (単位なし)	○	①	S s	基礎ボルト	一次応力(引張)	46	190	○						
		高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備 空気だめ	3.11地震	胴板	一次一般膜応力	91	241	○	①	S d	基礎ボルト	一次応力(引張)	74	173	○	3.11地震	S sによる算出値がIII _A S以下であり、 3.11/4.7地震に対してもIII _A S以下となる				○
			4.7地震	胴板	一次一般膜応力	91	241	○	①	S s	基礎ボルト	一次応力(引張)	74	207	○						
		125V充電器2A	3.11地震	取付ボルト	一次応力(せん断)	14	133	○	①	S d	取付ボルト	一次応力(引張)	50	176	○	3.11地震	S sによる算出値がIII _A S以下であり、 3.11/4.7地震に対してもIII _A S以下となる				○
			4.7地震	取付ボルト	一次応力(せん断)	15	133	○	①	S s	取付ボルト	一次応力(引張)	108	210	○						
	静止形無停電電源装置	3.11地震	取付ボルト	一次応力(せん断)	12	133	○	①	S d	取付ボルト	一次応力(引張)	40	176	○	3.11地震	S sによる算出値がIII _A S以下であり、 3.11/4.7地震に対してもIII _A S以下となる				○	
		4.7地震	取付ボルト	一次応力(せん断)	13	133	○	①	S s	取付ボルト	一次応力(引張)	86	210	○							

注記*1: 評価方法: ①簡易評価, ②設計時と同等の評価

*2: 評価用地震動がS dの場合は許容応力状態III_AS, S sの場合は許容応力状態IV_AS

3.11/4.7地震の構造強度評価対象と異なる評価部位又は評価項目を赤字で示す。

8. まとめ

3.11/4.7地震の影響を踏まえた女川2号機の機器・配管系の耐震設計に反映すべき事項は、地震後の設備健全性確認における設備点検結果及び地震応答解析結果、並びに機器・配管系が設置される建物・構築物の地震影響を踏まえて検討した結果、以下のとおりである。

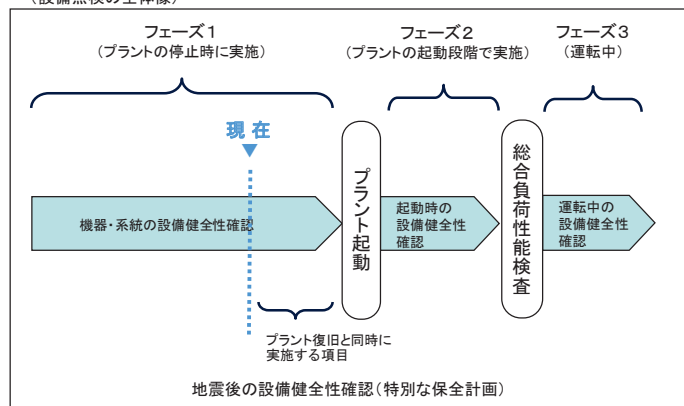
- 機器・配管系の設備健全性確認の観点では、地震後の設備点検結果より、耐震Sクラス設備に地震による損傷はなく、耐震B、Cクラス設備のうち異常を確認した設備については、原形に復旧するため、地震による損傷が残ることはない。また、地震応答解析結果より、既工認記載の耐震Sクラス設備及び耐震B、Cクラス設備のうち波及的影響設備、並びに既設耐震B、Cクラスのうち新規制基準により基準地震動 S_s による耐震評価が必要となった既設耐震B、Cクラス設備については、3.11/4.7地震に対する地震応答は弾性応答範囲内であることを確認したことから、耐震設計へ反映すべき事項はないと判断した。
- 3.11/4.7地震による疲労評価結果より、設備に対する疲労累積係数は0.01未満と十分に小さく、設計事項への反映は必要ないと考えられるが、機器・配管系の疲労評価では、3.11/4.7地震の影響を考慮して疲労累積係数に0.01以上の余裕があることを確認する。
- 建屋のコンクリートの乾燥収縮及び地震による影響の観点では、各建屋内に設置される機器・配管系の耐震設計について、3.11地震等の影響検討結果を踏まえて建屋の初期剛性低下を考慮した地震応答解析モデル（各建屋の地震応答解析モデル、原子炉建屋—大型機器連成解析モデル）を用いた応答を適用する。また、地震影響を踏まえた建屋耐震評価に係る検討結果に基づき、表層地盤の影響を考慮した入力地震動（原子炉建屋、タービン建屋、第3号機海水熱交換器建屋）を適用する。

なお、6項「機器・配管系の耐震設計に反映すべき事項の検討結果」に係る妥当性確認の観点から、3.11/4.7地震の構造強度評価部位と今回工認における耐震評価結果（弾性設計用地震動 S_d /基準地震動 S_s ）の裕度最小部位と比較し、今回工認における裕度最小部位が3.11/4.7地震に対しても弾性応答範囲であったことを確認した。

地震後の設備健全性確認（特別な保全計画）の概要及び設備点検結果の概要

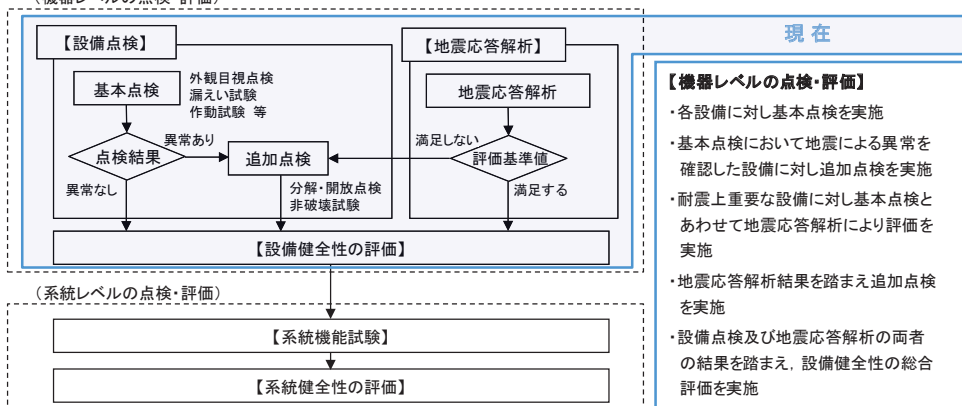
【地震後の設備健全性確認(特別な保全計画)の全体像】

- プラントの状態に応じて、段階的に地震後の設備健全性を確認
- フェーズ1: プラントの停止期間中における機器・系統レベルの点検・評価
 - フェーズ2: プラントの起動段階におけるプラント全体の健全性確認
 - フェーズ3: 運転期間中における地震影響の継続監視(データ採取)
- (設備点検の全体像)



【機器・配管系の地震後の設備健全性確認(フェーズ1)の概要】

- 個々の機器に対する「機器レベルの点検・評価」、機器の組合せによる「系統レベルの点検・評価」により健全性を確認
- 耐震安全上重要な機器について、設備点検と地震応答解析を実施し、両者の結果を照合し健全性を評価
 - 基本点検で異常が確認された場合、あるいは地震応答解析で評価基準値を満足しない場合は、追加点検を実施
 - 設備の健全性評価後、系統単位による機能試験を実施し、系統の健全性を評価
- (機器レベルの点検・評価)



【機器レベルの点検結果】

- これまで実施した機器・配管系の地震後の設備健全性確認において、耐震Sクラス設備に損傷はなく、プラントの安全性に影響を与える所見はない
- 設備点検において異常を確認した設備については、いずれも原子炉安全を阻害する可能性はなく、取替、補修、手入れにより原形に復旧
- 下位クラスの異常により、耐震Sクラス設備への波及的影響がないことを確認

地震による異常を確認した代表的な設備

確認内容	耐震クラス
蒸気タービン動翼の損傷	B
蒸気タービン中間軸受箱の基礎ボルト曲がり	B
蒸気タービン中間軸受箱の基礎の損傷	B
原子炉建屋クレーン運転席鋼材等の損傷	B
原子炉格納容器内遮へい扉 留め具の変形	B
制御棒駆動系ハウジング支持金具サポートバーのずれ	C
変圧器避圧弁の油面変動に伴う動作	C
起動用変圧器放熱器油漏れ	C

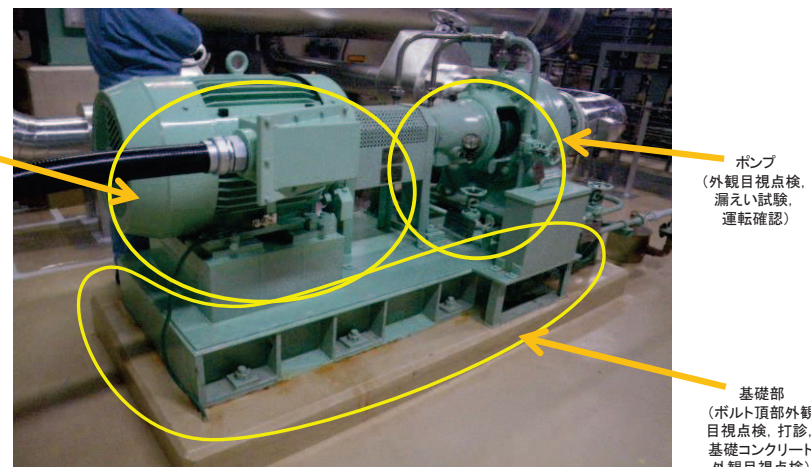
機器レベルの点検・評価の状況

項目	対象数	状況
基本点検	約 33,000設備	完了 ^{*1}
地震応答解析	構造強度評価: 125設備 動的機能維持評価: 35設備	完了

*1 今後のプラント復旧と同時に実施する点検(例: 復水給水系の漏えい試験)を除く

【点検の概要】

- 各設備に共通して実施する基礎部及び本体の外観目視点検、動的機器の軸受損傷を考慮した運転確認など、地震の影響が及び可能性のある部位に着目した基本点検を実施
- 点検の結果、異常を確認した場合、分解点検、非破壊試験などの追加点検を実施



模型ポンプの基本点検箇所と点検内容の例

3.11/4.7 地震に対する疲労評価を実施する評価対象設備選定の考え方

配管の耐震評価における疲労評価は、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1・補-1984」の考え方に基づき、地震影響（慣性力及び建屋間相対変位）及び運転時の熱影響の観点から疲労累積係数を算出している。これを踏まえ、地震後健全性確認における疲労評価の評価対象配管は、地震影響（慣性力）の観点から地震による疲労累積係数が最大の配管（残留熱除去系配管）、運転時の熱影響による疲労累積係数が最大の配管（復水給水系配管）及び建屋間相対変位が大きい海水ポンプ室に設置された渡り配管のうち既往の評価で一次＋二次応力が最大の配管（原子炉補機冷却海水系配管）を選定した（表 1, 2, 3）。また、評価対象機器は、既工認の評価における地震影響（慣性力）及び運転時の熱影響を合算した疲労累積係数が最大となる原子炉圧力容器の給水ノズルを選定した（表 4）。

表 1 既往の評価における疲労評価結果（配管）

評価対象設備及び評価箇所		疲労累積係数 ^{*2*3} (既往の評価) (-)			疲労 評価 対象	備考
		US ^{*1}	U	US+U		
配 管	主蒸気系配管	0.0260	0.0555	0.0815	—	
	原子炉再循環系配管	0.0012	0.0635	0.0647	—	
	復水給水系配管	0.0009	<u>0.2343</u>	0.2352	○	運転時の熱影響による疲労累積係数が最大
	原子炉冷却材浄化系配管	0.0002	0.0081	0.0083	—	
	残留熱除去系配管	<u>0.2473</u>	0.0014	0.2487	○	地震影響による疲労累積係数が最大
	高圧炉心スプレイ系配管	0.0004	0.0034	0.0038	—	
	低圧炉心スプレイ系配管	0.0010	0.0016	0.0026	—	

注記*1：「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」の改訂に伴う耐震安全性評価における疲労累積係数を示す。

*2：USは地震による疲労累積係数，Uは運転状態による疲労累積係数を示す。

*3：下線部は疲労累積係数（US，U）で最大値のものを示す。

表 2 3.11/4.7 地震における建屋間相対変位（原子炉建屋との相対変位）

原子炉建屋との相対変位を確認する施設	建屋間相対変位 [mm]				施設の選定理由
	3.11 地震		4.7 地震		
	水平	鉛直	水平	鉛直	
海水ポンプ室	18.1	3.3	10.8	1.9	施設の相対変位が最大となる施設に設置された配管から評価対象を選定
排気筒連絡ダクト	4.4	1.0	1.8	0.6	

表 3 既往の評価*¹における応力評価結果（海水ポンプ室渡り配管）

設備名称	一次＋二次応力 [MPa]			疲労評価対象	選定理由
	算出応力	許容値	応力比		
原子炉補機冷却海水系配管	302	482	0.63	○	算出応力が最大
高圧炉心スプレイ補機冷却海水系配管	199	478	0.42	—	

注記* 1 : 「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」の改訂に伴う耐震安全性評価

表 4 既工認における疲労評価結果（機器）

評価対象設備及び評価箇所		疲労累積係数 ^{*1*2} (既工認) (－)			疲労 評価 対象	備考	
		US ^{*3}	U	US+U			
原子炉 本体	原子炉 圧力 容器 本体	下部鏡板	0.000	0.021	0.021	—	
		再循環水出口ノズル (N1)	0.001	0.000	0.001	—	
		再循環水入口ノズル (N2)	0.001	0.001	0.002	—	
		主蒸気出口ノズル (N3)	0.000	0.001	0.001	—	
		給水ノズル (N4)	0.000	0.324	<u>0.324</u>	○	疲労累積係 数が最大 ^{*4}
		低圧炉心スプレイ ノズル (N5)	0.001	0.003	0.004	—	
		低圧注水ノズル (N6)	0.002	0.006	0.008	—	
		上蓋スプレイノズル (N7)	0.002	0.007	0.009	—	
		ベントノズル (N8)	0.000	0.001	0.001	—	
		ジェットポンプ計測管 貫通部ノズル (N9)	0.000	0.001	0.001	—	
		差圧検出・ほう酸水 注入ノズル (N11)	0.000	0.001	0.001	—	
		計装ノズル (N12, N13)	0.000	0.002	0.002	—	
		計装ノズル (N14)	0.000	0.002	0.002	—	
		ドレンノズル (N15)	0.000	0.002	0.002	—	
		高圧炉心スプレイ ノズル (N16)	0.001	0.023	0.024	—	
		制御棒駆動機構 ハウジング貫通孔	0.000	0.003	0.003	—	
		原子炉圧力容器 支持スカート	0.000	0.016	0.016	—	
原子炉 格納 容器 施設	*	ベント管ベローズ	0.000	0.000	0.000	—	* 圧力低減 設備その他 の安全設備

注記*1：USは地震による疲労累積係数，Uは運転状態による疲労累積係数を示す。

*2：下線部は疲労累積係数（US+U）で最大値のものを示す。

*3：既工認の基準地震動S₂による疲労累積係数を示す。

*4：いずれの機器においても地震影響による疲労累積係数（US）は非常に小さく差がないことから，US+Uにより代表を選定。

3.11/4.7 地震シミュレーション解析に用いた
建屋-大型機器連成地震応答解析のモデル設定及び解析結果

1. 解析モデル諸元

3.11/4.7 地震シミュレーション解析に用いた建屋-大型機器連成解析モデル（大型機器系及び炉内構造物系）の材料物性値及び炉水質量を表 1～表 5 に示す。

表 1 解析に用いる各構造物の物性値

名称	今回工認		シミュレーション解析	
	縦弾性係数 E (N/mm ²)	温度 (°C)	縦弾性係数 E (N/mm ²)	温度 (°C)
原子炉圧力容器				
原子炉圧力容器 支持スカート				
原子炉しゃへい壁				
原子炉本体の基礎				
原子炉格納容器				
炉心シュラウド				
原子炉圧力容器 下部鏡板				
制御棒案内管				
制御棒駆動機構 ハウジング				
燃料集合体				

表 2 今回工認及びシミュレーション解析において考慮する炉水質量
(大型機器系, 水平方向)

名称	質点番号	炉水質量 (×10 ³ kg)	
		今回工認	シミュレーション解析
原子炉圧力容器	8		
	9		
	10		
	11		
	12		

表 3 今回工認及びシミュレーション解析において考慮する炉水質量
(大型機器系, 鉛直方向)

名称	質点番号	炉水質量 (×10 ³ kg)	
		今回工認	シミュレーション解析
原子炉圧力容器	24		

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 今回工認及びシミュレーション解析において考慮する炉水質量
(炉内構造物系, 水平方向) (1/2)

名称	質点番号	炉水質量 (×10 ³ kg)	
		今回工認	シミュレーション解析
原子炉圧力容器	8		
	9		
	10		
	11		
	12		
	13		
	14		
	15		
	16		
	17		
	18		
	19		
20			
炉心シュラウド	25		
	26		
	27		
	28		
	29		
	30		
	31		
	32		
	33		
	34		
35			

表4 今回工認及びシミュレーション解析において考慮する炉水質量
(炉内構造物系, 水平方向) (2/2)

名称	質点番号	炉水質量 (×10 ³ kg)	
		今回工認	シミュレーション解析
原子炉圧力容器 下部鏡板	38		
制御棒駆動機構 ハウジング	43		
制御棒案内管	44		
	45		
燃料集合体	46		
	47		
	48		
	49		
	50		

表5 今回工認及びシミュレーション解析において考慮する炉水質量
(炉内構造物系, 鉛直方向)

名称	質点番号	炉水重量 (×10 ³ kg)	
		今回工認	シミュレーション解析
原子炉圧力容器	25		
炉心シュラウド	44		
	51		
	52		
制御棒駆動機構 ハウジング	60		
制御棒案内管	64		

シミュレーション解析においては温度の変更により部材の縦弾性係数が変化するため、表6に示すとおりばね定数を変更する。

表 6 今回工認及びシミュレーション解析における建屋-大型機器連成解析モデルのばね定数

名称	ばね定数	
	今回工認	シミュレーション解析
原子压力容器 スタビライザ	7.30×10^6 (N/mm)	7.88×10^6 (N/mm)
燃料交換ベローズ	3.73×10^5 (N/mm)	4.08×10^5 (N/mm)
原子格納容器 スタビライザ	7.30×10^6 (N/mm)	7.88×10^6 (N/mm)
シュラウド サポート	1.14×10^{14} (N/mm/rad)	1.22×10^{14} (N・mm/rad)
上部サポート	3.87×10^5 (N/mm)	4.22×10^5 (N/mm)
下部スタビライザ	3.26×10^5 (N/mm)	3.56×10^5 (N/mm)
炉心シュラウド 支持ロッド	1.37×10^{12} (N・mm/rad)	1.47×10^{12} (N・mm/rad)

2. 解析結果

2.1 固有値解析結果

建屋単独のシミュレーション解析及び建屋-大型機器連成解析における固有値解析結果を表 7～表 12 に示す。また、建屋-大型機器連成解析における機器の振動モード図を図 1～図 4 に示す。なお、鉛直方向については、0.050 秒までに現れるモードが建屋の振動モードのみであるため、振動モード図の添付は省略する。

表7 建屋シミュレーション解析と建屋-大型機器連成解析の固有値解析結果
(大型機器系：NS方向)

建屋シミュレーション解析		建屋-大型機器連成解析		卓越部位
次数	固有周期	次数	固有周期	
1	0.240	1	0.235	原子炉建屋
2	0.150	2	0.150	原子炉建屋
3	0.120	3	0.120	原子炉建屋
4	0.101	4	0.101	原子炉建屋
5	0.100	5	0.100	原子炉建屋
6	0.091	6	0.091	原子炉建屋
-	-	7	0.090	原子炉圧力容器
7	0.086	8	0.086	原子炉建屋
8	0.075	9	0.074	原子炉建屋
9	0.072	10	0.071	原子炉建屋
10	0.070	11	0.070	原子炉建屋
11	0.067	12	0.067	原子炉建屋
12	0.065	13	0.065	原子炉建屋
13	0.063	14	0.062	原子炉建屋
14	0.060	15	0.060	原子炉建屋
15	0.059	16	0.059	原子炉建屋
16	0.058	17	0.057	原子炉建屋
17	0.055	18	0.055	原子炉建屋
18	0.054	19	0.054	原子炉建屋
19*	0.053	20*	0.052	原子炉建屋
-	-	20*	0.052	原子炉圧力容器
20	0.051	21	0.051	原子炉建屋
21	0.049	22	0.050	原子炉建屋

注記*：建屋シミュレーション解析では地上3階（O.P. 33.200）より上部の応答が卓越し、建屋-大型機器連成解析では地上3階（O.P. 33.200）より上部及び原子炉圧力容器の応答が卓越

固有周期 0.090 秒
刺激係数 0.905

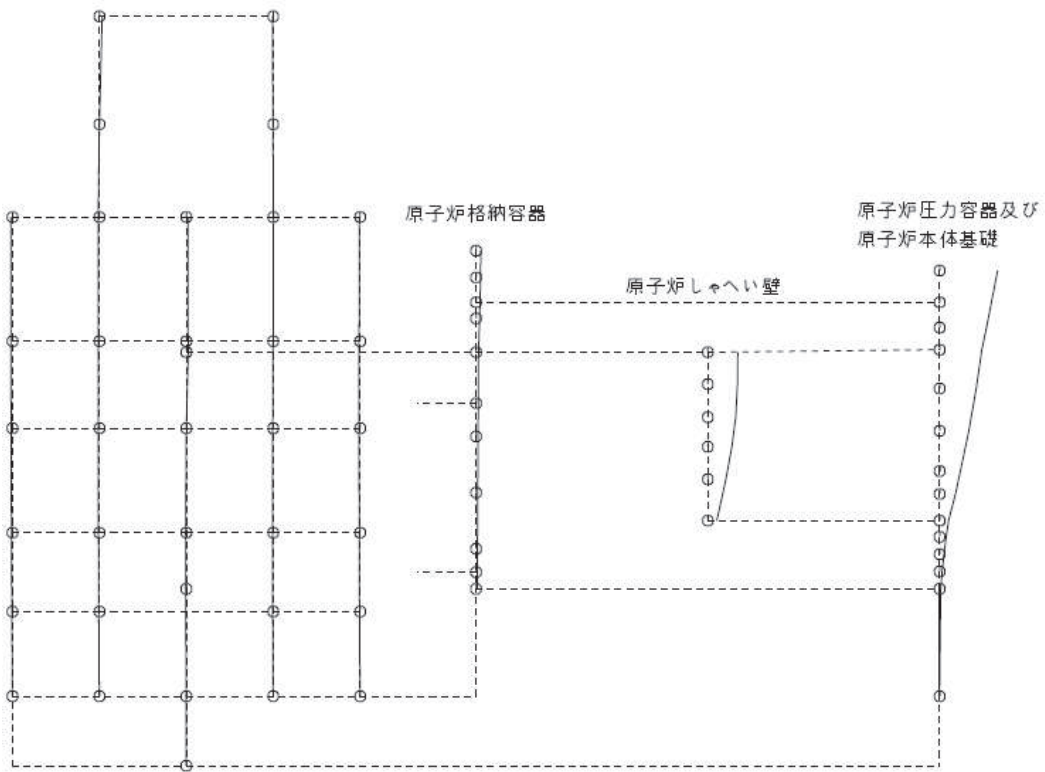


図1 大型機器系振動モード図(1/2) (NS方向7次)

固有周期 0.052 秒
刺激係数 3.039

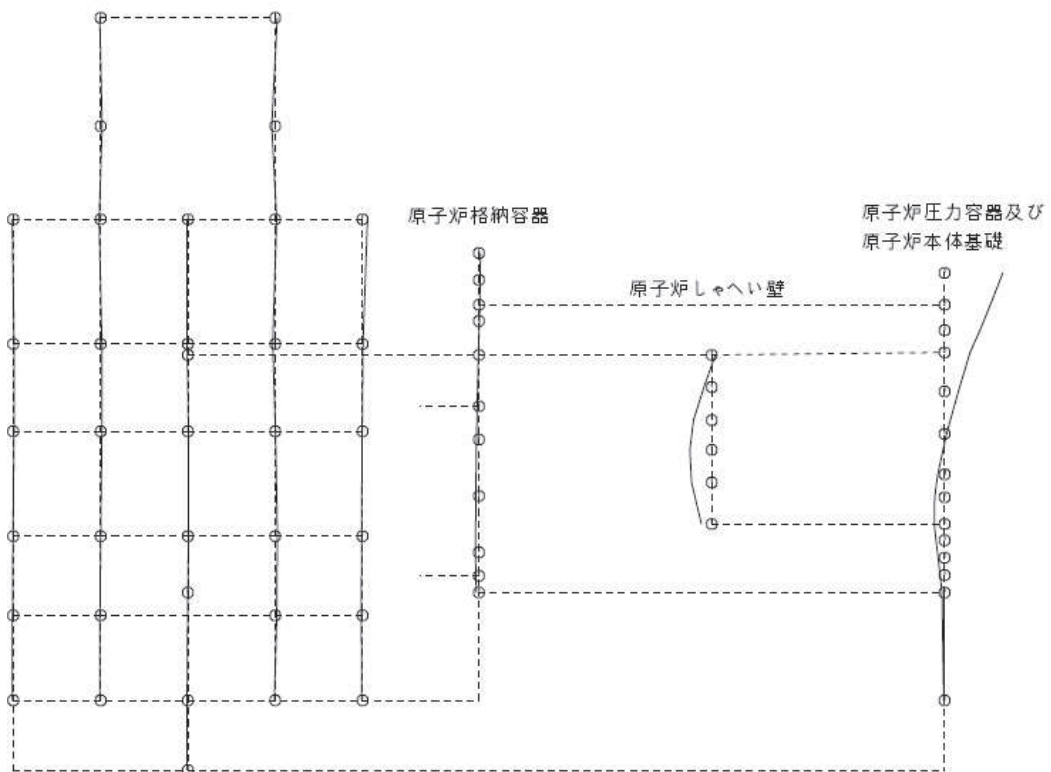


図1 大型機器系振動モード図(2/2) (NS方向20次)

表 8 建屋シミュレーション解析と建屋-大型機器連成解析の固有値解析結果
(大型機器系：EW 方向)

建屋シミュレーション解析		建屋-大型機器連成解析		卓越部位
次数	固有周期	次数	固有周期	
1	0.230	1	0.225	原子炉建屋
2	0.127	2	0.127	原子炉建屋
3	0.115	3	0.115	原子炉建屋
4	0.099	4	0.099	原子炉建屋
5	0.096	5	0.096	原子炉建屋
-	-	6	0.091	原子炉压力容器
6	0.088	7	0.087	原子炉建屋
7	0.079	8	0.079	原子炉建屋
8	0.076	9	0.075	原子炉建屋
9	0.070	10	0.070	原子炉建屋
10	0.069	11	0.068	原子炉建屋
11	0.065	12	0.064	原子炉建屋
12	0.062	13	0.062	原子炉建屋
13	0.060	14	0.059	原子炉建屋
14	0.059	15	0.059	原子炉建屋
15	0.055	16	0.055	原子炉建屋
16	0.054	17	0.053	原子炉建屋
-	-	18	0.052	原子炉压力容器
17	0.050	19	0.050	原子炉建屋

固有周期 0.091 秒
刺激係数 2.061

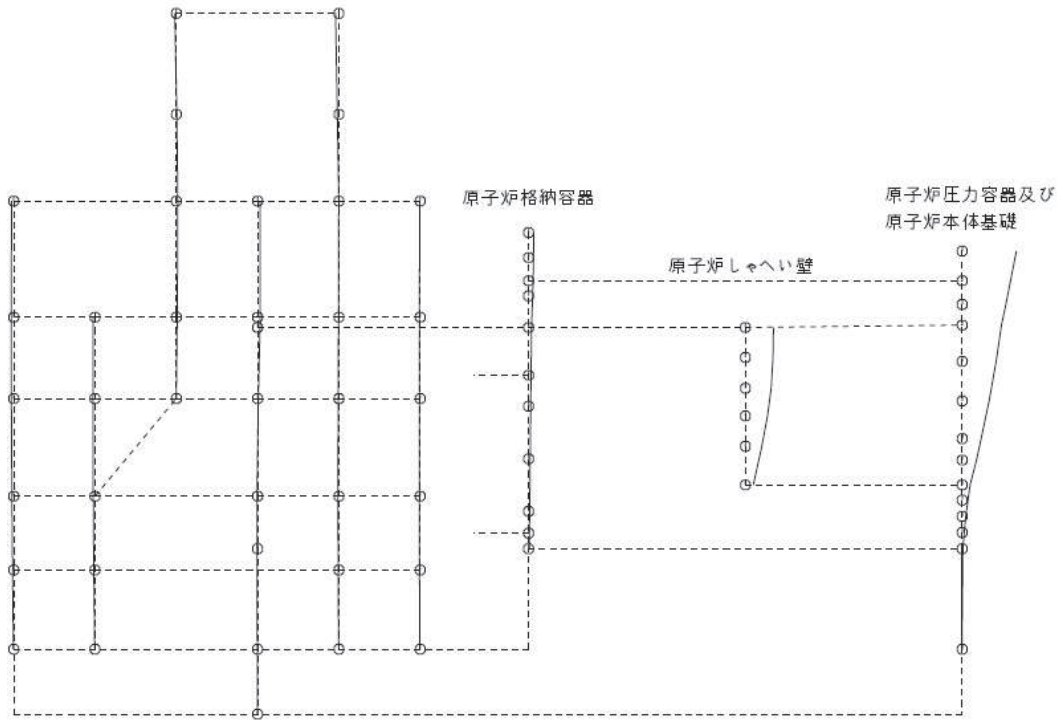


図2 大型機器系振動モード図(1/2) (EW方向6次)

固有周期 0.052 秒
刺激係数 -0.292

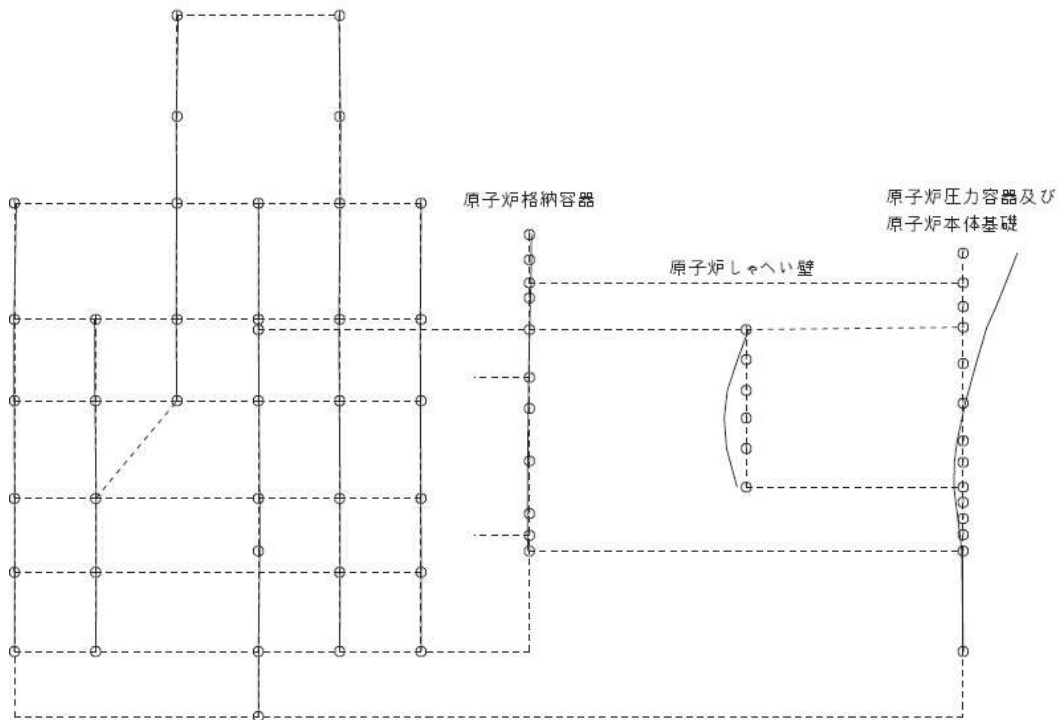


図2 大型機器系振動モード図(2/2) (EW方向18次)

表 9 建屋シミュレーション解析と建屋-大型機器連成解析の固有値解析結果
 (大型機器系：UD 方向)

建屋シミュレーション解析		建屋-大型機器連成解析		卓越部位
次数	固有周期	次数	固有周期	
1	0.365	1	0.366	原子炉建屋 (屋根トラス)
2	0.100	2	0.100	原子炉建屋
3	0.085	3	0.085	原子炉建屋 (屋根トラス)
4	0.055	4	0.055	原子炉建屋

表 10 建屋シミュレーション解析と建屋-大型機器連成解析の固有値解析結果
(炉内構造物系：NS 方向)

建屋シミュレーション解析		建屋-大型機器連成解析		卓越部位
次数	固有周期	次数	固有周期	
1	0.240	1	0.238	原子炉建屋
-	-	2	0.223	燃料集合体
2	0.150	3	0.150	原子炉建屋
-	-	4	0.129	炉心シュラウド
3	0.120	5	0.120	原子炉建屋
4	0.101	6	0.101	原子炉建屋
5	0.100	7	0.100	原子炉建屋
6	0.091	8	0.091	原子炉建屋
-	-	9	0.090	原子炉压力容器
7	0.086	10	0.086	原子炉建屋
8	0.075	11	0.074	原子炉建屋
9	0.072	12	0.072	原子炉建屋
-	-	13	0.070	制御棒案内管
10	0.070	14	0.070	原子炉建屋
11	0.067	15	0.067	原子炉建屋
12	0.065	16	0.065	原子炉建屋
13	0.063	17	0.062	原子炉建屋
14	0.060	18	0.060	原子炉建屋
15	0.059	19	0.059	原子炉建屋
16	0.058	20	0.057	原子炉建屋
-	-	21	0.055	燃料集合体
17	0.055	22	0.055	原子炉建屋
-	-	23	0.055	炉心シュラウド
18	0.054	24	0.054	原子炉建屋
19	0.053	25	0.052	原子炉建屋
20*	0.051	26*	0.051	原子炉建屋
-	-	26*	0.051	原子炉压力容器
21	0.049	27	0.050	原子炉建屋

注記*：建屋シミュレーション解析では地上 3 階（O.P. 33.200）より上部の応答が卓越し、建屋-大型機器連成解析では地上 3 階（O.P. 33.200）より上部及び原子炉压力容器の応答が卓越

固有周期 0.223 秒
刺激係数 2.224

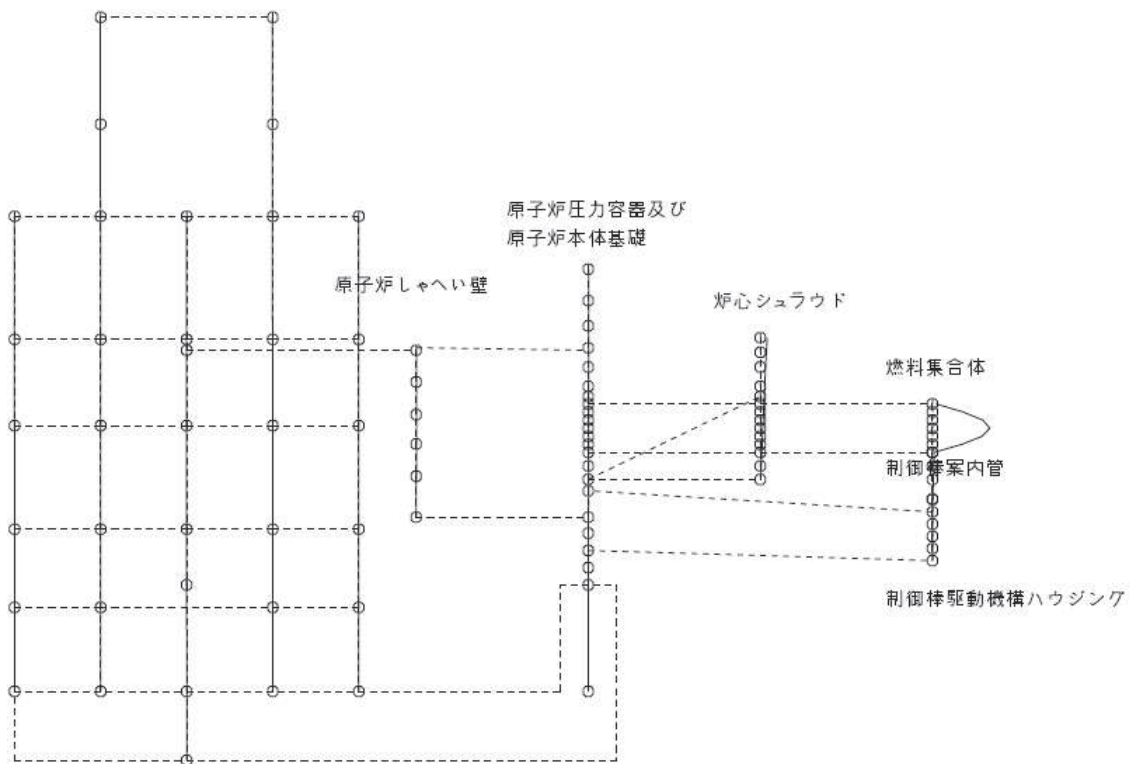


図3 炉内構造物系振動モード図(1/7) (NS方向2次)

固有周期 0.129 秒
刺激係数 -0.219

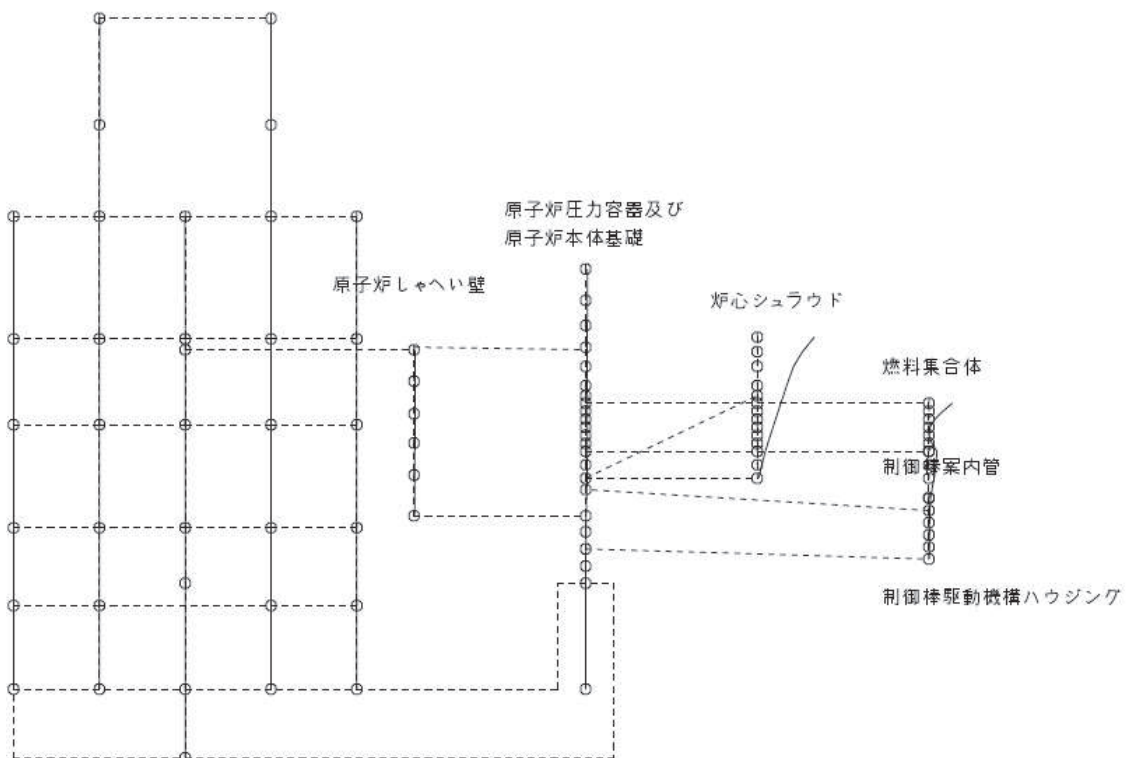


図3 炉内構造物系振動モード図(2/7) (NS方向4次)

固有周期 0.090 秒
刺激係数 1.918

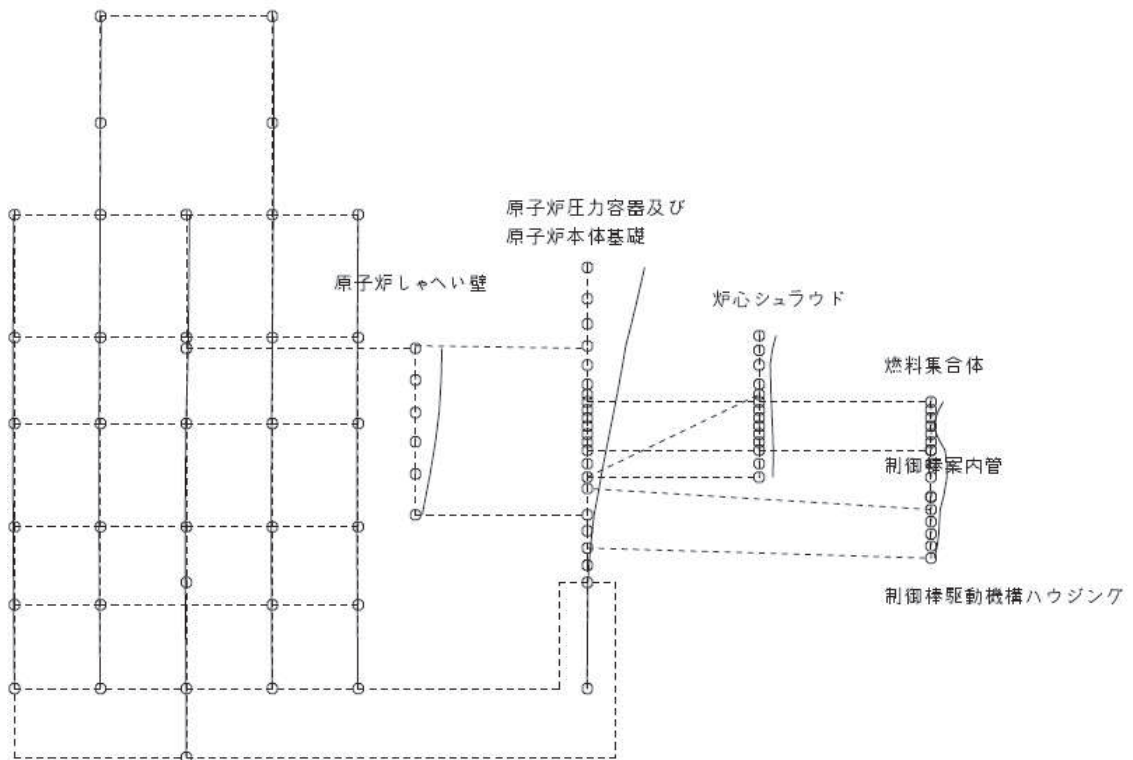


図 3 炉内構造物系振動モード図(3/7) (NS 方向 9 次)

固有周期 0.070 秒
刺激係数 -0.218

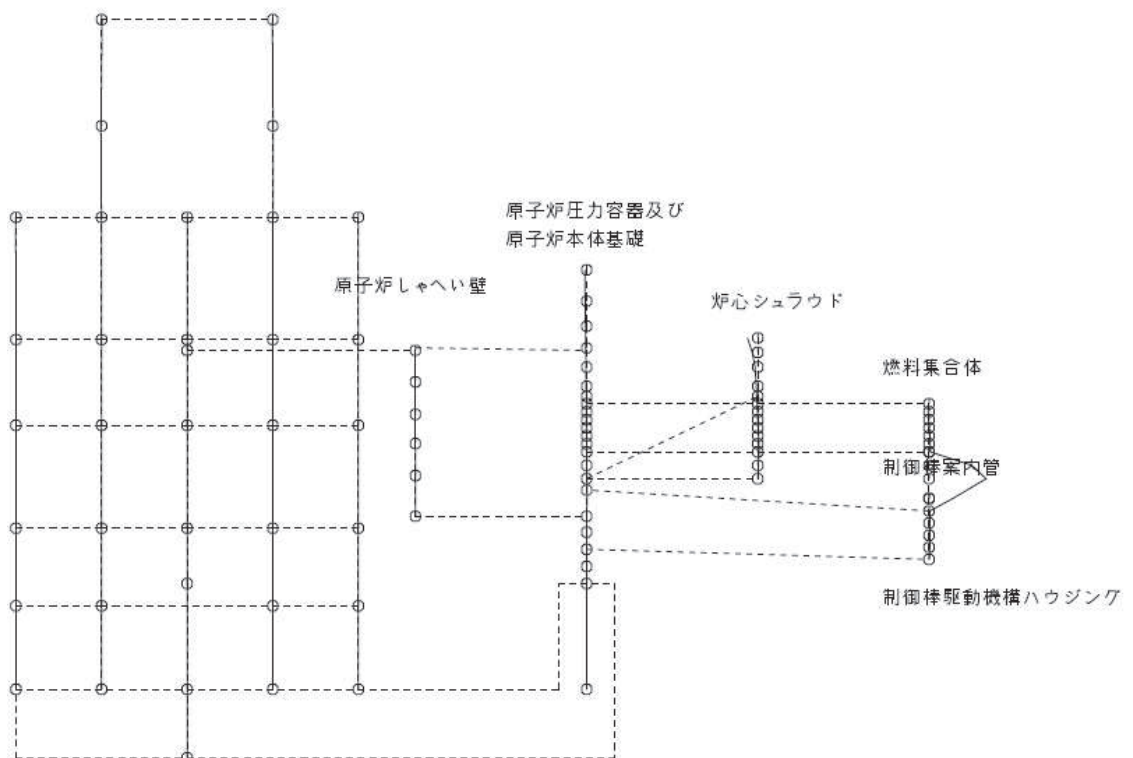


図 3 炉内構造物系振動モード図(4/7) (NS 方向 13 次)

固有周期 0.055 秒
刺激係数 -0.532

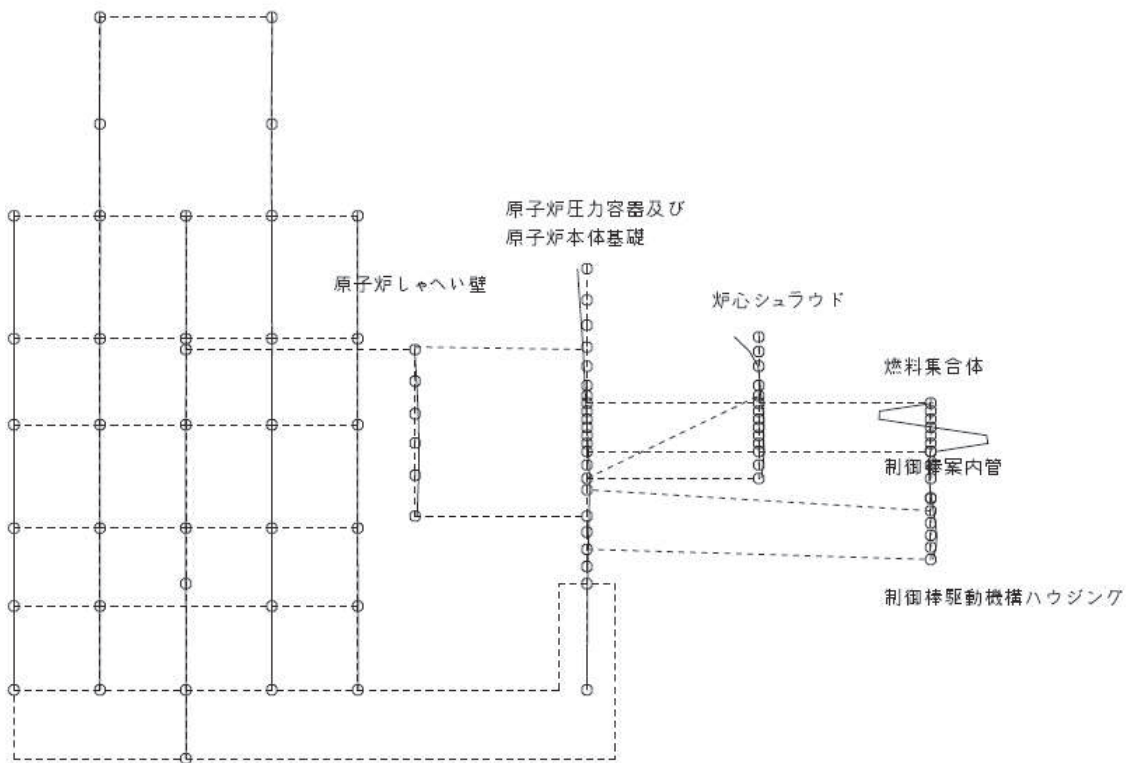


図3 炉内構造物系振動モード図(5/7) (NS方向21次)

固有周期 0.055 秒
刺激係数 1.209

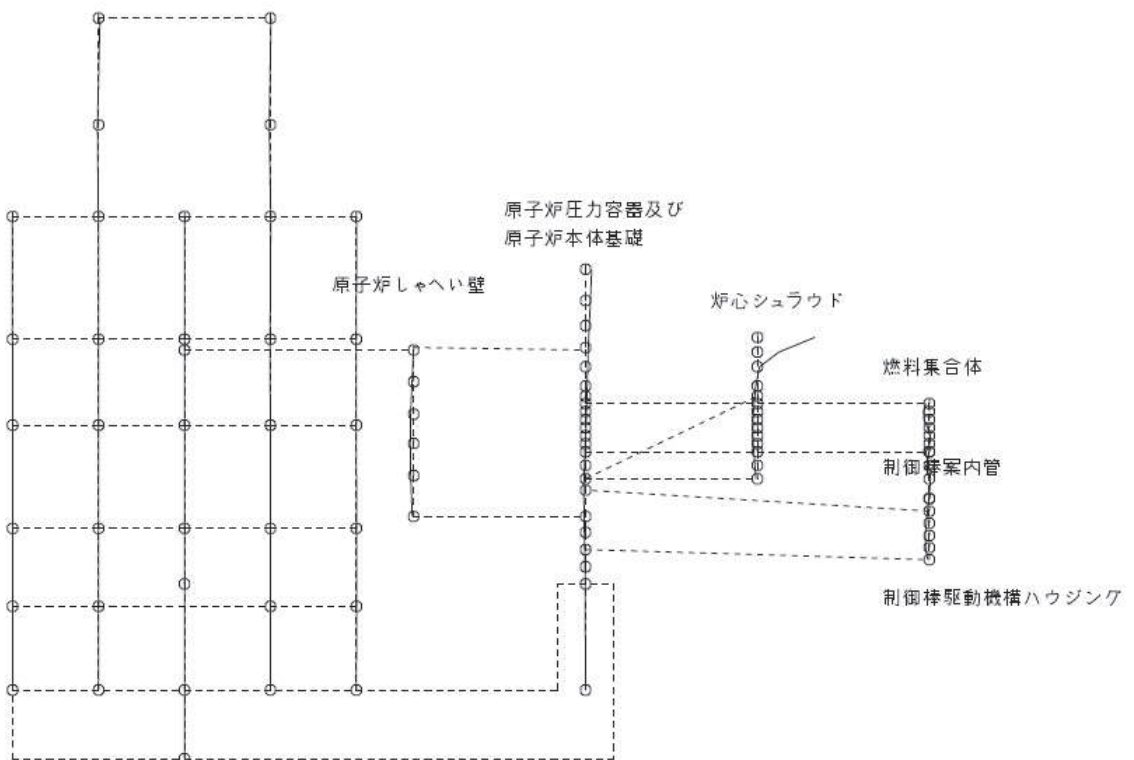


図3 炉内構造物系振動モード図(6/7) (NS方向23次)

固有周期 0.051 秒
刺激係数 4.067

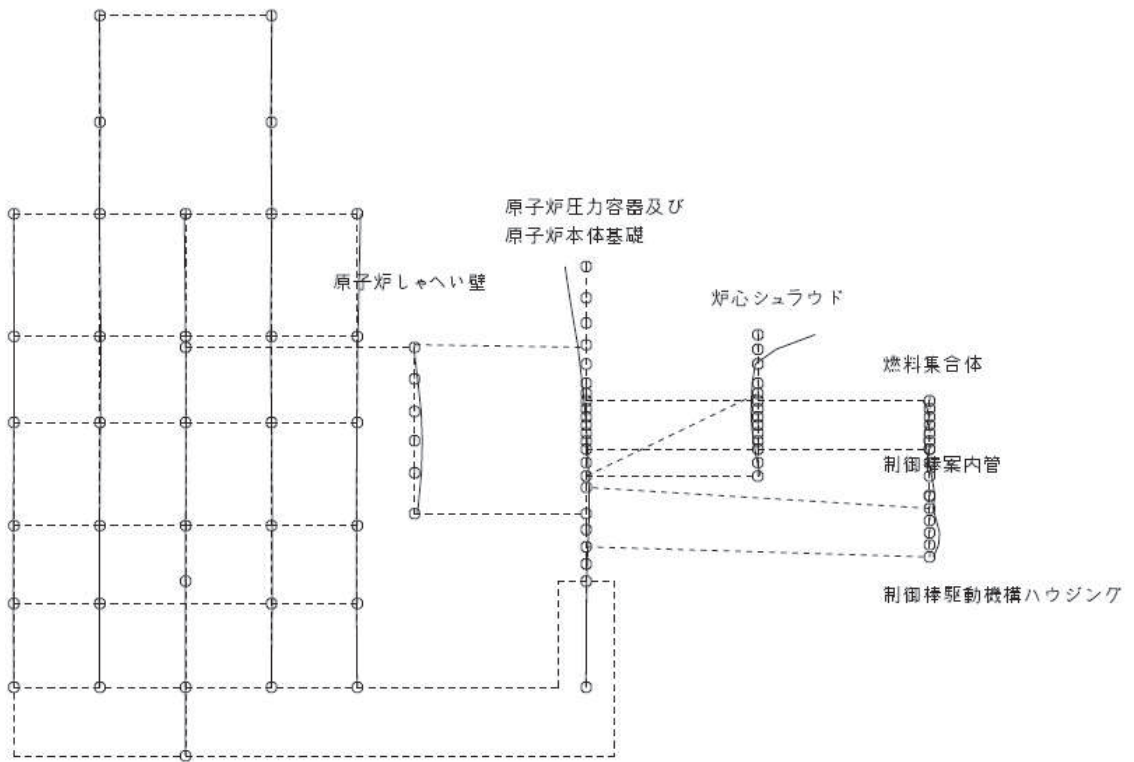


図 3 炉内構造物系振動モード図(7/7) (NS 方向 26 次)

表 11 建屋シミュレーション解析と建屋-大型機器連成解析の固有値解析結果
(炉内構造物系：EW 方向)

建屋シミュレーション解析		建屋-大型機器連成解析		卓越部位
次数	固有周期	次数	固有周期	
1	0.230	1	0.228	原子炉建屋
-	-	2	0.223	燃料集合体
-	-	3	0.130	炉心シュラウド
2	0.127	4	0.127	原子炉建屋
3	0.115	5	0.115	原子炉建屋
4	0.099	6	0.099	原子炉建屋
5	0.096	7	0.096	原子炉建屋
-	-	8	0.091	原子炉压力容器
6	0.088	9	0.087	原子炉建屋
7	0.079	10	0.079	原子炉建屋
8	0.076	11	0.076	原子炉建屋
-	-	12	0.070	制御棒案内管
9	0.070	13	0.070	原子炉建屋
10	0.069	14	0.069	原子炉建屋
11	0.065	15	0.064	原子炉建屋
12	0.062	16	0.062	原子炉建屋
13	0.060	17	0.059	原子炉建屋
14	0.059	18	0.059	原子炉建屋
15	0.055	19	0.055	原子炉建屋
-	-	20	0.055	燃料集合体
-	-	21	0.055	炉心シュラウド
16	0.054	22	0.053	原子炉建屋
-	-	23	0.051	原子炉压力容器
17	0.050	24	0.050	原子炉建屋

固有周期 0.223 秒
刺激係数 8.575

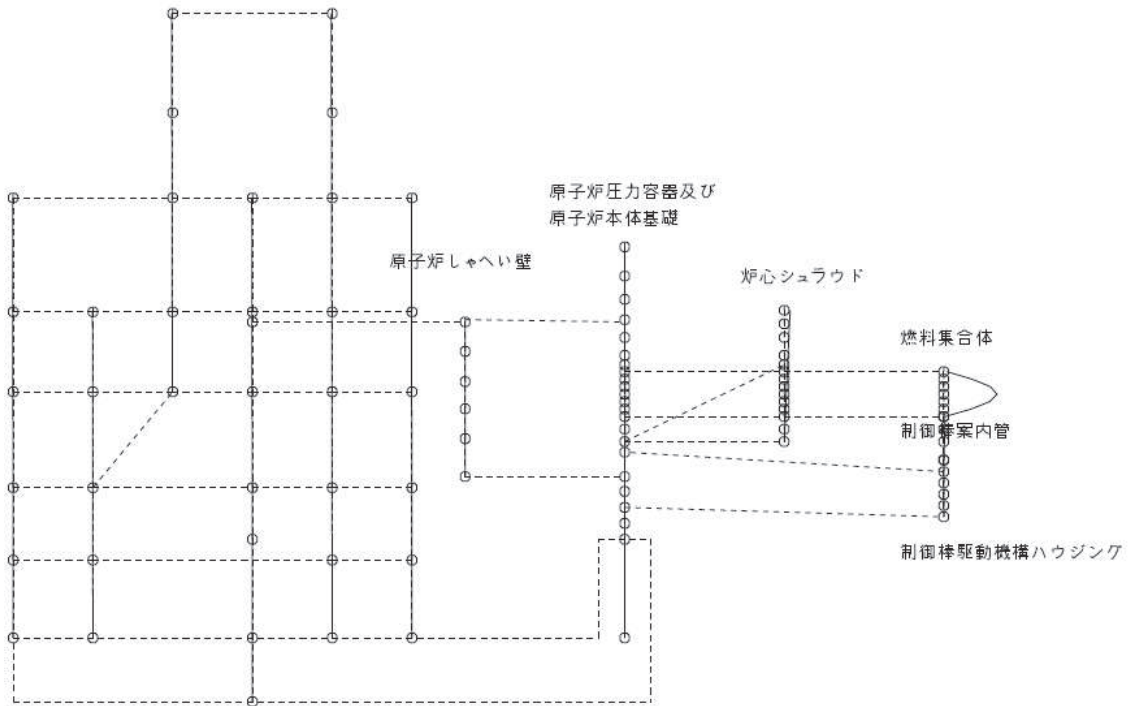


図 4 炉内構造物系振動モード図(1/7) (EW 方向 2 次)

固有周期 0.130 秒
刺激係数 -4.278

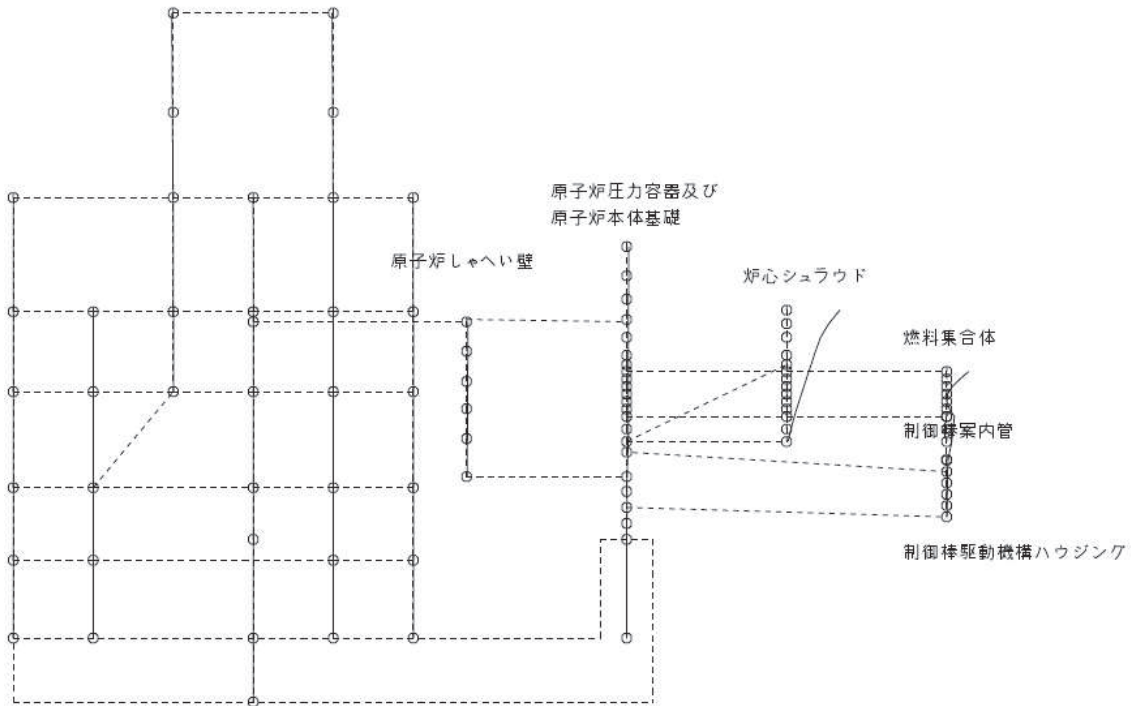


図 4 炉内構造物系振動モード図(2/7) (EW 方向 3 次)

固有周期 0.091 秒
刺激係数 2.189

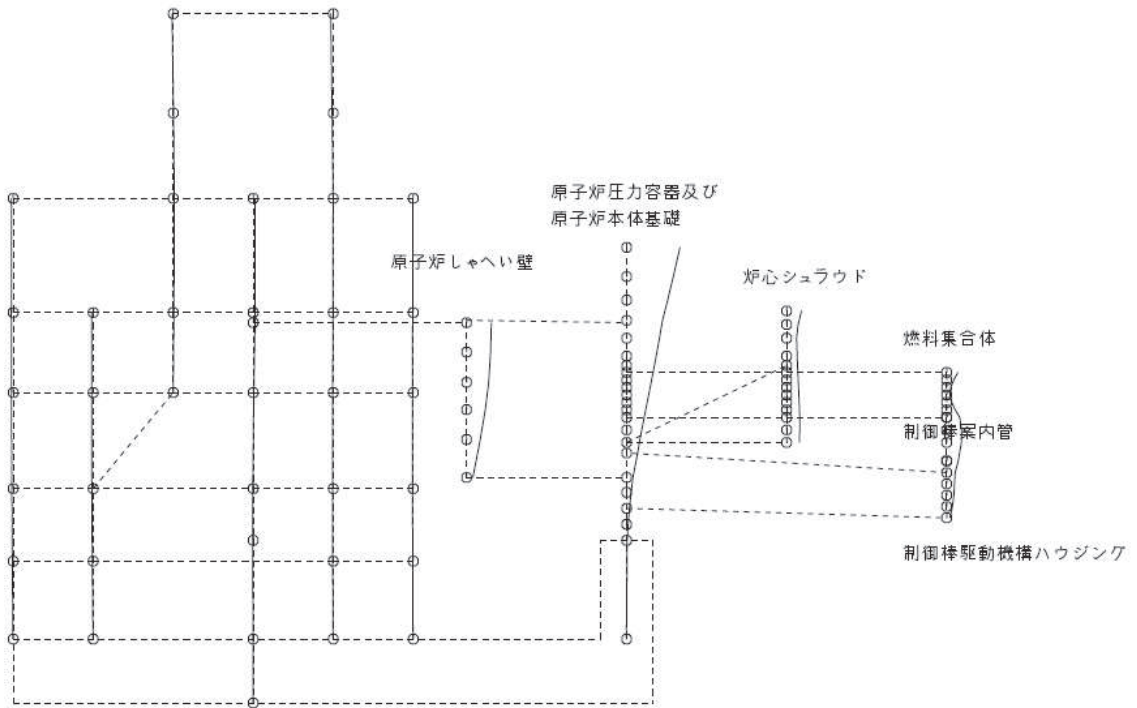


図 4 炉内構造物系振動モード図(3/7) (EW 方向 8 次)

固有周期 0.070 秒
刺激係数 -1.696

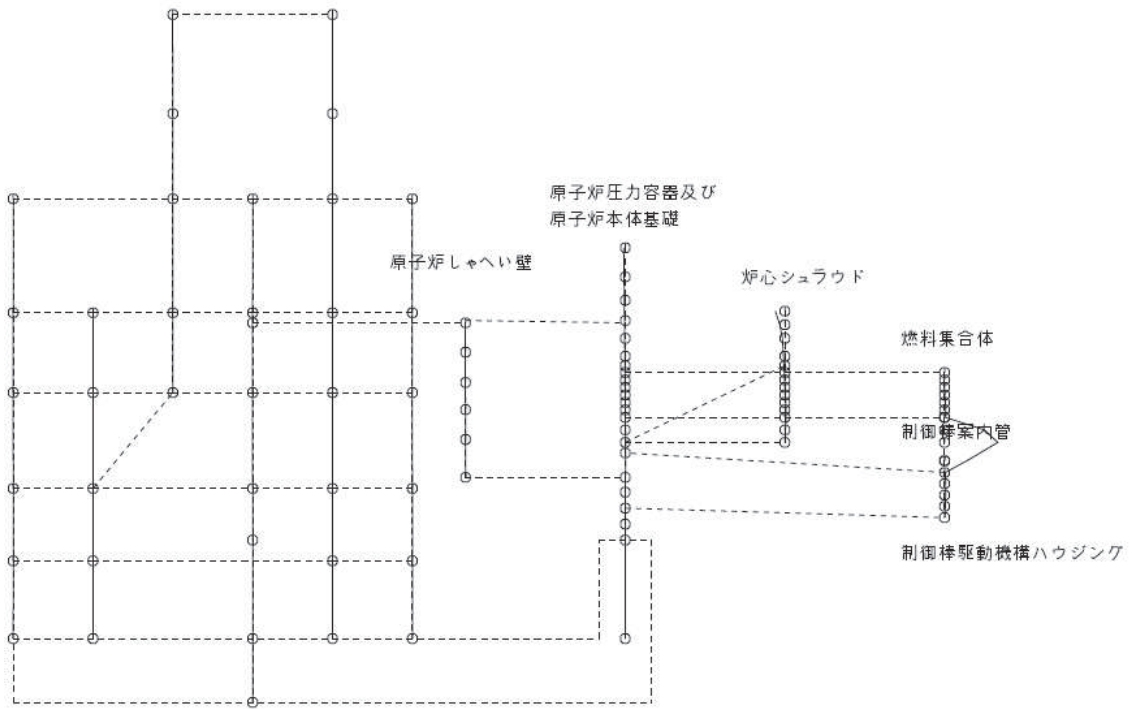


図 4 炉内構造物系振動モード図(4/7) (EW 方向 12 次)

固有周期 0.055 秒
 刺激係数 0.856

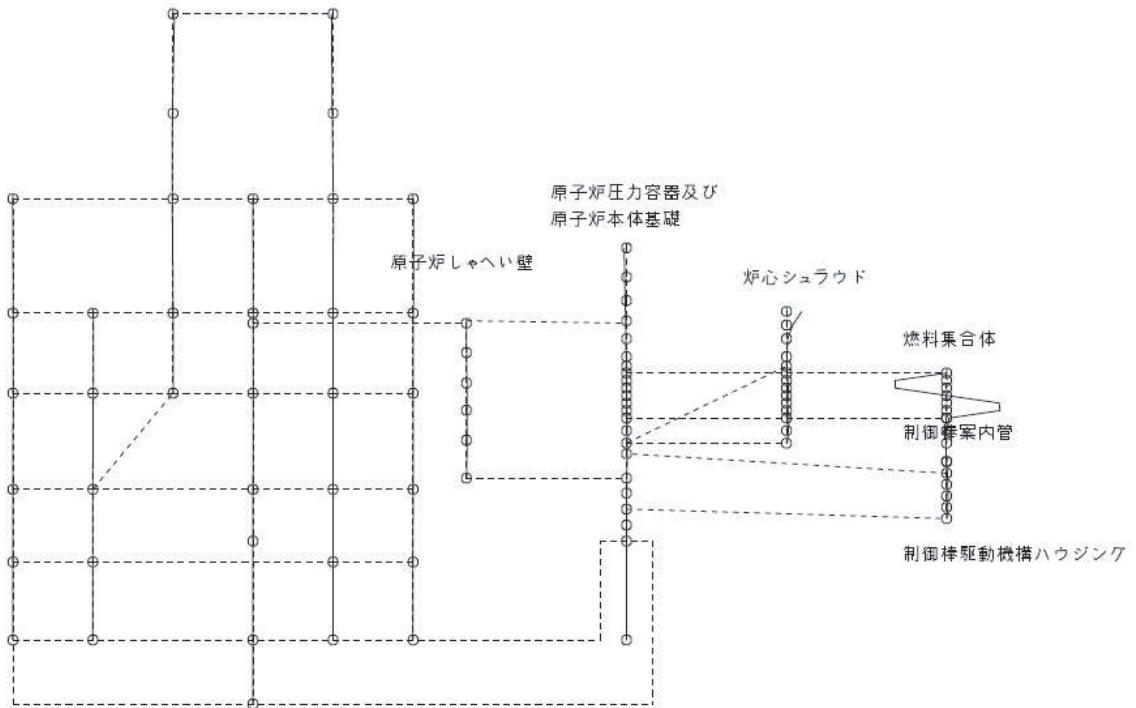


図 4 炉内構造物系振動モード図(5/7) (EW 方向 20 次)

固有周期 0.055 秒
 刺激係数 0.152

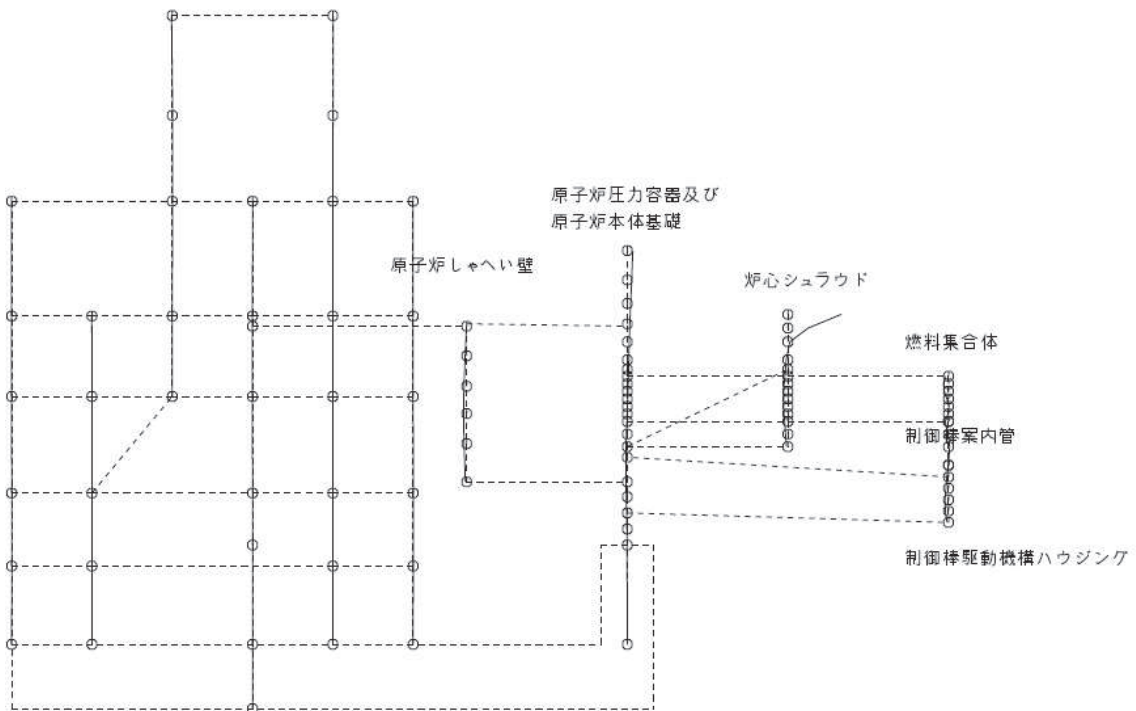


図 4 炉内構造物系振動モード図(6/7) (EW 方向 21 次)

固有周期 0.051 秒
刺激係数 -0.344

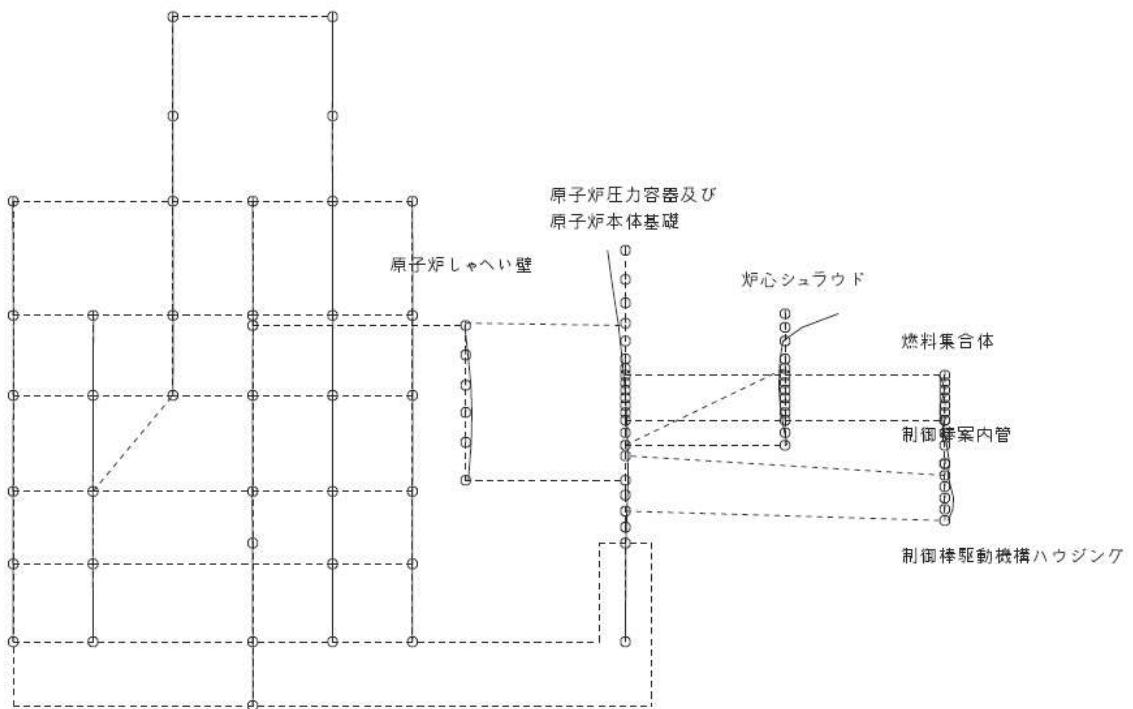


図 4 炉内構造物系振動モード図(7/7) (EW 方向 23 次)

表 12 建屋シミュレーション解析と建屋大型機器連成解析の固有値解析結果
(炉内構造物系：UD 方向)

建屋シミュレーション解析		建屋-大型機器連成解析		卓越部位
次数	固有周期	次数	固有周期	
1	0.365	1	0.366	原子炉建屋 (屋根トラス)
2	0.100	2	0.100	原子炉建屋
3	0.085	3	0.085	原子炉建屋 (屋根トラス)
4	0.055	4	0.055	原子炉建屋

2.2 地震応答解析結果

3.11 地震及び 4.7 地震の建屋のシミュレーション解析で得られた原子炉建屋の最大応答加速度を表 13 に、建屋-大型機器連成解析で得られた主要部位の地震応答を表 14 に、主要部位の床応答スペクトルを図 5～図 8 に示す。

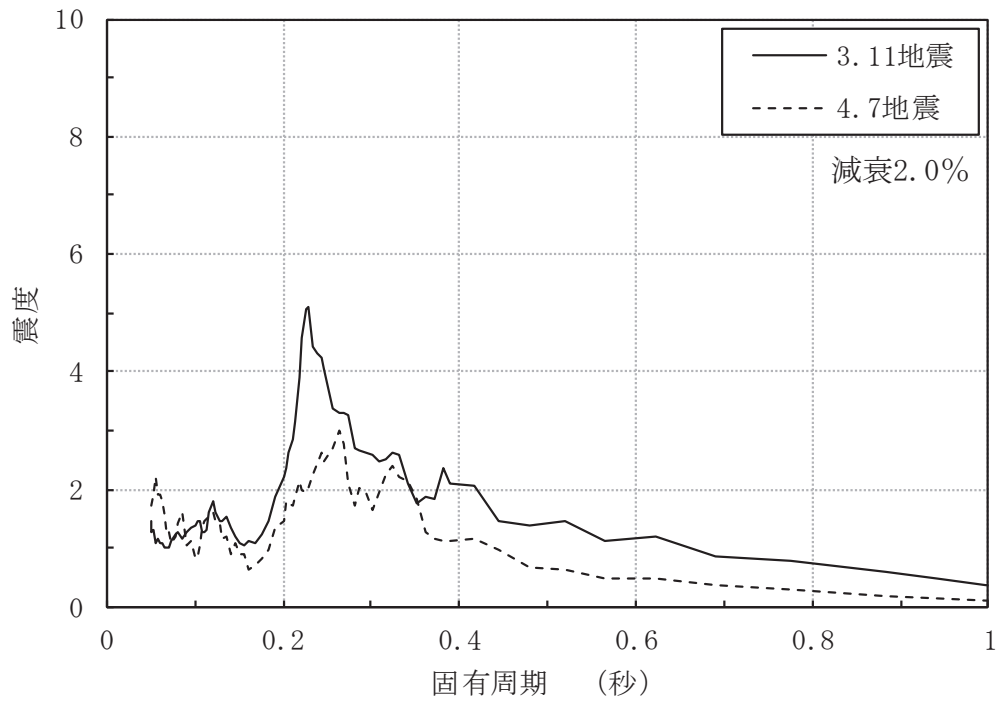
表 13 3.11 地震及び 4.7 地震シミュレーション解析における原子炉建屋の最大応答加速度

標高 O. P. (m)	最大応答加速度 ($\times 9.80665 \text{ m/s}^2$) $\times 1.2$			
	3.11 地震		4.7 地震	
	水平 (NS/EW 包絡)	鉛直	水平 (NS/EW 包絡)	鉛直
水平 50.500 鉛直 48.725	3.06	1.58	2.39	1.86
41.200	2.04	1.26	1.69	1.58
33.200	1.35	0.93	1.22	1.24
22.500	1.10	0.79	0.92	1.05
15.000	1.00	0.69	0.65	0.71
6.000	0.80	0.48	0.68	0.54
-0.800	0.66	0.38	0.54	0.43
-8.100	0.75	0.48	0.48	0.46

表 14 3.11 地震及び 4.7 地震シミュレーション解析における主要部位の地震応答

部位	地震応答の種類	3.11 地震	4.7 地震
原子炉格納容器	せん断力 (kN)	2.68×10^4	1.74×10^4
	モーメント (kN・mm)	5.19×10^8	3.55×10^8
	軸力 (kN)	6.03×10^3	9.98×10^3
原子炉本体の基礎	せん断力 (kN)	2.54×10^4	1.75×10^4
	モーメント (kN・mm)	3.47×10^8	2.22×10^8
	軸力 (kN)	2.01×10^4	3.44×10^4
原子炉しゃへい壁	せん断力 (kN)	1.28×10^4	0.873×10^4
	モーメント (kN・mm)	1.26×10^8	0.871×10^8
	軸力 (kN)	1.02×10^4	1.90×10^4
原子炉圧力容器	せん断力 (kN)	8.44×10^3	5.37×10^3
	モーメント (kN・mm)	7.91×10^7	5.74×10^7
	軸力 (kN)	3.71×10^3	6.45×10^3
燃料集合体	相対変位 (mm)	18.2	8.5

原子炉格納容器 O.P. 14. 295 水平方向 (NS/EW 包絡)



原子炉格納容器 O.P. 14. 295 鉛直方向

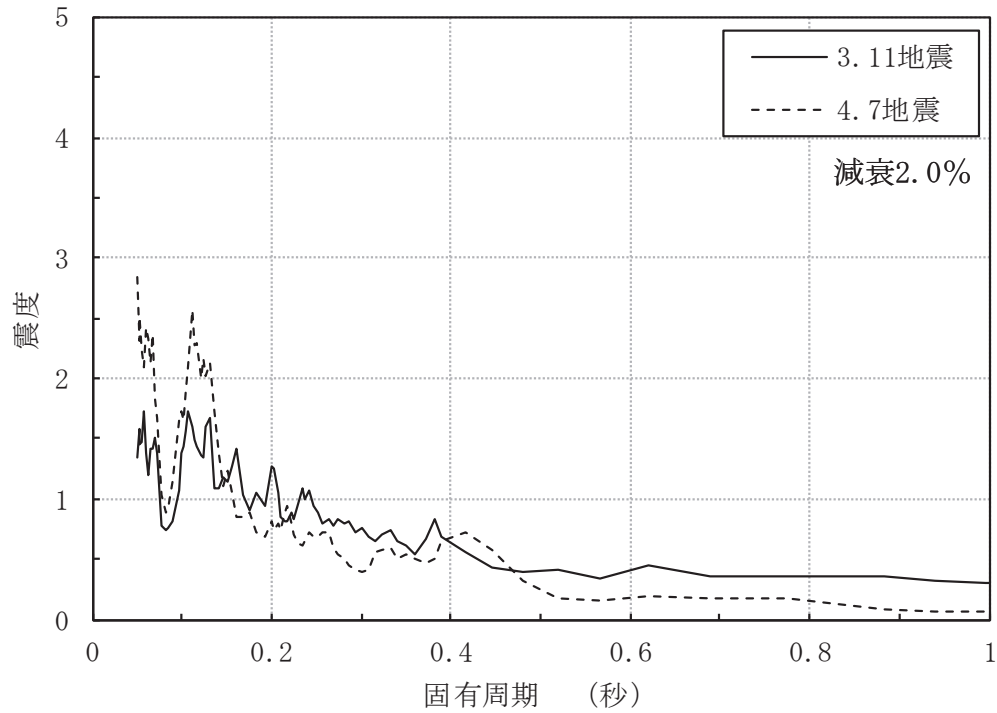
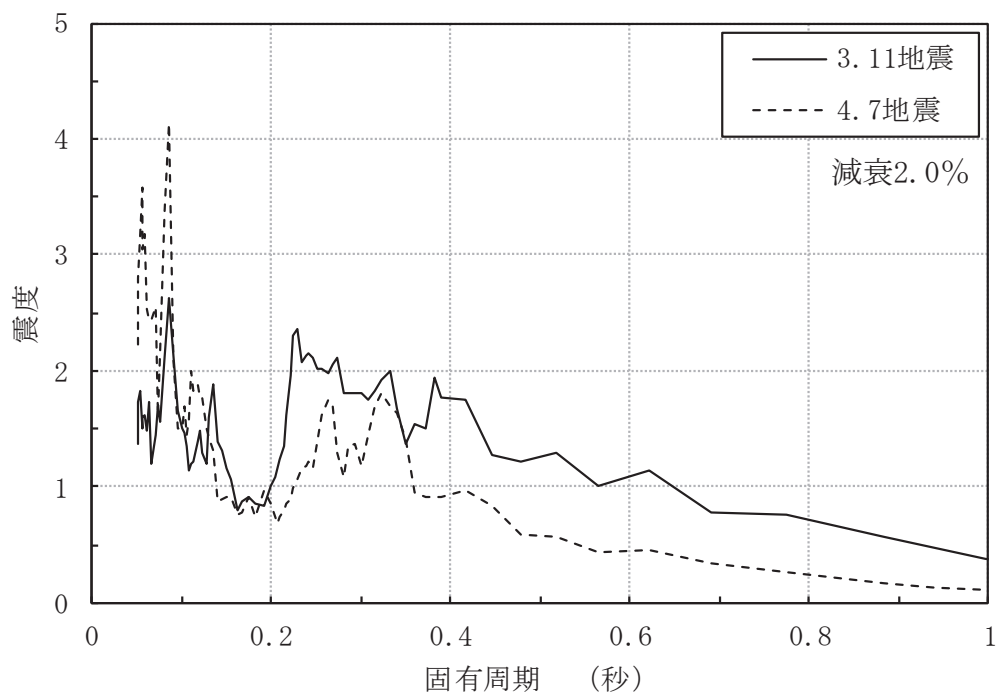


図5 3.11地震及び4.7地震のシミュレーション解析における床応答曲線
(原子炉格納容器)

原子炉本体の基礎 0.P.7.040 水平方向 (NS/EW 包絡)



原子炉本体の基礎 0.P.7.040 鉛直方向

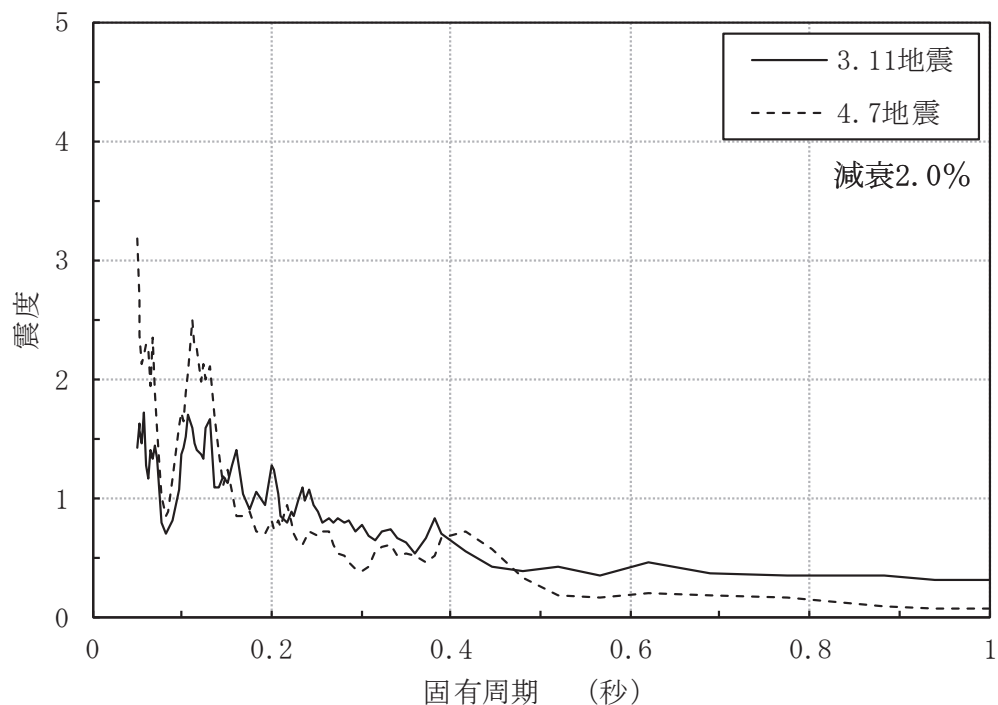
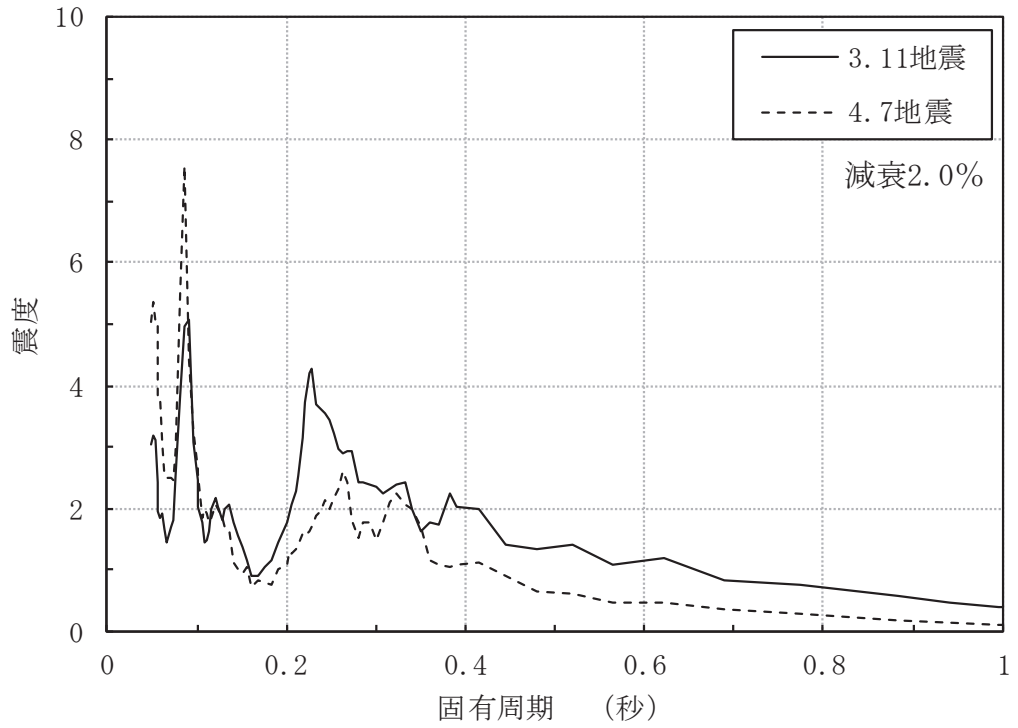


図6 3.11地震及び4.7地震のシミュレーション解析における床応答曲線 (原子炉本体の基礎)

原子炉しゃへい壁 O.P.13.400 水平方向 (NS/EW 包絡)



原子炉しゃへい壁 O.P.13.400 鉛直方向

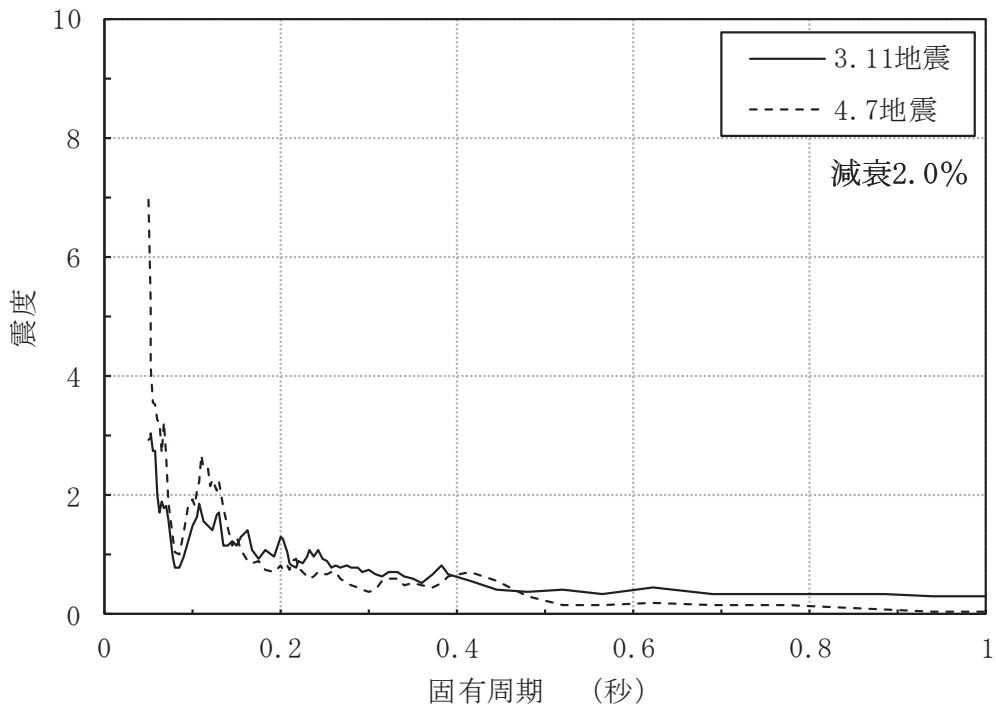
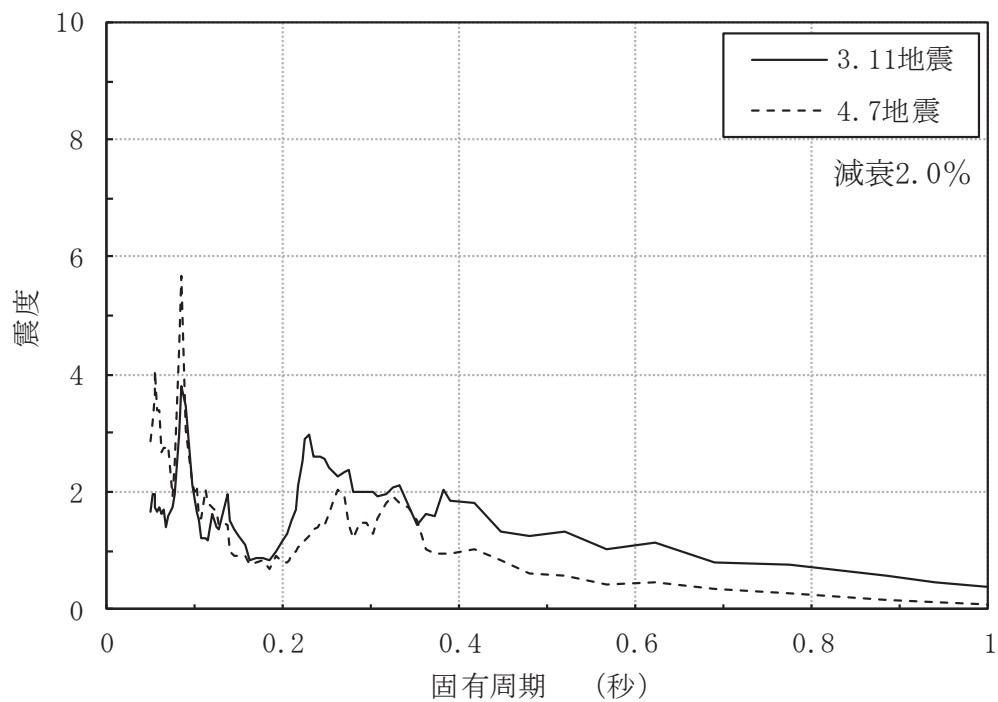


図7 3.11地震及び4.7地震のシミュレーション解析における床応答曲線
(原子炉しゃへい壁)

原子炉压力容器 O.P.9.334 水平方向 (NS/EW 包絡)



原子炉压力容器 O.P.9.334 鉛直方向

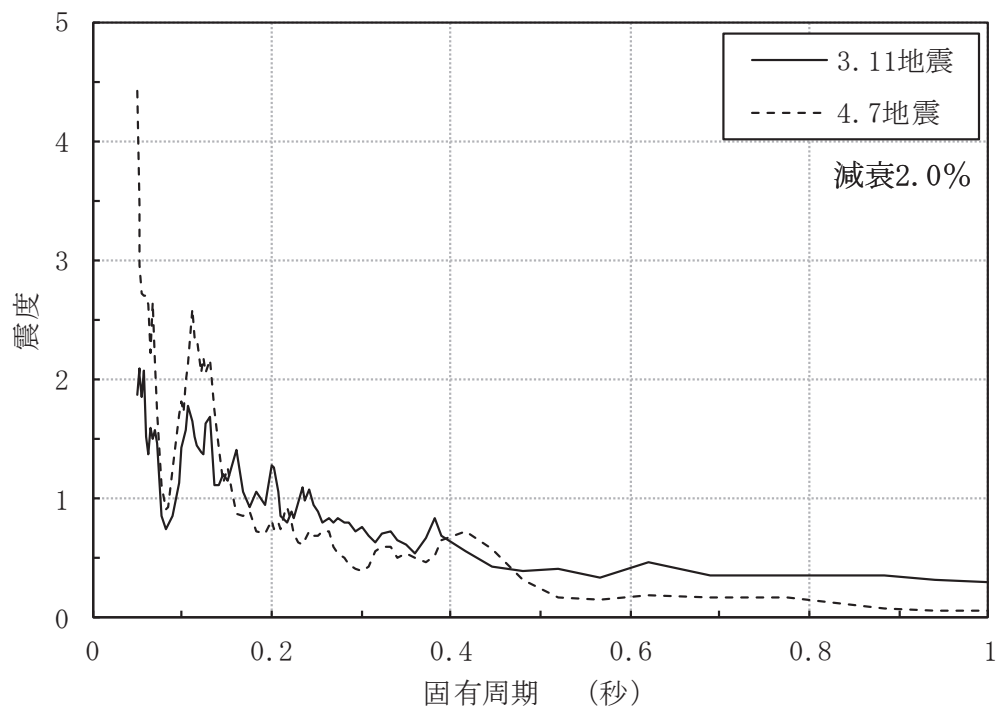


図8 3.11地震及び4.7地震のシミュレーション解析における床応答曲線
(原子炉压力容器)

地震後の設備健全性確認における疲労評価の方法

本添付では、本文 4 項中の図 4-11 に示す 3.11/4.7 地震に対する疲労評価のフロー（図 1）に対し、各ステップの疲労評価手順を示す。また、3.11/4.7 地震に対する疲労評価及び今回工認における疲労評価フローの比較とその評価内容等の差の内容を示す（表 1）。表 1 に示す通り、今回工認における疲労評価と 3.11/4.7 地震に対する疲労評価との差は、より精緻な評価を行うため、実態に応じた評価内容等に見直している。

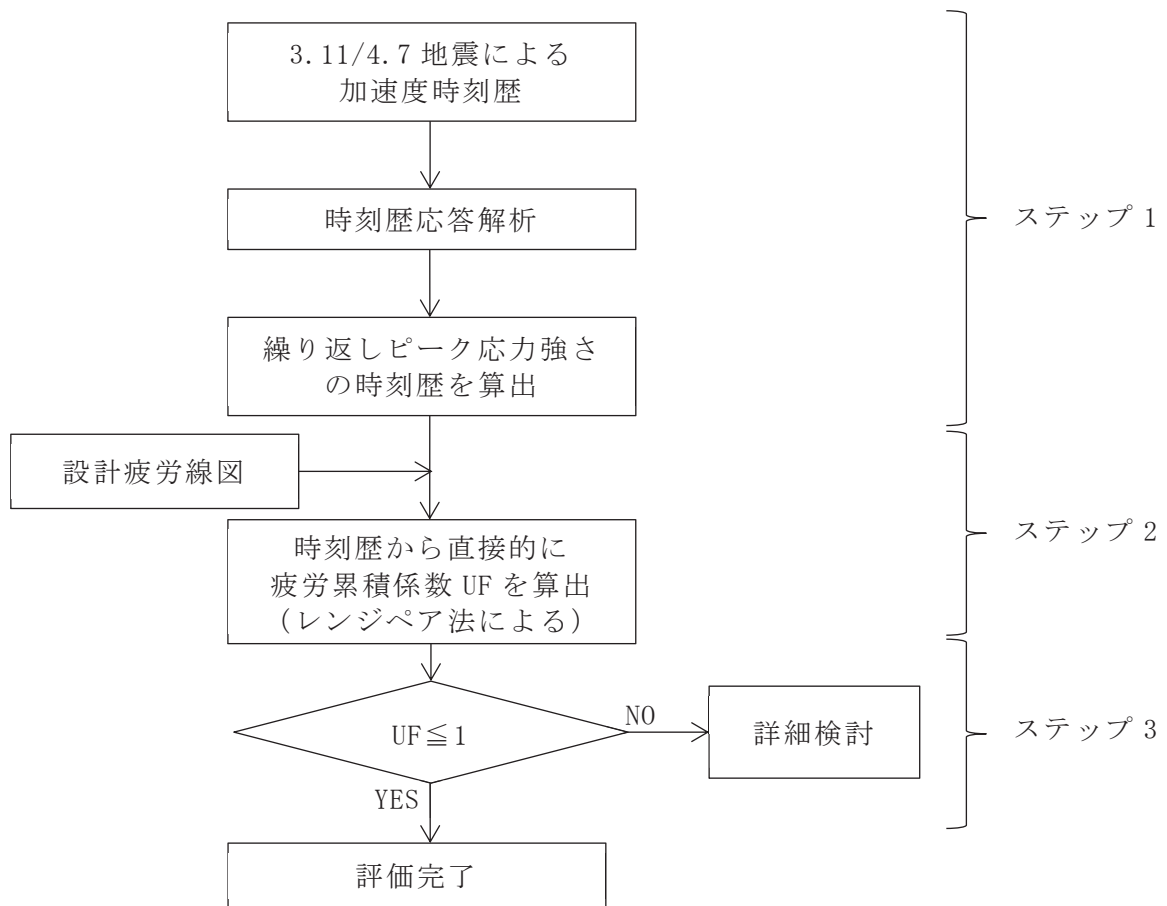


図 1 3.11/4.7 地震に対する疲労評価のフロー

＜ステップ 1：繰返しピーク応力強さの時刻歴の算出＞

- 手順① 3.11/4.7 地震に対する建屋－機器連成解析を実施する。
- 手順② 手順①の地震応答解析より得られた加速度時刻歴(配管重心位置の建屋－機器連成解析の質点)を入力に，配管モデルの 3 方向同時の時刻歴応答解析を実施する。
- 手順③ 手順②の時刻歴応答解析より評価点（疲労評価がもっとも厳しい評価点）の時刻歴応答モーメント（3 方向の成分（ M_x, M_y, M_z ））が算出され，配管評価に用いる時刻歴モーメント（3 方向 SRSS ($M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2 + M_z^2}$)）を算出する。

得られた時刻歴モーメントから，下式を用いて，繰返しピーク応力強さの時刻歴を作成する。なお，SRSS 法を用いたモーメントの合成により符号がなくなるため，ピーク応力 S_p の計算に用いるモーメントの全振幅は，各時刻歴モーメントの 2 倍の値 ($M_{is} = 2 \times M$) としている。

$$S_p = \frac{K_2 C_2 M_{is}}{Z_i}$$

$$S_l = \frac{K_e S_p}{2}$$

ここで，

S_p : ピーク応力

S_l : 繰返しピーク応力強さ

M_{is} : モーメントの全振幅

K_2, C_2 : 応力係数

K_e : 弾塑性解析に用いる繰返しピーク応力強さの補正係数

(本検討では，一次＋二次応力が許容値以下であるため，

$K_e = 1$ となる。)

算出した繰返しピーク応力強さの時刻歴波形の例を図 2 に，評価に用いた地震動を図 3 に示す。

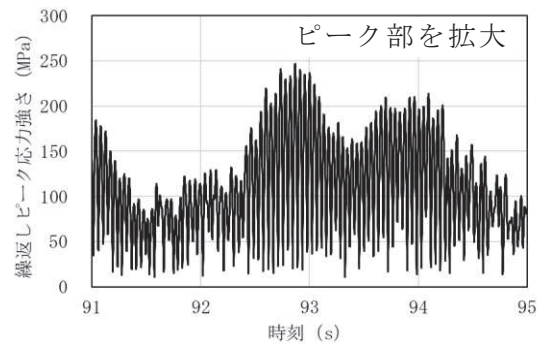
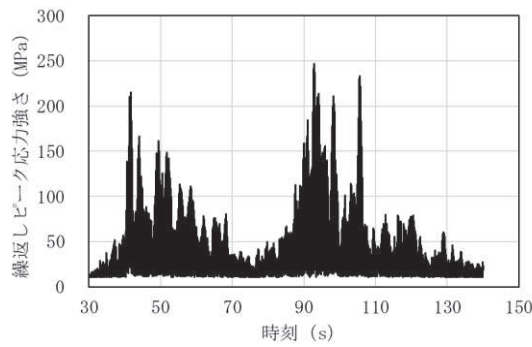


図2 繰返しピーク応力強さの時刻歴波形の例* (残留熱除去系配管, 3.11地震)
 注記*: 相対変位による応力を加えているため, 繰返しピーク応力強さは0とならない。

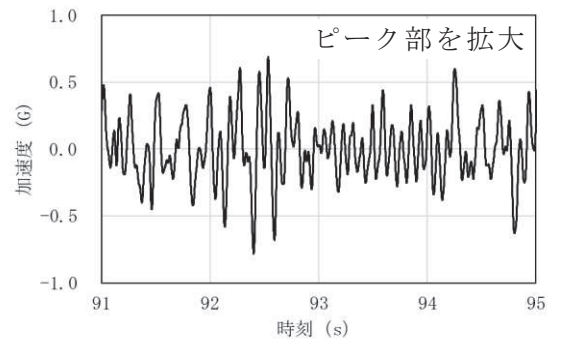
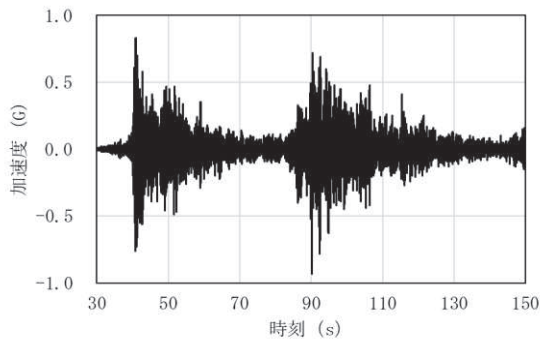


図3 繰返しピーク応力強さの算定に用いた入力地震動の例 (1/3)
 (残留熱除去系配管, 3.11地震 (EW方向))

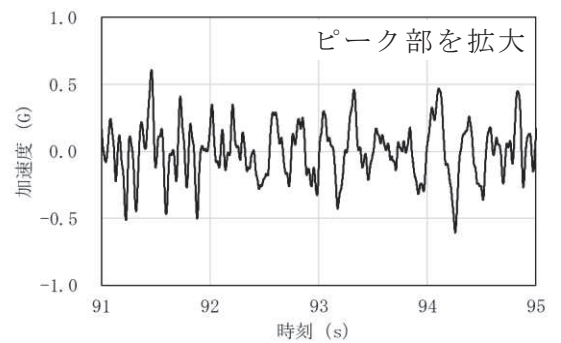
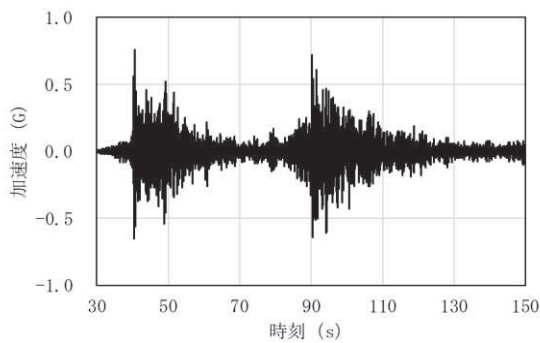


図3 繰返しピーク応力強さの算定に用いた入力地震動の例 (2/3)
 (残留熱除去系配管, 3.11地震 (NS方向))

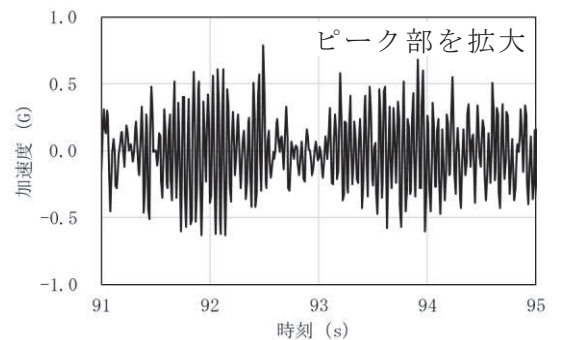
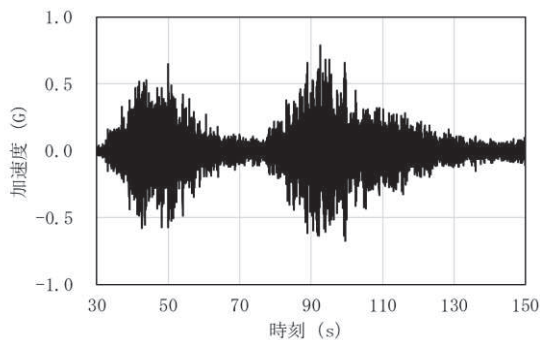


図3 繰返しピーク応力強さの算定に用いた入力地震動の例 (3/3)
 (残留熱除去系配管, 3.11地震 (UD方向))

<ステップ 2：レンジペア法による疲労累積係数 UF の算出>

手順① 図 2 に示す繰返しピーク応力強さの時刻歴に対し、レンジペア法を用いてサイクルカウントを実施する。

サイクルカウントのイメージを図 4，手順を以下に示す。

- a) 繰返しピーク応力強さの時刻歴から極値を抽出する。
- b) a) の極値から最大となる繰返しピーク応力強さ σ_a を抽出し、1 回としてカウントする。
- c) 残る極値に対し、隣接する“山”，“谷”のピーク応力強さの差 ($\sigma_{bi}(i=1, 2, \dots, n)$) を計算し、1 回としてカウントする。

手順② 手順①で計算された σ_a 及び $\sigma_{bi}(i=1, 2, \dots, n)$ のピーク応力強さを用いて、図 5 に示す設計疲労線図より許容繰返し回数 N_a 及び $N_{bi}(i=1, 2, \dots, n)$ を求める。

手順③ 手順②で求めた各ピーク応力強さの許容繰返し回数から、疲労累積係数 UF を求める。

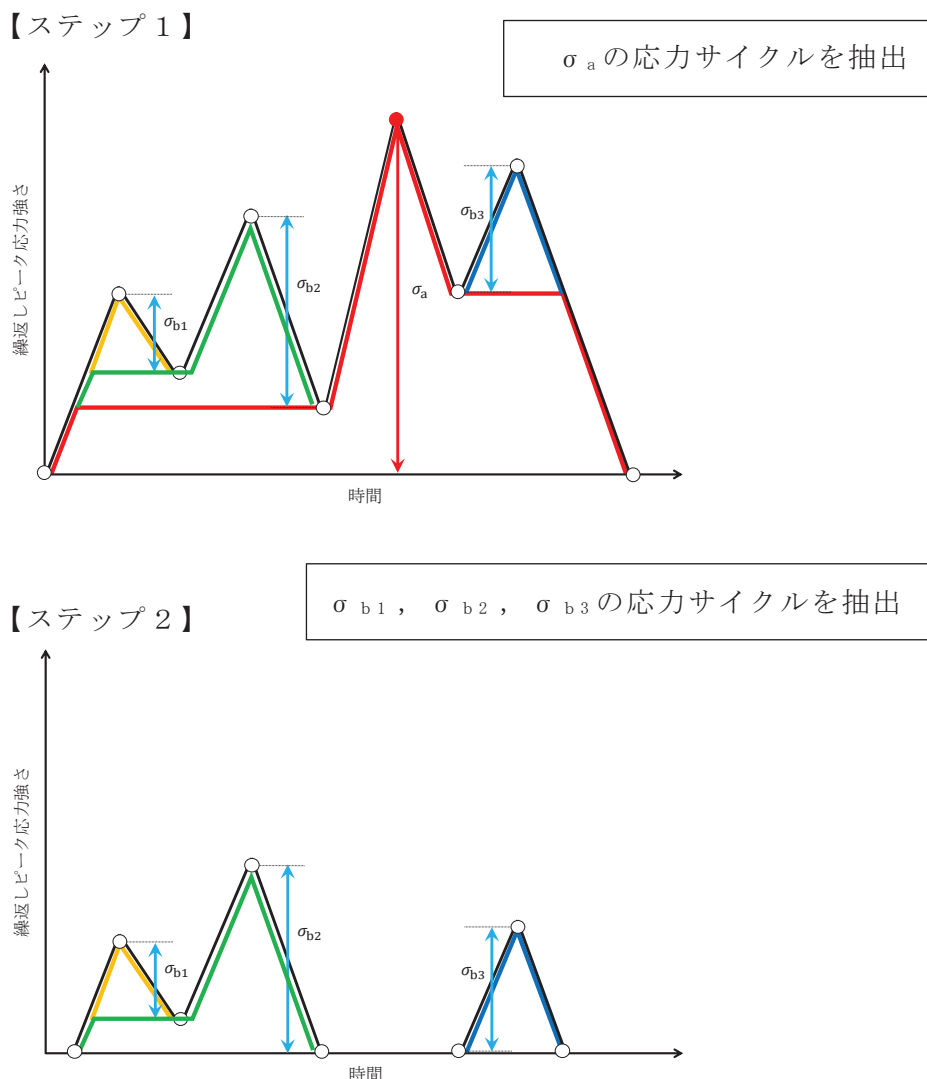


図 4 サイクルカウントのイメージ図

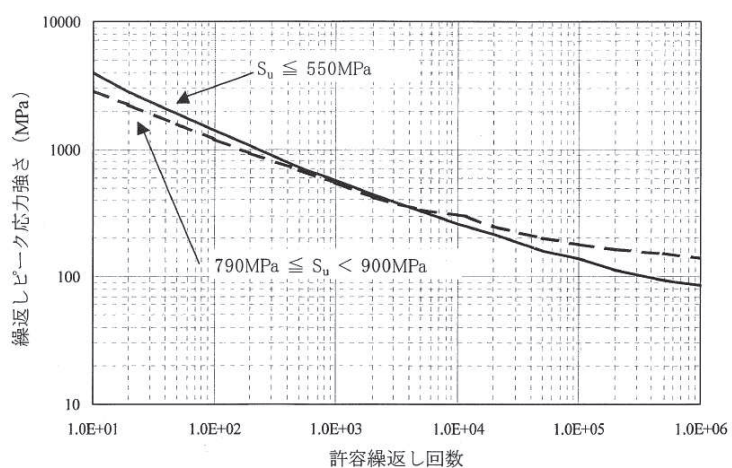


図 5 設計疲労線図（炭素鋼，低合金鋼及び高張力鋼）

<ステップ 3：疲労評価>

ステップ 2 で求めた 3.11 地震と 4.7 地震の UF の合算値が 1 以下であることを確認する。

3.11/4.7 地震に対する疲労累積係数が今回工認耐震評価結果に比べ 小さい結果となっている要因

1. はじめに

本添付では、3.11/4.7 地震に対する疲労累積係数が今回工認の耐震評価結果に比べ小さい結果となっている要因について、疲労評価の差を整理し、疲労累積係数へ与える影響について定量的に分析する。

2. 今回工認と 3.11/4.7 地震における疲労評価の比較

今回工認における疲労評価では、基準地震動 S_s の 7 波及び建屋等の不確かさを考慮した応答により設定した設計用地震力（応答の包絡、スペクトルの $\pm 10\%$ 拡幅等）を用いて算出した繰返しピーク応力強さの最大値及び設計疲労線図から求めた許容繰返し回数と保守的なパラメータ（繰返しピーク応力強さ、地震動、減衰定数等）を用いて設定した等価繰返し回数により疲労累積係数 UF を算出している。

一方、3.11/4.7 地震に対する疲労評価は、3.11/4.7 地震による加速度時刻歴を用いて算出した繰返しピーク応力強さの時刻歴波形及び設計疲労線図から直接的に疲労累積係数 UF を算出している。

今回工認と 3.11/4.7 地震に対する疲労評価フローの比較結果を図 1 に、今回工認と 3.11/4.7 地震に対する疲労評価の評価内容及び疲労累積係数に影響を与える要因の整理結果を表 1 に示す。

今回工認と 3.11/4.7 地震に対する疲労評価の評価内容等の差の整理結果を踏まえ、入力地震動、繰返しピーク応力強さ及び等価繰返し回数の保守性の差が疲労累積係数へ与える影響について定量的に分析する。

■ : 今回工認と 3.11/4.7 地震の疲労評価で差異がある項目

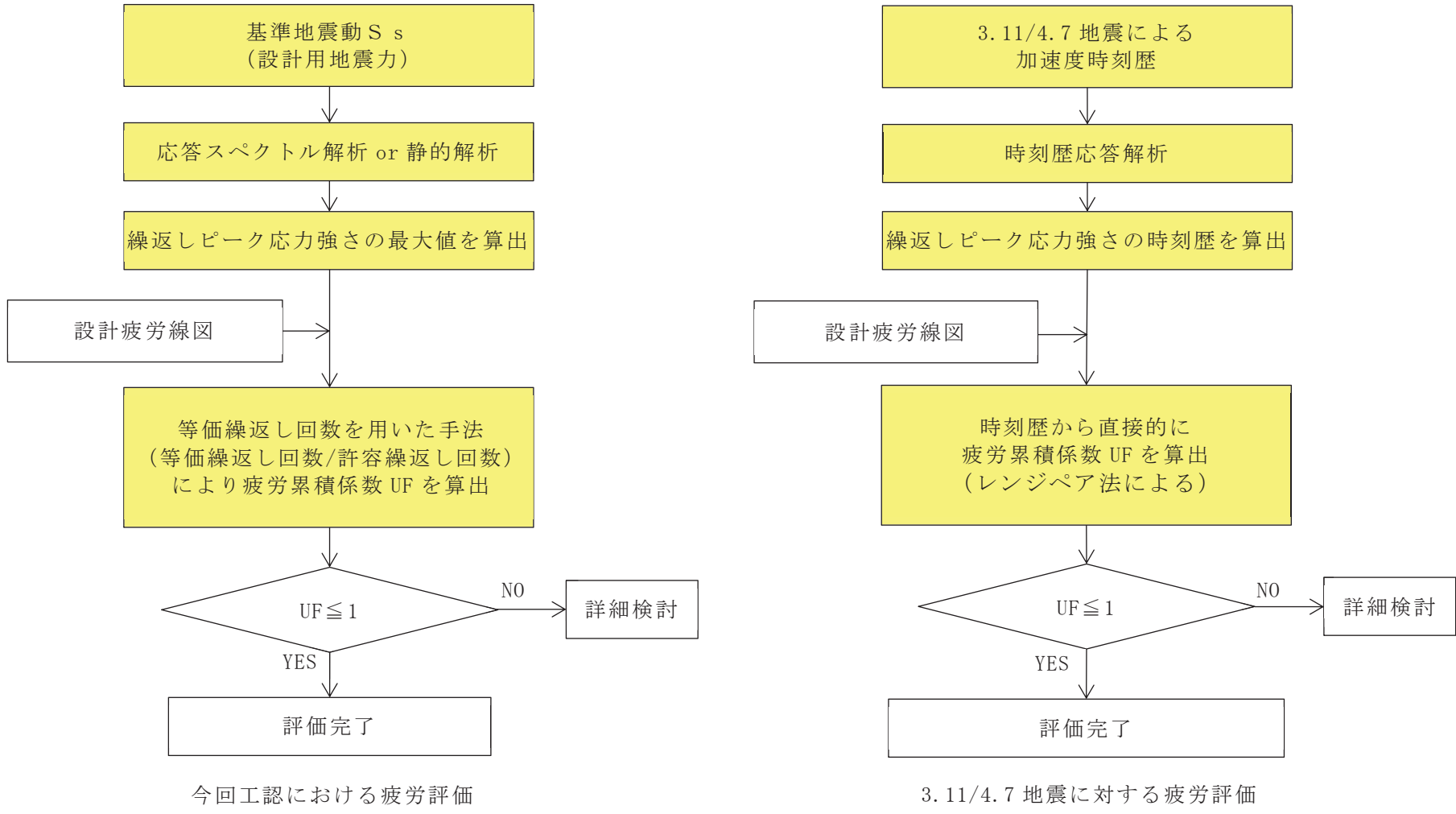


図 1 今回工認と 3.11/4.7 地震に対する疲労評価フローの比較結果

表1 今回工認と3.11/4.7地震に対する疲労評価の評価内容及び疲労累積係数に影響を与える要因の整理結果

項目	①今回工認	②3.11/4.7地震	①及び②における評価内容	疲労累積係数に影響を与える要因
入力地震動	基準地震動 S_s (設計用地震力)	3.11/4.7地震による加速度時刻歴	<ul style="list-style-type: none"> 今回工認では、基準地震動 S_s (7波) による床応答スペクトルの拡幅 (周期方向±10%拡幅) と不確かさ条件 (地盤及び建屋の物性等) を包絡した保守的な設計用床応答曲線を用いている。 3.11/4.7地震では、3.11地震及び4.7地震それぞれの床応答加速度時刻歴を用いている。 	入力地震動の違い及び工認評価条件による差が繰返しピーク応力強さに影響し、結果として疲労累積係数に影響を与える。
応答解析手法	応答スペクトル解析 or 静的解析	時刻歴応答解析	<ul style="list-style-type: none"> 今回工認では、振動モードの合成及び水平方向と鉛直方向地震による応力の組合せにSRSS法または絶対値和を用いている。 3.11/4.7地震では、3方向同時入力の時刻歴応答解析によって、振動モード及び水平方向と鉛直方向地震による応力を直接算出している。 	振動モードの合成及び水平方向と鉛直方向地震による応力の組合せの差が繰返しピーク応力強さに影響し、結果として疲労累積係数に影響を与える。
繰返しピーク応力強さ	最大値	時刻歴	<ul style="list-style-type: none"> 今回工認では、繰返しピーク応力強さの最大値を用いているが、疲労累積係数の算出に用いる等価繰返し回数の設定において、入力地震動の時刻歴特性を考慮している。 3.11/4.7地震では、繰返しピーク応力強さの時刻歴に対して、入力地震動の時刻歴特性を考慮している。 	—
疲労累積係数の算出方法	等価繰返し回数を用いた手法	時刻歴から直接的に算出する手法	<ul style="list-style-type: none"> 今回工認では、繰返しピーク応力強さの最大値と設計疲労線図との関係から許容繰返し回数を求め、保守的に設定した等価繰返し回数との比 (等価繰返し回数*/許容繰返し回数) により疲労累積係数を算出している。 3.11地震では、繰返しピーク応力強さの時刻歴と設計疲労線図の関係から直接疲労累積係数に算出している。 	今回工認に用いる等価繰返し回数設定の保守性によって疲労累積係数へ影響を与える。

注記* : 今回工認において保守的なパラメータ (繰返しピーク応力強さ、地震動、減衰定数等) を用いて設定した等価繰返し回数。なお、共通的に適用する一律に設定する等価繰返し回数 (340回) による疲労評価が評価基準値を満足できない場合には、個別に設定する等価繰返し回数を適用する。

3. 検討方針

3.11/4.7 地震に対する疲労累積係数が今回工認に比べ小さな結果となっている要因について、疲労評価フローの差に対する 2. 項での整理結果を踏まえ、入力地震動、繰返しピーク応力強さ及び等価繰返し回数の保守性の差が疲労累積係数へ与える影響について定量的に分析する。

検討に用いる設備は、既工認では機器に対する一次＋二次応力評価結果が疲労評価を要求される許容応力を満足していたが、今回工認では、基準地震動の増大、鉛直方向の動的地震力の考慮等により、疲労評価が要求される設備が増えていることを考慮し検討対象設備を選定する。それら設備のうち、疲労評価に用いるパラメータの影響を分析するため、比較的簡易な評価となる剛設備（床置き機器）で疲労影響が大きい残留熱除去系熱交換器を対象とした。

検討条件を表 2 に示す。疲労累積係数の算出方法は、今回工認の等価繰返し回数の算出と同様にレインフロー法を用いる。レインフロー法の詳細及び疲労累積係数の算出方法の詳細については、補足-600-9「耐震評価における等価繰返し回数の妥当性確認について」（残留熱除去系熱交換器が剛設備であることから、当該図書の図 3-1「J E A G フロー」の左側のフロー「時刻歴フロー」を参照）と同様とする。

入力地震動は、応力に対して水平方向の地震動の寄与が大きいことを踏まえ、水平方向（NS, EW 方向）の時刻歴加速度応答波形を用いる。なお、ケース 1 及びケース 2 の入力地震動は今回工認の等価繰返し回数算定に用いた $S_s - D 1$ にて検討を行う。また、残留熱除去系熱交換器が剛設備であることから、設定する繰返しピーク応力強さを時刻歴加速度応答波形の最大値とすることで、応力の時刻歴波形を作成する。なお、3.11/4.7 地震に対する繰返しピーク応力強さは、NS 方向＋鉛直方向及び EW 方向＋鉛直方向を組み合わせた応力評価結果の包絡値としている。繰返しピーク応力強さ算出結果を表 3 に、概略構造図を図 2 に示す。

表 2 検討条件

No.	疲労累積係数の算出方法	入力地震動	建屋モデル	繰返しピーク応力強さ (MPa)	繰返しピーク応力強さ設定根拠
1	等価繰返し回数を用いた手法 (今回工認)	設計用地震力 ($S_s - D 1$)	今回工認モデル	1192	今回工認
2	時刻歴から直接的に算出する手法 (レインフロー法による)	$S_s - D 1$	3.11/4.7 シミュレーションモデル	1192	今回工認
3		3.11 地震		1192	等価繰返し回数算出条件
4		4.7 地震		1192	等価繰返し回数算出条件
5		3.11 地震		316	3.11 地震
6		4.7 地震		269	4.7 地震

表3 繰返しピーク応力強さ算出結果（残留熱除去系熱交換器）

評価	評価部位	水平方向 (震度)	鉛直方向 (震度)	S_n (MPa)	K_e	S_p (MPa)	S_ℓ (MPa)	$S_\ell' *$ (MPa)	N_a (回)	N_c (回)	疲労累積係数 N_c/N_a
今回 工認	胴板	2.00	1.41	783	1.772	1300	1152	1192	152	57	0.38
3.11	胴板	0.91	0.71	366	1	610	305	316	—*	—*	—*
4.7	胴板	0.69	0.78	310	1	520	260	269	—*	—*	—*

注記*：3.11/4.7地震に対する等価繰返し回数を用いた評価は、一次＋二次応力が疲労評価を要求される許容応力を下回るため、実施していない。

【記号の説明】

- S_n ：一次＋二次応力評価
- K_e ：弾塑性解析に用いる繰返しピーク応力強さの補正係数
- S_p ：ピーク応力強さ
- S_ℓ ：繰返しピーク応力強さ
- S_ℓ' ：修正繰返しピーク応力強さ（縦弾性係数による温度補正を考慮）

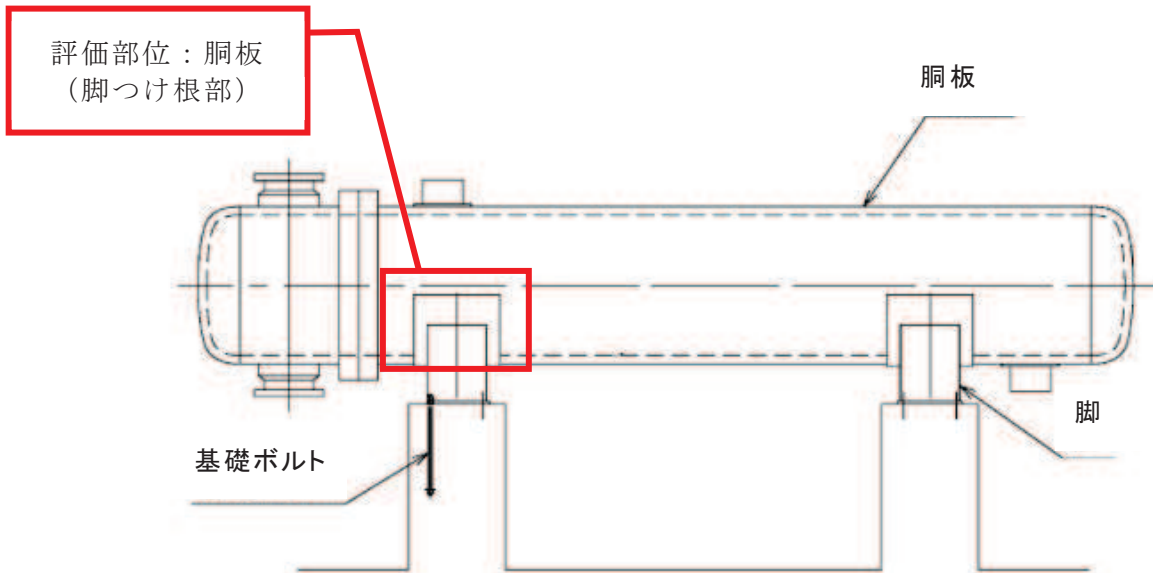


図2 残留熱除去系熱交換器概略構造図

3. 検討結果

疲労評価に用いる入力地震動及び繰返しピーク応力強さの評価条件の差異による影響の検討結果を表 4 に示す。

検討結果から以下を確認した。

- ・等価繰返し回数の保守性が影響により約 $1/1.3$ の疲労累積係数になること（ケース 1 とケース 2 との比較）
- ・入力地震動の違いが影響し、3.11/4.7 地震に比べ基準地震動 S_s では、約 $1/2.5 \sim 1/3.2$ の疲労累積係数になること。（ケース 2 とケース 3, 4 との比較）（図 3）
- ・繰返しピーク応力強さの違いが影響し、約 $1/45 \sim 1/57$ の疲労累積係数になること。（ケース 3 とケース 5 との比較、ケース 4 とケース 6 との比較）（図 4）
- ・3.11/4.7 地震に対する疲労評価は、疲労累積係数が 0.01 を十分下回ること。（ケース 5, 6）

以上のことから、3.11/4.7 地震に対する疲労累積係数が今回工認に比べ小さな結果となっている主要因は、今回工認の耐震評価に比べ、3.11/4.7 地震により設備に負荷された繰返しピーク応力強さが小さいことである。

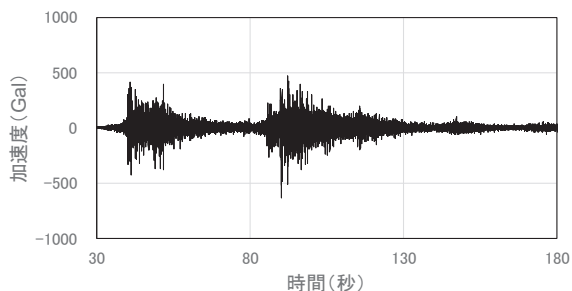
なお、上記を踏まえると、既工認から今回工認の疲労累積係数が大きくなっている要因は、基準地震動の増大、鉛直方向の動的地震力の考慮及び保守的に設定した等価繰返し回数によるものと考えられる。

表 4 疲労累積係数に与える影響分析

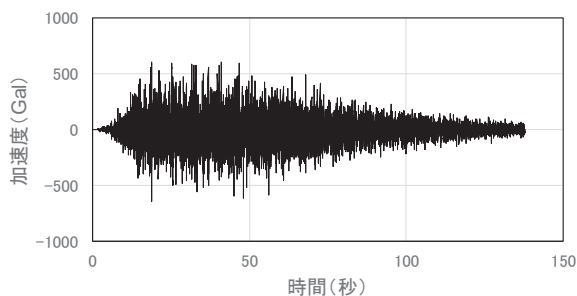
検討 ケース	疲労累積係数 の算出方法	入力 地震動	繰返しピーク 応力強さ	疲労累積 係数	疲労累積係数に与える影響分析		
					比較ケース	比率	影響要因
1	等価繰返し回数を用いた手法 ^{*1} (今回工認)	設計用地震力 (S _s -D1)	1192	0.38	—	—	—
2	時刻歴から直接的 に算出する手法 ^{*2} (レインフロー法 による)	S _s -D1	1192	0.288	ケース 2/ケース 1	約 1/1.3	等価繰返し回数設定の保守性
3		3.11 地震	1192	0.090	ケース 3/ケース 2	約 1/3.2	入力地震動
4		4.7 地震	1192	0.114	ケース 4/ケース 2	約 1/2.5	
5		3.11 地震	316	0.002	ケース 5/ケース 3	約 1/45	繰返しピーク応力強さ
					ケース 5/ケース 1	約 1/190	等価繰返し回数設定の保守性 入力地震動 繰返しピーク応力強さ
6		4.7 地震	269	0.002	ケース 6/ケース 4	約 1/57	繰返しピーク応力強さ
	ケース 6/ケース 1				約 1/190	等価繰返し回数設定の保守性 入力地震動 繰返しピーク応力強さ	

注記*1：等価繰返し回数を用いた手法。残留熱除去系熱交換器については、個別に設定する等価繰返し回数 57 回を適用。なお、一律に設定する等価繰返し回数は、340 回である。

*2：時刻歴から直接的に算出する手法に用いる繰返しピーク応力強さの時刻歴は、入力地震動の最大加速度を繰返しピーク応力強さとして設定。



3.11 地震 (EW 方向)



S s - D 1

実地震に対して基準地震動の主要動の継続時間が長い→疲労累積係数が大きい

図3 3.11 地震と基準地震動 (S s - D 1) の比較

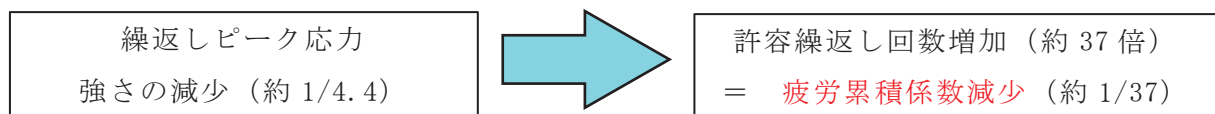
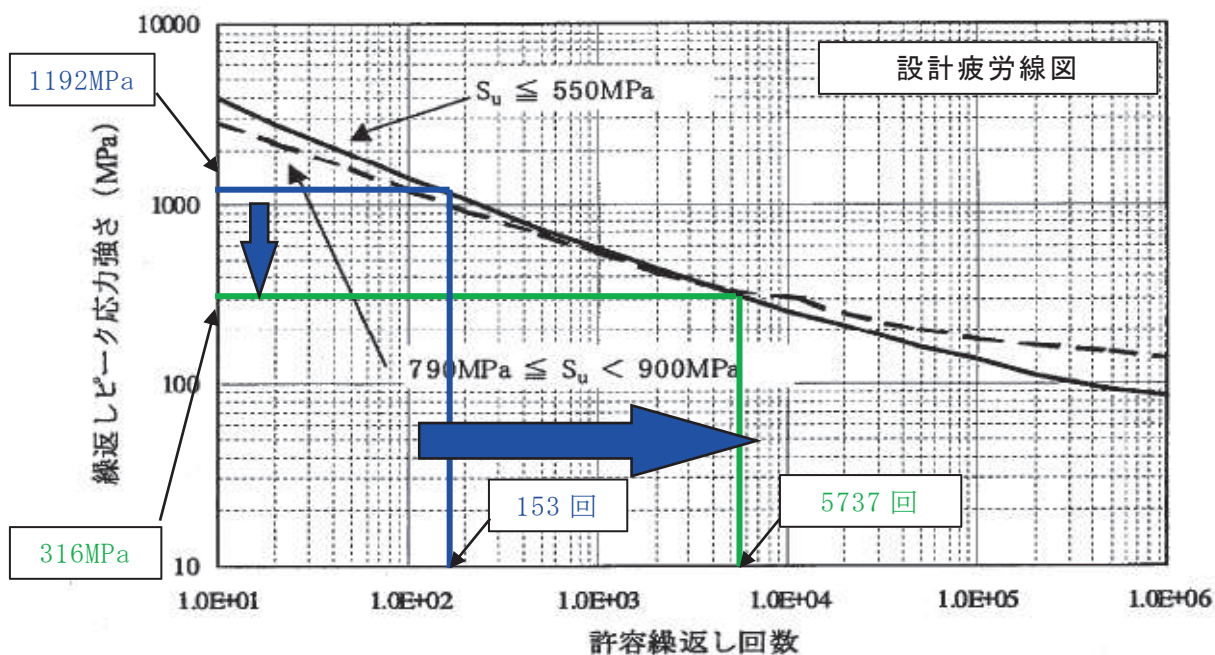


図4 繰返しピーク応力強さと許容繰返し回数の比較

新たに基準地震動 S_s による評価が必要となる既設設備に対する
3.11/4.7 地震による地震応答解析評価

新たに基準地震動 S_s による評価が必要となる既設設備について、地震応答解析による評価を実施する機器・配管系の評価対象設備の考え方及び評価方法を以下に示す。

1. 評価対象選定の考え方

既設耐震 B, C クラス設備のうち、新規制基準において耐震 S クラスへ格上げする設備、重大事故等対処設備となった設備及び波及的影響を及ぼすおそれがある設備に該当し、基準地震動 S_s による耐震評価が必要となる設備（3.11/4.7 地震後に取替を実施する設備を除く）を対象に選定する。耐震評価対象設備を表 1 に示す。

2. 評価方法

a. 地震応答解析に用いる建屋応答

地震応答解析に用いる建屋応答は、本文 4 項に示す応答を適用する。

b. 建屋-大型機器連成解析のモデル設定

建屋-大型機器連成解析に用いるモデルは、本文 4 項に示すモデルを適用する。

c. 構造強度評価

構造強度評価は、本文 4 項の②（設計時と同等の評価）又は③（詳細評価）の方法を適用する。

評価基準値は、本文 4 項に示す許容応力状態Ⅲ_AS における許容応力を基本とするが、より実態に合った評価条件を適用する場合がある（材料証明書に基づく材料強度等）。

なお、②の評価において、基準地震動 S_s が 3.11/4.7 地震を包絡していること（添付 7 参照）を踏まえ、3.11/4.7 地震以降、地震応答に影響を与える改造を実施せず、建屋-大型機器連成地震応答解析モデル以外の地震応答を評価に適用する 2 設備（復水貯蔵タンク、燃料チャンネル着脱機）については、基準地震動 S_s による算出応力を本評価に適用する。

d. 動的機能維持評価

動的機能維持評価は、本文 4 項に示す方法で評価を行う。

表1 新たに基準地震動 S_s による評価が必要となる既設設備一覧

分類	設備名称
耐震 S クラスへ格上げする設備* ¹	燃料移送ポンプ
	非常用ディーゼル発電設備軽油タンク* ²
	非常用ディーゼル発電設備配管
重大事故等対処設備	燃料プール冷却浄化系熱交換器
	燃料プール冷却浄化系ポンプ
	復水移送ポンプ
	復水貯蔵タンク
	燃料プール冷却浄化系配管
	主蒸気系配管
	復水給水系配管
	高圧炉心スプレイ系配管* ³
	復水補給水系配管
波及的影響設備	海水ポンプ室門型クレーン
	ほう酸水注入系テストタンク
	中央制御室天井照明* ²
	制御棒貯蔵ラック* ²
	CRD 自動交換機
	燃料チャンネル着脱機

注記*1：実用発電用原子炉及びその附属施設の位置、構造及び設備の基準に関する規則の解釈第三十三条（保安電源設備）第7項の記載により、耐震 S クラスとなる。
 *2：3.11/4.7地震の地震後に取替を実施する設備のため、評価対象外。
 *3：復水貯蔵タンク（復水補給水系配管）から高圧炉心スプレイ系配管合流部までの範囲（既工認において耐震 B クラスの範囲）。

3. 地震応答解析による評価結果

構造強度評価の結果を表2に、動的機能維持評価の結果を表3に示す。既設耐震 B, C クラス設備のうち、新規基準において耐震 S クラスへ格上げする設備、重大事故等対処設備となった設備及び波及的影響を及ぼすおそれがある設備に該当し、基準地震動 S_s による耐震評価が必要となる既設設備（3.11/4.7地震後に取替を実施する設備を除く）について、3.11/4.7地震に対する地震応答を確認した。

評価の結果、新たに基準地震動 S_s による評価が必要となる既設設備（3.11/4.7地震後に取替を実施する設備を除く）については、地震応答が弾性応答範囲内であることを確認した。

なお、構造強度評価（①簡易評価，②設計時と同等の評価，③詳細評価）のうち，③詳細評価を適用した設備及びその評価の概要を表 3 に示す。

表 2 構造強度評価結果 (1/4)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1
耐震Sクラスへ 格上げする設備	燃料移送ポンプ	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (引張)	4	173	○	②
		4.7地震		一次応力 (引張)	3	173		
	非常用ディーゼル発電設備 配管	3.11地震	配管本体	一次応力	261	281	○	③
		4.7地震	配管本体	一次応力	248	281	○	③
		3.11地震	配管サポート	一次応力	92	245	○	③
		4.7地震	配管サポート	一次応力	59	245	○	③

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

表 2 構造強度評価結果 (2/4)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1
重大事故等 対処設備	燃料プール冷却浄化系 熱交換器	3.11地震	胴板	一次応力	111	315	○	②
		4.7地震		一次応力	99	315	○	②
	燃料プール冷却浄化系 ポンプ	3.11地震	基礎ボルト	一次応力 (せん断)	17	129	○	②
		4.7地震		一次応力 (せん断)	12	129		
	復水移送ポンプ	3.11地震	ポンプ取付ボルト	一次応力 (引張)	10	168	○	②
		4.7地震		一次応力 (引張)	10	168	○	②
	復水貯蔵タンク	3.11地震	胴板	一次一般膜 応力	135*2	188	○	②
		4.7地震						
	燃料プール冷却浄化系 配管	3.11地震	配管本体	一次応力	140	188	○	②
		4.7地震	配管本体	一次応力	170	231	○	②
		3.11地震	配管サポート	一次応力	72	205	○	②
		4.7地震	配管サポート	一次応力	204	205	○	②
	主蒸気系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	77	140	○	②
		4.7地震	配管本体	一次応力	78	140	○	②
		3.11地震	配管サポート	反力	46 (kN)	108 (kN)	○	②
		4.7地震	配管サポート	反力	81 (kN)	100 (kN)	○	②
	復水給水系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	89	182	○	②
		4.7地震	配管本体	一次応力	102	182	○	②
		3.11地震	配管サポート	一次応力	120	245	○	②
		4.7地震	配管サポート	一次応力	171	245	○	②

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：基準地震動 S_s による算出値

表 2 構造強度評価結果 (3/4)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法 ^{*1}
重大事故等 対処設備	高圧炉心スプレイ系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	145	225	○	②
		4.7地震	配管本体	一次応力	197	225	○	②
		3.11地震	配管サポート	一次応力	85	245	○	②
		4.7地震	配管サポート	一次応力	101	245	○	②
	復水補給水系配管	3.11地震	配管本体	一次応力	196	265	○	③
		4.7地震	配管本体	一次応力	262	265	○	③
		3.11地震	配管サポート	一次応力	77	245	○	③
		4.7地震	配管サポート	一次応力	68	245	○	③

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

表 2 構造強度評価結果 (4/4)

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価部位	評価項目 (応力分類)	算出値 [MPa]	評価 基準値 [MPa]	評価 結果	評価 方法*1
波及的影響 設備	海水ポンプ室門型クレーン	3.11地震	剛脚	一次応力 (組合せ)	0.55*2,3 (単位なし)	1*3 (単位なし)	○	②
		4.7地震						
	ほう酸水注入系テストタンク	3.11地震	胴板	一次応力	39	282	○	②
		4.7地震	胴板	一次応力	61	282	○	②
	CRD自動交換機	3.11地震	フレーム	一次応力 (組合せ)	171	218	○	②
		4.7地震	フレーム	一次応力 (組合せ)	203	218	○	②
	燃料チャンネル着脱機	3.11地震	フレーム	一次応力 (組合せ)	91*4	205	○	②
		4.7地震						

注記*1：評価方法

- ①：簡易評価
- ②：設計時と同等の評価
- ③：詳細評価

*2：海水ポンプ室門型クレーンに対する応答が大きい 3.11 地震による算出値

*3：圧縮力と曲げモーメントを受ける部材の組合せ応力の評価

$$\frac{\text{平均圧縮応力}}{\text{許容圧縮応力}} + \frac{\text{圧縮側曲げ応力}}{\text{許容曲げ応力}} \leq 1$$

*4：基準地震動 S_s による算出値

表 3 詳細評価を適用した設備及び評価の概要

詳細評価を適用した設備	評価の概要
<ul style="list-style-type: none"> ・ 復水補給水系配管 ・ 非常用ディーゼル発電設備配管 	<p>材料証明書に基づく材料強度の適用</p>
<ul style="list-style-type: none"> ・ 復水補給水系配管 ・ 非常用ディーゼル発電設備配管 	<p>実機を踏まえたサポートのばね定数に変更 (配管系の設計段階ではサポートのばね定数を汎用性のある保守的な設定としている場合があるため、実際のサポート構造を踏まえた精緻なばね定数に変更)</p>

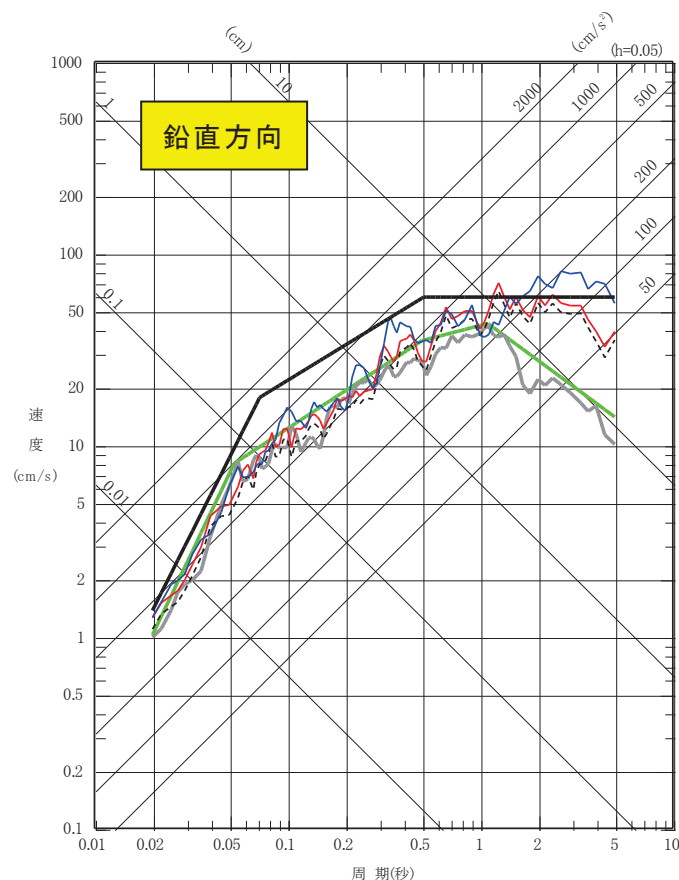
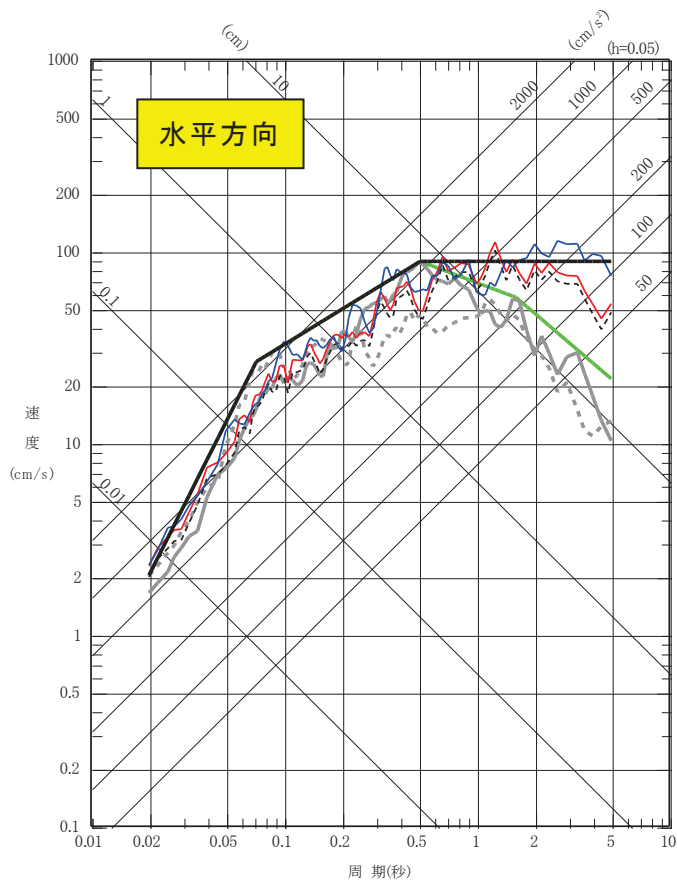
表 4 動的機能維持評価結果

評価対象設備及び評価箇所		評価用 地震動	評価位置	水平加速度(G)		鉛直加速度(G)		評価 結果
				応答加速度	機能確認済 加速度	応答加速度	機能確認済 加速度	
耐震Sクラスへ 格上げする設備	燃料移送ポンプ*	3.11地震	軸受部	発生値(MPa) 0.39		評価基準値(MPa) 0.98		○
		4.7地震		発生値(MPa) 0.37		評価基準値(MPa) 0.98		
	燃料移送ポンプ原動機	3.11地震	軸受部	0.87	4.7	0.40	1.0	○
		4.7地震	軸受部	0.70	4.7	0.48	1.0	○
重大事故等 対処設備	燃料プール冷却浄化系 ポンプ	3.11地震	軸位置 (軸方向)	0.83	1.4	0.58	1.0	○
		4.7地震	軸位置 (軸方向)	0.55	1.4	0.59	1.0	○
	燃料プール冷却浄化系 ポンプ原動機	3.11地震	軸受部	0.83	4.7	0.58	1.0	○
		4.7地震	軸受部	0.55	4.7	0.59	1.0	○
	復水移送ポンプ	3.11地震	軸位置 (軸方向)	0.55	1.4	0.31	1.0	○
		4.7地震	軸位置 (軸方向)	0.45	1.4	0.36	1.0	○
	復水移送ポンプ原動機	3.11地震	軸受部	0.55	4.7	0.31	1.0	○
		4.7地震	軸受部	0.45	4.7	0.36	1.0	○

注記*：補足説明資料「補足-600-14-1 動的機能維持の詳細評価について（新たな検討又は詳細検討が必要な設備の機能維持評価について）」に基づき、詳細評価を実施

基準地震動 S_s と 3.11/4.7 地震との関係

- プレート間地震の応答スペクトル手法による基準地震動[基準地震動 S_s -D1]
- プレート間地震の断層モデル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) [基準地震動 S_s -F1]
- プレート間地震の断層モデル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) [基準地震動 S_s -F2]
- - - 基本ケースの断層モデル手法による地震動評価
- プレート間地震の応答スペクトル手法による地震動評価
- 3.11 地震の観測記録(水平方向は実線: NS 方向, 点線: EW 方向, 鉛直方向は実線: UD 方向)

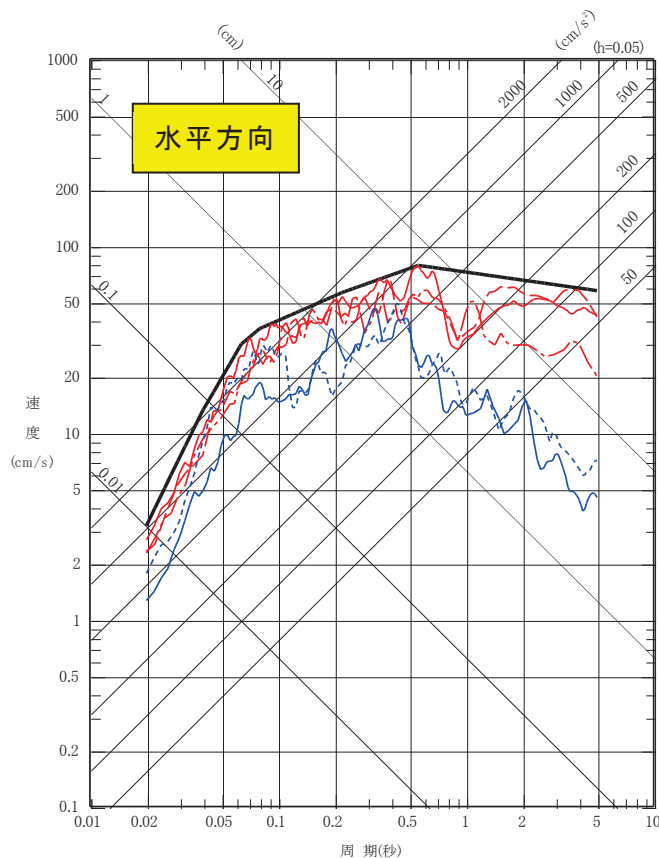


基準地震動 S_s と 3.11 地震との関係*

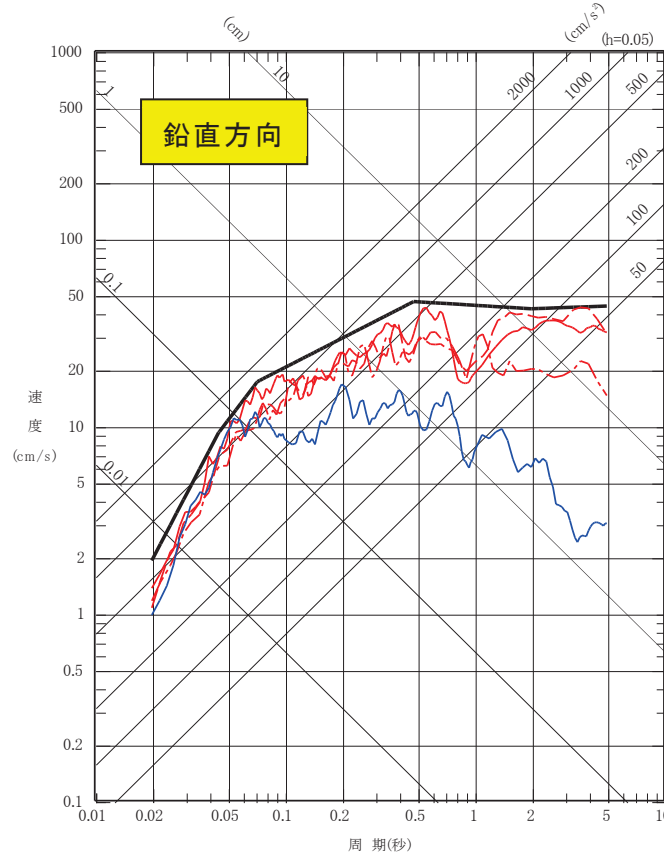
注記*: 女川原子力発電所 2 号炉の新規制基準適合性審査に関する面談 (資料提供・まとめ資料再修正版提出) について (令和元年 11 月 19 日) 資料 8 より抜粋

基準地震動 S_s と 3.11/4.7 地震との関係

- 基準地震動 S_s -D2
- 海洋プレート内地震 基本ケース(破壊開始点1)
- - 海洋プレート内地震 基本ケース(破壊開始点2)
- - 海洋プレート内地震 基本ケース(破壊開始点3)
- 4.7 地震はぎとり波(NS 方向)
- - 4.7 地震はぎとり波(EW 方向)



- 基準地震動 S_s -D2
- 海洋プレート内地震 基本ケース(破壊開始点1)
- - 海洋プレート内地震 基本ケース(破壊開始点2)
- - 海洋プレート内地震 基本ケース(破壊開始点3)
- 4.7 地震はぎとり波(UD 方向)



基準地震動 S_s と 4.7 地震との関係*

注記* : 女川原子力発電所2号炉の新規制基準適合性審査に関する面談 (資料提供・まとめ資料再修正版提出) について (令和元年11月19日) 資料8より抜粋

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-19-0600-39_改1

補足-600-39 火災防護設備の耐震性に関する説明書の補足説明資料

東北電力株式会社

工事計画添付書類に係る補足説明資料

添付書類の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

工認添付書類	補足説明資料
VI-2-別添 1-2 火災感知器の耐震性についての計算書 VI-2-別添 1-3 火災受信機盤の耐震性についての計算書 VI-2-別添 1-4 ガスボンベ設備の耐震性についての計算書 VI-2-別添 1-5 選択弁の耐震性についての計算書 VI-2-別添 1-6 制御盤の耐震性についての計算書	補足-600-39-1 火災防護設備 耐震計算書耐震条件について
VI-2-別添 1-7 消火配管の耐震性についての計算書	補足-600-39-2 ケーブルトレイ消火設備のうち配管の加振試験について
VI-2-別添 1-2 火災感知器の耐震性についての計算書	補足-600-39-3 火災感知器の支持架台の耐震性について
VI-2-別添 1-3 火災受信機盤の耐震性についての計算書	補足-600-39-4 火災受信機盤の固有周期について

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-19-0600-39-1_改 2

補足-600-39-1 火災防護設備 耐震計算書耐震条件について

目次

1. 概要·····	1
2. 一般事項·····	1

1. 概要

本資料は、添付資料「VI-2-別添 1-2 火災感知器の耐震性についての計算書」、添付資料「VI-2-別添 1-3 火災受信機盤の耐震性についての計算書」、添付資料「VI-2-別添 1-4 ガスボンベ設備の耐震性についての計算書」、添付資料「VI-2-別添 1-5 選択弁の耐震性についての計算書」、添付資料「VI-2-別添 1-6 制御盤の耐震性についての計算書」の設置位置及び固有周期確認方法について補足するものである。

2. 一般事項

火災防護設備について、「設置位置」、「固有周期の確認方法」を表2-1に整理し、パターン番号を表2-2に火災防護設備毎に記載する。

表2-1 パターン整理表

項目	整理	パターン
設置位置	壁又は天井に設置	①
	床に設置	②
固有周期確認方法	打振試験による確認	a
	取付構造を含めた加振試験による確認	b
	解析による確認	c

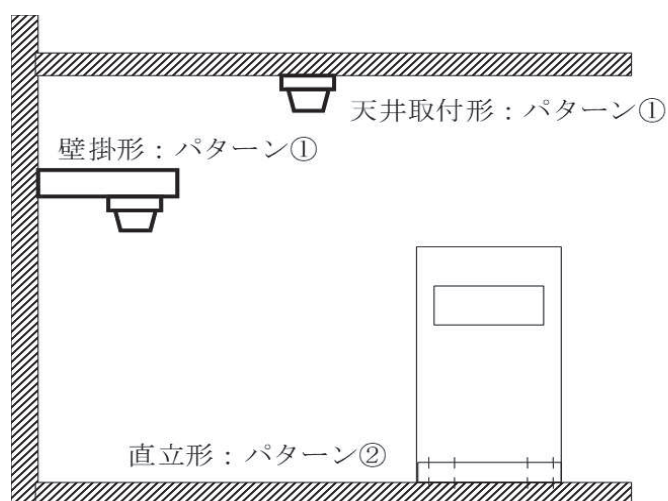


図 2-1 参考イメージ図

表2-2 火災防護設備設計条件 (1/2)

機器名称	据付場所及び床面 高さ(m)	設置 位置	固有周期(s)		固有周期 算出方法	評価に使用した基準地震動 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
熱感知器 煙感知器 防水型熱感知器 防爆型煙感知器①	原子炉建屋 O.P. 50.50* ¹	①	0.050以下	0.050以下	b	$C_H=7.28^{*2}$	$C_V=2.09^{*2}$
防爆型熱感知器 防爆型煙感知器②	原子炉建屋 O.P. 50.50* ¹	①	0.050以下	0.050以下	b	$C_H=7.28^{*2}$	$C_V=2.09^{*2}$
防湿型煙感知器	原子炉建屋 O.P. 50.50* ¹	①	0.050以下	0.050以下	b	$C_H=7.28^{*2}$	$C_V=2.09^{*2}$
炎感知器	原子炉建屋 O.P. 50.50* ¹	①	0.050以下	0.050以下	b	$C_H=7.28^{*2}$	$C_V=2.09^{*2}$
屋外仕様炎感知器	緊急用電気品建屋 O.P. 68.90* ¹	①	0.050以下	0.050以下	b	$C_H=3.32^{*3}$	$C_V=0.99^{*3}$
熱感知カメラ	緊急用電気品建屋 O.P. 68.90* ¹	①	0.050以下	0.050以下	b	$C_H=3.32^{*3}$	$C_V=0.99^{*3}$
火災受信機盤	制御建屋 O.P. 22.95* ¹	②	0.050以下	0.050以下	a* ⁴	$C_H=2.78$	$C_V=2.00$

表2-2 火災防護設備設計条件 (2/2)

機器名称	据付場所及び床面 高さ (m)	設置 位置	固有周期 (s)		固有周期 算出方法	評価に使用した基準地震動 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
ガスボンベ設備 (ハロンガス消火設 備)	原子炉建屋 O.P. 22.50* ¹	②	0.048	0.019	c	$C_H=2.12$	$C_V=1.56$
ガスボンベ設備 (ケーブルトレイ消 火設備)	原子炉建屋 O.P. 23.60* ¹	②	0.050以下	0.050以下	b	$C_H=2.65^{*5}$	$C_V=1.77^{*5}$
選択弁	緊急用電気品建屋 O.P. 56.40* ¹	②	0.030	0.004	c	$C_H=0.84$	$C_V=0.68$
制御盤	制御建屋 O.P. 19.50* ¹	①	0.050以下	0.050以下	b	$C_H=2.78^{*3}$	$C_V=2.00^{*3}$

注記*1：基準床レベルを示す

*2：最も設計震度が大きい階の基準地震動 S_s により定まる応答加速度を用いる。

*3：建屋壁に固定しているため、評価対象フロアの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：鉛直方向については、構造が同様な設備に対する打振試験の結果確認された固有周期を使用する。

*5：建屋中間階に設置されるため、評価対象フロアの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。

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-19-0600-39-2_改6

補足-600-39-2

ケーブルトレイ消火設備のうち配管の加振試験について

目 次

1. 試験概要	1
2. 試験体	2
3. 耐震評価方法	3
4. 共振点探査試験	4
4.1 試験方法	4
4.2 試験結果	7
5. 正弦波加振試験	9
5.1 試験方法	9
5.2 健全性確認方法	9
5.3 試験結果	10
5.4 耐震評価結果	10

1. 試験概要

本資料は、ケーブルトレイ消火設備のうち消火配管について、基準地震動 S_s に対し、耐震性を有することを説明するものである。

ケーブルトレイ消火設備の消火配管(以下「消火配管」という。)は、ケーブルトレイ外において、消火配管の自在性を活かすため、UボルトやUバンド等にて支持することなくパンチングトレイ内に設置している。また、ケーブルトレイ内において、ステンレスバンドにステンレスインシュロックで固定している。そのため、設置している構成部品と同型式の構成部品の加振試験を行い、設置位置での加速度と加振台の最大応答加速度を比較し、耐震性を有することを確認する。

ケーブルトレイ消火設備の概要及び構成部品を図 1-1 に示す。試験方法としては共振点探査試験を実施し、固有振動数を求め、その共振点で正弦波加振試験を行い、加振試験後の外観検査及び気密試験を実施することで健全性を確認する。

消火配管の加振試験結果については、複数実施した試験のうち、代表的な試験体によるものを示す。

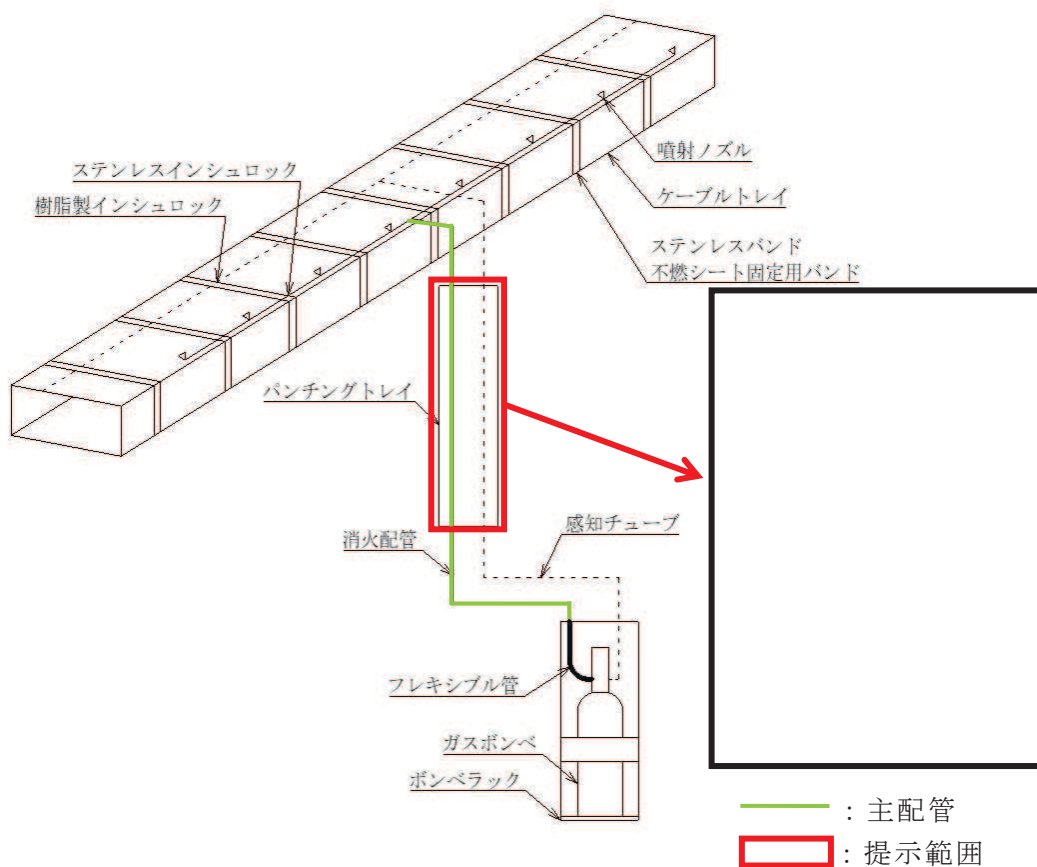


図 1-1 ケーブルトレイ消火設備概要図

2. 試験体

消火配管の加振試験に用いる試験体は、消火配管及び感知チューブをバンドでパンチングトレイへ締め付けて固定したもので構成される。また、加振台を床として、壁を模擬した治具を設置し、治具に現場施工状態と同様に試験体を取り付ける。なお、パンチングトレイは壁を模擬した治具の固定部に対してボルトで固定される。試験体を図 2-1 に示す。

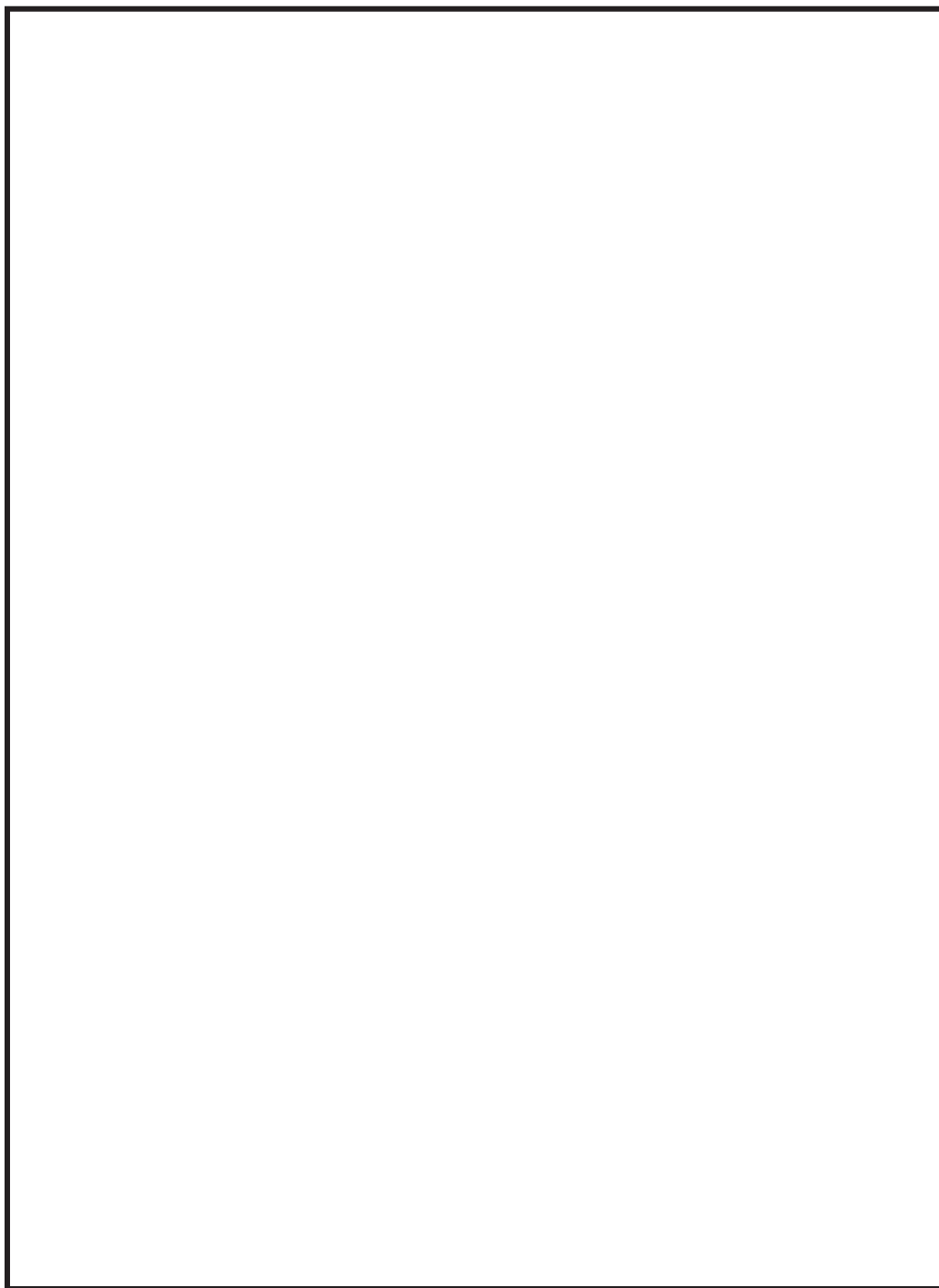


図 2-1 試験体

3. 耐震評価方法

消火配管の耐震評価は、VI-2-別添 1-1「火災防護設備の耐震計算の方針」の評価方法に基づき行う。

耐震評価に用いる設置位置での加速度は、各消火配管の中で最上階に設置されたフロアの応答加速度とするが、消火配管は建屋壁に支持されていることから、評価対象フロアより上階の応答加速度が加振台の最大加速度以下であることを確認する。また、以下について健全性を確認する。振動試験装置外観を図 3-1、加振台仕様を表 3-1 に示す。

- (1) 消火配管設置位置での加速度が加振台の最大加速度以下であること。
- (2) 加振試験後に外観の変形・破損等の異常が無いこと。
- (3) 加振試験後に気密試験を実施し、漏えいの無いこと。



図 3-1 振動試験装置外観

表 3-1 加振台仕様

寸法(mm)	水平：1500×1500 鉛直：1500×1500
最大積載質量(kg)	2500
運転周波数帯域(Hz)	5～2600
最大加速度(m/s ²)	857

4. 共振点探査試験

4.1 試験方法

ケーブルトレイ消火設備の構成部品に3軸加速度計を取付け、5Hz から 33Hz の振動数領域を含む掃引正弦波で各軸単独加振を実施し、応答波形から共振点を確認する。計測センサー取付位置を図 4-1 に示す。

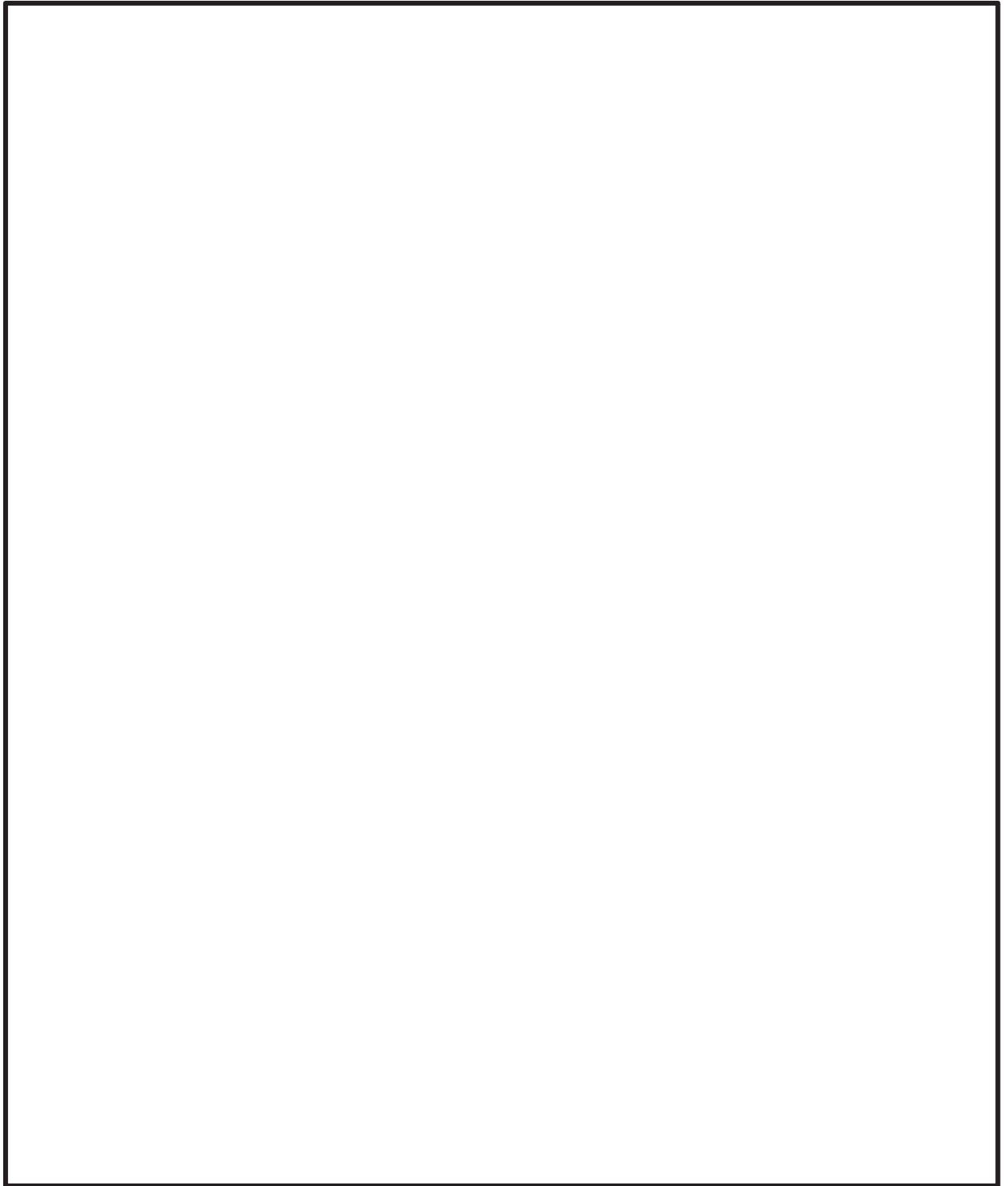


図 4-1(1/2) 計測センサー取付位置

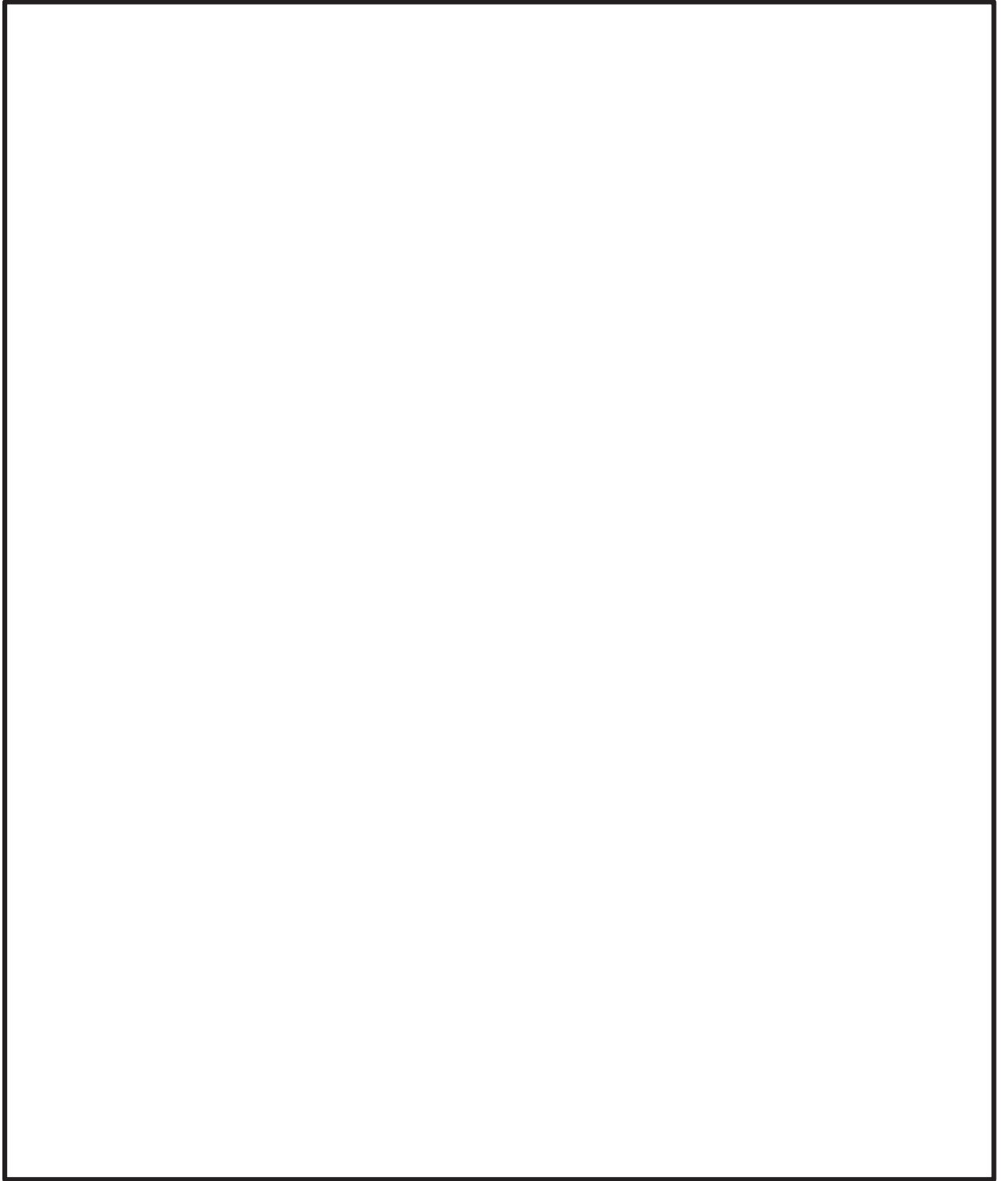


図 4-1(2/2) 計測センサー取付位置

4.2 試験結果

共振点探査試験により得られた周波数応答関数を図 4-3 に示す。各軸方向について、共振点が X 方向 33Hz 以上、Y 方向 21.4Hz、Z 方向 33Hz 以上の結果が得られた。

なお、X 方向の加振試験において、感知チューブの応答倍率が他と比べて大きく変動している。これは X 方向加振時においては図 4-2 のとおりパンチングトレイ幅方向に加振されるため、振れ幅が大きくなることに加え、消火配管、パンチングトレイと感知チューブの剛性が異なるためである。感知チューブは樹脂製であり他と比べて剛性が低く振れ幅に対して加速度の変化が大きくなり、これより応答倍率の変動が大きくなっている。

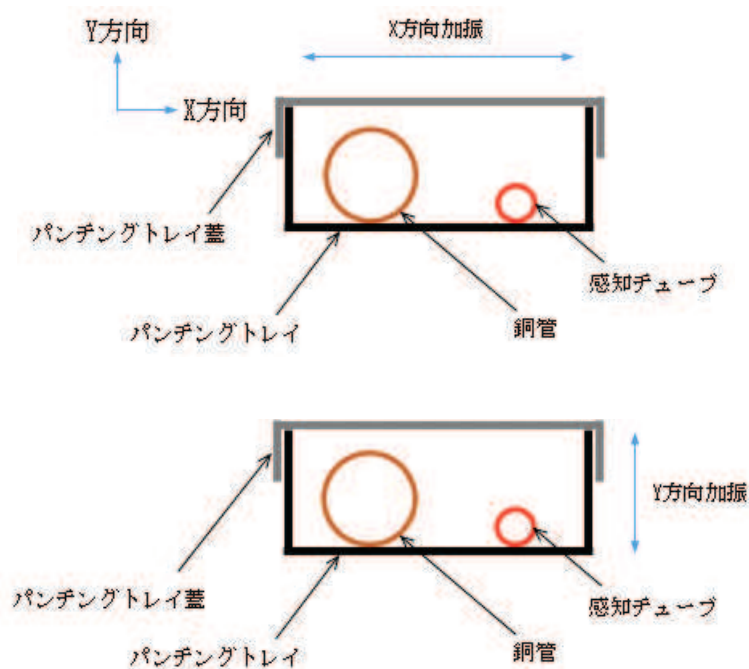


図 4-2 パンチングトレイ内断面図

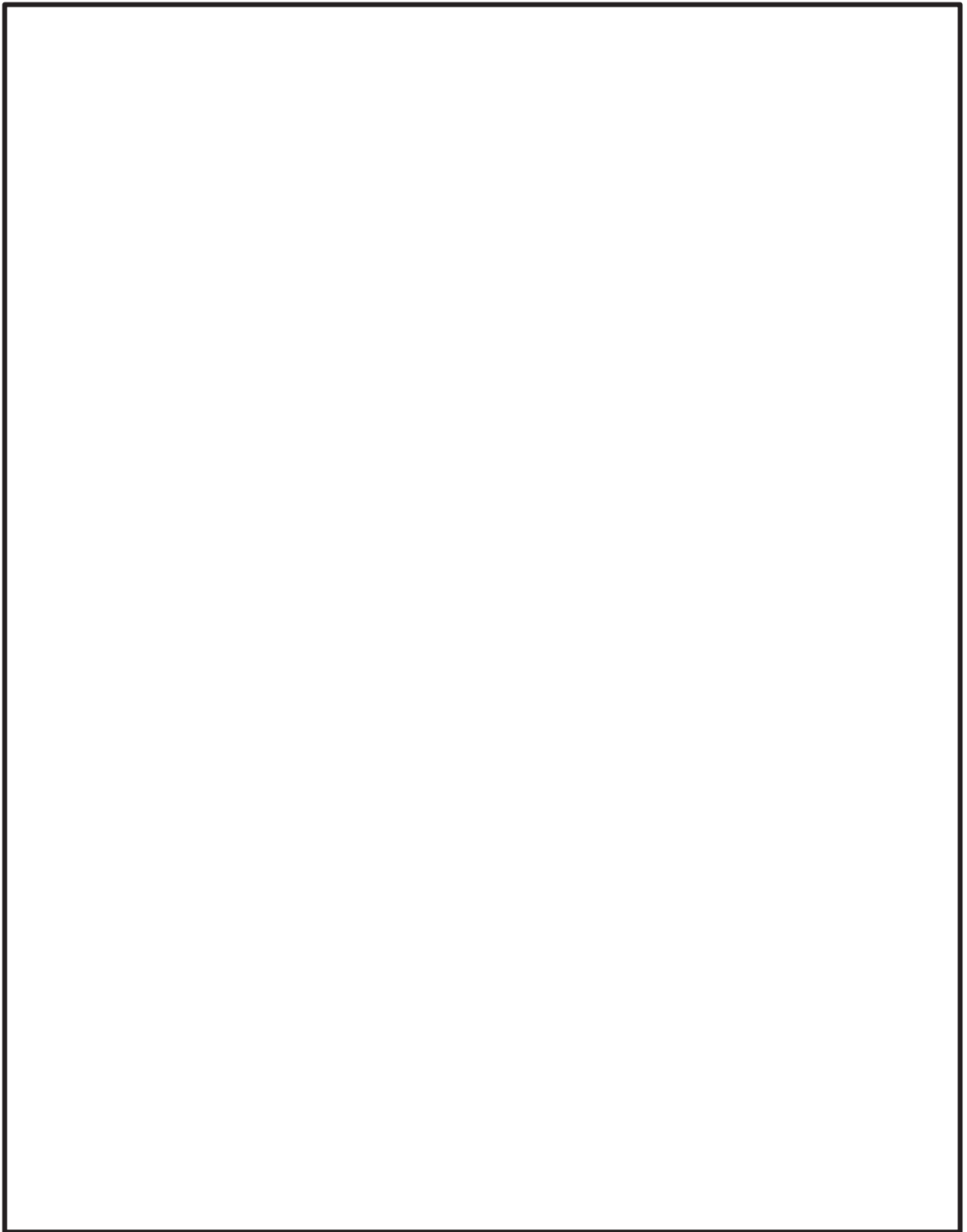


図 4-3 周波数応答関数

5. 正弦波加振試験

5.1 試験方法

「4.2 試験結果」で示しているように、共振点が X 方向 33Hz 以上、Y 方向 21.4Hz、Z 方向 33Hz 以上であることを確認していることから、加振波は、X 方向 33Hz、Y 方向 21.4Hz、Z 方向 33Hz の正弦波を設定し、加振試験を実施する。

加振試験における試験条件を表 5-1 に示す。

表 5-1 加振試験条件

項目	試験条件
加振波	正弦波
加振方向	水平単独 2 方向，鉛直単独の各軸加振
取付状態	加振台に設置された治具に取り付け

5.2 健全性確認方法

加振試験後に外観検査を実施し、機器に損傷がないか確認する。健全性確認方法を表 5-2 に示す。

表 5-2 健全性確認方法

消火配管
<ul style="list-style-type: none">・外観に変形・破損等の異常がないか確認する。・耐圧漏えい試験 (5.80MPa) にて気密試験を実施し、漏えいの有無を確認する。

5.3 試験結果

「3. 耐震評価方法」に基づき加振試験後の機器に異常がないことを確認した。

設置位置での加速度と加振試験において機器に異常がないことを確認した際の加振台の最大加速度との比較について、表 5-3 に示す。また、試験時の正弦波加振試験結果を表 5-4 および図 5-1 に示す。

表 5-3 最大床応答加速度と加振台の最大加速度との比較 ($\times 9.8\text{m/s}^2$)

			設置位置での加速度*	加振台の最大加速度
消火配管	水平	X 方向	5.95	
		Y 方向	5.95	
	鉛直	Z 方向	2.64	

注記*：消火配管は建屋壁に設置されるため、評価対象フロアの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。

実機では地震波を用いた評価を行うことに対して加振試験は正弦波で実施しており、正弦波加振試験での応答加速度は実機での応答加速度より大きくなると考えられる。よって実機の設置位置での加速度と正弦波加振試験における加振台の最大加速度の比較を行うことは保守的な評価である。

なお、各計測点での最大加速度は表 5-4 のとおりである。

表 5-4 正弦波加振試験結果 ($\times 9.8\text{m/s}^2$)

加振方向		水平		鉛直
		X 方向	Y 方向	Z 方向
各計測点の 最大加速度	銅管			
	感知チューブ			
	パンチングトレイ			
	治具			

注記*：計測機器の測定範囲の上限値を超えており、応答加速度はさらに大きい値となる。

5.4 耐震評価結果

上記結果を受け、消火配管が基準地震動 S_s に対する耐震性を有することを確認した。

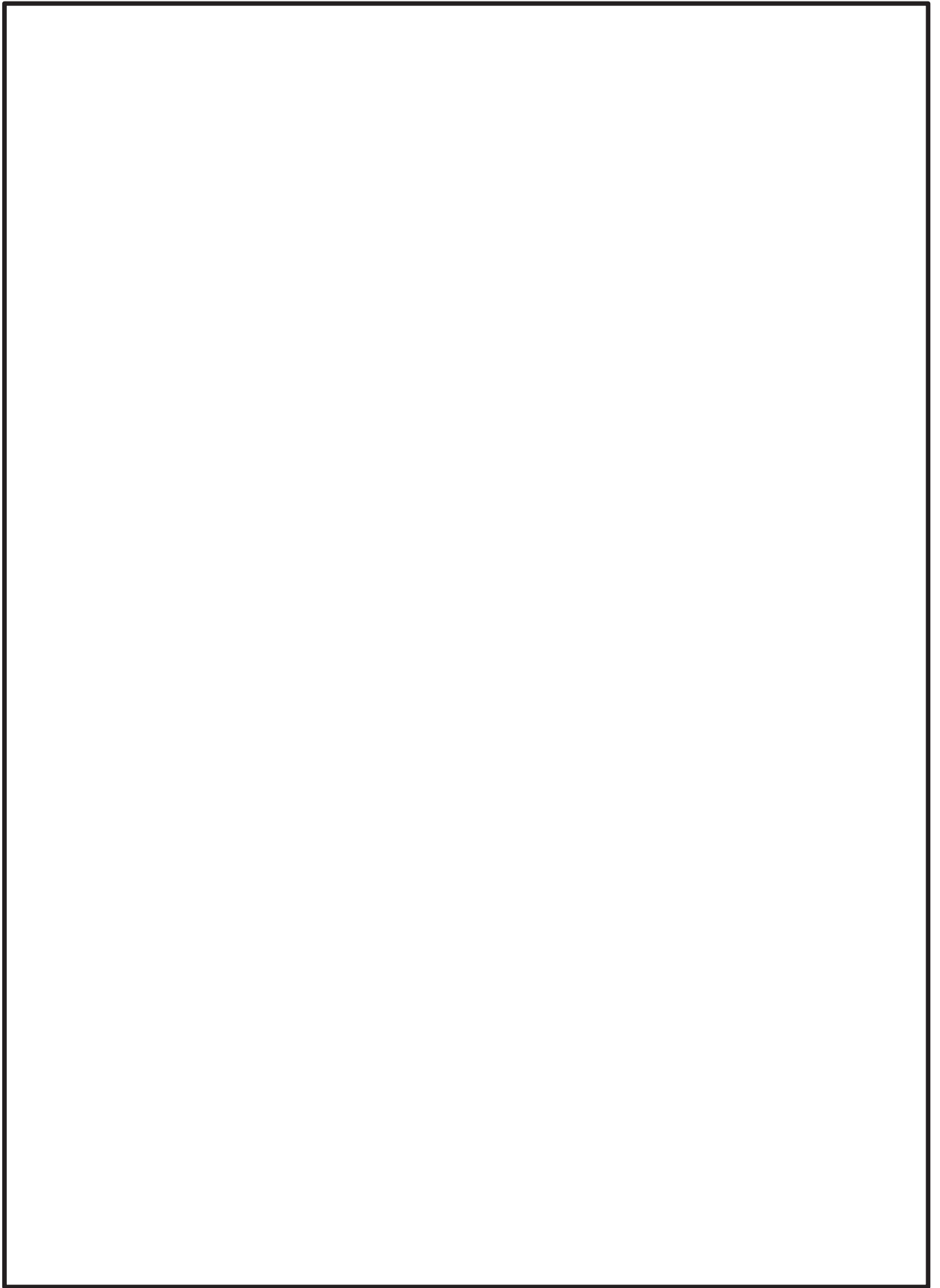


図 5-1(1/3) 正弦波加振試験結果(X方向)

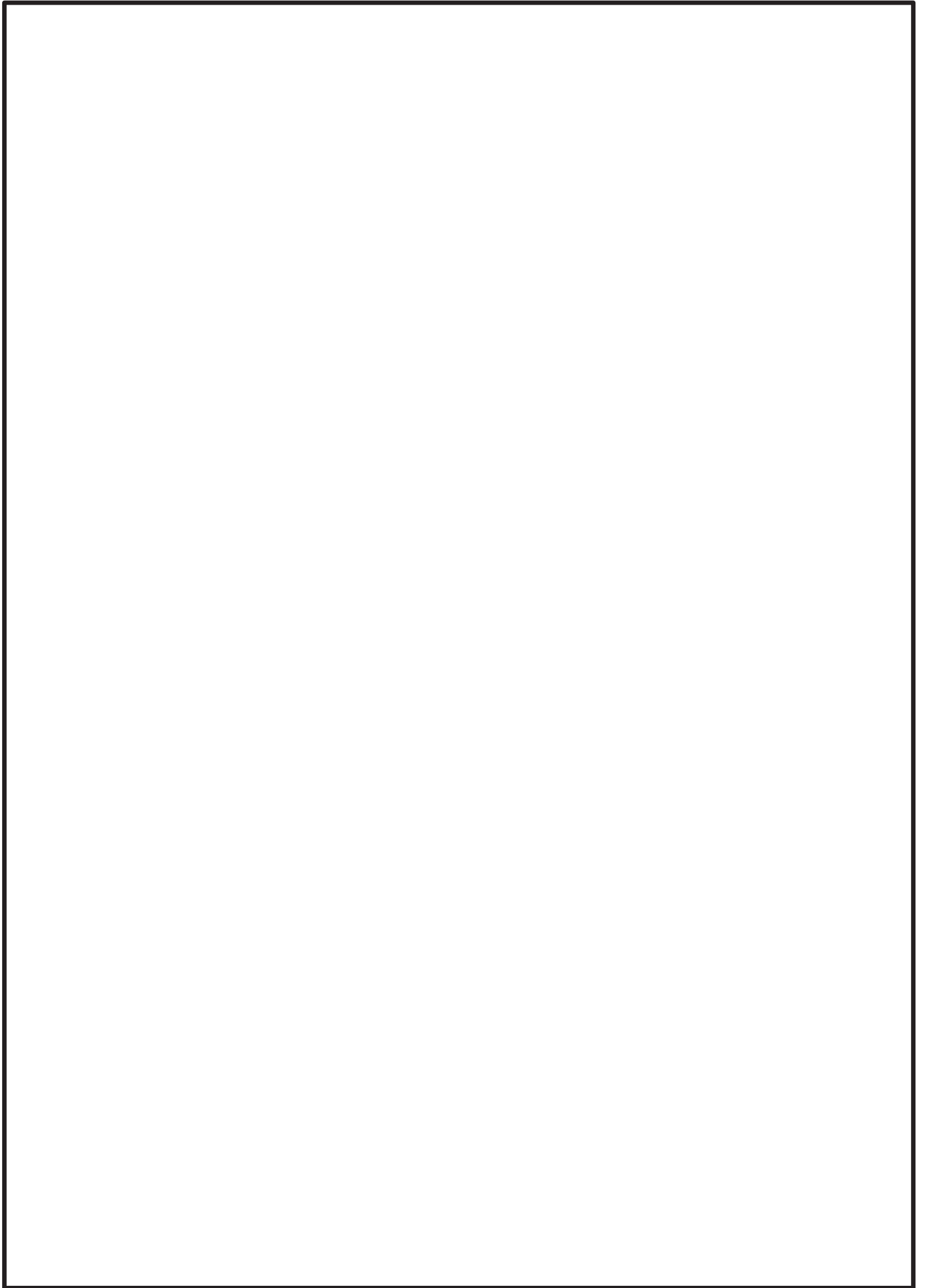


図 5-1(2/3) 正弦波加振試験結果(Y 方向)

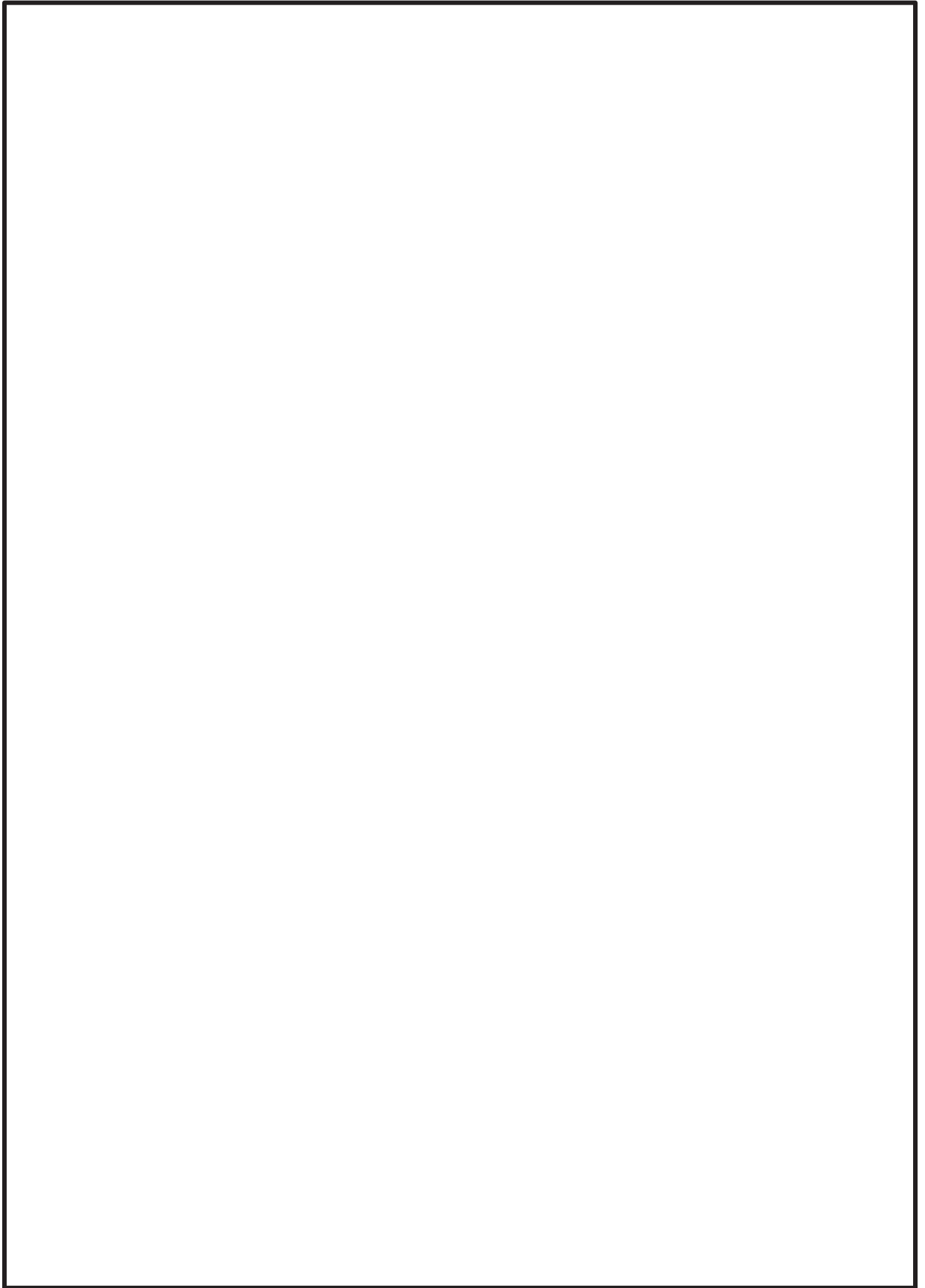


図 5-1(3/3) 正弦波加振試験結果(Z方向)

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-19-0600-39-3_改5

補足-600-39-3 火災感知器の支持架台の耐震性について

目 次

1.	概要	1
2.	一般事項	1
2.1	構造計画	1
3.	固有周期及び構造強度評価	3
3.1	固有周期及び構造強度評価方法	3
3.2	荷重の組合せ及び許容応力	3
3.3	解析モデル及び諸元	5
3.4	固有周期	6
3.5	設計用地震力	7
3.6	計算方法	7
4.	評価結果	8

1. 概要

本計算書は、火災感知器（煙感知器，熱感知器，防水型熱感知器及び防爆型煙感知器①）の支持架台（以下「支持架台」という。）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ものである。

注記*：火災防護上重要な機器等及び重大事故等対処設備に対する火災の影響を限定し、火災を早期に感知する機能を保持可能な構造強度を有する設計とする。

2. 一般事項

支持架台の応力評価に用いる記号の定義を表2-1に示す。

表2-1 支持架台の応力評価に用いる記号の定義

記号	記号の説明	単位
E	縦弾性係数	N/mm ²
A _x	部材の断面積	mm ²
A ₁	せん断断面積(X方向)	mm ²
A ₂	せん断断面積(Z方向)	mm ²
I _x	曲げ応力のための断面性能	mm ⁴
I ₁	断面二次モーメント	mm ⁴
I ₂	断面二次モーメント	mm ⁴
Z ₁	断面係数(X方向)	mm ³
Z ₂	断面係数(Z方向)	mm ³
S _y	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表8に定める値	MPa
S _u	設計・建設規格 付録材料図表 Part5 表9に定める値	MPa
F*	設計・建設規格 SSB-3121.3及びSSB-3133に定める値	MPa
σ	フレームの組合せ応力	MPa
σ_a	フレームの軸応力	MPa
σ_b	フレームの曲げ応力	MPa
τ	フレームのせん断応力	MPa
τ_x	フレームのせん断応力 (X軸方向)	MPa
τ_y	フレームのせん断応力 (y軸方向)	MPa
f_t	許容引張応力	MPa

2.1 構造計画

支持架台の構造計画を表2-2に示す。

表2-2 支持架台の構造計画

機器名称	計画の概要		説明図
	基礎・支持構造	主体構造	
<ul style="list-style-type: none"> ・熱感知器 ・煙感知器 ・防水型熱感知器 ・防爆型煙感知器① 	<p>各火災感知器は、取付ボルトにて支持架台に取付け、支持架台を基礎ボルトにより、建屋躯体に据え付ける。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・熱感知器 ・煙感知器 ・防水型熱感知器 ・防爆型煙感知器① <p>(天井取付形)</p>	

注記*：評価対象を示す。

3. 固有周期及び構造強度評価

3.1 固有周期及び構造強度評価方法

3.1.1 固有周期確認方法

支持架台について、3次元FEMモデルによる解析を実施する。

3.1.2 構造強度評価方法

支持架台の構造強度評価は、固有周期確認の結果、1次固有振動数が20Hz以上の場合には剛構造として1.2ZPAの加速度による静的解析を実施し、20Hz未満の場合は、柔構造として支持架台の固有周期に応じた床応答スペクトルの値を用いて静的解析を実施する。

3.2 荷重の組合せ及び許容応力

構造強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-別添1-1 火災防護設備の耐震計算の方針」の「5.2 荷重の組合せ及び許容応力」に示す荷重及び荷重の組合せを使用する。

3.2.1 荷重の組合せ及び許容応力状態

構造強度評価に用いる荷重の組合せ及び許容応力状態は、支持架台の評価対象部位ごとに設定する。荷重の組合せ及び許容応力状態を表3-1に示す。

3.2.2 許容応力及び許容応力評価条件

支持架台における許容応力は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき表3-2に示す。

表3-1 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		評価部位	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
その他の発電用原 子炉の附属施設	火災防護設備	支持架台	C	—*	$D + P_D + M_D + S_S$	$IV_A S$

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3-2 許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容限界（部材）
	一次応力
	組合せ
$IV_A S$	$1.5 \cdot f_t^*$

表3-3 許容応力評価条件（設計基準対象施設）

評価対象 部位	材料	温度条件 (°C)	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)
支持架台	SS400	40 (周囲環境温度)	245	400	280

3.3 解析モデル及び諸元

支持架台の解析モデルを図3-1及び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【支持架台の耐震性についての計算結果】の機器要目に示す。

- (1) 解析モデルは、各部材を表3-4に示す要素を用いてモデル化する。
- (2) 拘束条件は、基礎ボルト部位置においてピン支持とする。
- (3) 火災感知器の質量は集中荷重として支持架台の下端節点に与え、支持架台の質量はそれぞれの要素に与えている。
- (4) 解析コードは、「SAP-IV」を使用し、固有値及び荷重を求める。解析コードの概要については、「補足900-1 計算機プログラム（解析コード）の概要に係る補足説明資料」に示す。

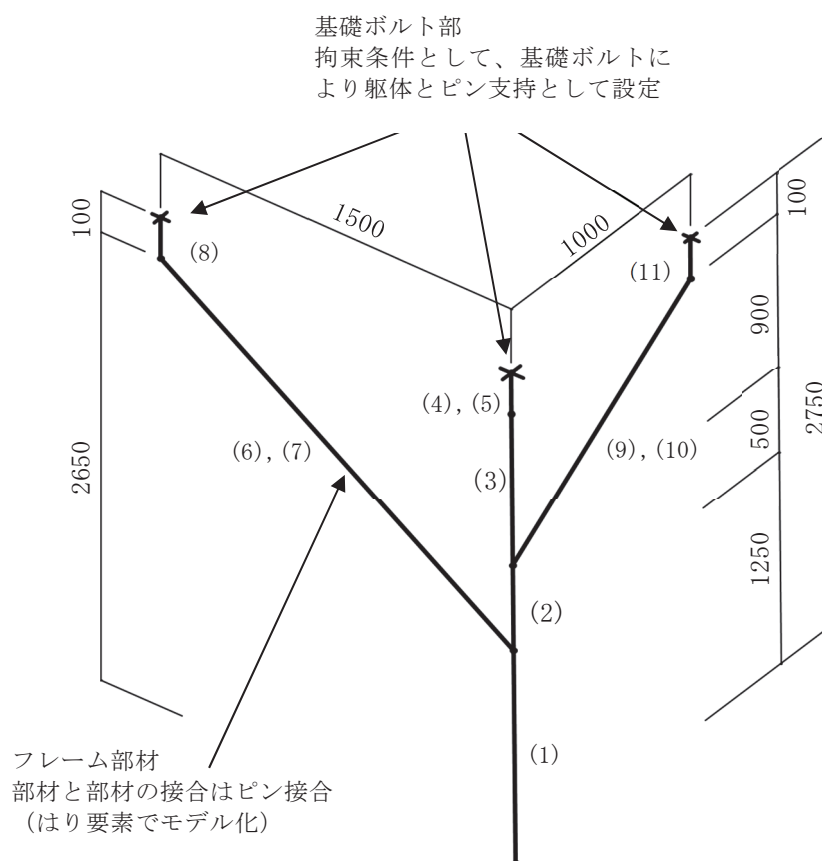


図 3-1 解析モデル

表 3-4 使用要素

使用要素	要素番号	使用材料	使用断面
梁要素	(1), (2), (3), (8), (11)	SS400	
	(4), (5)		
	(6), (7), (9), (10)		

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3.4 固有周期

支持架台の固有周期の確認結果を表3-4に、振動モード図を図3-2に示す。

1次モードは水平方向に卓越し、固有周期が0.050秒以下であり剛であることを確認した。

表3-5 支持架台の固有周期 (単位：s)

モード	固有周期	卓越方向
1次		水平

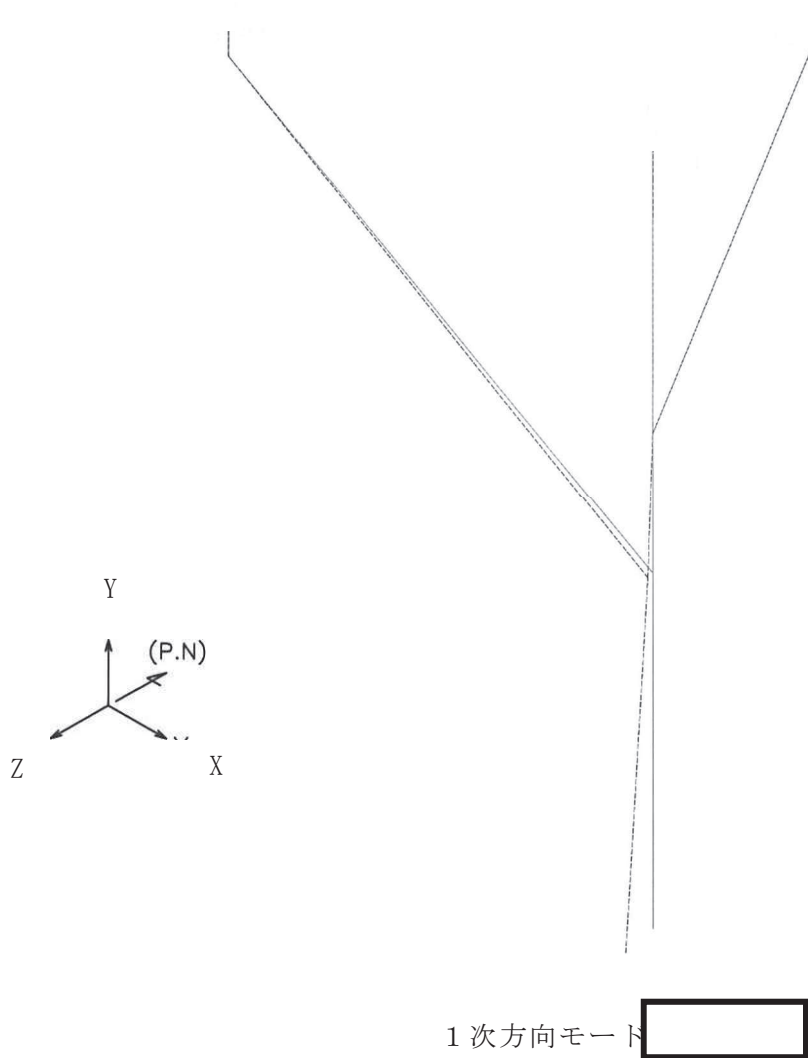


図 3-2 振動モード図

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

3.5 設計用地震力

支持架台の耐震計算に用いる設計用地震力については、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。

3.6 計算方法

3次元FEMモデルによる解析結果から求めた荷重を用いて構造強度評価を実施する。

支持架台の軸応力，曲げ応力及びせん断応力を用いて，以下の式により支持架台の組合せ応力を算出する。

$$\sigma = \sqrt{\left(\sigma_a + \sigma_b\right)^2 + 3 \cdot \left(\tau_x^2 + \tau_y^2\right)} \cdot \dots \dots \dots (5.4.4.1)$$

4. 評価結果

支持架台の構造強度評価結果を次頁以降の表に示す。なお、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。

評価結果については、解析の結果、裕度(許容値/発生値)が最小となるものを代表とし要素番号(3)の評価結果を記載する。

【支持架台の耐震性についての計算結果】

1.1 設計条件

評価部位	耐震重要度 分類	設置場所及び床面高さ (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	
支持架台	C	原子炉建屋 O.P. 50.50* ¹			$C_H=7.28$	$C_V=2.09$	40

注記*1：基準床レベルを示す。

*2：固有値解析により 0.050 秒以下であり，剛であることを確認した。

1.2 機器要目

1.2.1 支持架台

部材	E (MPa)	A_x (mm ²)	A_1 (mm ²)	A_2 (mm ²)	I_x (mm ⁴)	I_1 (mm ⁴)	I_2 (mm ⁴)	Z_1 (mm ³)	Z_2 (mm ³)

部材	S_y (MPa)	S_u (MPa)	F^* (MPa)
SS400	245	400	280

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 結論

1.3.1 固有周期 (単位 : s)

水平方向	
鉛直方向	

1.3.2 応力 (単位 : MPa)

評価部位	要素番号	材料	応力分類	算出応力	許容応力
支持架台	要素 (3)	SS400	組合せ応力	$\sigma_a = 43$	$f_t = 280$

すべて許容応力以下である。

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-19-0600-39-4_改0

補足-600-39-4 火災受信機盤の固有周期について

目 次

1. 概要・・・ 1
2. 構造が同様な設備について・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-別添 3-1 火災受信機盤の耐震性についての計算書」の「3. 固有周期」に記載した火災受信機盤の鉛直方向の固有周期について補足するものである。

火災受信機盤の鉛直方向の固有周期については、振動試験（加振試験又は打振試験）による固有周期ではなく、添付書類「VI-2-1-13-7 盤の耐震性についての計算書作成の基本方針」に記載された方針に基づき、構造が同様な盤に対する打振試験の結果確認された固有周期を採用している。

本資料では、この構造が同様な盤に対する打振試験の結果確認された固有周期について説明する。

なお、水平方向の固有周期については、火災受信機盤に振動を与える打振試験の結果確認した固有周期を採用している。

2. 構造が同様な設備について

(1) 主体構造について

火災受信機盤の主体構造を表 2-1 に示す。

表 2-1 火災受信機盤の主体構造

設備	主体構造
火災受信機盤	直立形 (鋼材及び鋼板を組み合わせた自立閉鎖型の盤)

(2) 直立形設備の鉛直方向の固有周期について

直立形設備（盤、計装ラック等）は鉛直方向に剛構造であることから、鉛直方向については過去の打振試験において基本的に試験を実施していない。

そのため、直立形の盤については、表 2-1 に示す主体構造の盤で、鉛直方向の固有周期を打振試験にて採取した以下の盤を、鉛直方向の固有周期に対して構造が同様な盤とし、採取した鉛直方向の固有周期を火災受信機盤に採用する。

- ・ 460V 緊急用電気品建屋 MCC 2F-1

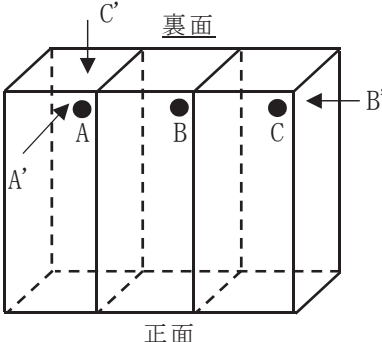
火災受信機盤と構造が同様な盤である 460V 緊急用電気品建屋 MCC 2F-1 の概略仕様の比較表を表 2-2 に整理する。また、460V 緊急用電気品建屋 MCC 2F-1 の打振試験内容及び結果について表 2-3 に示す。

表 2-2 構造が同様な設備の打振試験結果から剛としている盤（直立形）の比較表

設備名 (耐震計算書番号)	設備の概略仕様	構造が同様な設備						備考
		水平方向			鉛直方向			
		設備名	概略仕様	類似性	設備名	概略仕様	類似性	
火災受信機盤 (VI-2-別添 1-3)	たて : 1000mm 横 : 3000mm 高さ : 2300mm 質量 : <input type="text"/>	—	—	—	460V 緊急用電気品 建屋 MCC 2F-1	たて : <input type="text"/> 横 : <input type="text"/> 高さ : <input type="text"/> 質量 : <input type="text"/>	直立形の設備は鉛直方向に剛構造であることから、直立形の盤である 460V 緊急用電気品建屋 MCC 2F-1 を構造が同様な設備とする。	水平方向は火災受信機盤の打振試験による

2

表 2-3 460V 緊急用電気品建屋 MCC 2F-1 (直立形の盤)の打振試験内容及び結果

設備の概略仕様	試験内容	試験結果
たて : <input type="text"/> 横 : <input type="text"/> 高さ : <input type="text"/> 質量 : <input type="text"/>	測定点 A~C 打振方向 A', B', C' 	A'方向 : <input type="text"/> B'方向 : <input type="text"/> C'方向 : <input type="text"/>

枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。