

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-027-10-93 改 04
提出年月日	2023 年 6 月 7 日

仮設耐震構台の耐震性についての計算書に関する
補足説明資料

2023 年 6 月

中国電力株式会社

本資料のうち、枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

目 次

1. 評価方法	1
2. 評価条件	1
2.1 適用規格	1
2.2 構造概要	3
2.3 評価対象断面の選定	12
2.4 使用材料及び材料の物性値	15
2.5 地盤物性値	16
2.6 評価対象部位	17
2.7 地下水位	24
2.8 耐震評価フロー	25
3. 地震応答解析	27
3.1 地震応答解析手法	27
3.2 地震応答解析モデルの設定	29
3.2.1 解析モデル領域	29
3.2.2 境界条件	30
3.2.3 構造物のモデル化	33
3.2.4 隣接構造物等のモデル化	45
3.2.5 地盤，置換コンクリート，埋戻コンクリート及びMMRのモデル化	45
3.2.6 地震応答解析モデル	48
3.2.7 ジョイント要素の設定	50
3.3 減衰定数	54
3.4 荷重及び荷重の組合せ	63
3.4.1 外水圧	64
3.4.2 積雪荷重	64
3.5 地震応答解析の解析ケース	65
3.5.1 耐震評価における解析ケース	65

4.	評価内容	66
4.1	入力地震動の設定	66
4.2	許容限界の設定	81
4.2.1	主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する許容限界	86
4.2.2	支承部に対する許容限界	89
4.2.3	固定ボルトに対する許容限界	90
4.2.4	溶接部に対する許容限界	91
4.2.5	橋台（東側）に対する許容限界	91
4.2.6	置換コンクリート（西側）に対する許容限界	91
4.2.7	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	92
4.2.8	構造物間の相対変位に対する許容限界	93
5.	評価方法	94
5.1	施設の損傷及び転倒による影響評価方法	94
5.1.1	構造部材の健全性に対する評価方法	94
5.1.2	基礎地盤の支持性能に対する評価方法	97
5.2	構造物間の相対変位による影響評価方法	97
5.2.1	相対変位による評価方法	97
6.	評価結果	98
6.1	施設の損傷及び転倒による影響評価結果	98
6.1.1	構造部材の健全性に対する評価結果	98
6.1.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	127
6.2	構造物間の相対変位による影響評価結果	131
6.2.1	相対変位による評価結果	131
7.	まとめ	133

- (参考資料 1) A－A断面を評価対象断面とする妥当性確認について
- (参考資料 2) 評価対象断面以外の耐震性評価について
- (参考資料 3) 仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリートの安定性確認について
- (参考資料 4) 主桁間の横構及び対傾構を剛はりとすることの妥当性確認について
- (参考資料 5) 桁受を剛はり要素とすることの妥当性確認について
- (参考資料 6) 道路橋示方書の網羅性と評価対象部位の選定の考え方について
- (参考資料 7) 減衰定数の設定について
- (参考資料 8) 可搬型重大事故等対処設備の通行性について
- (参考資料 9) 橋台（東側）の安定性について
- (参考資料 10) 置換コンクリート（西側）と水平材及び斜材を接合するアンカーボルト，並びに置換コンクリート（西側）と受桁の接合部の健全性について

1. 評価方法

仮設耐震構台については、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、仮設耐震構台が上位クラス施設である原子炉建物、第1ベントフィルタ格納槽、第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に対して、波及的影響を及ぼさないことを確認する。

その波及的影響の評価は、上位クラス施設の有する機能が保持されることを確認するために、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析を行い、施設の損傷及び転倒による影響では、仮設耐震構台の構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を、構造物間の相対変位による影響では、原子炉建物、第1ベントフィルタ格納槽、第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽のうち、仮設耐震構台との離隔距離が最小となる低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽を対象とし、衝突の有無を確認する。

また、仮設耐震構台は、安全対策工事に伴い掘削した箇所のアクセスルートを確認するために設置することから、VI-1-1-7-別添1「可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」に基づき、基準地震動 S_s による地震動に対して耐震評価を実施し、屋外アクセスルートに影響を及ぼさないことを確認する。

なお、仮設耐震構台の周辺他で安全対策工事に伴う掘削を実施中であるため、本資料においては、掘削後の状態を前提とする。

2. 評価条件

2.1 適用規格

仮設耐震構台の耐震評価にあたっては、「道路橋示方書（Ⅰ共通編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会、2002年制定）」、「コンクリート標準示方書〔設計編〕（（社）土木学会、2017年制定）」、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）」及び「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（（社）土木学会、2005年）」を適用するが、構造部材の曲げ・軸力系及びせん断破壊の許容限界については、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会、平成24年3月）」、「道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会、2002年制定）」、及び「コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（（社）土木学会、2013年制定）」を適用する。

表2-1に適用する規格、基準類を示す。

表 2-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考	確認項目
使用材料及 び材料定数	道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編）（（社）日本道路 協会，平成 14 年 3 月）	鋼材の材料諸元（ γ ， E ， ν ）	
	コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（（社） 土木学会，2002 年制定）	鉄筋コンクリートの材料諸元 （ γ ， E ， ν ）	
	コンクリート標準示方書 〔設計編〕（（社）土木学 会，2017 年制定）	コンクリートの材料定数（材料 非線形解析によるせん断耐力の 算定）	
荷重及び荷 重の組合せ	コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（（社） 土木学会，2002 年制定）	永久荷重，偶発荷重等の適切な 組合せを検討	
許容限界	道路橋示方書・同解説（Ⅱ 鋼橋編）（（社）日本道路 協会，平成 14 年 3 月）	仮設耐震構台の評価対象部位に 発生する応力（曲げ軸力，せん 断力，引張力）が許容限界を超 えないことを確認	構造強度を有 すること
	道路橋示方書・同解説（Ⅱ 鋼橋編）（（社）日本道路 協会，平成 24 年 3 月）		
	道路橋示方書・同解説（Ⅴ 耐震設計編）（（社）日本 道路協会，平成 14 年 3 月）		
	道路土工 仮設構造物指 針（（社）日本道路協会， 平成 11 年 3 月）	溶接部に発生する応力（せん断 力）が許容限界を超えないこと を確認	
	コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（（社） 土木学会，2002 年制定）	構台（東側）に発生する応力（曲 げ軸力，せん断力）及び置換コ ンクリート（西側）に発生する 応力（引張応力）が許容限界を 超えないことを確認	構造強度を有 すること
	コンクリート標準示方書 〔ダムコンクリート編〕 （（社）土木学会，2013 年 制定）	置換コンクリート（西側）に発 生する応力（せん断力）が許容 限界を超えないことを確認	構造強度を有 すること
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）日本電気協会）	有限要素法による 2 次元モデル 作成等	
	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（（社） 土木学会，2005 年）	構造物の要素分割等	

2.2 構造概要

仮設耐震構台の平面規模は、南側長辺方向で約 65m、短辺方向で約 9m、北側長辺方向で約 14m、短辺方向で約 11m であり、主桁、桁受、受桁、水平材、斜材及び支持杭により構成され、主桁に締結された覆工板による床面を有する鉄骨構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。なお、支持杭の岩盤部への根入れについては、プレボーリングを行い、根固めコンクリートを打設している。

仮設耐震構台の位置図を図 2-1 に、評価対象断面位置図を図 2-2 に、概略断面図を図 2-3 に、仮設耐震構台と各上位クラス施設との離隔距離を表 2-2 及び図 2-4 に、支持杭の根入れ部の概要図を図 2-5 に示す。

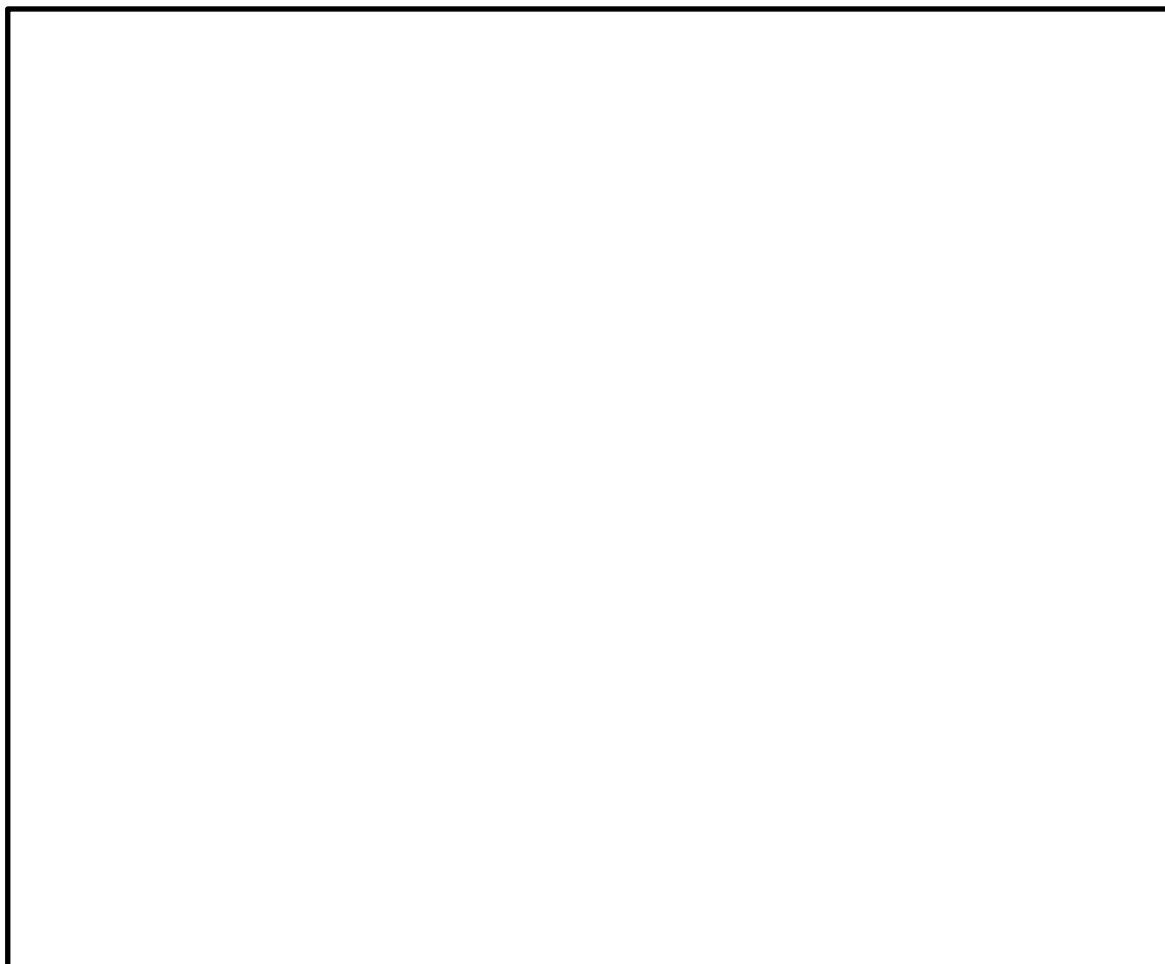


図 2-1 (1) 仮設耐震構台 位置図

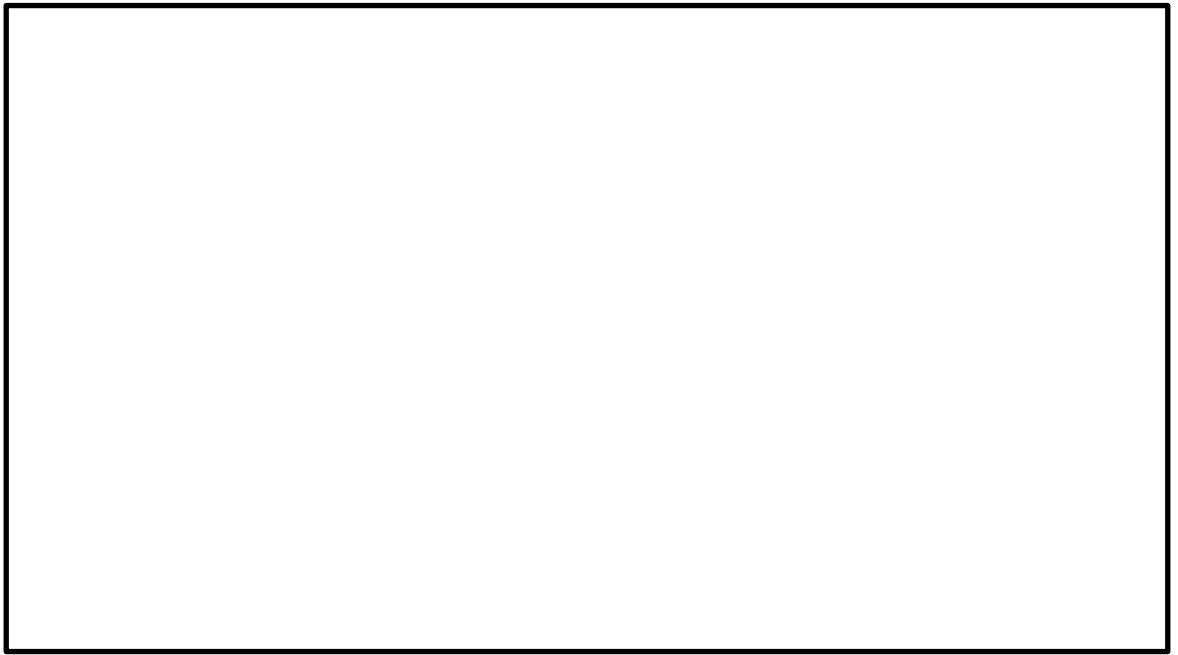


図 2-1 (2) 仮設耐震構台 位置図

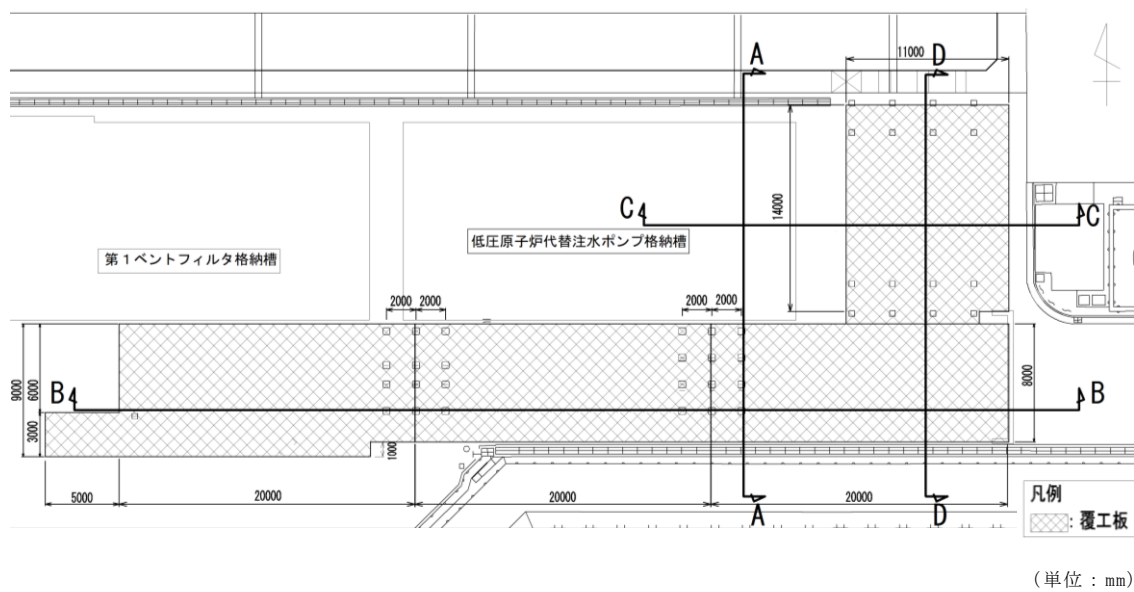
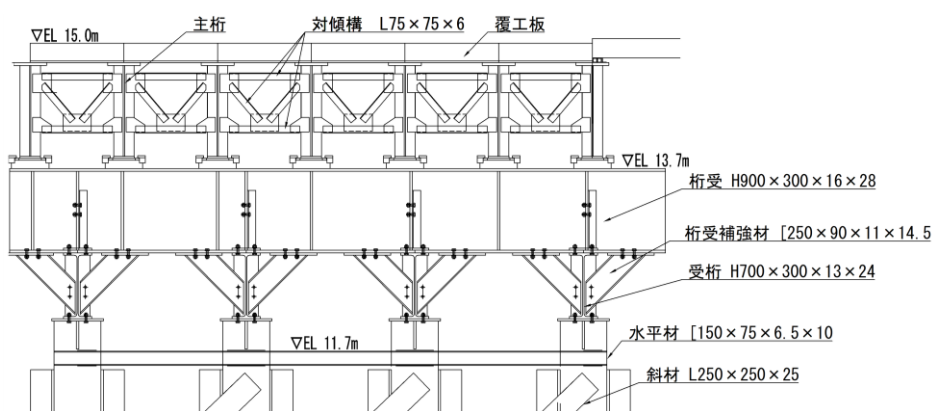


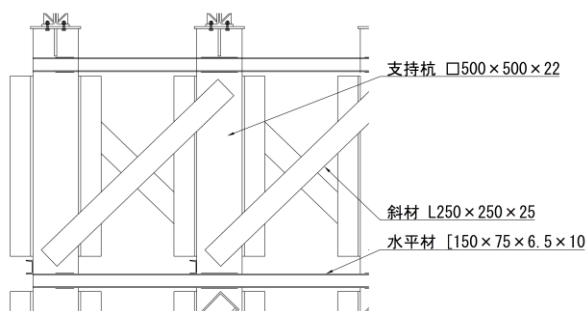
図 2-2 仮設耐震構台 評価対象断面位置図



(A-A断面 (南北方向))

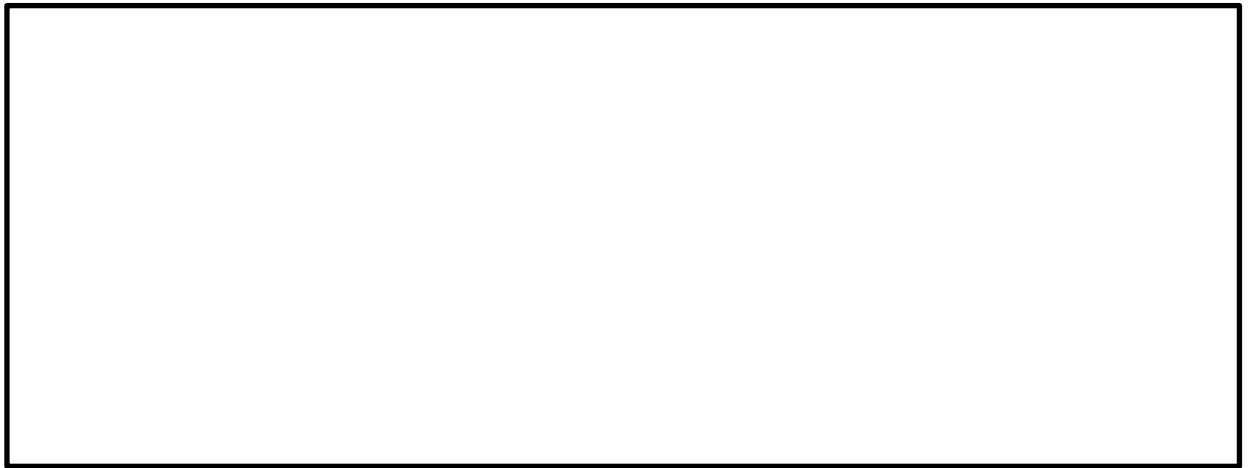


上部工詳細 (A-A断面 ①部)

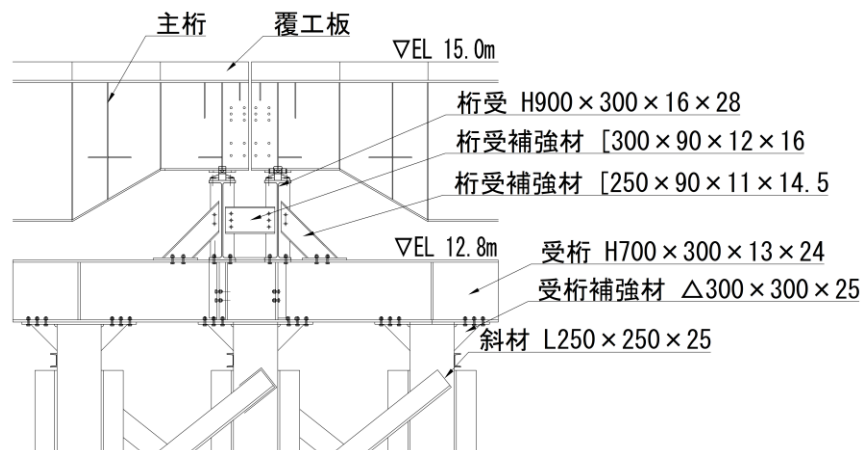


下部工詳細 (A-A断面 ②部)

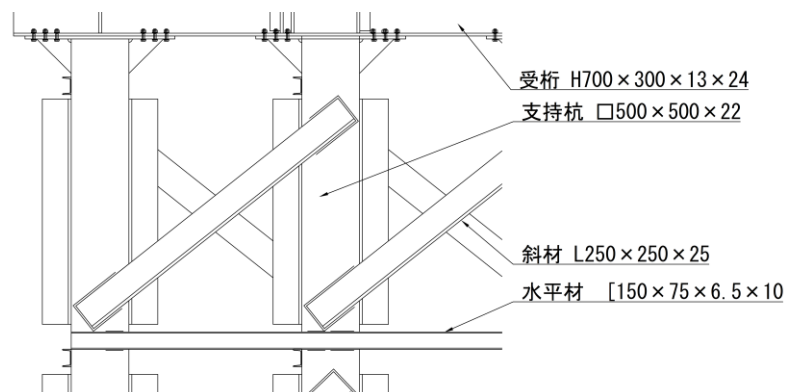
図 2-3 (1) 仮設耐震構台 概略断面図



(B-B断面 (東西方向))

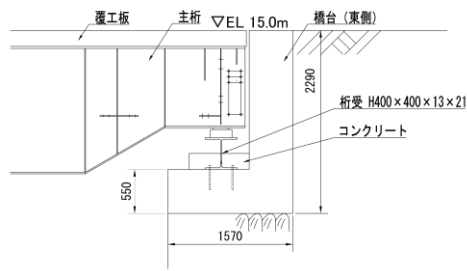


上部工詳細 (B-B断面 ③部)



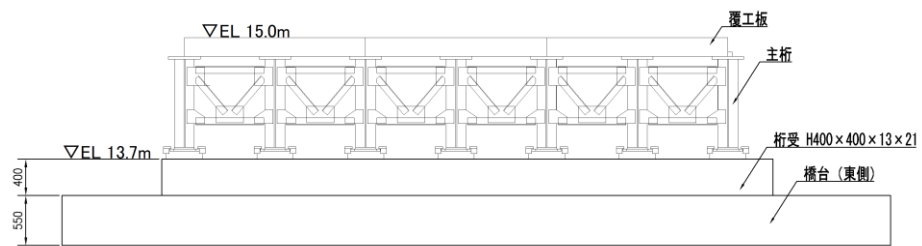
下部工詳細 (B-B断面 ④部)

図 2-3 (2) 仮設耐震構台 概略断面図



(単位：mm)

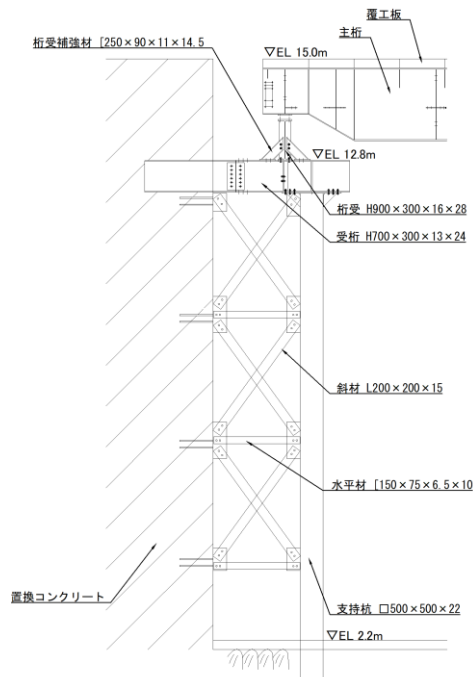
(断面図)



(単位：mm)

(正面図)

橋台 (東側) 詳細 (B-B 断面 ⑤部)

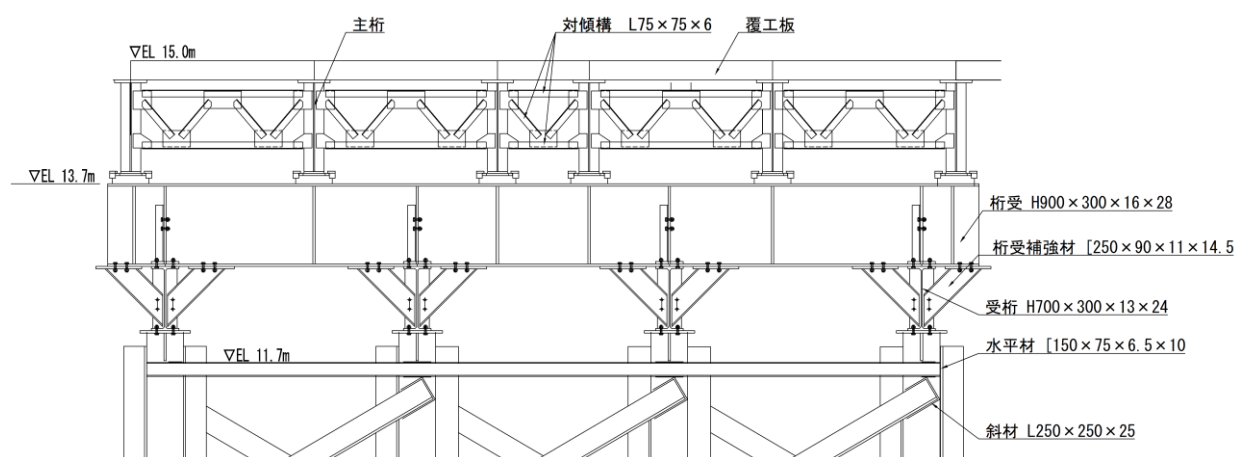


置換コンクリート (西側) 詳細 (B-B 断面 ⑥部)

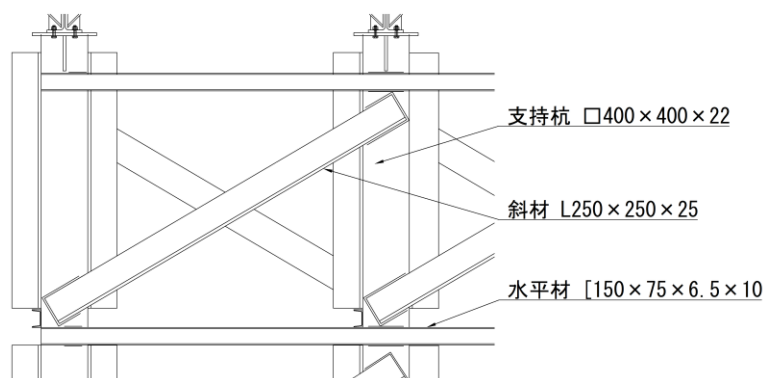
図 2-3 (3) 仮設耐震構台 概略断面図



(C-C断面 (東西方向))

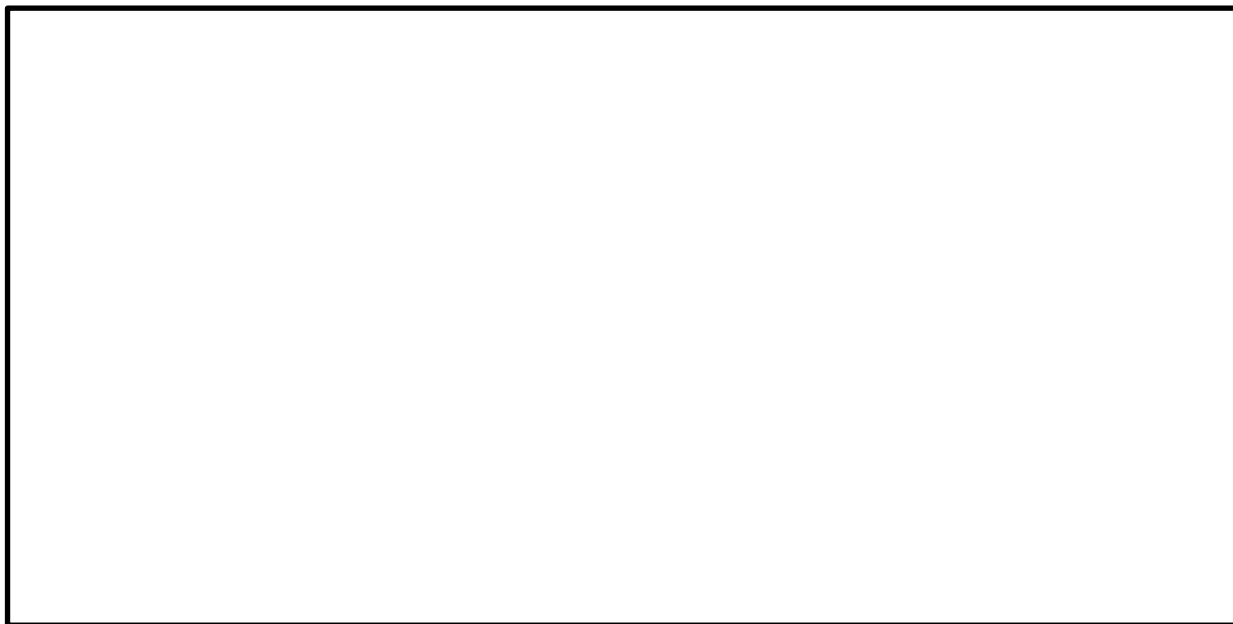


上部工詳細 (C-C断面 ⑦部)

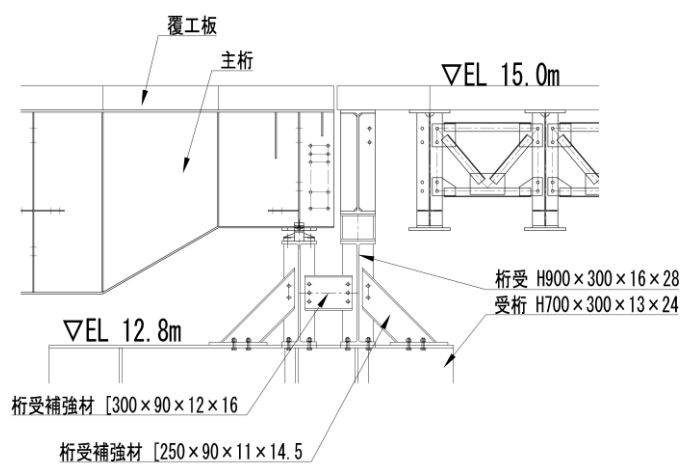


下部工詳細 (C-C断面 ⑧部)

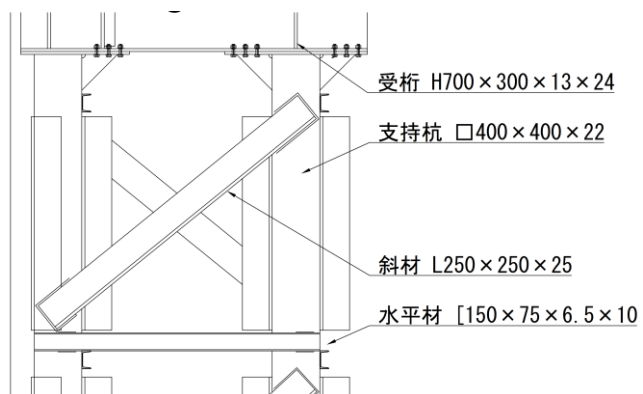
図 2-3 (4) 仮設耐震構台 概略断面図



(D-D断面 (南北方向))



上部工詳細 (D-D断面 ⑨部)



下部工詳細 (D-D断面 ⑩部)

図 2-3 (5) 仮設耐震構台 概略断面図

表 2-2 仮設耐震構台と各上位クラス施設との離隔距離一覧

	離隔距離 (mm)
仮設耐震構台と原子炉建物	200
仮設耐震構台と第 1 ベントフィルタ格納槽	95
仮設耐震構台と第 1 ベントフィルタ格納槽遮蔽	95
仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽	50

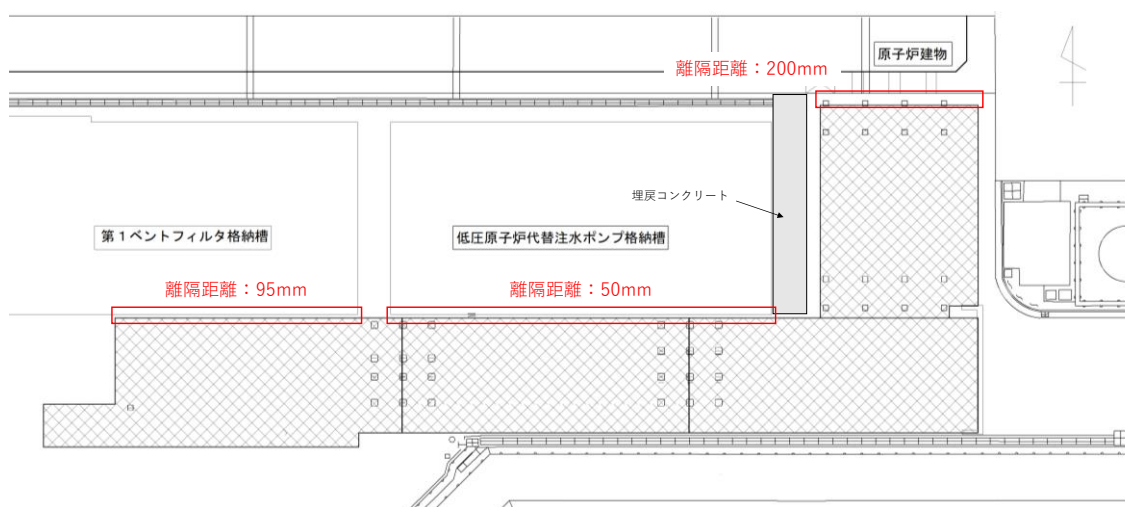


図 2-4 仮設耐震構台と各上位クラス施設との離隔距離

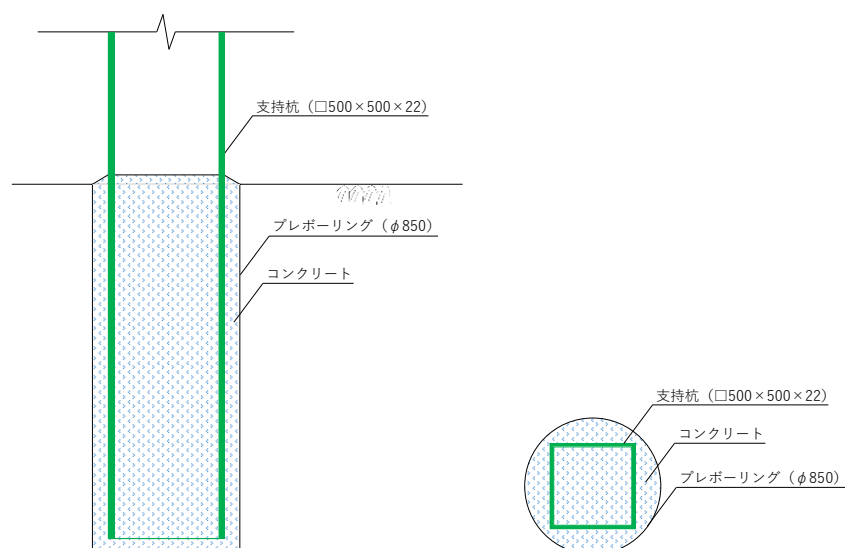


図 2-5 支持杭の根入れ部 概要図

2.3 評価対象断面の選定

評価対象断面は、施設の損傷及び転倒による影響と相対変位による影響、並びに屋外のアクセスルートへの影響を評価する観点から、橋軸直交方向及び橋軸方向からそれぞれ断面を選定する。

橋軸直交方向の評価にあたっては、A－A断面及びC－C断面のうち、主桁のスパン長が長く、橋脚がより大きな荷重を分担する区間であるA－A断面を評価対象断面とし、構造部材及び連結・結合部の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価、並びに上位クラス施設のうち最も近接する低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に対する相対変位量評価を踏まえた衝突の有無を確認する。なお、A－A断面より西側の盛土斜面が分布する断面（E－E断面）に対して、A－A断面を評価対象断面とする妥当性確認結果を（参考資料1）に示す。

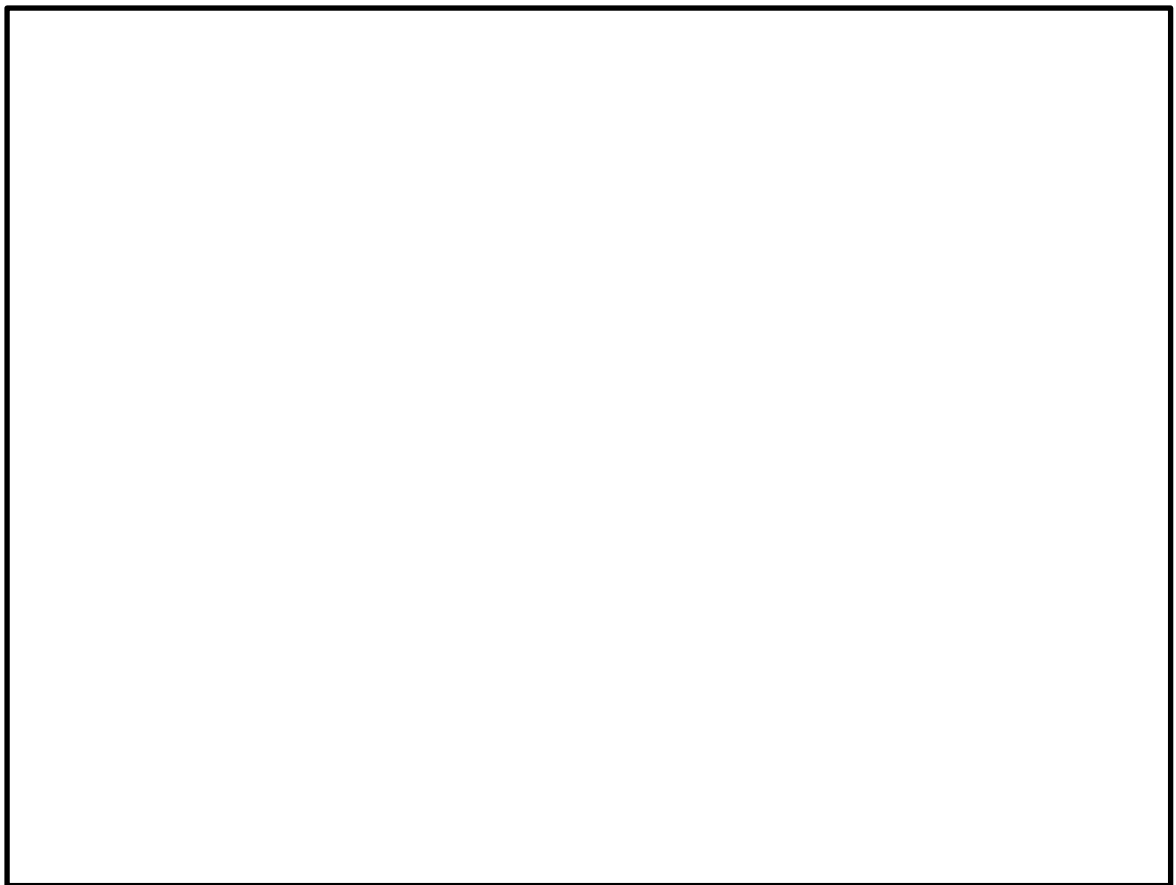
橋軸方向の評価にあたっては、主桁のスパン長が20mの区間（B－B断面）とB－B断面側に対して主桁の縁が切れている14mの区間（D－D断面）のうちスパン長が長く、橋脚がより大きな荷重を分担する区間であるB－B断面を評価対象断面とし、東西両端に設置する橋台（東側）及び置換コンクリート（西側）を含めて構造部材及び連結・結合部の健全性評価、並びに基礎地盤の支持性能評価を実施する。

なお、評価対象断面以外の断面（C－C断面及びD－D断面）における耐震性評価を（参考資料2）に、C－C断面における仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリートの安定性確認結果を（参考資料3）に示す。

評価対象地質断面図を図2-6に示す。



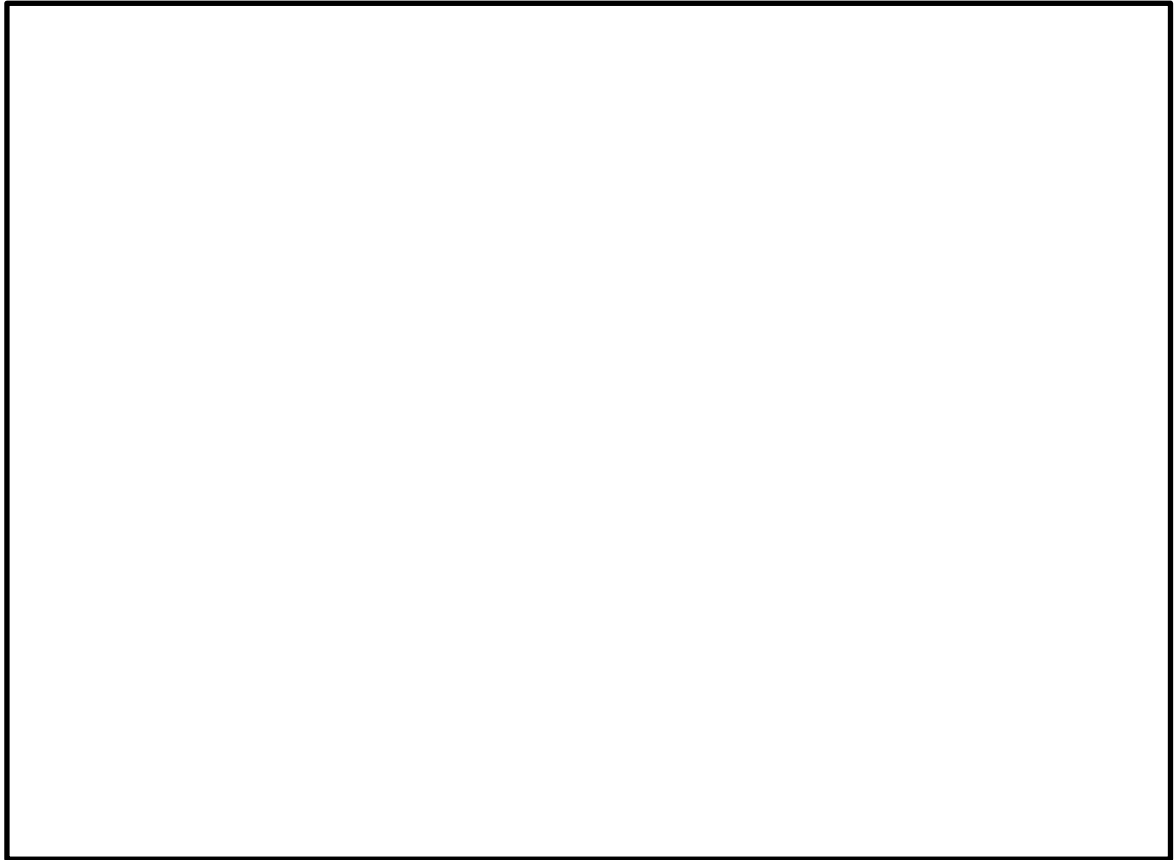
(岩級図)



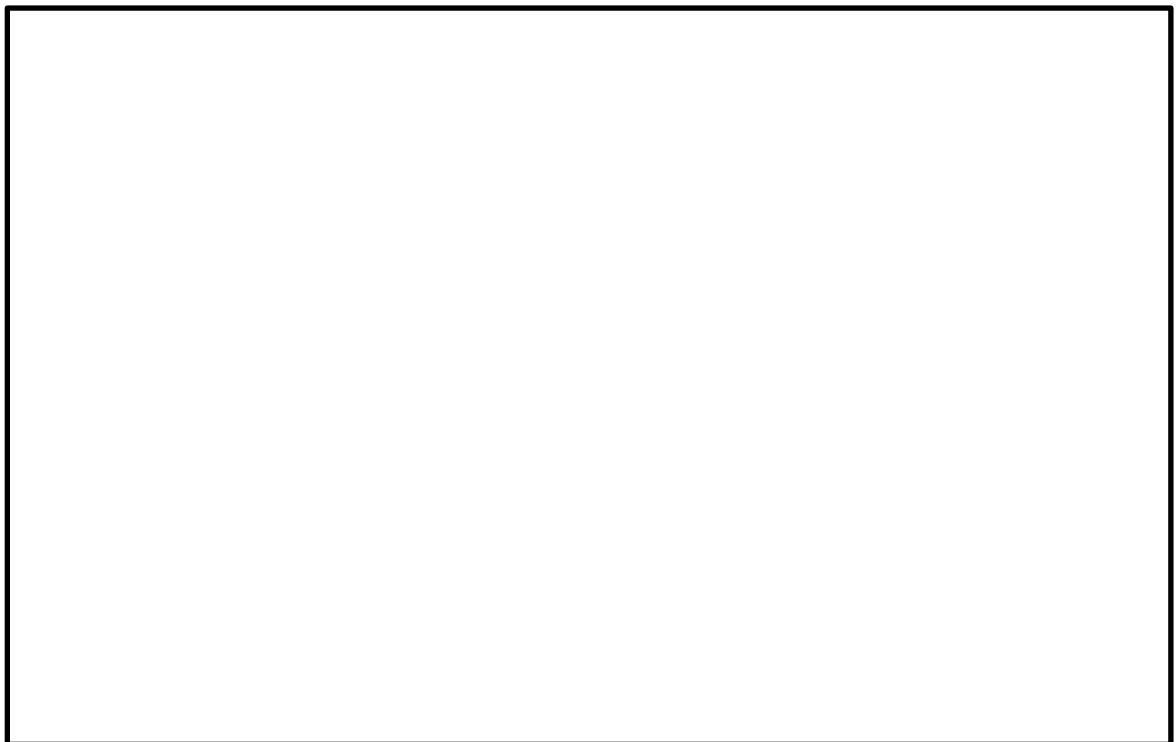
(速度層図)

注：桁受，受桁，水平材，斜材及び支持杭は投影

図 2-6 (1) 仮設耐震構台 評価対象地質断面図 (A-A 断面 (南北方向))



(岩級図)



(速度層図)

図 2-6 (2) 仮設耐震構台 評価対象地質断面図 (B-B 断面 (東西方向))

2.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-3 に、材料の物性値を表 2-4 に示す。

表 2-3 使用材料

材料			仕様
仮設耐震構台	主桁	支点部 H=1018, t=13 上部 B=350, t=26 下部 B=220, t=19 一般部 H=1595, t=13 上部 B=350, t=26 下部 B=350, t=19	SM490Y
	横構	L130×130×9 H125×125×6.5×9	SS400
	対傾構	L75×75×6 L100×100×10 L130×130×9 H125×125×6.5×9	SS400
	桁受	H900×300×16×28	SS400
	桁受補強材	[250×90×11×14.5 [300×90×12×16	SS400
	受桁	H700×300×13×24	SS400
	受桁補強材	△ 300×300×25	SS400
	水平材	[150×75×6.5×10	SS400
	斜材	L250×250×25 L200×200×15	SS400
	支持杭	□ 500×500×22	BCR295
	覆工板	1000×2000×208	SM490
橋台（東側）	コンクリート		設計基準強度 24.0N/mm ²
	鉄筋		SD345
置換コンクリート（西側）			設計基準強度 18.0N/mm ²

表 2-4 材料の物性値

材料		ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
仮設耐震構台	主桁, 横構, 対傾構, 桁受, 桁受補強材, 受桁, 受桁補強材, 水 平材, 斜材, 支持杭	2.00×10 ⁵	77.0	0.3
	覆工板	2.00×10 ⁵	77.0	0.3
橋台（東側）		2.50×10 ⁴	24.0 ^{*1}	0.2
置換コンクリート（西側）		2.20×10 ⁴	22.6 ^{*2}	0.2

注記*1：鉄筋コンクリートの単位体積重量を示す。

*2：無筋コンクリートの単位体積重量を示す。

2.5 地盤物性値

地盤については，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 2-5 及び表 2-6 に示す。

表 2-5 地盤の解析用物性値（岩盤）

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

注記＊：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

表 2-6 地盤の解析用物性値（埋戻土）

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

注記＊：常時応力解析においては，「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（（社）土木学会，2005 年）」に基づき，静止土圧（ $K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0.5$ ）を作用させるため， $\nu = 0.333$ とする。

2.6 評価対象部位

評価対象部位は、各評価対象断面における設置状況、役割、地震時の荷重作用を考慮し、主要な構造部材及び連結・結合部から選定する。評価対象部位を表 2-7 に示す。

A-A断面（南北方向（橋軸直交方向））における主要な構造部材の評価対象部位は、水平材、斜材及び支持杭とし、連結・結合部の評価対象部位は、支承部（沓座）、固定ボルト（支承部－桁受）、固定ボルト（受桁－支持杭）、溶接部（水平材－支持杭）、及び溶接部（斜材－支持杭）とする。なお、主要な構造部材のうち主桁、桁受及び受桁は、主桁間がスパン長の短い横構及び対傾構によりトラス構造となっていること、及び桁受と受桁間がスパン長の短い補強材によりトラス構造となっていることから、評価対象部位と比較し、十分に剛な構造とみなすことができるため、「3.2.3 構造物のモデル化」に示すとおり剛はり要素としてモデル化する。主桁間の横構及び対傾構を剛はりとするものの妥当性確認結果を（参考資料 4）に示す。

B-B断面（東西方向（橋軸方向））における主要な構造部材の評価対象部位は、主桁、受桁、水平材、斜材及び支持杭とし、連結・結合部の評価対象部位は、支承部（ソールプレート）、固定ボルト（支承部－桁受）、固定ボルト（桁受－受桁）、固定ボルト（受桁－支持杭）、溶接部（水平材－支持杭）、及び溶接部（斜材－支持杭）とする。また、仮設耐震構台東側の橋台、西側の置換コンクリート及びこれらの連結・結合部についても評価対象とする。なお、主要な構造部材のうち桁受は、橋軸直交方向を長手方向として設置しており、橋軸方向断面の変形に対して十分に剛な構造とみなすことができるため、「3.2.3 構造物のモデル化」に示すとおり剛はり要素としてモデル化する。

桁受を剛はり要素とするものの妥当性確認結果を（参考資料 5）に示す。

設計にあたって準拠した「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）及び「道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説」（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）に対する網羅性と評価対象部位選定の考え方について、（参考資料 6）に示す。

なお、土留め工（親杭）及びグラウンドアンカの評価については、補足-027-10-106「土留め工（親杭）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」にて説明する。

仮設耐震構台の評価対象部位とその仕様を表 2-8 に、評価部位の位置図を図 2-7 に示す。

表 2-7 (1) 評価対象部位 (主要な構造部材)

部位*	設置状況・役割・地震時の荷重作用	検討断面	評価方法
①主桁	<ul style="list-style-type: none"> 主桁は、橋軸方向を長手方向として設置しており、橋軸直交方向の主桁間には、横構及び対傾構により接合している。 主桁の地震時荷重は、桁受及び受桁に伝達される。 主桁は橋軸方向の地震時荷重を負担し、主桁間の横構及び対傾構は橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> 橋軸方向において、主桁を線形はり要素でモデル化し、2次元FEM解析で照査を実施する。 橋軸直交方向において、主桁を剛はり要素としてモデル化していることの妥当性確認として、2次元FEM解析から算出する慣性力により、横構及び対傾構の照査を実施する。
②桁受 ③受桁	<ul style="list-style-type: none"> 桁受は橋軸直交方向を、受桁は橋軸方向を長手方向として設置している。 主桁からの地震時荷重は、井桁状に接合した桁受及び受桁を介して支持杭に伝達される。 受桁は橋軸方向の地震時荷重を負担し、桁受は橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> 橋軸方向において、受桁を線形はり要素でモデル化し、2次元FEM解析で照査を実施する。 橋軸直交方向において、桁受を剛はり要素としてモデル化していることの妥当性確認として、桁受を線形はり要素としてモデル化した2次元FEM解析より照査を実施する。
④水平材	<ul style="list-style-type: none"> 水平材は、橋軸方向及び橋軸直交方向を長手方向として設置している。 支持杭からの地震時荷重は、水平材により接合している他の支持杭に伝達される。 橋軸方向を長手方向としている水平材は橋軸方向の地震時荷重を負担し、橋軸直交方向を長手方向としている水平材は橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> 橋軸方向及び橋軸直交方向において、水平材を線形はり要素でモデル化し、2次元FEM解析で照査を実施する。
⑤斜材	<ul style="list-style-type: none"> 斜材は、橋軸方向及び橋軸直交方向を長手方向として設置している。 支持杭からの地震時荷重は、斜材により接合している他の支持杭に伝達される。 橋軸方向を長手方向としている斜材は橋軸方向の地震時荷重を負担し、橋軸直交方向を長手方向としている斜材は橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> 橋軸方向及び橋軸直交方向において、斜材を線形はり要素でモデル化し、2次元FEM解析で照査を実施する。
⑥支持杭	<ul style="list-style-type: none"> 支持杭は、橋軸方向及び橋軸直交方向において鉛直方向を長手方向として設置している。 受桁より上部の構造部材による地震時荷重は、水平材及び斜材により各支持杭に分散され、岩盤に伝達される。 支持杭は、橋軸方向及び橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> 橋軸方向及び橋軸直交方向において、支持杭を線形はり要素でモデル化し、2次元FEM解析で照査を実施する。

注記*：番号は図 2-7 の番号を示す。

表 2-7 (2) 評価対象部位 (連結・結合部)

部位*	設置状況・役割・地震時の荷重作用	検討断面	評価方法
支承部 (⑦杓座, ⑧ソール プレート)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 支承部は、主桁と桁受の間に設置しており、支承部のうちソールプレートは主桁の橋軸方向への変位を、杓座は主桁の橋軸直交方向への変位を拘束している。 ・ ソールプレートは、主桁等による橋軸方向の地震時荷重を負担する。 ・ 杓座は、主桁等による橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> ・ 2次元FEM解析から最大応答加速度を抽出し、主桁の慣性力による照査を実施する。
固定ボルト (⑨支承部 -桁受)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 固定ボルト (支承部-桁受) は、支承部と桁受の間に設置しており、支承部を介して主桁の橋軸方向及び橋軸直交方向への変位を拘束している。 ・ 支承部より上部の部材による橋軸方向及び橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> ・ 2次元FEM解析から最大応答加速度を抽出し、主桁の慣性力による照査を実施する。
固定ボルト (⑩桁受 -受桁)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 固定ボルト (桁受-受桁) は、桁受と受桁の間に設置しており、桁受より上部の部材の橋軸方向及び橋軸直交方向への変位を拘束している。 ・ 桁受より上部の部材による橋軸方向及び橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> ・ 2次元FEM解析から部材位置の最大断面力を抽出し、照査を実施する。
固定ボルト (⑪受桁 -支持杭)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 固定ボルト (受桁-支持杭) は、受桁と支持杭の間に設置しており、受桁より上部の部材の橋軸方向及び橋軸直交方向への変位を拘束している。 ・ 受桁より上部の部材による橋軸方向及び橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> ・ 2次元FEM解析から部材位置の最大断面力を抽出し、照査を実施する。
溶接部 (⑫水平材 -支持杭)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 溶接部 (水平材-支持杭) は、水平材と支持杭の結合部に施工しており、水平材と支持杭の橋軸方向及び橋軸直交方向への変位を拘束している。 ・ 溶接部に発生する橋軸方向及び橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> ・ 2次元FEM解析から溶接位置の最大断面力を抽出し、照査を実施する。
溶接部 (⑬斜材 -支持杭)	<ul style="list-style-type: none"> ・ 溶接部 (斜材-支持杭) は、斜材と支持杭の結合部に施工しており、斜材と支持杭の橋軸方向及び橋軸直交方向への変位を拘束している。 ・ 溶接部に発生する橋軸方向及び橋軸直交方向の地震時荷重を負担する。 	橋軸方向 橋軸直交方向	<ul style="list-style-type: none"> ・ 2次元FEM解析から溶接位置の最大断面力を抽出し、照査を実施する。

注記*：番号は図 2-7 の番号を示す。

表 2-8 (1) 評価対象部位とその仕様 (A-A 断面 (南北方向))

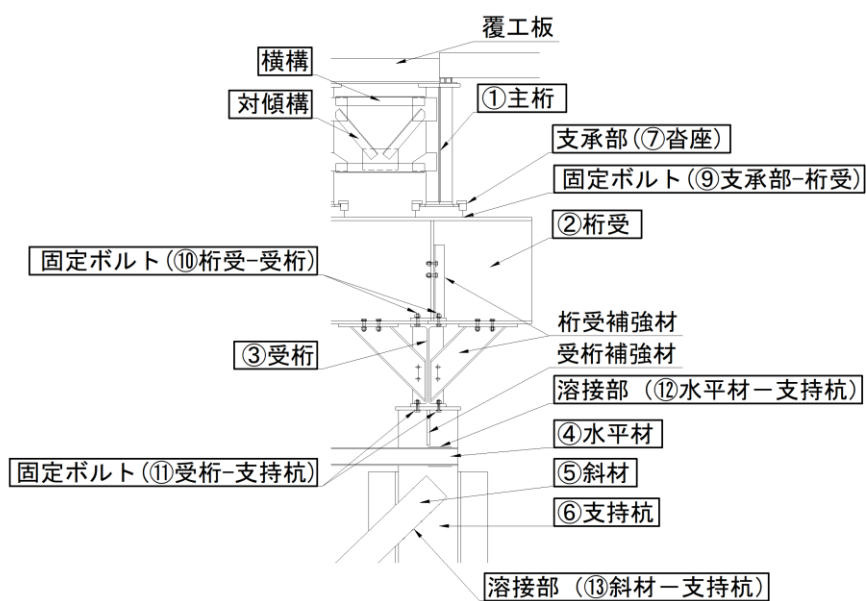
部位		使用材料
水平材	[150×75×6.5×10	SS400
斜材	L250×250×25	SS400
支持杭	□500×500×22	BCR295
支承部 (沓座)	—	SCW480
固定ボルト (支承部-桁受)	M22	10T
固定ボルト (桁受-受桁)	M24	10T
固定ボルト (受桁-支持杭)	M24	10T
溶接部 (水平材-支持杭)	すみ肉溶接	SS400
溶接部 (斜材-支持杭)	すみ肉溶接	SS400

表 2-8 (2) 評価対象部位とその仕様 (B-B 断面 (東西方向))

部位		使用材料
主桁	プレートガーダー	SM490Y
受桁	H700×300×13×24	SS400
水平材	[150×75×6.5×10	SS400
斜材	L250×250×25 L200×200×15	SS400
支持杭	□500×500×22	BCR295
支承部 (沓座)	—	SCW480
支承部 (ソールプレート)	—	SM400
固定ボルト (支承部-桁受)	M22	10T
固定ボルト (桁受-受桁)	M24	10T
固定ボルト (受桁-支持杭)	M24	10T
溶接部 (水平材-支持杭)	すみ肉溶接	SS400
溶接部 (斜材-支持杭)	すみ肉溶接	SS400
橋台 (東側)	コンクリート	設計基準強度 24.0N/mm ²
	鉄筋	SD345
置換コンクリート (西側)	コンクリート	設計基準強度 18.0N/mm ²



(A-A断面 (南北方向 (橋軸直交方向)))



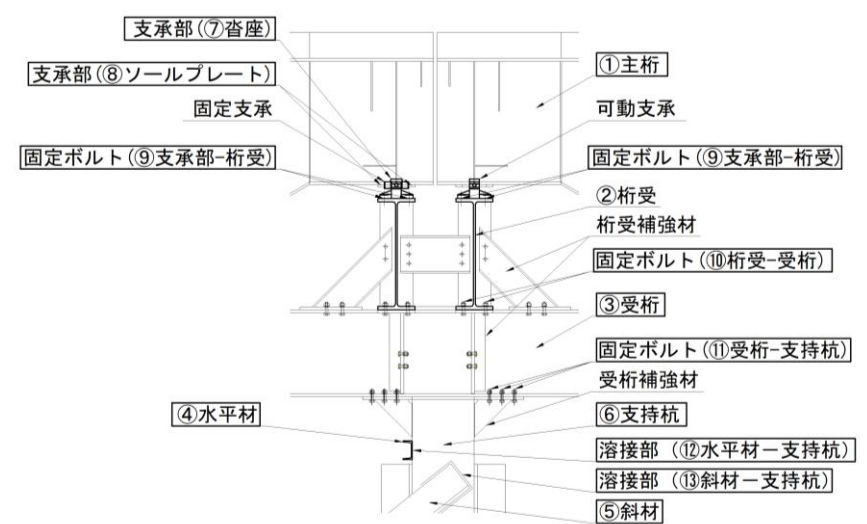
□ : 評価対象部位

(A-A断面 (拡大部))

図 2-7 (1) 評価対象部位 位置図



(B-B断面(東西方向(橋軸方向)))



(B-B断面(拡大部))

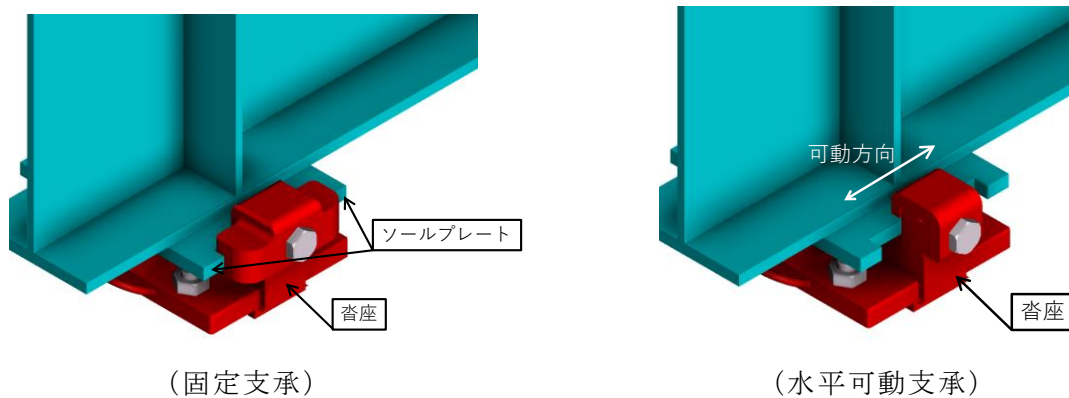
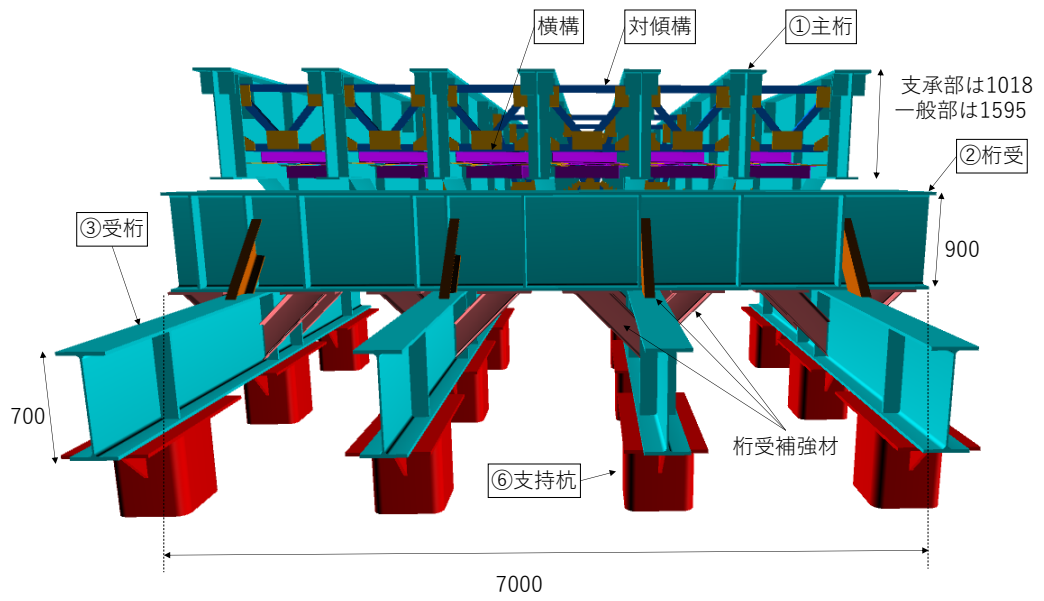


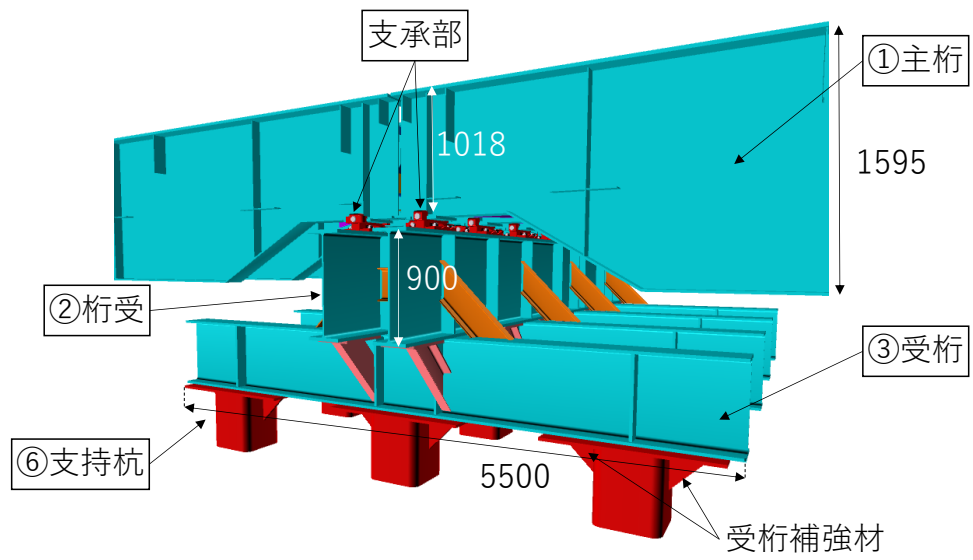
図 2-7 (2) 評価対象部位 位置図



□ : 評価対象部位

(単位 : mm)

(主桁～支持杭上端)



□ : 評価対象部位

(単位 : mm)

(主桁～支持杭上端)

図 2-7 (3) 評価対象部位 位置図

2.7 地下水位

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

表 2-9 設計地下水位の一覧

施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)
仮設耐震構台	A-A断面 (南北方向)	15.0
	B-B断面 (東西方向)	

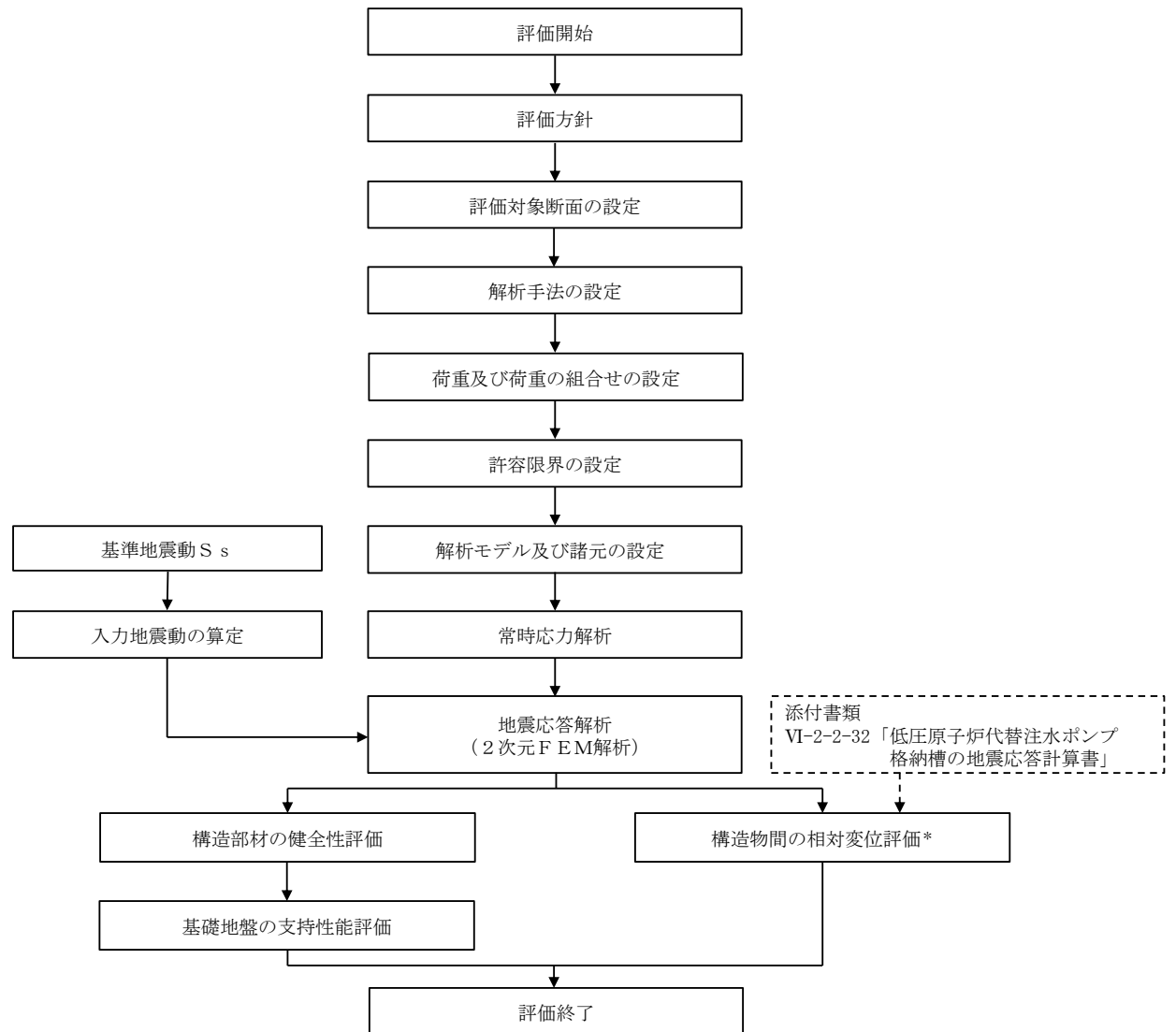
2.8 耐震評価フロー

仮設耐震構台の設計基準対象施設及び重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価及びアクセスルートの耐震評価においては、基準地震動 S_s に対する評価を行う。

波及的影響の評価にあたっては、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価を行う。施設の損傷及び転倒による影響では、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。構造物間の相対変位による影響では、橋軸方向よりも相対変位が大きくなる橋軸直交方向において、上位クラス施設のうち、仮設耐震構台との離隔距離が最小となる低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽を対象とし、相対変位による評価を行うことで、衝突の有無の確認を行う。この相対変位による評価では、仮設耐震構台の最大応答変位に加えて、VI-2-2-32「低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の地震応答計算書」に基づく最大応答変位を用いる。

また、アクセスルートの耐震評価にあたっては、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」を参考に、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

仮設耐震構台の評価フローを図 2-8 に示す。



注記＊：波及的影響の評価においてのみ実施する。

図 2－8 仮設耐震構台の評価フロー

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる２次元有限要素法により、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。

仮設耐震構台周辺の地下水位は支持杭下端より高いが仮設耐震構台周辺に地下水位以深の液状化対象層が存在しないため全応力解析を選定する。

構造部材のうち評価対象部位については、線形はり要素によりモデル化する。評価対象部位以外については、剛はり要素によりモデル化する。また、地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤は線形でモデル化する。埋戻土については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリング要素を用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（修正 GHE モデル）を用いて非線形性を考慮する。なお、置換コンクリート、MMR 及び埋戻コンクリートについては線形の平面ひずみ要素でモデル化する。地震応答解析については、解析コード「TDA PⅢ」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-1 に示す。

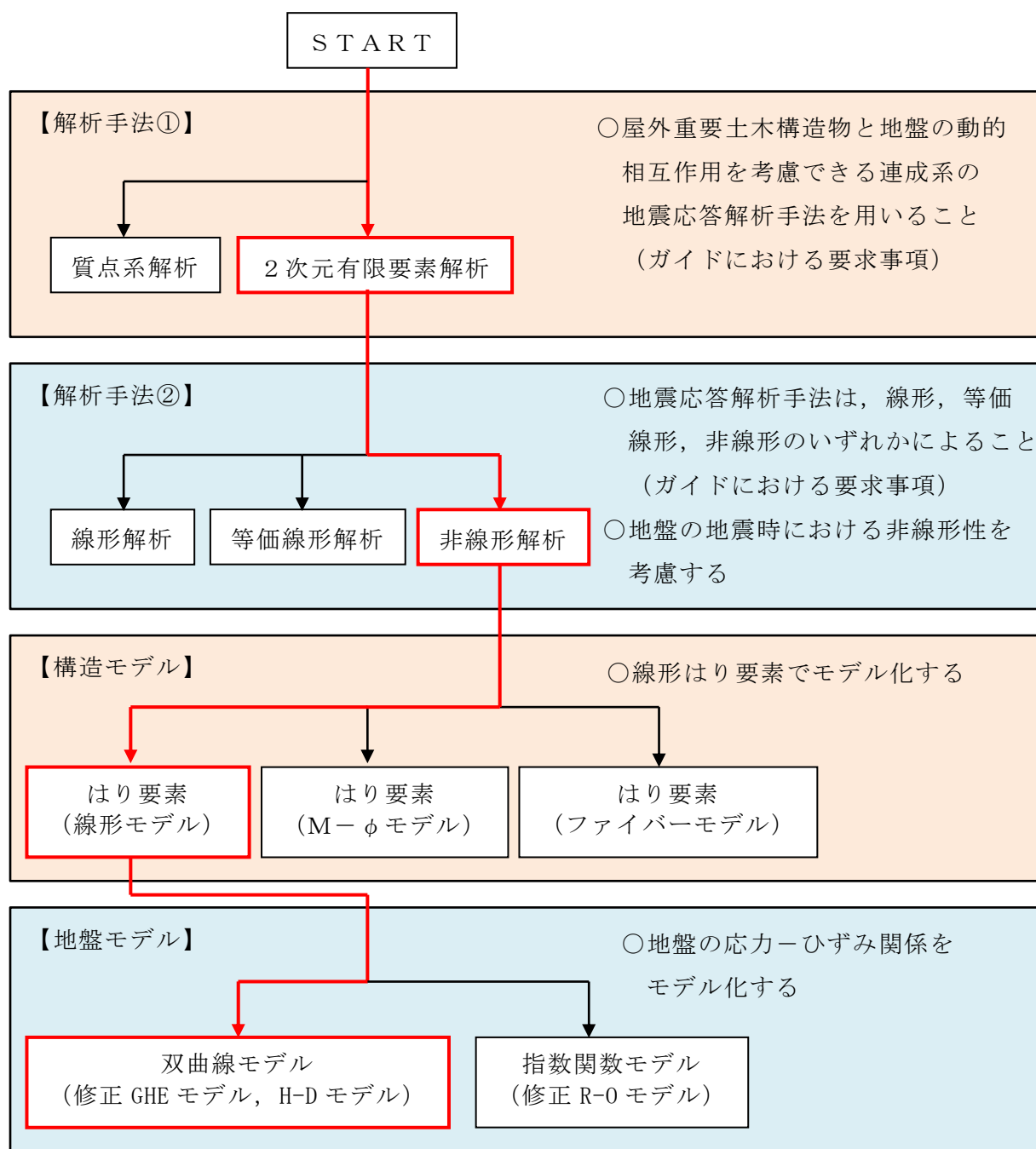


図 3-1 地震応答解析手法の選定フロー

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。「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会) 」を参考に、図 3-2 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の 1.5~2 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、細分割して設定する。

構造物の要素分割については、「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 ((社) 土木学会, 2005 年) 」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。

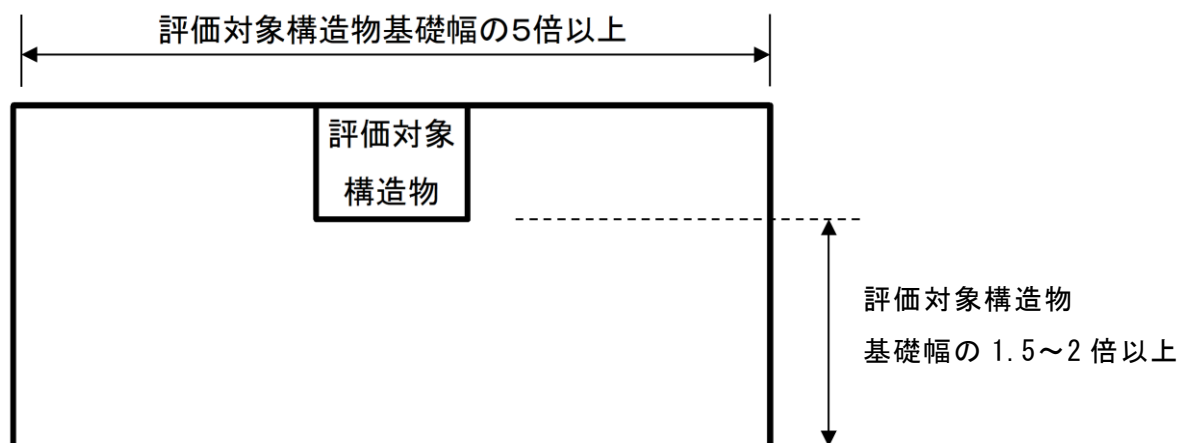


図 3-2 モデル化範囲の考え方

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

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

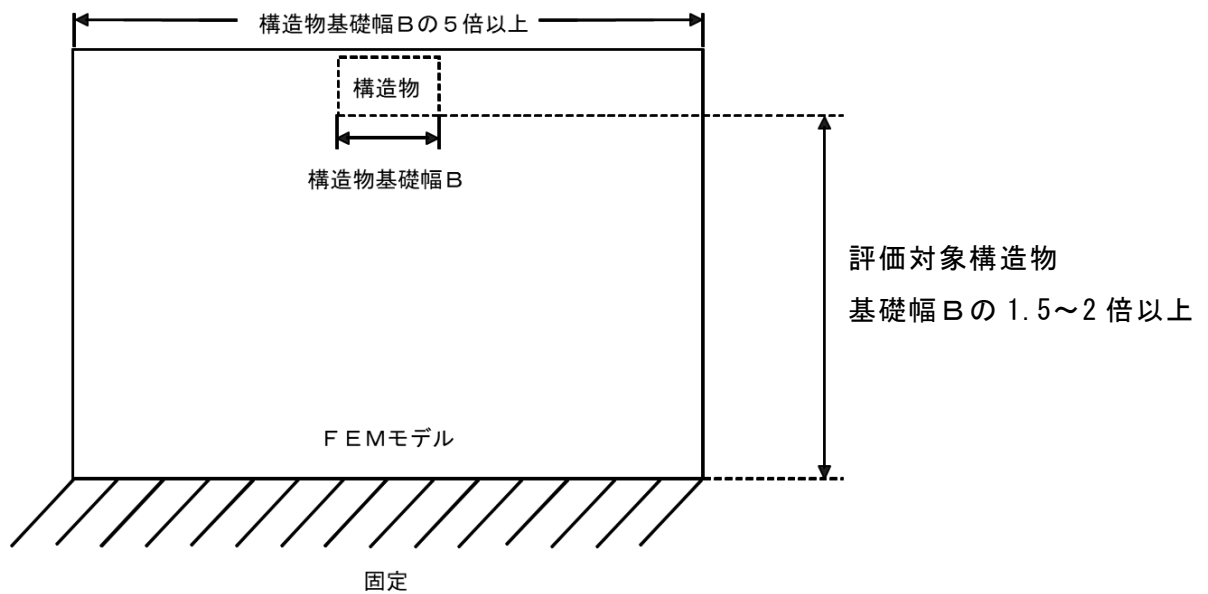


図 3-3 固有値解析における境界条件の概念図

(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 3-4 に示す。

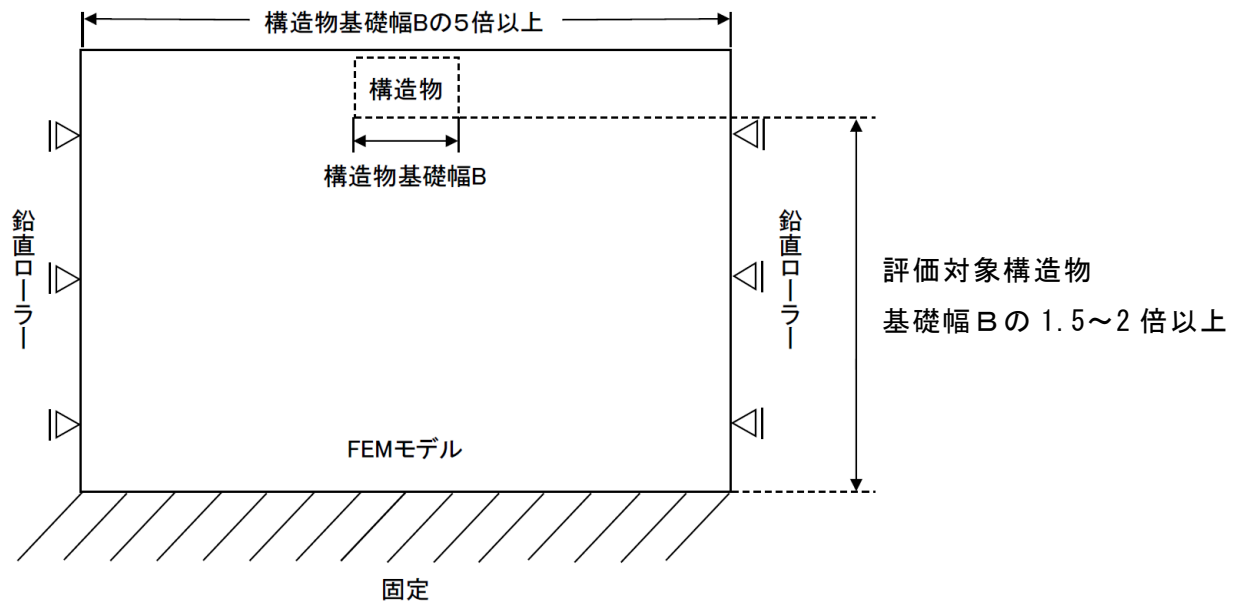


図 3-4 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 地震応答解析時

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

境界条件の概念図を図 3-5 に示す。

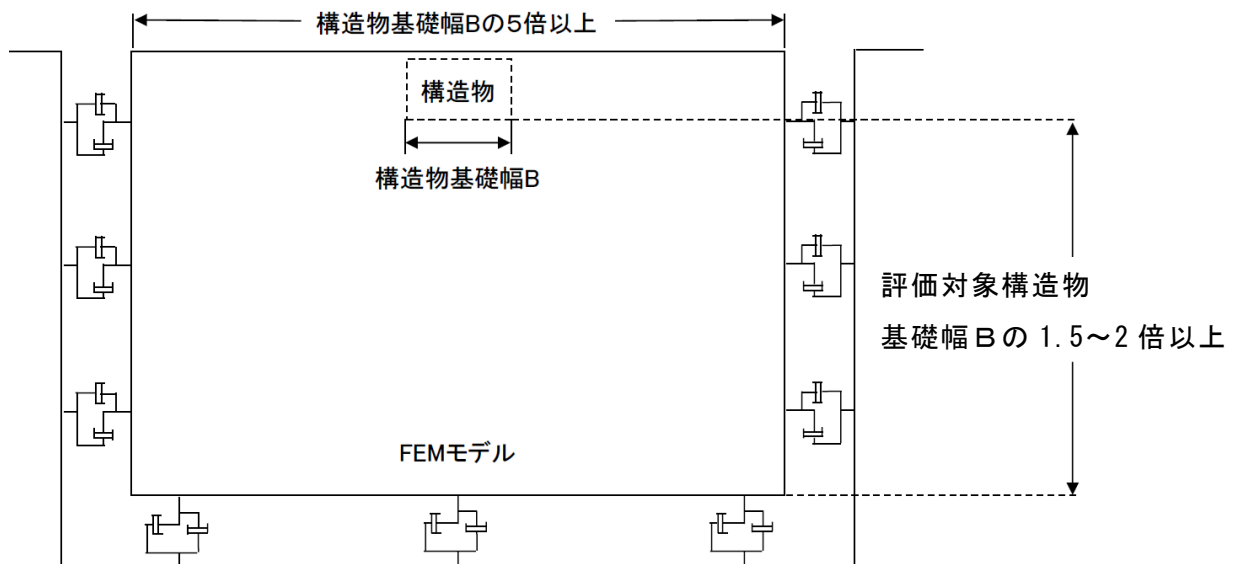


図 3-5 地震応答解析における境界条件の概念図

3.2.3 構造物のモデル化

南北方向（A－A断面）については，評価対象部位（水平材，斜材及び支持杭）を線形はり要素によりモデル化する。主桁，桁受，受桁は，主桁間がスパン長の短い横構及び対傾構によりトラス構造となっていること，及び桁受と受桁間がスパン長の短い補強材によりトラス構造となっていることから，評価対象部位と比較し，十分に剛な構造とみなすことができるため，剛はり要素によりモデル化する。

支持杭，水平材及び斜材のモデル化にあたっては，奥行方向3列の支持杭のうち，中央の支持杭，水平材及び斜材を対象とし，その重量を考慮するとともに，支持杭が分担する奥行方向の水平材及び斜材の重量を支持杭の節点に付加質量として考慮する。また，支持杭より上の受桁等の部材重量については，主桁中央～主桁中央間の重量を奥行3列の支持杭で負担するため，奥行方向を考慮した支持杭1本あたりの重量を剛はり上部に付加質量として考慮する。

南北方向（A－A断面）の解析モデル図を図3-6に，モデルの奥行方向の重量考慮イメージを図3-7に，解析モデルの仕様及び物性値を表3-1に示す。

また，構造部材の接合条件について，水平材，斜材及び支持杭は部材同士を溶接して一体化していること，及び支持杭と受桁間は補強材により補強していることから，それぞれ固定度が大きいため，剛結とした。部材の接合部の構造及び解析モデルにおける接合条件を表3-2に，接合部の構造図を図3-8に，部材の接合条件イメージを図3-9に示す。

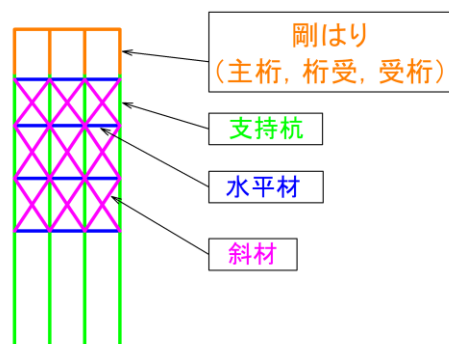


図 3-6 解析モデル図 (A-A断面)



図 3-7 モデルの奥行方向の重量考慮イメージ

表 3-1 (1) 解析モデルの仕様及び物性値 (A-A断面)

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	断面積 (m ²) *2	ヤング係数E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	減衰定数
水平材	77.0	2.4×10^{-3}	2.00×10^5	0.3	0.03
斜材		1.2×10^{-2}			
支持杭		4.0×10^{-2}			
剛はり	0.0*1	4.0×10^1			

注記*1：頂部の節点に付加重量として与えることで考慮する。

*2：剛はりの断面積は支持杭の 1000 倍とする。

表 3-1 (2) 解析モデルの仕様及び物性値 (A-A断面)

材料	重量 (kN/本)
覆工板，主桁等	95.0

表 3-2 部材の接合方法及び解析モデルにおける接合条件

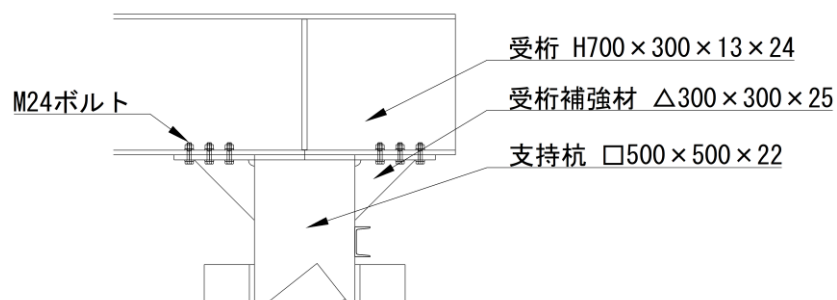
部材		接合方法	解析モデルにおける接合条件	構造図*1
水平材	支持杭	溶接	剛結	—
斜材	支持杭	溶接	剛結	—
支持杭	受桁	ボルト固定(M24)*2	剛結	詳細部 a
支持杭	岩盤	根固め コンクリート	2重節点 MPC 結合 (鉛直及び水平方向)	

注記*1：接合部の構造図を図 3-8 に示す。

*2：△300×300×25 により補強



(仮設耐震構台：全体図)



(詳細部 a：支持杭—受桁)

図 3-8 接合部の構造図

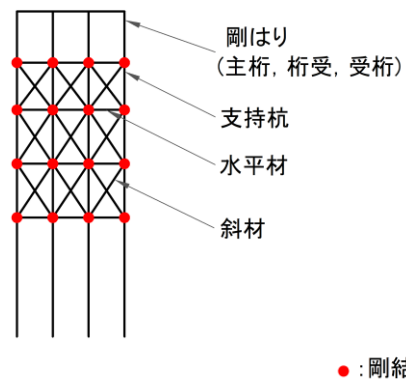


図 3-9 部材の接合条件イメージ (A-A 断面)

東西方向（B－B断面）については、評価対象部位（主桁、受桁、水平材、斜材及び支持杭）を線形はり要素によりモデル化する。桁受は、橋軸直交方向を長手方向として設置しており、橋軸方向断面の変形に対して十分に剛な構造とみなすことができるため、剛はり要素によりモデル化し、重量については、主桁の節点に付加重量として与えることで考慮する。覆工板の重量については、主桁の線形はり要素に考慮する。また、橋台（東側）は、線形はり要素によりモデル化する。

支持杭、水平材、及び斜材のモデル化にあたっては、南北方向（A－A断面）同様、奥行方向1本あたりの剛性及び重量を考慮するとともに、支持杭が分担する奥行方向の水平材及び斜材の重量を支持杭の節点に付加質量として考慮する。また、受桁は奥行方向1本あたりの剛性及び重量をモデル化する。一方、東西方向（B－B断面）においては、支持杭の奥行方向4列に対して主桁を7本設置していることから、主桁のモデル化にあたっては、剛性及び重量を7/4倍とした線形はり要素でモデル化する。

東西方向（B－B断面）の解析モデル図を図3-10に、モデルの奥行方向の重量考慮イメージを図3-11に、解析モデルの仕様及び物性値を表3-3に示す。

構造部材の接合条件については、溶接部及び部材による補強を行っている箇所は、固定度が大きいとため、剛結とした。また、その他の箇所については、部材間の固定又は可動の構造を踏まえ、2重節点のMPC結合とした。部材の接合部の構造及び解析モデルにおける条件を表3-4に、接合部の構造図を図3-12に、部材の接合条件イメージを図3-13に、2重節点のMPC接合のモデル化イメージを図3-14に示す。



図 3-10 解析モデル図（B－B断面）



図 3-11 モデルの奥行方向の重量考慮イメージ

表 3-3 (1) 解析モデルの仕様及び物性値 (B-B 断面)

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	断面積 (m ²) * ²	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	減衰定数
主桁	77.0	7.2×10^{-2}	2.00×10^5	0.3	0.03
受桁		2.3×10^{-2}			
水平材		2.4×10^{-3}			
斜材		1.2×10^{-2}			
支持杭		4.0×10^{-2}			
剛はり	0.0 * ¹	4.0×10^1			

注記 *1 : 頂部の節点に付加重量として与えることで考慮する。

*2 : 剛はりの断面積は支持杭の 1000 倍とする。

表 3-3 (2) 解析モデルの仕様及び物性値 (B-B 断面)

材料	重量 (kN/本)
桁受	20.0

表 3-4 部材の接合方法及び解析モデルにおける接合条件

部材		接合方法	解析モデルにおける接合条件	構造図*1
主桁	桁受	ボルト固定 (M22)*2	2重節点 MPC 結合 (鉛直方向)	詳細部 a
		ボルト固定 (M22)*3	2重節点 MPC 結合 (鉛直及び水平方向)	
	橋台 (東側)	ボルト固定 (M22)*2	2重節点 MPC 結合 (鉛直方向)	詳細部 b
桁受	受桁	ボルト固定 (M24)*4	剛結	詳細部 c
受桁	支持杭	ボルト固定 (M24)*5	剛結	詳細部 d
水平材	支持杭	溶接	剛結	—
斜材	支持杭	溶接	剛結	—
受桁 (西側)	置換コンクリート (西側)	埋込	共有節点	詳細部 e
支持杭 (西側)	水平材 (西側) 斜材 (西側)	ボルト固定 (M24)	2重節点 MPC 結合 (鉛直及び水平方向)	
水平材 (西側) 斜材 (西側)	置換コンクリート (西側)	ボルト固定 (M24)	2重節点 MPC 結合 (鉛直及び水平方向)	
支持杭	岩盤	根固め コンクリート	2重節点 MPC 結合 (鉛直及び水平方向)	

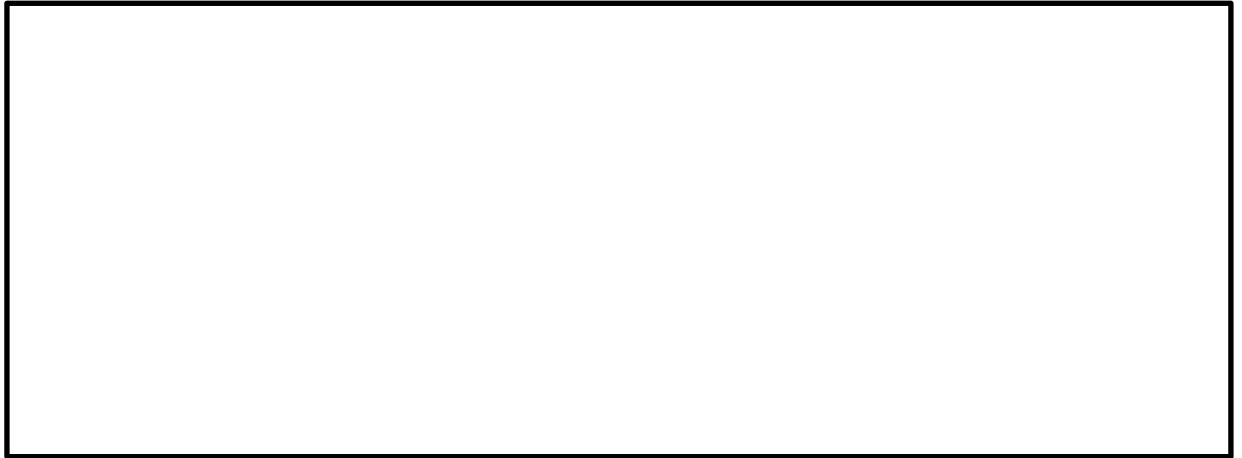
注記*1：接合部の構造図を図 3-12 に示す。

*2：可動ブロック，沓座により接合

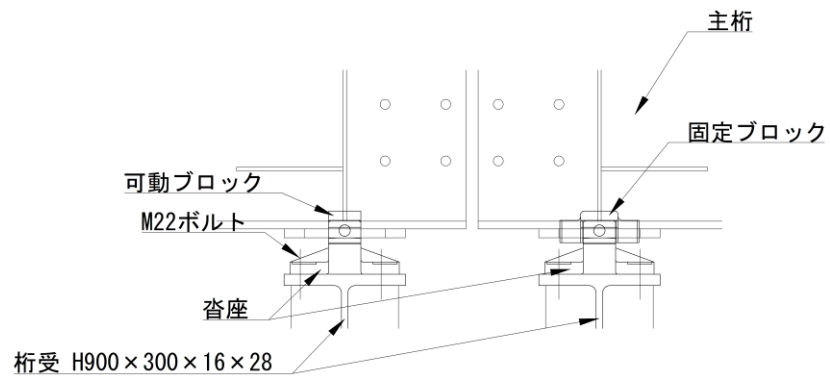
*3：固定ブロック，沓座により接合

*4：[250×90×11×14.5 により補強

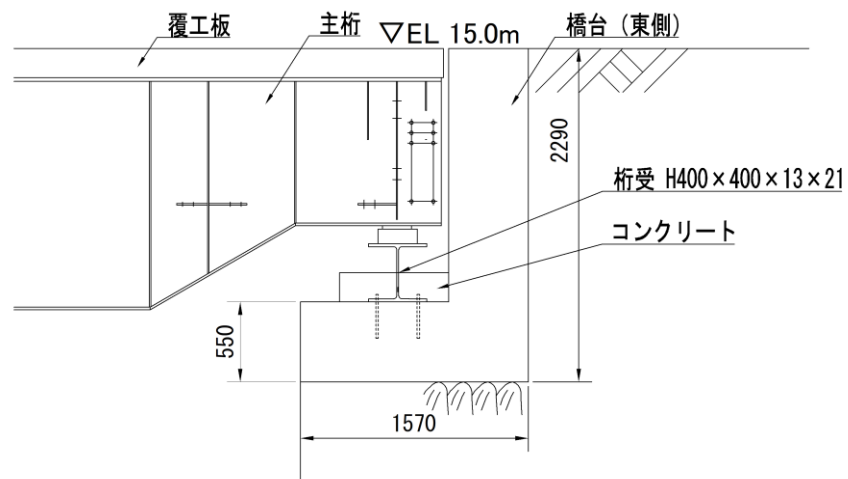
*5：△300×300×25 により補強



(仮設耐震構台：全体図)



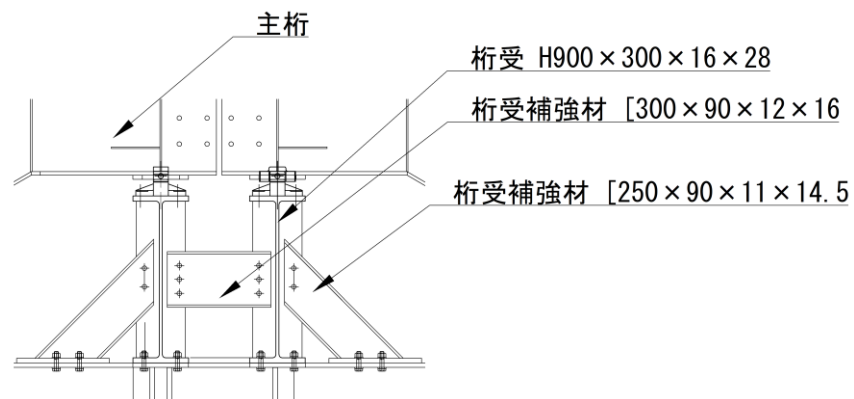
(詳細部 a：主桁－桁受)



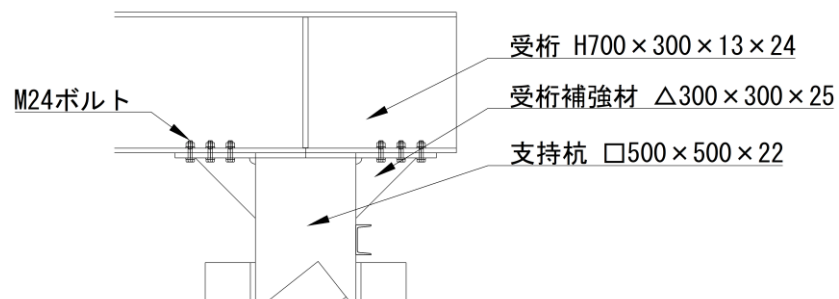
(単位：mm)

(詳細部 b：主桁－橋台 (東側))

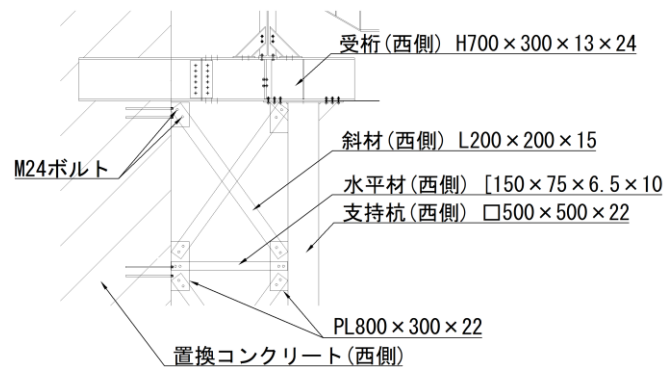
図 3-12 (1) 接合部の構造図



(詳細部 c : 桁受－受桁)



(詳細部 d : 支持杭－上部工 (受桁))



(詳細部 e)

(受桁 (西側)－置換コンクリート (西側))

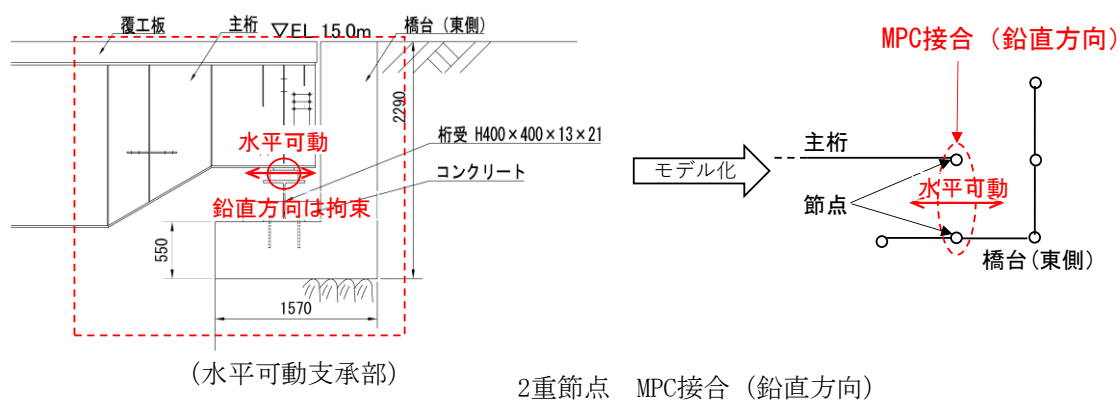
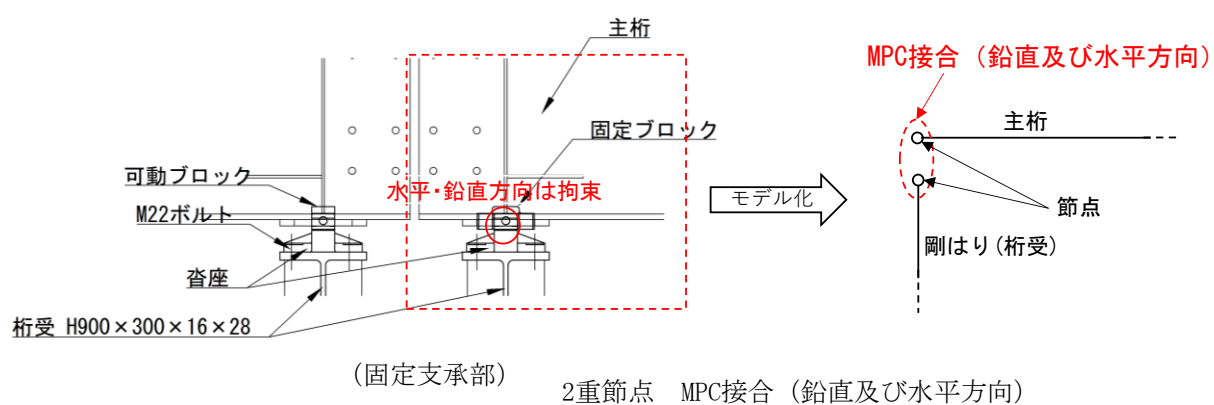
(支持杭 (西側)－水平材 (西側), 斜材 (西側))

(水平材 (西側), 斜材 (西側)－置換コンクリート (西側))

図 3-12 (2) 接合部の構造図



図 3-13 部材の接合条件イメージ (B-B断面)



(単位: mm)

図 3-14 2重節点の MPC 接合のモデル化イメージ

3.2.4 隣接構造物等のモデル化

A－A断面における低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽及び原子炉建物については、NS2 補足-026-10「低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の地震応答計算書及び耐震性についての計算書に関する補足説明資料」に示すモデルとする。

3.2.5 地盤、置換コンクリート、埋戻コンクリート及びMMRのモデル化

岩盤、置換コンクリート、埋戻コンクリート及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。埋戻土は、地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。

なお、安全対策工事に伴う掘削箇所の斜面安定性評価については、補足-023-17「基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価について」及び補足-020「可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルートに係る補足説明資料」に記載する。

地盤のモデル化に用いる、地質断面図を図3-15に示す。

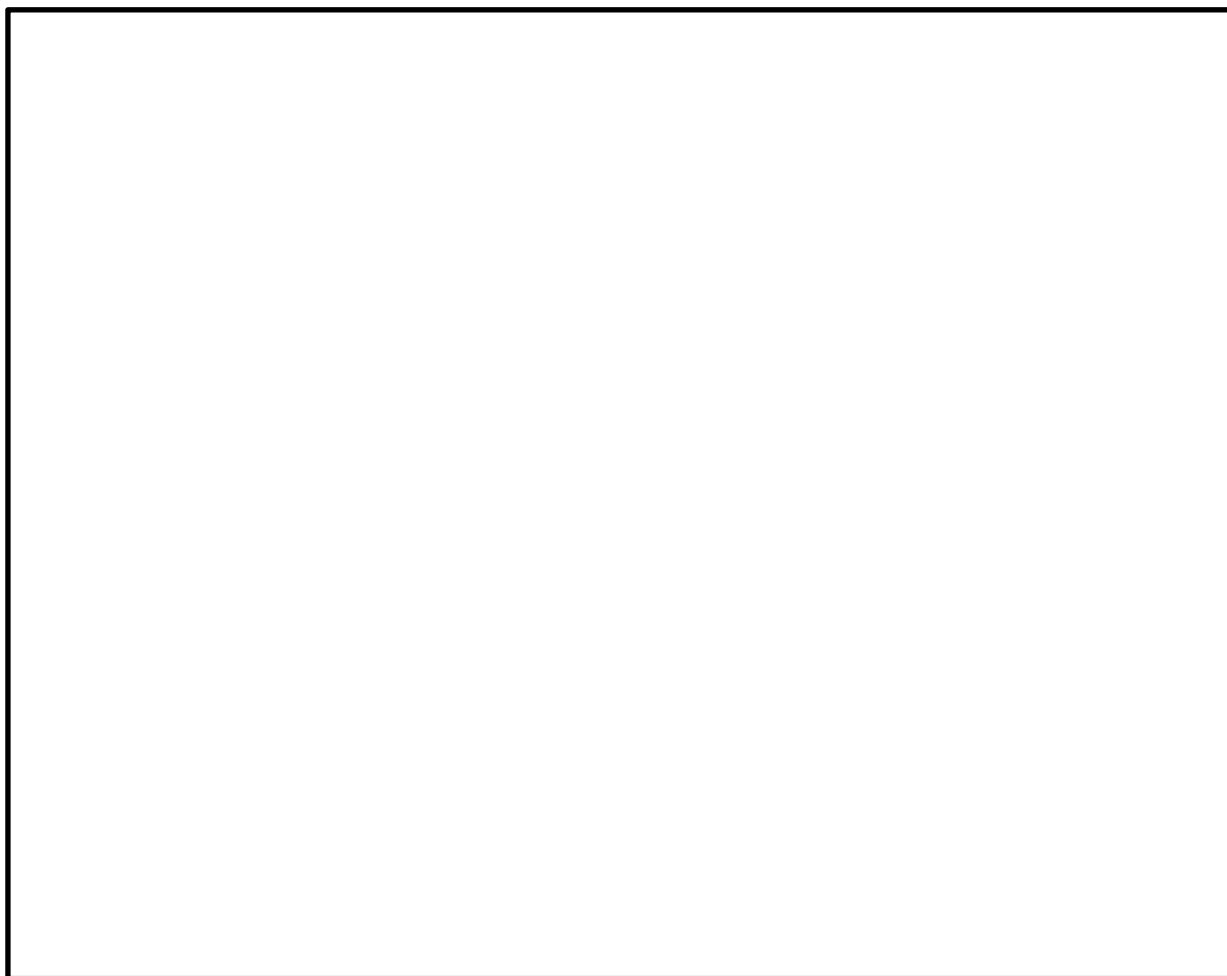


図 3-15 (1) 評価対象地質断面図 (A-A 断面 (南北方向))

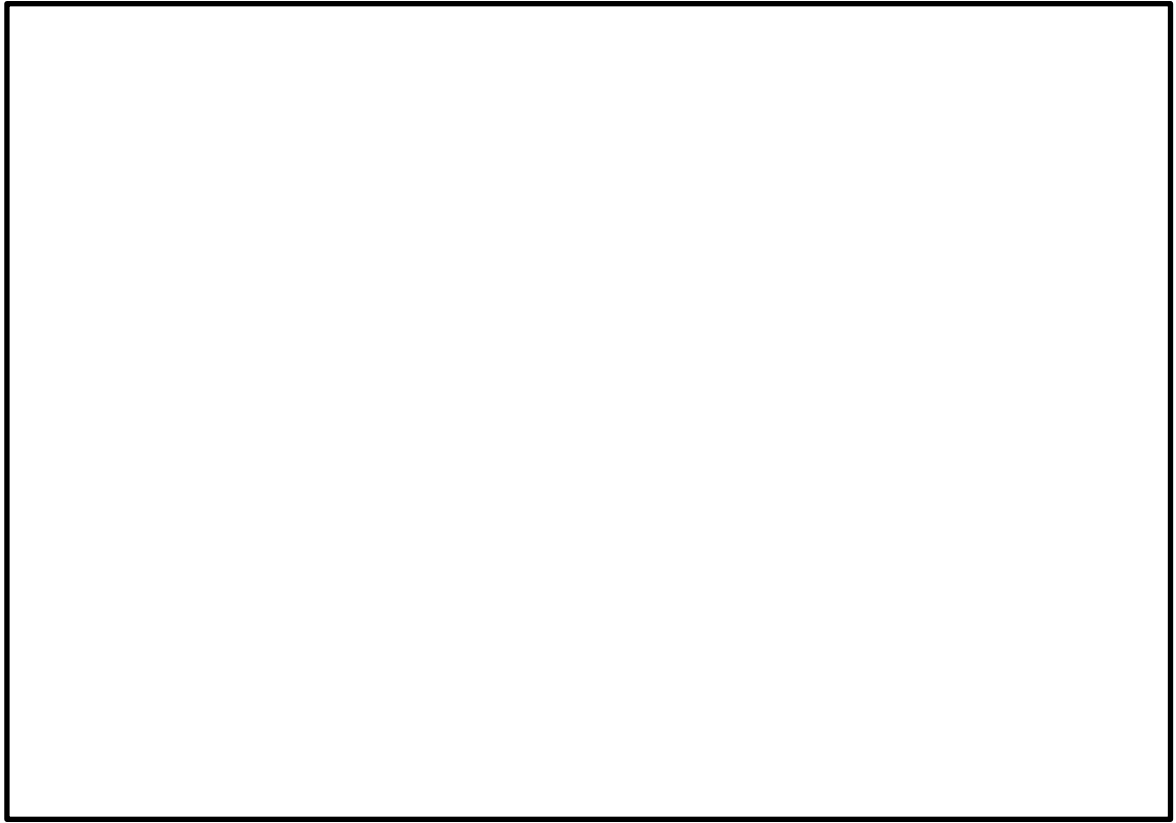


図 3－15（2） 評価対象地質断面図（B－B断面（東西方向））

3.2.6 地震応答解析モデル

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

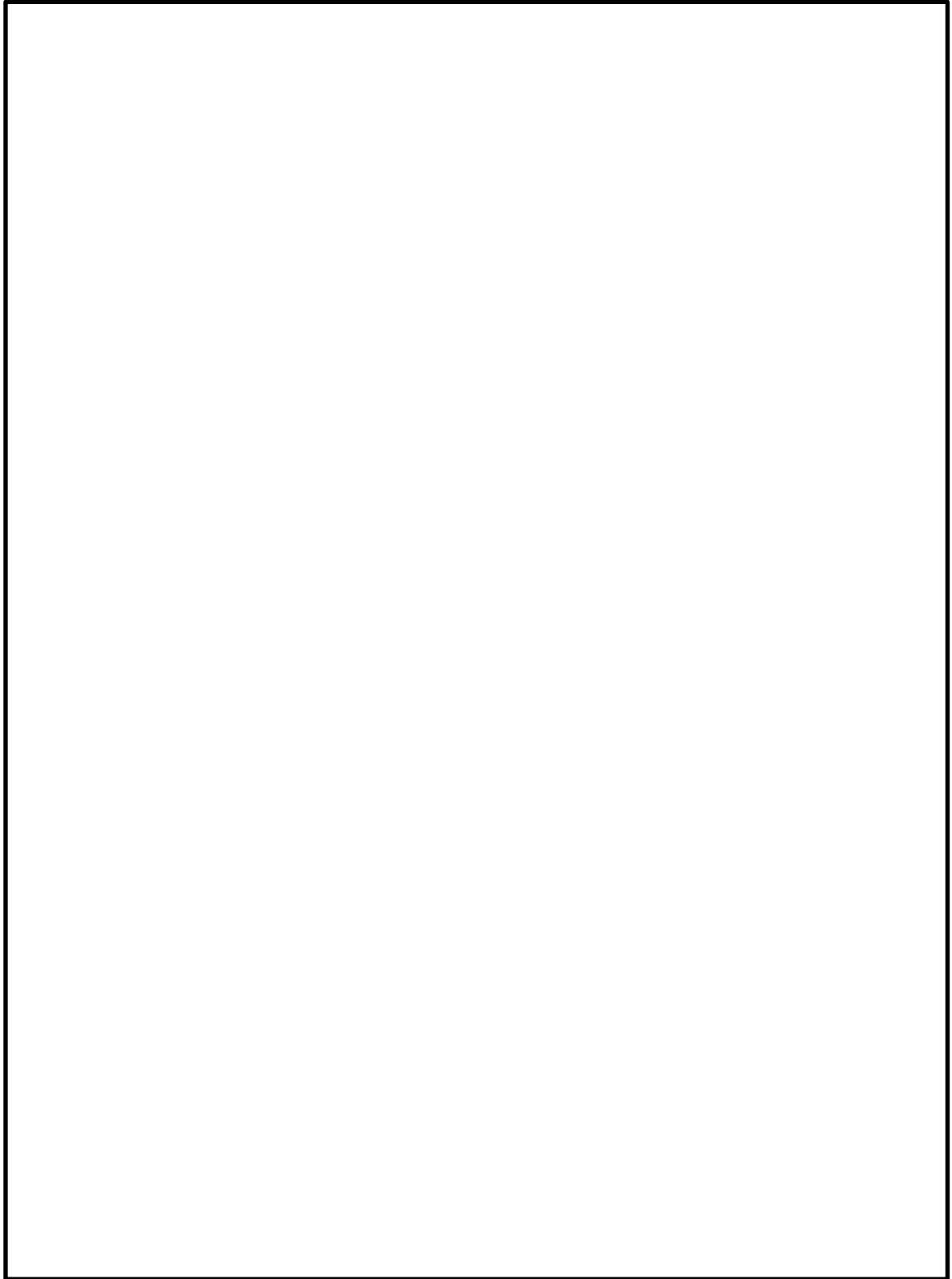


図 3-16 (1) 地震応答解析モデル図 (A-A 断面 (南北方向))

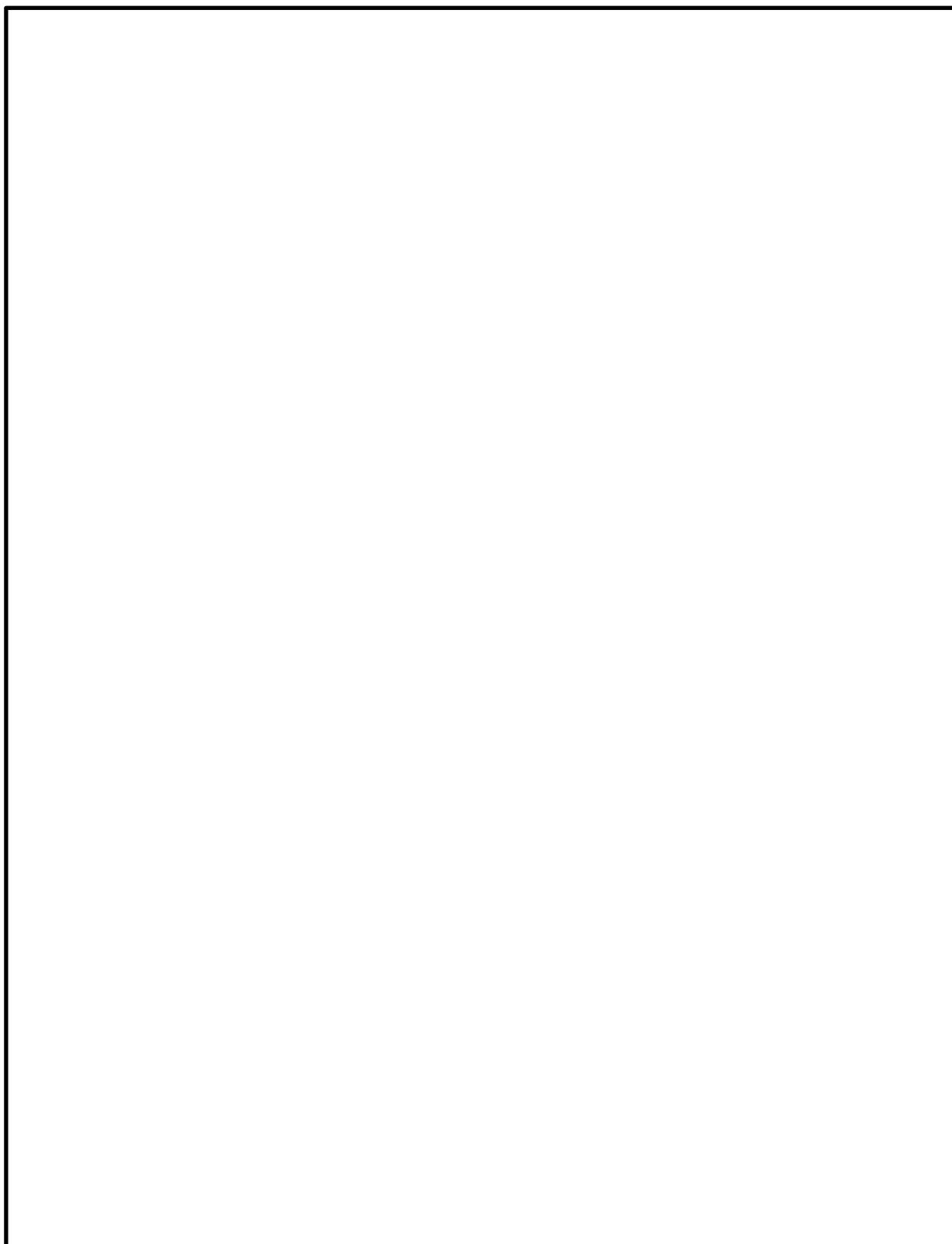


図 3-16 (2) 地震応答解析モデル図 (B-B 断面 (東西方向))

3.2.7 ジョイント要素の設定

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

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

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とし，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-5 のとおりとする。また，要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は，表 3-6 のとおり設定する。

低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の直下には C_M 級～ C_H 級の岩盤が分布するが，せん断強度の設定においては一律 C_M 級岩盤の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ を用いる。

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

τ_f : せん断強度

c : 粘着力 (= 初期せん断強度 τ_o)

ϕ : 内部摩擦角

表 3-5 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 (°)
岩盤 (C_M 級)	1.23	52
置換コンクリート， 埋戻コンクリート・MMR	3.58	40

表 3-6 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)
材料 1	材料 2		
構造物	無筋コンクリート*1	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
無筋コンクリート*1	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	— *2	— *2

注記*1：MMR，置換コンクリート及び埋戻コンクリートの総称

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

ジョイント要素のばね定数は，「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（（社）土木学会，2005 年）」を参考に，数値計算上，不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3-7 にジョイント要素のばね定数を示す。

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

表 3-7 ジョイント要素のばね定数

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

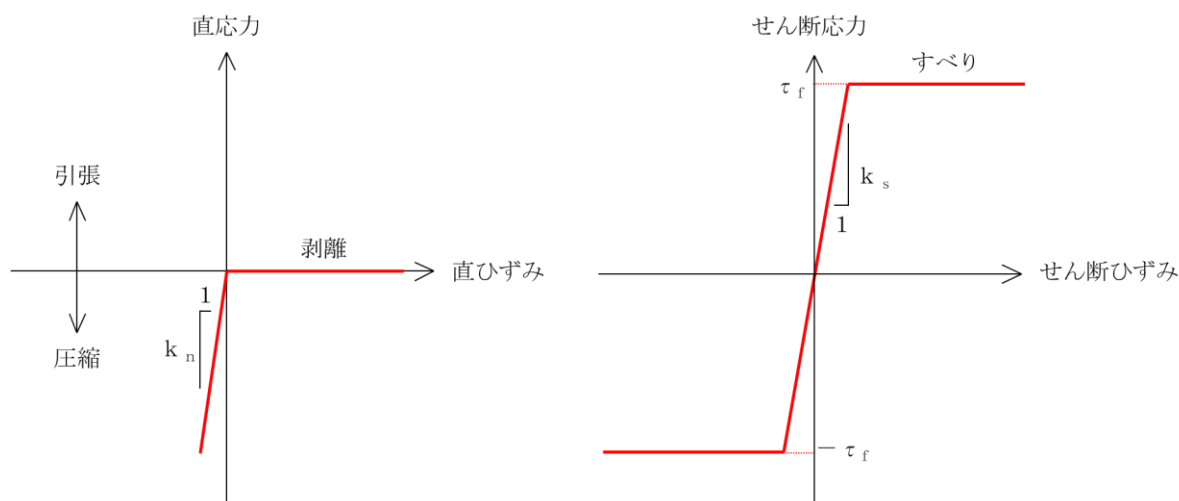


図 3-17 ジョイント要素の力学特性

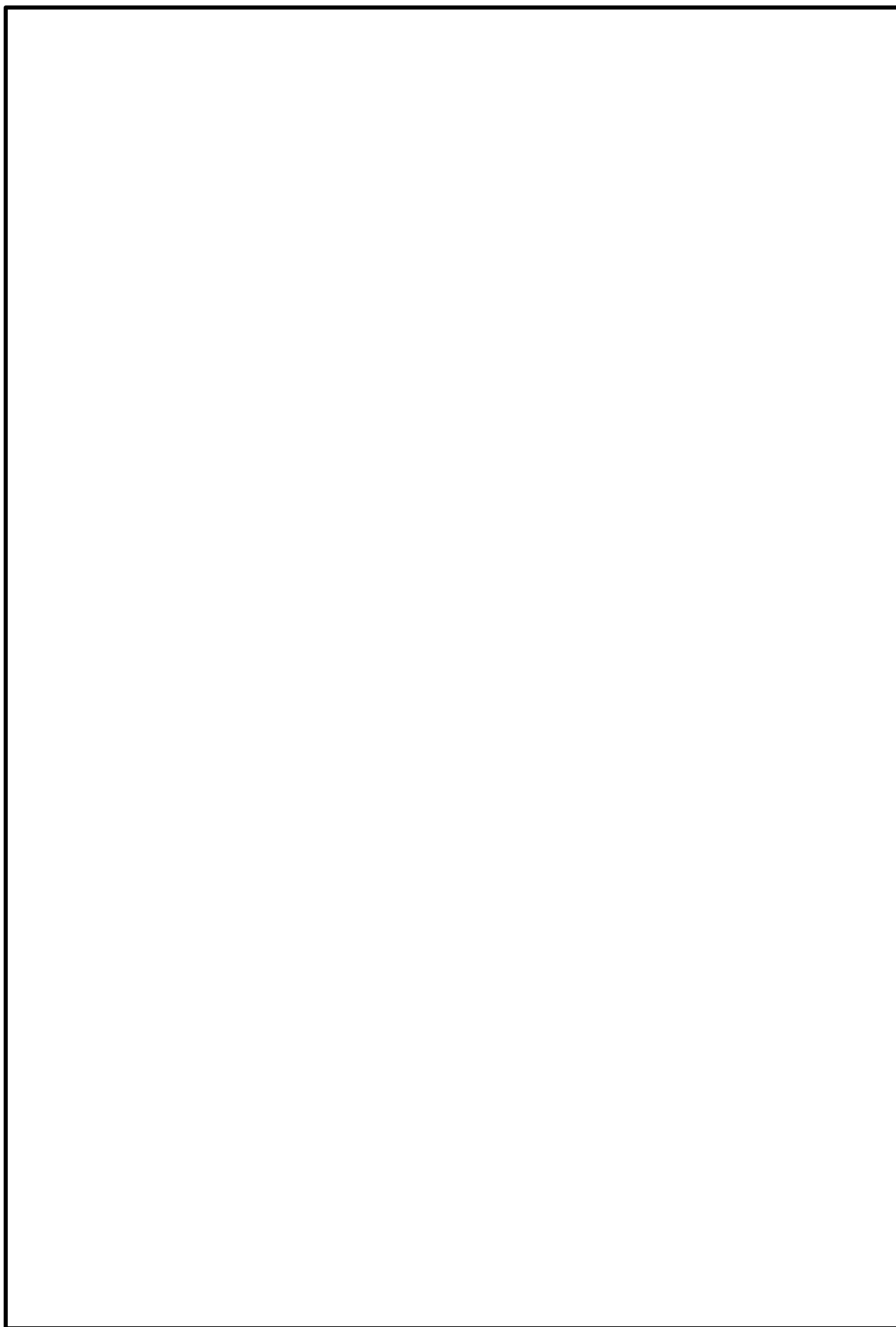


図 3-18 (1) ジョイント要素の配置 (A-A断面 (南北方向))

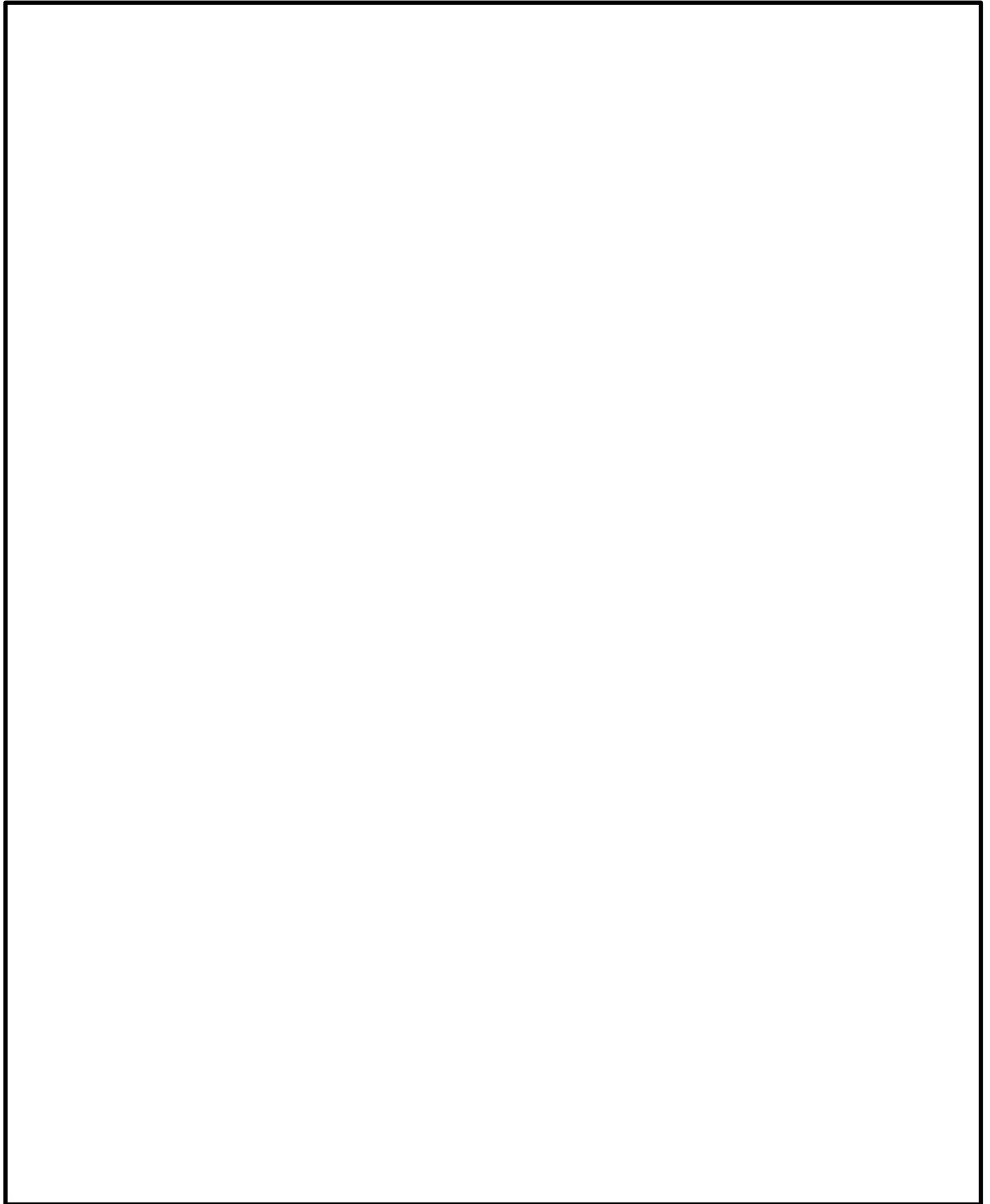


図 3-18 (2) ジョイント要素の配置 (B-B断面 (東西方向))

3.3 減衰定数

減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-19 に示す。

固有値解析において、構造物（鋼材）の減衰定数は、「道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説」（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）に示される橋脚の減衰定数である 3% を設定している。一方で、上部構造の減衰定数は 2% とされているため、構造物（鋼材）の減衰定数を 2% とした影響確認結果を（参考資料 7）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

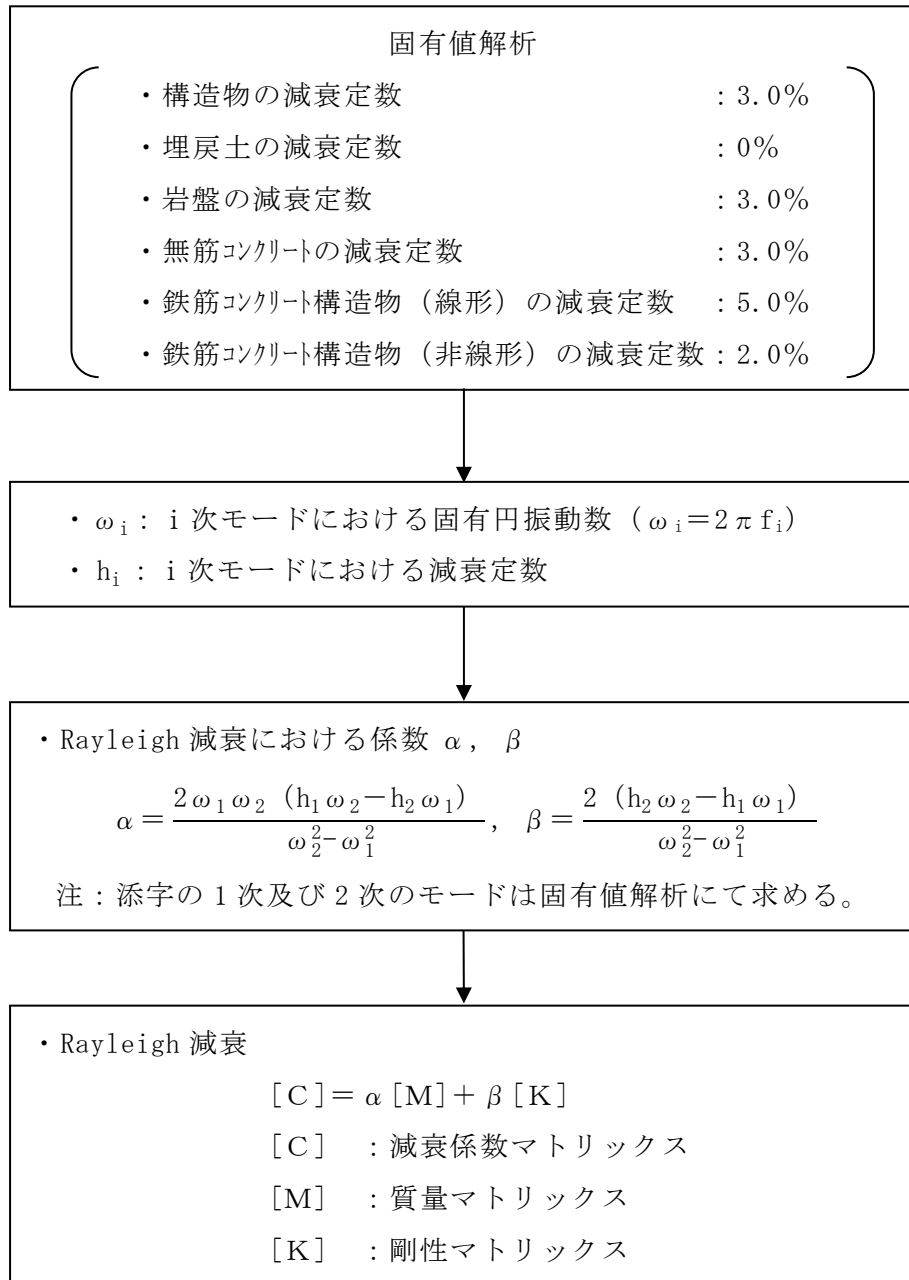


図 3-19 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α , β は、低次のモードの変形が支配的となる仮設耐震構台に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、固有値解析結果より得られる卓越するモードの減衰と Rayleigh 減衰が一致するように設定する。なお、卓越するモードは全体系の固有値解析における刺激係数及びモード図にて決定するが、係数 α , β が負値となる場合は当該モードを選定しない。

固有値解析結果の一覧を表 3-8 に、固有値解析におけるモード図を図 3-20 に、係数 α , β を表 3-9 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-21 に示す。

表 3-8 (1) 固有値解析結果 (A-A 断面 (南北方向))

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	2.464	56	0	234.80	-8.96	1 次として採用
2	3.313	6	1	74.04	26.50	—
3	3.799	9	0	92.97	-18.99	—
4	4.748	0	7	-17.87	79.50	—
5	5.014	4	15	-61.28	-124.20	2 次として採用
6	5.222	0	5	-21.70	-70.69	—
7	5.494	2	5	38.45	69.61	—
8	5.863	5	12	-74.88	106.70	—
9	6.373	1	8	3.36	88.97	—
10	6.684	0	1	-5.64	29.24	—

表 3-8 (2) 固有値解析結果 (B-B断面 (東西方向))

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	2.811	66	0	266.30	14.30	1次として採用
2	4.111	7	6	-84.79	76.85	—
3	5.088	0	0	9.18	-8.439	—
4	5.530	5	12	-76.49	-113.80	2次として採用
5	5.959	3	11	-58.94	109.60	—
6	6.373	0	0	-3.27	-11.23	—
7	6.762	1	18	20.95	-140.30	—
8	6.993	0	25	20.26	162.90	—
9	7.920	2	1	37.58	38.15	—
10	7.954	0	1	-23.61	-7.97	—

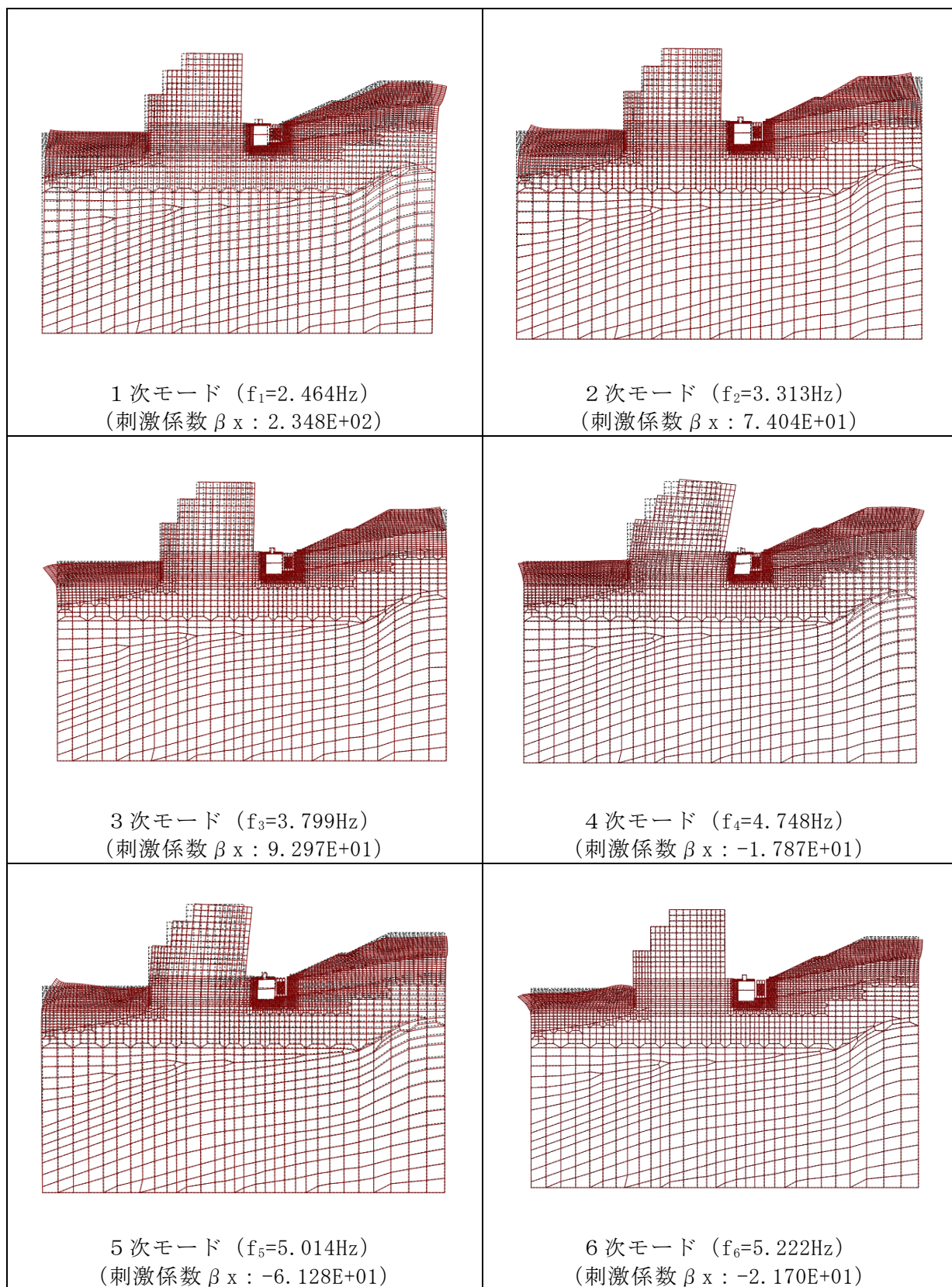


図 3-20 (1) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面 (南北方向))

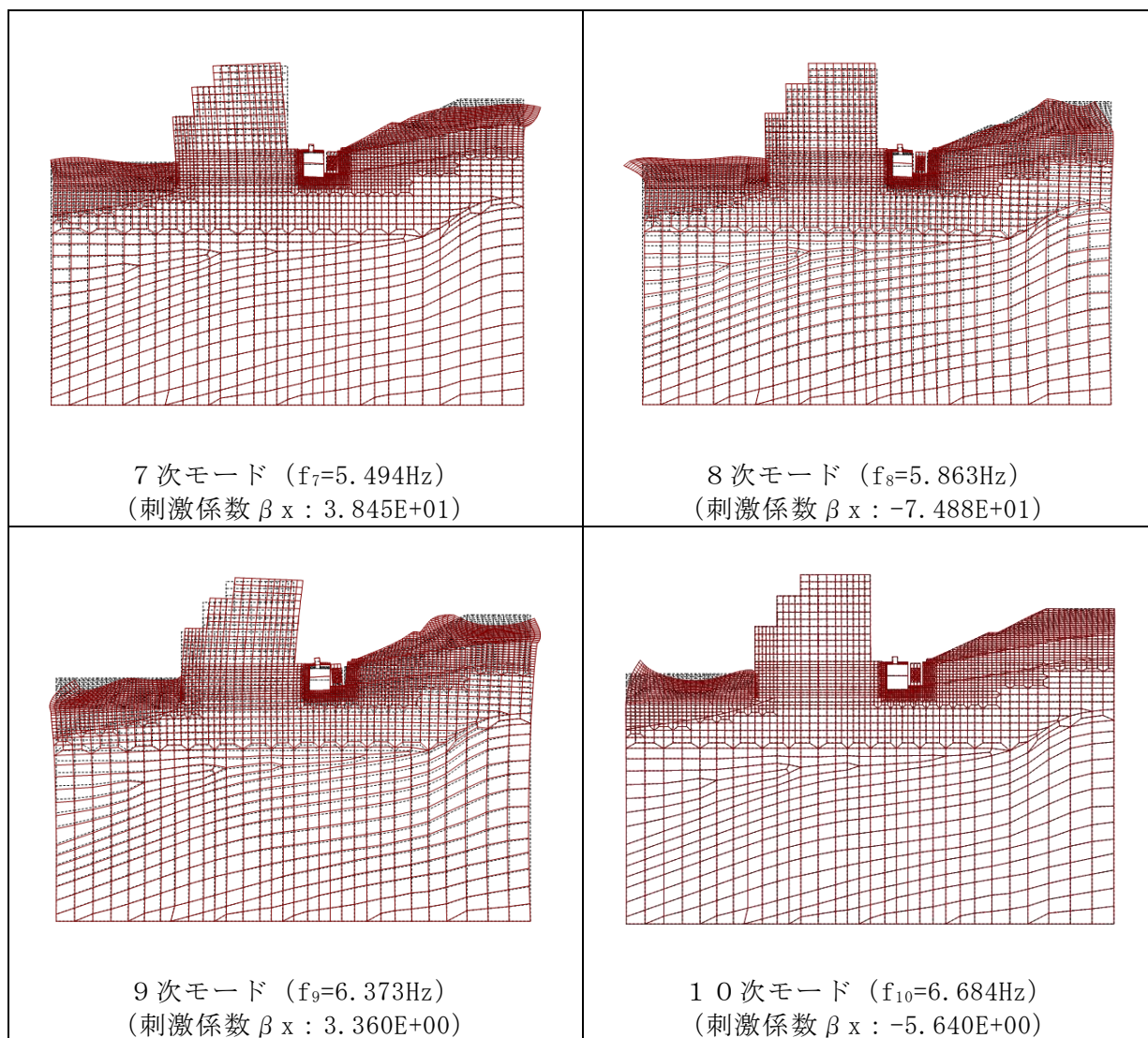


図 3-20 (2) 固有値解析結果 (モード図) (A-A 断面 (南北断面))

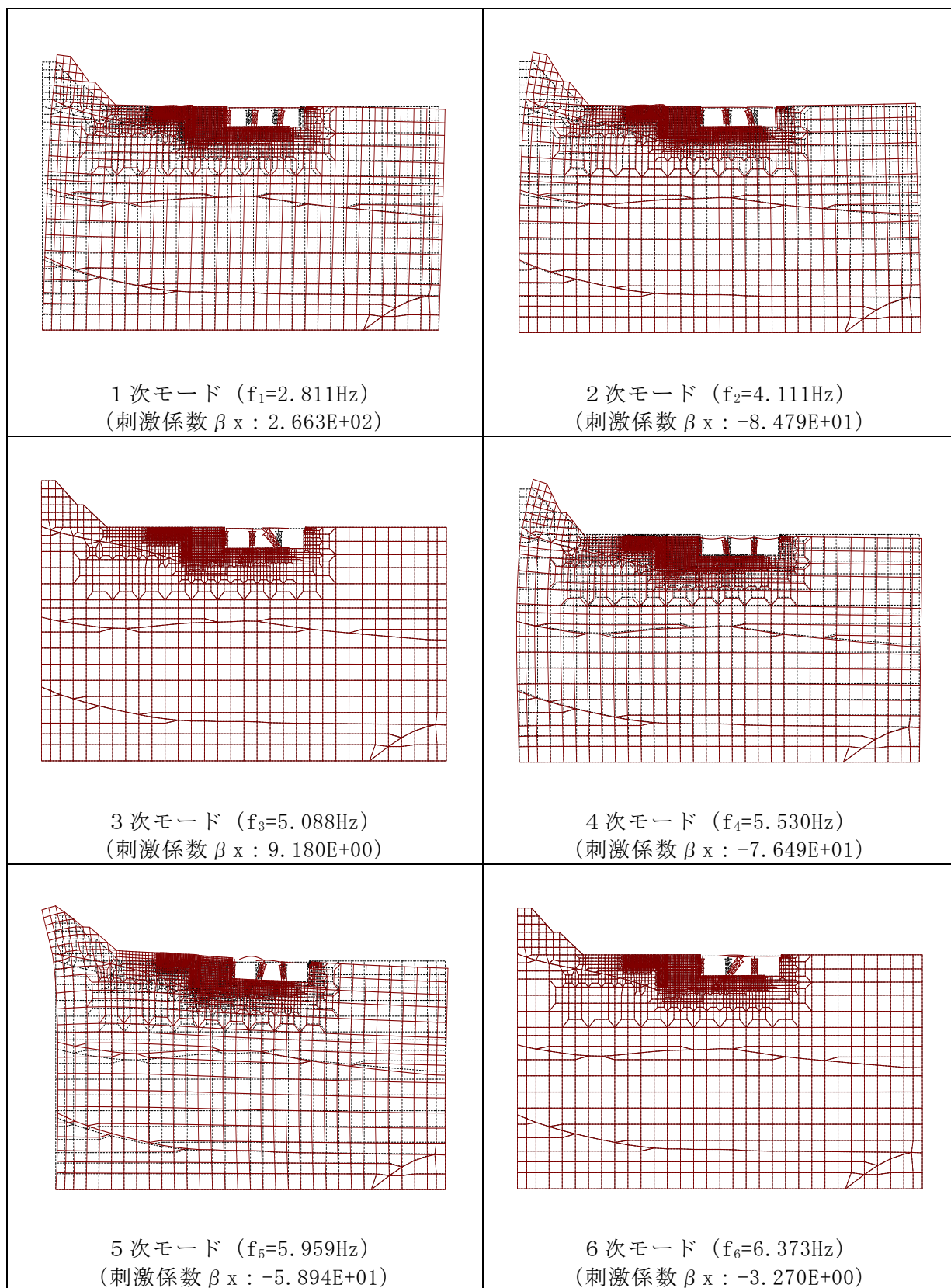


図 3-20 (3) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面 (東西方向))

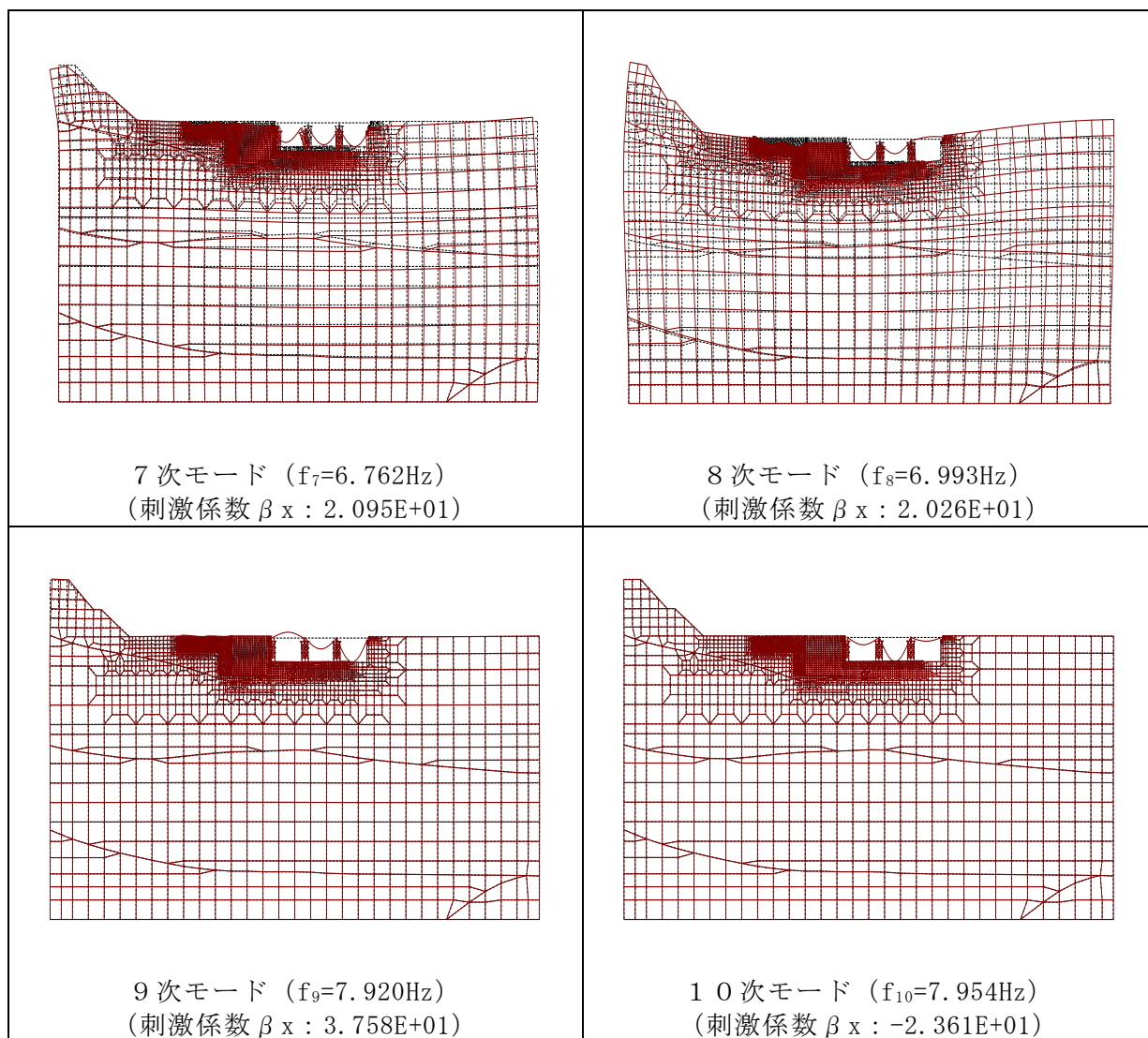


図 3-20 (4) 固有値解析結果 (モード図) (B-B 断面 (東西断面))

表 3-9 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

評価対象断面	α	β
A-A 断面 (南北方向)	6.5071×10^{-1}	1.1093×10^{-3}
B-B 断面 (東西方向)	6.9780×10^{-1}	1.1489×10^{-3}

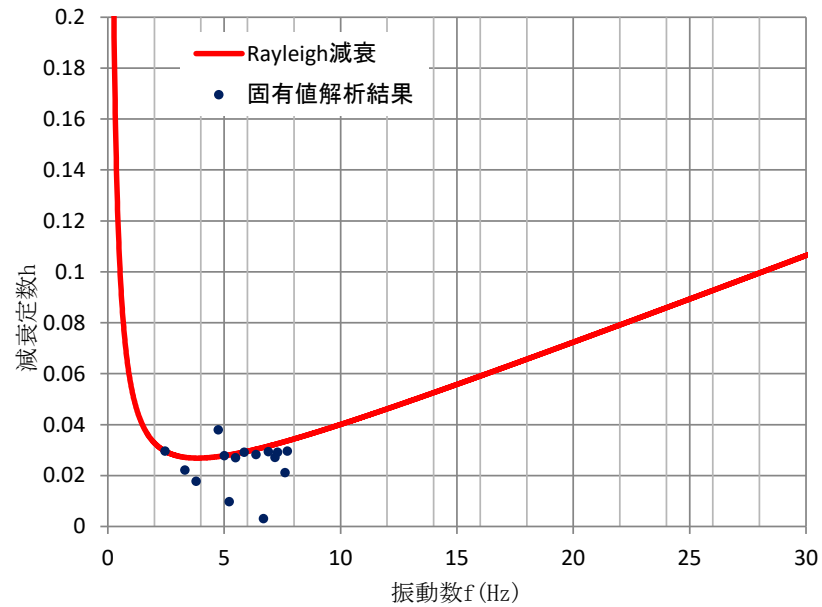


図 3-21 (1) 設定した Rayleigh 減衰 (A-A 断面 (南北方向))

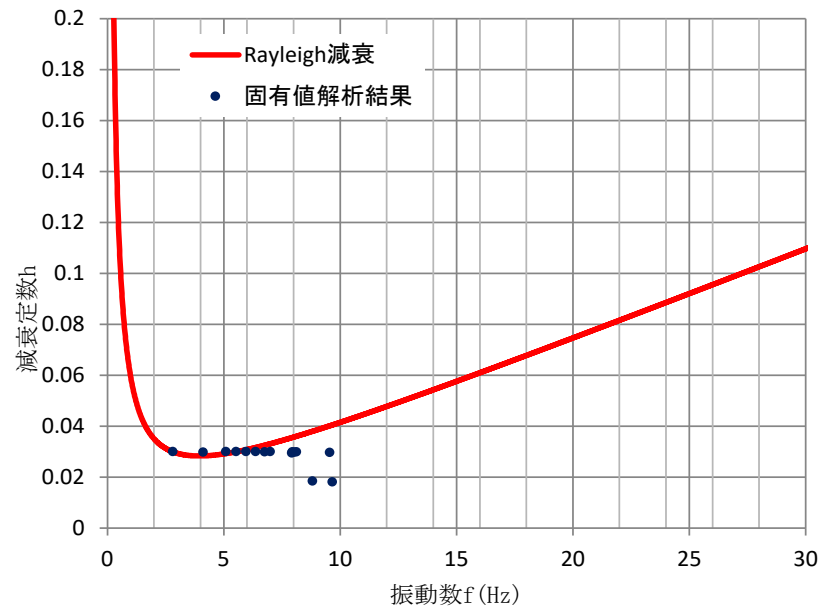


図 3-21 (2) 設定した Rayleigh 減衰 (B-B 断面 (東西方向))

3.4 荷重及び荷重の組合せ

「道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説」（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）によると，活荷重の満載と地震が同時に発生する確率は一般に小さいこと，そして仮に地震時に車両が橋面上にあったとしても車両が橋の振動を抑制する効果があること等から，耐震設計上考慮すべき荷重とその組合せとして，主荷重のうち活荷重及び衝撃を除いた荷重と従荷重（地震の影響）を考慮することとしている。

したがって，仮設耐震構台の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，それぞれを組合せて設定する。なお，地震荷重には，地震時土圧及び機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

荷重の組合せを表 3-10 に示す。

一方，仮設耐震構台は，地震後にアクセスルートとして使用することから，可搬型重大事故等対処設備の通行性について，確認結果を（参考資料 8）に示す。

表 3-10 荷重の組合せ

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

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。

3.4.2 積雪荷重

積雪荷重は、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等における損傷の防止に関する基本方針」に基づき、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪100cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮し35.0cmとする。積雪荷重については、「**松江市建築基準法施行細則（平成17年3月31日，松江市規則第234号）**」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設定する。

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

仮設耐震構台は岩盤を掘削した箇所に設置した地上構造物であり，水平方向の慣性力による影響が支配的であるため，鉛直動の位相反転の影響は軽微である。

また，A－A断面（南北方向）及びB－B断面（東西方向）の橋台等を除いた範囲において，おおむね左右対称の構造物であることから，水平動の位相反転の影響も軽微である。

以上を踏まえ，耐震評価における解析ケースは，表 3－11 のとおり，基準地震動 S_s 全波（6 波）とする。

表 3－11 耐震評価における解析ケース

解析ケース			ケース①
			基本ケース
地盤物性			平均値
地震動（位相）	$S_s - D$	++*	○
	$S_s - F1$	++*	○
	$S_s - F2$	++*	○
	$S_s - N1$	++*	○
	$S_s - N2$ (NS)	++*	○
	$S_s - N2$ (EW)	++*	○

注記＊：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

入力地震動は、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 1 次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図 4-1 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図 4-2～図 4-15 に示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」及び「microSHAKE/3D」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

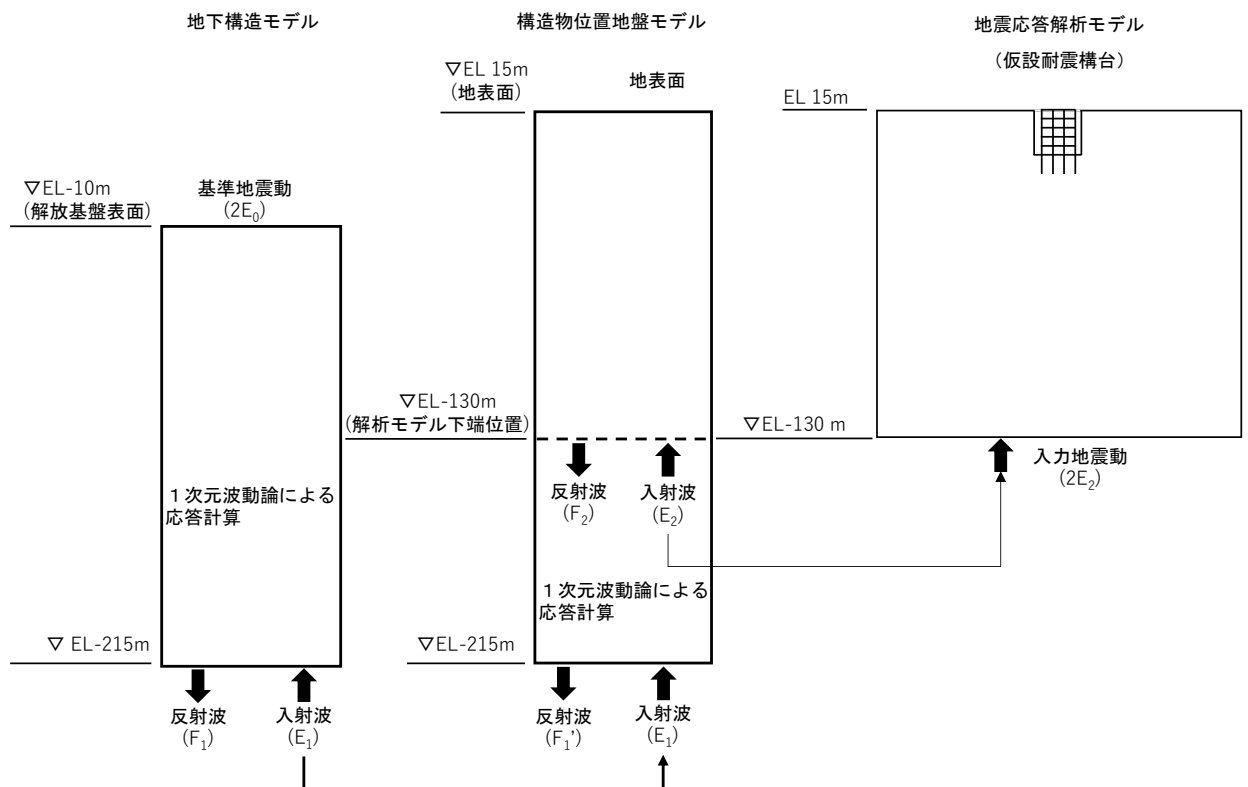
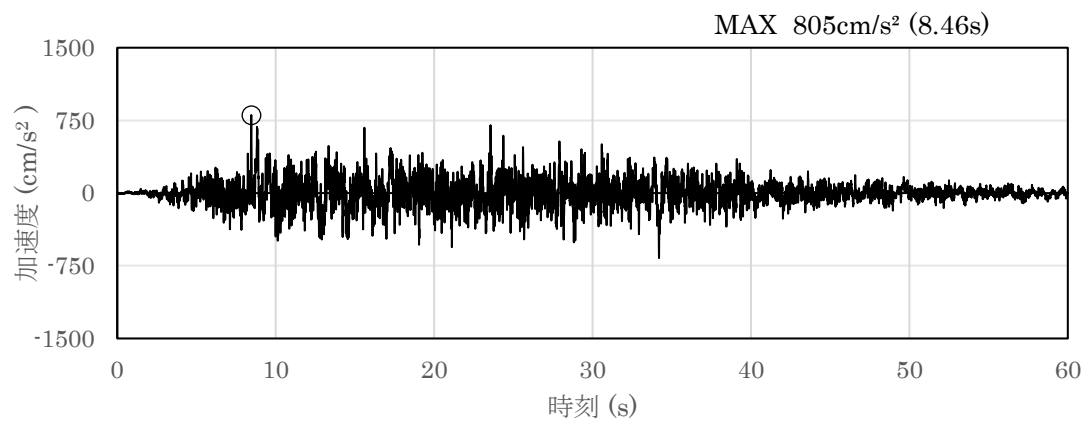
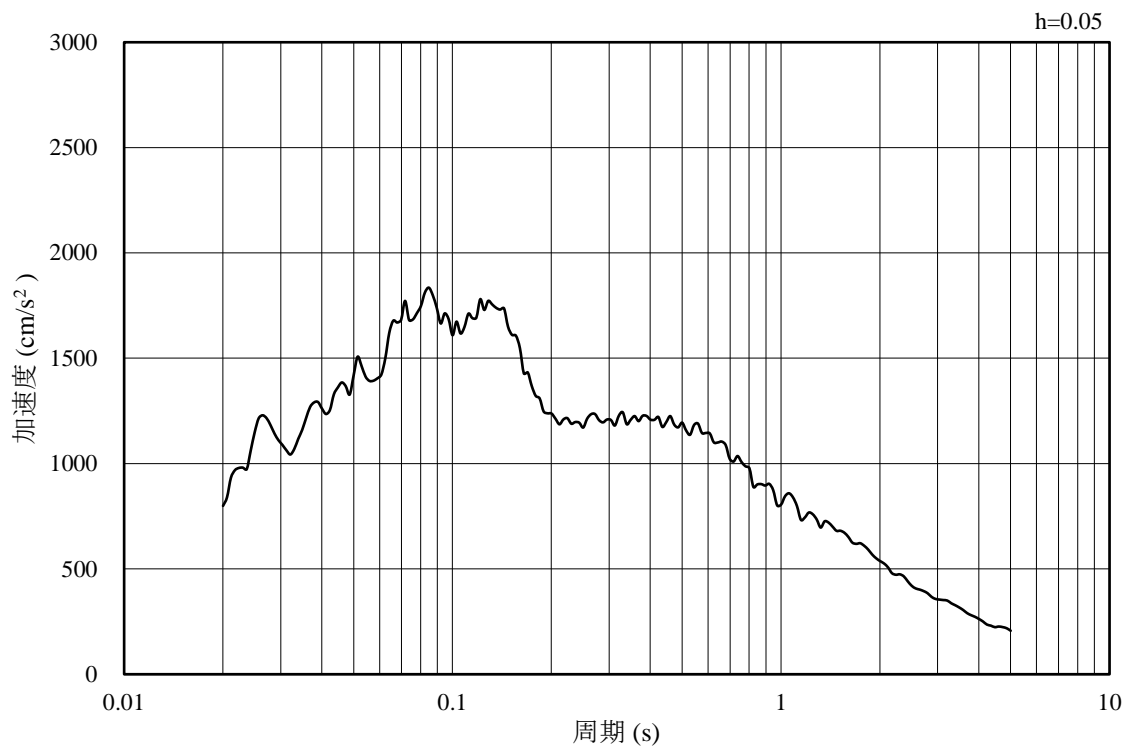


図 4-1 入力地震動算定の概念図

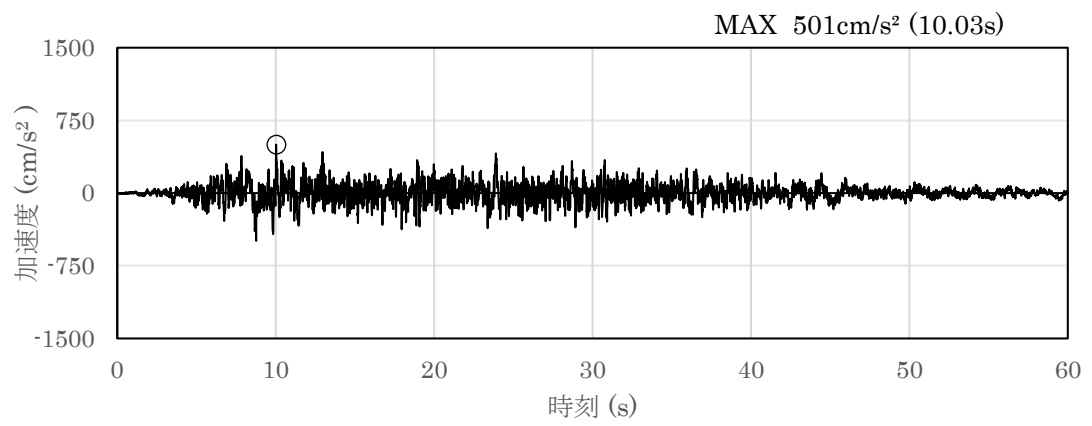


(a) 加速度時刻歴波形

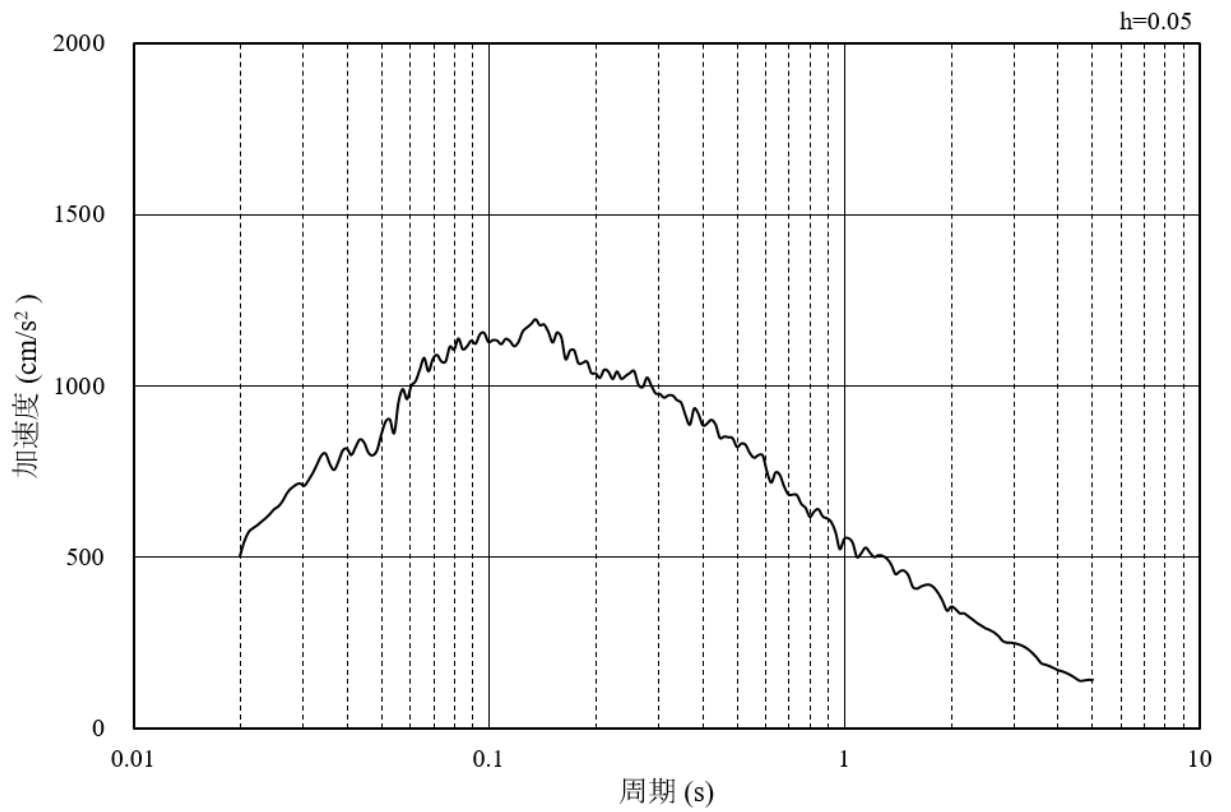


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D, EL-130m)

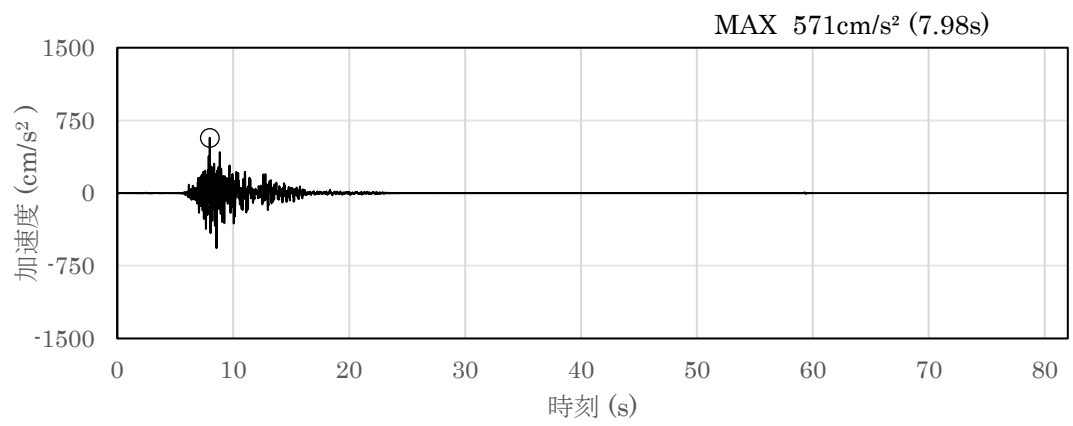


(a) 加速度時刻歴波形

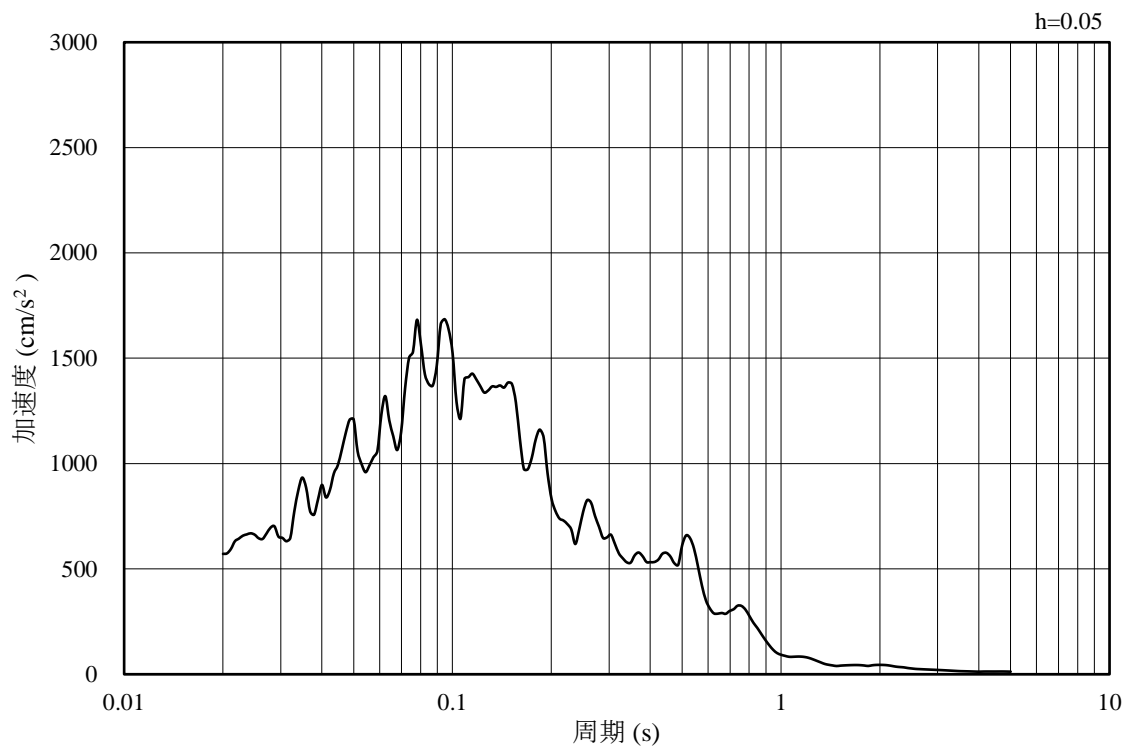


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D, EL-130m)

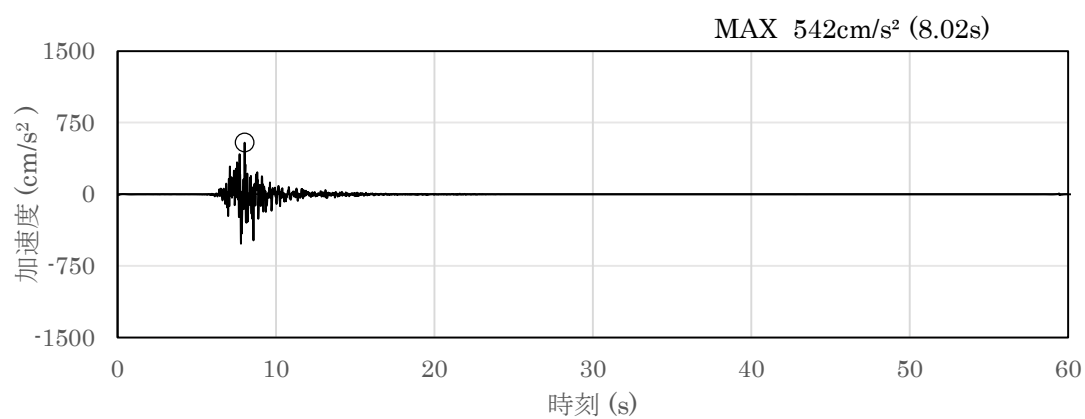


(a) 加速度時刻歴波形

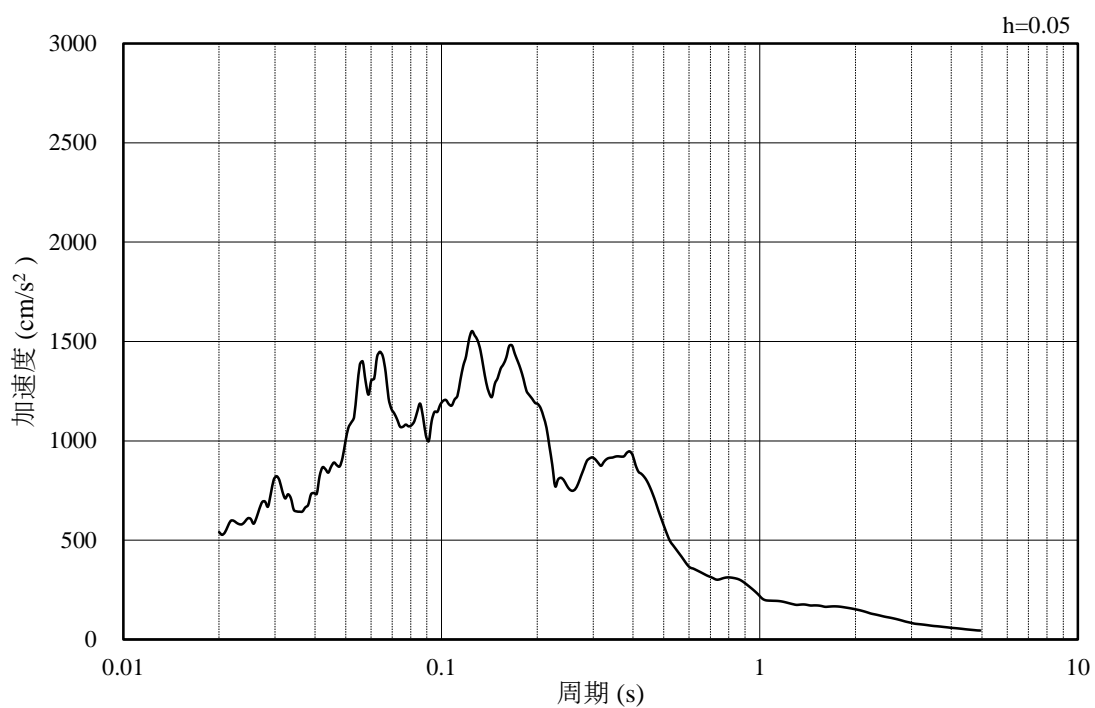


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1 (南北方向), EL-130m)

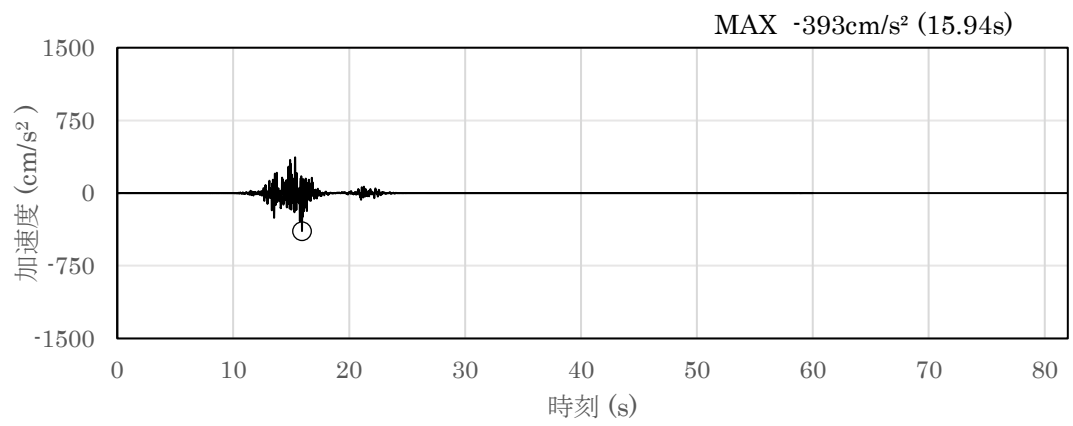


(a) 加速度時刻歴波形

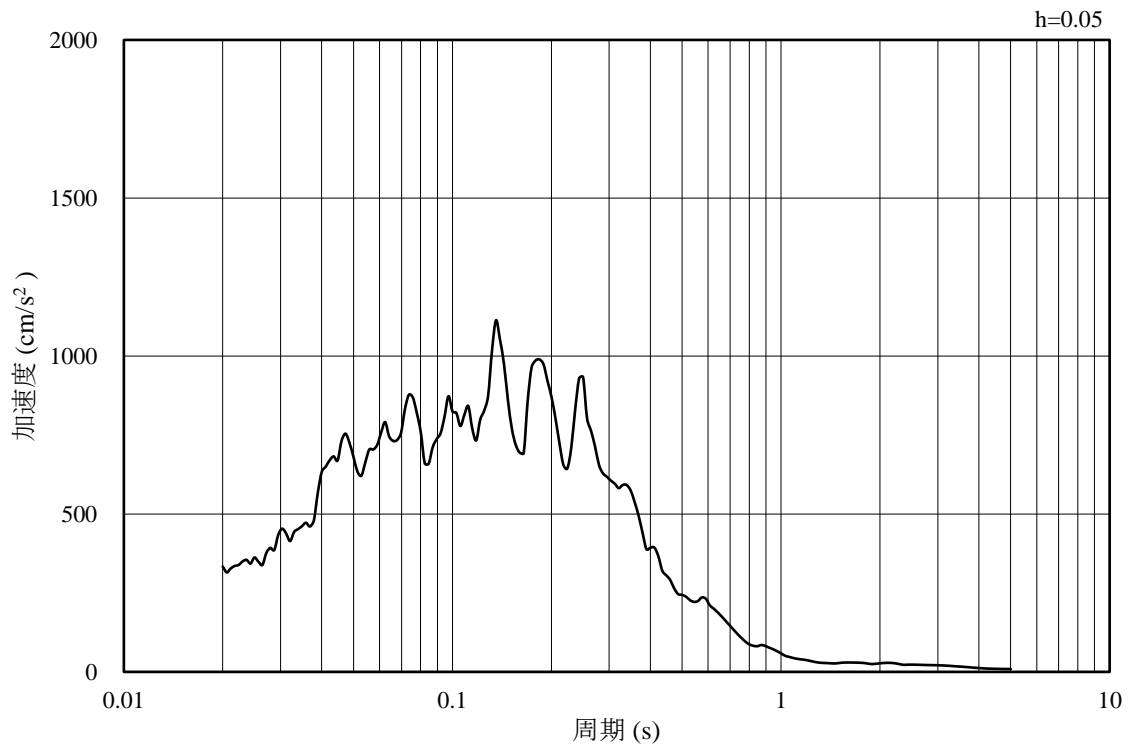


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-5 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
(水平成分：S s - F 1 (東西方向), EL-130m)

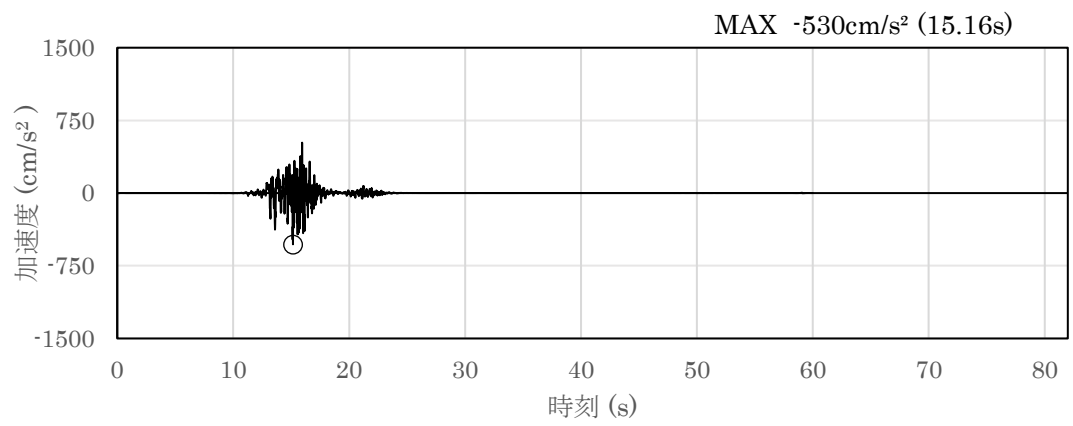


(a) 加速度時刻歴波形

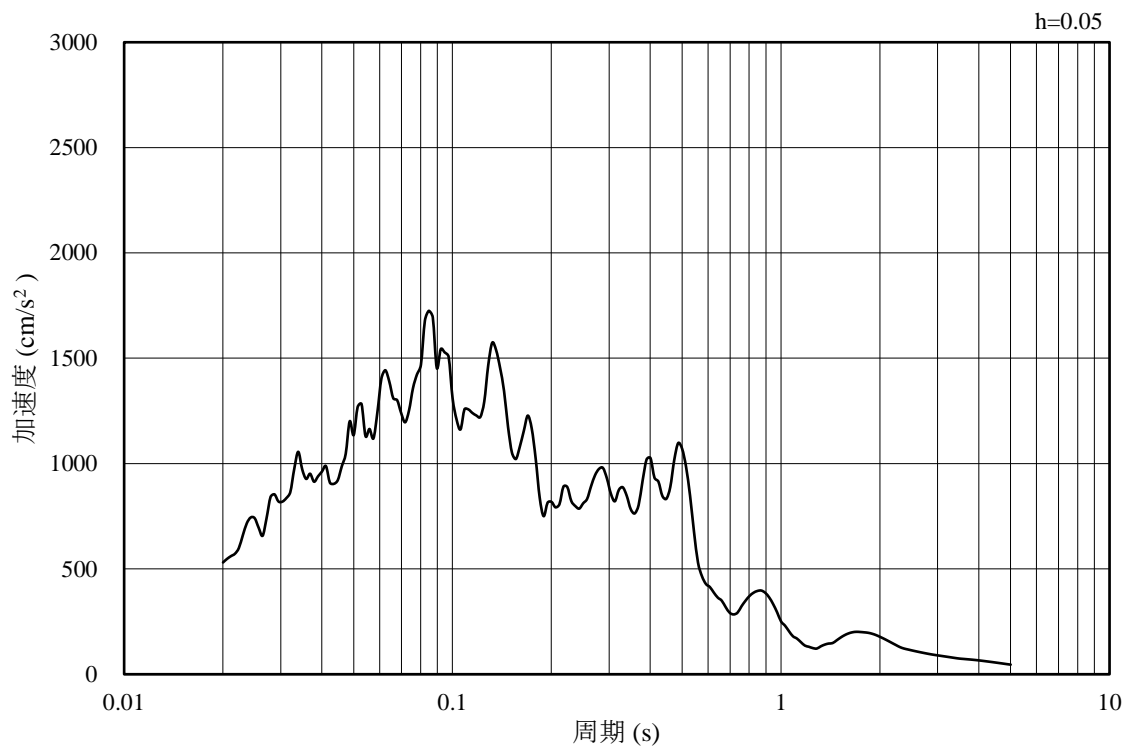


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-6 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
(鉛直成分：S s - F 1 , EL-130m)

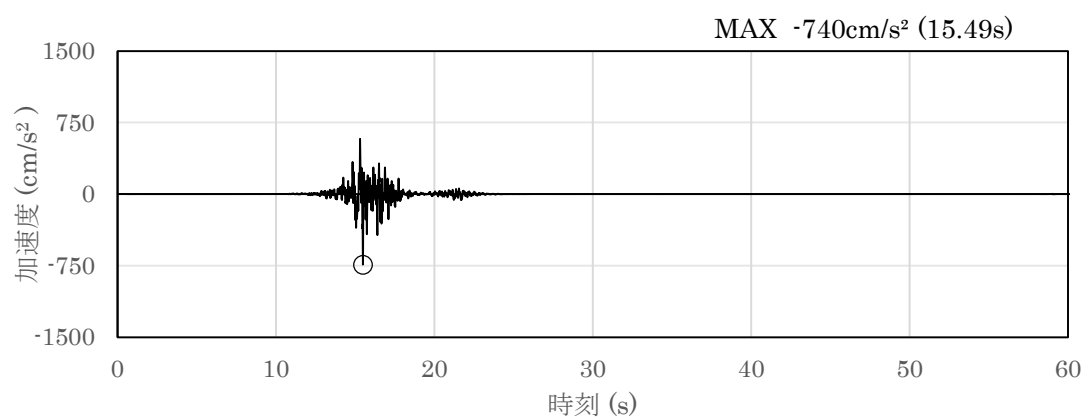


(a) 加速度時刻歴波形

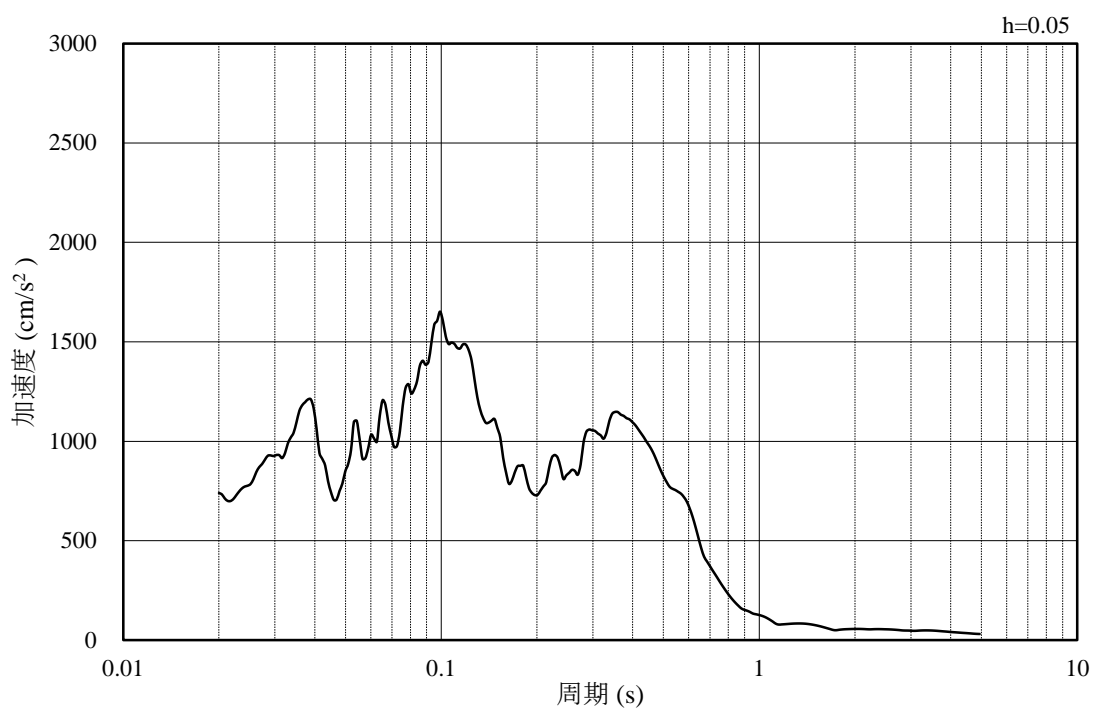


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-7 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
(水平成分：S s - F 2 (南北方向), EL-130m)

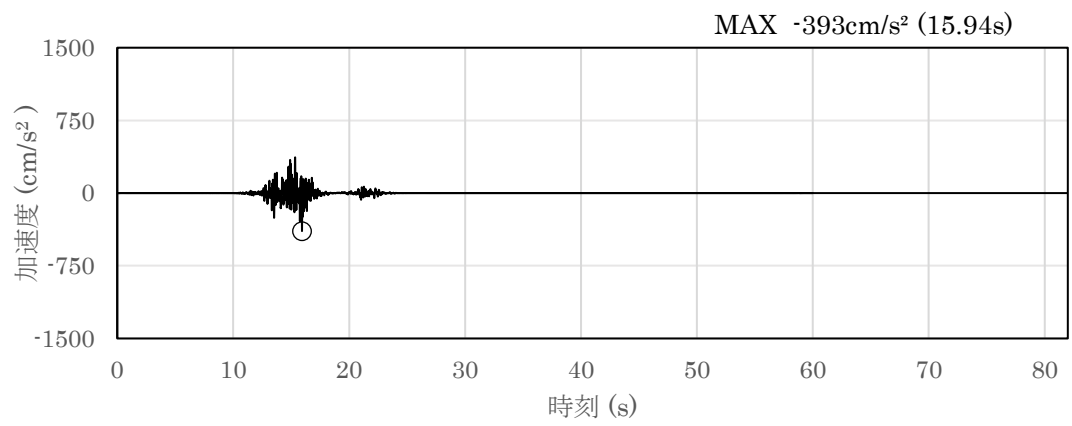


(a) 加速度時刻歴波形

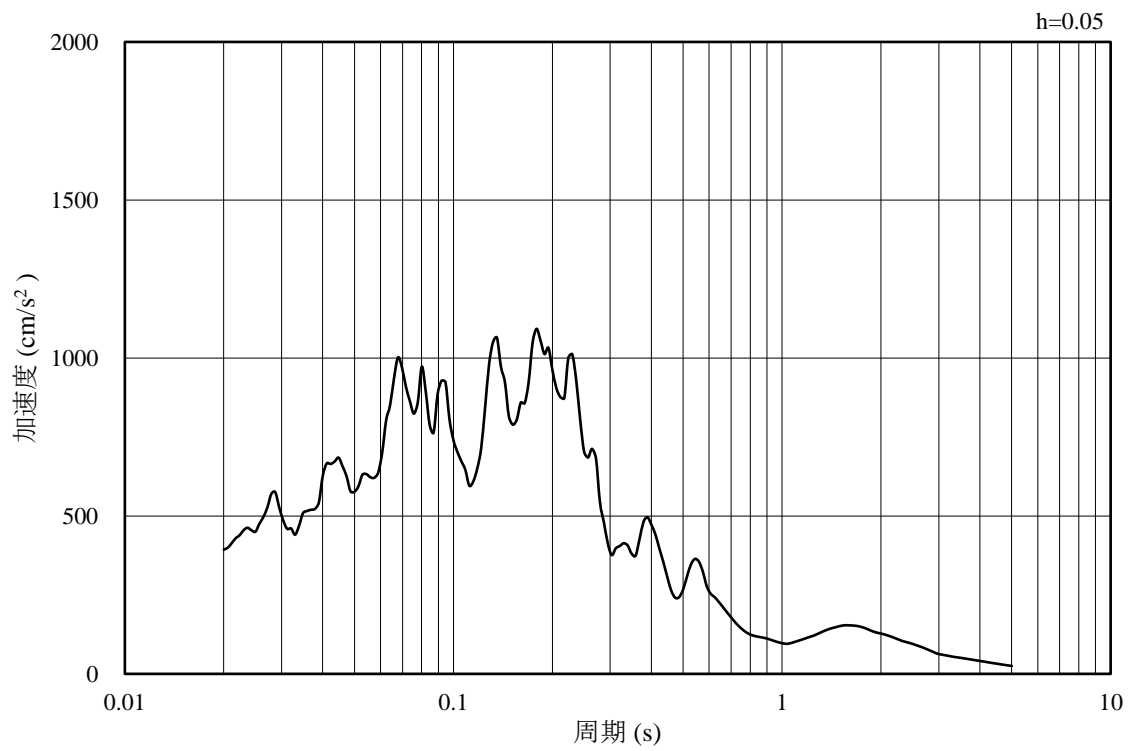


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-8 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 2 (東西方向), EL-130m)

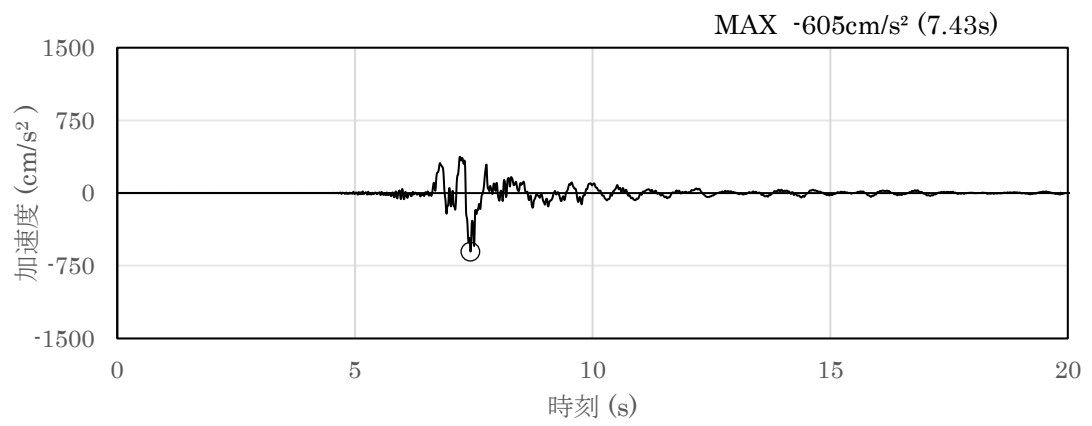


(a) 加速度時刻歴波形

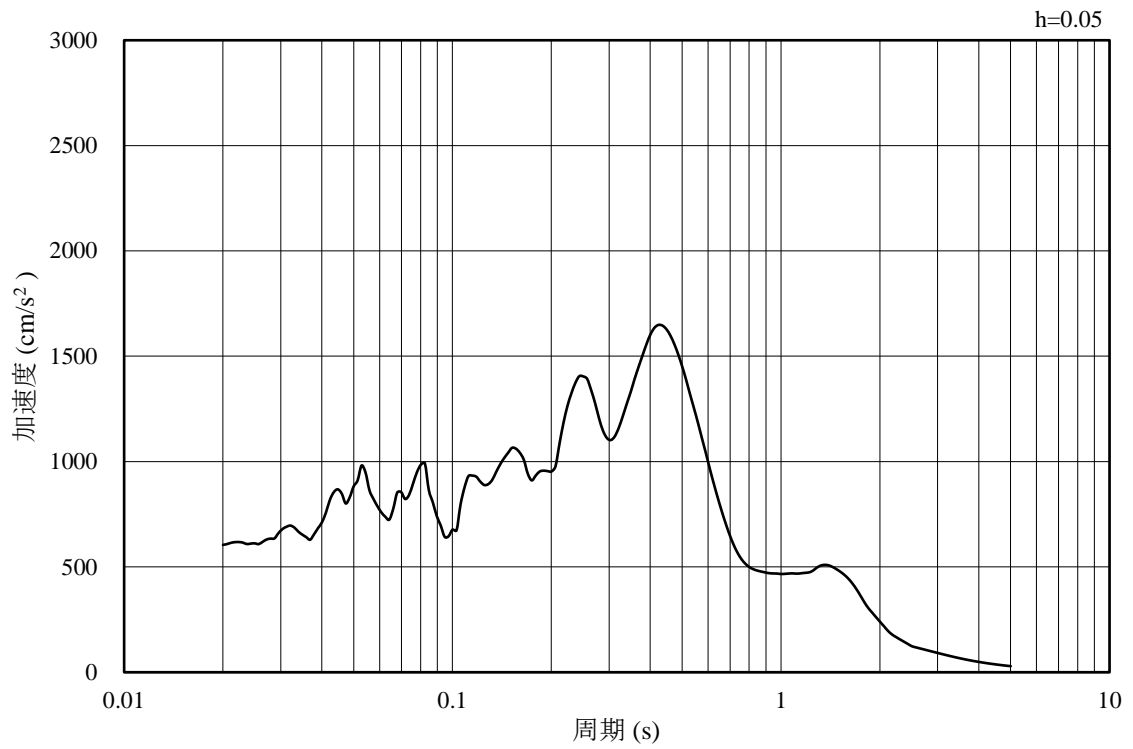


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-9 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 2 , EL-130m)

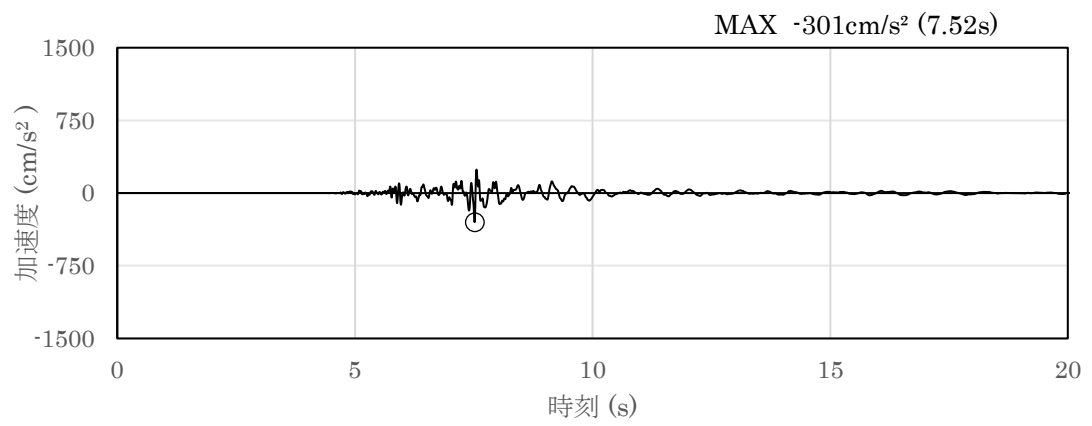


(a) 加速度時刻歴波形

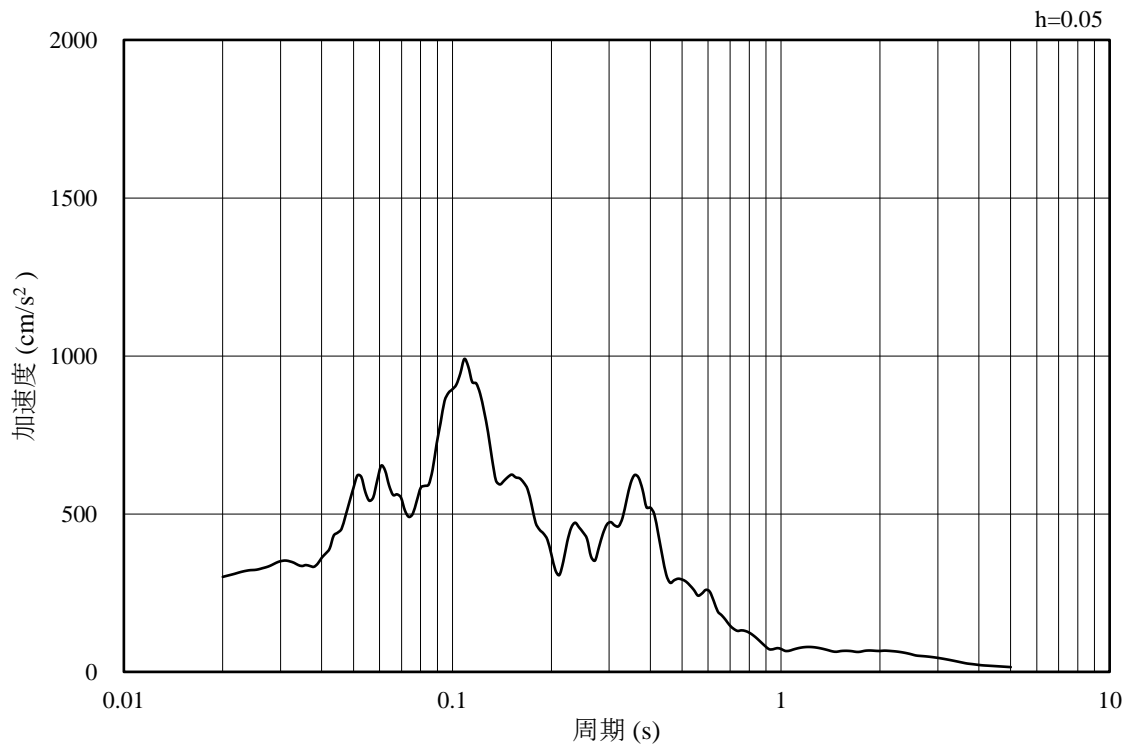


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1 , EL-130m)

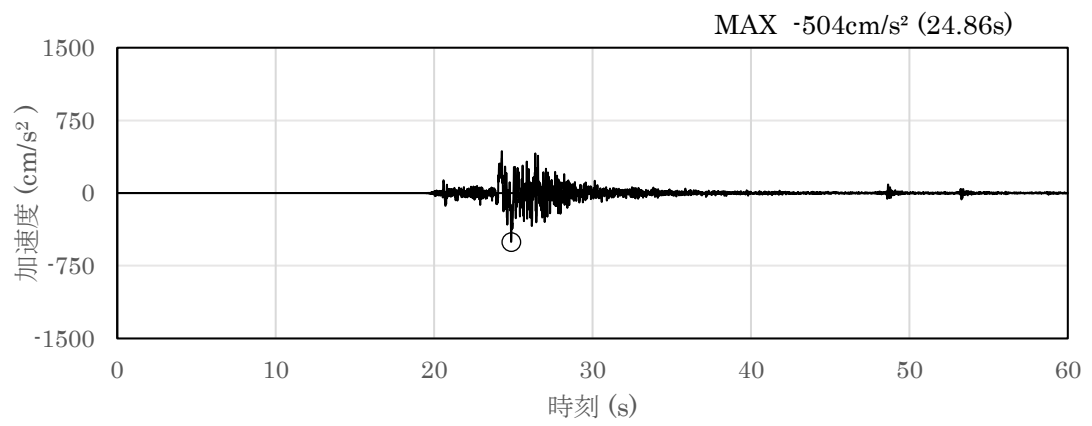


(a) 加速度時刻歴波形

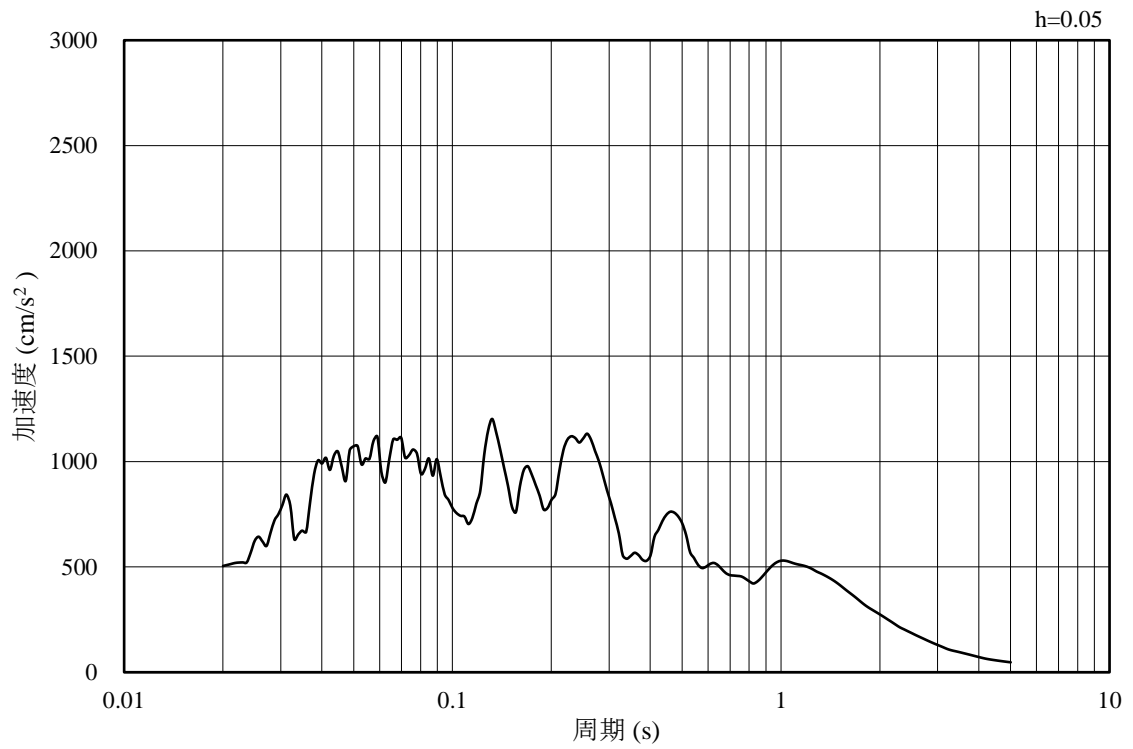


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1 , EL-130m)

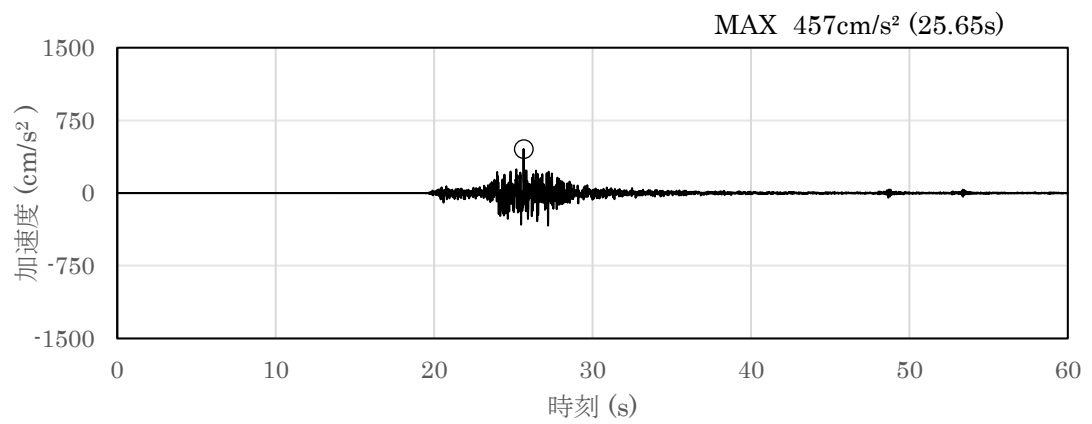


(a) 加速度時刻歴波形

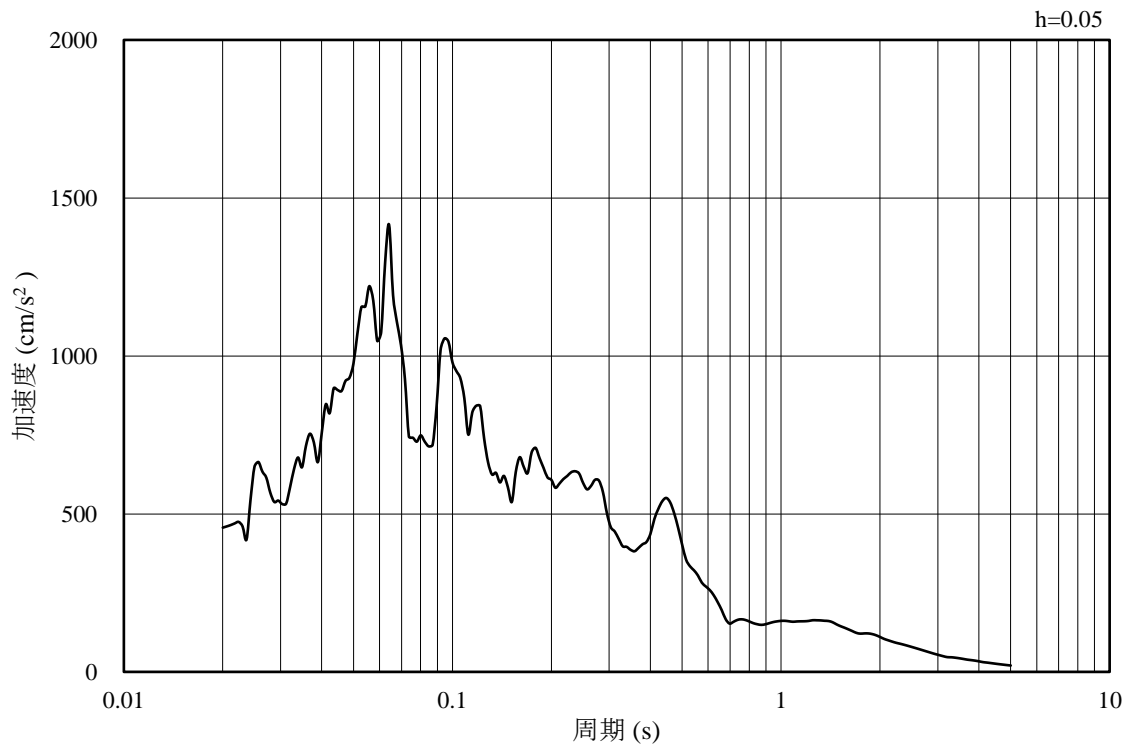


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 2 (N S), EL-130m)

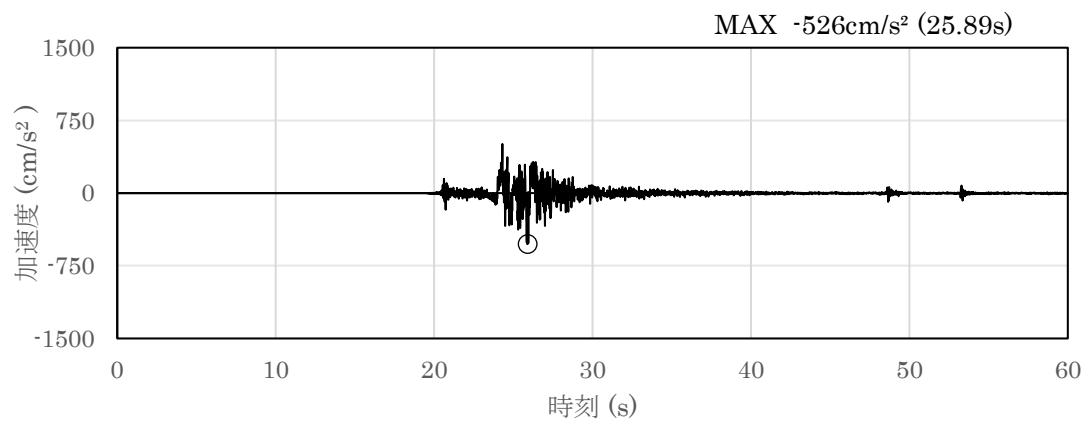


(a) 加速度時刻歴波形

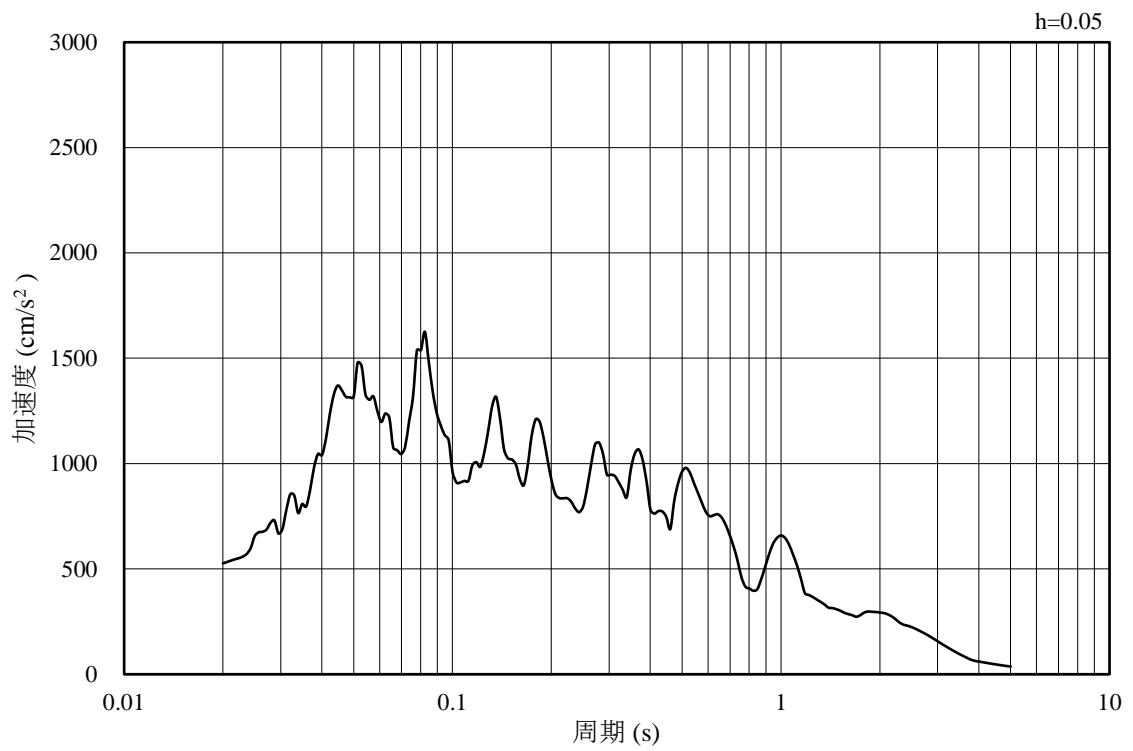


(b) 加速度応答スペクトル

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

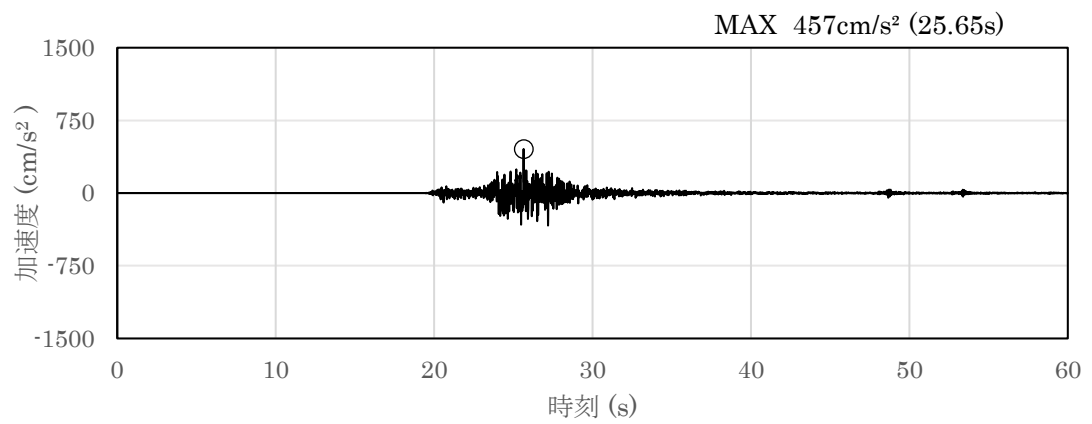


(a) 加速度時刻歴波形

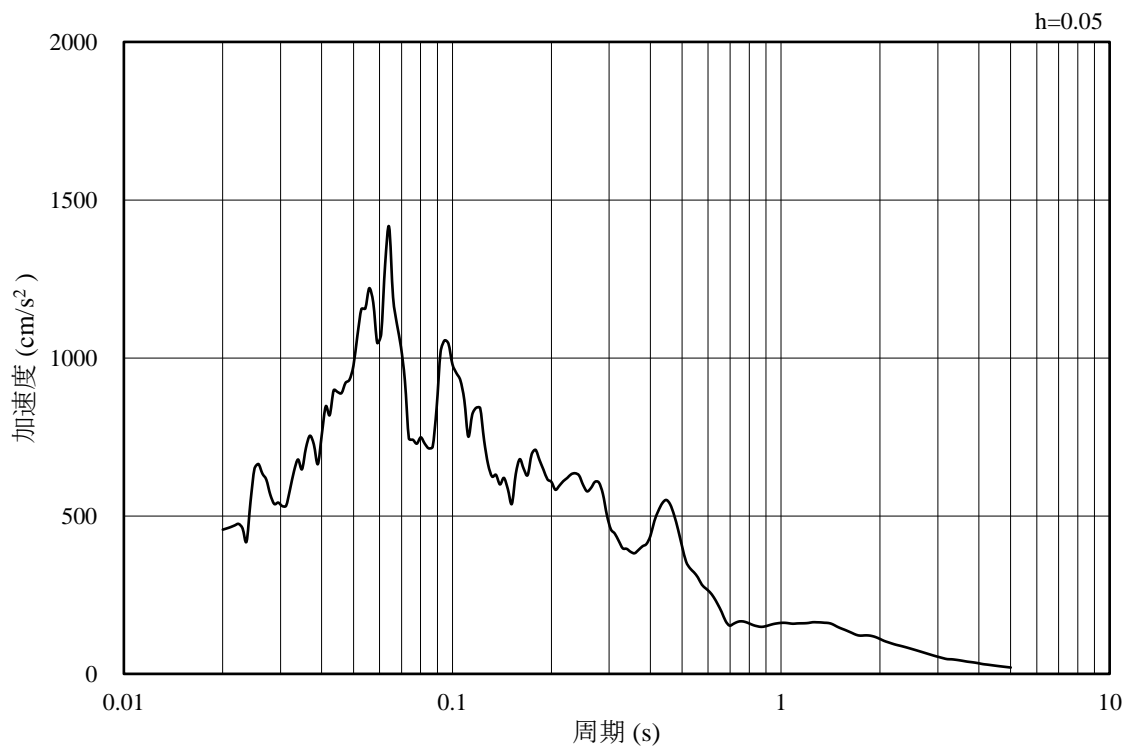


(b) 加速度応答スペクトル

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 2 (E W), EL-130m)



(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 2 (E W), EL-130m)

4.2 許容限界の設定

仮設耐震構台の耐震評価における許容限界は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界を参考に設定する。

仮設耐震構台の耐震評価における許容限界を表 4-1 に示す。

表 4-1 (1) 仮設耐震構台の耐震評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	断面	部位	機能維持のための考え方	許容限界
原子炉建物，第1ベントフィルタ格納槽，第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に波及的影響を及ぼさないこと並びに屋外のアクセスルートを確保すること	基準地震動 S s	A-A断面 (南北方向)	水平材，斜材及び支持杭	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容曲げ圧縮応力度 別途算出 ^{*1}
					短期許容せん断応力度 ^{*2} 120N/mm ²
			支承部（沓座）	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容曲げ圧縮応力度 ^{*2} 255N/mm ²
					短期許容せん断応力度 ^{*2} 150N/mm ²
			固定ボルト（支承部－桁受）	発生する応力（せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容せん断応力度 ^{*2} 285N/mm ²
			固定ボルト（受桁－支持杭）	発生する応力（せん断力，引張力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容せん断応力度 ^{*2} 285N/mm ²
					短期許容引張力 ^{*2} 277kN
			溶接部（水平材－支持杭） （斜材－支持杭）	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容せん断応力度 ^{*2} 96N/mm ²

注記*1：「4.2.1 主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する許容限界」に示す。

*2：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）

表 4-1 (2) 仮設耐震構台の耐震評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	断面	部位	機能維持のための考え方	許容限界
原子炉建物，第1ベントフィルタ格納槽，第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に波及的影響を及ぼさないこと並びに屋外のアクセスルートを確保すること	基準地震動 S s	A-A断面 (南北方向)	基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を超えないことを確認	極限支持力度*1 9.8N/mm ²
				鉛直下向きに発生する周面摩擦力が許容限界を超えないことを確認	短期許容付着応力度*2 1.05N/mm ²
				発生する引抜き周面摩擦力が許容限界を超えないことを確認	極限周面摩擦力度*1 0.92N/mm ²
			仮設耐震構台及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽	構造物間の最大相対変位が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	離隔距離*3 50mm

注記*1：VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」

*2：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）

*3：原子炉建物，第1ベントフィルタ格納槽，第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽のうち，仮設耐震構台との離隔距離が最小となる，低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との離隔距離を許容限界とする。

表 4-1 (3) 仮設耐震構台の耐震評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	断面	部位	機能維持のための考え方	許容限界
原子炉建物，第1ベントフィルタ格納槽，第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に波及的影響を及ぼさないこと並びに屋外のアクセスルートを確保すること	基準地震動 Ss	B-B断面 (東西方向)	主桁	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容曲げ圧縮応力度*1 276N/mm ²
					短期許容曲げ引張応力度*1 315N/mm ²
					短期許容せん断応力度*1 180N/mm ²
			受桁，水平材，斜材及び支持杭	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容曲げ圧縮応力度 別途算出*2
					短期許容せん断応力度*1 120N/mm ²
			支承部 (ソールプレート)	発生する応力（せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容せん断応力度*1 120N/mm ²
			固定ボルト (支承部－桁受)	発生する応力（せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容せん断応力度*1 285N/mm ²
			固定ボルト (桁受－受桁) (受桁－支持杭)	発生する応力（せん断力，引張力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容せん断応力度*1 285N/mm ²
					短期許容引張力*1 277kN
			溶接部 (水平材－支持杭) (斜材－支持杭)	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容せん断応力度*1 96N/mm ²

注記*1：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）

*2：「4.2.1 主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する許容限界」に示す。

表 4-1 (4) 仮設耐震構台の耐震評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	断面	部位		機能維持のための考え方	許容限界
原子炉建物，第1ベントフィルタ格納槽，第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に波及的影響を及ぼさないこと並びに屋外のアクセスルートを確認すること	基準地震動 Ss	B-B断面 (東西方向)	橋台 (東側)	コンクリート (側壁， 底版)	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容曲げ 圧縮応力度*1 13.5N/mm ²
						短期許容せん断 応力度*1 0.675N/mm ²
				鉄筋 (側壁， 底版)		短期許容引張 応力度*1 294N/mm ²
			置換コンクリート (西側)		発生する応力（せん断力，引張力）が許容限界を超えないことを確認	せん断強度*2 3.6N/mm ²
						引張強度*2 1.57N/mm ²
			基礎地盤		発生する接地圧が許容限界を超えないことを確認	極限支持力度*3 9.8N/mm ²
					鉛直下向きに発生する周面摩擦力が許容限界を超えないことを確認	短期許容 付着応力度*1 1.05N/mm ²
					発生する引抜き周面摩擦力が許容限界を超えないことを確認	極限周面 摩擦力度*3 0.92N/mm ²

注記*1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）

*2：コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（（社）土木学会，2013年制定）

*3：VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」

4.2.1 主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する許容限界

(1) 曲げ軸力に対する許容限界

a. 主桁

主桁の曲げ軸力に対する許容限界は，「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき設定する。

主桁の曲げ軸力に対する許容限界を表 4-2 に示す。

表 4-2 評価対象部位（主桁）の曲げ軸力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容曲げ圧縮応力度	276
短期許容曲げ引張応力度	315

b. 桁受，受桁，水平材，斜材及び支持杭

桁受，受桁，水平材，斜材及び支持杭の曲げ軸力に対する許容限界は，「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき，以下の式にて算出する。

(a) 軸方向力が引張の場合

$$\sigma_t + \sigma_{bty} + \sigma_{btz} \leq \sigma_{ta} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (4.2.1.1)$$

$$-\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}} \leq 1 \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (4.2.1.2)$$

$$-\sigma_t + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} \leq \sigma_{cal} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (4.2.1.3)$$

(b) 軸方向力が圧縮の場合

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}\alpha_y} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}\alpha_z} \leq 1 \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (4.2.1.4)$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\alpha_y} + \frac{\sigma_{bcz}}{\alpha_z} \leq \sigma_{cal} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (4.2.1.5)$$

σ_t, σ_c	: それぞれ照査する断面に作用する軸方向力による引張及び圧縮応力度 (N/mm ²)
$\sigma_{bty}, \sigma_{btz}$: それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ引張応力度 (N/mm ²)
$\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$: それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)
σ_{ta}	: 許容軸方向引張応力度 (N/mm ²)
σ_{caz}	: 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (N/mm ²)
σ_{bagy}	: 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)
σ_{bao}	: 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値 (N/mm ²)
σ_{cal}	: 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm ²)
α_y, α_z	: それぞれ強軸及び弱軸まわりの付加曲げモーメントの影響を考慮するための係数。ただし、有限変位理論によって断面力を算出する場合には 1 とする。
	$\alpha_y = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8\sigma_{ey}}$
	$\alpha_z = 1 - \frac{\sigma_c}{0.8\sigma_{ez}}$
σ_{ey}, σ_{ez}	: それぞれ強軸及び弱軸まわりのオイラー座屈応力度 (N/mm ²)
	$\sigma_{ey} = \pi^2 E / (l/\gamma_y)^2$
	$\sigma_{ez} = \pi^2 E / (l/\gamma_z)^2$
l	: 有効座屈長 (mm)
γ_y, γ_z	: それぞれ強軸及び弱軸まわりの断面二次半径 (mm)
E	: 鋼材のヤング係数 (N/mm ²)

(2) せん断力に対する許容限界

a. 主桁

主桁のせん断力に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき設定する。

主桁のせん断力に対する許容限界を表 4-3 に示す。

表 4-3 評価対象部位（主桁）のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度	180

b. 受桁，水平材，斜材及び支持杭

受桁，水平材，斜材及び支持杭のせん断力に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき設定する。

受桁，水平材，斜材及び支持杭のせん断力に対する許容限界を表 4-4 に示す。

表 4-4 評価対象部位（水平材，斜材及び支持杭）のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度	120

4.2.2 支承部に対する許容限界

(1) 曲げ軸力に対する許容限界

a. 沓座

沓座の曲げ軸力に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき設定する。

主桁の曲げ軸力に対する許容限界を表 4-5 に示す。

表 4-5 評価対象部位（沓座）の曲げ軸力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容曲げ応力度	255

(2) せん断力に対する許容限界

a. 沓座

沓座のせん断力に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき設定する。

沓座のせん断力に対する許容限界を表 4-6 に示す。

表 4-6 評価対象部位（沓座）のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度	150

b. ソールプレート

ソールプレートのせん断力に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき設定する。

ソールプレートのせん断力に対する許容限界を表 4-7 に示す。

表 4-7 評価対象部位（ソールプレート）のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度	120

4.2.3 固定ボルトに対する許容限界

(1) せん断力に対する許容限界

固定ボルトのせん断力に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき設定する。

固定ボルトのせん断力に対する許容限界を表 4-8 に示す。

表 4-8 評価対象部位（固定ボルト）のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度	285

(2) 引張力に対する許容限界

固定ボルトの引張力に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき設定する。

固定ボルトの引張力に対する許容限界を表 4-9 に示す。

表 4-9 評価対象部位（固定ボルト）の引張力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (kN)
短期許容引張力 (M24)	277

4.2.4 溶接部に対する許容限界

溶接部は、すみ肉溶接のため、溶接部に発生する応力はすべてせん断応力とみなす。また、現地溶接による仮設構造物であるため、「道路土工 仮設構造物指針（（社）日本道路協会，平成 11 年 3 月）」に基づき、許容応力度を母材の 80% とする。

溶接部のせん断力に対する許容限界を表 4-10 に示す。

表 4-10 評価対象部位（溶接部）のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度	96

4.2.5 橋台（東側）に対する許容限界

橋台（東側）の許容限界については、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年 制定）」に基づき、表 4-11 のとおり設定する。

表 4-11 橋台（東側）に対する許容限界

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
コンクリート $f'_{ck} = 24$ (N/mm ²)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}		13.5
	短期許容せん断応力度 τ_{al}		0.675
鉄筋	SD345	短期許容引張応力度 σ_{sa}	294

4.2.6 置換コンクリート（西側）に対する許容限界

置換コンクリート（西側）の許容限界については、「コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（（社）土木学会，2013 年 制定）」及び「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年 制定）」に基づき、表 4-12 のとおり設定する。

表 4-12 置換コンクリート（西側）に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
置換コンクリート $f'_{ck} = 18$ (N/mm ²)	せん断強度* ¹	3.6
	引張強度* ²	1.57

注記*1：コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕（（社）土木学会，2013 年 制定）

*2：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年 制定）

4.2.7 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、岩盤の極限支持力度とする。基礎地盤に発生する接地圧の算定にあたっては、支持杭の根固めコンクリートの接地面積を考慮することから、支持杭と根固めコンクリートが一体化していることを確認する。支持杭の鉛直下向き荷重により支持杭と根固めコンクリートの間に発生する周面摩擦力に対する許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）」に示されるコンクリートと丸鋼の許容付着応力度に基づき設定する。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表4-13に示す。

表4-13 (1) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	C _M 級岩盤	9.8
短期許容付着応力度	支持杭－根固めコンクリート	1.05

支持杭の引抜きについては、根固めコンクリートと岩盤の間に発生する周面摩擦力に対する許容限界をVI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す頁岩のC_M級岩盤のせん断強度 (τ_0) を極限周面摩擦力度として設定する。なお、支持杭の引抜きについては、支持杭と根固めコンクリートの間の短期許容付着力度 (1.05 N/mm²) と根固めコンクリートと岩盤の間の極限周面摩擦力度 (0.92 N/mm²) を比較し、根固めコンクリートと岩盤の間の極限周面摩擦力度の方が小さいことから、極限周面摩擦力度 (0.92 N/mm²) を許容限界とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表4-13に示す。

表4-13 (2) 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
極限周面摩擦力度	C _M 級岩盤 (頁岩)	0.92

4.2.8 構造物間の相対変位に対する許容限界

構造物間の相対変位に対する許容限界は、仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の離隔距離とする。

構造物間の相対変位に対する許容限界を表 4-14 に示す。

表 4-14 構造物間の相対変位に対する許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
構造物間の離隔距離 (仮設耐震構台と低圧原子炉 代替注水ポンプ格納槽)	50

5. 評価方法

仮設耐震構台の耐震評価は、地震応答解析により算定した照査用応答値が「4.2 許容限界の設定」において設定した許容限界以下であることを確認する。

5.1 施設の損傷及び転倒による影響評価方法

5.1.1 構造部材の健全性に対する評価方法

(1) 主桁、受桁、水平材、斜材及び支持杭に対する評価方法

主桁、受桁、水平材、斜材及び支持杭に対する評価においては、部材の曲げ軸力照査及びせん断力照査を行う。曲げ軸力照査については、「4.2.1 主桁、受桁、水平材、斜材及び支持杭に対する許容限界」の「(1) 曲げ軸力に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。せん断力照査については、「4.2.1 主桁、受桁、水平材、斜材及び支持杭に対する許容限界」の「(2) せん断力に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

(2) 支承部に対する評価方法

支承部に対する評価においては、2次元FEM解析から最大応答加速度を抽出し、主桁の慣性力による支承部の曲げ軸力照査及びせん断力照査を行う。照査については、「4.2.2 支承部に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

(3) 固定ボルトに対する評価方法

固定ボルトに対する評価においては、2次元FEM解析から部材位置の最大断面力を抽出し、固定ボルトのせん断力照査、引張力照査を行う。照査については、以下の式にて算出するせん断力及び引張力が、「4.2.3 固定ボルトに対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

a. せん断力に対する許容限界

せん断力に対する許容限界は、以下の式にて算出する。

$$\frac{S}{n} / V_s \leq 1.0 \quad \dots \dots \dots (5.1.1.1)$$

S：接合部に生じるせん断力（kN）

n：接合部のボルト本数（本）

V_s ：ボルトの許容せん断力（kN）

b. 引張力に対する許容限界

引張力に対する許容限界は、以下の式にて算出する。

$$\left(\frac{M}{\sum n_i L_i^2} L + \frac{N}{n} \right) / V_p \leq 1.0 \quad \dots \dots \dots (5.1.1.2)$$

M：接合部に生じる曲げモーメント（kN・m）

n_i ：中心から i 列目のボルトの本数

L_i ：接合部中心から i 列目のボルトまでの長さ（m）

L：接合部中心から最外ボルトまでの長さ（m）

N：軸力（kN）

n：接合部のボルト本数（本）

V_p ：ボルトの許容引張力（kN）

(4) 溶接部に対する評価方法

溶接部に対する評価においては、2次元FEM解析から溶接位置の最大断面力を抽出し、溶接部のせん断力照査を行う。照査については、「道道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」に基づく以下の式にて算出するせん断応力が、「4.2.4 溶接部に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

a. せん断力が作用する場合

$$\tau = \frac{P}{\sum al} \quad \dots \dots \dots (5.1.1.3)$$

τ ：溶接部に生じるせん断応力度（N/mm²）

a ：溶接の有効厚（mm）

l ：溶接の有効長（mm）

b. 曲げ軸力が作用する場合

$$\tau = \frac{M}{I} \cdot y \quad \dots \dots \dots (5.1.1.4)$$

τ ：溶接部に生じるせん断応力度（N/mm²）

M ：継手に作用する曲げモーメント（N・mm）

I ：のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸のまわりの断面二次モーメント（mm⁴）

y ：展開図形の中立軸から応力度を算出する位置までの距離（mm）

c. せん断力と曲げ軸力の合成力が作用する場合

$$\left(\frac{\tau_b}{\tau_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.0 \quad \dots \dots \dots (5.1.1.5)$$

τ_b ：軸方向若しくは曲げモーメントによるせん断応力度又は両者の和（N/mm²）

τ_a ：許容せん断応力度（N/mm²）

τ_s ：せん断力によるせん断応力度（N/mm²）

(5) 橋台（東側）に対する評価方法

橋台（東側）に対する評価においては，地震応答解析により仮設耐震構台の東側の橋台に発生する応力度が「4.2.5 橋台（東側）に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

なお，橋台（東側）の安定性についての確認結果を，（参考資料 9）に示す。

(6) 置換コンクリート（西側）に対する評価方法

置換コンクリート（西側）に対する評価においては，地震応答解析により仮設耐震構台の西側の置換コンクリートに発生する応力度が「4.2.6 置換コンクリート（西側）に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

なお，置換コンクリート（西側）と水平材及び斜材を接合するアンカーボルトの健全性の確認結果を，（参考資料 10）に示す。

5.1.2 基礎地盤の支持性能に対する評価方法

基礎地盤の支持性能評価においては，基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力度に基づく許容限界以下であること，支持杭の鉛直下向き荷重による周面摩擦力が許容限界以下であること及び支持杭の引抜きにより引抜き周面摩擦力度が許容限界以下であることを確認する。

5.2 構造物間の相対変位による影響評価方法

5.2.1 相対変位による評価方法

相対変位による評価においては，仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

6. 評価結果

6.1 施設の損傷及び転倒による影響評価結果

6.1.1 構造部材の健全性に対する評価結果

(1) A－A断面（南北方向）の評価結果

A－A断面（南北方向）の主要な構造部材の曲げ軸力に対する照査値を表 6－1 に、せん断力に対する照査値を表 6－2 に示す。曲げ軸力の最も厳しい照査値となった支持杭の断面力を図 6－1 に、せん断力の最も厳しい照査値となった支持杭の断面力を図 6－2 に示す。また、連結・結合部の照査値を表 6－3 に示す。

A－A断面（南北方向）の仮設耐震構台の評価対象部位に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 (1) 曲げ軸力に対する照査値 (水平材)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++ *	水平材	5	-9	0.32
	S s - F 1	++ *		4	-11	0.26
	S s - F 2	++ *		4	-11	0.28
	S s - N 1	++ *		3	-4	0.18
	S s - N 2 (N S)	++ *		4	-3	0.24
	S s - N 2 (E W)	++ *		3	-6	0.21

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-1 (2) 曲げ軸力に対する照査値 (斜材)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++ *	斜材	11	-508	0.41
	S s - F 1	++ *		9	-398	0.32
	S s - F 2	++ *		9	-417	0.33
	S s - N 1	++ *		6	-283	0.23
	S s - N 2 (N S)	++ *		9	-387	0.31
	S s - N 2 (E W)	++ *		7	-334	0.27

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-1 (3) 曲げ軸力に対する照査値 (支持杭)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++ *	支持杭	333	-1814	0.49
	S s - F 1	++ *		283	-1422	0.40
	S s - F 2	++ *		287	-1468	0.41
	S s - N 1	++ *		185	-1025	0.28
	S s - N 2 (N S)	++ *		274	-1279	0.38
	S s - N 2 (E W)	++ *		228	-1196	0.33

注記＊：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表 6-2 (1) せん断力に対する照査値 (水平材)

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D	++*	水平材	6	120	0.05
	S _s -F 1	++*		5		0.05
	S _s -F 2	++*		5		0.05
	S _s -N 1	++*		4		0.04
	S _s -N 2 (NS)	++*		5		0.05
	S _s -N 2 (EW)	++*		4		0.04

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-2 (2) せん断力に対する照査値 (斜材)

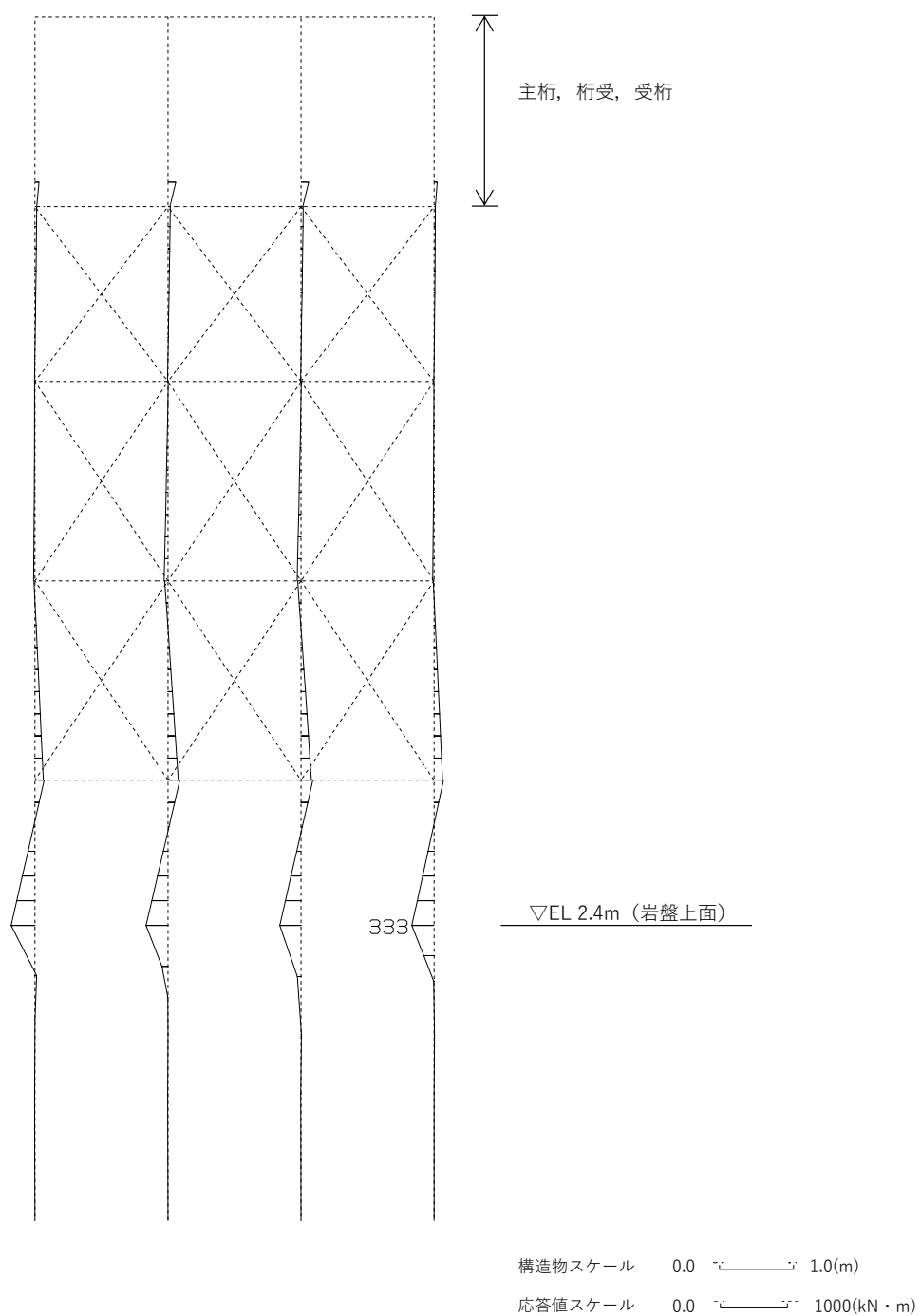
解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D	++*	斜材	1	120	0.01
	S _s -F 1	++*		1		0.01
	S _s -F 2	++*		1		0.01
	S _s -N 1	++*		1		0.01
	S _s -N 2 (NS)	++*		1		0.01
	S _s -N 2 (EW)	++*		1		0.01

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-2 (3) せん断力に対する照査値 (支持杭)

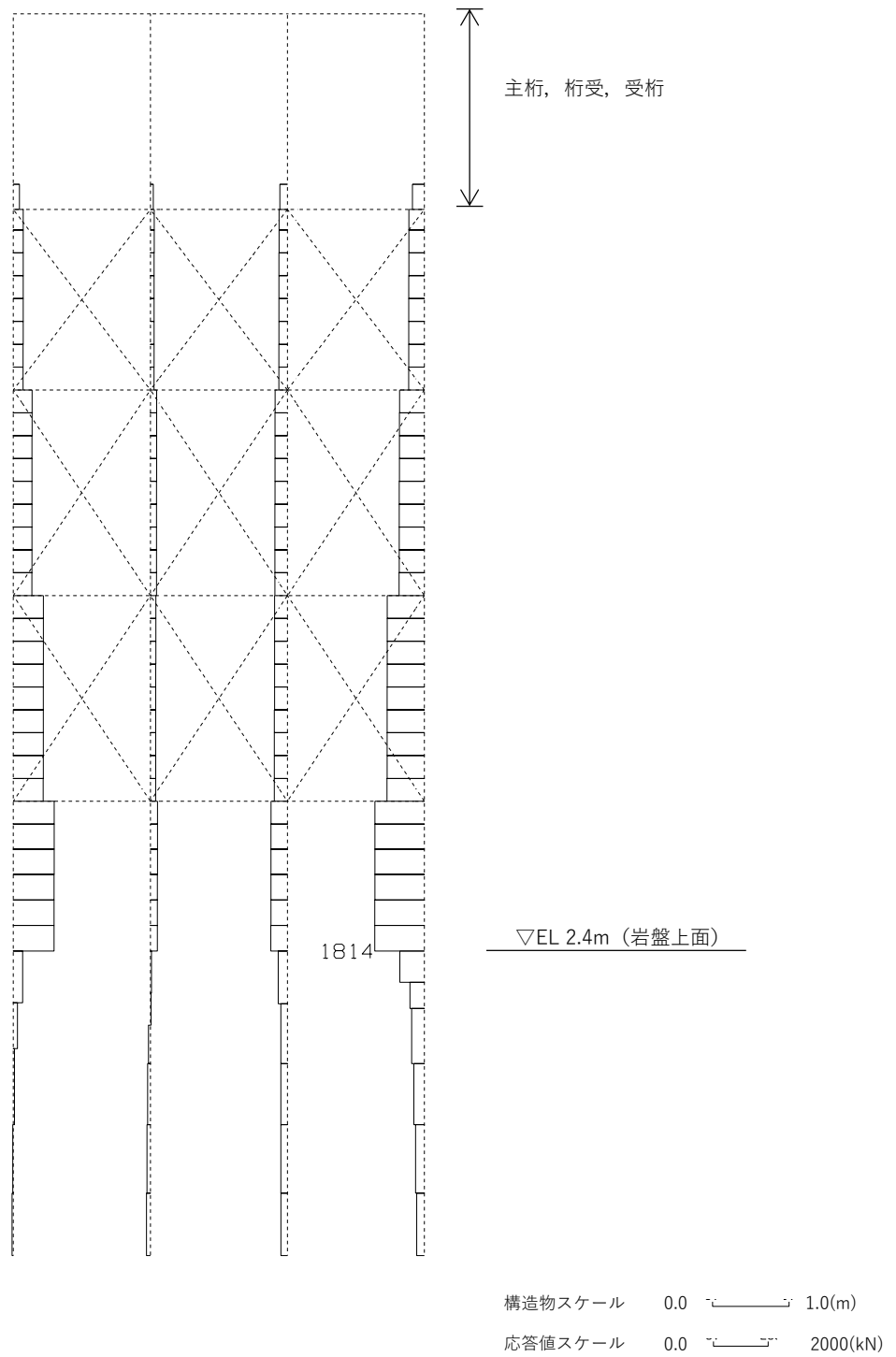
解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	支持杭	28	120	0.24
	S s - F 1	++*		22		0.19
	S s - F 2	++*		23		0.20
	S s - N 1	++*		15		0.13
	S s - N 2 (N S)	++*		22		0.19
	S s - N 2 (E W)	++*		18		0.15

注記*：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。



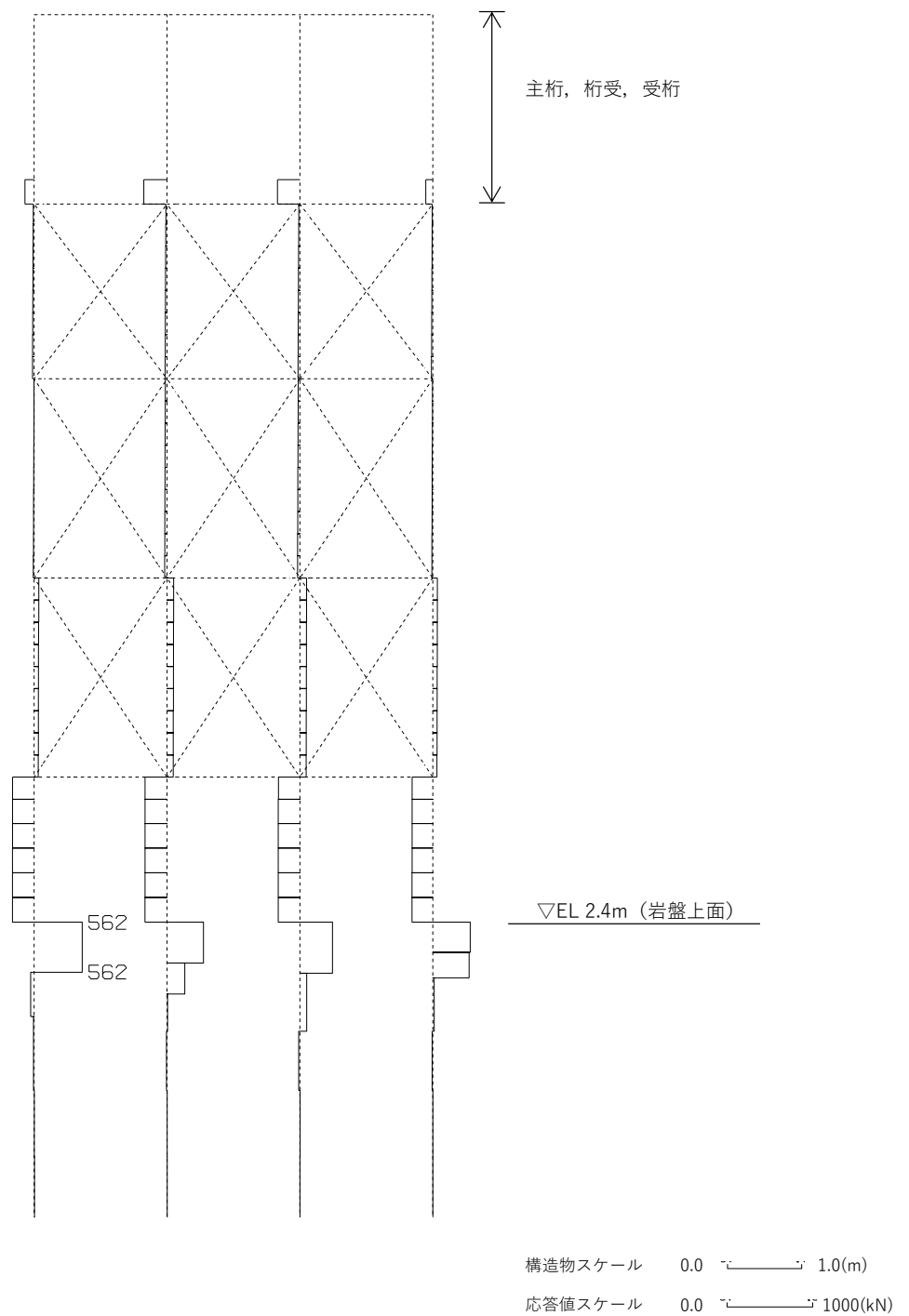
(支持杭 曲げモーメント $S_s - D$ (++) , $t = 25.79s$)

図 6-1 (1) 曲げ軸力の最も厳しい照査値となったケースの断面力



(支持杭 軸力 $S_s - D$ (++) , $t = 25.79s$)

図 6-1 (2) 曲げ軸力の最も厳しい照査値となったケースの断面力



(支持杭 せん断力 $S_s - D$ (++) , $t = 25.79s$)

図 6-2 せん断力の最も厳しい照査値となったケースの断面力

表 6-3 (1) 連結・結合部の照査値 (支承部 (沓座) : 曲げ軸力)

解析 ケース	地震動		部位	曲げ応力度 (N/mm ²)	短期許容 曲げ応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++ *	支承部 (沓座)	75	255	0.30

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (2) 連結・結合部の照査値 (支承部 (沓座) : セン断力)

解析 ケース	地震動		部位	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++ *	支承部 (沓座)	43	150	0.29

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (3) 連結・結合部の照査値 (固定ボルト (支承部-桁受) : セン断力)

解析 ケース	地震動		部位	せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S s - D	++ *	固定ボルト (支承部-桁受)	131	302	0.44

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (4) 連結・結合部の照査値 (固定ボルト (受桁-支持杭) : セン断力)

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN/本)	短期許容 せん断力 (kN/本)	照査値
①	S s - D	++ *	固定ボルト (受桁-支持杭)	22	128	0.18

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (5) 連結・結合部の照査値 (固定ボルト (受桁-支持杭) : 引張力)

解析 ケース	地震動		部位	最大 引張力 (kN/本)	短期許容 引張力 (kN/本)	照査値
①	S s - D	++ *	固定ボルト (受桁-支持杭)	118	277	0.43

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (6) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (水平材-支持杭) : せん断力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S s - D	++ *	溶接部 (水平材-支持杭)	83	163	0.51

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (7) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (水平材-支持杭) : 曲げ軸力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大曲げ モーメント (kN・m)	短期許容 曲げ モーメント (kN・m)	照査値
①	S s - D	++ *	溶接部 (水平材-支持杭)	5	13	0.39

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (8) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (水平材-支持杭) : せん断力と曲げ軸力の合成力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	照査値
①	S s - D	++ *	溶接部 (水平材-支持杭)	0.41

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (9) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (斜材-支持杭) : せん断力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S s - D	++*	溶接部 (斜材-支持杭)	508	950	0.54

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (10) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (斜材-支持杭) : 曲げ軸力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大曲げ モーメント (kN・m)	短期許容 曲げ モーメント (kN・m)	照査値
①	S s - D	++*	溶接部 (斜材-支持杭)	11	96	0.13

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-3 (11) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (斜材-支持杭) : せん断力と曲げ軸力の合成力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	照査値
①	S s - D	++*	溶接部 (斜材-支持杭)	0.30

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

(2) B－B断面（東西方向）の評価結果

B－B断面（東西方向）の仮設耐震構台の構造部材に関する曲げ軸力に対する照査値を表 6－4 に，せん断力に対する照査値を表 6－5 に示す。曲げ軸力の最も厳しい照査値となった支持杭の断面力を図 6－3 に，せん断力の最も厳しい照査値となった受桁の断面力を図 6－4 に示す。また，連結・結合部の照査値を表 6－6 に示す。

橋台（東側）に関する曲げ軸力に対する照査値を表 6－7 に，せん断力に対する照査値を表 6－8 に示す。置換コンクリート（西側）のせん断破壊に対する局所安全係数を表 6－9 に，引張破壊に対する局所安全係数を表 6－10 に示す。

B－B断面（東西方向）の仮設耐震構台の評価対象部位に発生する曲げ軸力，せん断力及び引張力が許容限界以下であることを確認した。また，置換コンクリート（西側）のせん断破壊及び引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を上回ることを確認した。

表 6-4 (1) 曲げ軸力に対する照査値（主桁：曲げ圧縮）

解析 ケース	地震動		部位	曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²)	短期許容 曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++ *	主桁	53	276	0.20
	S s - F 1	++ *		43		0.16
	S s - F 2	++ *		45		0.17
	S s - N 1	++ *		45		0.17
	S s - N 2 (N S)	++ *		44		0.16
	S s - N 2 (E W)	++ *		42		0.16

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-4 (2) 曲げ軸力に対する照査値（主桁：曲げ引張）

解析 ケース	地震動		部位	曲げ引張 応力度 (N/mm ²)	短期許容 曲げ引張 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++ *	主桁	54	315	0.18
	S s - F 1	++ *		43		0.14
	S s - F 2	++ *		45		0.15
	S s - N 1	++ *		44		0.14
	S s - N 2 (N S)	++ *		44		0.14
	S s - N 2 (E W)	++ *		42		0.14

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-4 (3) 曲げ軸力に対する照査値 (受桁)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++ *	受桁	597	-260	0.58
	S s - F 1	++ *		592	-258	0.58
	S s - F 2	++ *		403	-167	0.39
	S s - N 1	++ *		470	-194	0.46
	S s - N 2 (N S)	++ *		401	-165	0.39
	S s - N 2 (E W)	++ *		468	-204	0.46

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-4 (4) 曲げ軸力に対する照査値 (水平材)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++ *	水平材	5	-1	0.32
	S s - F 1	++ *		4	1	0.29
	S s - F 2	++ *		3	5	0.18
	S s - N 1	++ *		3	5	0.22
	S s - N 2 (N S)	++ *		3	6	0.18
	S s - N 2 (E W)	++ *		4	1	0.24

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-4 (5) 曲げ軸力に対する照査値 (斜材)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++ *	斜材	12	-605	0.46
	S s - F 1	++ *		11	-573	0.44
	S s - F 2	++ *		8	-371	0.29
	S s - N 1	++ *		9	-443	0.34
	S s - N 2 (N S)	++ *		7	-365	0.29
	S s - N 2 (E W)	++ *		9	-462	0.36

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-4 (6) 曲げ軸力に対する照査値 (支持杭)

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++ *	支持杭	417	-2448	0.63
	S s - F 1	++ *		389	-2378	0.60
	S s - F 2	++ *		250	-1587	0.39
	S s - N 1	++ *		302	-1855	0.47
	S s - N 2 (N S)	++ *		252	-1520	0.39
	S s - N 2 (E W)	++ *		317	-1889	0.48

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-5 (1) せん断力に対する照査値（主桁）

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s - D	++*	主桁	7	180	0.04
	S _s - F 1	++*		6		0.04
	S _s - F 2	++*		6		0.04
	S _s - N 1	++*		6		0.04
	S _s - N 2 (NS)	++*		6		0.04
	S _s - N 2 (EW)	++*		6		0.04

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-5 (2) せん断力に対する照査値（受桁）

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s - D	++*	受桁	70	120	0.59
	S _s - F 1	++*		74		0.62
	S _s - F 2	++*		47		0.40
	S _s - N 1	++*		52		0.44
	S _s - N 2 (NS)	++*		56		0.47
	S _s - N 2 (EW)	++*		48		0.40

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-5 (3) せん断力に対する照査値 (水平材)

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D	++*	水平材	6	120	0.05
	S _s -F 1	++*		5		0.05
	S _s -F 2	++*		3		0.03
	S _s -N 1	++*		4		0.04
	S _s -N 2 (NS)	++*		4		0.04
	S _s -N 2 (EW)	++*		3		0.03

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-5 (4) せん断力に対する照査値 (斜材)

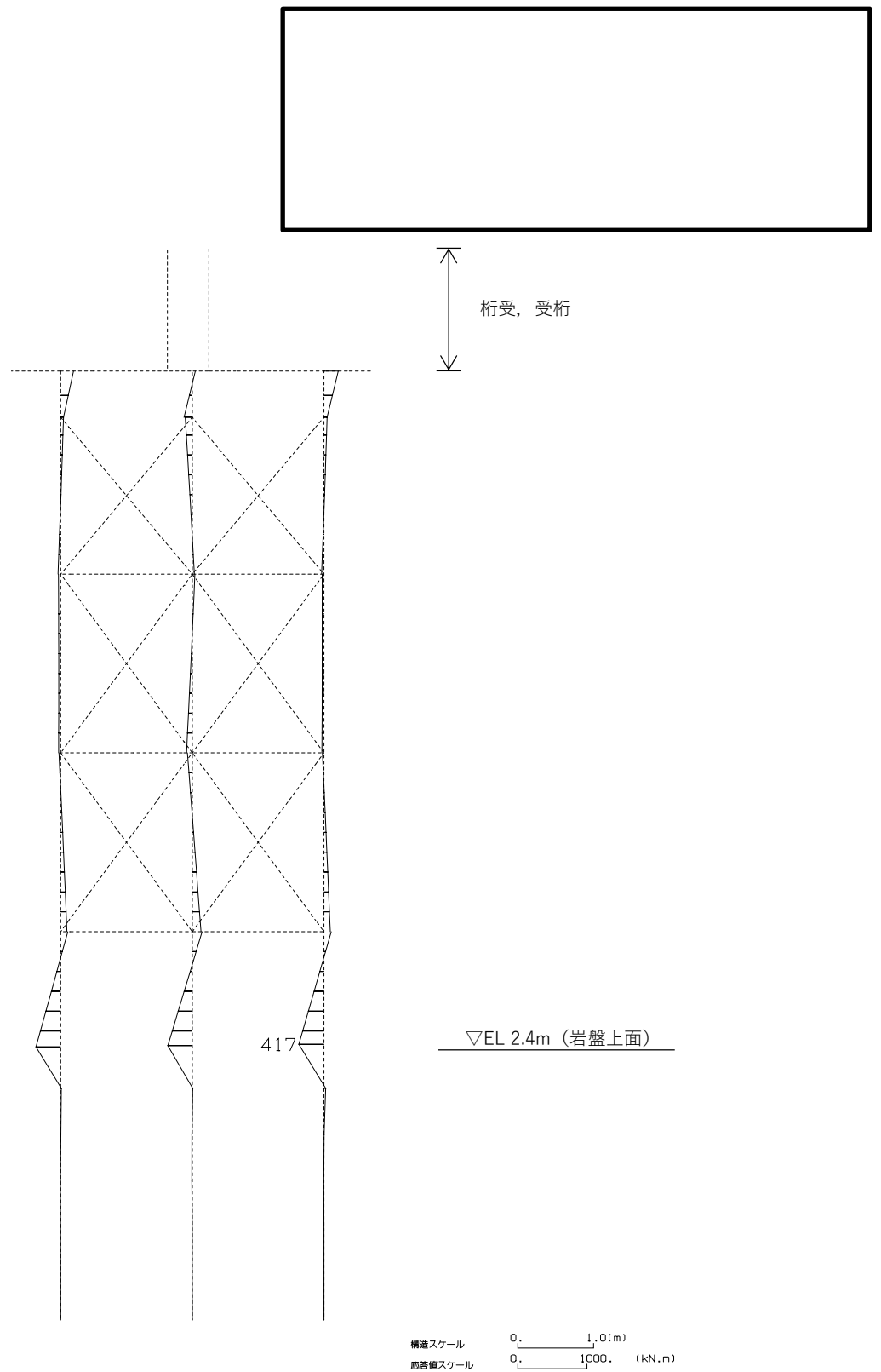
解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s -D	++*	斜材	1	120	0.01
	S _s -F 1	++*		1		0.01
	S _s -F 2	++*		1		0.01
	S _s -N 1	++*		1		0.01
	S _s -N 2 (NS)	++*		1		0.01
	S _s -N 2 (EW)	++*		1		0.01

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-5 (5) せん断力に対する照査値（支持杭）

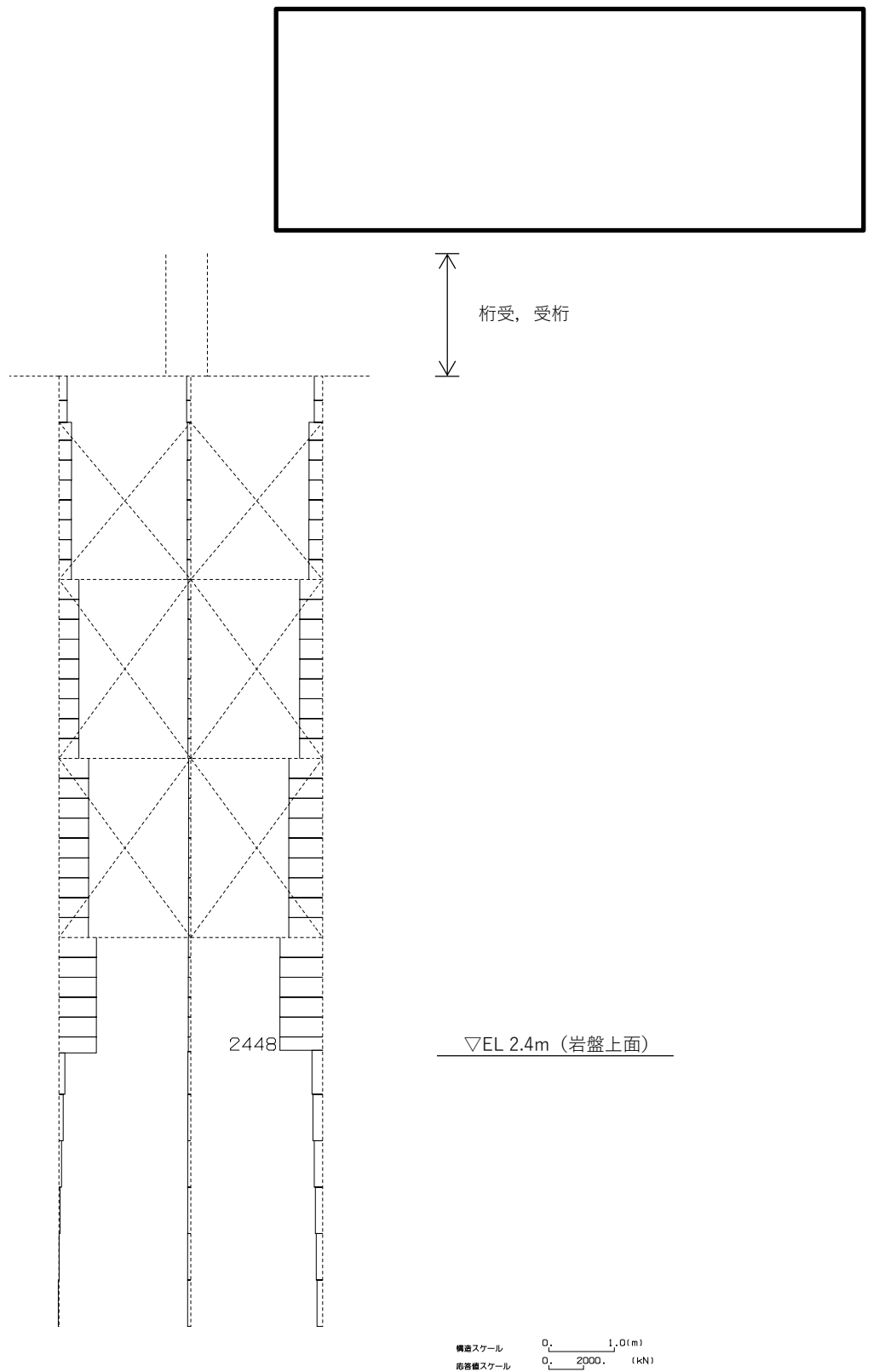
解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S _s - D	++*	支持杭	34	120	0.29
	S _s - F 1	++*		31		0.26
	S _s - F 2	++*		21		0.18
	S _s - N 1	++*		25		0.21
	S _s - N 2 (N S)	++*		26		0.22
	S _s - N 2 (E W)	++*		20		0.17

注記＊：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

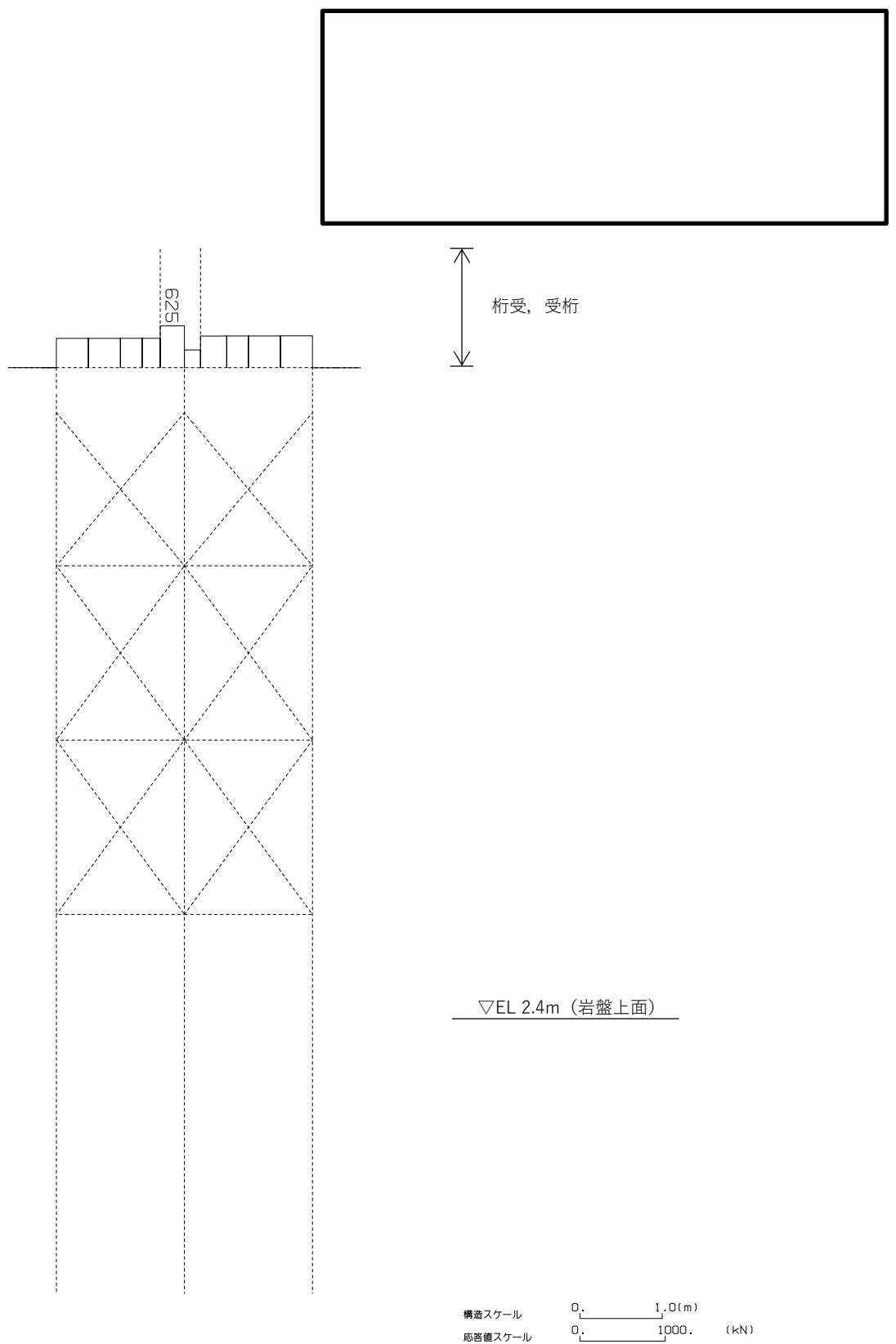


(支持杭 (橋脚 (東側)) 曲げモーメント S s - D (++) , t = 14.55s)

図 6-3 (1) 曲げ軸力の最も厳しい照査値となったケースの断面力



(支持杭 (橋脚 (東側) 軸力 $S_s - D$ (++) , $t = 14.55s$)
 図 6-3 (2) 曲げ軸力の最も厳しい照査値となったケースの断面力



(支持杭 (橋脚 (東側) せん断力 $S_s - F_1$ (++) , $t = 7.94s$)

図 6-4 せん断力の最も厳しい照査値となったケースの断面力

表 6-6 (1) 連結・結合部の照査値（支承部（ソールプレート）：せん断力）

解析 ケース	地震動		部位	せん断 応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	支承部 (ソールプレート)	39	120	0.33

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (2) 連結・結合部の照査値（固定ボルト（支承部－桁受）：せん断力）

解析 ケース	地震動		部位	せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S s - D	++*	固定ボルト (支承部－桁受)	268	302	0.89

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (3) 連結・結合部の照査値（固定ボルト（桁受－受桁）：せん断力）

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN/本)	短期許容 せん断力 (kN/本)	照査値
①	S s - D	++*	固定ボルト (桁受－受桁)	24	128	0.19

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (4) 連結・結合部の照査値（固定ボルト（桁受－受桁）：引張力）

解析 ケース	地震動		部位	最大 引張力 (kN/本)	短期許容 引張力 (kN/本)	照査値
①	S s - D	++*	固定ボルト (桁受－受桁)	100	277	0.37

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (5) 連結・結合部の照査値（固定ボルト（受桁－支持杭）：せん断力）

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN/本)	短期許容 せん断力 (kN/本)	照査値
①	S s - D	++*	固定ボルト (受桁－支持杭)	22	128	0.18

注記＊：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (6) 連結・結合部の照査値（固定ボルト（受桁－支持杭）：引張力）

解析 ケース	地震動		部位	最大 引張力 (kN/本)	短期許容 引張力 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	固定ボルト (受桁－支持杭)	84	277	0.31

注記＊：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (7) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (水平材-支持杭) : せん断力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S s - F 1	++*	溶接部 (水平材-支持杭)	84	163	0.52

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (8) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (水平材-支持杭) : 曲げ軸力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大曲げ モーメント (kN・m)	短期許容 曲げ モーメント (kN・m)	照査値
①	S s - D	++*	溶接部 (水平材-支持杭)	5	13	0.39

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (9) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (水平材-支持杭) : せん断力と曲げ軸力の合成力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	照査値
①	S s - D	++*	溶接部 (水平材-支持杭)	0.41

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (10) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (斜材-支持杭) : せん断力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S s - D	++ *	溶接部 (斜材-支持杭)	606	950	0.64

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (11) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (斜材-支持杭) : 曲げ軸力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	最大曲げ モーメント (kN・m)	短期許容 曲げ モーメント (kN・m)	照査値
①	S s - D	++ *	溶接部 (斜材-支持杭)	12	96	0.13

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-6 (12) 連結・結合部の照査値

(溶接部 (斜材-支持杭) : せん断力と曲げ軸力の合成力によるせん断照査)

解析 ケース	地震動		部位	照査値
①	S s - D	++ *	溶接部 (斜材-支持杭)	0.43

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-7 (1) 曲げ軸力に対する照査値（橋台（東側）側壁（コンクリート）：曲げ圧縮）

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	橋台 (東側) 側壁	1.0	13.5	0.08
	S s - F 1	++*		0.9		0.07
	S s - F 2	++*		1.0		0.08
	S s - N 1	++*		0.9		0.07
	S s - N 2 (N S)	++*		0.9		0.07
	S s - N 2 (E W)	++*		1.0		0.08

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表 6-7 (2) 曲げ軸力に対する照査値（橋台（東側）側壁（鉄筋）：曲げ引張）

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 曲げ引張 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	橋台 (東側) 側壁	30	294	0.11
	S s - F 1	++*		25		0.09
	S s - F 2	++*		27		0.10
	S s - N 1	++*		26		0.09
	S s - N 2 (N S)	++*		23		0.08
	S s - N 2 (E W)	++*		28		0.07

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表 6-7 (3) 曲げ軸力に対する照査値（橋台（東側）底版（コンクリート）：曲げ圧縮）

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	橋台 (東側) 底版	1.8	13.5	0.14
	S s - F 1	++*		1.5		0.12
	S s - F 2	++*		1.6		0.12
	S s - N 1	++*		1.5		0.12
	S s - N 2 (NS)	++*		1.4		0.11
	S s - N 2 (EW)	++*		1.4		0.11

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表 6-7 (4) 曲げ軸力に対する照査値（橋台（東側）底版（鉄筋）：曲げ引張）

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 曲げ引張 応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s - D	++*	橋台 (東側) 底版	55	294	0.19
	S s - F 1	++*		46		0.16
	S s - F 2	++*		49		0.17
	S s - N 1	++*		45		0.16
	S s - N 2 (NS)	++*		43		0.15
	S s - N 2 (EW)	++*		44		0.15

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表 6-8 (1) せん断力に対する照査値 (橋台 (東側) 側壁)

解析 ケース	地震動		部位	発生せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S s - D	++*	橋台 (東側) 側壁	28	343	0.09
	S s - F 1	++*		23		0.07
	S s - F 2	++*		28		0.09
	S s - N 1	++*		25		0.08
	S s - N 2 (N S)	++*		24		0.07
	S s - N 2 (E W)	++*		30		0.09

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-8 (2) せん断力に対する照査値 (橋台 (東側) 底版)

解析 ケース	地震動		部位	発生せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
①	S s - D	++*	橋台 (東側) 底版	93	343	0.28
	S s - F 1	++*		77		0.23
	S s - F 2	++*		83		0.25
	S s - N 1	++*		77		0.23
	S s - N 2 (N S)	++*		73		0.22
	S s - N 2 (E W)	++*		75		0.22

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-9 置換コンクリート（西側）のせん断破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		部位	せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s - D	++*	置換 コンク リート (西側)	1.07	3.6	3.37
	S _s - F 1	++*		0.74		4.87
	S _s - F 2	++*		0.89		4.05
	S _s - N 1	++*		0.98		3.68
	S _s - N 2 (NS)	++*		0.74		4.87
	S _s - N 2 (EW)	++*		0.79		4.56

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 6-10 置換コンクリート（西側）の引張破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		部位	引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f _s
①	S _s - D	++*	置換 コンク リート (西側)	1.51	1.57	1.04
	S _s - F 1	++*		1.12		1.41
	S _s - F 2	++*		0.90		1.75
	S _s - N 1	++*		0.73		2.16
	S _s - N 2 (NS)	++*		0.94		1.68
	S _s - N 2 (EW)	++*		0.68		2.31

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

6.1.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

(1) A－A断面（南北方向）の評価結果

A－A断面（南北方向）の基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表6－11、表6－12及び表6－13に示す。

A－A断面（南北方向）の仮設耐震構台の基礎地盤に生じる最大接地圧，鉛直下向き荷重による周面摩擦力度及び引抜き周面摩擦力度が許容限界以下であることを確認した。

表6－11 基礎地盤の支持性能（接地圧）評価結果（A－A断面（南北方向））

解析 ケース	地震動		軸力 Nmax (kN) *2	最大接地圧 R _d (N/mm ²)	極限支持力度 R _u (N/mm ²)	照査値 R _d /R _u
①	S _s －D	++*1	1814	3.2	9.8	0.33
	S _s －F1	++*1	1474	2.6		0.27
	S _s －F2	++*1	1468	2.6		0.27
	S _s －N1	++*1	1025	1.8		0.19
	S _s －N2 (NS)	++*1	1446	2.5		0.26
	S _s －N2 (EW)	++*1	1196	2.1		0.22

注記*1：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

*2：支持杭の根入れ部と岩盤は2重節点のMPC結合としており，根入れ部に伝達される力は支持杭と岩盤の両方で負担するため，軸力については，支持杭の岩盤上面に発生する値を用いる。

表 6-12 支持杭と根固めコンクリートの一体性評価結果 (A-A断面 (南北方向))

解析 ケース	地震動		軸力 Nmax (kN) *2	鉛直下向き 荷重による 周面摩擦力度 P _d (N/mm ²)	短期許容 付着応力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P _d /P _u
①	S _s -D	++*1	1814	0.23	1.05	0.22
	S _s -F 1	++*1	1474	0.19		0.18
	S _s -F 2	++*1	1468	0.19		0.18
	S _s -N 1	++*1	1025	0.13		0.13
	S _s -N 2 (N S)	++*1	1446	0.18		0.18
	S _s -N 2 (E W)	++*1	1196	0.15		0.15

注記*1：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

*2：支持杭の根入れ部と岩盤は2重節点の MPC 結合としており、根入れ部に伝達される力は支持杭と岩盤の両方で負担するため、軸力については、支持杭の岩盤上面に発生する値を用いる。

表 6-13 基礎地盤の支持性能 (引抜き) 評価結果 (A-A断面 (南北方向))

解析 ケース	地震動		軸力 Nmin (kN) *2	引抜き周面 摩擦力度 P _d (N/mm ²)	極限周面 摩擦力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P _d /P _u
①	S _s -D	++*1	1486	0.14	0.92	0.16
	S _s -F 1	++*1	1126	0.11		0.12
	S _s -F 2	++*1	1149	0.11		0.12
	S _s -N 1	++*1	652	0.06		0.07
	S _s -N 2 (N S)	++*1	832	0.08		0.09
	S _s -N 2 (E W)	++*1	1021	0.10		0.11

注記*1：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

*2：支持杭の根入れ部と岩盤は2重節点の MPC 結合としており、根入れ部に伝達される力は支持杭と岩盤の両方で負担するため、軸力については、支持杭の岩盤上面に発生する値を用いる。

(2) B－B断面（東西方向）の評価結果

B－B断面（東西方向）の基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 6－14、表 6－15 及び表 6－16 に示す。

B－B断面（東西方向）の仮設耐震構台の基礎地盤に生じる最大接地圧、鉛直下向き荷重による周面摩擦力度及び引抜き周面摩擦力度が許容限界以下であることを確認した。

表 6－14 基礎地盤の支持性能（接地圧）評価結果（B－B断面（東西方向））

解析 ケース	地震動		軸力 Nmax (kN) *2	最大接地圧 R _d (N/mm ²)	極限支持力度 R _u (N/mm ²)	照査値 R _d /R _u
①	S _s －D	++ *1	2448	4.3	9.8	0.44
	S _s －F 1	++ *1	2378	4.2		0.43
	S _s －F 2	++ *1	1587	2.8		0.29
	S _s －N 1	++ *1	1855	3.3		0.34
	S _s －N 2 (N S)	++ *1	1889	2.8		0.29
	S _s －N 2 (E W)	++ *1	1563	3.3		0.34

注記 *1：地震動の位相について、左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

*2：支持杭の根入れ部と岩盤は 2 重節点の MPC 結合としており，根入れ部に伝達される力は支持杭と岩盤の両方で負担するため，軸力については，支持杭の岩盤上面に発生する値を用いる。

表 6-15 支持杭と根固めコンクリートの一体性評価結果 (B-B 断面 (東西方向))

解析 ケース	地震動		軸力 N _{max} (kN) * ²	鉛直下向き 荷重による 周面摩擦力度 P _d (N/mm ²)	短期許容 付着応力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P _d / P _u
①	S _s - D	++ * ¹	2448	0.31	1.05	0.30
	S _s - F 1	++ * ¹	2378	0.30		0.29
	S _s - F 2	++ * ¹	1587	0.20		0.19
	S _s - N 1	++ * ¹	1855	0.24		0.23
	S _s - N 2 (N S)	++ * ¹	1889	0.24		0.23
	S _s - N 2 (E W)	++ * ¹	1563	0.20		0.19

注記*1：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

*2：支持杭の根入れ部と岩盤は2重節点の MPC 結合としており、根入れ部に伝達される力は支持杭と岩盤の両方で負担するため、軸力については、支持杭の岩盤上面に発生する値を用いる。

表 6-16 基礎地盤の支持性能 (引抜き) 評価結果 (B-B 断面 (東西方向))

解析 ケース	地震動		軸力 N _{min} (kN) * ²	引抜き周面 摩擦力度 P _d (N/mm ²)	極限周面 摩擦力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P _d / P _u
①	S _s - D	++ * ¹	2142	0.20	0.92	0.22
	S _s - F 1	++ * ¹	1956	0.18		0.20
	S _s - F 2	++ * ¹	1311	0.12		0.14
	S _s - N 1	++ * ¹	1547	0.14		0.16
	S _s - N 2 (N S)	++ * ¹	1264	0.12		0.14
	S _s - N 2 (E W)	++ * ¹	1594	0.15		0.17

注記*1：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

*2：支持杭の根入れ部と岩盤は2重節点の MPC 結合としており、根入れ部に伝達される力は支持杭と岩盤の両方で負担するため、軸力については、支持杭の岩盤上面に発生する値を用いる。

6.2 構造物間の相対変位による影響評価結果

6.2.1 相対変位による評価結果

基準地震動 S_s に対する仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の南北方向の最大相対変位を表 6-17 に、各構造物の変位抽出位置を図 6-5 示す。

最大相対変位は、16mm であり、許容限界（50mm）を超えないことを確認した。

表 6-17 仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の
最大相対変位（A-A断面（南北方向））

解析 ケース	地震動		仮設耐震構台 最大変位 (mm) *2	低圧原子炉代替注 水ポンプ格納槽 最大変位 (mm) *3	最大相対 変位 *4 (mm)	離隔距離 (mm)
①	S s - D	++ *1	7	9	16	50
	S s - F 1	++ *1	7	4	11	
	S s - F 2	++ *1	7	6	13	
	S s - N 1	++ *1	3	10	13	
	S s - N 2 (N S)	++ *1	6	9	15	
	S s - N 2 (E W)	++ *1	6	7	13	

注記*1：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

*2：北側（低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽側）への最大変位

*3：南側（仮設耐震構台側）への最大変位

*4：時刻性を考慮していない最大変位の足し合わせによる最大相対変位

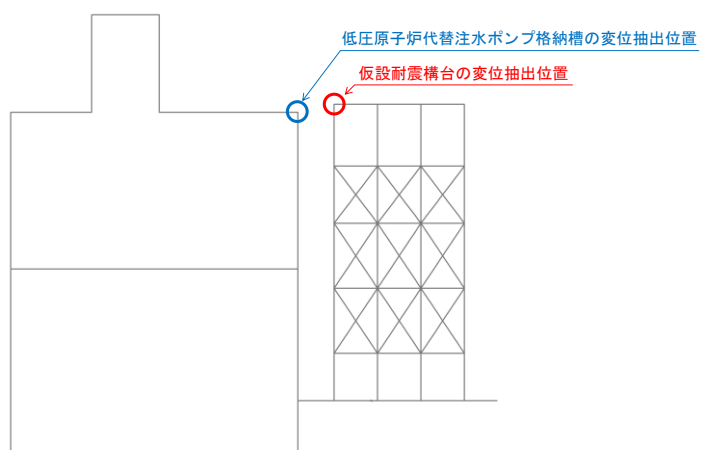


図 6-5 各構造物の変位抽出位置

7. まとめ

仮設耐震構台については、上位クラス施設である原子炉建物、第1ベントフィルタ格納槽、第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に対する波及的影響の評価、及びアクセスルートへの影響評価を実施した。

仮設耐震構台の構造部材の健全性評価については、評価対象部位に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下であることを確認した。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に発生する応力（接地圧）が極限支持力度に基づく許容限界以下であることを確認した。また、波及的影響評価の構造物間の相対変位による影響評価については、仮設耐震構台と上位クラス施設の最大相対変位が許容限界を超えないことを確認した。

以上から、仮設耐震構台は、上位クラス施設に対して、波及的影響を及ぼさないこと、及びアクセスルートの通行性を確認した。

(参考資料 1) A－A断面を評価対象断面とする妥当性確認について

1. 概要

仮設耐震構台の地震応答解析の評価対象断面のうち橋軸直交方向断面については，施設の損傷，転倒及び落下等による影響と相対変位による影響，並びに屋外のアクセスルートへの影響を評価する観点を踏まえ，地震時に仮設耐震構台が変形した際に，上位クラス施設のうち仮設耐震構台との離隔距離が最小となる低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に近接するA－A断面を選定している。

一方，低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽南側の仮設耐震構台は東西方向に延長が長いこと，及び西側には盛土斜面が分布することから，A－A断面を評価対象断面として選定する妥当性を確認する。

2. 評価方針

仮設耐震構台の評価対象断面であるA－A断面とA－A断面より西側のE－E断面の支持杭の基部における地震応答解析結果を比較する。

地震応答解析断面位置を図 1 に示す。

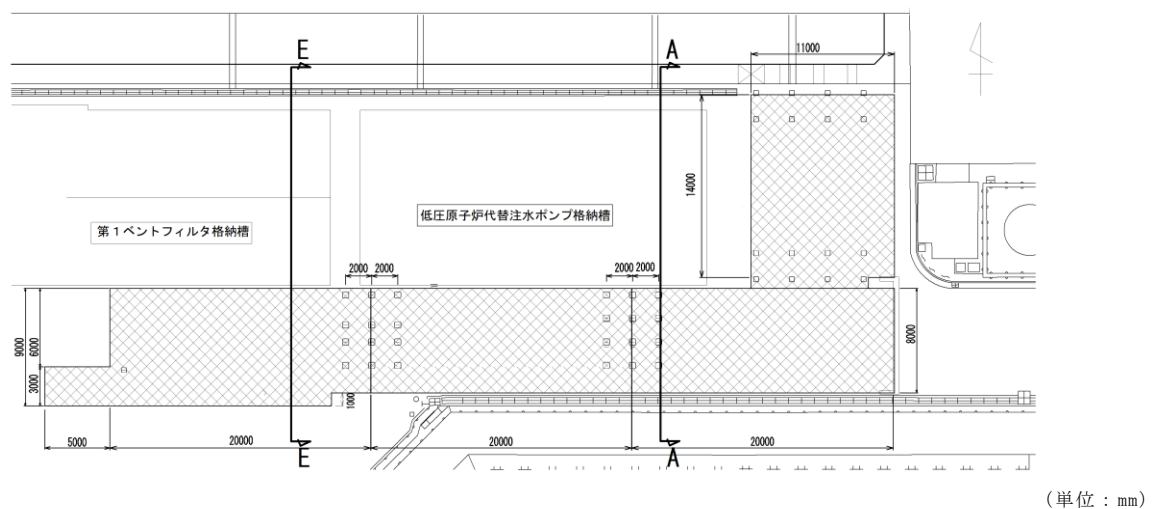


図 1 地震応答解析断面位置

3. 解析モデル

地震応答解析を実施する解析モデルを図 2 に示す。なお，E－E 断面は，VI-2-2-30「第 1 ベントフィルタ格納槽の地震応答計算書」の評価対象断面（B－B 断面）である。

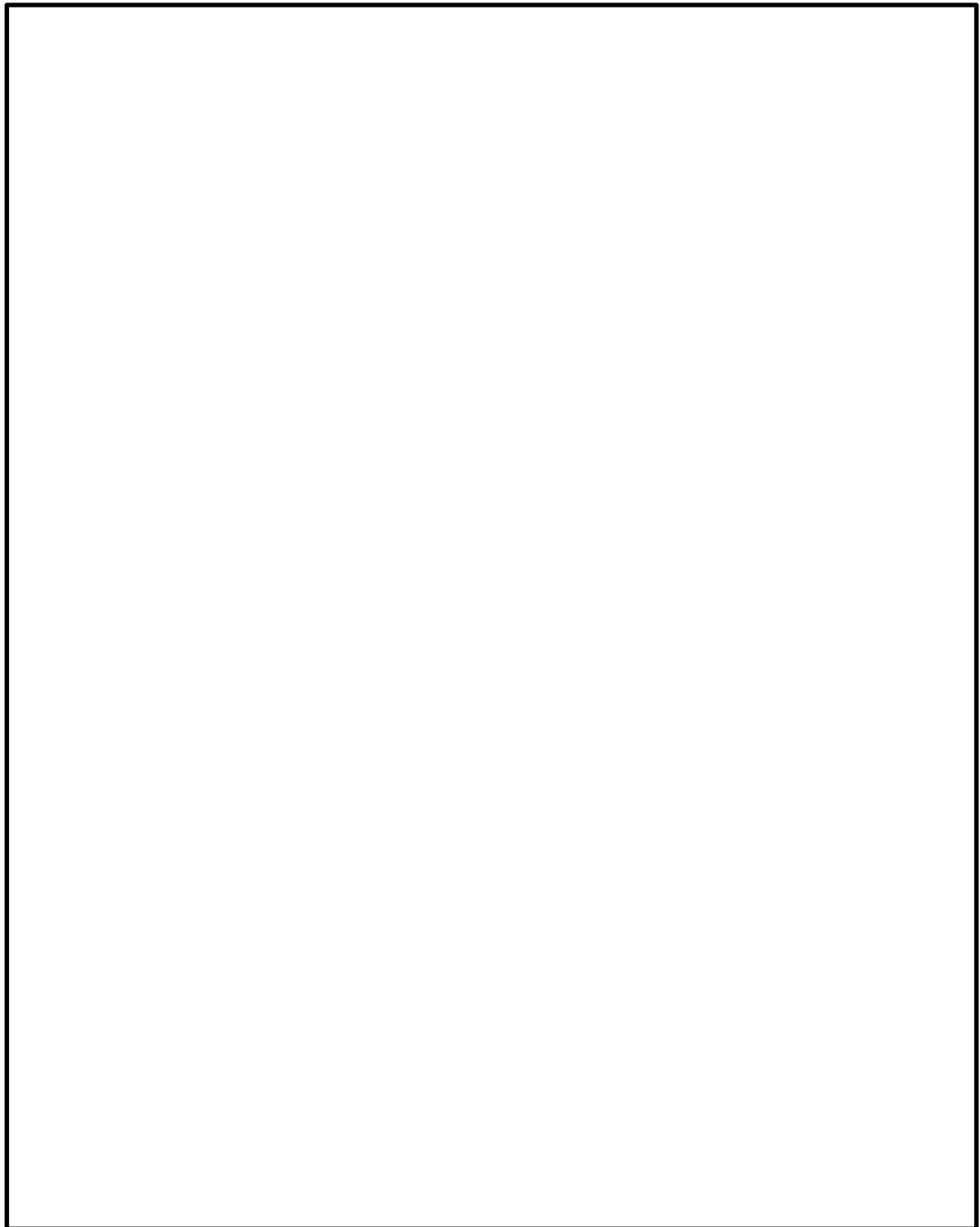


図 2 (1) 解析モデル（A－A 断面）

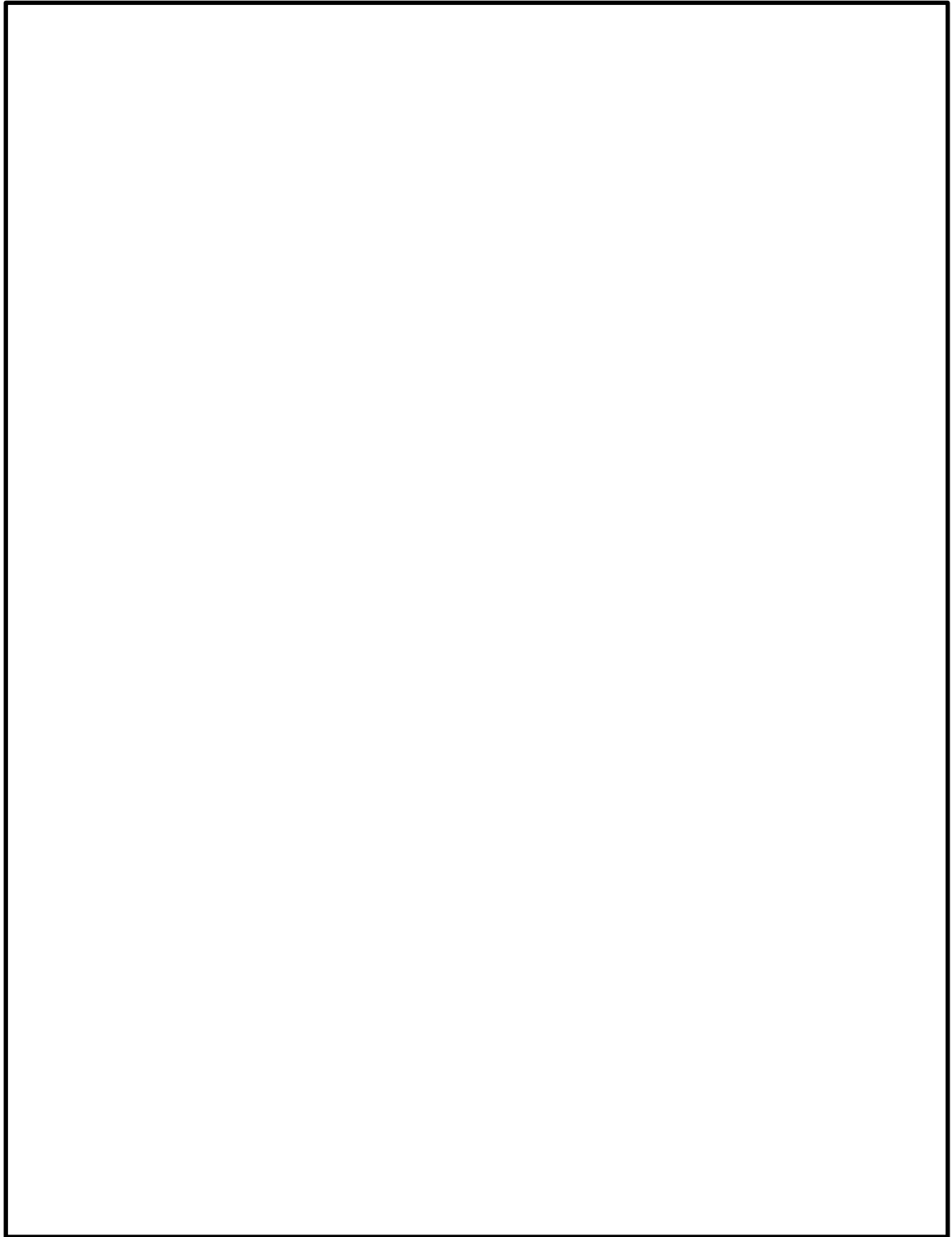


図 2 (2) 解析モデル (E - E 断面)

4. 確認結果

仮設耐震構台のうち評価対象断面である A－A 断面及び A－A 断面より西側の E－E 断面における仮設耐震構台の設置位置の応答加速度を表 1 に示す。A－A 断面及び E－E 断面において、最大水平加速度、最大鉛直加速度共に、おおむね同等の値であることを確認した。

以上を踏まえ、橋軸方向におおむね同等の断面が連続することから、評価対象断面として A－A 断面を選定する妥当性を確認した。

表 1 仮設耐震構台の設置位置の応答加速度

抽出位置	最大水平加速度 (cm/s^2)	最大鉛直加速度 (cm/s^2)
A－A 断面	634	471
E－E 断面	654	455

(参考資料 2) 評価対象断面以外の耐震性評価について

1. 概要

橋軸直交方向の評価にあたっては、A－A断面及びC－C断面のうちA－A断面を評価対象断面とし、構造部材及び連結・結合部の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価、並びに上位クラス施設のうち最も近接する低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に対する相対変位量評価を踏まえた衝突の有無を確認する。

橋軸方向の評価にあたっては、主桁のスパン長が 20m の区間（B－B断面）と B－B断面側に対して主桁の縁が切れている 14m 区間（D－D断面）のうちスパン長が長く、橋脚がより大きな荷重を分担する区間である B－B断面を評価対象断面とし、東西両端に設置する橋台（東側）及び置換コンクリート（西側）を含めて構造部材及び連結・結合部の健全性評価、並びに基礎地盤の支持性能評価を実施する。

C－C断面及びD－D断面は評価対象断面としていないが、A－A断面及びB－B断面と支持杭の間隔及び本数、支間長等が異なることを踏まえ、原子炉建物へのアクセスルートとなる当該区間（C－C断面及びD－D断面）の仮設耐震構台が、上位クラス施設に対して、波及的影響を及ぼさないこと、及びアクセスルートの通行性を確認する。

仮設耐震構台の断面位置を図 1 に示す。

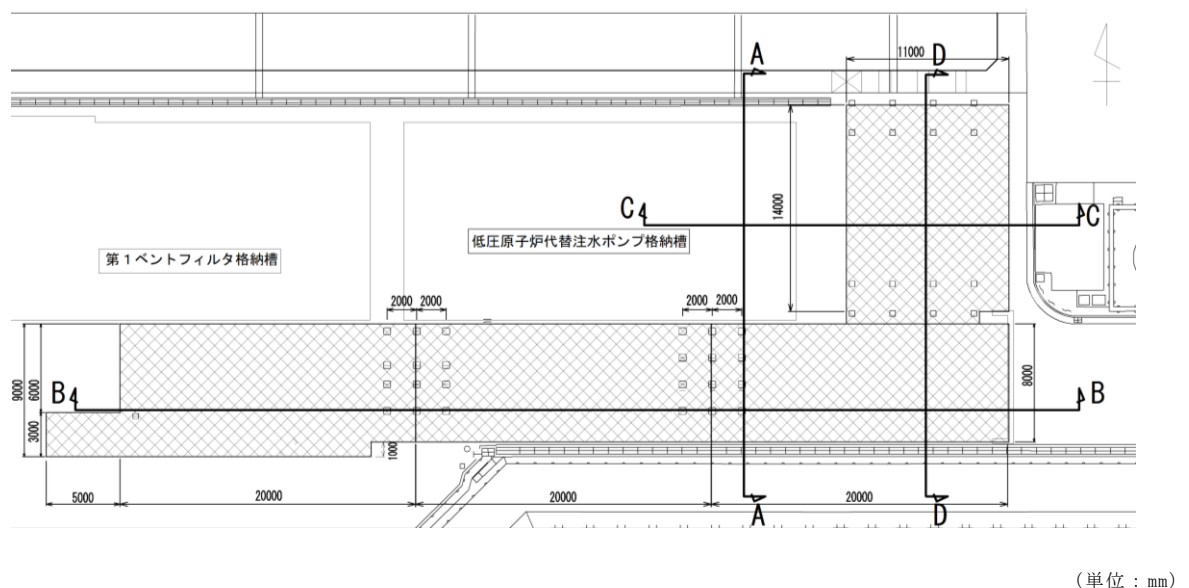


図 1 仮設耐震構台の断面位置

2. 評価方針

2.1 評価方法

C－C断面及びD－D断面の概略検討においては、照査値が最も厳しくなる地震動及び主要な構造部材を確認するため、評価対象断面であるA－A断面及びB－B断面の照査結果を整理した。A－A断面及びB－B断面の照査結果を表1に示す。

A－A断面及びB－B断面の評価において、地震動はS s－D，評価対象部位は支持杭が最も照査値の厳しくなる条件であることを確認した。

以上のことから、「2.2 C－C断面とD－D断面の強度特性及び応答特性の確認について」にて、地震動はS s－D，評価対象部位は支持杭を対象とする。

表1 A－A断面及びB－B断面の照査結果

断 面		部 位	地震動	各部位の 最大照査値
A－A断面	橋軸直交	支持杭	S s－D	<u>0.49</u>
		水平材	S s－D	0.32
		斜材	S s－D	0.41
B－B断面	橋軸	支持杭	S s－D	<u>0.63</u>
		水平材	S s－D	0.32
		斜材	S s－D	0.46

注：下線は各断面における照査値最大

2.2 C－C断面とD－D断面の強度特性及び応答特性の確認について

評価対象断面以外のC－C断面とD－D断面で強度特性及び応答特性を確認するため、概略モデルによる比較検討を行った。概略検討モデルを図2に示す。なお、概略モデルは、本文におけるモデルと構造条件及び地質条件をおおむね一致させている。

基準地震動S s－Dによる支持杭の照査値を確認したところ、C－C断面よりD－D断面の方が厳しい結果となることを確認した。C－C断面及びD－D断面の概略検討結果を表2に示す。

したがって、次項にてD－D断面の耐震性評価を実施する。

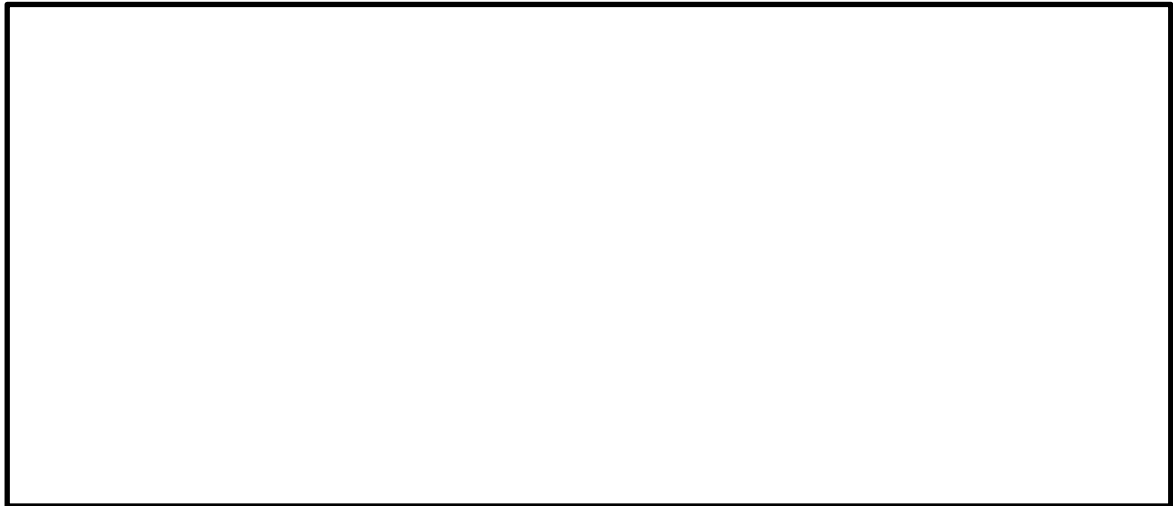


図 2 (1) 概略検討モデル (C－C 断面)



図 2 (2) 概略検討モデル (D－D 断面)

表 2 C－C 断面及びD－D 断面の概略検討結果

断 面		部位	地震動	各部位の 最大照査値
C－C 断面	橋軸直交	支持杭	S s－D	0.56
D－D 断面	橋軸	支持杭	S s－D	0.65

3. D－D断面の耐震性評価

「2.2 C－C断面とD－D断面の強度特性及び応答特性の確認について」の検討により、照査値の厳しくなるD－D断面について、評価対象断面であるA－A断面及びB－B断面のモデル化方針により、解析モデルを作成し、耐震性評価を実施した。D－D断面の解析モデルを図3に示す。基準地震動S_s－D（++）による支持杭の照査を実施し、構造成立性を確認した。D－D断面の照査結果を表3に示す。

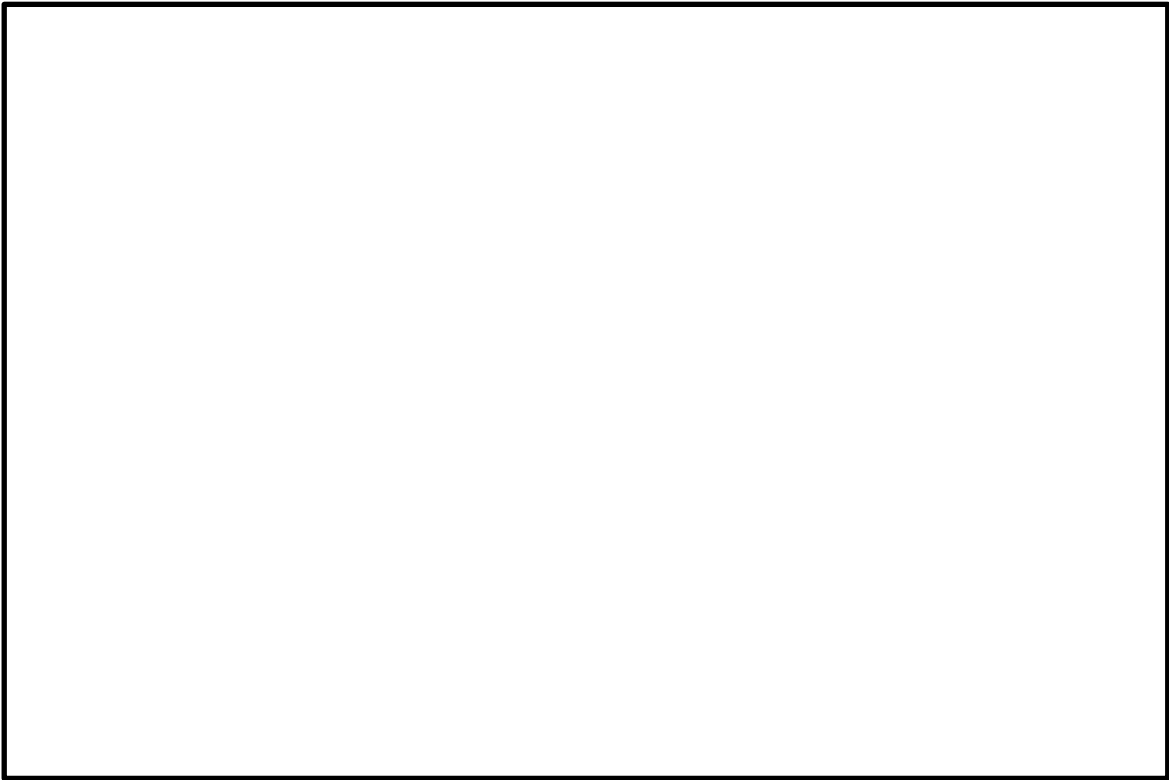


図3 D－D断面の解析モデル

表3 D－D断面の照査結果

断 面	方 向	地震動	最大照査値 (部位)	備考
D－D断面	橋軸	S _s －D	0.66 (支持杭)	今回設工認 モデル
C－C断面	橋軸直交	S _s －D	0.56 (支持杭)	概略検討 モデル
D－D断面	橋軸	S _s －D	0.65 (支持杭)	概略検討 モデル

4. まとめ

D-D断面による今回設工認と概略検討の結果を比較した結果、おおむね同等の結果が得られたことから、D-D断面を評価することにより、C-C断面についての耐震性も確保していると判断した。

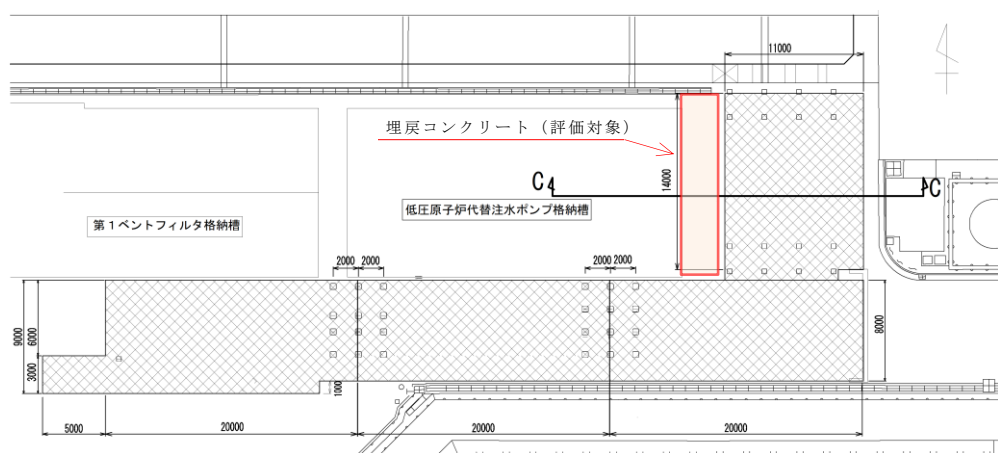
以上より、C-C断面及びD-D断面の仮設耐震構台が、上位クラス施設に対して、波及的影響を及ぼさないこと、及びアクセスルートの通行性を確認した。

(参考資料 3) 仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリートの安定性確認について

1. 概要

仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間には、埋戻コンクリートが存在し、当該埋戻コンクリートが損壊することにより、仮設耐震構台に影響を及ぼすことが想定されることから、埋戻コンクリートの安定性を確認する。

仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリートを図 1 に示す。



(単位：mm)

(平面位置図)



(断面図 (C-C断面))

図 1 仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリート

2. 評価方針

仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリートの安定性評価においては、当該埋戻コンクリートが岩盤と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間に2m程度根入れされており、当該埋戻コンクリートは転倒しないと考えられることから、地震応答解析より算出される低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の東側壁の東側への最大変位量を当該埋戻コンクリートに与えた際に発生する応力度が本文「4.2.6 置換コンクリート（西側）に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認し、安定性を評価する。

解析ケースについては、低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の東側壁の変位が最大となるケースである $S_s - D(--)$ とする。

3. 確認結果

仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリートのせん断破壊に対する局所安全係数を表1に、引張破壊に対する局所安全係数を表2に、せん断破壊及び引張破壊の最小安全率位置を図2に、最大変位量を表3に示す。

せん断破壊及び引張破壊に対する局所安全係数が1.0を上回ることを確認した。

以上より、仮設耐震構台と低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽との間の埋戻コンクリートの安定性を確認した。

表1 埋戻コンクリートのせん断破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		部位	せん断応力 S (N/mm ²)	せん断強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f_s
①	$S_s - D$	$--*$	埋戻 コンク リート	0.72	3.6	5.00

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「--」は反転ケースを示す。

表2 置換コンクリート（西側）の引張破壊に対する局所安全係数

解析 ケース	地震動		部位	引張応力 S (N/mm ²)	引張強度 R (N/mm ²)	局所安全係数 f_s
①	$S_s - D$	$--*$	埋戻 コンク リート	1.11	1.57	1.41

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「--」は反転ケースを示す。



図 2 セン断破壊及び引張破壊の最小安全率位置

表 3 埋戻コンクリートの最大変位量

解析 ケース	地震動		埋戻コンクリート 最大変位 (mm)	離隔距離 (mm)
①	S s - D	-- *	2	719

注記＊：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「--」は反転ケースを示す。

(参考資料 4) 主桁間の横構及び対傾構を剛はりとするものの妥当性確認について

1. 概要

A－A断面（南北方向（橋軸直交方向））における主要な構造部材の評価対象部位は、水平材、斜材及び支持杭としており、主桁については、主桁間がスパン長の短い横構及び対傾構によりトラス構造となっていることから、評価対象部位と比較し、十分に剛な構造とみなすことができるため、剛はり要素としている。

主桁間の横構及び対傾構を剛はり要素とするにあたり、その妥当性確認のため、横構及び対傾構が健全であり、構造が成立することを確認する。

A－A断面（南北方向（橋軸直交方向））の解析モデルを図 1 に、横構及び対傾構のイメージ図を図 2 に示す。

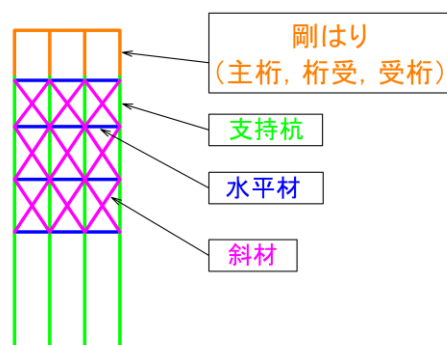


図 1 A－A断面（南北方向（橋軸直交方向））の解析モデル

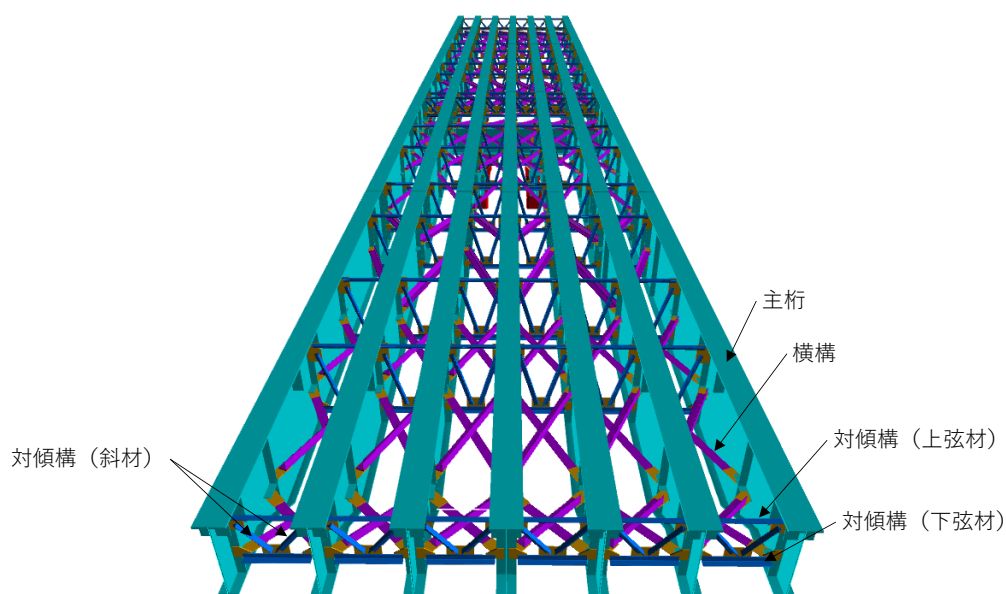


図 2 横構及び対傾構のイメージ図

2. 評価方針

主桁間の横構及び対傾構を剛はり要素とすることの妥当性確認は、水平方向の地震力による影響が主となることから、本文におけるA－A断面（南北方向）の地震応答解析結果より得られる水平最大応答加速度を抽出し、その加速度を上回る加速度による設計震度を設定する。なお、設計震度は評価に用いる加速度の等価震度を1.5で除した値とし、許容限界は常時の値とする。

主桁、横構及び対傾構（上弦材・下弦材）を線形はり要素でモデル化し、設計震度を主桁に与えることで2次元フレーム解析実施する。2次元フレーム解析結果の横構及び対傾構（上弦材・下弦材）に発生する応力度が許容限界以下であることを確認し、構造成立性を確認する。また、2次元フレームモデルの奥行方向に配置される対傾構（斜材）については、2次元フレーム解析結果より発生する応力度の算出を別途実施し、発生する応力度が許容限界以下であることを確認し、構造成立性を確認する。

横構及び対傾構を剛はりとすることの妥当性確認フローを図3に、最大加速度分布図を図4に、評価に用いる加速度及び設計震度を表1に、横構及び対傾構の許容限界を表2に示す。

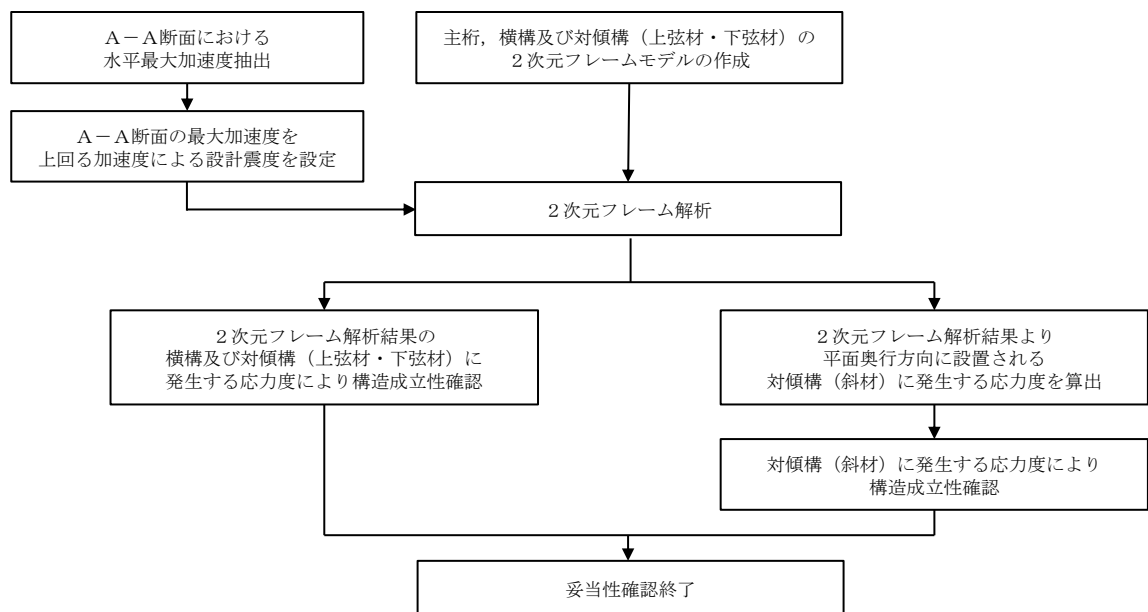


図3 横構及び対傾構を剛はりとすることの妥当性確認フロー

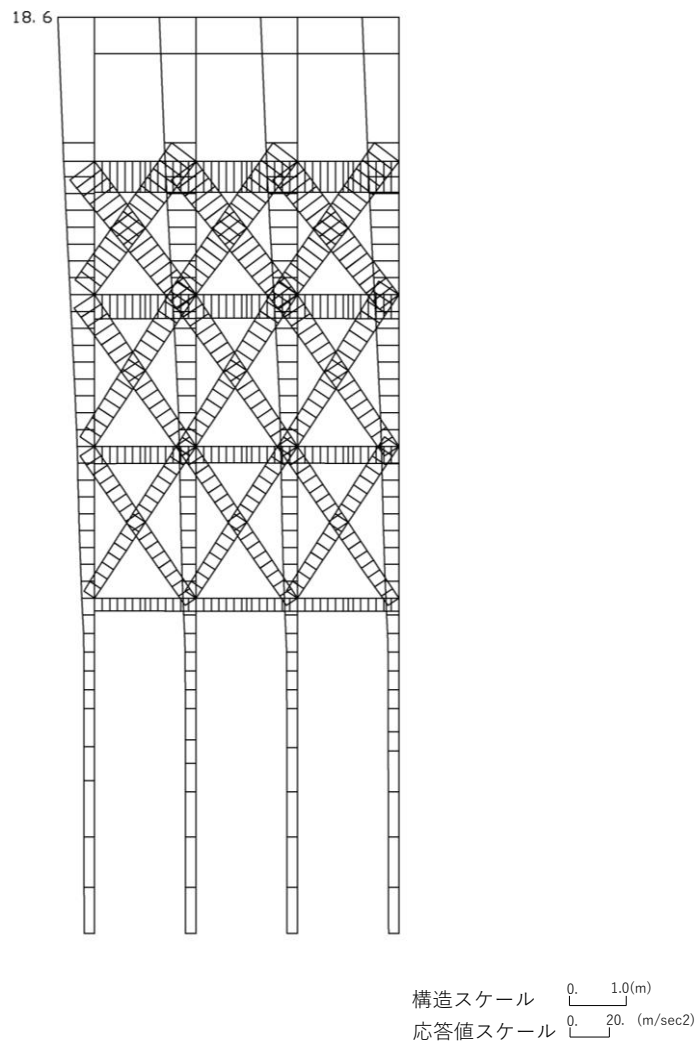


図 4 最大加速度分布図

表 1(1) 評価に用いる加速度及び設計震度（加速度）

評価に用いる加速度	(参考) A－A断面の地震応答解析結果より 得られる水平最大応答加速度
20.0m/s ²	18.6m/s ²

表 1(2) 評価に用いる加速度及び設計震度（設計震度）

設計震度	備考
1.36	20(m/s ²)／9.80665(m/s ²)／1.5≒1.36

表 2 横構及び対傾構の許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
許容圧縮応力度	別途算出 ^{*1}
許容引張応力度	140 ^{*2}

注記*1：「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，許容圧縮応力度は以下により算出する。

・ H 形鋼の場合

$$\sigma_{ca} = 140 - 0.82(l/r - 18)$$

σ_{ca} ：許容圧縮応力度 (N/mm²)

l ：部材の有効座屈長 (mm)

r ：部材の総断面の断面二次半径 (mm)

・ 山形鋼の場合

$$\sigma_{ca} = (140 - 0.82(l/r - 18)) \times (0.5 + (l/r_x)/1000)$$

σ_{ca} ：許容圧縮応力度 (N/mm²)

l ：部材の有効座屈長 (mm)

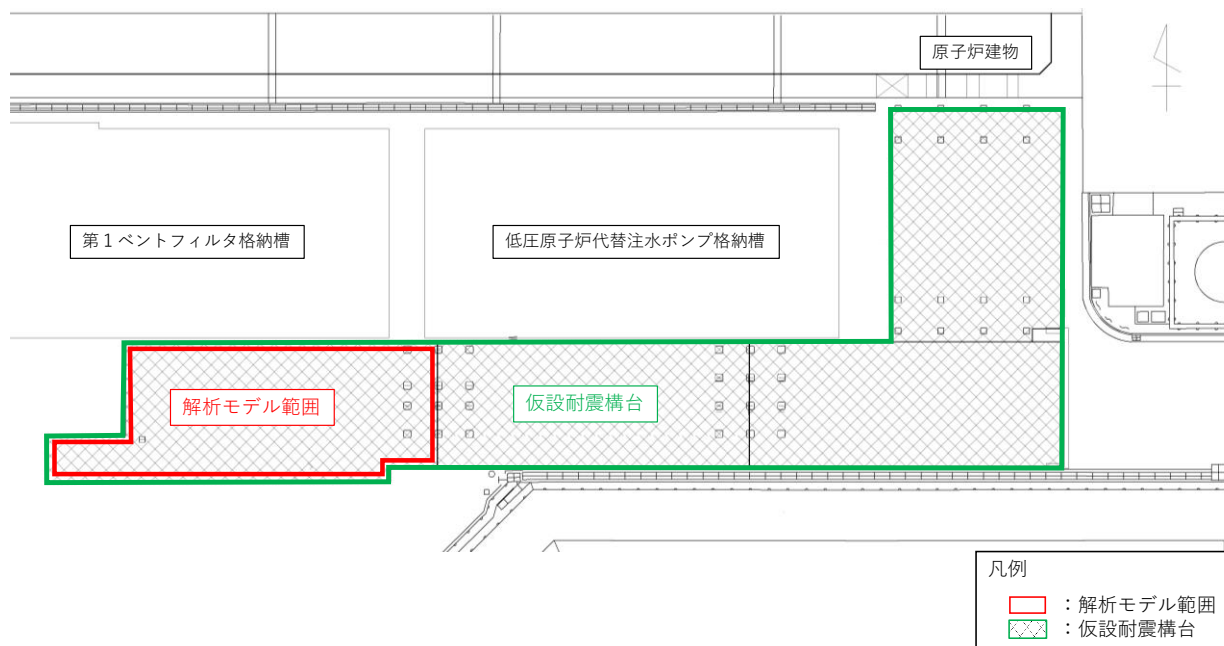
r ：部材の総断面の断面二次半径 (mm)

r_x ：ガセット面に平行な軸のまわりの断面二次半径 (mm)

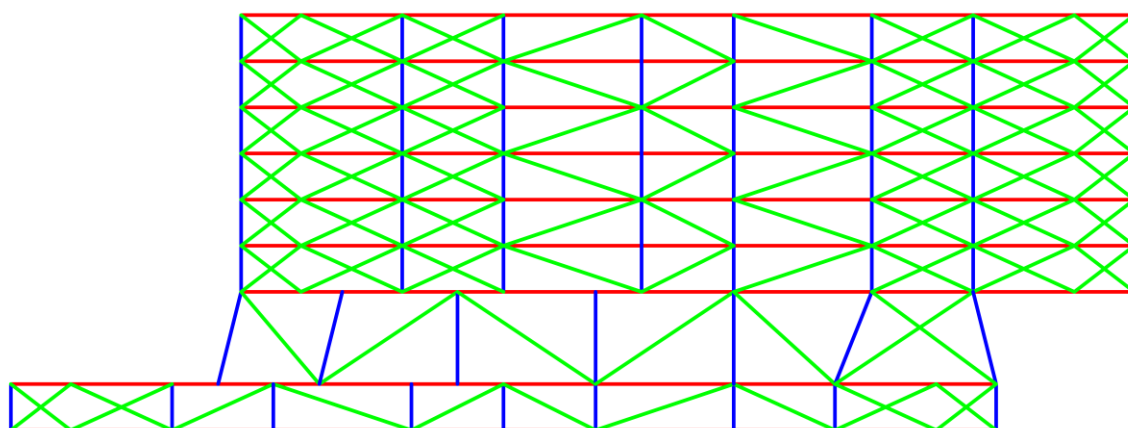
*2：道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

3. 解析モデル

解析モデル範囲及び2次元フレーム解析モデル（境界条件，荷重作用イメージ等）を図5に示す。横構及び対傾構の仕様及び物性値を表3に，対傾構の概略断面図を図6に示す。



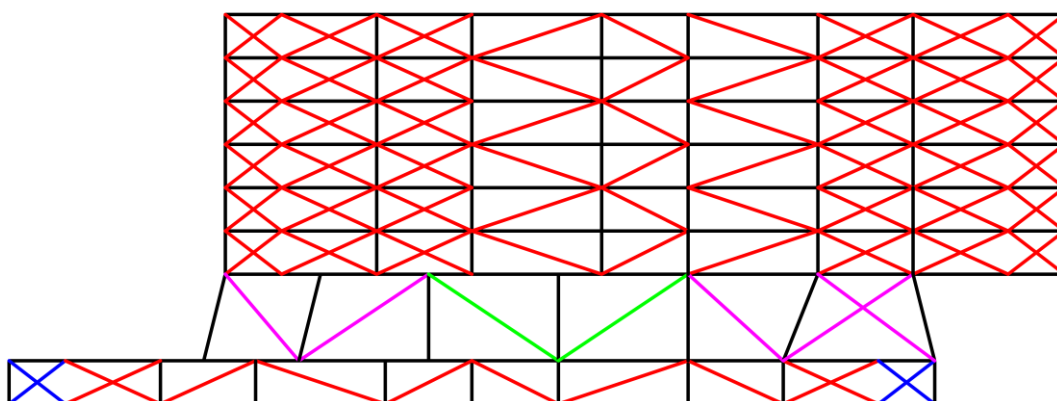
(解析モデル範囲)



— : 主桁 — : 横構 — : 対傾構

(2次元フレーム解析モデル(主桁，横構，対傾構))

図5(1) 解析モデル範囲及び2次元フレーム解析モデル



— : 横構① — : 横構② — : 横構③ — : 横構④

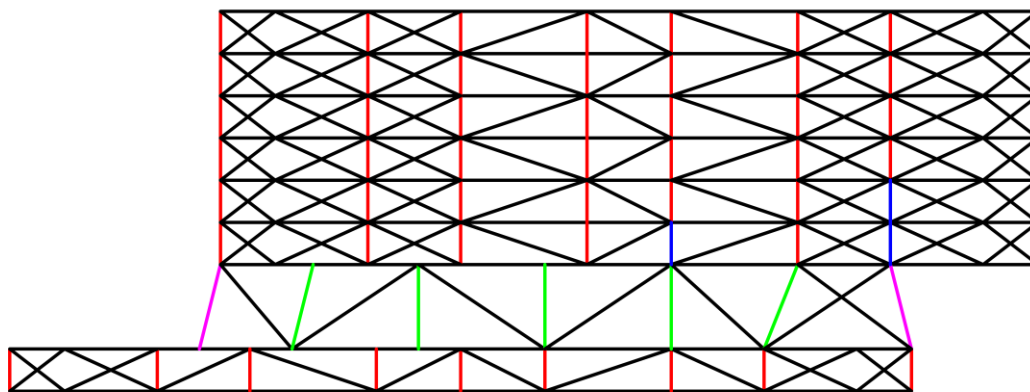
横構① : L130×130×9 @ 1.0m, 横構② : H125×125×6.5×9 @ 1.0m

横構③ : L130×130×9 @ 2.0m, 横構④ : H125×125×6.5×9 @ 2.0m

注 : @以降は主桁間隔を示す。

(2次元フレーム解析モデル (横構))

図 5 (2) 解析モデル範囲及び 2次元フレーム解析モデル



— : 対傾構① — : 対傾構② — : 対傾構③ — : 対傾構④

対傾構① : 上弦材・下弦材 (L75×75×6) 斜材 (L75×75×6) @ 1.0m

対傾構② : 上弦材・下弦材 (L75×75×6) 斜材 (L100×100×10) @ 1.0m

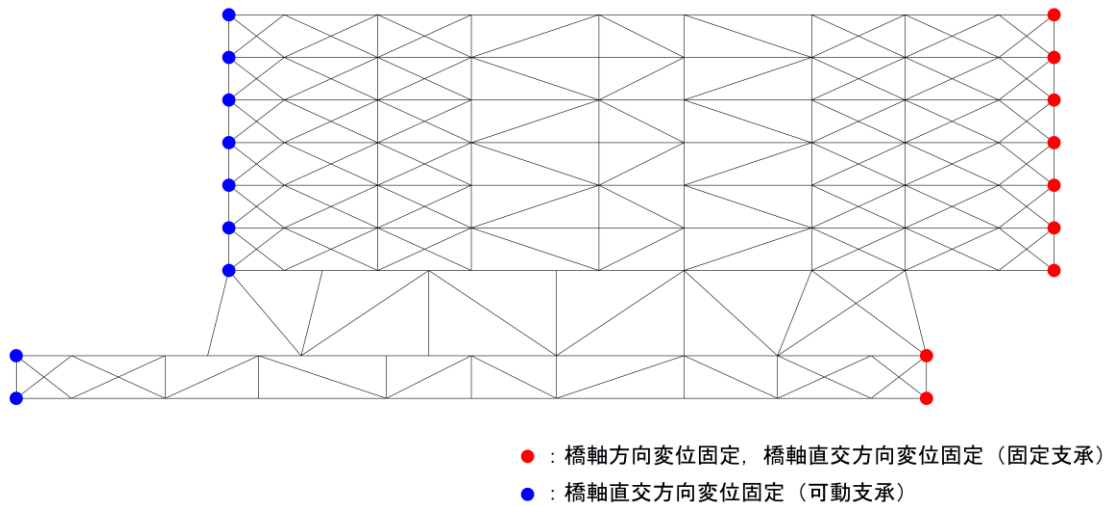
対傾構③ : 上弦材・下弦材 (L75×75×6) 斜材 (L75×75×6) @ 2.0m

対傾構④ : 上弦材・下弦材 (L130×130×9) 斜材 (H125×125×6.5×9) @ 2.0m

注 : @以降は主桁間隔を示す。

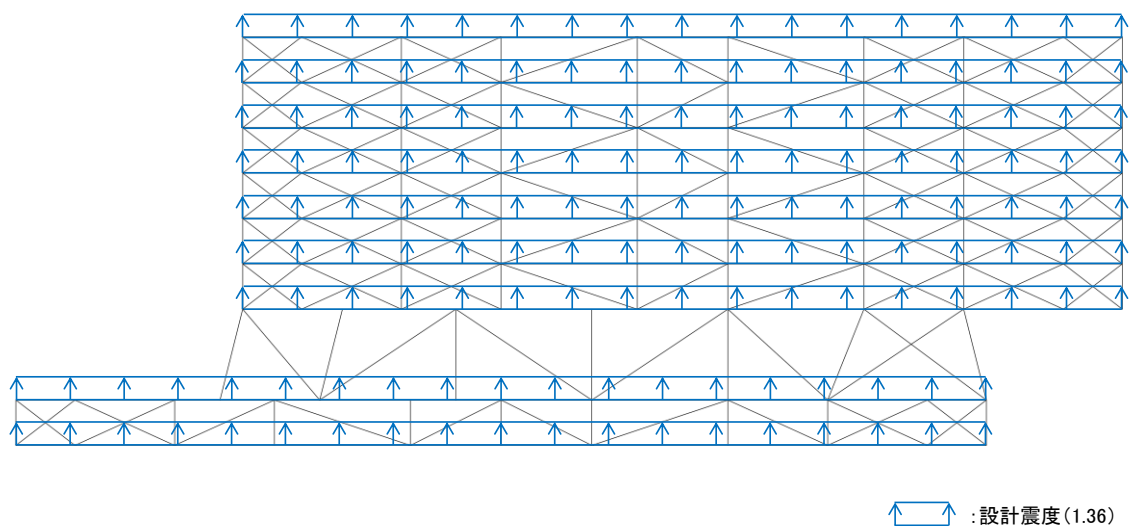
(2次元フレーム解析モデル (対傾構))

図 5 (3) 解析モデル範囲及び 2次元フレーム解析モデル



(2次元フレーム解析モデル (境界条件))

図 5 (4) 解析モデル範囲及び2次元フレーム解析モデル

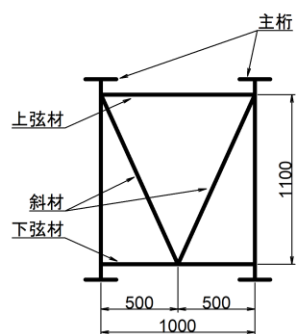


(2次元フレーム解析モデル (荷重作用イメージ))

図 5 (5) 解析モデル範囲及び2次元フレーム解析モデル

表 3 横構及び対傾構の仕様及び物性値

材料		仕様	単位体積重量 (kN/m^3)	断面積 (cm^2)	ヤング係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν
横構①, ③	L130×130×9	SS400	77.0	22.74	2.00×10^5	0.3
横構②, ④	H125×125×6.5×9	SS400	77.0	30.00	2.00×10^5	0.3
対傾構①, ②, ③	L75×75×6	SS400	77.0	17.45	2.00×10^5	0.3
対傾構④	L130×130×9	SS400	77.0	22.74	2.00×10^5	0.3

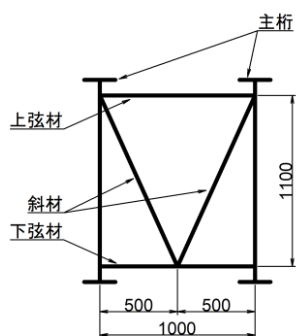


(単位：mm)

上・下弦材：L75×75×6 (SS400)

斜材：L75×75×6 (SS400)

(対傾構①)



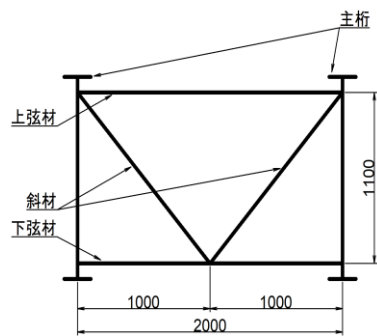
(単位：mm)

上・下弦材：L75×75×6 (SS400)

斜材：L100×100×10 (SS400)

(対傾構②)

図 6 (1) 対傾構の概略断面図

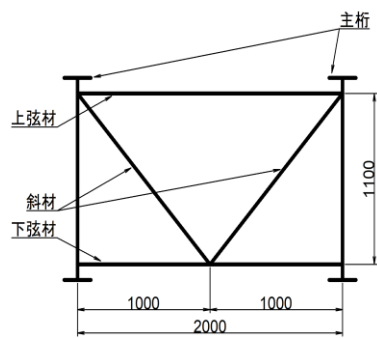


(単位：mm)

上・下弦材：L75×75×6 (SS400)

斜材：L75×75×6 (SS400)

(対傾構③)



(単位：mm)

上・下弦材：L130×130×9 (SS400)

斜材：H125×125×6.5×9 (SS400)

(対傾構④)

図 6 (2) 対傾構の概略断面図

4. 評価結果

4.1 フレーム解析結果

フレーム解析結果を表 4 に示す。

表 4 フレーム解析結果

部位 *1		軸力 (kN) *2
横構①	L130×130×9@1.0m	83.26
横構②	H125×125×6.5×9@1.0m	111.43
横構③	L130×130×9@2.0m	68.41
横構④	H125×125×6.5×9@2.0m	174.58
対傾構①	L75×75×6@1.0m	33.61
対傾構②	L75×75×6@1.0m	77.06
対傾構③	L75×75×6@2.0m	40.60
対傾構④	L130×130×9@2.0m	206.10

注記*1：@以降は主桁間隔を示す。

*2：圧縮及び引張を含めた絶対値最大を示す。

4.2 横構及び対傾構（上弦材・下弦材）の評価結果

横構及び対傾構（上弦材・下弦材）の耐震性評価を実施した。横構及び対傾構（上弦材・下弦材）の照査結果を表5に示す。

横構及び対傾構（上弦材・下弦材）に発生する圧縮力及び引張力が許容限界以下であることを確認した。

表5（1） 横構及び対傾構（上弦材・下弦材）の照査結果（圧縮）

部位		発生応力度 (N/mm ²)	許容圧縮 応力度 (N/mm ²)	照査値
横構①	L130×130×9@1.0m	37	52	0.72
横構②	H125×125×6.5×9@1.0m	37	129	0.29
横構③	L130×130×9@2.0m	30	48	0.63
横構④	H125×125×6.5×9@2.0m	58	99	0.59
対傾構①	L75×75×6@1.0m	19	65	0.30
対傾構②	L75×75×6@1.0m	44	65	0.68
対傾構③	L75×75×6@2.0m	23	49	0.47
対傾構④	L130×130×9@2.0m	45	63	0.72

表5（2） 横構及び対傾構（上弦材・下弦材）の照査結果（引張）

部位		発生応力度 (N/mm ²)	許容引張 応力度 (N/mm ²)	照査値
横構①	L130×130×9@1.0m	49	140	0.35
横構②	H125×125×6.5×9@1.0m	37		0.27
横構③	L130×130×9@2.0m	40		0.29
横構④	H125×125×6.5×9@2.0m	58		0.42
対傾構①	L75×75×6@1.0m	26		0.19
対傾構②	L75×75×6@1.0m	59		0.43
対傾構③	L75×75×6@2.0m	31		0.23
対傾構④	L130×130×9@2.0m	60		0.43

4.3 対傾構（斜材）の評価結果

(1) 対傾構①

対傾構①における評価を以下のとおり実施し、対傾構（斜材）に発生する圧縮力及び引張力が許容限界以下であることを確認した。

対傾構（斜材）に発生する軸力

$$N_{BD} = H_{AB} \div \cos\theta = 16.8 \div (500/1208) = 40.62 \text{ kN}$$

N_{BD} ：対傾構（斜材）に発生する軸力（kN）

H_{AB} ：対傾構（上弦材）に発生する軸力（kN）

対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度

$$\sigma_c = N_{BD} \div A = 40.62 \times 10^3 \div 872.7 = 47 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 65 \text{ N/mm}^2$$

σ_c ：対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度（N/mm²）

A ：対傾構（斜材）の総断面積（mm²）

σ_{ca} ：対傾構（斜材）の許容圧縮応力度（N/mm²）

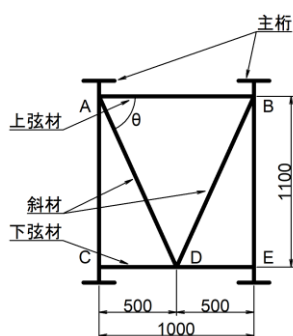
対傾構（斜材）に発生する引張応力度

$$\sigma_t = N_{BD} \div AL = 40.62 \times 10^3 \div 654.5 = 62 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 140 \text{ N/mm}^2$$

σ_t ：対傾構（斜材）に発生する引張応力度（N/mm²）

AL ：対傾構（斜材）の純断面積（mm²）

σ_{ta} ：対傾構（斜材）の許容引張応力度（N/mm²）



（単位：mm）

上・下弦材：L75×75×6（SS400）

斜材：L75×75×6（SS400）

図 7 対傾構①

(2) 対傾構②

対傾構②における評価を以下のとおり実施し、対傾構（斜材）に発生する圧縮力及び引張力が許容限界以下であることを確認した。

対傾構（斜材）に発生する軸力

$$N_{BD} = H_{AB} \div \cos\theta = 38.53 \div (500/1208) = 93.12 \text{ kN}$$

N_{BD} : 対傾構（斜材）に発生する軸力（kN）

H_{AB} : 対傾構（上弦材）に発生する軸力（kN）

対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度

$$\sigma_c = N_{BD} \div A = 93.12 \times 10^3 \div 1900 = 49 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 69 \text{ N/mm}^2$$

σ_c : 対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度（N/mm²）

A : 対傾構（斜材）の総断面積（mm²）

σ_{ca} : 対傾構（斜材）の許容圧縮応力度（N/mm²）

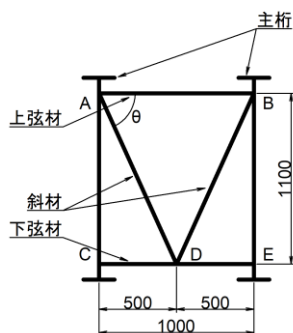
対傾構（斜材）に発生する引張応力度

$$\sigma_t = N_{BD} \div AL = 93.12 \times 10^3 \div 1425 = 65 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 140 \text{ N/mm}^2$$

σ_t : 対傾構（斜材）に発生する引張応力度（N/mm²）

AL : 対傾構（斜材）の純断面積（mm²）

σ_{ta} : 対傾構（斜材）の許容引張応力度（N/mm²）



（単位：mm）

上・下弦材 : L75×75×6 (SS400)

斜材 : L100×100×10 (SS400)

図 8 対傾構②

(3) 対傾構③

対傾構③における評価を以下のとおり実施し、対傾構（斜材）に発生する圧縮力及び引張力が許容限界以下であることを確認した。

対傾構（斜材）に発生する軸力

$$N_{BD} = H_{AB} \div \cos\theta = 20.3 \div (1000/1487) = 30.18 \text{ kN}$$

N_{BD} ：対傾構（斜材）に発生する軸力（kN）

H_{AB} ：対傾構（上弦材）に発生する軸力（kN）

対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度

$$\sigma_c = N_{BD} \div A = 30.18 \times 10^3 \div 872.7 = 35 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 57 \text{ N/mm}^2$$

σ_c ：対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度（N/mm²）

A ：対傾構（斜材）の総断面積（mm²）

σ_{ca} ：対傾構（斜材）の許容圧縮応力度（N/mm²）

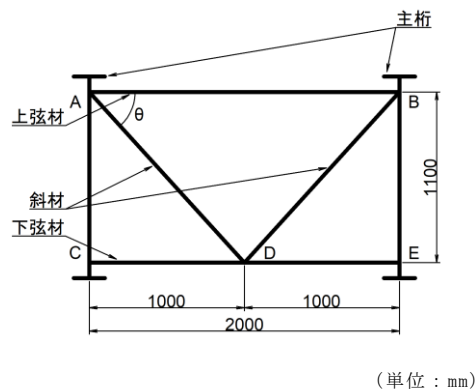
対傾構（斜材）に発生する引張応力度

$$\sigma_t = N_{BD} \div AL = 30.18 \times 10^3 \div 654.5 = 46 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 140 \text{ N/mm}^2$$

σ_t ：対傾構（斜材）に発生する引張応力度（N/mm²）

AL ：対傾構（斜材）の純断面積（mm²）

σ_{ta} ：対傾構（斜材）の許容引張応力度（N/mm²）



上・下弦材：L75×75×6（SS400）

斜材：L75×75×6（SS400）

図 9 対傾構③

(4) 対傾構④

対傾構④における評価を以下のとおり実施し、対傾構（斜材）に発生する圧縮力及び引張力が許容限界以下であることを確認した。

対傾構（斜材）に発生する軸力

$$N_{BD} = H_{AB} \div \cos\theta = 103.05 \div (1000/1487) = 153.2kN$$

 N_{BD} : 対傾構（斜材）に発生する軸力（kN） H_{AB} : 対傾構（上弦材）に発生する軸力（kN）

対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度

$$\sigma_c = N_{BD} \div A = 153.2 \times 10^3 \div 3000 = 51 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cq} = 132 \text{ N/mm}^2$$

σ_c : 対傾構（斜材）に発生する圧縮応力度（N/mm²）

A : 対傾構（斜材）の総断面積（ mm^2 ）

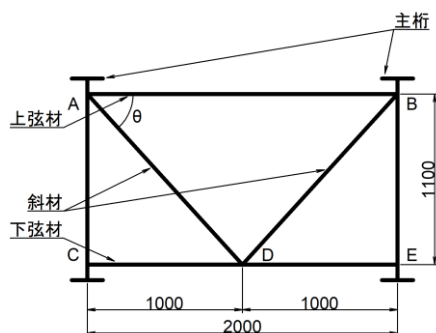
 σ_{Ca} : 対傾構（斜材）の許容圧縮応力度（N/mm²）

対傾構（斜材）に発生する引張応力度

$$\sigma_t = N_{BD} \div AL = 153.2 \times 10^3 \div 3000 = 51 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 140 \text{ N/mm}^2$$

σ_t : 対傾構（斜材）に発生する引張応力度（N/mm²）

AL : 対傾構 (斜材) の総断面積 (mm^2)

 $\sigma_{t\theta}$: 対傾構 (斜材) の許容引張応力度 (N/mm²)

(单位: mm)

上・下弦材：L130×130×9（SS400）

斜材 : H125×125×6.5×9 (SS400)

図 10 対傾構④

5. まとめ

横構及び対傾構に発生する圧縮力及び引張力が許容限界以下であり，構造が成立することを確認したことから，横構及び対傾構を剛はり要素とする妥当性を確認した。

(参考資料 5) 桁受を剛はり要素とすることの妥当性確認について

1. 概要

A－A断面（南北方向（橋軸直交方向））における主要な構造部材の評価対象部位は、水平材、斜材及び支持杭としており、桁受については、桁受－受桁間がスパン長の短い補強材によりトラス構造となっていることから、評価対象部位と比較し、十分に剛な構造とみなすことができるため、剛はり要素としている。

桁受を剛はり要素とするにあたり、その妥当性確認のため、桁受を線形はり要素としてモデル化した場合においても、桁受が健全であり、構造が成立することを確認する。

本文におけるA－A断面（南北方向（橋軸直交方向））の解析モデルを図1に示す。

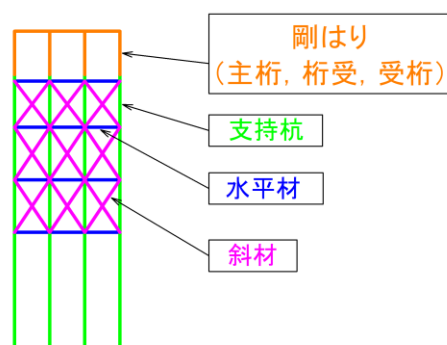


図1 本文におけるA－A断面（南北方向（橋軸直交方向））の解析モデル

2. 評価方針

桁受を剛はり要素とすることの妥当性確認においては、本文において剛はり要素としている桁受を線形はり要素としてモデル化を行い、桁受に発生する応力度が本文「4.2.1 主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認し、構造成立性を確認する。また，桁受－受桁間の固定ボルトについても，発生する応力度が本文「4.2.3 固定ボルトに対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認し，構造成立性を確認する。

解析ケースについては，本文における評価において照査値が最大となるケースである $S_s - D(++)$ とする。

3. 解析モデル

地震応答解析を実施する解析モデルを図 2 に示す。桁受の仕様及び物性値を表 1 に示す。

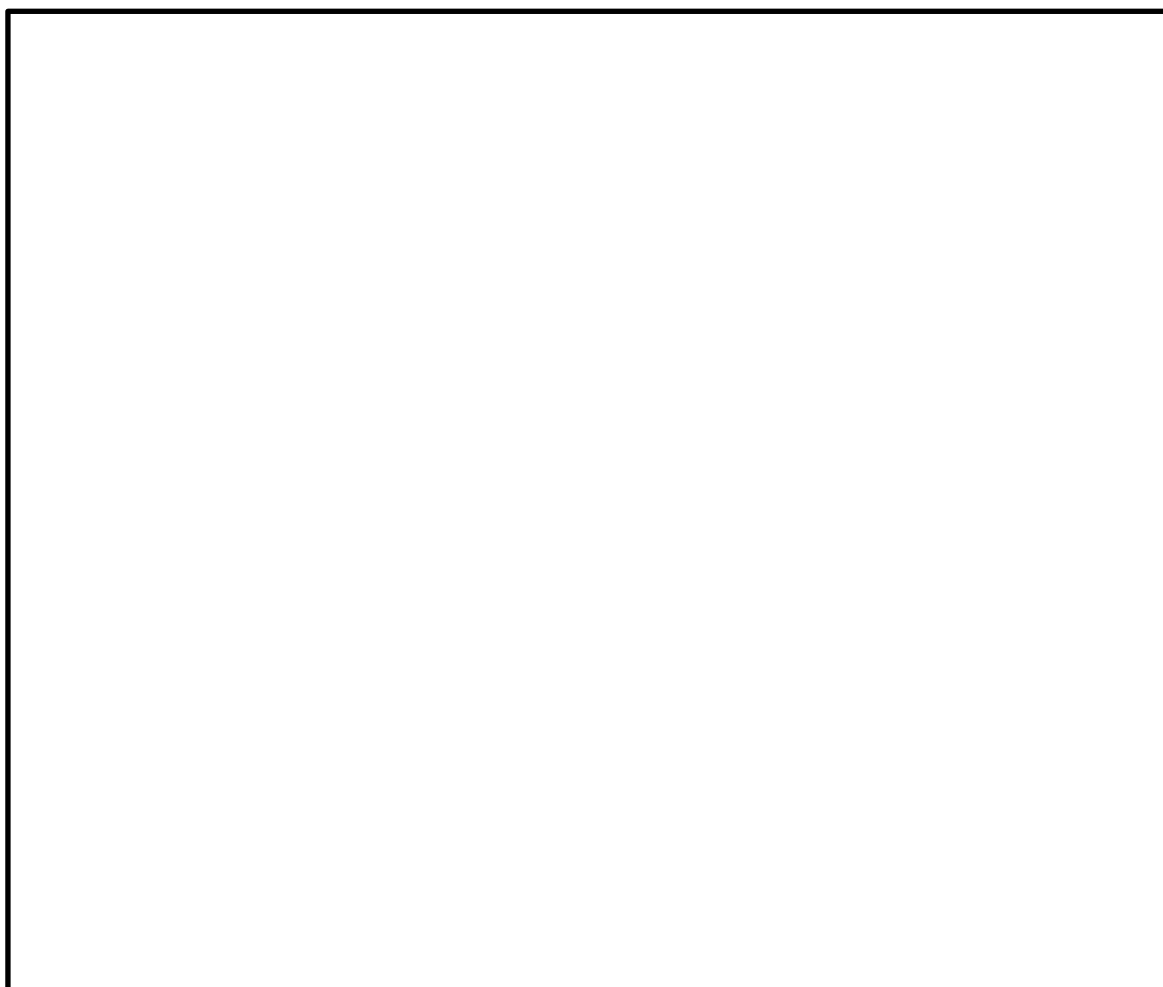
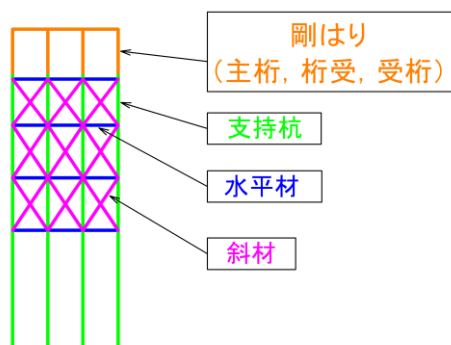
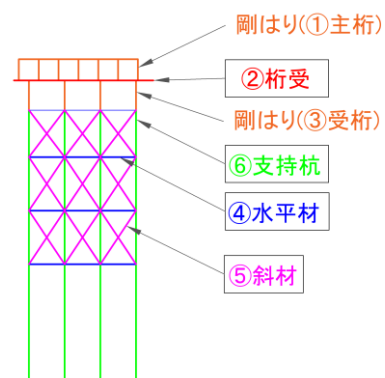


図 2 (1) 解析モデル

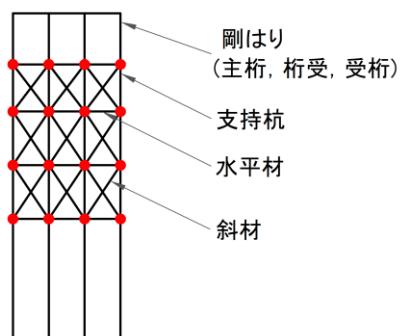


(本文のモデル (モデル①))

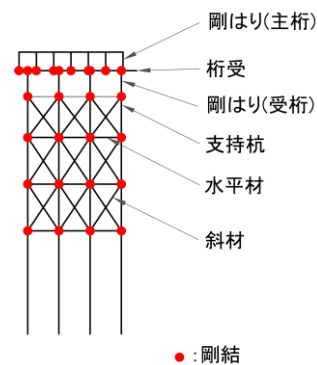


(妥当性確認モデル (モデル②))

(構造部材のみ)



(モデル①)



(モデル②)

(部材の接合条件イメージ)

図 2 (2) 解析モデル

表 1 桁受の仕様及び物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	断面積 (m ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	減衰定数
桁受	77.0	2.0×10^{-2}	2.00×10^5	0.3	0.03

4. 確認結果

桁受を線形はり要素としてモデル化を行い、耐震性評価を実施した。桁受の曲げ軸力に対する照査値を表 2 に、桁受のせん断力に対する照査値を表 3 に、桁受－受桁間の固定ボルトの照査値を表 4 に示す。

A－A 断面（南北方向（橋軸方向））において、桁受を線形はり要素としてモデル化した場合において、桁受及び固定ボルト（桁受－受桁間）に発生する曲げ軸力、せん断力及び引張力が許容限界以下であり、構造が成立することを確認した。

また、モデル①とモデル②の断面力図はおおむね同等であることを確認した。モデル①とモデル②の全時刻における断面力図の比較を図 3 に示す。

以上より、桁受を剛はり要素とする妥当性を確認した。

表 2 曲げ軸力に対する照査値（桁受）

解析 ケース	地震動		部位	発生断面力		照査値
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s－D	++*	桁受	255	-197	0.26

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 3 せん断力に対する照査値（桁受）

解析 ケース	地震動		部位	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
①	S s－D	++*	桁受	53	120	0.45

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表 4 (1) 桁受－受桁間の固定ボルトの照査値（せん断力）

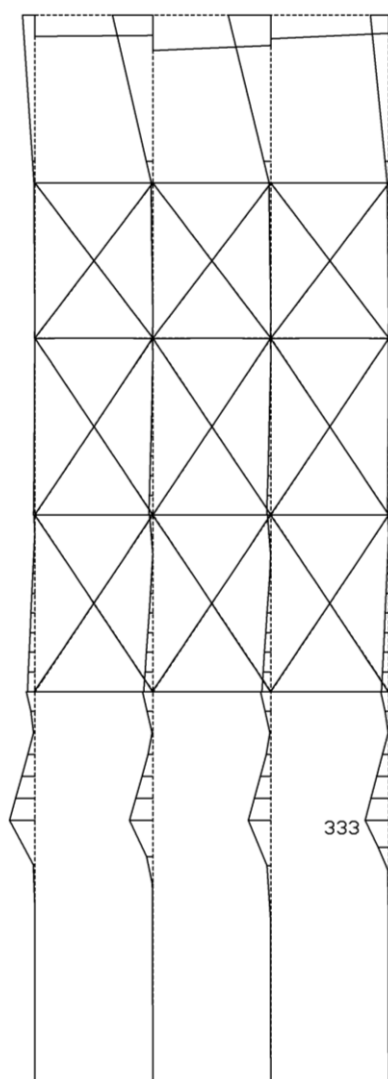
解析 ケース	地震動		部位	最大 せん断力 (kN/本)	許容 せん断力 (kN/本)	照査値
①	S s－D	++*	固定ボルト (桁受－受桁)	30	128	0.24

注記＊：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表 4 (2) 桁受－受桁間の固定ボルトの照査値（引張力）

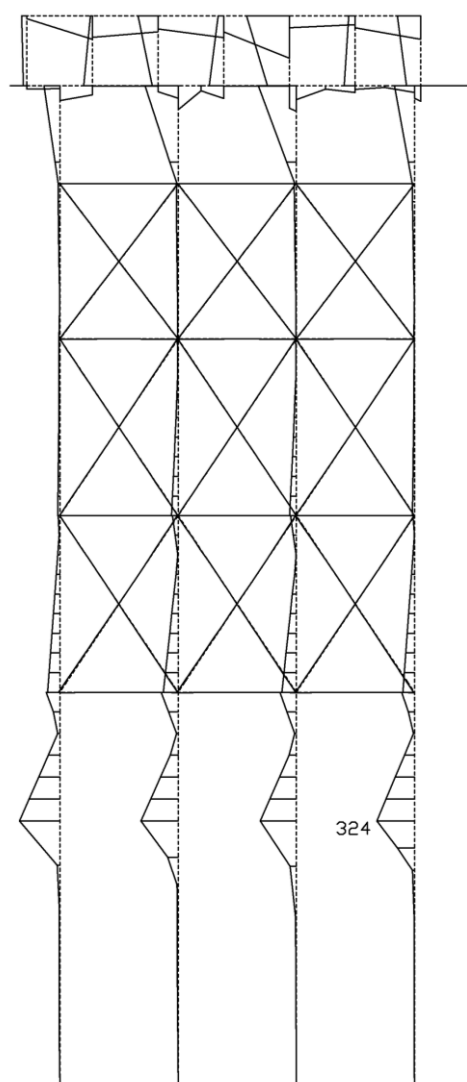
解析 ケース	地震動		部位	最大 引張力 (kN/本)	許容引張力 (kN/本)	照査値
①	S s－D	++*	固定ボルト (桁受－受桁)	94	277	0.34

注記＊：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 1000. (kN.m)

(モデル①)



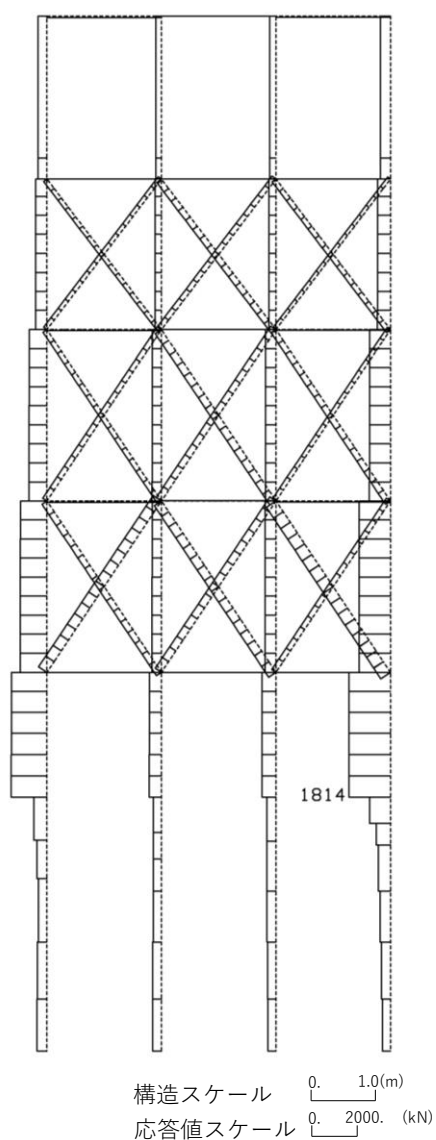
構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 500. (kN.m)

(モデル②)

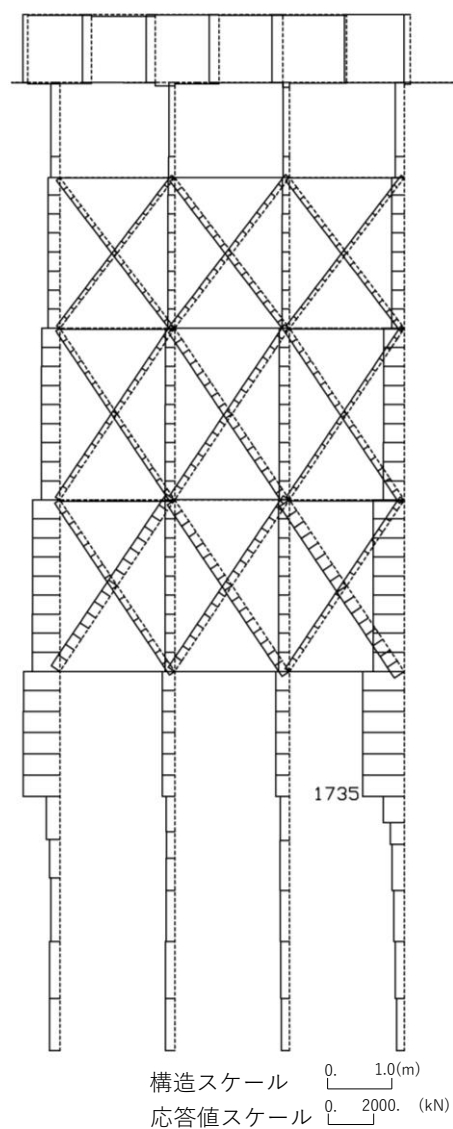
(曲げモーメント)

注：モデル①の主桁、桁受及び受桁、並びにモデル②の主桁及び受桁は、剛はり要素のため、発生する断面力については比較対象としない。

図 3 (1) 断面力図の比較 (全時刻最大)



(モデル①)

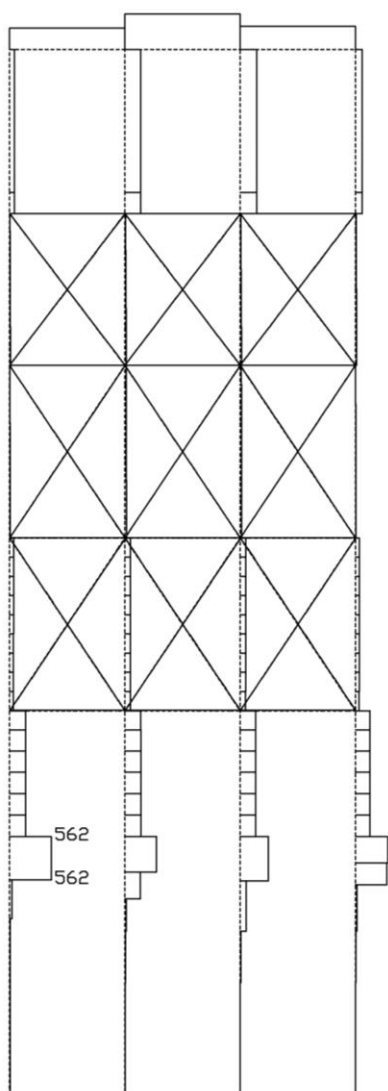


(モデル②)

(軸力)

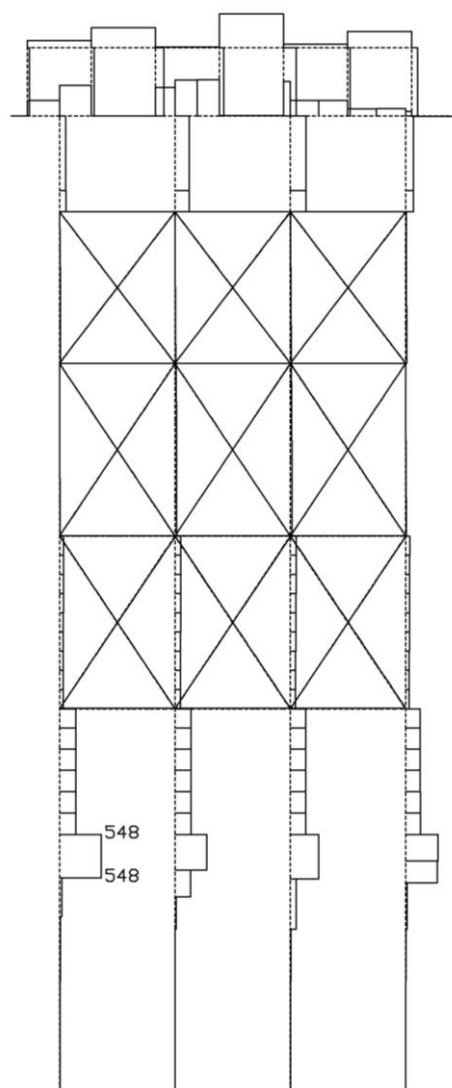
注：モデル①の主桁，桁受及び受桁，並びにモデル②の主桁及び受桁は，剛はり要素のため，発生する断面力については比較対象としない。

図 3 (2) 断面力図の比較 (全時刻最大)



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 1000. (kN)

(モデル①)



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 1000. (kN)

(モデル②)

(せん断力)

注：モデル①の主桁，桁受及び受桁，並びにモデル②の主桁及び受桁は，剛はり要素のため，発生する断面力については比較対象としない。

図 3 (3) 断面力図の比較 (全時刻最大)

(参考資料 6) 道路橋示方書の網羅性と評価対象部位の選定の考え方について

1. 概要

仮設耐震構台は、主桁、桁受、受桁、水平材、斜材及び支持杭により構成され、主桁に締結された覆工板による床面を有する鉄骨構造物であり、仮設構造物の鋼橋として設計している。

設計に用いる指針等については、「道路橋示方書 (Ⅱ 鋼橋編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 」及び「道路橋示方書 (Ⅴ 耐震設計編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 14 年 3 月) 」 (以下「道路橋示方書」という。) を主に適用している。

また、「道路橋示方書 (Ⅱ 鋼橋編) ・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月) 」において、軸方向力と曲げを同時に受ける部材の応力等の照査式に見直しがなされたため、水平材等の許容限界算定においては当該指針を適用している。

ここでは、道路橋示方書に規定されている鋼橋としての照査及び検討項目について網羅していることを確認するとともに、耐震計算書で示している評価対象部位の選定の考え方について整理するものである。

2. 道路橋示方書の記載内容との比較及び整理結果

道路橋示方書に記載されている鋼橋としての評価及び検討内容と仮設耐震構台の設計において実施した内容を整理した結果を表 1 に示す。

2.1 道路橋示方書の網羅性について

仮設耐震構台の設計は、道路橋示方書に記載されている内容について以下の内容を除き網羅しており、構造細目についても満足した材料を使用している。(表 1 (◎) 参照)

上部構造の落橋防止対策及び落橋防止システムの設置については、主桁の支承部 (杓座及びソールプレート) に加え、主要な構造部材及び連結・結合部が基準地震動 S_s の地震力による耐震性を確保する設計とすることで省略する。

また、耐久性の検討については、仮設構造物であるが供用期間中に定期的な点検・維持管理を実施することから省略する。(表 1 (△) 参照)

2.2 評価対象部位の選定の考え方について

設工認図書で示す評価対象部位については、倒壊による上位クラス施設に対する波及的影響の観点及びアクセスルートの通行性の観点から、主要な構造部材として、主桁、桁受、受桁、水平材、斜材及び支持杭を、当該部材の連結・結合部として、支承部（沓座、ソールプレート）、固定ボルト（支承部－桁受、桁受－受桁、及び受桁－支持杭）及び溶接部（水平材－支持杭及び斜材－支持杭）を、それぞれ選定する。

なお、主桁間の横構及び対傾構についても、基準地震動 S_s の地震力による耐震性を確保する設計とする。

表 1 (1) 道路橋示方書の記載内容と仮設耐震構台の設計の整理結果

【V 耐震設計編】 ◎：設工認で設計，△：省略(補足欄に理由追記)，\：対象外

耐震設計編の記載内容		設工認の設計	補足
1 総則			照査と関連のない項目
2 耐震設計の基本方針			
3 耐震設計上考慮すべき荷重		◎	主荷重(活荷重及び活荷重の衝撃を除いた荷重)及び従荷重(地震の影響)を考慮
4 設計地震動			
5 耐震性能の照査			
5.1	一般	◎	許容応力度による設計
5.2	耐震性能 1 に対する橋の限界状態		
5.3	耐震性能 2 に対する橋の限界状態		
5.4	耐震性能 3 に対する橋の限界状態		
5.5	耐震性能の照査方法		
5.6	上部構造の落下防止対策	△	上部構造（主桁）の支承部に加え，構造部材及び連結・結合部が基準地震動 S_s の地震力による耐震性を確保する設計とすることで省略する。
6 静的照査法による耐震性能の照査方法			動的解析のため対象外
7 動的照査法による耐震性能の照査方法			
7.1	一般	◎	
7.2	動的解析に用いる地震動	◎	
7.3	解析モデル及び解析方法	◎	
7.4	耐震性能の照査	◎	
8 地震時に不安定となる地盤の影響		◎	地盤の支持性能を照査
9 免震橋の耐震性能の照査			

表 1 (2) 道路橋示方書の記載内容と仮設耐震構台の設計の整理結果

【V 耐震設計編】 ◎：設工認で設計，△：省略(補足欄に理由追記)，\：対象外

10 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率			鋼製橋脚のため対象外
11 鋼製橋脚の応答値及び許容値			
11.1	一般	◎	基準地震動 S_s に対して照査結果が許容値以下とする
11.2	動的照査法による照査		
11.3	構造細目	◎	
11.4	アンカー部の照査		
12 橋脚基礎の応答値と許容値			
13 液状化が生じる地盤にある橋台基礎の応答値と許容値			
14 地震の影響を受ける上部構造の許容値と上部構造端部構造			
14.1	一般	◎	
14.2	鋼上部構造	◎	横構で補強しており構造細目を満足している
14.3	コンクリート上部構造		
14.4	上部構造端部構造	◎	最大変位照査を実施

表 1 (3) 道路橋示方書の記載内容と仮設耐震構台の設計の整理結果

【V 耐震設計編】 ◎：設工認で設計，△：省略(補足欄に理由追記)，\：対象外

15 支承部の照査			
15.1	一般	◎	
15.2	支承部の照査に用いる設計用 地震力		
15.3	支承部の照査		
15.4	支承部の構造		
15.5	変位制限構造		
16 落橋防止システム			
16.1	一般	△	上部構造（主桁）の支承部 に加え，構造部材及び連 結・結合部が基準地震動 S s の地震力による耐震性 を確保する設計とすること で省略する。
16.2	けたかかり長		
16.3	落橋防止構造		
16.4	段差防止構造		
16.5	変位制限構造		

表 1 (4) 道路橋示方書の記載内容と仮設耐震構台の設計の整理結果

【Ⅱ 鋼橋編】 ◎：設工認で設計，△：省略(補足欄に理由追記)，\：対象外

鋼橋編の記載内容		設工認の設計	補足
1 総則			照査と関連のない項目
2 設計の基本			
3 許容応力度			
3.1	一般	◎	
3.2	鋼材の許容応力度	◎	
4 部材の設計			
4.1	総則	◎	
4.2	圧縮応力を受ける板及び補剛板	◎	
4.3	軸方向力と曲げモーメントを受ける部材	◎	
4.4	孔あき板		
4.5	山形及び T 型断面を有する圧縮部材	◎	
4.6	引張山形鋼の有効断面積		
5 耐久性の検討			
5.1	一般	△	仮設構造物であるが，供用期間中に定期的な点検・維持管理を実施するため省略する。
5.2	防せい防食		
5.3	疲労設計		
6 連結			
6.1	部材の連結	◎	
6.2	溶接継手		
6.3	高力ボルト継手		
6.4	ピンによる連結		

表 1 (5) 道路橋示方書の記載内容と仮設耐震構台の設計の整理結果

【Ⅱ鋼橋編】 ◎：設工認で設計，△：省略(補足欄に理由追記)，\：対象外

7 対傾構及び横構			
7.1	一般	◎	
7.2	対傾構及び横構の構造	◎	
8 床版			
9 床組			
10 鋼げた			
10.1	適用の範囲	◎	構造細目を満足している 既製品を使用
10.2	設計一般		
10.3	フランジ		
10.4	腹板		
10.5	荷重集中点の構造		
10.6	対傾構及び横構		
10.7	そり		
11 コンクリート床版を有するけた構造			構造が異なるため対象外
12 トラス			
13 アーチ			
14 鋼管構造			
15 ラーメン構造			
16 ケーブル構造			
17 施工			

(参考資料 7) 減衰定数の設定について

1. 概要

解析モデル全体に設定する Rayleigh 減衰については、「道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 ((社) 日本道路協会, 平成 24 年 3 月) 」(以下, 「道路橋示方書」という。)に示される橋脚の減衰定数 3% を参照し, 仮設耐震構台 (鋼材) の減衰定数を 3% とした固有値解析結果を踏まえて設定している。一方, 上部構造については, 減衰定数 2% と示されていることから, 減衰定数を変更した場合の影響確認を実施する。各構造要素の減衰定数の標準値を図 1 に示す。

構造部材	線形部材としてモデル化する場合		非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02 (ケーブル: 0.01)	0.03	—	
弾性支承	0.03 (使用する弾性支承の実験より得られた等価減衰定数)		—	
免震支承	有効設計変位に対する等価減衰定数		0	
橋 脚	0.03	0.05	0.01: コンクリートを充てんしない場合 0.02: コンクリートを充てんする場合	0.02
基 礎	0.1: I 種地盤上の基礎及び II 種地盤上の直接基礎 0.2: 上記以外の条件の基礎		—	

図 1 各構造要素の減衰定数の標準値 (道路橋示方書に一部加筆)

2. 評価方針

解析モデル全体に設定する Rayleigh 減衰について, 仮設耐震構台 (鋼材) の減衰定数を 3% とした固有値解析結果と減衰定数 2% とした場合の α , β を算定し, 影響確認を実施する。

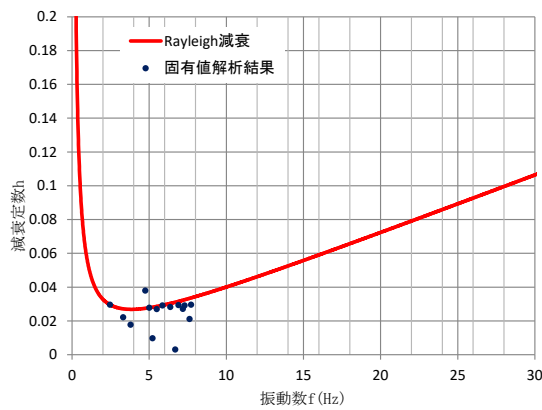
3. 確認結果

仮設耐震構台 (鋼材) の減衰定数を 3% とした場合と減衰定数 2% とした場合の Rayleigh 減衰における係数 α , β を表 1 に, Rayleigh 減衰を図 2 に示す。

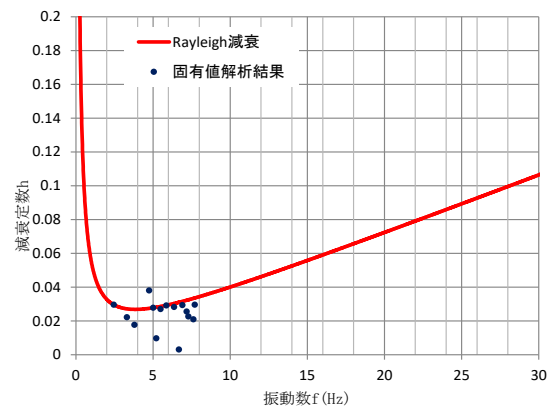
減衰定数を変更した結果, 影響は軽微であることを確認したため, 仮設耐震構台 (鋼材) の減衰定数を 3% として耐震性評価を実施する。

表 1 Rayleigh 減衰における係数 α , β

評価対象断面	鋼材の減数定数	α	β
A - A 断面	3%	6.5071×10^{-1}	1.1093×10^{-3}
	2%	6.5071×10^{-1}	1.1093×10^{-3}
B - B 断面	3%	6.9780×10^{-1}	1.1489×10^{-3}
	2%	7.0023×10^{-1}	1.1411×10^{-3}

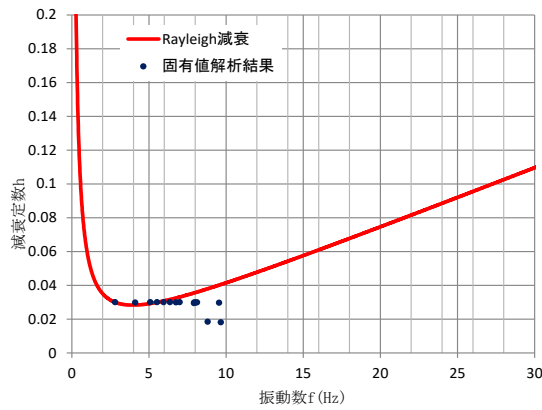


減衰定数 3%

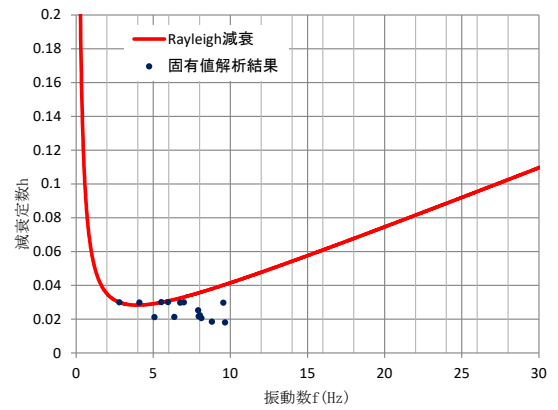


減衰定数 2%

(A - A 断面)



減衰定数 3%



減衰定数 2%

(B - B 断面)

図 2 Rayleigh 減衰

(参考資料 8) 可搬型重大事故等対処設備の通行性について

1. 概要

仮設耐震構台は、地震後にアクセスルートとして使用することから、可搬型重大事故等対処設備のうち車両総重量が最も大きい移動式代替熱交換設備（42620kg≒418kN）の通行時における主要な構造部材の健全性評価を実施する。

橋軸直交方向は、A－A断面（南北方向）及びC－C断面のうち、橋脚がより大きな荷重を分担する区間であるA－A断面を、橋軸方向は、橋脚がより大きな荷重を分担する区間であるB－B断面（東西方向）を評価対象断面とする。

断面位置図を図 1 に構造図を図 2 に示す。

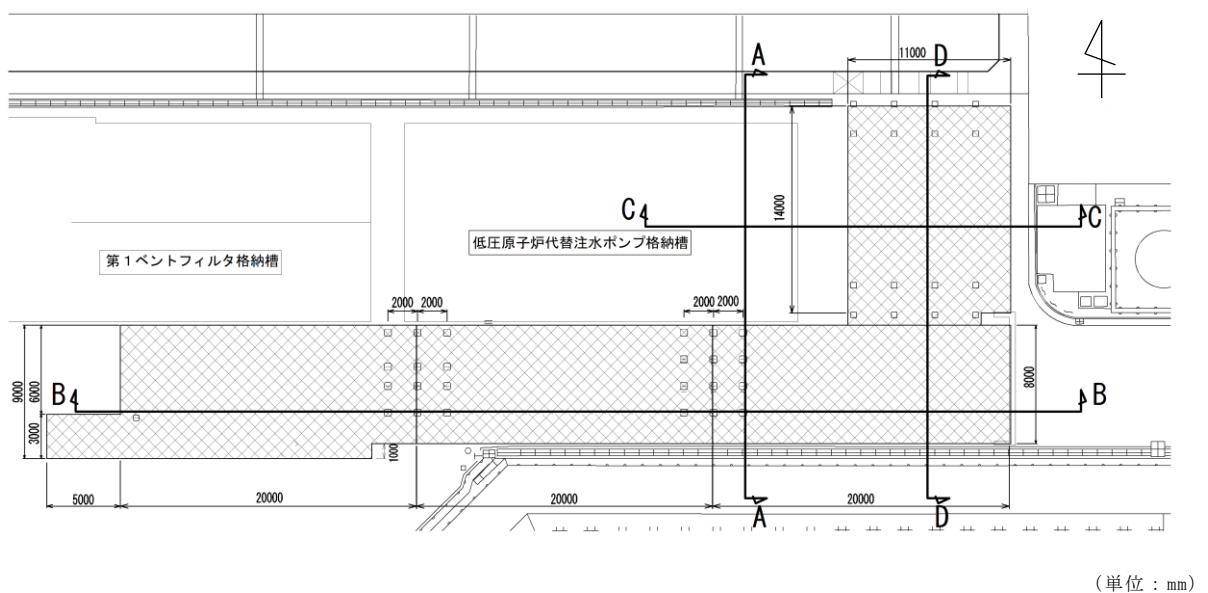


図 1 仮設耐震構台 断面位置図

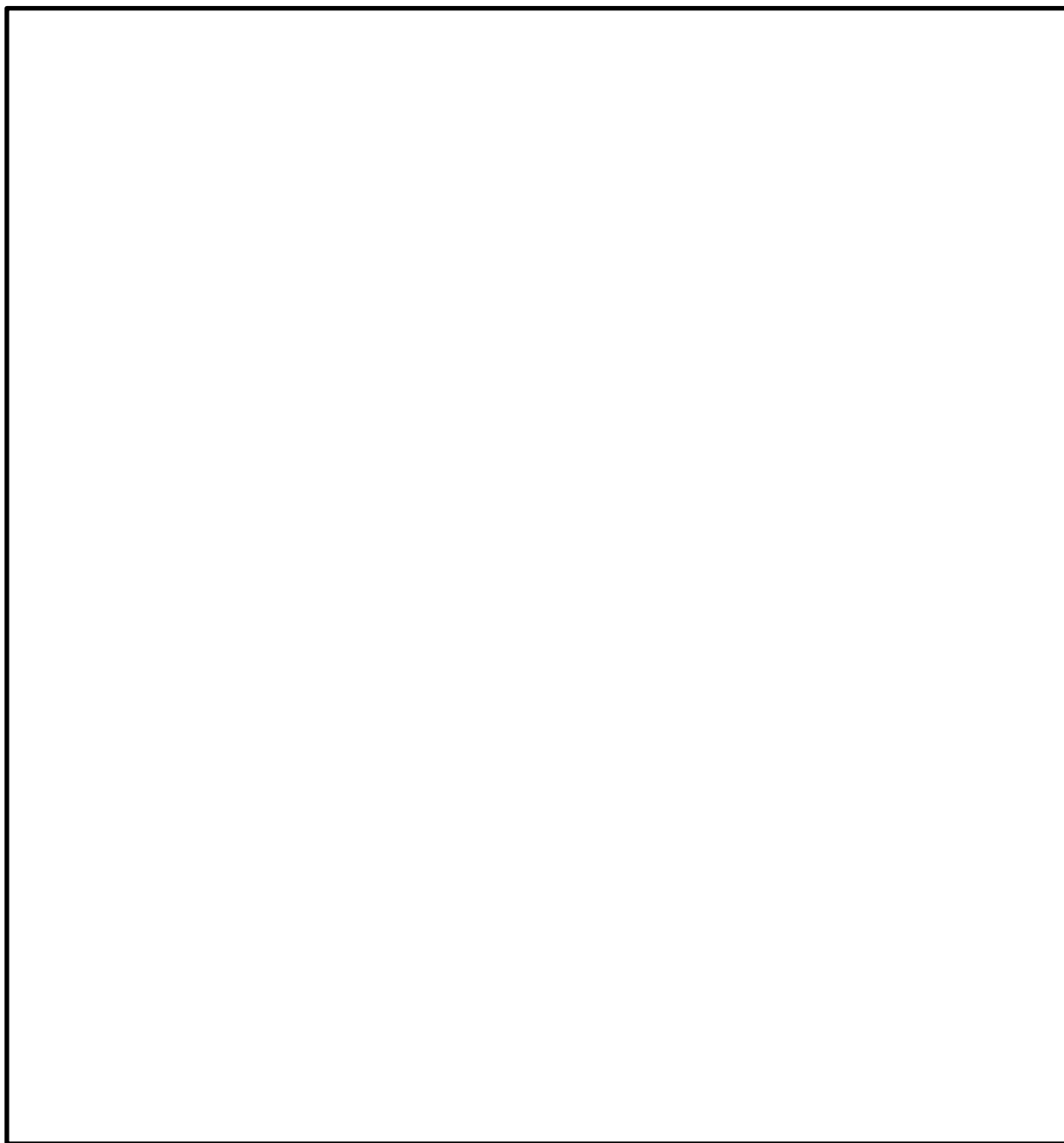


図 2 仮設耐震構台 構造図

2. 評価方法

可搬型重大事故等対処設備の通行時における健全性確認については、本文における解析モデルに対して、可搬型重大事故等対処設備のうち車両総重量が最も大きい移動式代替熱交換設備の車両総重量を保守的に集中荷重として作用させ、主要な構造部材（主桁、桁受、受桁、水平材、斜材及び支持杭）に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下であることを確認する。

なお、A-A断面（南北方向）は、桁受を線形はり要素によりモデル化した、モデル②（（参考資料5）桁受を剛はり要素とすることの妥当性確認について）により評価を実施する。

3. 計算条件

3.1 構造部材の諸元

本文「2.4 使用材料及び材料の物性値」と同様とする。

3.2 対象車両

対象車両を図3に示す。

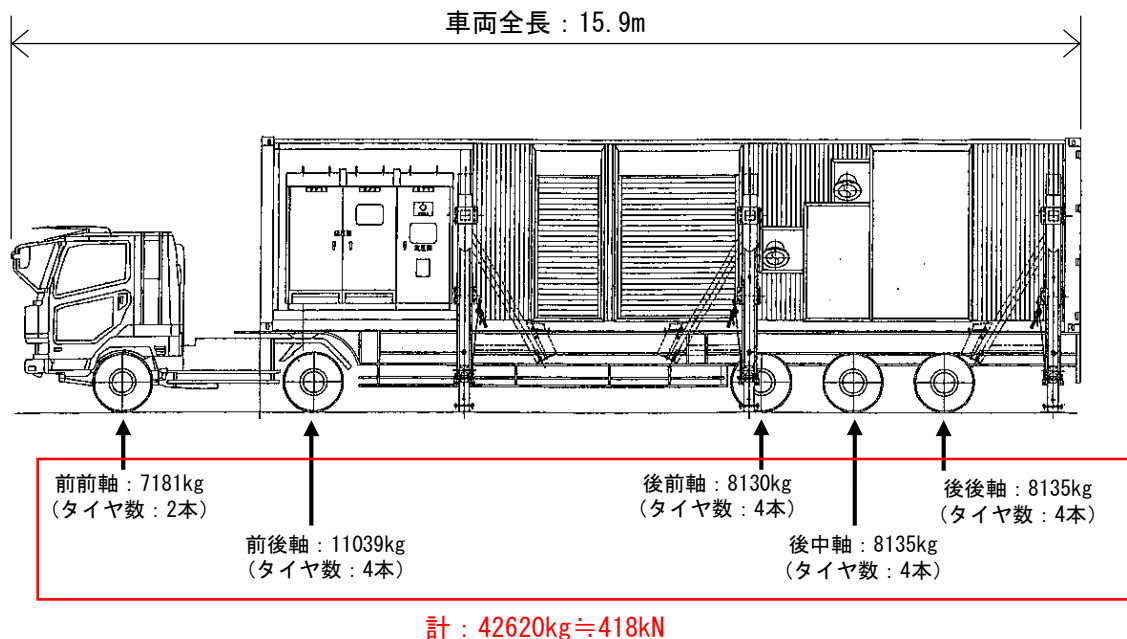


図3 対象車両

3.3 解析モデル

本文「3.2 地震応答解析モデルの設定」と同様の解析モデルとする。

3.4 荷重条件

3.4.1 衝撃係数を考慮した車両荷重

車両荷重は、移動式代替熱交換設備の車両総重量である 418kN に衝撃係数を考慮した 538kN を考慮する。衝撃係数は以下のとおりとする。

$$\text{衝撃係数（鋼橋） } i = 20 / (50 + L) = 20 / (50 + 19.4) = 0.288$$

L：支間長（m）

3.4.2 A－A断面（南北方向）の荷重条件

A－A断面（南北方向）は、上部工の重量を奥行 3 列の支持杭で負担するため、車両総重量の 1/3 の 179kN（538kN÷3）を荷重として作用させる。

荷重の作用方法は、車軸間の距離を考慮した連行荷重ではなく、保守的な設定として、集中荷重として載荷する。荷重条件のイメージを図 4 に示す。

荷重の作用位置は、少ない部材で荷重を負担し、偏心荷重による曲げモーメントが最も大きくなるよう解析モデルの端部とする（ケース①）。荷重作用位置図を図 5 に示す。

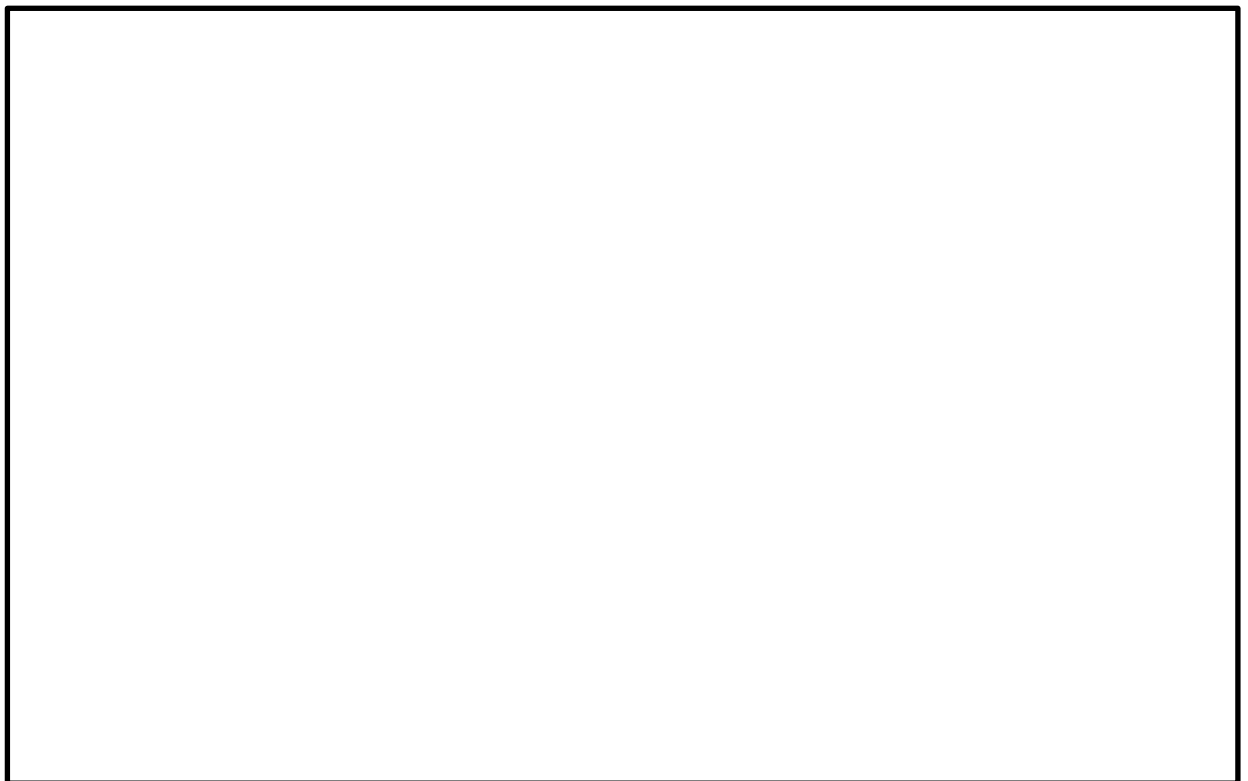


図 4 荷重条件イメージ（A－A断面（南北方向））

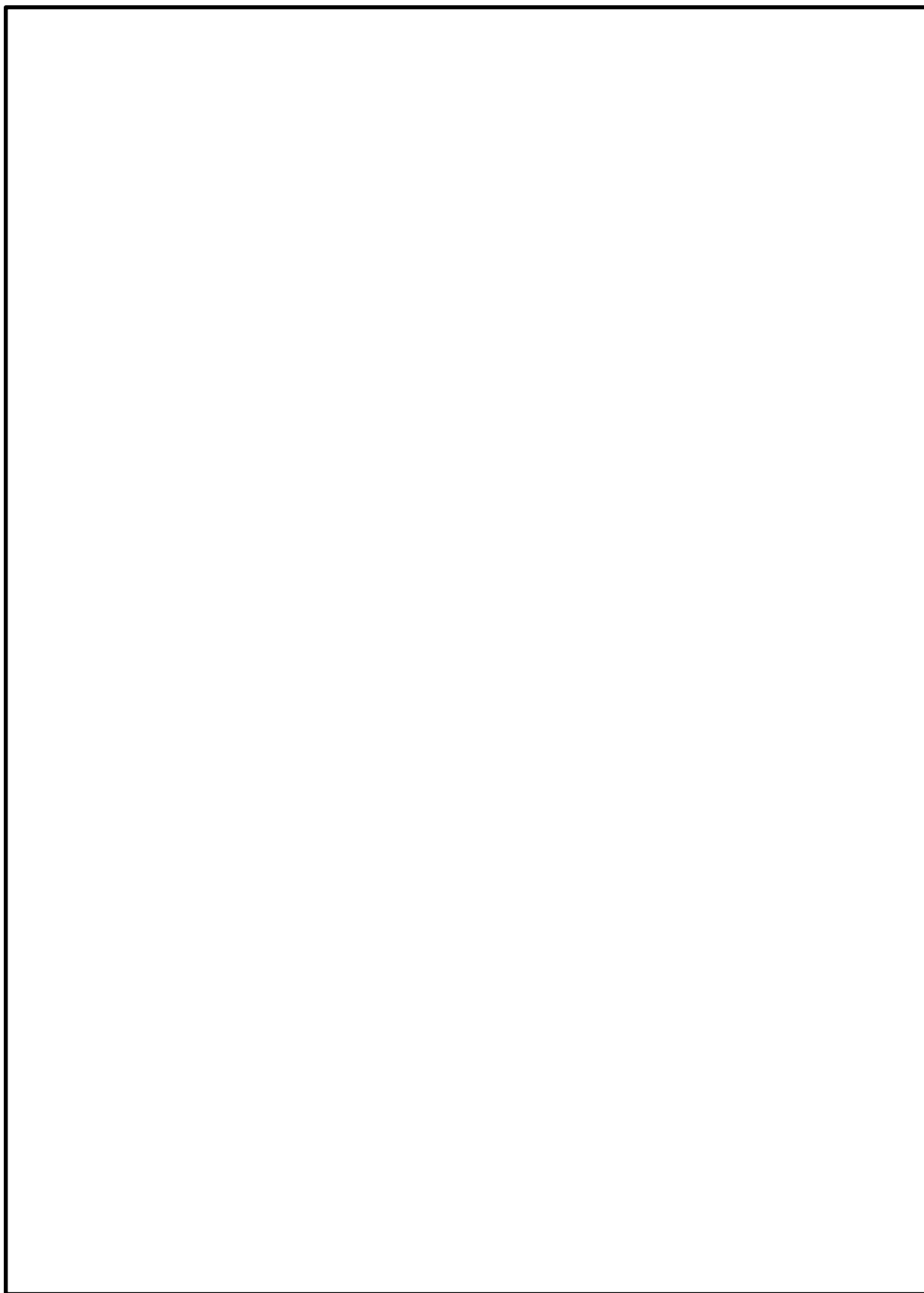


図 5 荷重作用位置図（A－A断面（ケース①））

3.4.3 B－B断面（東西方向）の荷重条件

B－B断面（東西方向）は，支持杭の奥行方向4列に対して主桁を7本設置していることから，主桁の剛性及び重量を7/4倍とした線形はり要素でモデル化している。主桁の奥行方向の7/4を考慮した際に，車輛左右間隔は1.83mであることから，車両総荷重の片側重量である，269kN（538kN÷2）を荷重として作用させる。

荷重の作用方法は，車軸間の距離を考慮した連行荷重ではなく，保守的な設定として，集中荷重として載荷する。荷重条件のイメージを図6に示す。

荷重の作用位置は，主桁の曲げモーメントが最も厳しくなると考えられる主桁中央を作用位置としたケース②，及び下部構（受桁，水平材，斜材及び支持杭）への作用荷重が大きくなると考えられる主桁端部を作用位置としたケース③とする。荷重作用位置図を図7に示す。



図6 荷重条件イメージ（B－B断面（東西方向））

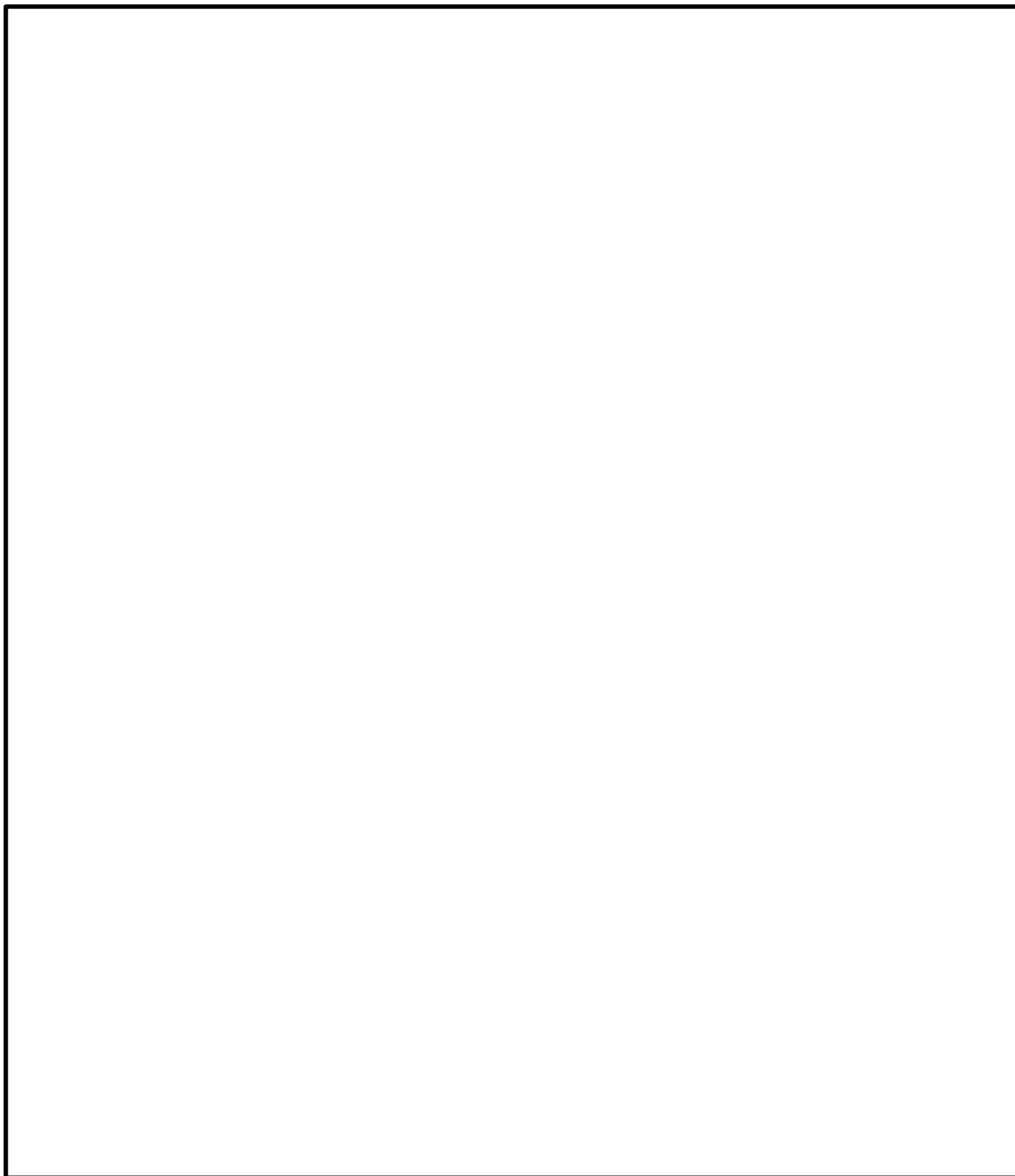


図 7 (1) 荷重作用位置図 (B - B 断面 (ケース②))

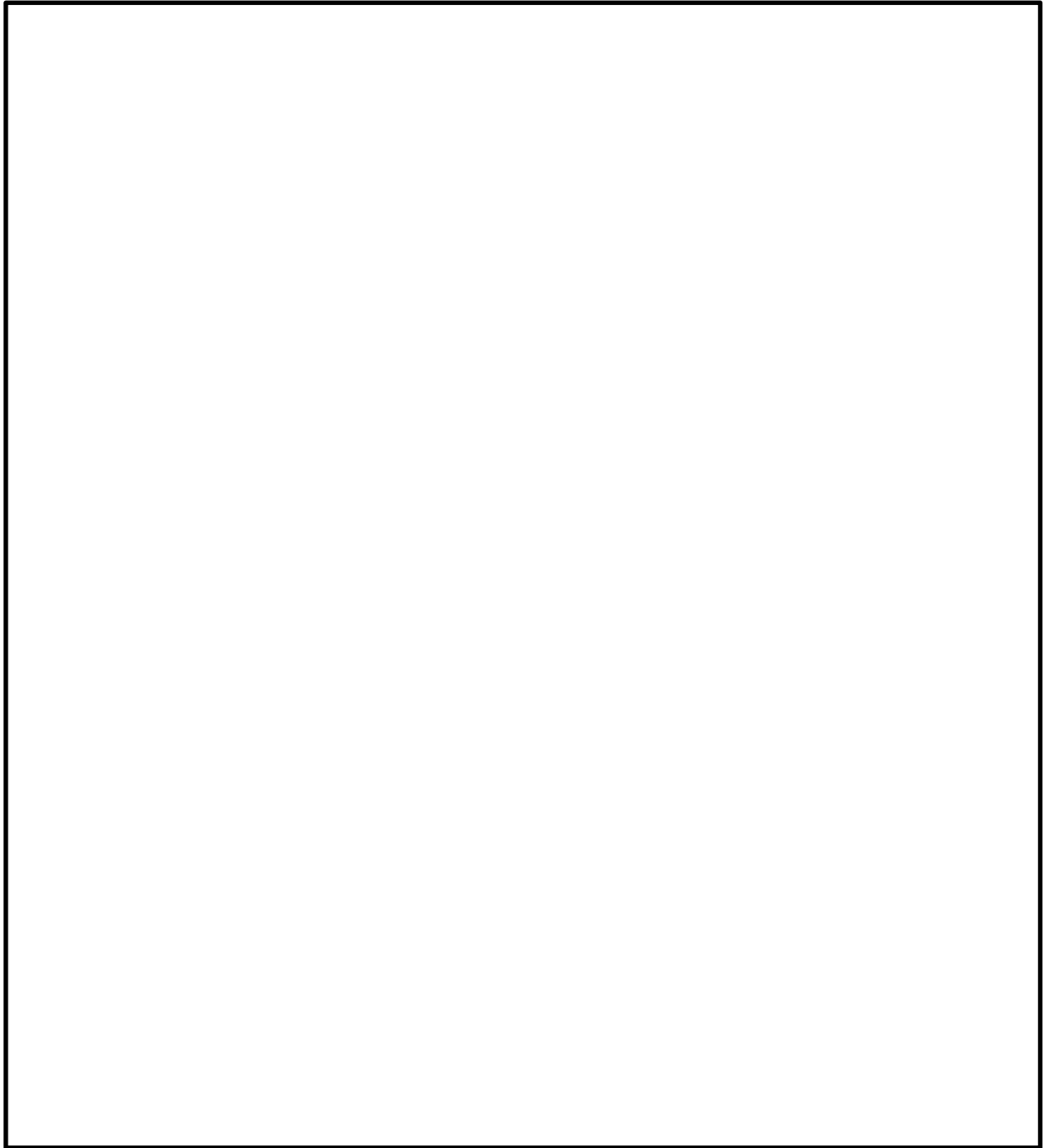


図 7 (2) 荷重作用位置図 (B - B 断面 (ケース③))

4. 許容限界

本文「4.2.1 主桁，受桁，水平材，斜材及び支持杭に対する許容限界」と同様の許容限界とする。

5. 評価結果

5.1 A－A断面（南北方向）の評価結果

A－A断面（南北方向）の曲げ軸力に対する照査値を表1に，せん断力に対する照査値を表2に示す。また，車両荷重考慮時と地震時の断面力図の比較を図8に示す。

A－A断面（南北方向）の仮設耐震構台の評価対象部位に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下であることを確認した。なお，耐震計算における照査値の方が大きくなることを確認した。

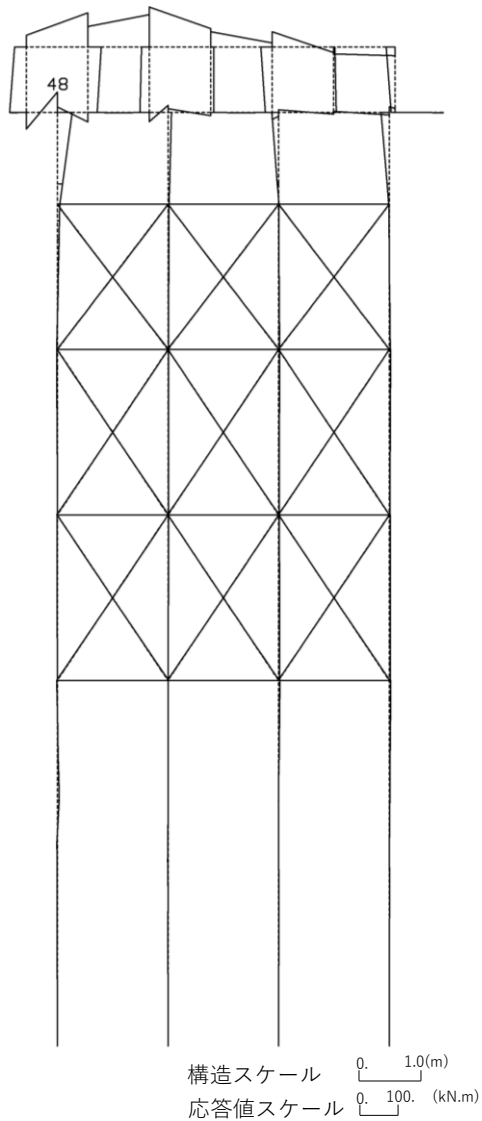
表1 曲げ軸力に対する照査値（A－A断面）

部位	ケース	発生断面力		照査値	(参考) 耐震計算による 照査値
		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
桁受	①	48	-11	0.05	0.26
水平材	①	0	19	0.04	0.32
斜材	①	1	-31	0.04	0.41
支持杭	①	4	-314	0.05	0.49

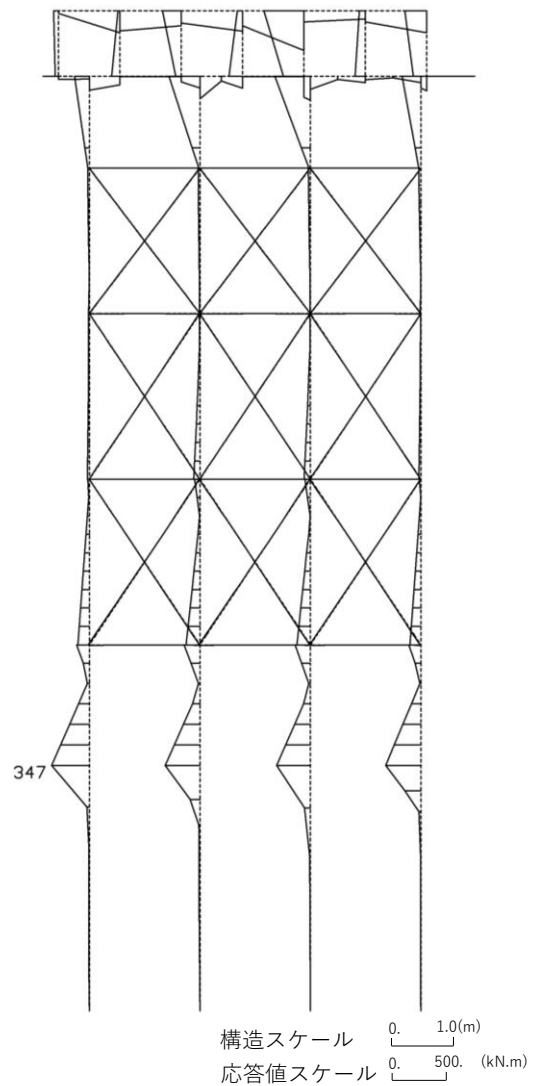
表2 せん断力に対する照査値（A－A断面）

部位	ケース	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値	(参考) 耐震計算による 照査値
桁受	①	19	120	0.16	0.45
水平材	①	0*		0.00	0.05
斜材	①	0*		0.00	0.01
支持杭	①	1		0.01	0.24

注記＊：発生応力が0.5kN未満のため発生応力度は0N/mm²とする。



(車両荷重 (ケース①))

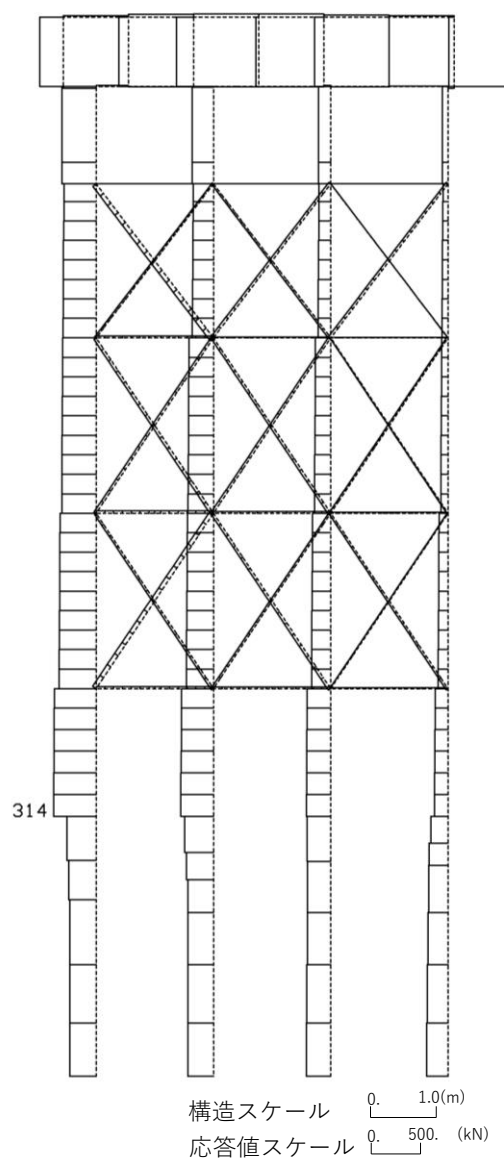


((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

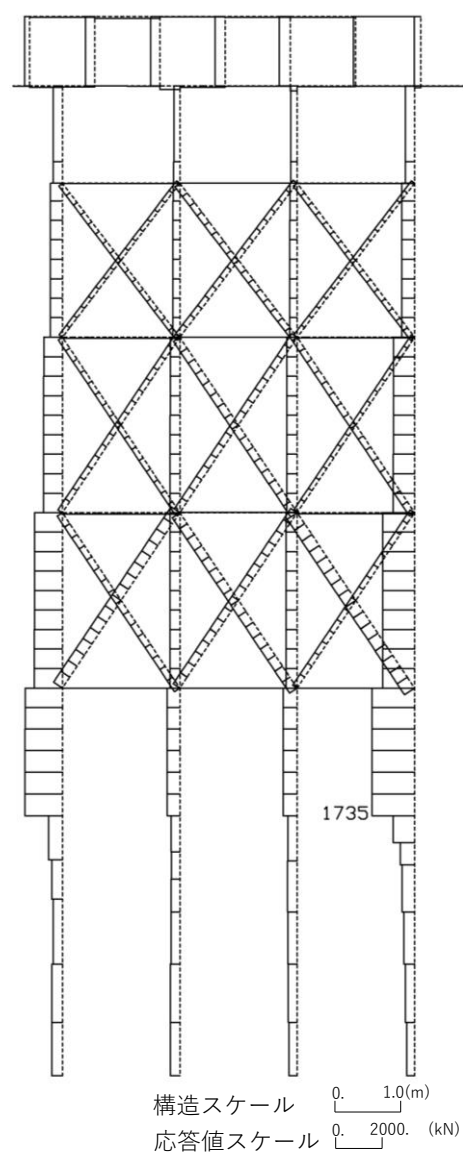
(曲げモーメント)

注：主桁及び受桁は，剛はり要素のため，発生する断面力について比較対象としない。

図 8 (1) 断面力図の比較



(車両荷重 (ケース①))

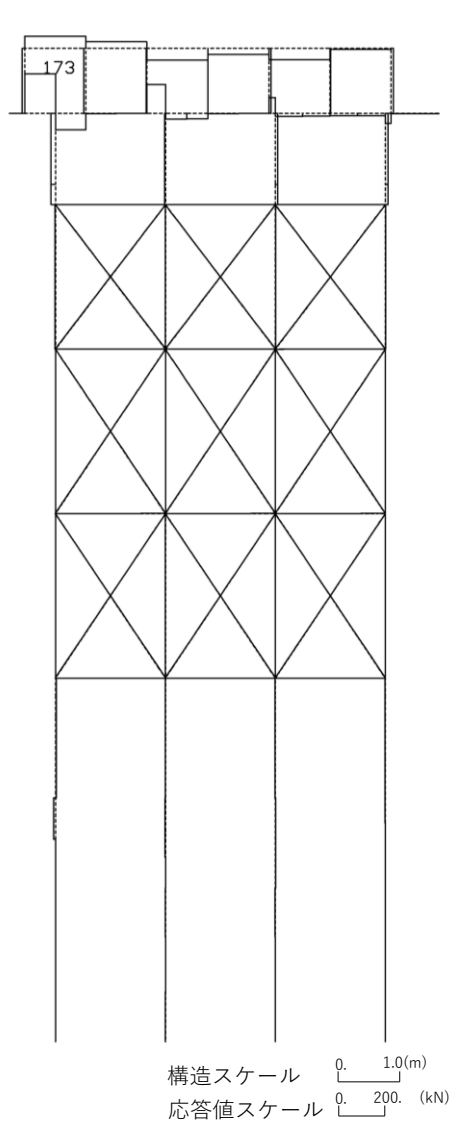


((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

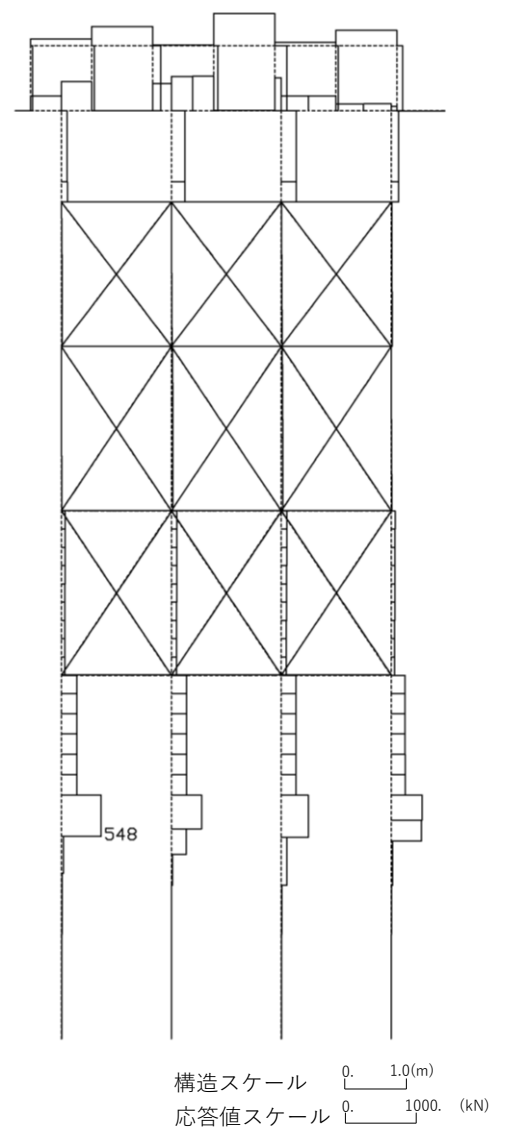
(軸力)

注：主桁及び受桁は、剛はり要素のため、発生する断面力について比較対象としない。

図 8 (2) 断面力図の比較



(車両荷重 (ケース①))



((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

(せん断力)

注：主桁及び受桁は、剛はり要素のため、発生する断面力について比較対象としない。

図 8 (3) 断面力図の比較

5.2 B－B断面（東西方向）の評価結果

B－B断面（東西方向）の曲げ軸力に対する照査値を表3に、せん断力に対する照査値を表4に示す。また、車両荷重考慮時と地震時の断面力図の比較を図9に示す。

B－B断面（東西方向）の仮設耐震構台の評価対象部位に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下であることを確認した。また、作用させる荷重は連行荷重ではなく、保守的な設定として集中荷重としており、車両総重量の片側重量のうち、考慮しない側の重量が覆工板を介してモデル化する主桁に作用した場合においても、照査値に十分余裕があることから、評価対象部位に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下になると考えられる。なお、主桁以外の部材において、耐震計算における照査値の方が大きくなることを確認した。

表 3 曲げ軸力に対する照査値（B－B断面）

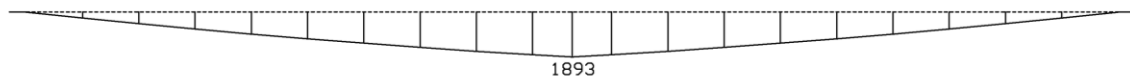
部位	ケース	発生断面力		照査値	(参考) 耐震計算による 照査値
		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)		
主桁	②	1893	0	0.25	0.20
受桁	③	103	-33	0.10	0.58
水平材	③	0	23	0.06	0.32
斜材	③	2	-44	0.06	0.46
支持杭	③	15	-428	0.07	0.63

表 4 セン断力に対する照査値（B－B断面）

部位	ケース	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値	(参考) 耐震計算による 照査値
主桁	③*1	11	180	0.07	0.04
受桁	③	37	120	0.31	0.62
水平材	③	0*2		0.00	0.05
斜材	③	0*2		0.00	0.01
支持杭	③	2		0.02	0.29

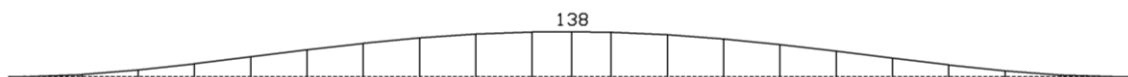
注記*1：主桁のせん断については、荷重の作用位置を主桁端部付近（桁受直上から外れた位置）にした場合の照査値が最も厳しくなることから、ケース③に車両荷重（269kN）を足し合わせたせん断力により照査を行う。

*2：発生応力が 0.5kN 未満のため発生応力度は 0N/mm²とする。



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 2000. (kN.m)

(車両荷重 (ケース②))



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 200. (kN.m)

((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

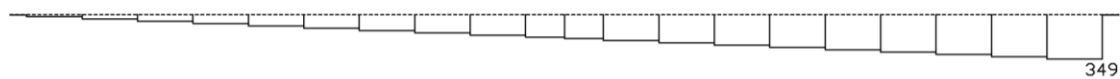
(曲げモーメント)

図 9 (1) 断面力図の比較 (主桁)



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 5.0×10⁻¹² (kN)

(車両荷重 (ケース②))

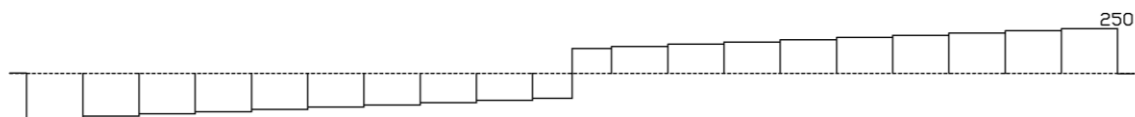


構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 500. (kN)

((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

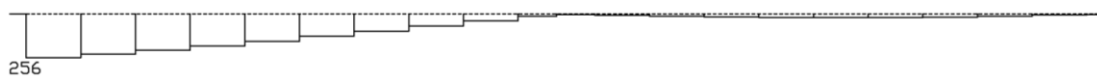
(軸力)

図 9 (2) 断面力図の比較 (主桁)



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 200. (kN)

(車両荷重 (ケース②))

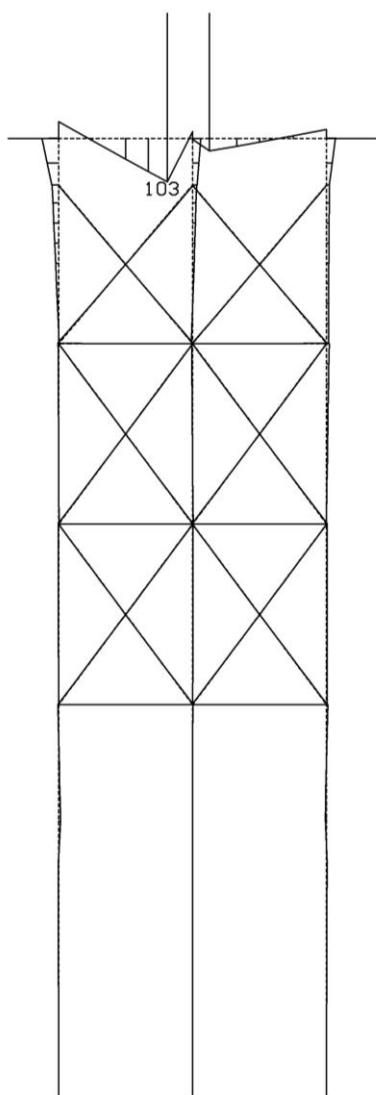


構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 200. (kN)

((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

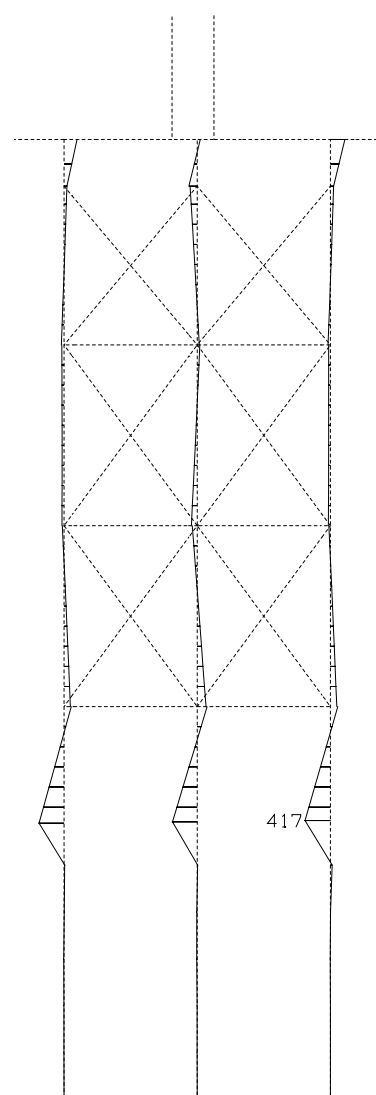
(せん断力)

図 9 (3) 断面力図の比較 (主桁)



構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 100. (kN.m)

(車両荷重 (ケース③))



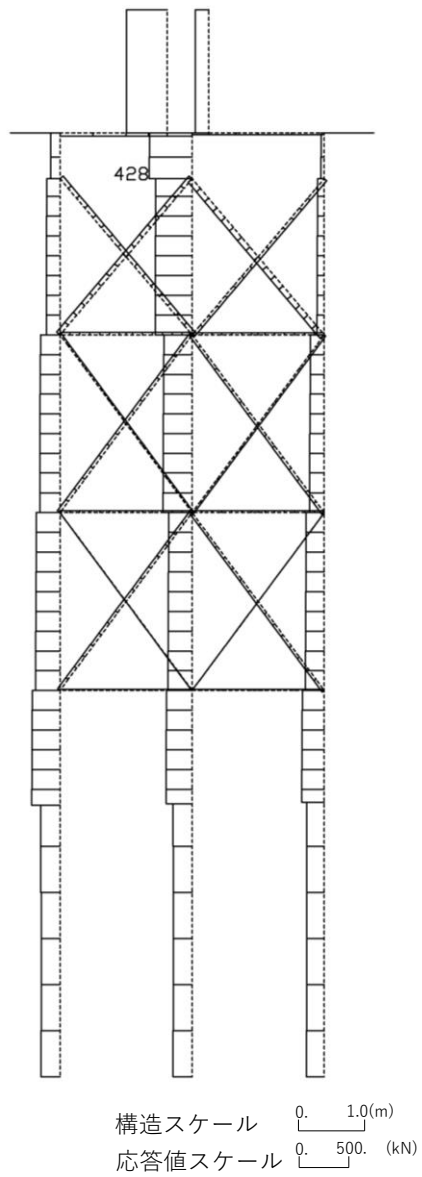
構造スケール 0. 1.0(m)
 応答値スケール 0. 500. (kN.m)

((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

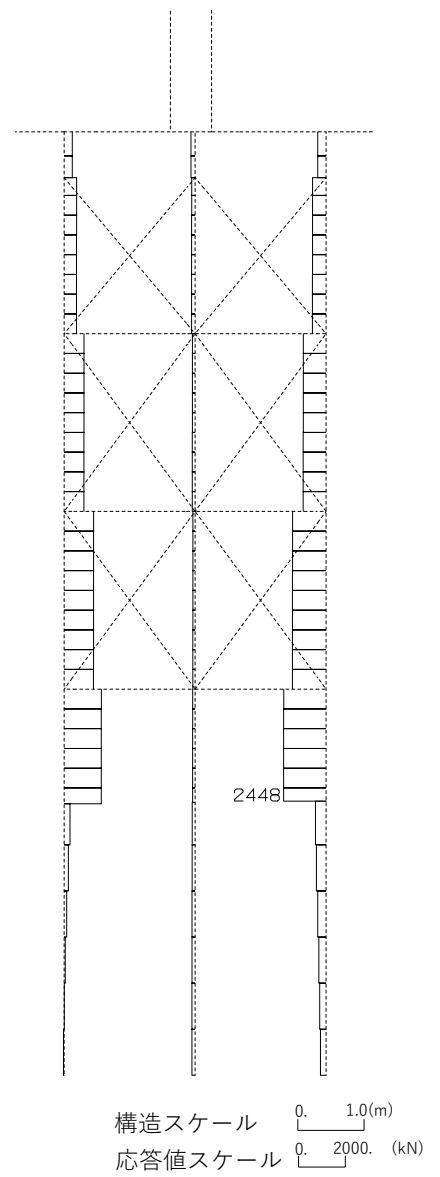
(曲げモーメント)

注：桁受は、剛はり要素のため、発生する断面力について比較対象としない。

図 9 (4) 断面力図の比較



(車両荷重 (ケース③))

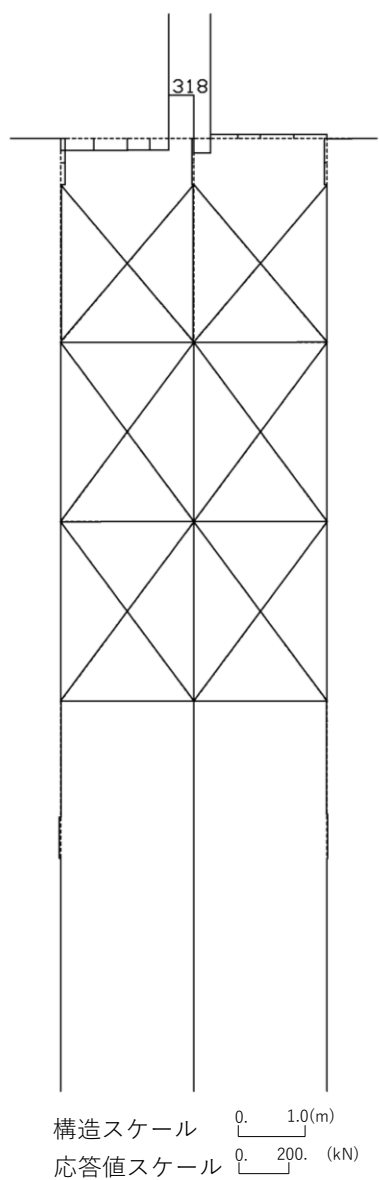


((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

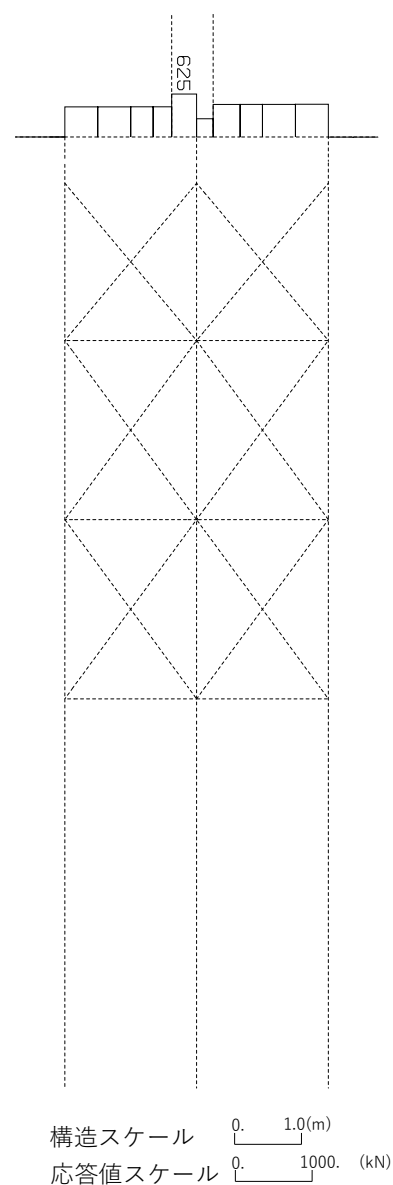
(軸力)

注：桁受は、剛はり要素のため、発生する断面力について比較対象としない。

図 9 (5) 断面力図の比較



(車両荷重 (ケース③))



((参考) 基準地震動 S_s (全時刻最大))

(せん断力)

注：桁受は、剛はり要素のため、発生する断面力について比較対象としない。

図 9 (6) 断面力図の比較

5.3 まとめ

可搬型重大事故等対処設備のうち車両総重量が最も大きい移動式代替熱交換設備の荷重を保守的に集中荷重として作用させ、主要な構造部材（主桁，桁受，受桁，水平材，斜材及び支持杭）に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下であることを確認した。

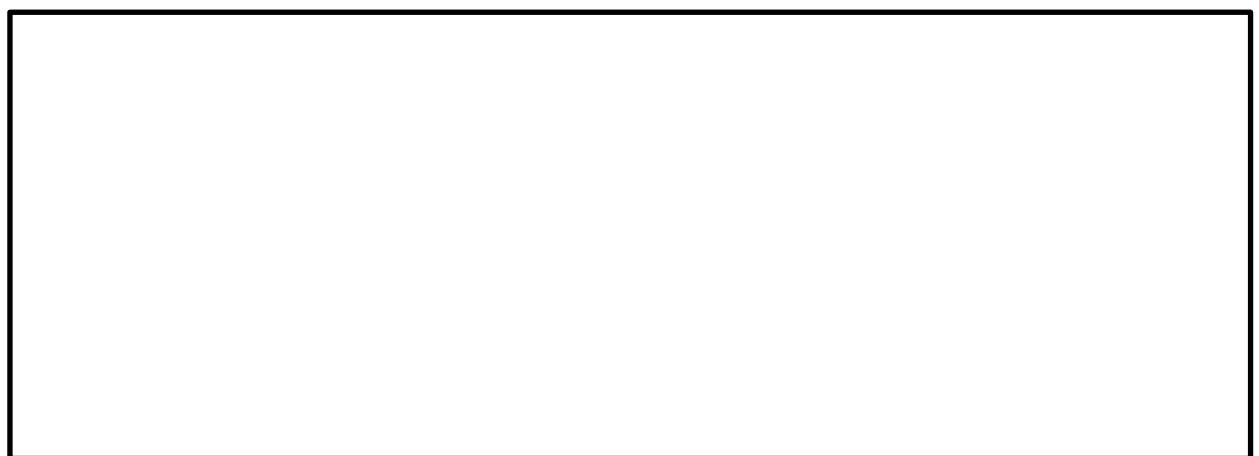
以上より，可搬型重大事故等対処設備の通行時の健全性を確認した。

(参考資料 9) 橋台 (東側) の安定性について

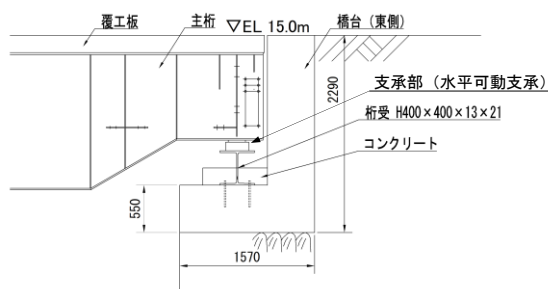
1. 概要

図 1 に示す仮設耐震構台の B - B 断面 (東西方向) の東側の橋台については、主桁との間に支承部 (水平可動支承) を設置していることから主桁からの西側方向の水平荷重が作用しないため、構造部材 (鉄筋コンクリート) を評価対象部位として選定しているが、本検討では、橋台の安定性を確認する。

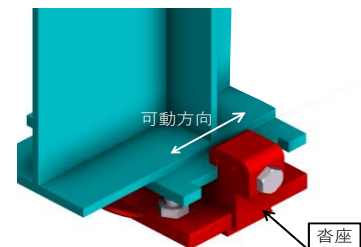
なお、橋台 (東側) 近傍のグラウンドアンカについては、安定性の評価を含む耐震計算において期待しないため、モデル化しない。



(B - B 断面 (東西方向))

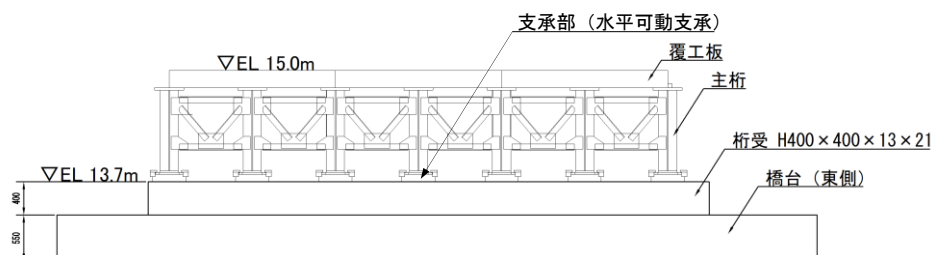


(断面図)



(水平可動支承)

(単位 : mm)



(正面図)

(単位 : mm)

図 1 橋台 (東側) 概要図

2. 評価方針

橋台（東側）の安定性評価は、橋台と地盤との水平方向の相対変位を算定し、アクセスルートとしての通行性に影響を及ぼすような滑動が生じないこと、また、橋台の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることにより確認する。

解析ケースについては、橋台（東側）の部材の照査結果が最大となるケースである $S_s - D(++)$ とする。

3. 確認結果

3.1 橋台（東側）と地盤との相対変位による評価結果

図 2 に示す位置において、橋台と地盤の水平方向の相対変位を算定した結果を、表 1 に示す。

橋台と地盤との滑動方向の水平相対変位は 0mm であり、アクセスルートとしての通行性に影響を及ぼすような滑動の恐れはないことを確認した。

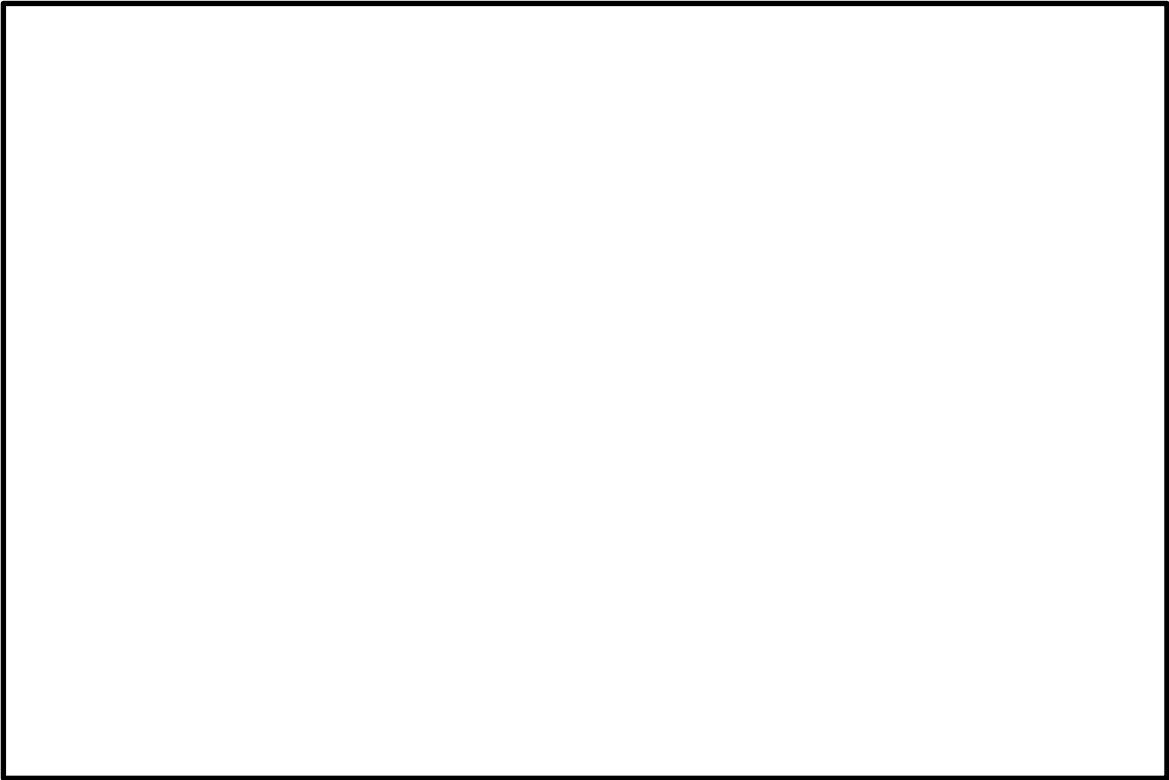


図 2 橋台（東側）と地盤との水平相対変位算出位置

表 1 橋台（東側）と地盤との水平方向相対変位（西側方向：+）

地震動		水平相対変位算定位置	水平方向最大相対変位
S s - D	++ *	①	0mm
		②	0mm

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

3.2 橋台（東側）の基礎地盤の支持性能に対する評価結果

橋台（東側）の基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 2 に、基礎地盤の最大接地圧分布図を図 3 に示す。橋台（東側）の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

また、最大接地圧発生時刻における橋台（東側）付近の地盤の局所安全係数分布図を、図 4 に示す。図 4 のとおり、構台（東側）周辺の岩盤は健全であることを確認した。

表 2 橋台（東側）の基礎地盤の支持性能評価結果

地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限 支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
S s - D	++ *	0.23	9.8	0.03

注記＊：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

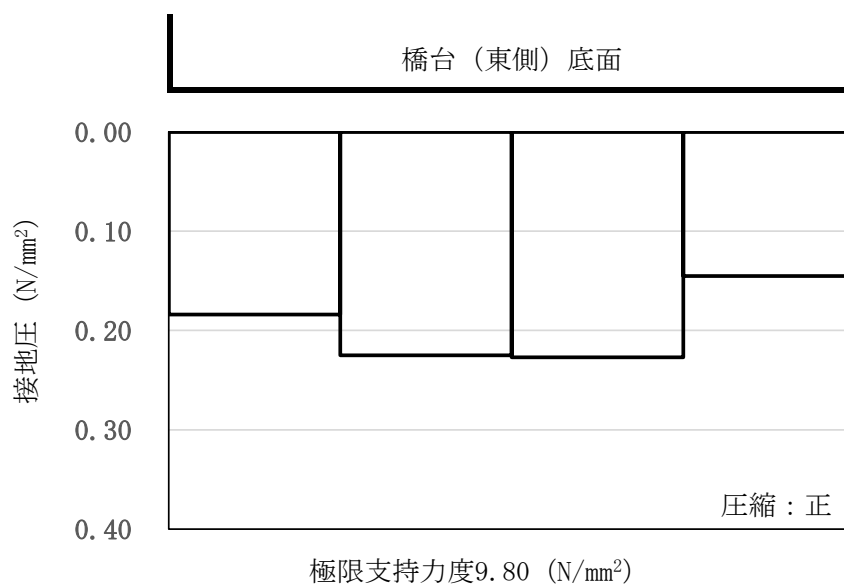


図 3 橋台（東側）の基礎地盤の最大接地圧分布図

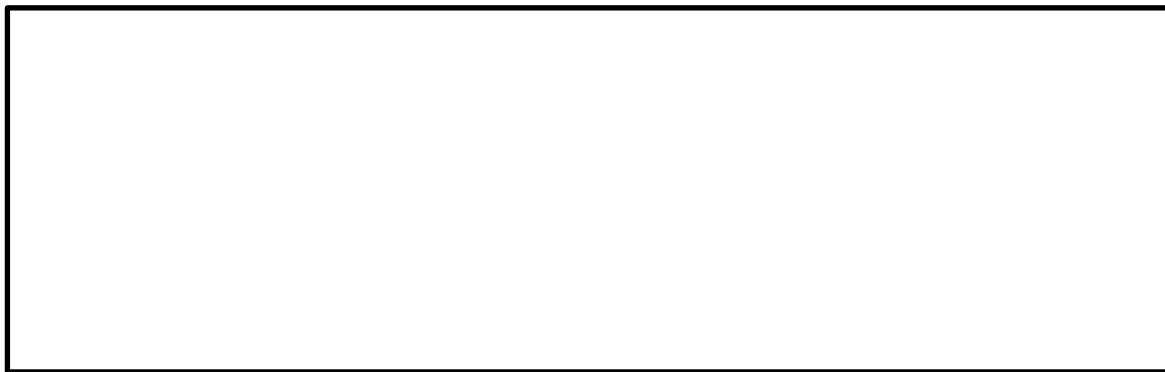


図 4 局所安全係数分布図

(構台 (東側) の接地圧が最大となる $S_s - D$ (++) , $t=10.10s$)

4. まとめ

本検討では、橋台と地盤との水平方向の相対変位を算定し、アクセスルートとしての通行性に影響を及ぼすような滑動が生じないこと、また、橋台の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることから、基準地震動 S_s に対する橋台（東側）の安定性を確認した。

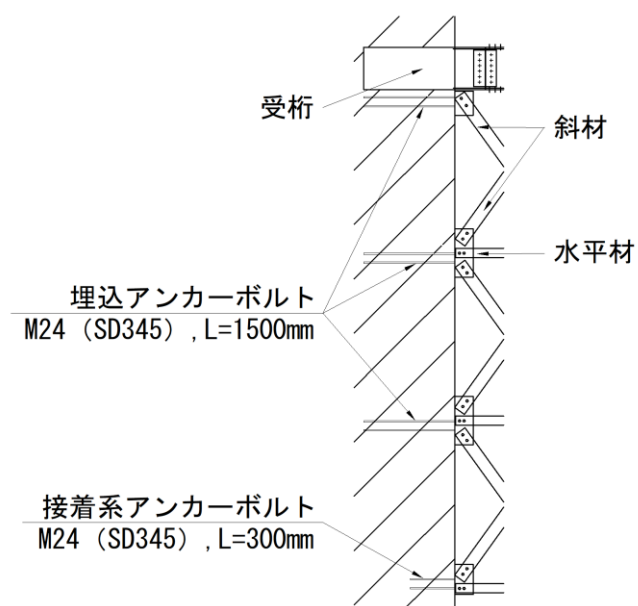
(参考資料 10) 置換コンクリート（西側）と水平材及び斜材を接合するアンカーボルト，並びに置換コンクリート（西側）と受桁の接合部の健全性について

1. 概要

仮設耐震構台の B－B 断面（東西方向）の西側の置換コンクリートと水平材及び斜材の接合部は，埋込アンカーボルト及び接着系アンカーボルトにより接合しており，置換コンクリートと受桁は，埋め込みにより接合している。置換コンクリート（西側）と各接合部を図 1 に示す。アンカーボルトは，水平材及び斜材の地震時の応答を置換コンクリート（西側）へ伝達することから，解析モデルにおいて 2 重節点 MPC 結合（鉛直及び水平方向）によりモデル化しており，置換コンクリートと受桁の接合部は，受桁の地震時の応答を置換コンクリート（西側）へ伝達することから，解析モデルにおいて共有節点によりモデル化しているため，基準地震動 S_s に対する健全性を確認する。



(B-B断面 (東西方向))



(斜材接合部 拡大図)

図 1 置換コンクリート (西側) と各接合部 概要図

2. 評価方針

アンカーボルトの健全性は、アンカーボルトに発生する引張力及びせん断力に対して、アンカーボルトの許容限界以下であることにより確認する。

置換コンクリート（西側）と受桁の接合部の健全性は、受桁に発生する引張力及びせん断力に対して、許容限界以下であることにより確認する。

評価対象とする解析ケースについて、アンカーボルトは、斜材及び水平材の部材の照査結果が最大となるケースである $S_s - D(++)$ とし、置換コンクリート（西側）と受桁の接合部は、受桁の引張力が最大となるケースである $S_s - D(++)$ とする。

3. 許容限界

アンカーボルトの許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 年 11 月）」を踏まえて、表 1 の値とする。

なお、埋込アンカーボルトが引張を受ける場合においては、アンカーボルトの降伏により定まる許容引張力とする。接着系アンカーボルトが引張を受ける場合においては、アンカーボルトの降伏により定まる許容引張力と付着力により定まる耐力を比較していずれか小さい値を作用する。また、アンカーボルトがせん断力を受ける場合においては、アンカーボルトのせん断強度により定まる許容せん断力、定着したコンクリート躯体の支圧強度により定まる許容せん断力及び定着した躯体のコーン状破壊により定まる許容せん断力を比較して、いずれか小さい値を採用する。

なお、埋め込みアンカーボルトの根入れ長さは、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2010 年改訂）」に基づき、必要定着長以上となるように、また、接着系アンカーボルトの根入れ長さは、「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 年 11 月）」に基づき、有効埋め込み長さがアンカー筋径の 7 倍以上となるように設定した値を基に、許容限界の算定をしている。

受桁の引抜きに対する許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）」に示されるコンクリートと丸鋼の許容付着応力度に基づき設定し、受桁のせん断に対する許容限界は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき設定する。許容限界を表 2 に示す。

表 1 アンカーボルトの許容限界

材質	許容引張力 (kN)	許容せん断力 (kN)
埋込アンカーボルト (M24, SD345)	122	72
接着系アンカーボルト (M24, SD345)	24	72

表 2 受桁の引抜きに対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容付着応力度	1.05
短期許容せん断応力度	120

4. 確認結果

アンカーボルトの引張及びせん断に対する照査結果を、表 3 及び表 4 に、置換コンクリート（西側）と受桁の接合部に対する照査結果を表 5 及び表 6 に示す。アンカーボルトに発生する引張力及び発生せん断力とも、許容限界を下回っており、基準地震動 S_s に対する健全性を確認した。置換コンクリート（西側）と受桁の接合部に発生する周面摩擦力及びせん断力は許容限界を下回っており、基準地震動 S_s に対する健全性を確認した。

表 3 アンカーボルトの引張に対する照査結果

地震動		種類	本数	最大引張力 (kN/箇所)	発生引張力 (kN/本)	許容引張力 (kN/本)	発生引張力 / 許容引張力
$S_s - D$	++*	埋込アンカーボルト	6	39	7	122	0.06
		接着系アンカーボルト	6	36	6	24	0.25

注記*：地震動の位相について、左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表 4 アンカーボルトのせん断に対する照査結果

地震動		種類	本数	最大引張力 (kN/箇所)	発生せん断力 (kN/本)	許容せん断力 (kN/本)	発生せん断力 / 許容せん断力
$S_s - D$	++*	埋込アンカーボルト	6	96	16	72	0.23
		接着系アンカーボルト	6	48	8	72	0.12

注記*：地震動の位相について、左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表 5 置換コンクリート（西側）と受桁の接合部に対する照査結果

地震動		引張力 (kN)	引張応力度* ² P_d (N/mm ²)	短期許容 付着応力度 P_u (N/mm ²)	照査値 P_d / P_u
S _s - D	++* ¹	5.46	0.01	1.05	0.01

注記*1：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

*2：受桁（H700×300×13×24）の周面積は，保守的に下方のフランジ部のみの辺（300mm）を考慮する。

表 6 セン断力に対する照査値（支持杭）

地震動		せん断力 (kN)	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
S _s - D	++*	256.37	30	120	0.25

注記*：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。