

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-工-B-13-0002_改1
提出年月日	2021年4月7日

VI-3-別添 3-2-2 防潮壁の強度計算書

2021年4月

東北電力株式会社

目 次

VI-3-別添 3-2-2-1	杭基礎構造防潮壁	鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書
VI-3-別添 3-2-2-2	杭基礎構造防潮壁	鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算書
VI-3-別添 3-2-2-3	杭基礎構造防潮壁	鋼製扉の強度計算書
VI-3-別添 3-2-2-4	防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）	の強度計算書

 : 本日の説明範囲

VI-3-別添 3-2-2-2 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）の
強度計算書

目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	16
2.4	適用基準	19
3.	強度評価方法	20
3.1	記号の定義	20
3.2	評価対象断面及び部位	21
3.2.1	評価対象断面	21
3.2.2	評価対象部位	27
3.3	荷重及び荷重の組合せ	28
3.3.1	荷重	28
3.3.2	荷重の組合せ	28
3.4	許容限界	30
3.4.1	鋼桁	30
3.4.2	RC 支柱	30
3.4.3	水平支承・鉛直支承	31
3.4.4	フーチング	31
3.4.5	鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭	32
3.4.6	止水ジョイント部材	33
3.4.7	基礎地盤	33
3.5	評価方法	35
3.5.1	重畳時	35
4.	評価条件	67
4.1	重畳時	67
5.	評価結果	74
5.1	重畳時	74
5.1.1	鋼桁の評価結果	74
5.1.2	RC 支柱の評価結果	78
5.1.3	水平支承・鉛直支承の評価結果	92
5.1.4	フーチングの評価結果	93
5.1.5	鋼管杭の評価結果	126
5.1.6	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	151

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼桁）（以下「鋼製遮水壁（鋼桁）」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震，風及び積雪を考慮した荷重に対し，構造部材の健全性を保持すること，十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

なお，鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価においては，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し，地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 基本方針

2.1 位置

鋼製遮水壁（鋼桁）の位置図を図2-1に示す。なお、杭基礎構造防潮壁は防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）の4箇所に設置され、それぞれ鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の3種類の構造形式で構成されている。本書では鋼製遮水壁（鋼桁）の強度計算結果を示す。

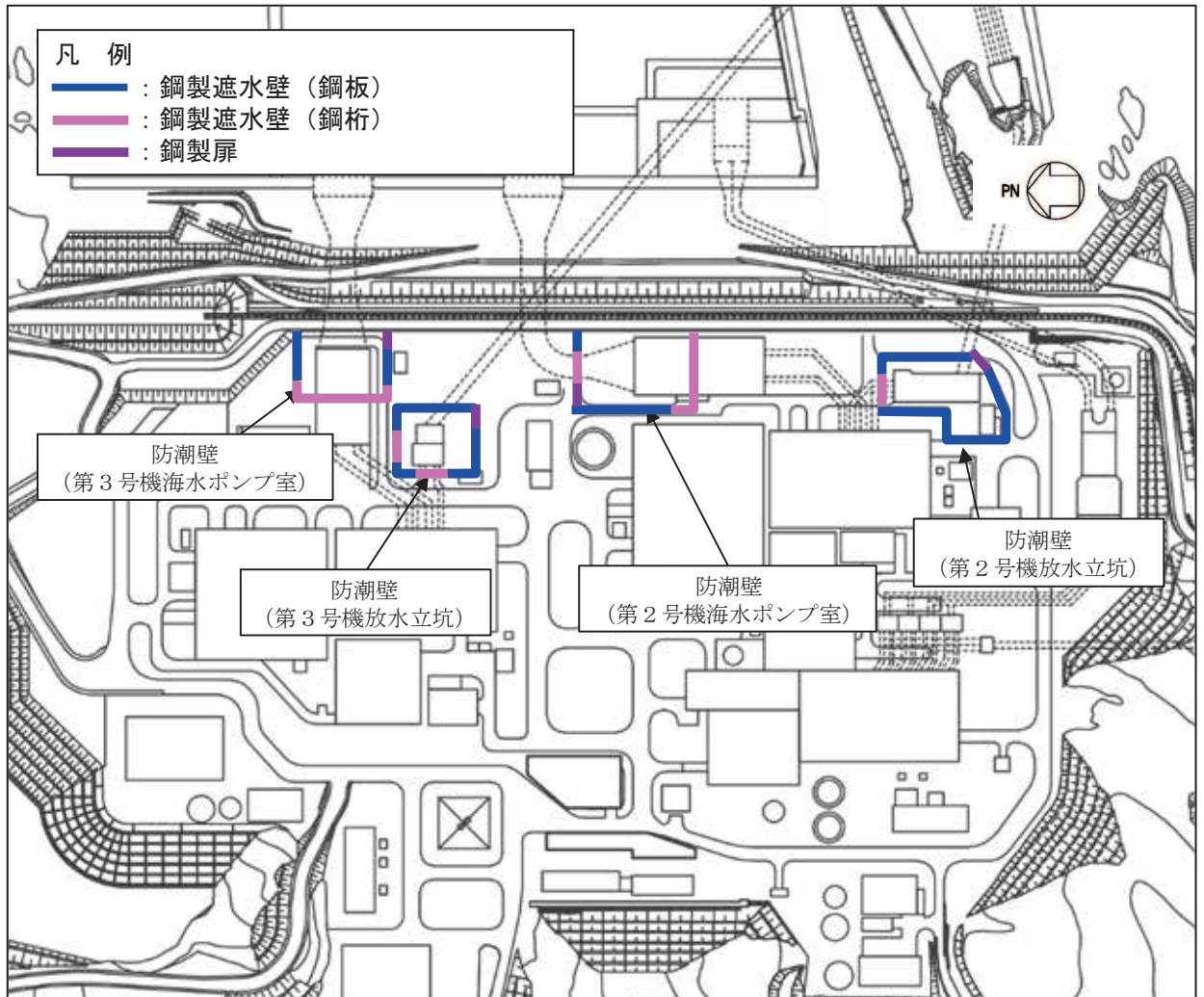


図2-1 鋼製遮水壁（鋼桁）の位置図

2.2 構造概要

鋼製遮水壁（鋼桁）は，入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さと同端高さを表 2-1 に示す。

鋼製遮水壁（鋼桁）は，鋼桁，支承（鉛直支承・水平支承）及び RC 支柱による上部構造と，鋼管杭及びフーチングによる下部構造から構成され，構造境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置する。また，鋼製遮水壁（鋼桁）は，防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第 3 号機放水立坑）に各 2 箇所，防潮壁（第 2 号機放水立坑）及び防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）に各 1 箇所，合計 6 箇所に設置する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の配置図を図 2-2 に，構造的な特徴を表 2-2 に示す。また，鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要図を図 2-3 に，構造図を図 2-4～図 2-11 に，止水ジョイントの構造図を図 2-12 に示す。

表 2-1 入力津波による浸水高さと同端壁の天端高さ

設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	防潮壁の 天端高さ (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18. 1	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17. 4	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19. 0	O. P. +20. 0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17. 5	O. P. +19. 0

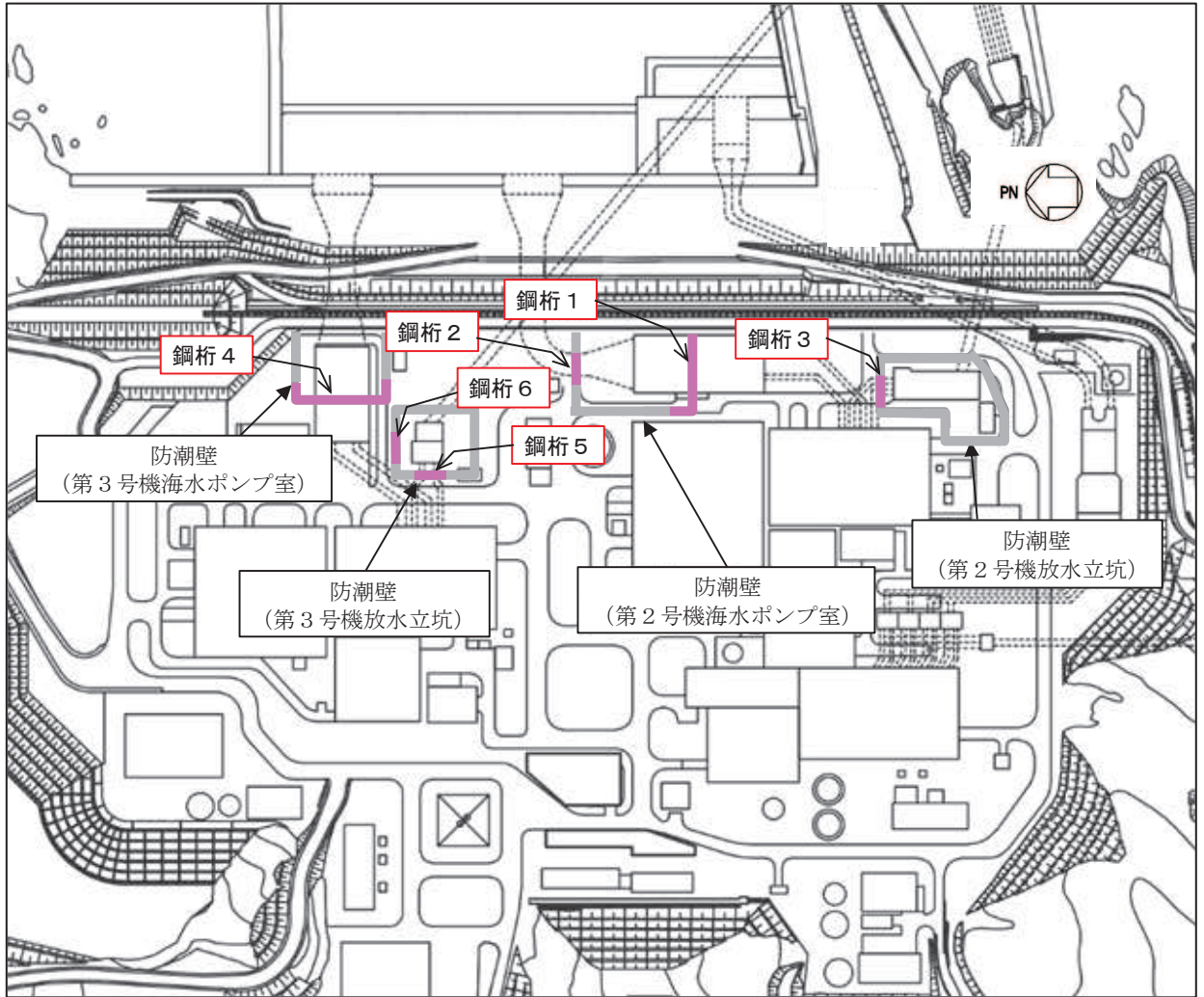
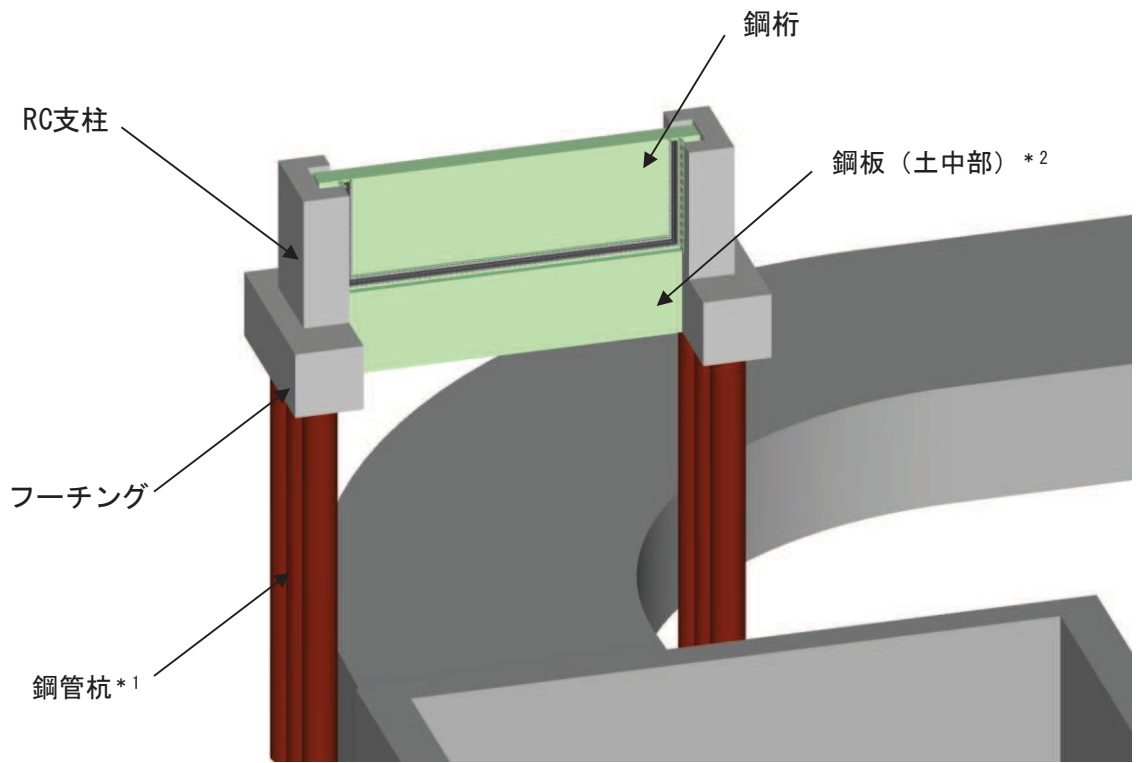


図 2-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の配置図

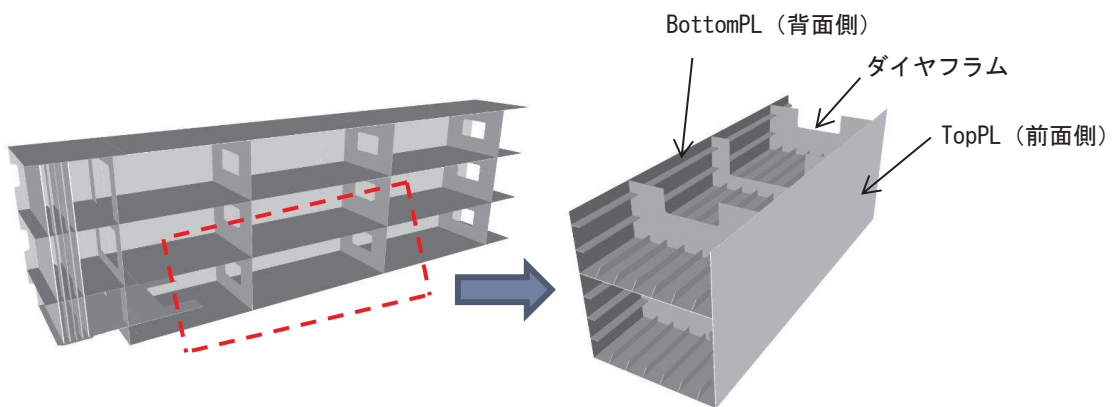
表 2-2 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要

断面	天端高さ (m)	鋼桁		
		幅 (m)	たて (m)	横 (m)
鋼桁 1	O.P. +19.0	2.4	5.0	41.85
鋼桁 2	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.7
鋼桁 3	O.P. +19.0	1.0	5.0	15.7
鋼桁 4	O.P. +20.0	2.4	6.0	47.1
鋼桁 5	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3
鋼桁 6	O.P. +19.0	1.0	5.0	16.3



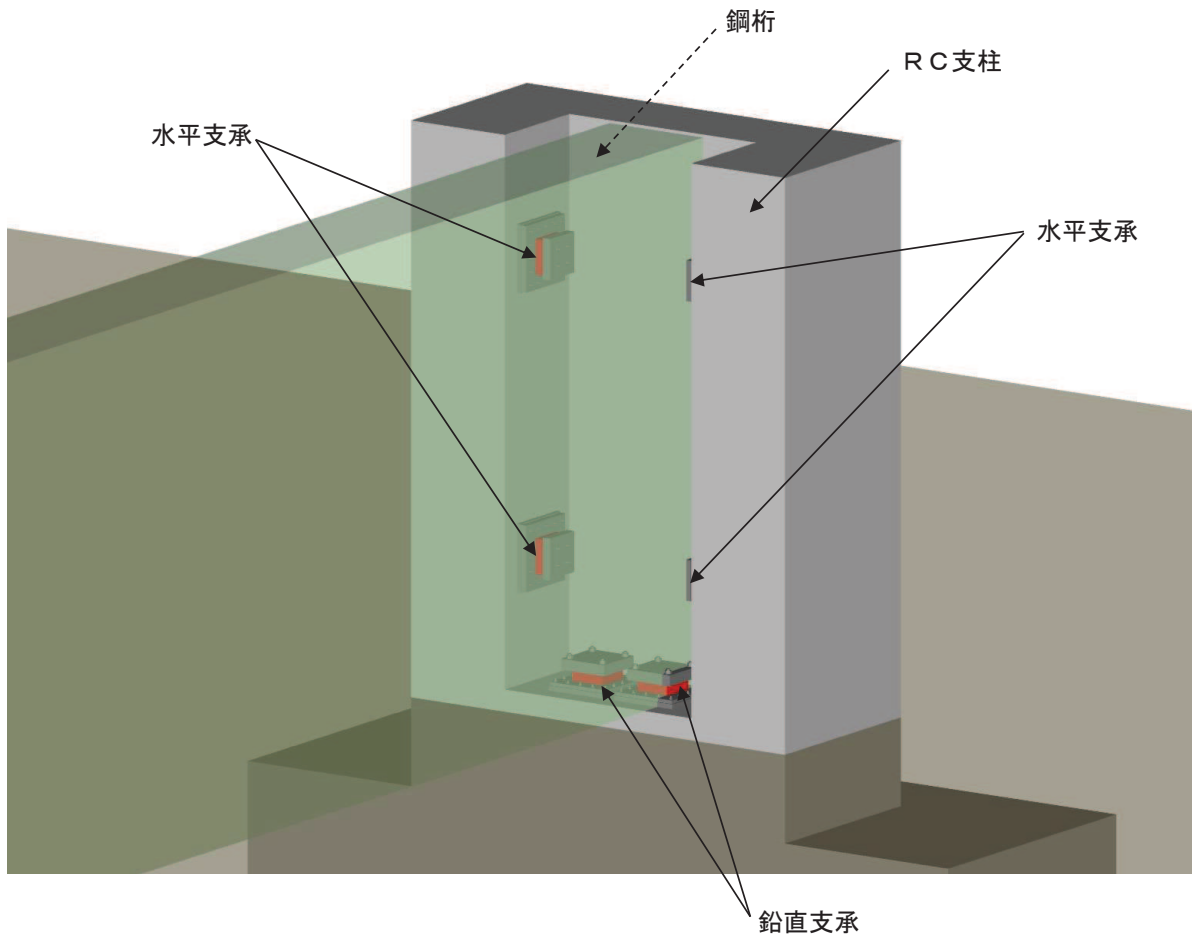
注記 *1 : 一部, 場所打ちコンクリート杭 (鋼桁1-基礎2のみ)
*2 : ボイリング対策 (鋼桁2, 3, 5, 6のみ)

(全体図)



(鋼桁詳細図)

図 2-3(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の構造概要 (全体図・鋼桁詳細図)



(支承部の詳細図)

図 2-3(2) 鋼製遮水壁（鋼桁）の構造概要

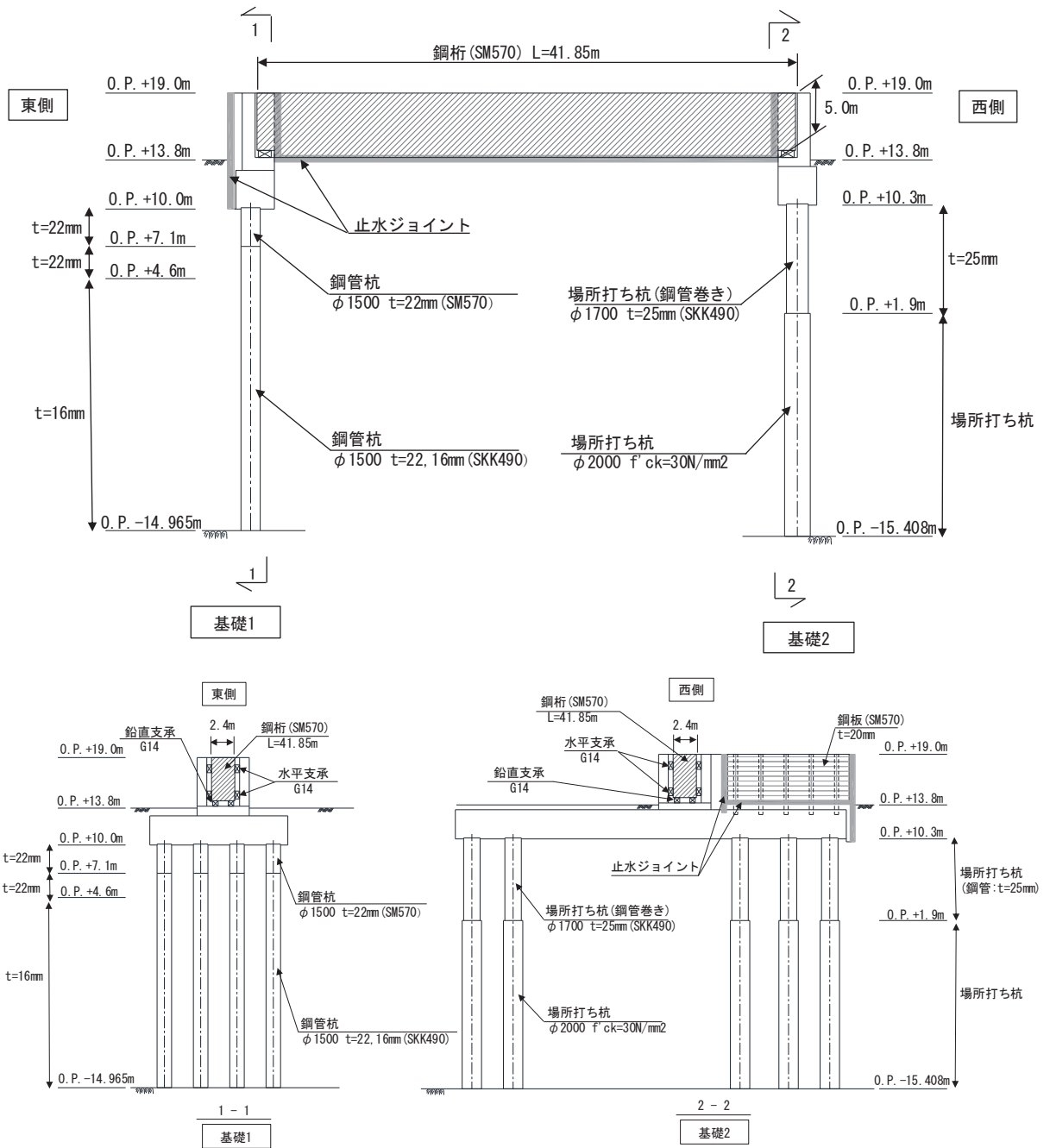


図 2-4 鋼製遮水壁 (鋼桁 1) 正面図及び断面図

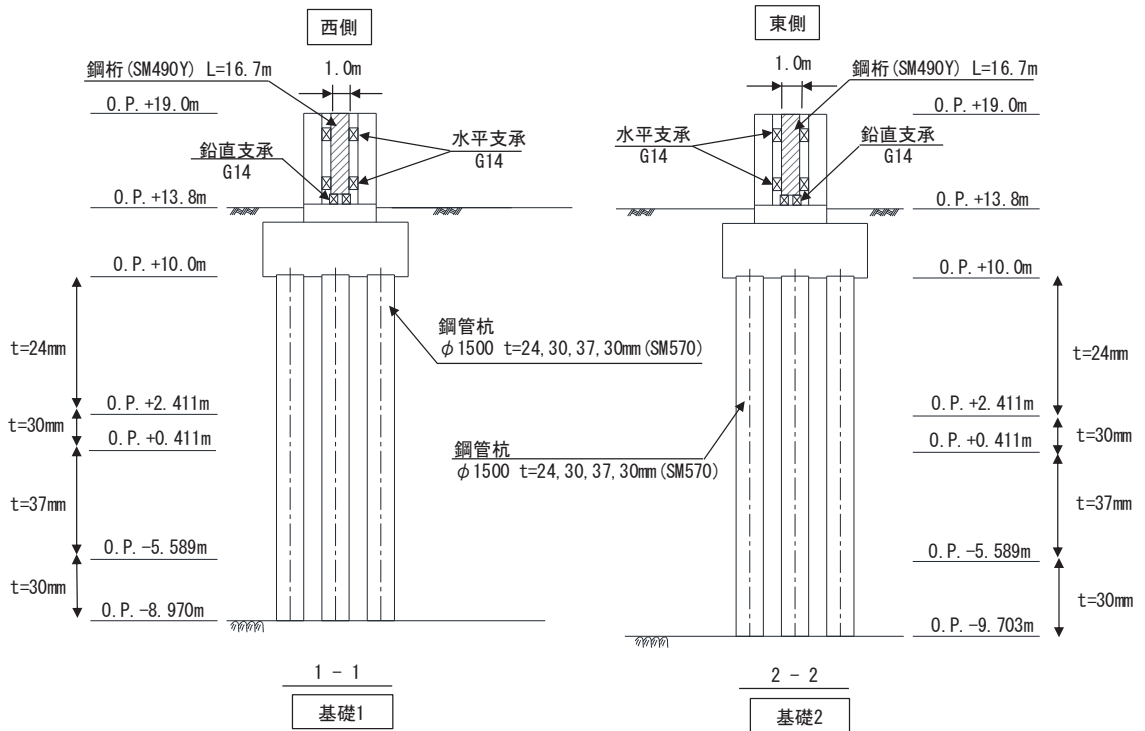
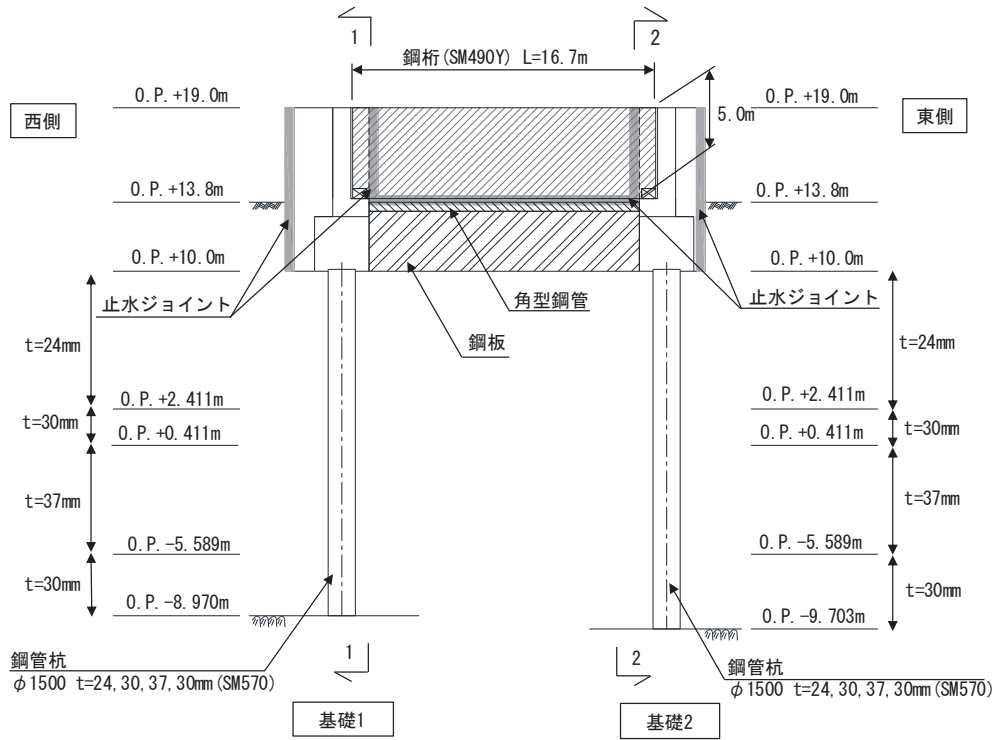


図 2-5 鋼製遮水壁 (鋼桁 2) 正面図及び断面図

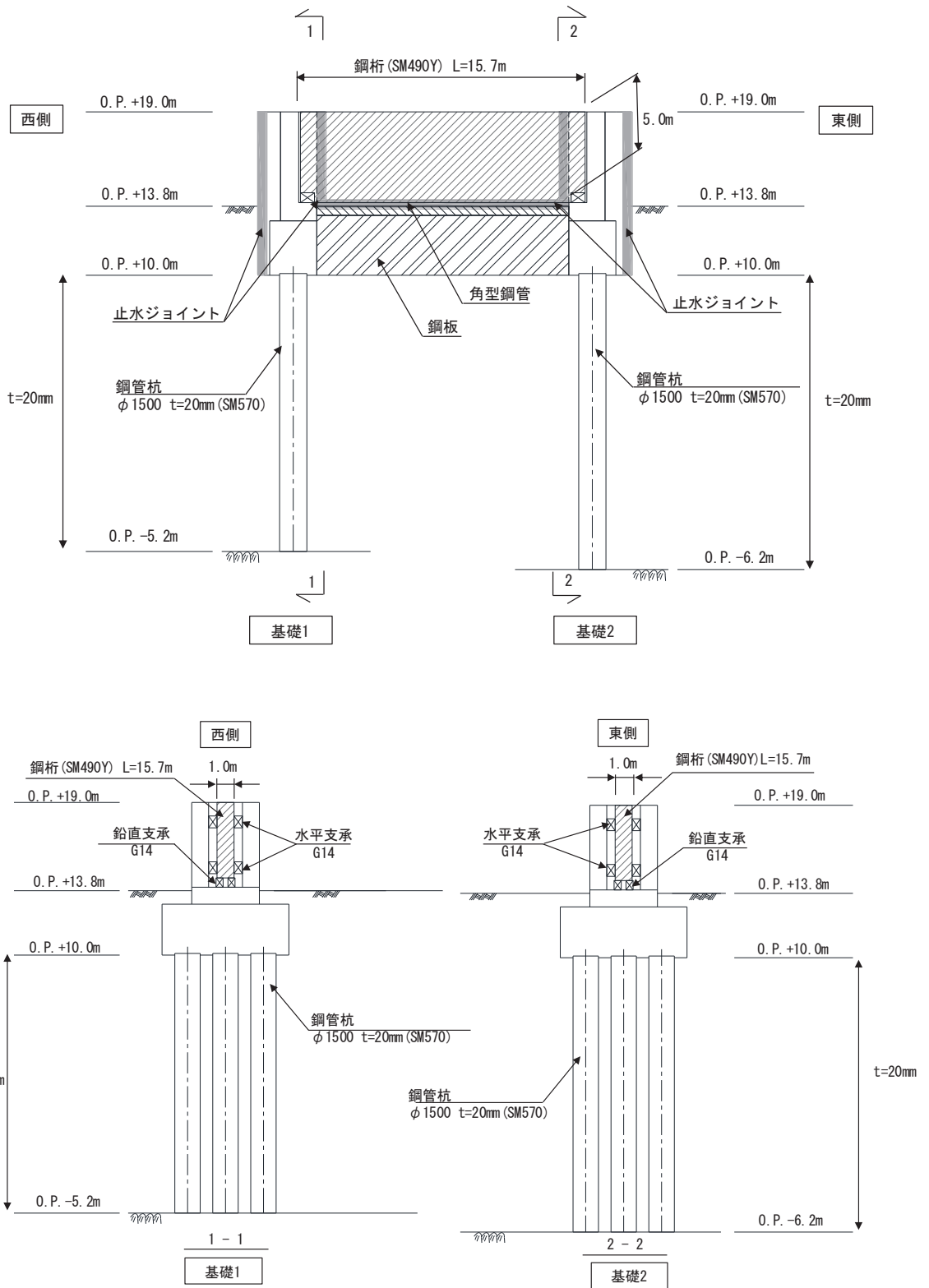


図 2-6 鋼製遮水壁 (鋼桁 3) 正面図及び断面図

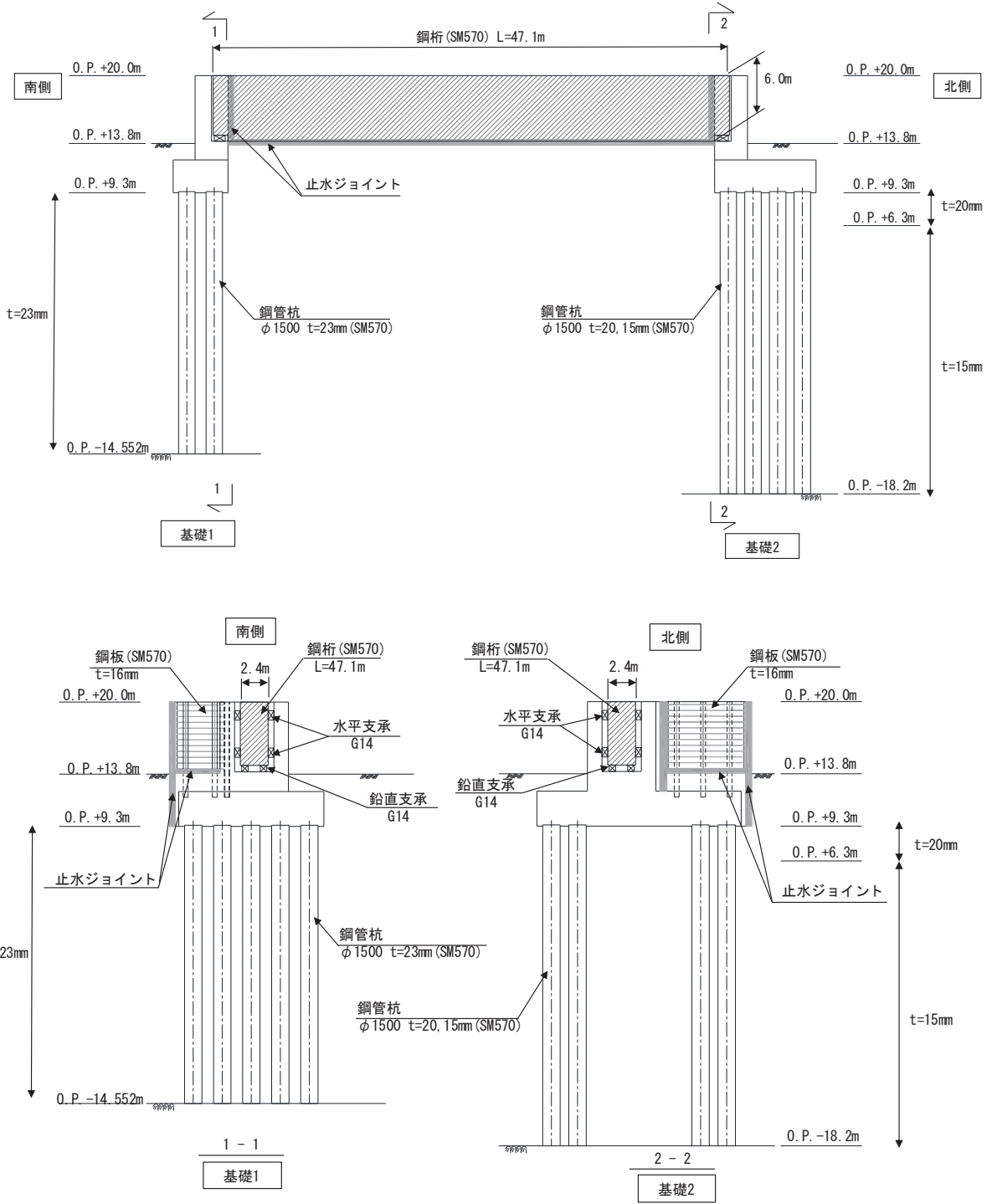


図 2-7 鋼製遮水壁 (鋼桁 4) 正面図及び断面図

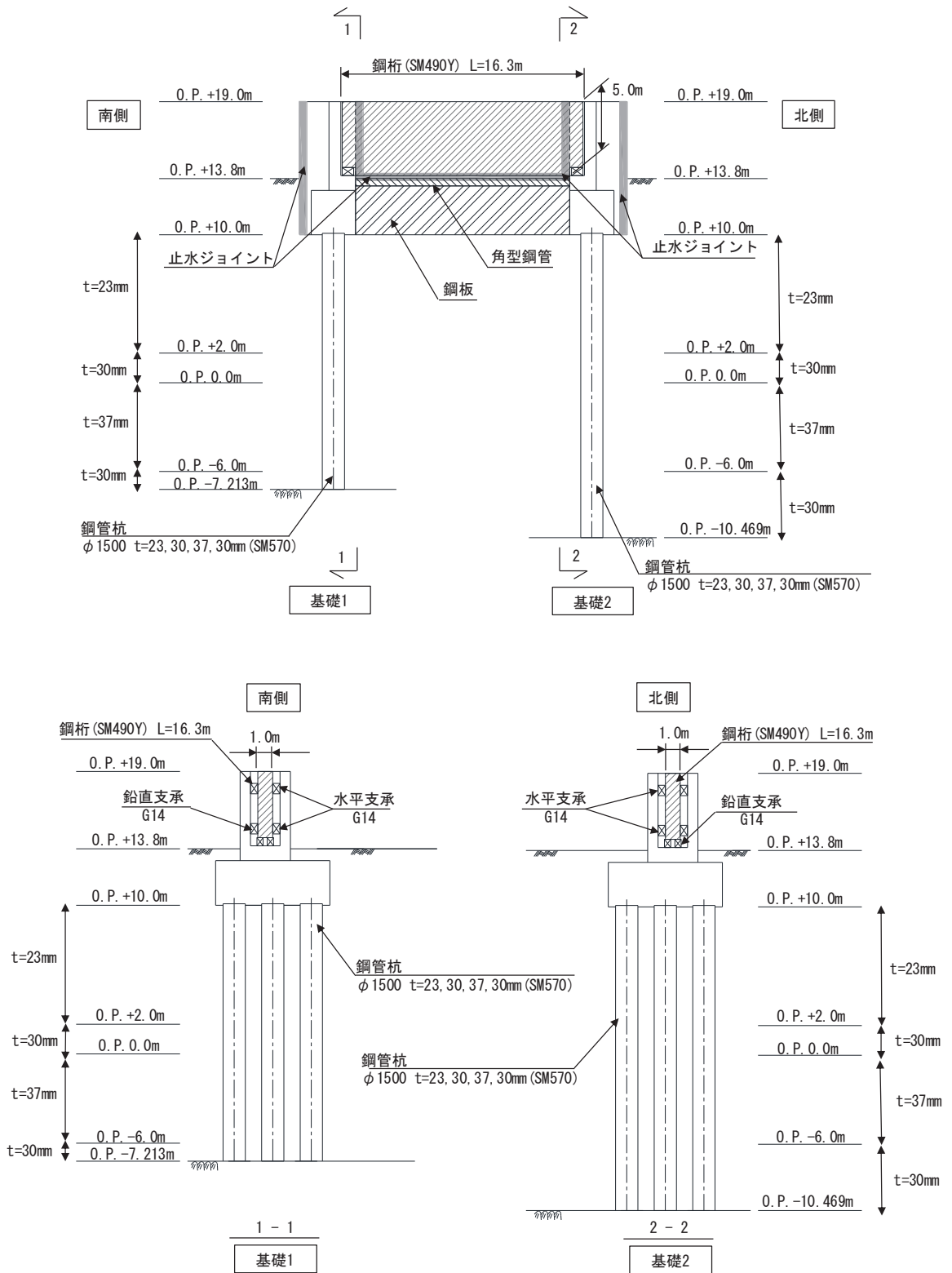


図 2-8 鋼製遮水壁（鋼桁 5） 正面図及び断面図

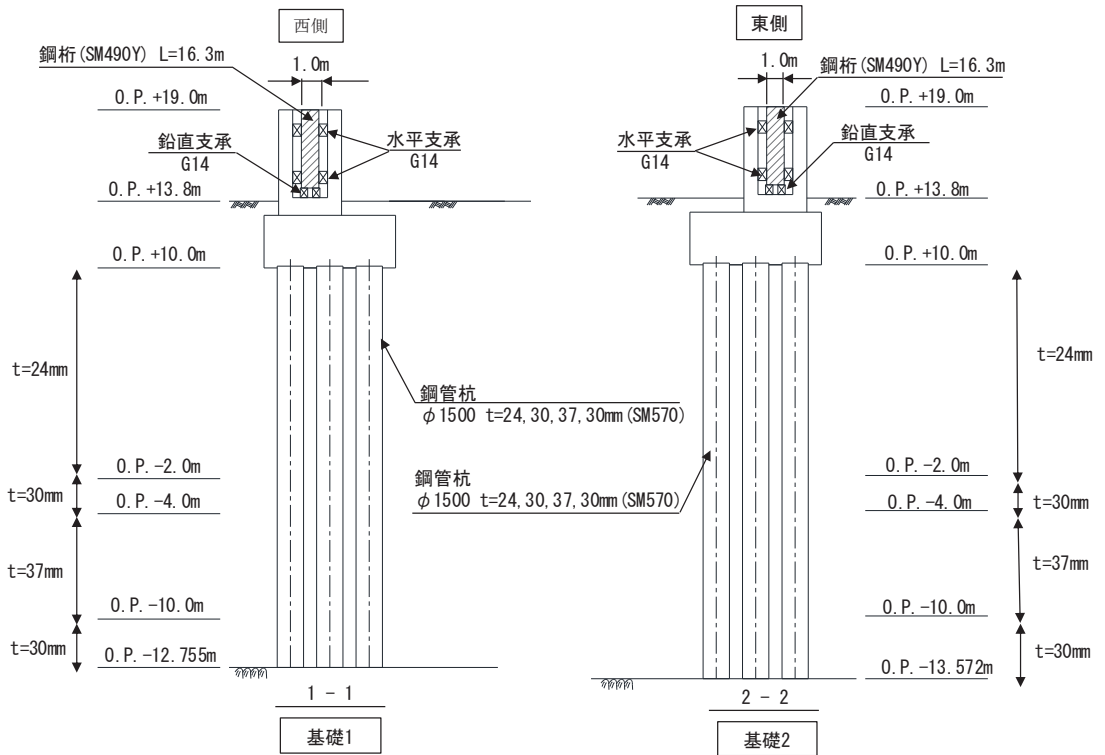
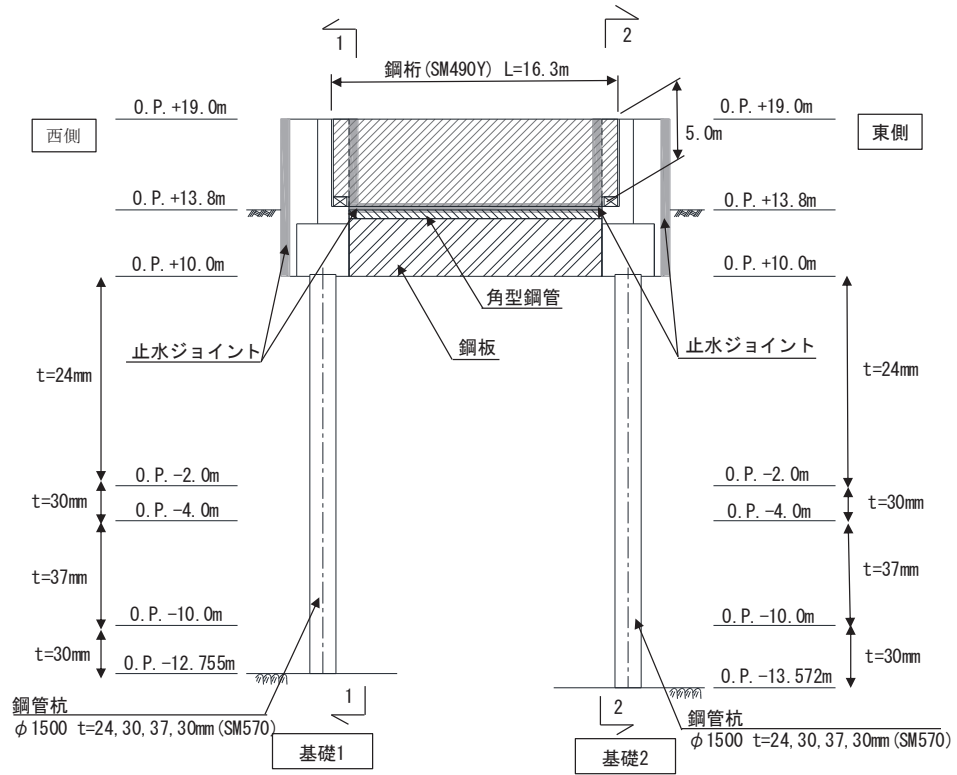
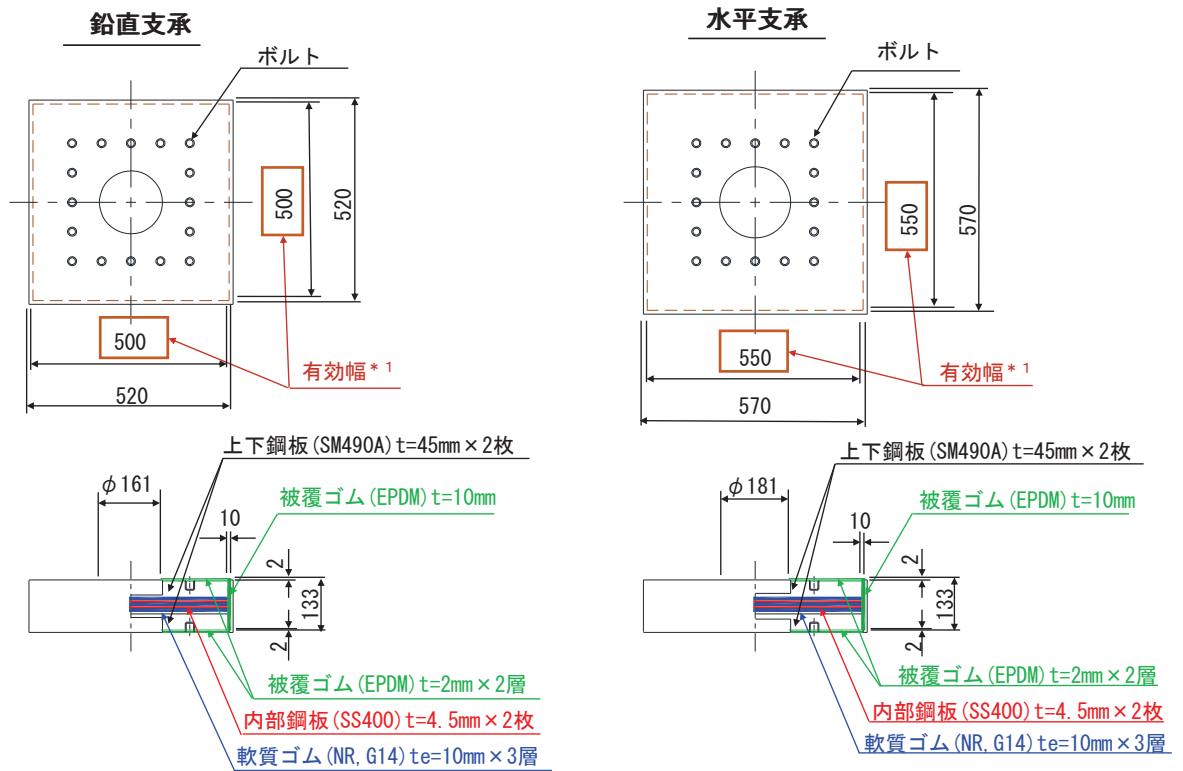
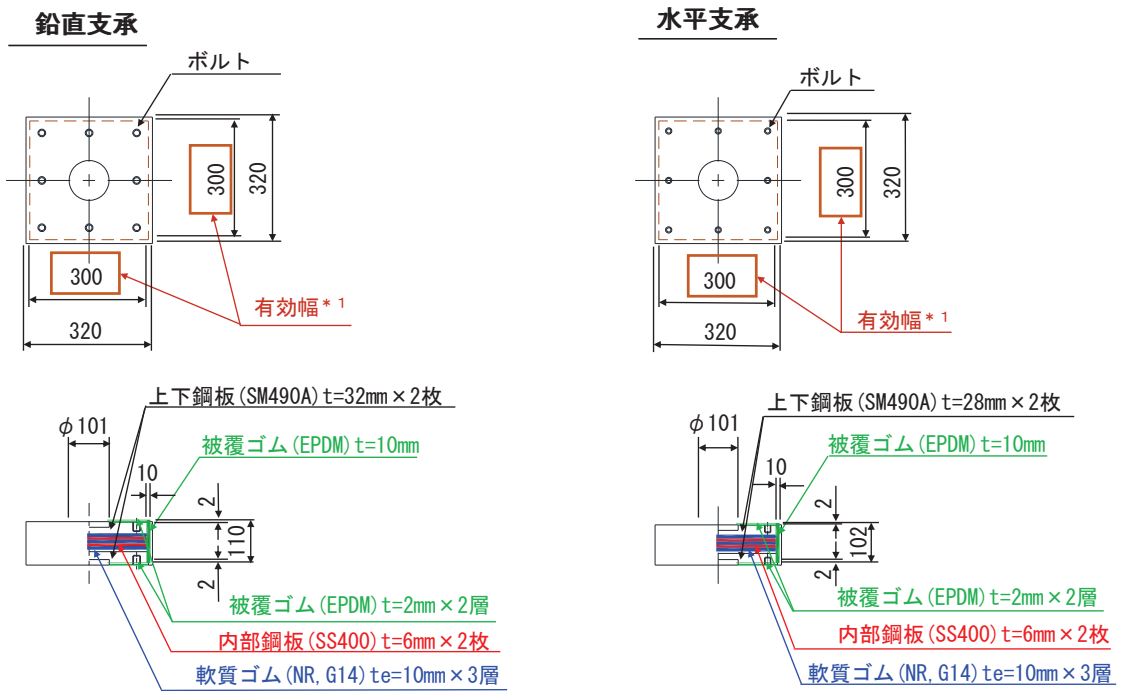


図 2-9 鋼製遮水壁 (鋼桁 6) 正面図及び断面図



注記*1: 被覆ゴム分を控除した支承本体の幅)

(鋼桁 1, 4)



注記*1: 被覆ゴム分を控除した支承本体の幅)

(鋼桁 2, 3, 5, 6)

図 2-10 鋼製遮水壁 (鋼桁) の支承詳細図

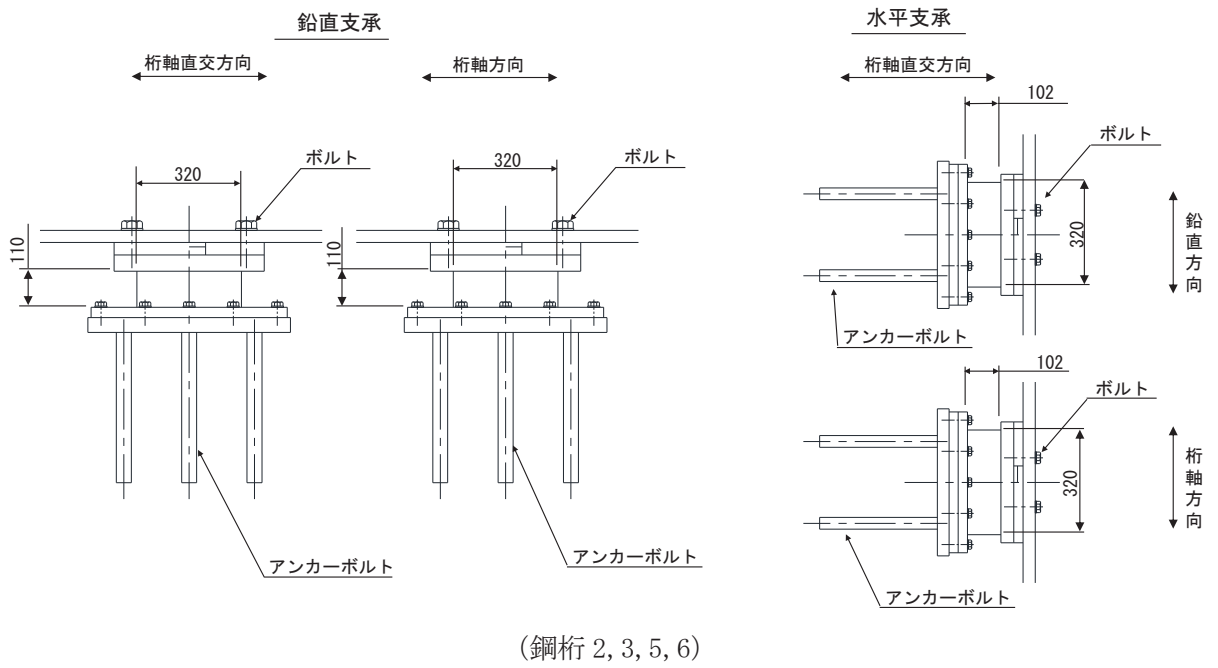
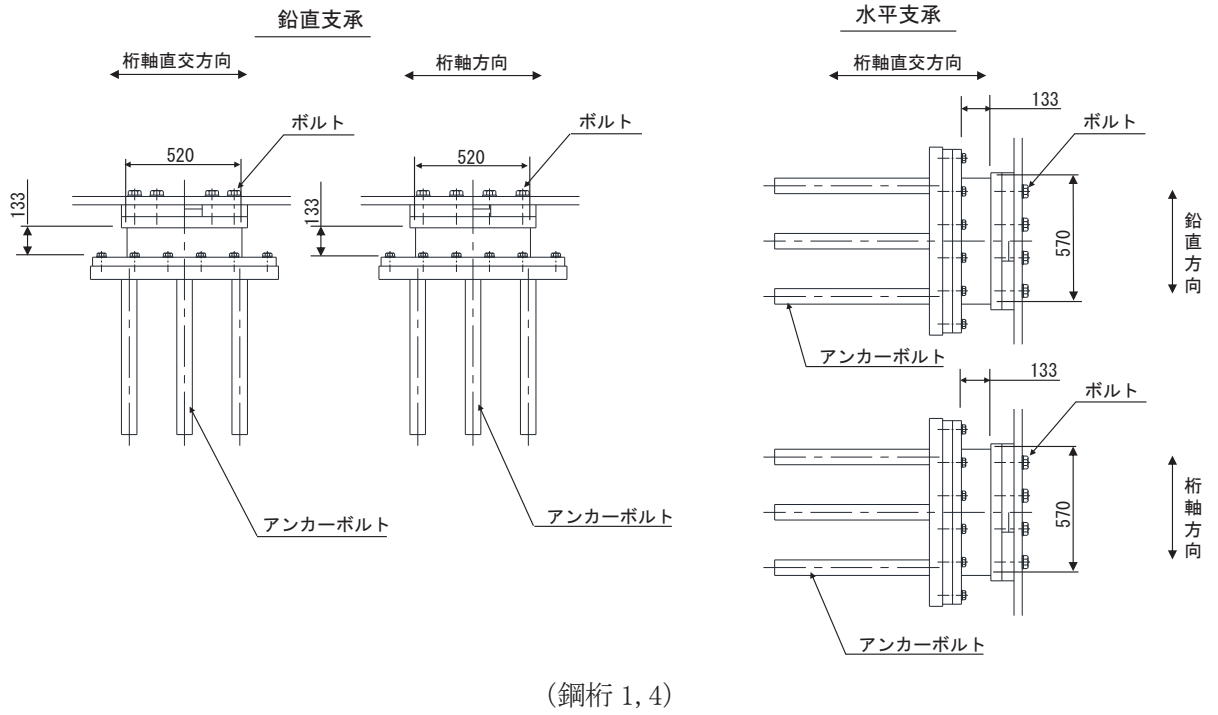


図 2-11 鋼製遮水壁（鋼桁）の支取付部概要図

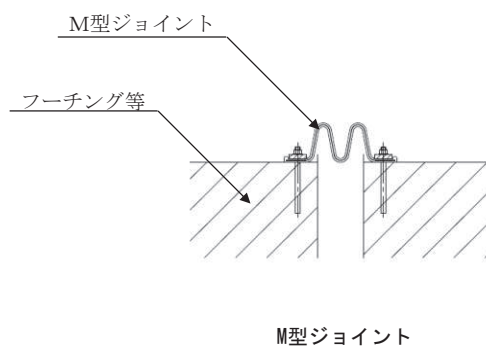


図 2-12 鋼製遮水壁（鋼桁）の止水ジョイントの構造図

2.3 評価方針

鋼製遮水壁（鋼桁）が設置される防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 評価結果」より、鋼製遮水壁（鋼桁）の評価対象部位の発生応力及び発生変形量が許容限界を満足することを確認する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。ただし、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2-3 の鋼製遮水壁（鋼桁）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価の検討フローを図 2-13 に示す。

表 2-3 鋼製遮水壁（鋼桁）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度及び支持性能を有すること	構造部材の健全性	鋼桁	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		RC 支柱	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力），せん断耐力*
		鉛直支承，水平支承	発生する応力（圧縮）が許容限界以下であることを確認	許容圧縮応力度
		フーチング	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力），せん断耐力*
		鋼管杭・場所打ちコンクリート杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度，せん断強度*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼桁	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		RC 支柱	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力），せん断耐力*
		鉛直支承，水平支承	発生する応力（圧縮，せん断力）が許容限界以下であることを確認	許容圧縮応力度
		フーチング	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度（曲げ・軸力），せん断耐力*
		鋼管杭・場所打ちコンクリート杭	発生する応力（曲げ・軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏強度，せん断強度*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（杭頭の鉛直力）が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造部材の変形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記*： 妥当な安全余裕を考慮する。

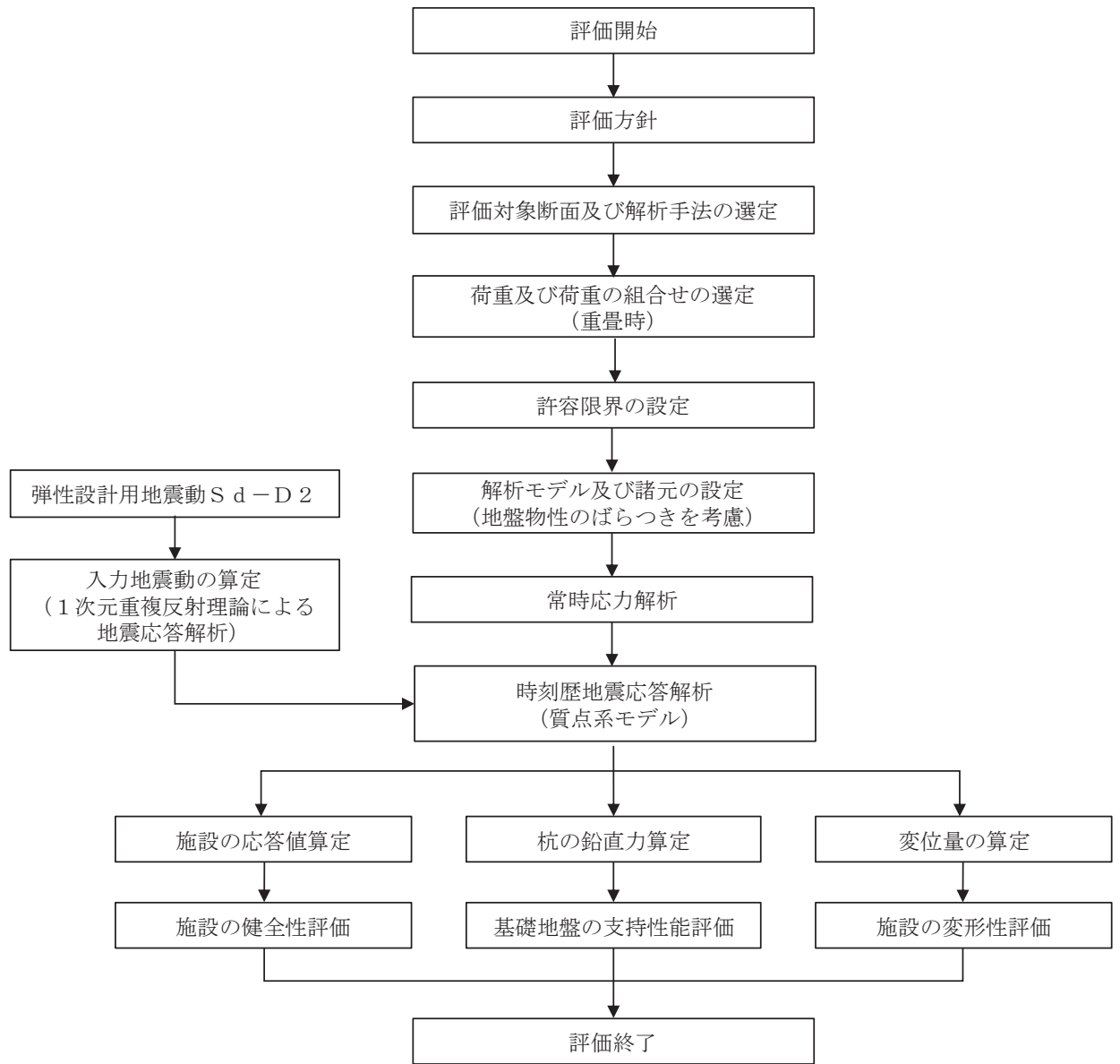


図 2-13 鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価の検討フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（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（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋支承便覧（日本道路協会，平成16年4月）
- ・道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- ・山留め設計指針（日本建築学会，平成29年）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（4616-2009）

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P_s	kN/m ²	積雪荷重
P_k	kN/m ²	風荷重
P_h	kN/m ²	浸水津波荷重
γ_w	kN/m ³	海水の単位体積重量
ρ	kg/m ³	海水の密度
σ_{ce}	N/mm ²	地震時の圧縮応力
R_L	kN	下向きの反力
A_{ce}	mm ²	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積
σ_{cra}	N/mm ²	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値
F	—	ボイリングに対する安全率
γ'	kN/m ³	土の水中単位体積重量
D	m	フーチングの根入れ長さ(地表面高さ-フーチング下端高さ)
h_w	m	水位差(入力津波高さ-地表面高さ)
σ_y	N/mm ²	鋼管杭の降伏強度
My	kN・m	鋼管杭の降伏曲げモーメント
M_2	kN・m	鋼管杭に発生する曲げモーメント
N_2	kN	鋼管杭の軸力
τ_2	N/mm ²	鋼管杭のせん断力により算定されるせん断応力度
S_2	kN	鋼管杭に発生するせん断力
A_2	m ²	鋼管杭の断面積
Z_2	m ³	鋼管杭の断面係数

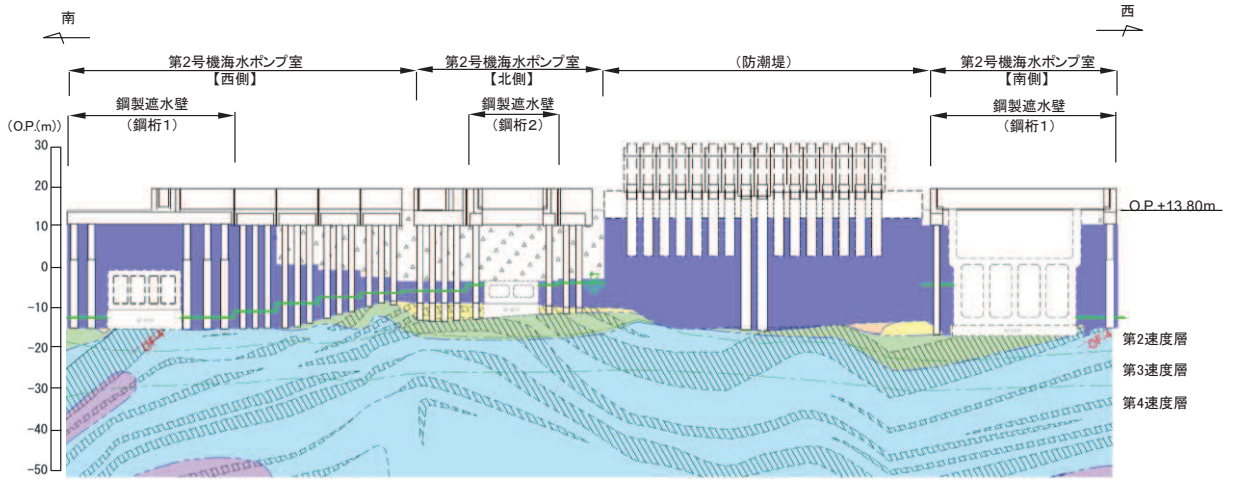
3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

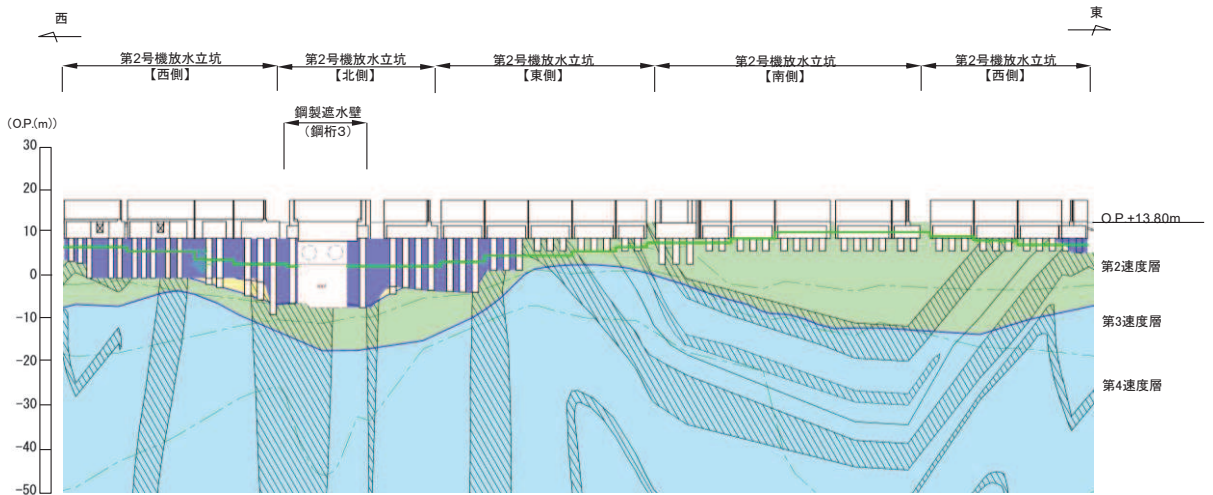
鋼製遮水壁（鋼桁）は、海水ポンプ室や地中構造物を横断する箇所に設置しており、横断する構造物の大きさ等に応じて、鋼桁の幅が異なる等、構造的特徴が一律ではない。また、入力津波水位や周辺地質状況等についても設置位置毎に異なることから、評価断面の代表性は明確ではない。よって、鋼製遮水壁（鋼桁）は、すべての構造を評価対象とし、津波荷重が卓越する横断方向に対して評価する。

鋼製遮水壁（鋼桁）の縦断面図を図 3-1 に、評価対象位置の地層構成図を図 3-2 に示す。

なお、鋼製遮水壁（鋼桁）周辺の旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、液状化による地盤変形抑制のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないよう地盤改良高さの 2 倍としている。地下水位が高くフーチング下面に近い第 2 号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、第 2 号機海水ポンプ室及び第 2 号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。



(第2号機海水ポンプ室)

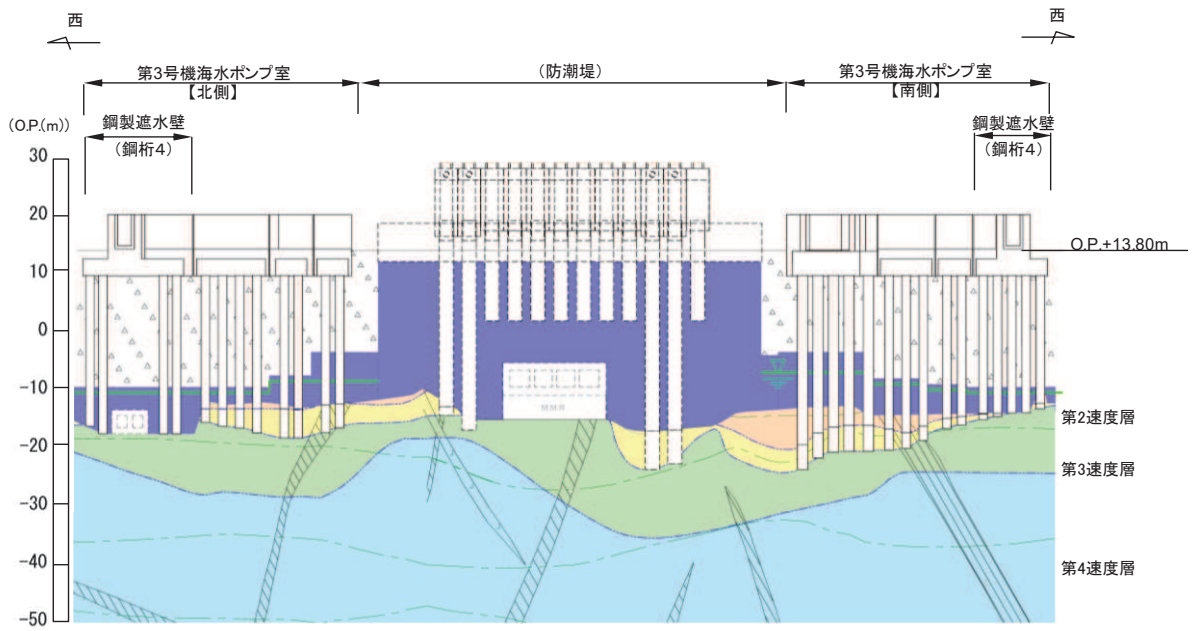


(第2号機放水立坑)

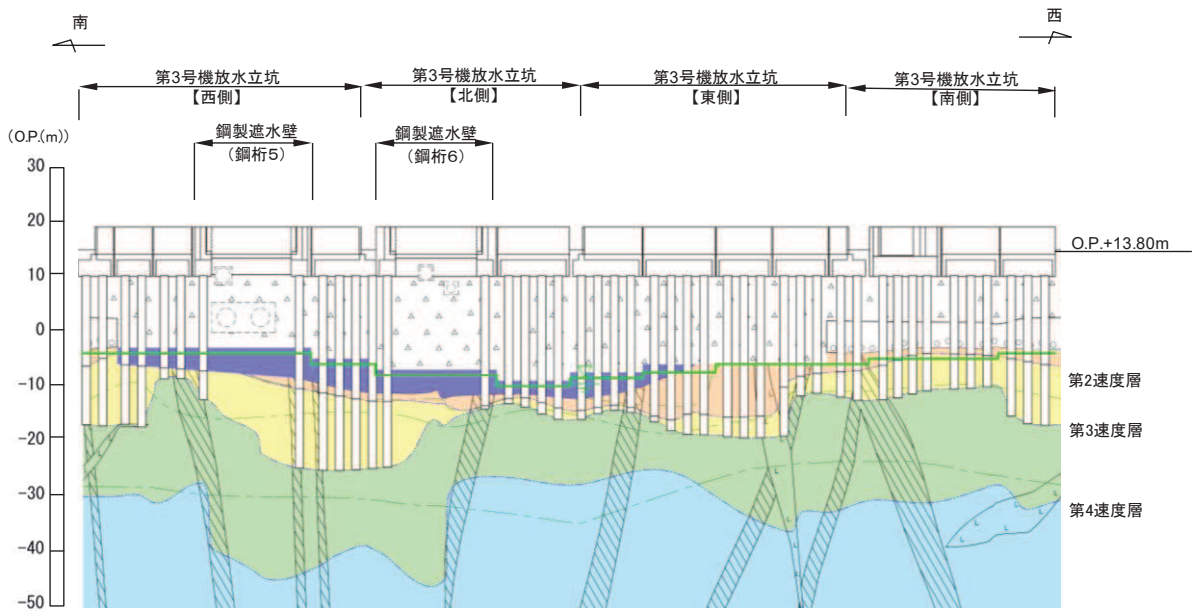
凡 例			
	B 級		盛 土
	C _H 級		改良地盤等
	C _M 級		旧 表 土
	C _L 級		砂 岩
	D 級		頁 岩
	岩盤分類境界		ひ ん 岩
	速度層境界		断 層
			地 質 境 界
			地下水位

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

図 3-1(1) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の縦断面図
(第2号機海水ポンプ室, 第2号機放水立坑)



(第3号機海水ポンプ室)

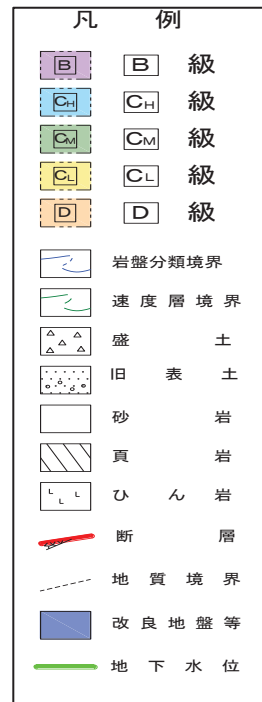
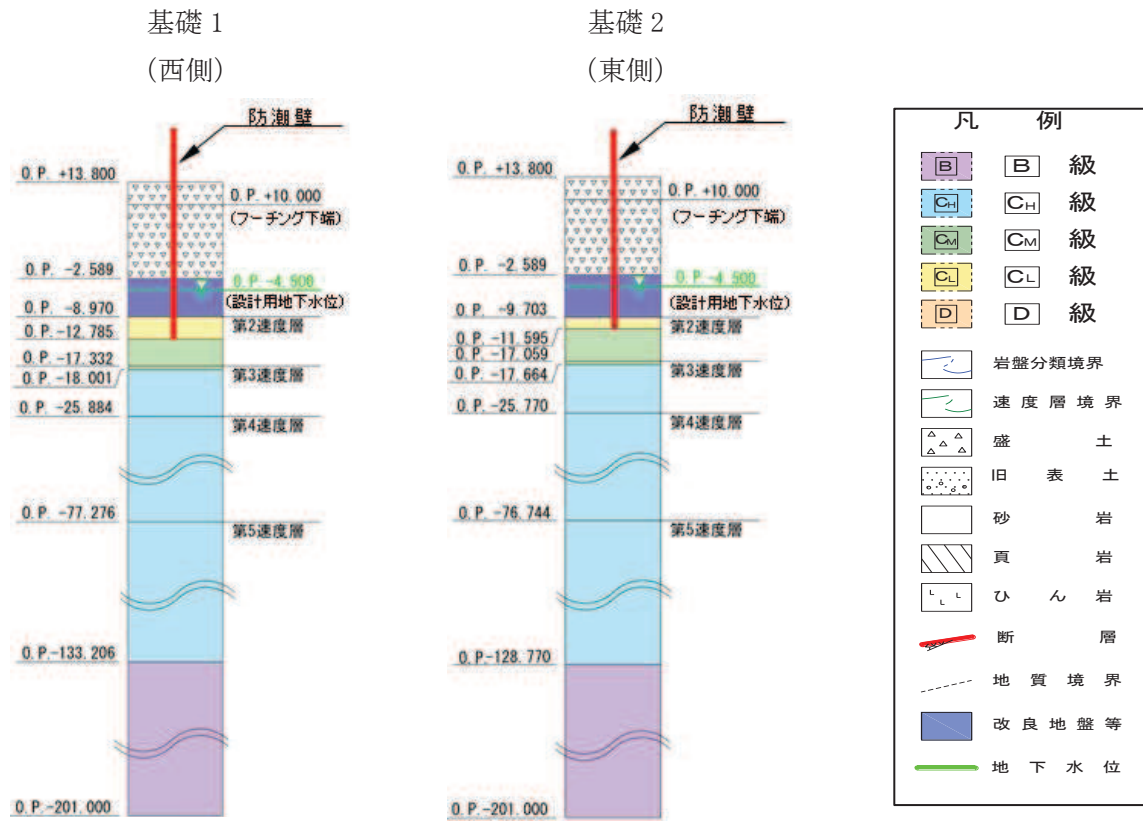
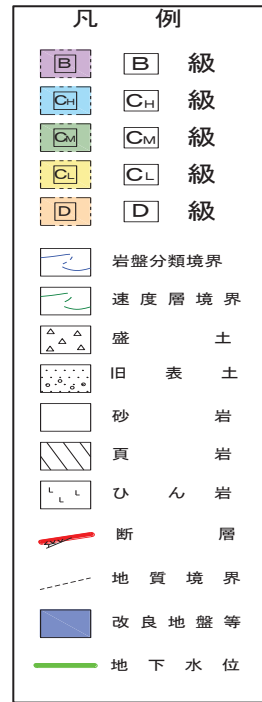
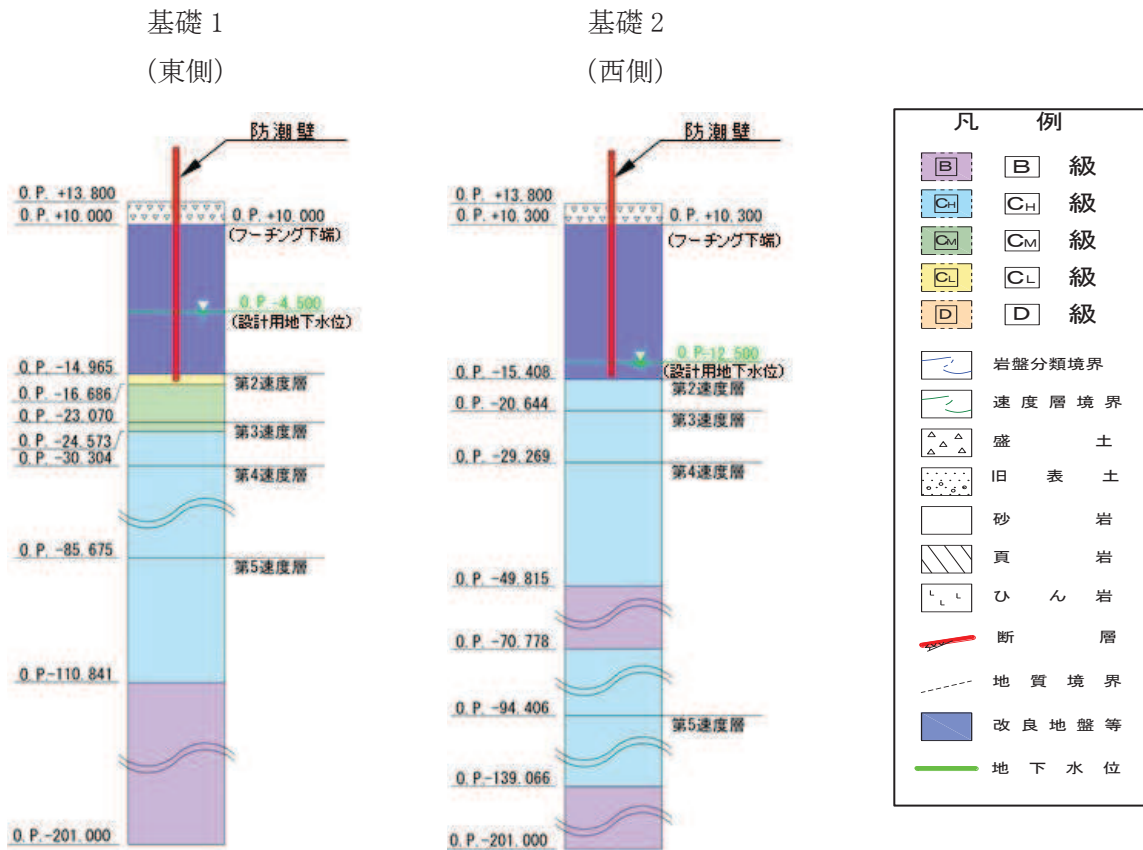


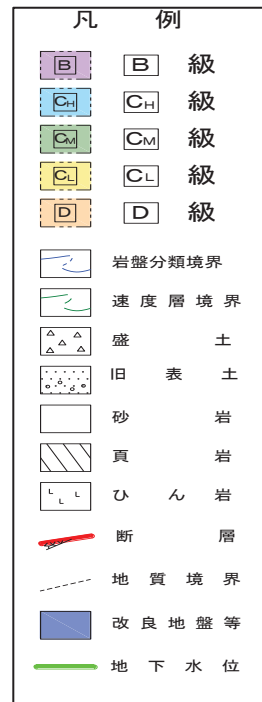
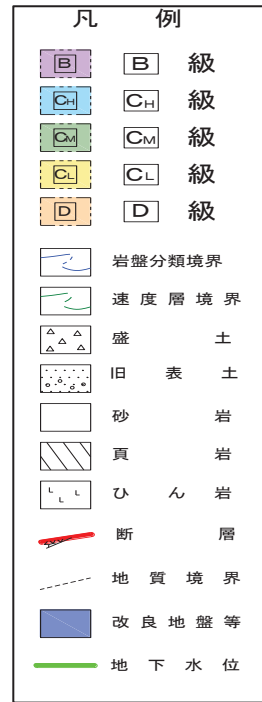
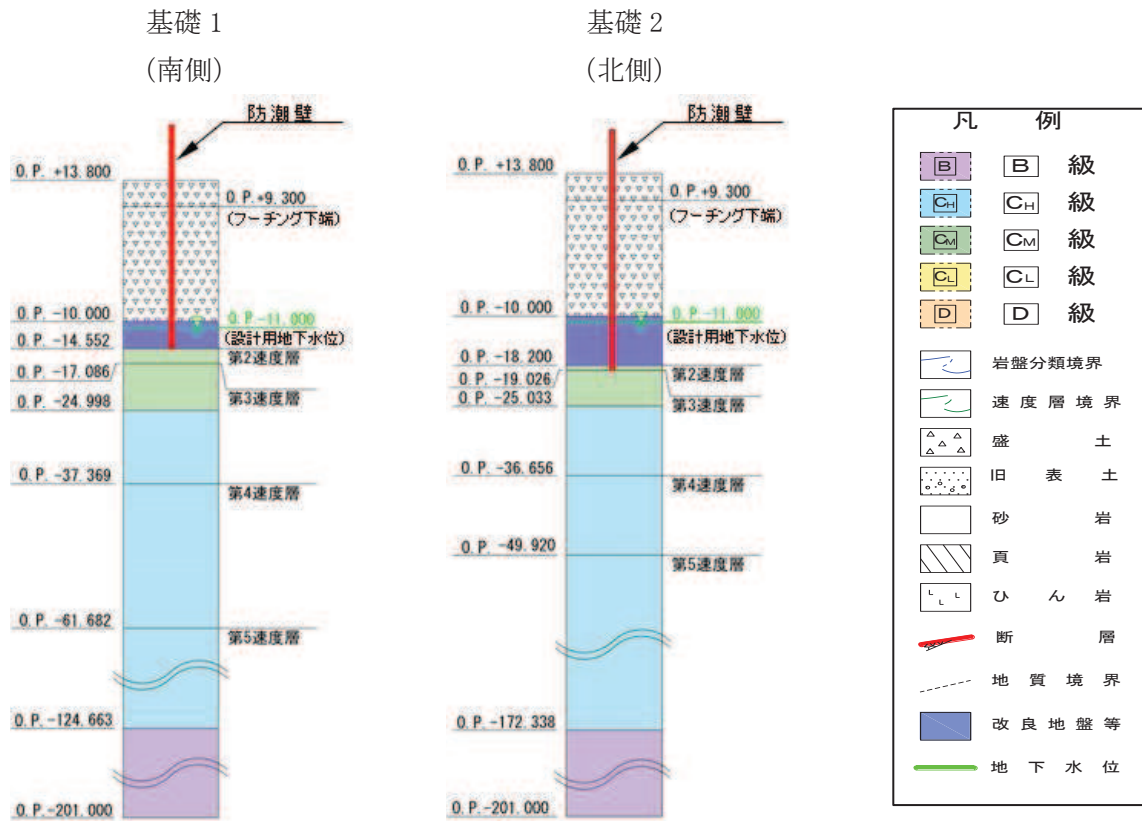
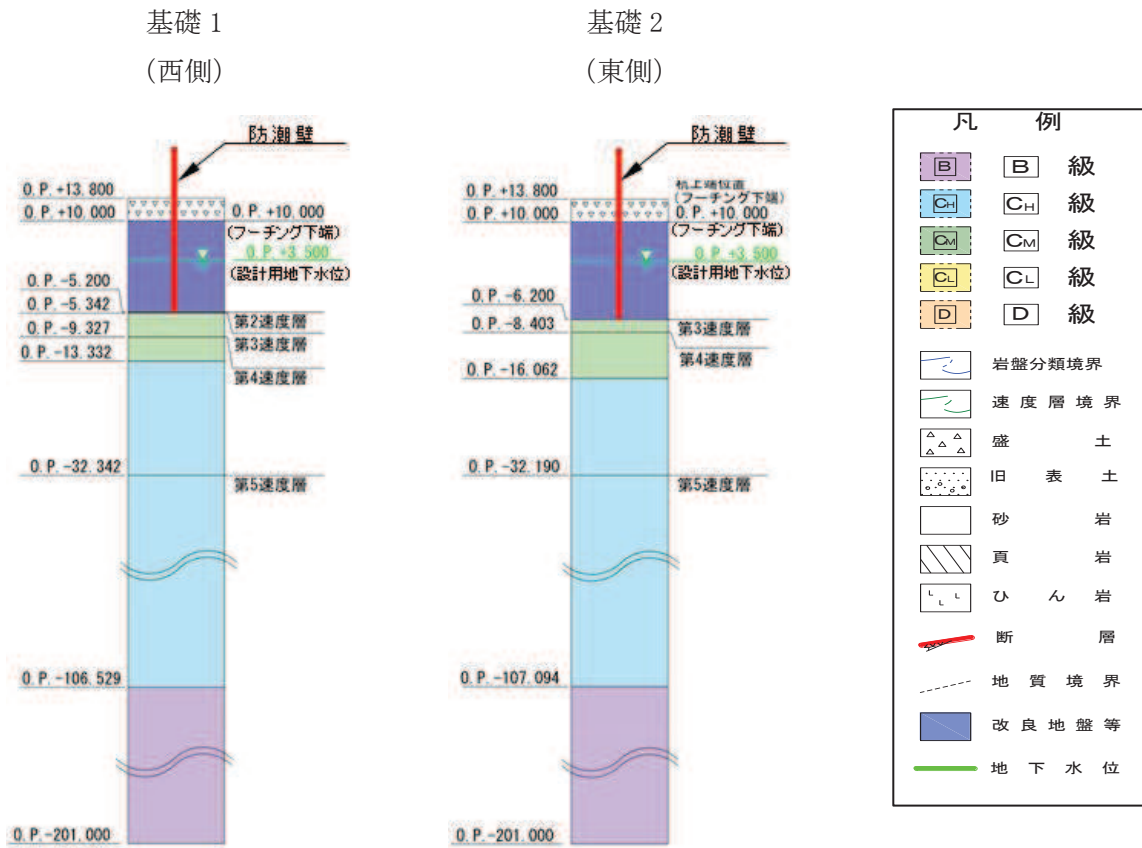
(第3号機放水立坑)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C _H 級		旧 表 土
	C _M 級		砂 岩
	C _L 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

* : 鋼管杭下方の C_L 級岩盤部は MMR により置換

図 3-1(2) 鋼製遮水壁 (鋼桁) の縦断面図
(第3号機海水ポンプ室, 第3号機放水立坑)





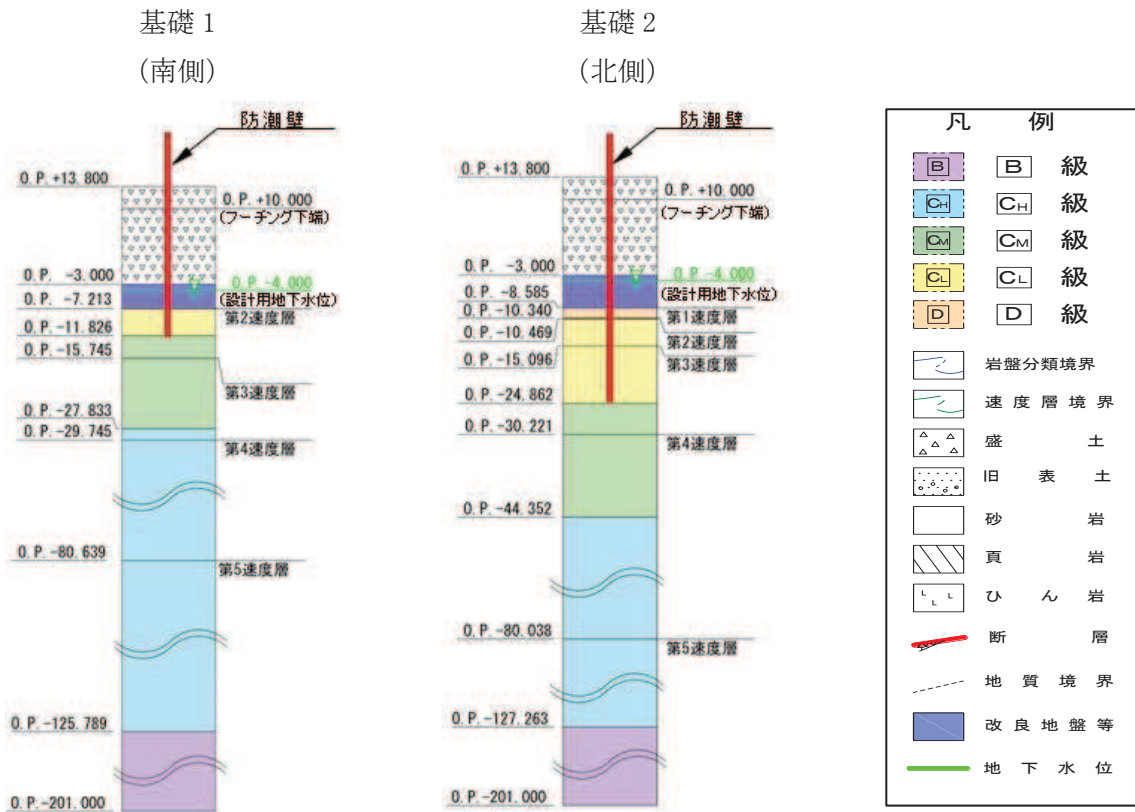


図 3-2(5) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 5)

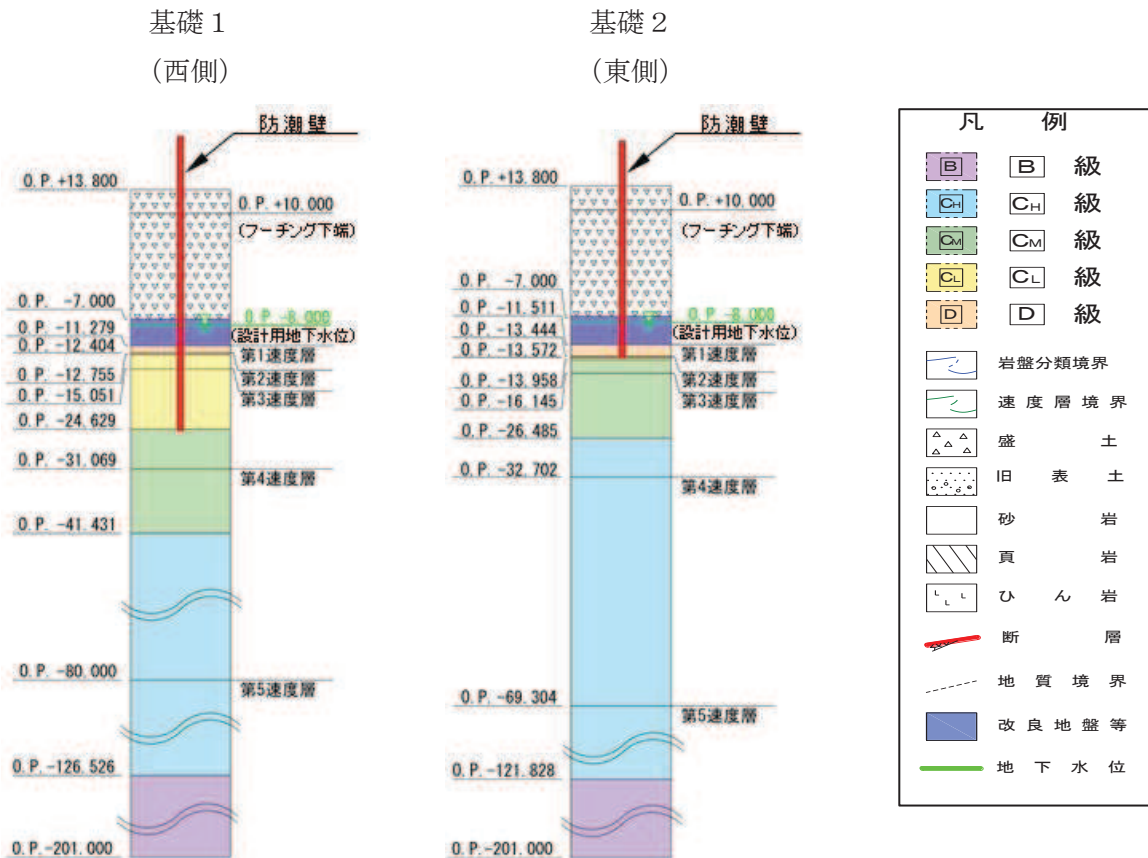


図 3-2(6) 評価対象断面の地層構成図 (鋼桁 6)

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼桁）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、鋼桁、RC支柱、鉛直支承、水平支承、フーチング、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭とする。

(2) 構造部材の変形性評価

構造部材の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイントとする。

(3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭を支持する基礎地盤とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに $20\text{N}/\text{m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し、安全裕度を見込んで $0.98\text{kN}/\text{m}^2$ を考慮する。

(3) 風荷重 (P_k)

風荷重については、入力津波による浸水高さより上側について、防潮壁の内側から外側への風荷重を考慮する。荷重は、設計基準風速を $30\text{m}/\text{s}$ とし、建築基準法に基づき算定する。

なお、逆方向である防潮壁の外側から内側に風荷重が作用する場合についても想定するが、この方向は浸水津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。

(4) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重については、各防潮壁設置位置における入力津波による浸水高さに基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は防潮壁近傍の地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、鋼桁 1～鋼桁 6 (杭周辺に旧表土、盛土、改良地盤が分布する断面) について 0.4m の沈下を考慮する。

(5) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-2 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3-3 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_h + P_k + P_s$
重畳時	$G + P_h + K_{Sd} + P_k + P_s$

G : 固定荷重
 P_h : 浸水津波荷重
 K_{Sd} : 余震荷重
 P_k : 風荷重
 P_s : 積雪荷重

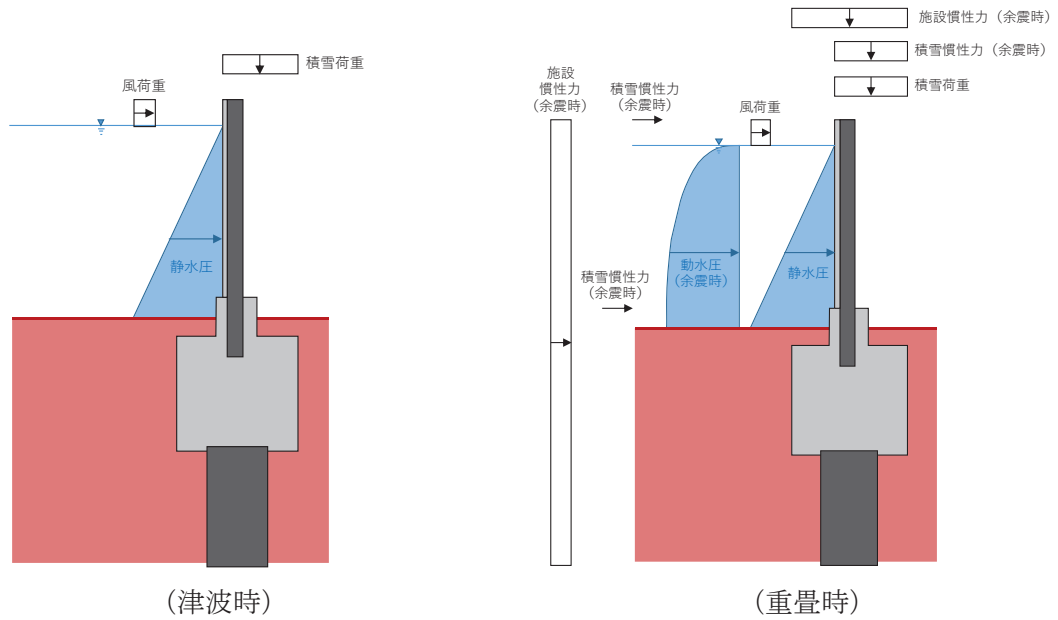


図 3-3 鋼製遮水壁（鋼桁）の荷重作用図

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.4.1 鋼桁

鋼桁の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表3-3に示す短期許容応力度とする。

表3-3 鋼桁の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
	SM490Y	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	174～210
許容せん断応力度 τ_{sa}		120	180
SM570 (鋼桁1)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	215～255	322～382
	許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
SM570 (鋼桁4)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	177～255	265～382
	許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217

注記*1：部材ごとに局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

*2：短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

3.4.2 RC支柱

RC支柱の許容限界は、曲げ・圧縮については、「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、曲げ・引張については、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会、2002年制定）」に基づき、表3-4に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会、2005年6月）」に基づくせん断耐力とする。

表 3-4 RC 支柱の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	11
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
鉄筋 (SD490)		290	435

注記*：短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

3.4.3 水平支承・鉛直支承

水平支承・鉛直支承の許容限界は、「道路橋支承便覧（日本道路協会、平成 16 年 4 月）」に基づき、表 3-5 に示す許容圧縮応力度とする。

表 3-5 水平支承・鉛直支承の許容限界

種別	許容圧縮応力度 (N/mm ²)
G14 (鋼桁 2, 3, 5, 6) 水平・鉛直支承	70
G14 (鋼桁 1, 4) 水平支承	235
G14 (鋼桁 1, 4) 鉛直支承	194

3.4.4 フーチング

フーチングの許容限界は、曲げ・圧縮については、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会、2002 年制定)」及び「道路土工カルバート工指針 (日本道路協会、平成 21 年度版)」に基づき、曲げ・引張については「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会、平成 24 年 3 月)」及び「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会、2002 年制定)」に基づき、表 3-6 に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会、2005 年 6 月)」に基づくせん断耐力とする。

なお、フーチング下端位置については、防潮壁下部からの津波の回り込みやボーリングの可能性を考慮した深さに設定することとし、「山留め設計指針 平成 29 年 (日本建築学

会)」に基づき、表 3-7 に示すボイリングに対する安全率を許容限界とする。

表 3-6 フーチングの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	16
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
鉄筋 (SD490)		290	435

注記*：短期許容応力度は、許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 3-7 ボイリングに対する許容限界

評価項目	許容限界
ボイリングに対する安全率	1.2 以上

3.4.5 鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭

鋼管杭及び場所打ちコンクリートの許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 24 年 3 月）」に基づき、鋼管杭については、表 3-8(1) に示す降伏強度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。場所打ちコンクリート杭については、表 3-8(2) に示す鉄筋の降伏応力度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。

杭頭部については、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 24 年 3 月）」に基づき、表 3-9 に示す杭頭補強筋の降伏応力度を用い、本数・配置を考慮したフーチング内部での仮想鉄筋コンクリート断面における降伏モーメントとする。

表 3-8(1) 鋼管杭（杭体）の許容限界

杭種		降伏強度（曲げ） (N/mm ²)	せん断強度 (N/mm ²)
鋼管杭 (杭体)	SKK490 ($t < 40\text{mm}$)	315	160
	SM570 ($t < 40\text{mm}$)	450	260

表 3-8(2) 場所打ちコンクリート杭の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm ²)
場所打ち コンクリート杭	軸方向鉄筋(SD490)	490
	帯鉄筋(SD345)	345

表 3-9 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm ²)
鋼管杭 (杭頭部)	杭頭補強筋(SD490)	490

3.4.6 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3-10 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-10 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

種別	許容限界 (mm)	
	ゴムジョイント	変形量

3.4.7 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」の杭基礎（中掘り杭工法）により設定する極限支持力とする。表 3-11 に基礎地盤の許容限界を示す。

表 3-11 基礎地盤の支持力に対する許容限界

杭種		押し込み (N/mm ²)	引き抜き (kN)	
極限支持力	鋼桁 1 (狐崎部層)	基礎 1	13.7	10996
		基礎 2	13.7	12109
	鋼桁 2 (狐崎部層)	基礎 1	13.7	7963
		基礎 2	13.7	7970
	鋼桁 3 (狐崎部層)	基礎 1	13.7	7254
		基礎 2	13.7	7730
	鋼桁 4 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4	11943
		基礎 2	11.4	13617
	鋼桁 5 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4	7384
		基礎 2	11.4	8947
	鋼桁 6 (牧の浜部層)	基礎 1	11.4	10623
		基礎 2	11.4	11015

3.5 評価方法

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 重畳時

(1) 解析方法

鋼製遮水壁（鋼桁）は、上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、質点と線形はり要素及び地盤ばねを用いた上部工 - 下部工 - 地盤の連成モデルによる時刻歴応答解析を行う。解析モデル概念図を図 3-4 に示す。

地震応答解析モデルに入力する地盤応答は、以下のとおり作成する。

弾性設計用地震動 S d - D 2 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一次元時刻歴応答解析により作成する。

なお、前述の通り、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、屋外重要土木構造物の耐震裕度向上や防潮壁の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、全応力非線形解析とする。

地震応答解析に用いる解析コードは、「TDAPⅢ Ver3.10.01」を使用する。また、地盤応答の作成に用いる解析コードは、「Soilplus Ver.2015Build3」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

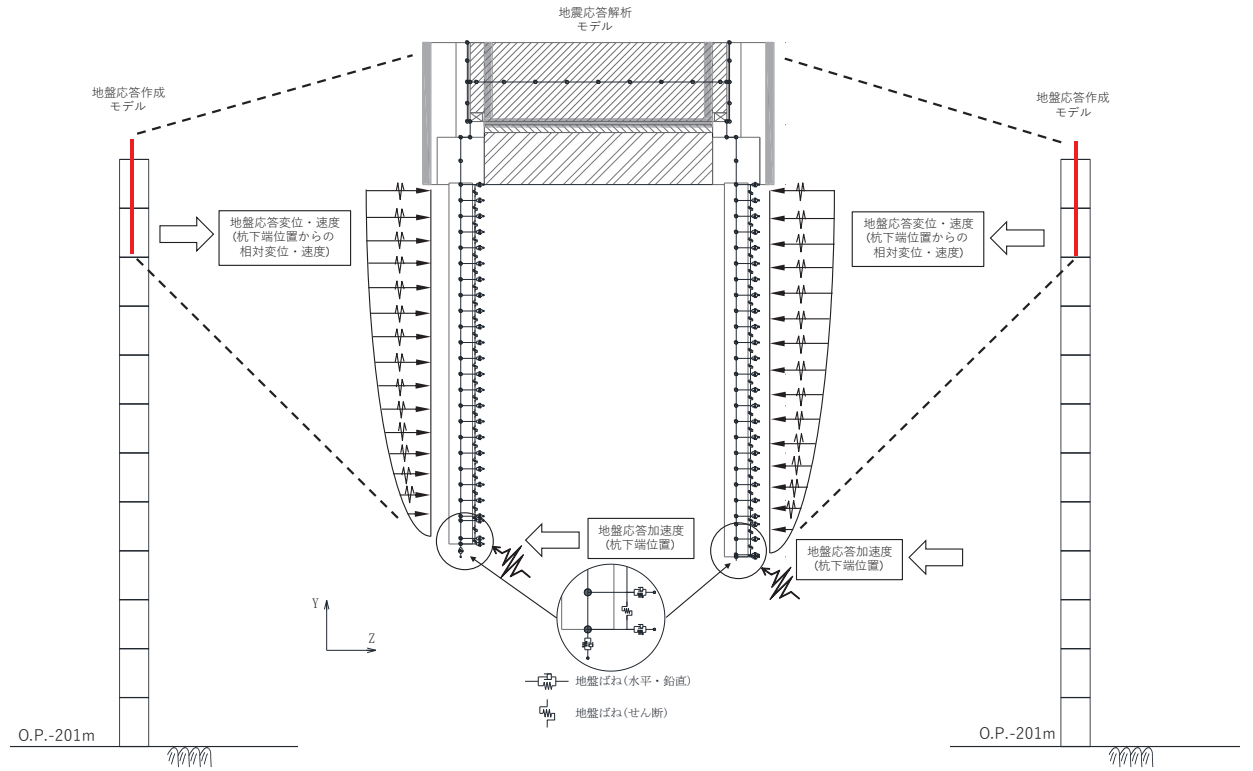


図 3-4 解析モデル概念図

a. 構造部材

上部工及び下部工は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し、鋼桁と RC 支柱及びフーチングの接合部はゴム支承を線形ばね要素でモデル化する。

b. 材料物性及び地盤物性のばらつき

地盤物性及び材料物性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-12 に示す解析ケースを設定する。

図 3-1 及び図 3-2 に示すとおり、鋼製遮水壁（鋼桁）の周辺には、主として旧表土、盛土、D 級岩盤及び改良地盤といった、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布していることから、これらの地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

詳細な解析ケースの考え方は、「d. 地震応答解析の解析ケースの選定」に示す。

表 3-12 解析ケース

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

c. 減衰定数

地震応答解析における減衰は、粘性減衰と履歴減衰とで考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の α 、 β を算定する際の減衰定数は、「道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，表 3-13 に示す減衰定数を用いる。

固有値解析結果に基づき設定した α 、 β を表 3-14 に示す。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α 、 β : 係数

表 3-13 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2%	3%
鉄筋コンクリート部材	3%	5%
ゴム支承	5.5%	—

表 3-14(1) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=2%)

部材	鋼桁軸直交方向	
	α	β
鋼桁 1	0.406	0.0002
鋼桁 2	0.522	0.0007
鋼桁 3	3.419	0.0001
鋼桁 4	0.282	0.0011
鋼桁 5	1.254	0.0003
鋼桁 6	0.536	0.0007

表 3-14(2) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=3%)

部材	鋼桁軸直交方向	
	α	β
鋼桁 1	0.609	0.0004
鋼桁 2	0.783	0.0011
鋼桁 3	5.128	0.0001
鋼桁 4	0.422	0.0016
鋼桁 5	0.783	0.0011
鋼桁 6	0.804	0.0010

表 3-14(3) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=5%)

部材	鋼桁軸直交方向	
	α	β
鋼桁 1	1.0144	0.0006
鋼桁 2	1.306	0.0018
鋼桁 3	8.547	0.0002
鋼桁 4	0.704	0.0027
鋼桁 5	1.306	0.0018
鋼桁 6	1.340	0.0017

表 3-14(4) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 ($h=5.5\%$)

部材	鋼桁軸直交方向	
	α	β
鋼桁 1	1.116	0.0007
鋼桁 2	1.436	0.0020
鋼桁 3	9.402	0.0002
鋼桁 4	0.774	0.0029
鋼桁 5	1.436	0.0020
鋼桁 6	1.474	0.0019

d. 重畳時の解析ケースの選定

重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、表 3-12 に示すケース②及び③を実施する。重畳時における解析ケースを表 3-15 に示す。

表 3-15 重畳時における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1σ	平均値-1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++*	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 4 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②～③を実施する。
		-+*	○	
		+ - *	○	
		---*	○	

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

(2) 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D2 を、一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置 (O.P. -201m) で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 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 3-5 に示す。地震応答解析時に用いる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第 2 号機側 (鋼桁 1~3) は図 3-6 に、第 3 号機側 (断面①~③) は図 3-7 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

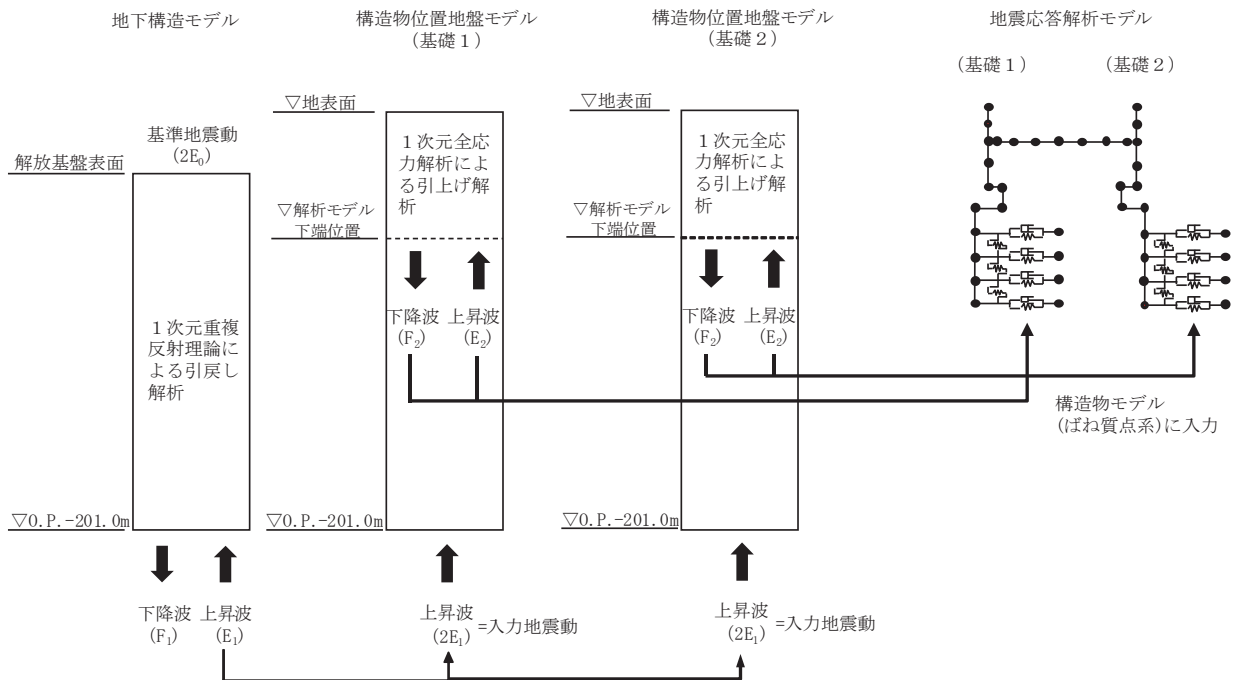
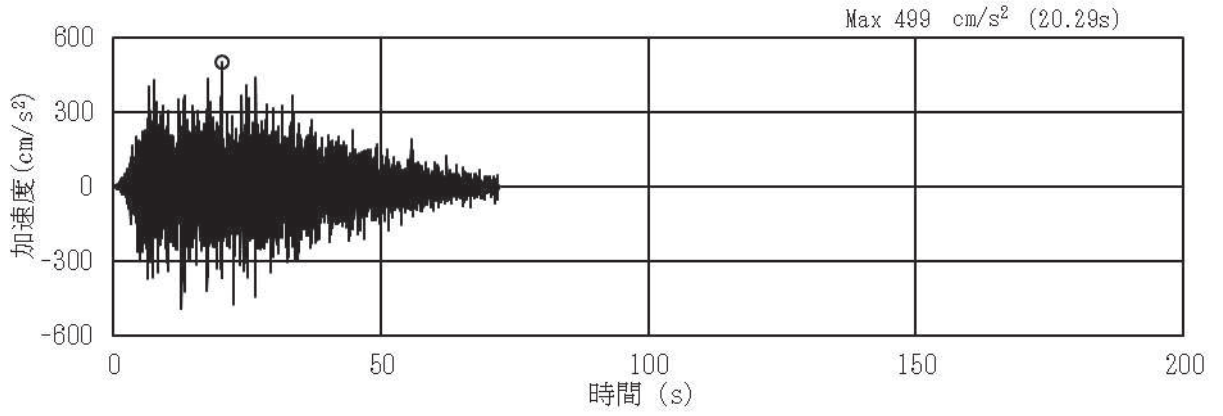
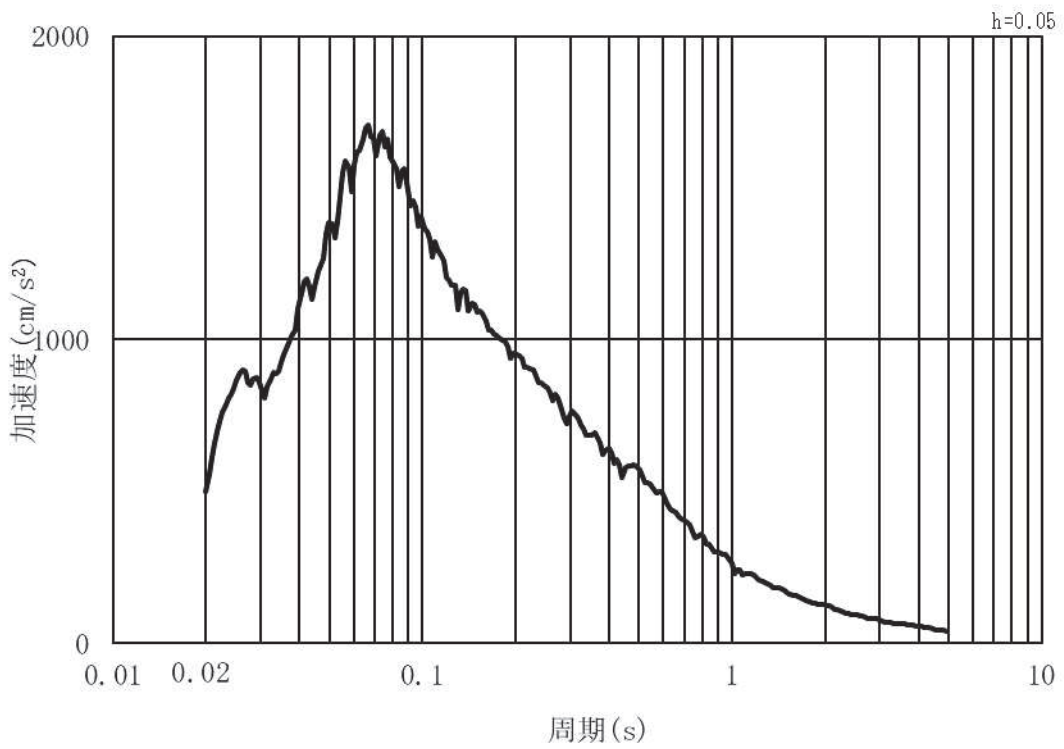


図 3-5 入力地震動算定の概念図

a. 鋼桁 1, 鋼桁 2, 鋼桁 3

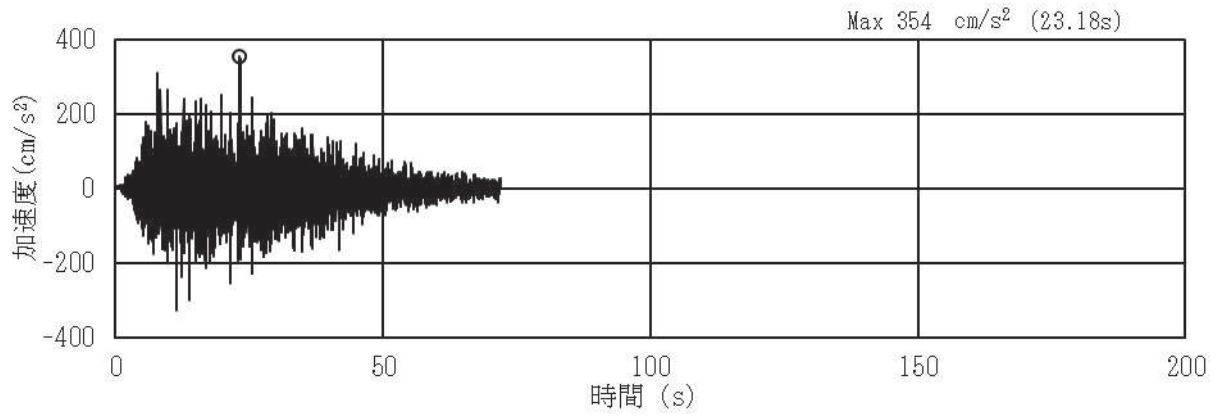


(a) 加速度時刻歴波形

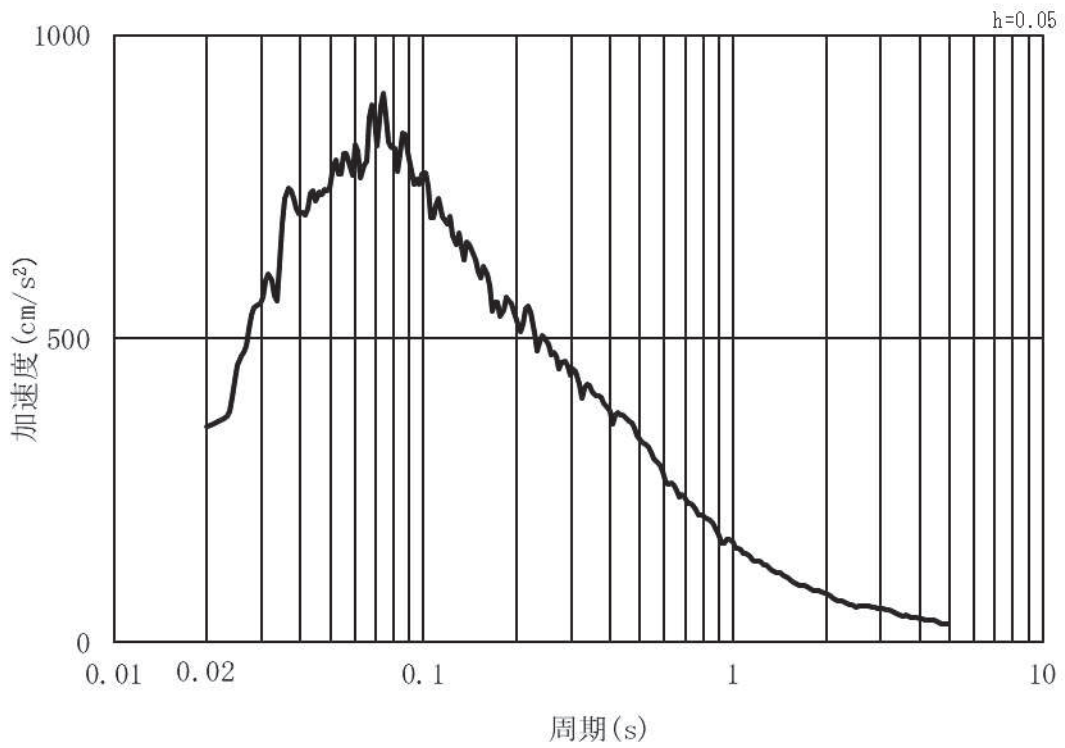


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S d - D 2) 第 2 号機側



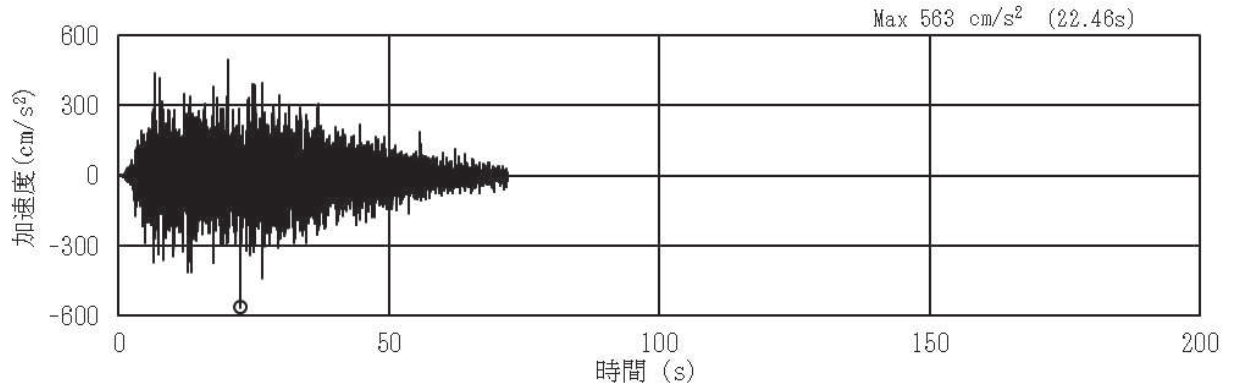
(a) 加速度時刻歴波形



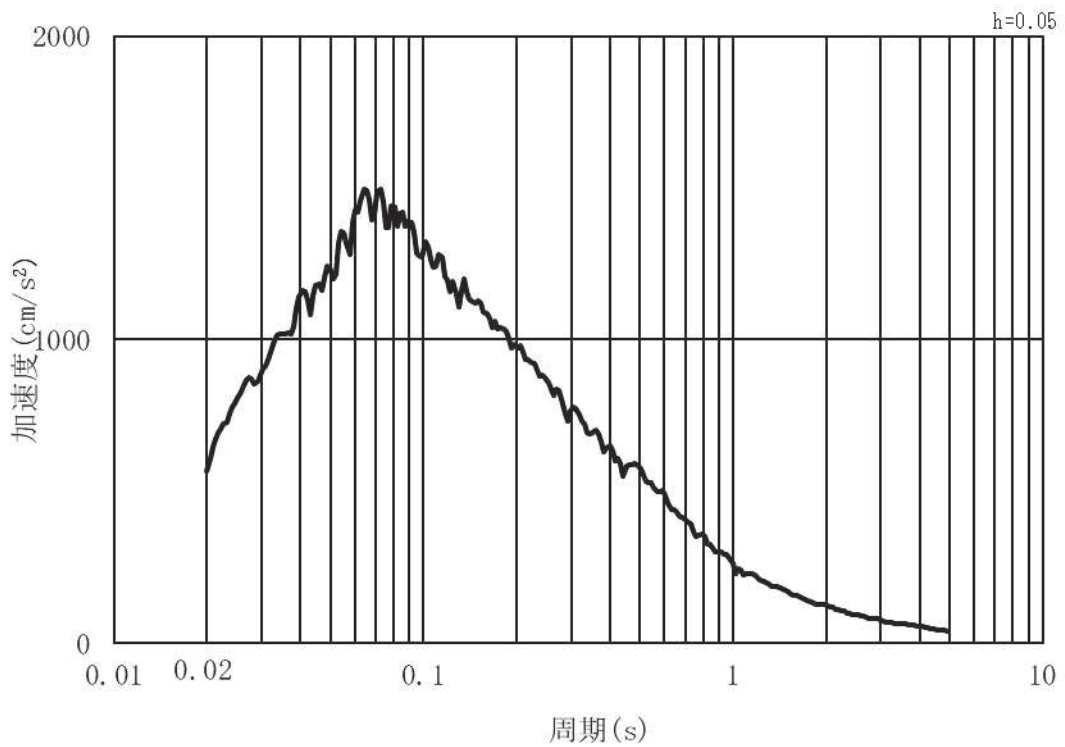
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-6(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2) 第 2 号機側

b. 鋼桁 4, 鋼桁 5, 鋼桁 6

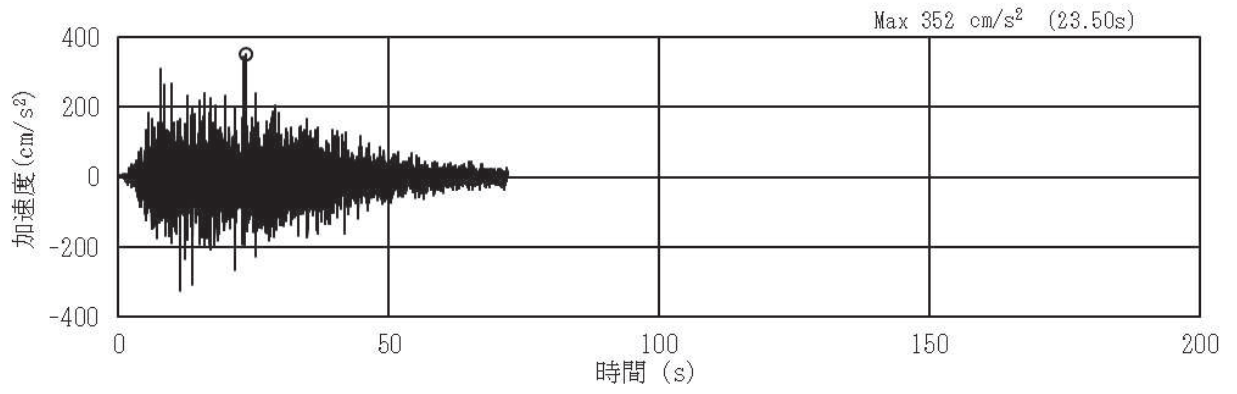


(a) 加速度時刻歴波形

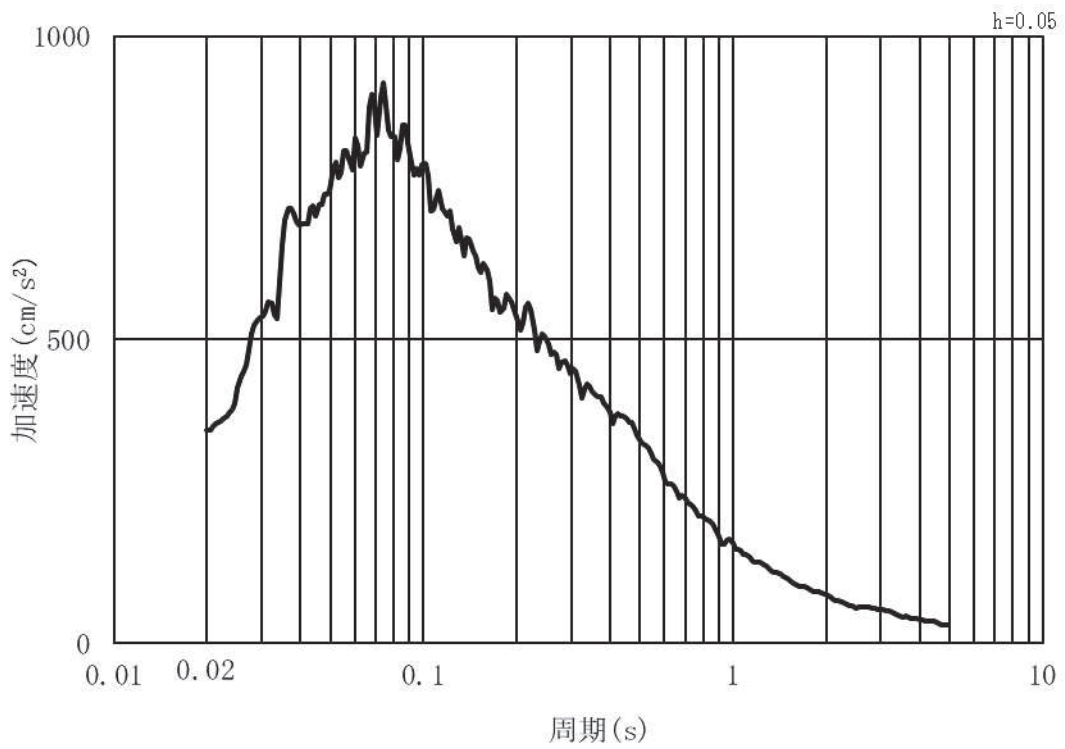


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S d - D 2) 第 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2) 第 3 号機側

(2) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

鋼製遮水壁（鋼桁）の地震応答解析モデルを図 3-8 に示す。

上部工及び下部工は，線形はり要素（ビーム要素）でモデル化し，鋼桁と RC 支柱及びフーチングの接合部はゴム支承を線形ばね要素でモデル化する。

また，周辺地盤を地盤ばね及びダッシュポットでモデル化し，地盤と杭の相互作用を考慮する。地盤ばね及びダッシュポットを介して入力する地盤応答作成モデルは，地盤を平面ひずみ要素でモデル化し，**D**級岩盤，改良地盤及び盛土・旧表土は，修正 GHE モデルにより地盤の非線形性を考慮する。**D**級を除く岩盤は線形モデルとする。

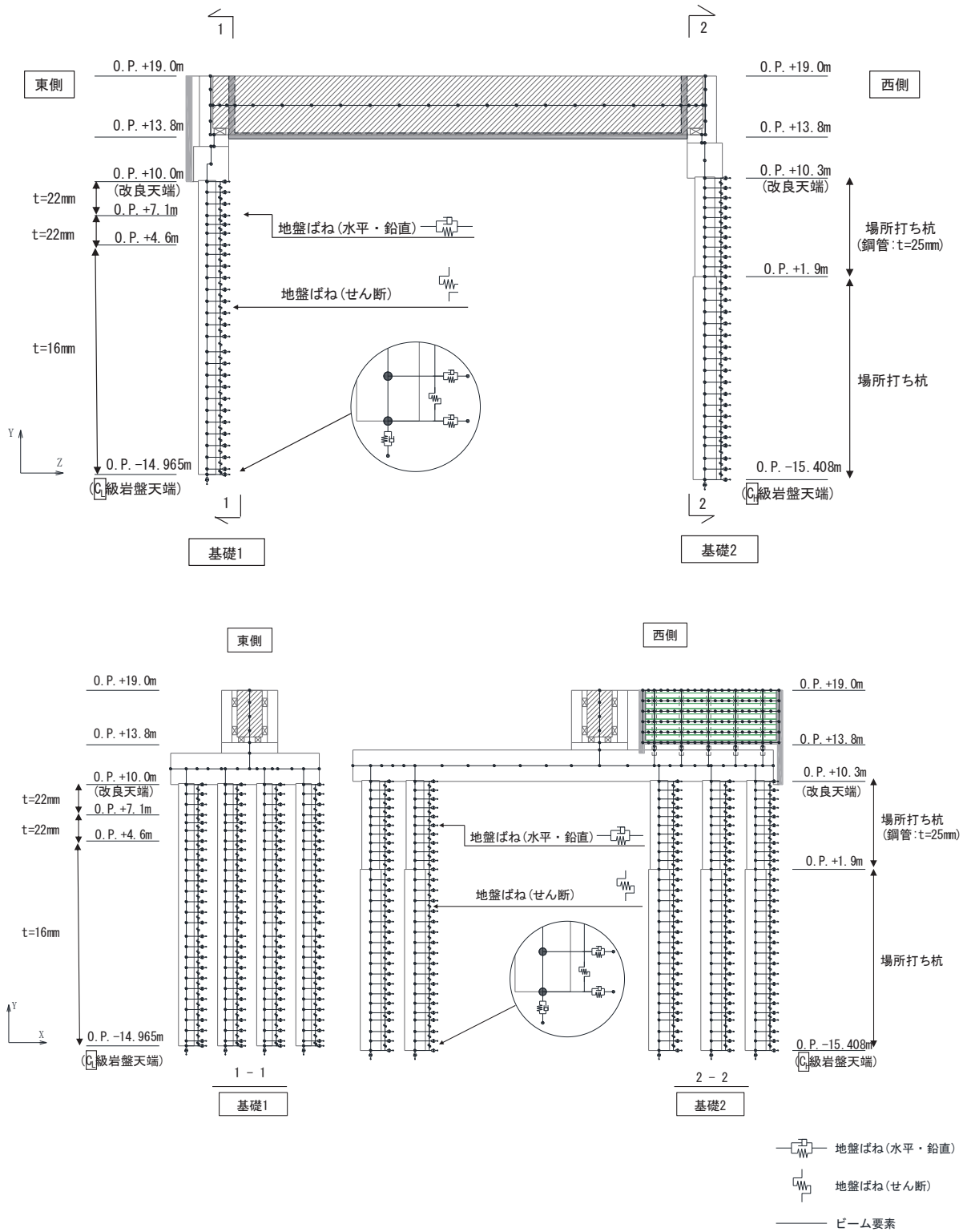


図 3-6 解析モデル (鋼桁 1)

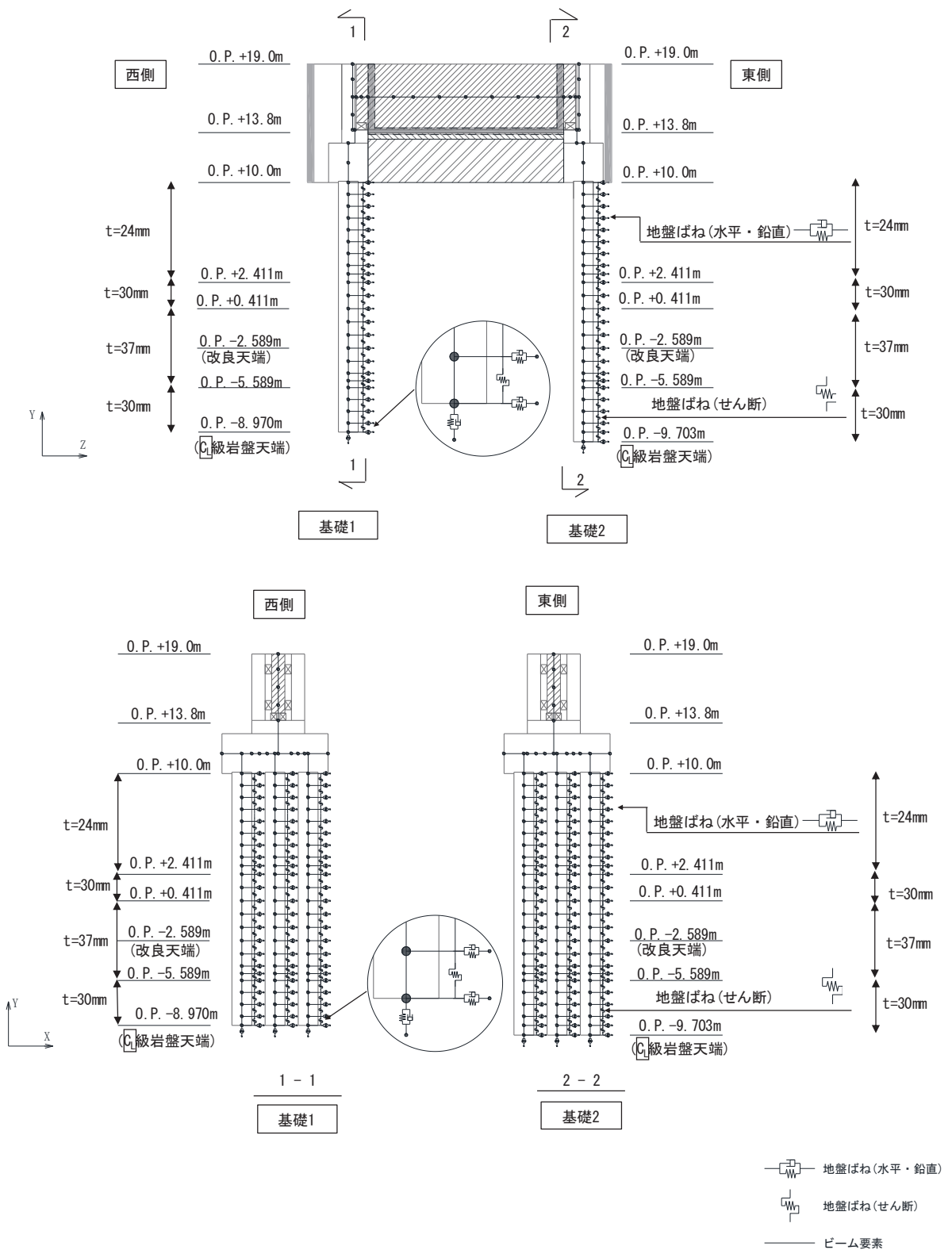


図 3-8(2) 解析モデル (鋼桁 2)

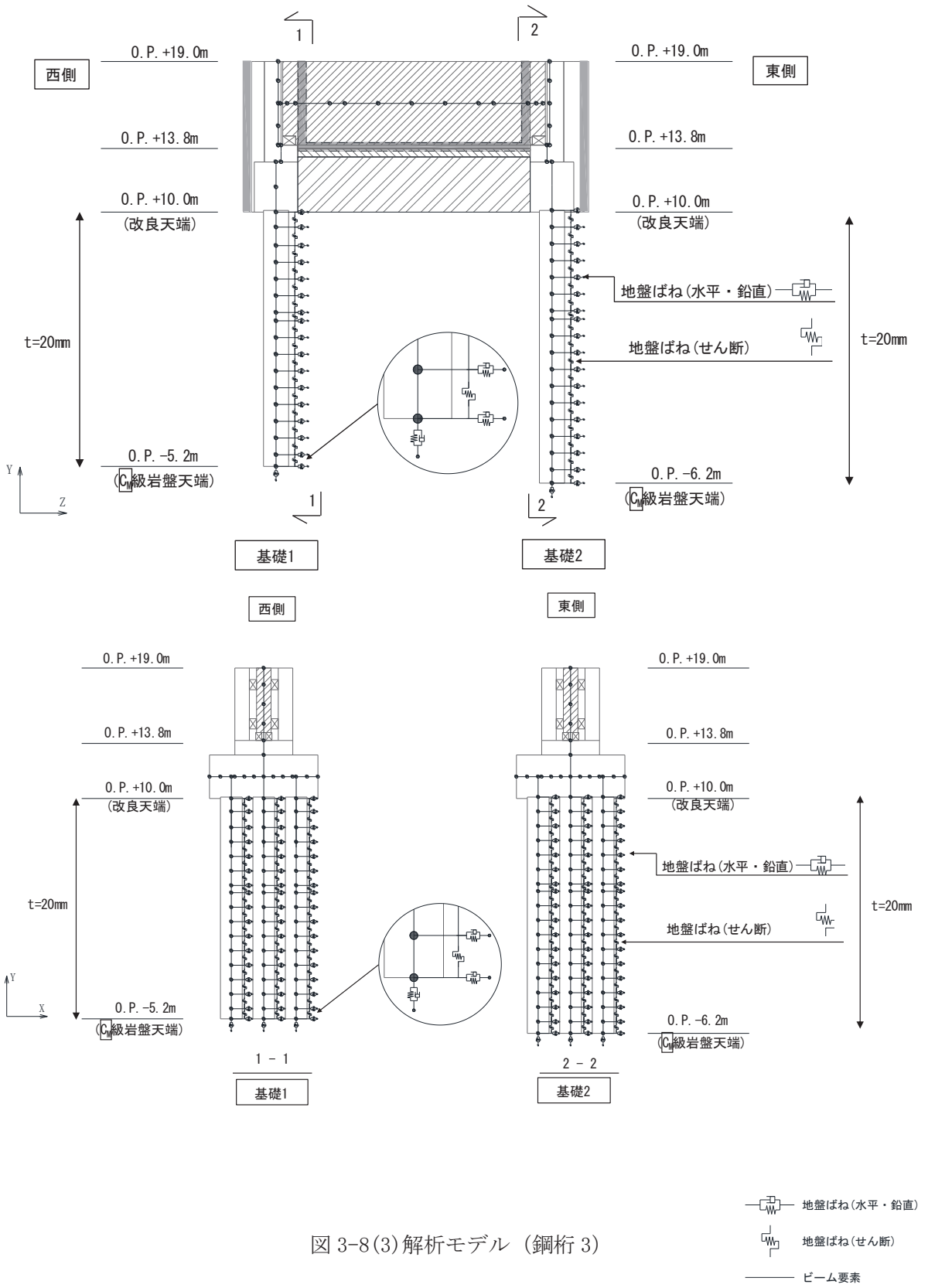


図 3-8(3) 解析モデル (鋼桁 3)

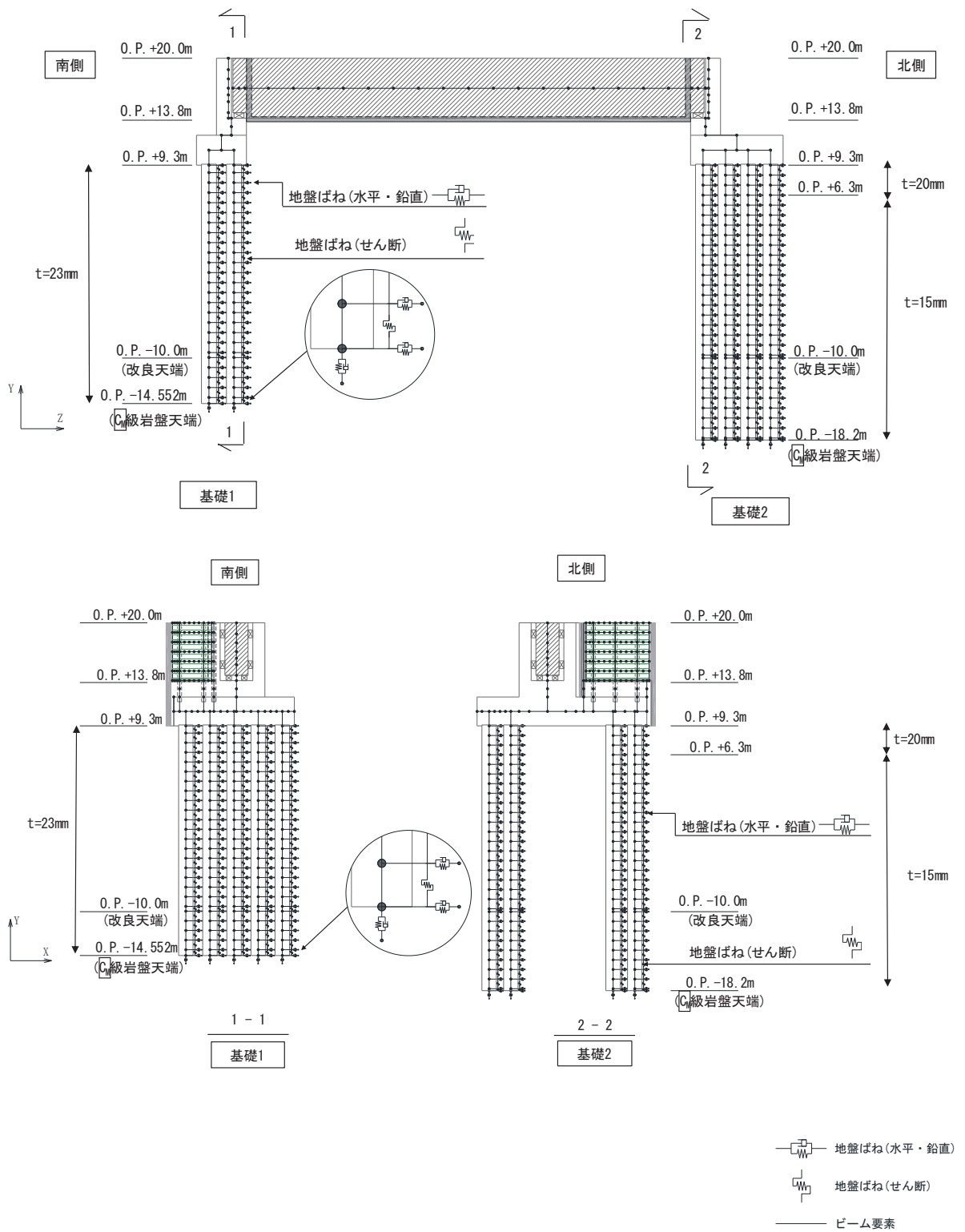


図 3-8(4) 解析モデル (鋼桁 4)

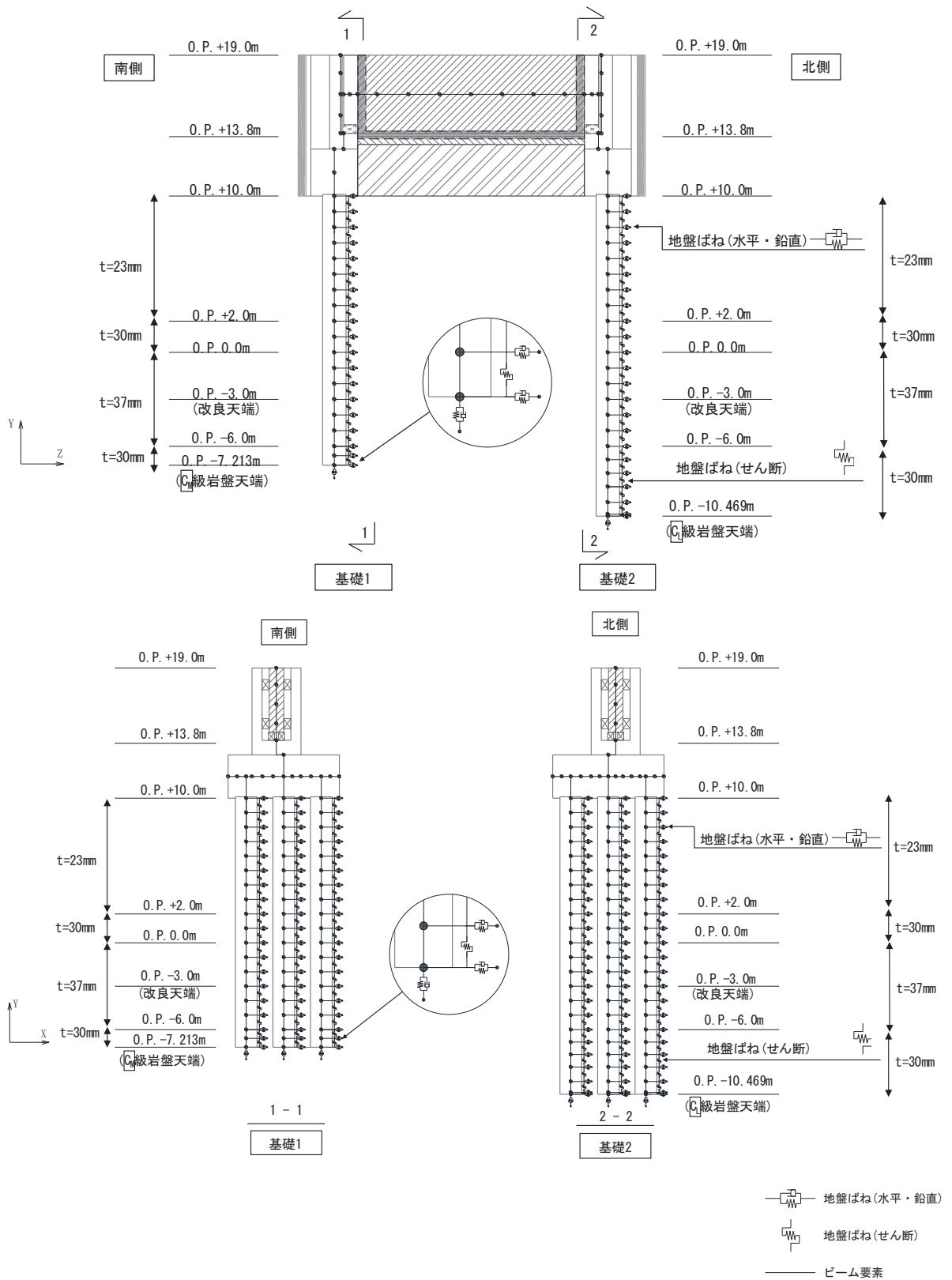


図 3-8(5) 解析モデル (鋼桁 5)

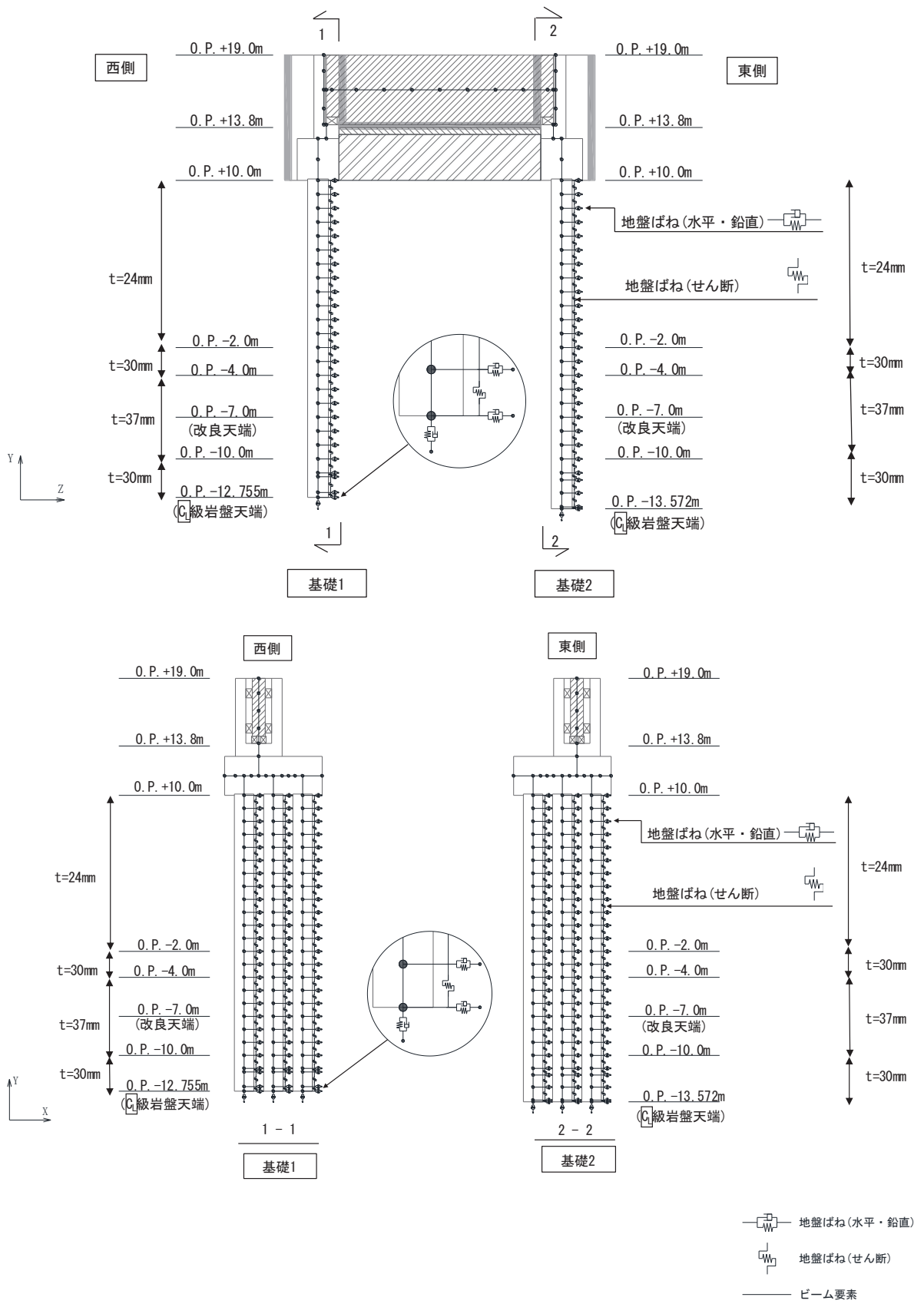


図 3-8(6) 解析モデル (鋼桁 6)

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-16 に、材料の物性値を表 3-17 に示す。なお、改良地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 3-16(1) 使用材料（鋼桁 1）

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM570, t = 19mm, 22mm
	鋼管杭*	φ 1500, SKK490, SM570 t = 16mm, 22mm
		φ 1700, SKK490, t = 25mm
場所打ちコンクリート杭		φ 2000, SD345, SD490 設計基準強度 : 30N/mm ²
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記* : 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において、腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-16(2) 使用材料（鋼桁 2）

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 24mm, 30mm, 37mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記* : 道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において、腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-16(3) 使用材料 (鋼桁 3)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t = 20mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-16(4) 使用材料 (鋼桁 4)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM570, t = 20mm, 27mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 15mm, 20mm, 23mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-16(5) 使用材料（鋼桁 5）

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 23mm, 30mm, 37mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において，腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-16(6) 使用材料（鋼桁 6）

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	鋼桁	SM490Y, t = 9mm, 14mm
	鋼管杭*	φ 1500, SM570 t = 24mm, 30mm, 37mm
ゴム支承	水平支承・鉛直支承	G14

注記*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において，腐食代 1mm による断面性能の低減を考慮する。

表 3-17(1) 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	f' _{ck} =30N/mm ²	24.0	2.8×10 ⁴	0.2
	f' _{ck} =50N/mm ²	24.0	3.3×10 ⁴	0.2
鋼材	SM570, SM490Y	77.0	2.00×10 ⁵	0.3

表 3-17(2) 材料の物性値

材料		水平剛性 (kN/mm) *	
		水平支承	鉛直支承
ゴム支承	鋼桁 1, 4	14. 117	11. 667
	鋼桁 2, 3, 5, 6	4. 200	4. 200

* : 支承 1 基当たりの剛性

c. 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

d. 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位を図 3-1 及び図 3-2 に示す。また、設計用地下水位の一覧を表 3-18 に示す。

表 3-18 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
鋼製遮水壁 (鋼桁)	鋼桁 1	0. P. -4. 50m (基礎 1) 0. P. -12. 50m (基礎 2)
	鋼桁 2	0. P. -4. 50m
	鋼桁 3	0. P. +3. 50m
	鋼桁 4	0. P. -11. 00m
	鋼桁 5	0. P. -4. 00m
	鋼桁 6	0. P. -8. 00m

(3) 評価方法

鋼製遮水壁（鋼桁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

a. 鋼桁

鋼桁は、スキンプレートとリブ、フランジで構成されている。鋼桁の構造図を図 3-9 に示す。

鋼桁の評価は、これらの各部材について、格子状にはり要素でモデル化した構造解析モデルにて、地震応答解析モデルにより算定した応答震度を用いた静的解析を行い、各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力を算定し、許容限界以下であることを確認する。

鋼桁の応力度算定は、解析コード「APOLLO Analyzer Ver. 2.81.0.0」及び「APOLLO SuperDesigner Section Ver. 10.39.0.1」を使用する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

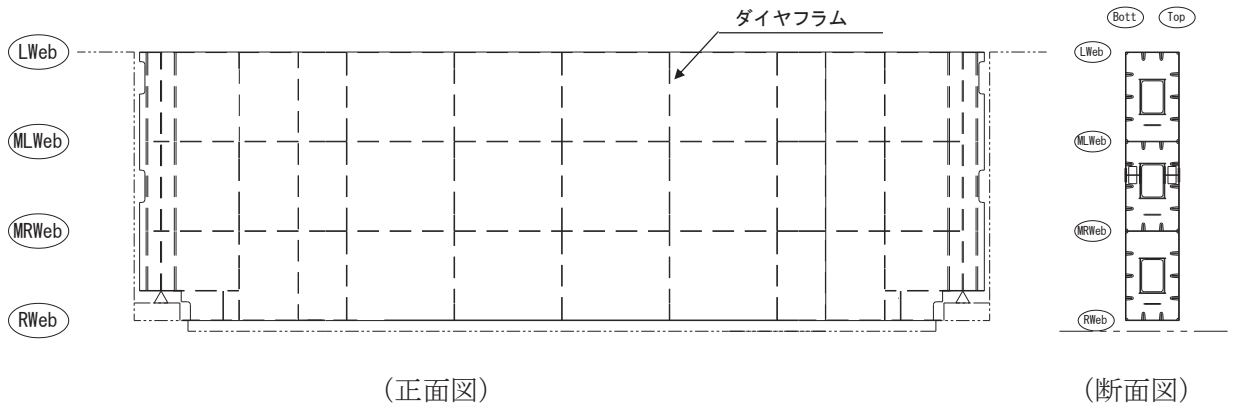


図 3-9 鋼桁の構造図（正面図，断面図）

(a) 鋼桁のモデル化

水平（X 方向）隔壁及び鉛直（Z 方向）隔壁の交差位置並びに添接板継手位置を節点とし、それらを結合したはり要素で構成される格子モデルとする。モデル化の概念を図 3-10 に示す。

- イ. 主桁部材（水平方向）は、外壁鋼板をフランジ、水平（X 方向）隔壁をウェブとみなした I 断面とする（図 3-10 (1) の赤色表示部分）。
- ロ. 横桁部材（鉛直方向）は、外壁鋼板をフランジ、鉛直（Z 方向）隔壁をウェブとみなした I 断面とする（図 3-10 (1) の青色表示部分）。
- ハ. ねじれ剛性は、外面鋼板が連続していることから、箱断面として算定したねじれ剛性を両部材に考慮する。

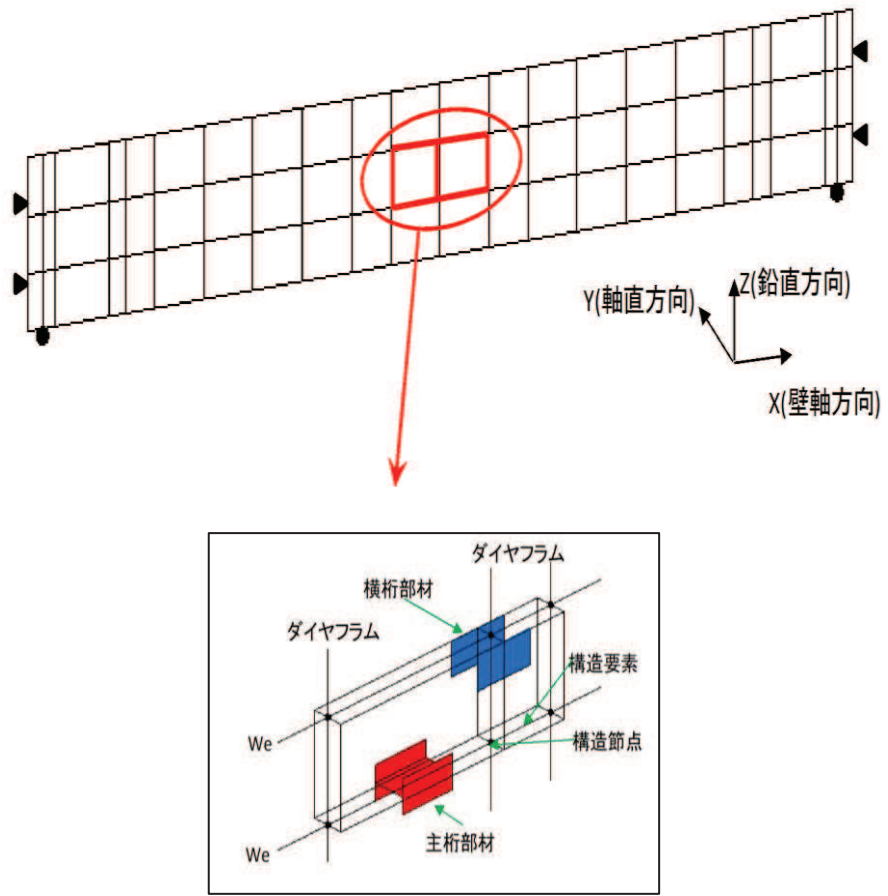


図 3-10(1) 鋼桁評価モデル (概念図)

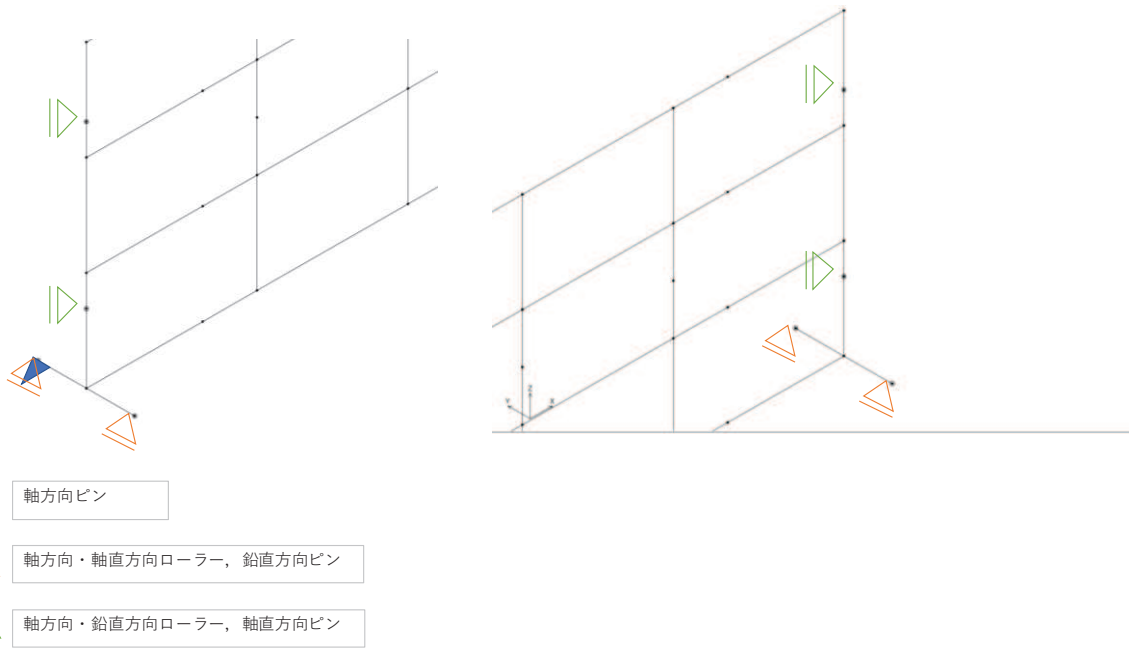


図 3-10(2) 鋼桁評価モデル (境界条件)

(b) 荷重条件

フレーム解析モデルに入力する荷重として、地震応答解析モデルから、水平方向 (桁軸直角方向)、鉛直方向の最大加速度応答を抽出し、慣性力として作用させる。荷重の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法 (1.0 : 0.4) により評価する。

荷重の組合せケースを表 3-19 に、荷重算定に用いる設計震度を表 3-20 に示す。

表 3-19 荷重の組合せ

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + P_s + P_k + P_h + 1.0 S_{dH} + 0.4 S_{dV}$
2	$G + P_s + P_k + P_h + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$
3	$G + P_s + P_k + P_h + 0.4 S_{dH} + 1.0 S_{dV}$
4	$G + P_s + P_k + P_h + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

P_h : 浸水津波荷重

S_{dH} : 水平方向地震荷重 (自重 $\times K_{sdH}$, 動水圧)

S_{dV} : 鉛直方向地震荷重 (自重 $\times K_{sdV}$, 動水圧)

表 3-20 鋼桁の照査に用いる設計震度

	地震による設計震度	
	桁軸直交方向 K_{SdH}	鉛直方向 K_{Sdv}
鋼桁 1	1.8 (S d-D 2 (-+))	1.5 (S d-D 2 (++)
鋼桁 2	1.0 (S d-D 2 (++)	0.7 (S d-D 2 (+-))
鋼桁 3	2.1 (S d-D 2 (++)	0.8 (S d-D 2 (-+))
鋼桁 4	1.5 (S d-D 2 (+-))	1.0 (S d-D 2 (++)
鋼桁 5	1.8 (S d-D 2 (-+))	0.6 (S d-D 2 (++)
鋼桁 6	1.3 (S d-D 2 (-+))	0.7 (S d-D 2 (++)

b. RC 支柱

RC 支柱は、地震応答解析に基づき算定した断面力によるコンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

RC 支柱の応力度算定は、地震応答解析に基づき算定した断面力を用いて解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

c. 水平支承・鉛直支承

水平支承・鉛直支承の評価は、水平支承・鉛直支承に作用する圧縮応力が許容限界以下であることを確認する。

圧縮応力の荷重算定に用いる鋼桁の下向き反力は、3.8.1 鋼桁の静的解析より求まる支承部の反力を用いる。

(a) 圧縮応力度

圧縮力が作用したとき支承ゴム本体の座屈に対して安全でなければならない。座屈安定性は地震時のせん断変形時における圧縮に有効な面積より算出した圧縮応力により評価する。次式により座屈に対する安全性を確認する。

$$\sigma_{ce} = R_L / A_{ce} \leq \sigma_{cra}$$

ここに、

σ_{ce} : 地震時の圧縮応力 (N/mm²)

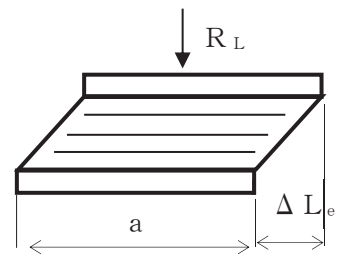
R_L : 下向きの反力 (N)

A_{ce} : 地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積 (mm²)

$$A_{ce} = b \cdot (a - \Delta l_e)$$

b : 有効幅(桁軸直交), a : 有効幅(桁軸), Δl_e : 地震時の支承変位量 (mm)

σ_{cra} : 道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値 (N/mm²)



d. フーチング

(a) フーチング躯体に対する照査

フーチングは、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

フーチングの応力度算定は、地震応答解析に基づき算定した断面力を用いて解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

(b) ボイリングに対する照査

ボイリングに対する安全率が許容限界以上であることを次式により確認する。

$$F = \frac{2\gamma' D}{\gamma_w h_w} \geq 1.2 \quad \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで、

F : ボイリングに対する安全率

γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)

D : フーチングの根入れ長さ (地表面高さ*1－フーチング下端高さ) (m)

h_w : 水位差 (入力津波高さ－地表面高さ*1, *2) (m)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

注記*1 : 杭周辺に旧表土, 盛土, 改良地盤が分布する断面 (鋼桁 1 ~ 鋼桁 6) においては, 地震による 0.4m の地盤沈下を考慮する。

*2 : ボイリングに対する保守的な評価として, 杭周辺の旧表土, 盛土が飽和状態にあることを仮定し, 地表面に地下水位があるものとして水位差を算定する。

e. 鋼管杭及び場所打ち杭

鋼管杭及び場所打ち杭の評価は、杭体と杭頭について行う。杭体については、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。杭頭については、鋼管杭（杭頭）の曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げ軸力照査（鋼管杭：杭体）

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left(\sigma_y - \frac{|N_1|}{A_1} \right) \cdot Z_1 \quad \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

M_y : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

σ_y : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm²)

N_1 : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)

A_1 : 鋼管杭の有効断面積 (m²)

Z_1 : 鋼管杭の有効断面係数 (m³)

(b) せん断力照査（鋼管杭：杭体）

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_2 = \kappa_1 \frac{S_2}{A_2} \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで、

τ_2 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S_2 : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)

A_2 : 鋼管杭の断面積 (mm²)

κ_2 : せん断応力の分布係数 (2.0)

- (c) 曲げ軸力照査（場所打ちコンクリート杭：杭体）
 曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。
 許容限界である降伏モーメントの算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。
- (d) せん断力照査（場所打ちコンクリート杭：杭体）
 せん断力が許容限界以下であることを確認する。
 許容限界であるせん断耐力は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づく次式により算定される。

$$P_s = S_c + S_s + S_p \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、

- P_s : 場所打ちコンクリート杭のせん断耐力 (N)
- S_c : コンクリートの負担するせん断耐力 (N)
- S_s : 帯鉄筋の負担するせん断耐力 (N)
- S_p : 鋼管の負担するせん断耐力 (N)

- (e) 曲げ軸力照査（場所打ちコンクリート杭：杭体）
 杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき、図 3-11 に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し、仮想鉄筋コンクリート断面に生じるモーメントが許容限界以下であることを確認する。
 許容限界である降伏モーメントの算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。
 解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード) の概要」に示す。

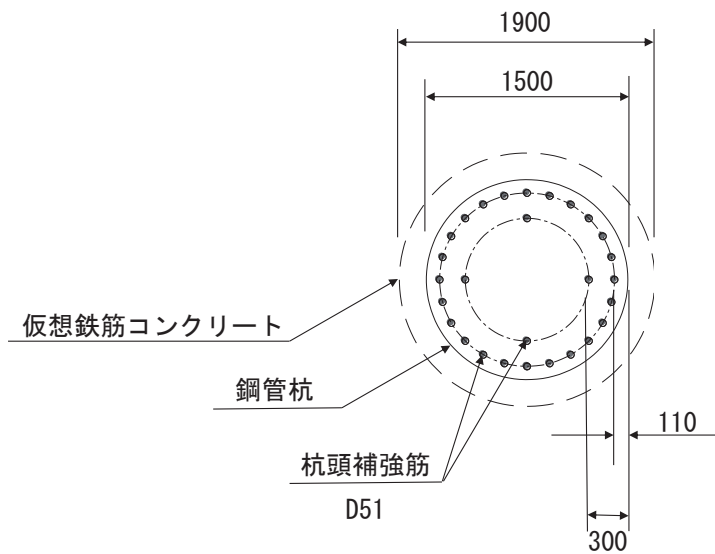


図 3-11 仮想鉄筋コンクリート断面

f. 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の重畳時の評価について、開き方向（壁軸方向）及びせん断方向（壁軸直角方向）ともに、重畳時に生じる荷重による最大相対変位量が許容限界以下であることを確認する。

止水ジョイント部材の相対変位量については、鋼製遮水壁（鋼桁）における構造境界部のほか、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製扉又は異種構造物（防潮堤、海水ポンプ室）との構造境界部も含めた照査を行う。止水ジョイント部材の評価結果については、「VI-3-別添 3-2-2-1 杭基礎構造防潮壁 鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書」にまとめて示す。

g. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認する。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表4-1に示す。

4.1 重畳時

表4-1(1) 強度評価に用いる条件（鋼桁1）（1/2）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（鋼桁）	1950	kN
	固定荷重（RC支柱）	2564	kN
	固定荷重（フーチング）	12633	kN
	固定荷重（鋼管杭）	620	kN
	固定荷重（場所打ちコンクリート杭）	6951	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	43.43	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{ce}	地震時の圧縮応力	31	N/mm ²
R_L	下向き反力	8771	kN
A_{ce}	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.2887	m ²
σ_{cra}	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値	235	N/mm ²
F_1	ボイリングに対する安全率（基礎1）	1.49	—
F_2	ボイリングに対する安全率（基礎2）	1.37	—
γ'	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m ³
D_1	フーチング（基礎1）の根入れ長さ（地表面高さ－フーチング下端高さ）	3.8	m
D_2	フーチング（基礎2）の根入れ長さ（地表面高さ－フーチング下端高さ）	3.5	m
h_w	水位差（入力津波高さ－地表面高さ）	4.7	m

表 4-1(1) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 1) (2/2)

σ_y	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm ²
M_{y_2}	鋼管杭の降伏曲げモーメント	14807	kN・m
M_2	鋼管杭に発生する曲げモーメント	887	kN・m
N_2	鋼管杭の軸力	3192	kN
τ_2	鋼管杭のせん断力により算定されるせん断応力度	20	N/mm ²
S_2	鋼管杭に発生するせん断力	953	N
A_2	鋼管杭の断面積	0.974×10^{-1}	m ²
Z_2	鋼管杭の断面係数	0.355×10^{-1}	m ³

表 4-1(2) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	400	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	1821	kN
	固定荷重 (フーチング)	4082	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	1230	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	43.43	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{ce}	地震時の圧縮応力	19	N/mm ²
R_L	下向きの反力	1627	kN
A_{ce}	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.0881	m ²
σ_{cra}	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値	70	N/mm ²
F	ボイリングに対する安全率	1.22	—
γ'	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m ³
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)	3.4	m
h_w	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)	4.7	m
σ_y	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm ²
My_2	鋼管杭 (基礎 1) の降伏曲げモーメント	15468	kN・m
M_2	鋼管杭 (基礎 1) に発生する曲げモーメント	5061	kN・m
N_2	鋼管杭 (基礎 1) の軸力	5366	kN
τ_2	鋼管杭 (基礎 1) のせん断力により算定されるせん断応力度	51	N/mm ²
S_2	鋼管杭 (基礎 1) に発生するせん断力	4170	N
A_2	鋼管杭 (基礎 1, 上杭) の断面積	1.066×10^{-1}	m ²
Z_2	鋼管杭 (基礎 1, 上杭) の断面係数	0.387×10^{-1}	m ³
A_3	鋼管杭 (基礎 1, 中杭②) の断面積	1.654×10^{-1}	m ²

表 4-1(3) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 3)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	400	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	1821	kN
	固定荷重 (フーチング)	3197	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	675	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	36.36	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{ce}	地震時の圧縮応力	21	N/mm ²
R_L	下向きの反力	1760	kN
A_{ce}	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.0869	m ²
σ_{cra}	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値	70	N/mm ²
F	ボイリングに対する安全率	1.78	—
γ'	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m ³
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)	3.8	m
h_w	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)	3.6	m
σ_y	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm ²
My_2	鋼管杭 (基礎 2) の降伏曲げモーメント	14138	kN・m
M_2	鋼管杭 (基礎 2) に発生する曲げモーメント	2656	kN・m
N_2	鋼管杭 (基礎 2) の軸力	1000	kN
τ_2	鋼管杭 (基礎 2) のせん断力により算定されるせん断応力度	53	N/mm ²
S_2	鋼管杭 (基礎 2) に発生するせん断力	2325	N
A_2	鋼管杭 (基礎 2) の断面積	0.883×10^{-1}	m ²
Z_2	鋼管杭 (基礎 2) の断面係数	0.322×10^{-1}	m ³

表 4-1(4) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 4)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	2600	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	3625	kN
	固定荷重 (フーチング)	18502	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	4431	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.34	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	56.56	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{ce}	地震時の圧縮応力	38	N/mm ²
R_L	下向きの反力	10939	kN
A_{ce}	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.2954	m ²
σ_{cra}	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値	235	N/mm ²
F	ボイリングに対する安全率	1.23	—
γ'	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m ³
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)	4.1	m
h_w	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)	5.6	m
σ_y	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm ²
My_2	鋼管杭 (基礎 1) の降伏曲げモーメント	15492	kN・m
M_2	鋼管杭 (基礎 1) に発生する曲げモーメント	5309	kN・m
N_2	鋼管杭 (基礎 1) の軸力	3310	kN
τ_2	鋼管杭 (基礎 1) のせん断力により算定されるせん断応力度	77	N/mm ²
S_2	鋼管杭 (基礎 1) に発生するせん断力	3909	kN
A_2	鋼管杭 (基礎 1) の断面積	1.020×10^{-1}	m ²
Z_2	鋼管杭 (基礎 1) の断面係数	0.371×10^{-1}	m ³
My_2	鋼管杭 (基礎 2) の降伏曲げモーメント	9912	kN・m
M_2	鋼管杭 (基礎 2) に発生する曲げモーメント	4051	kN・m
N_2	鋼管杭 (基礎 2) の軸力	2406	kN
τ_2	鋼管杭 (基礎 2) のせん断力により算定されるせん断応力度	107	N/mm ²
S_2	鋼管杭 (基礎 2) に発生するせん断力	3473	kN
A_2	鋼管杭 (基礎 2) の断面積	0.653×10^{-1}	m ²
Z_2	鋼管杭 (基礎 2) の断面係数	0.240×10^{-1}	m ³

表 4-1(5) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 5)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	400	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	1280	kN
	固定荷重 (フーチング)	3776	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	1176	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	41.41	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{ce}	地震時の圧縮応力	18	N/mm ²
R_L	下向きの反力	1559	kN
A_{ce}	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.0876	m ²
σ_{cra}	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値	70	N/mm ²
F	ボイリングに対する安全率	1.40	—
γ'	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m ³
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)	3.4	m
h_w	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)	4.1	m
σ_y	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm ²
My_2	鋼管杭 (基礎 1) の降伏曲げモーメント	15391	kN・m
M_2	鋼管杭 (基礎 1) に発生する曲げモーメント	4559	kN・m
N_2	鋼管杭 (基礎 1) の軸力	3588	kN
A_2	鋼管杭 (基礎 1) の断面積	1.020×10^{-1}	m ²
Z_2	鋼管杭 (基礎 1) の断面係数	0.371×10^{-1}	m ³
τ_3	鋼管杭 (基礎 2) のせん断力により算定されるせん断応力度	54	N/mm ²
S_3	鋼管杭 (基礎 2) に発生するせん断力	4395	N
A_3	鋼管杭 (基礎 2) の断面積	1.654×10^{-1}	m ²
Z_3	鋼管杭 (基礎 2) の断面係数	5.901×10^{-1}	m ³

表 4-1(6) 強度評価に用いる条件 (鋼桁 6)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼桁)	400	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	1531	kN
	固定荷重 (フーチング)	3707	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	1394	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	41.41	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{ce}	地震時の圧縮応力	19	N/mm ²
R_L	下向きの反力	1630	kN
A_{ce}	地震時の移動量を控除した圧縮に有効な面積	0.0874	m ²
σ_{cra}	道路橋支承便覧に定める座屈を考慮した圧縮応力の許容値	70	N/mm ²
F	ボイリングに対する安全率	1.40	—
γ'	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m ³
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)	3.4	m
h_w	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)	4.1	m
σ_y	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm ²
My_2	鋼管杭 (基礎 1) の降伏曲げモーメント	25473	kN・m
M_2	鋼管杭 (基礎 1) に発生する曲げモーメント	7613	kN・m
N_2	鋼管杭 (基礎 1) の軸力	3032	kN
τ_2	鋼管杭 (基礎 1) のせん断力により算定されるせん断応力度	55	N/mm ²
S_2	鋼管杭 (基礎 1) に発生するせん断力	4510	N
A_2	鋼管杭 (基礎 1) の断面積	1.654×10^{-1}	m ²
Z_2	鋼管杭 (基礎 1) の断面係数	5.901×10^{-1}	m ³

5. 評価結果

5.1 重畳時

5.1.1 鋼桁の評価結果

鋼桁における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する主部材の照査結果を表5-1に、最大照査値が生じた部位を図5-1～図5-6に示す。この結果から、鋼桁の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-1(1) 鋼桁の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁1 (SM570)	2 (G+1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	290	382	0.76
	2 (G+1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	181	217	0.84
	2 (G+1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	合成応力度 (-)	0.73	1.2	0.61
鋼桁2 (SM490Y)	2 (G+1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	107	261	0.41
	2 (G+1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	81	180	0.45
	2 (G+1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	合成応力度 (-)	0.21	1.2	0.18
鋼桁3 (SM490Y)	2 (G+1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	112	261	0.43
	1 (G+1.0S _{SH} +0.4S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	92	180	0.52
	2 (G+1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	合成応力度 (-)	0.26	1.2	0.22
鋼桁4 (SM570)	2 (G+1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	303	382	0.80
	2 (G+1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	172	217	0.80
	2 (G+1.0S _{SH} -0.4S _{SV})	合成応力度 (-)	0.70	1.2	0.59

表 5-1(2) 鋼桁の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼桁 5 (SM490Y)	2 (G + 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	116	261	0.45
	2 (G + 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	95	180	0.53
	2 (G + 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	合成応力度 (-)	0.30	1.2	0.25
鋼桁 6 (SM490Y)	2 (G + 1.0 S _{SH} - 0.4 S _{SV})	曲げ応力度 (N/mm ²)	91	261	0.35
	1 (G + 1.0 S _{SH} + 0.4 S _{SV})	せん断応力度 (N/mm ²)	76	180	0.43
	1 (G + 1.0 S _{SH} + 0.4 S _{SV})	合成応力度 (-)	0.22	1.2	0.19

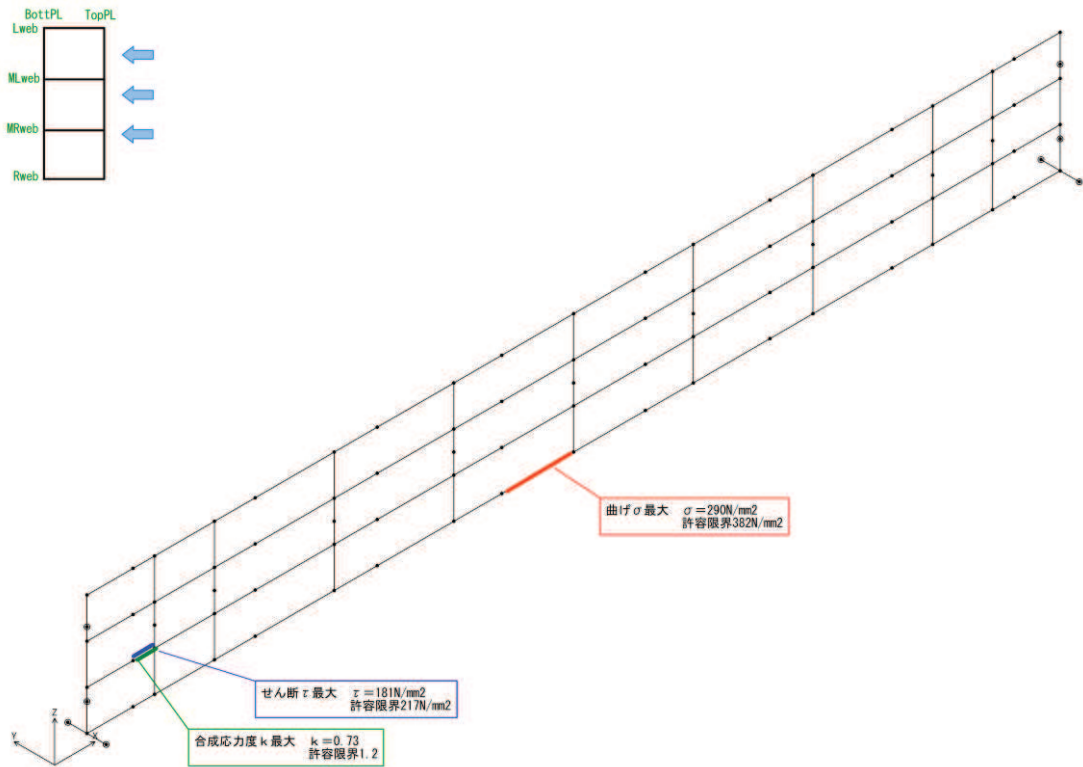


図 5-1 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生個所 (鋼桁 1)

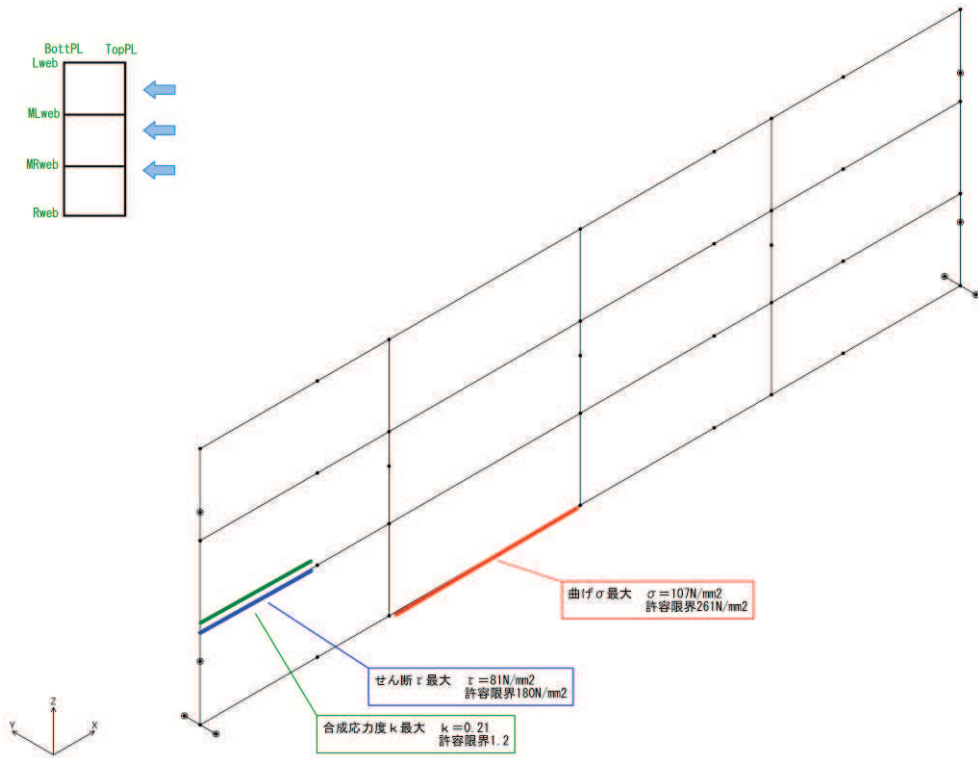


図 5-2 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生個所 (鋼桁 2)

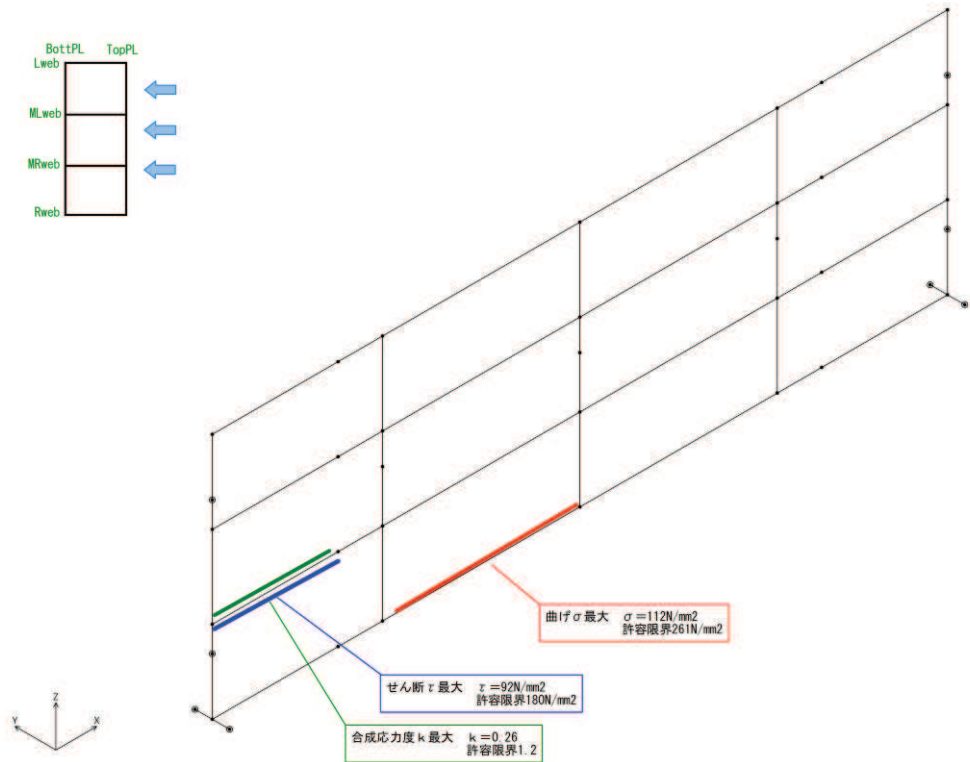


図 5-3 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生個所 (鋼桁 3)

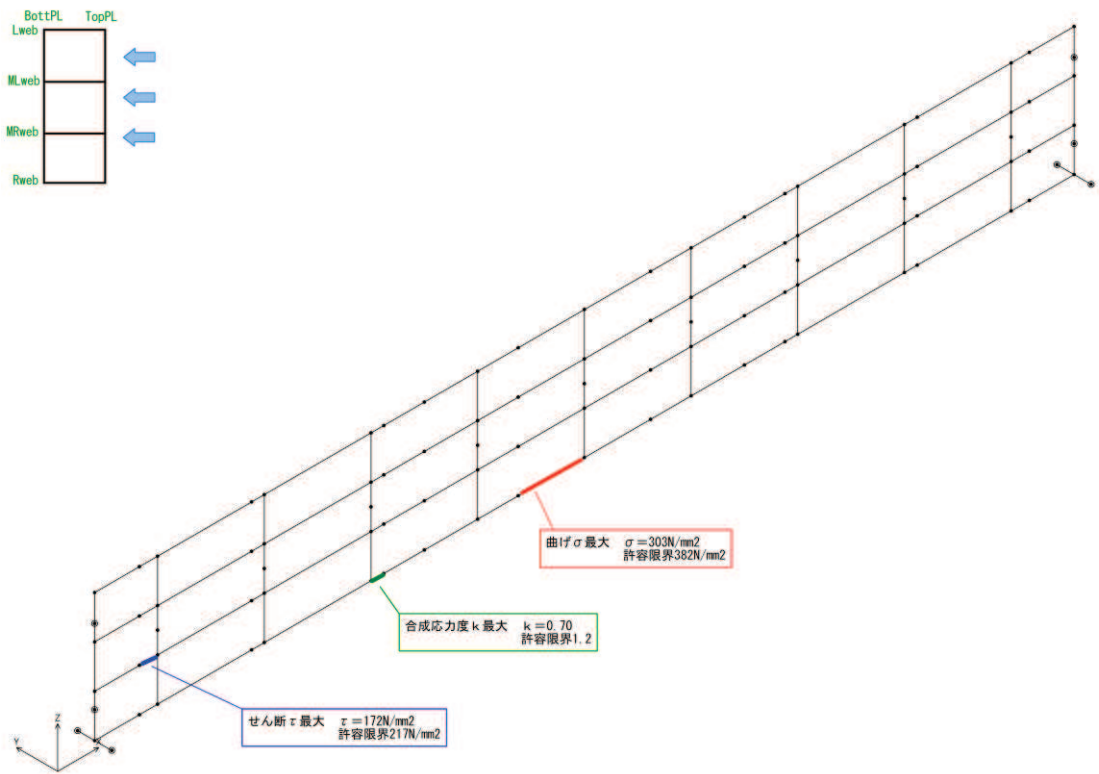


図 5-4 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生個所（鋼桁 4）

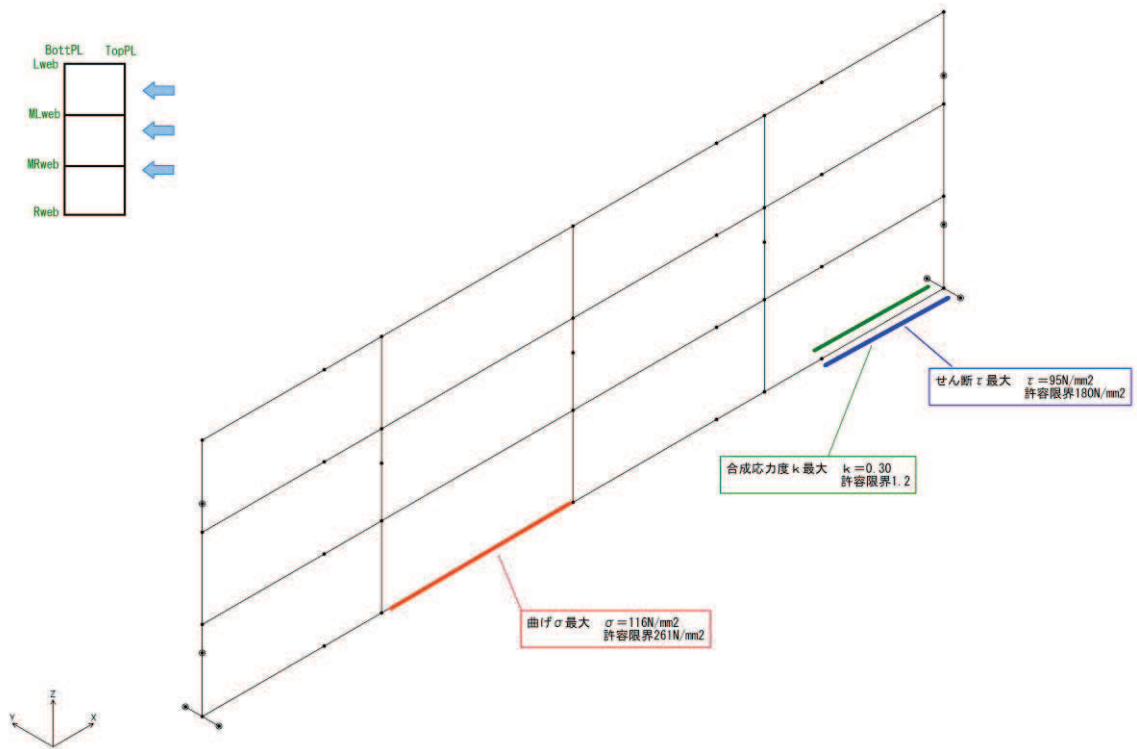


図 5-5 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生個所（鋼桁 5）

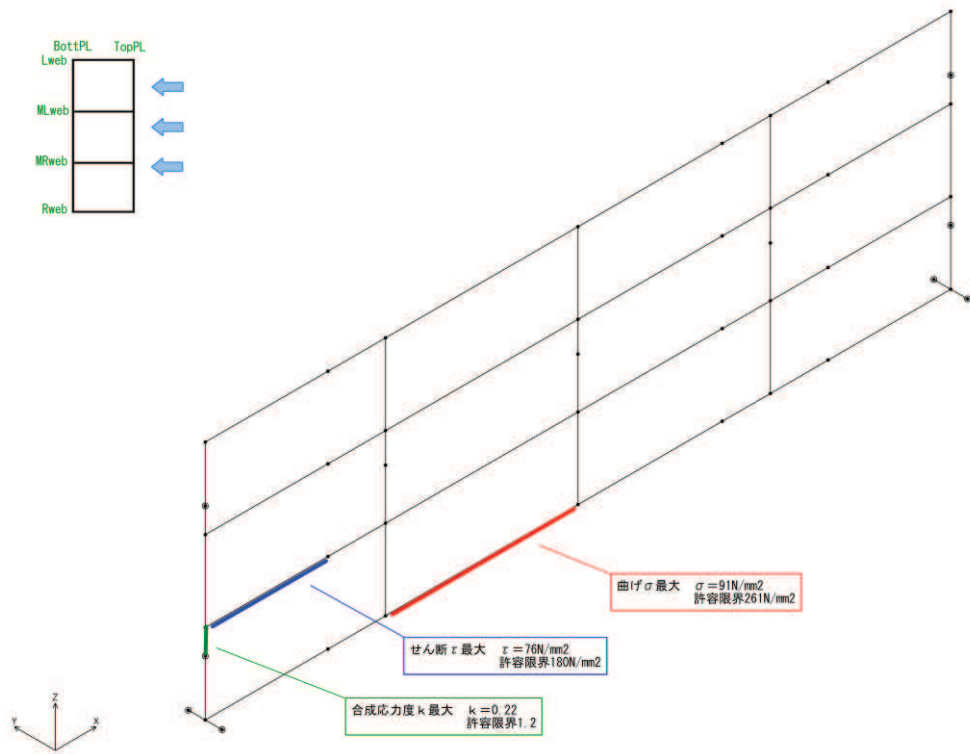


図 5-6 鋼桁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する
最大照査値発生箇所（鋼桁 6）

5.1.2 RC 支柱の評価結果

RC 支柱における評価時刻での断面力図を図 5-7～図 5-12 に、照査結果を表 5-2～表 5-4 に示す。また、配筋概要図を図 5-13 に示す。なお、曲げモーメントの M_y は図 5-13 に示す y 軸周りのモーメントを、 M_z は z 軸周りのモーメントを示す。

この結果から、RC 支柱の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

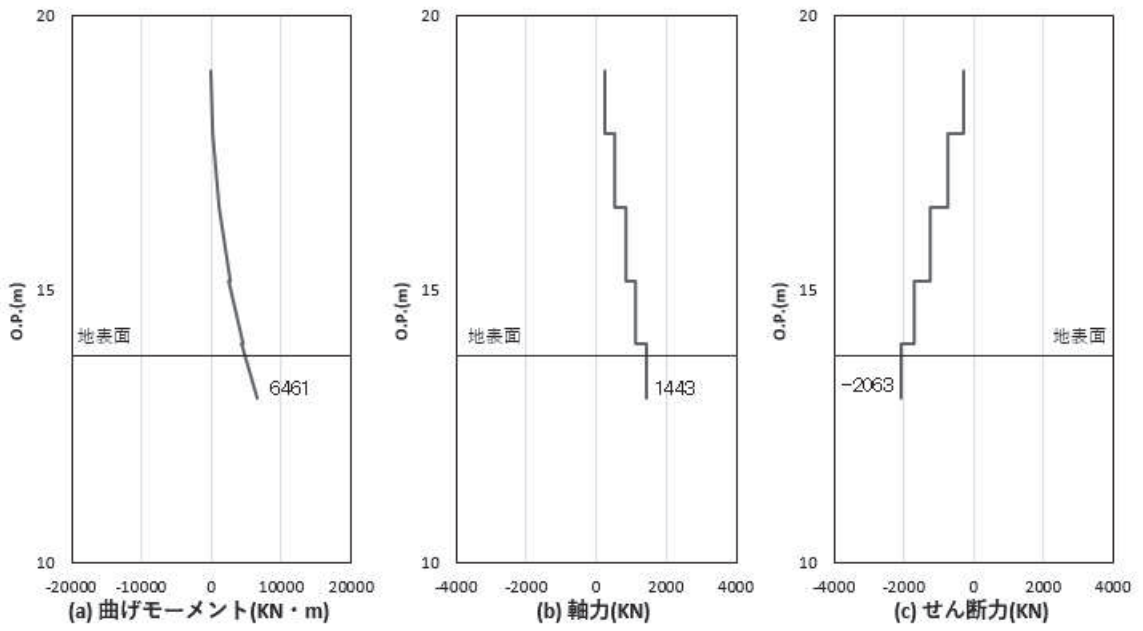


図 5-7(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (S d - D 2 (++) , t = 17.73s) (鋼桁 1 : 基礎 1)
 解析ケース① : 基本ケース

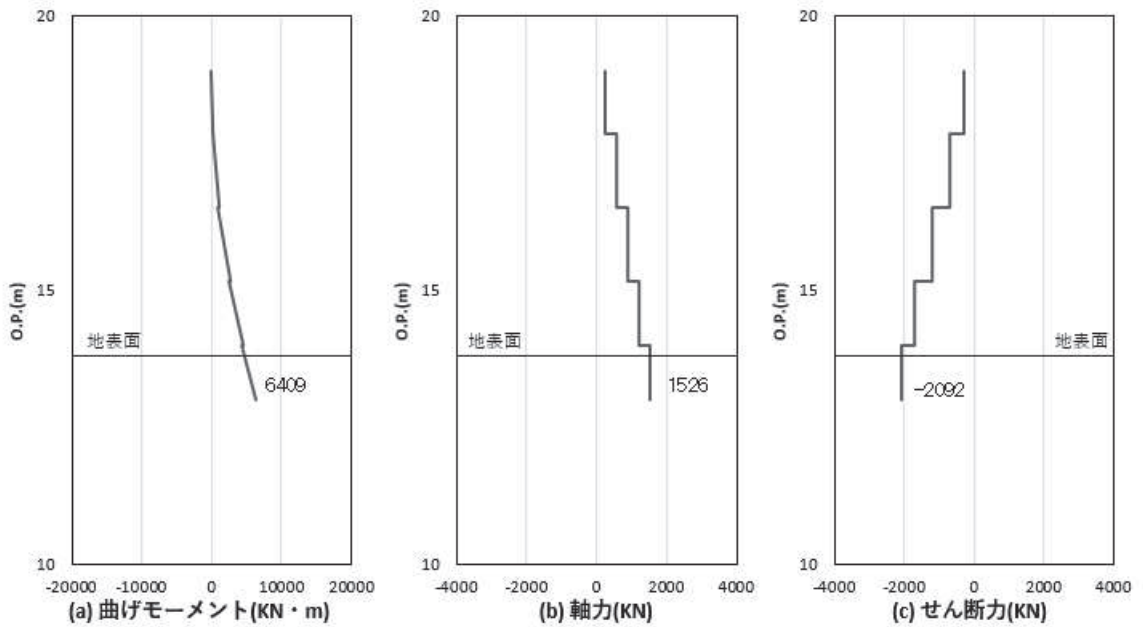


図 5-7(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (S d - D 2 (+) , t = 20.4s) (鋼桁 1 : 基礎 1)
 解析ケース① : 基本ケース

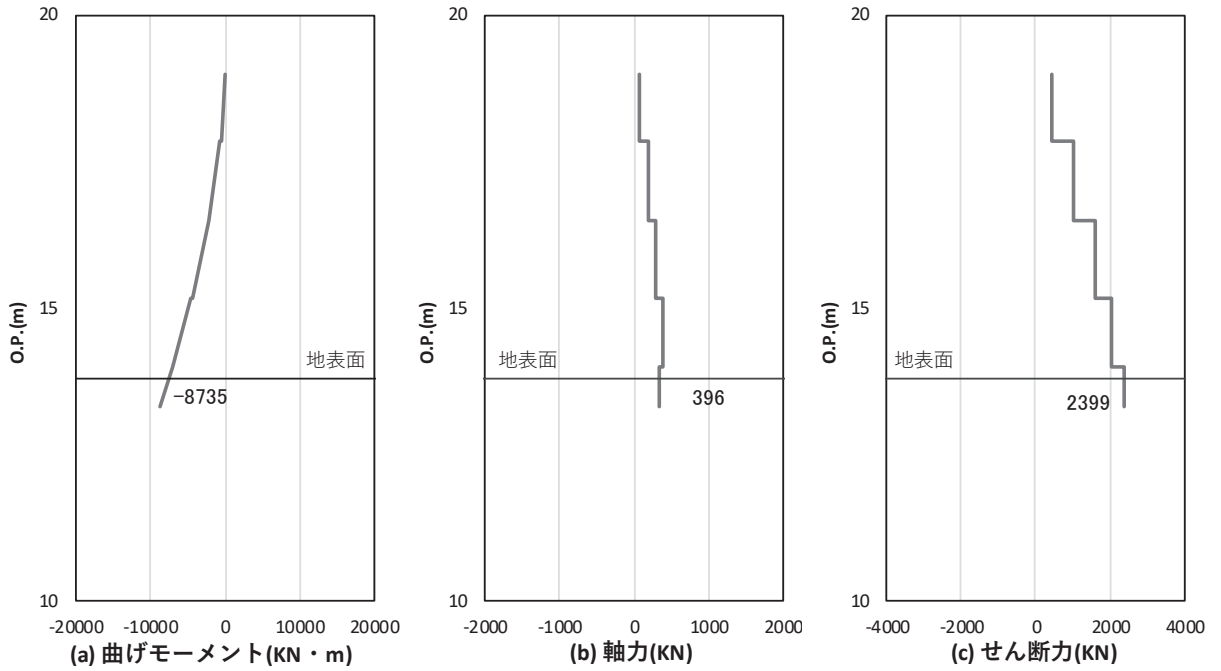


図 5-7(3) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (S d - D 2 (++) , t = 8.54s) (鋼桁 1 : 基礎 2)
 解析ケース① : 基本ケース

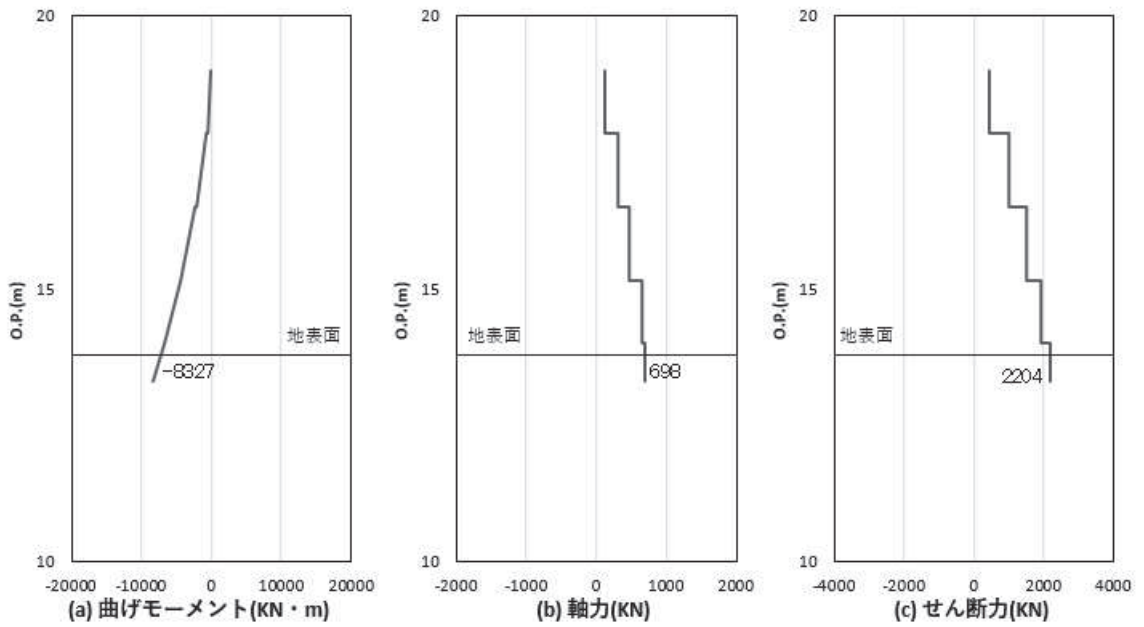


図 5-7(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (S d - D 2 (+-) , t = 25.53s) (鋼桁 1 : 基礎 2)
 解析ケース① : 基本ケース

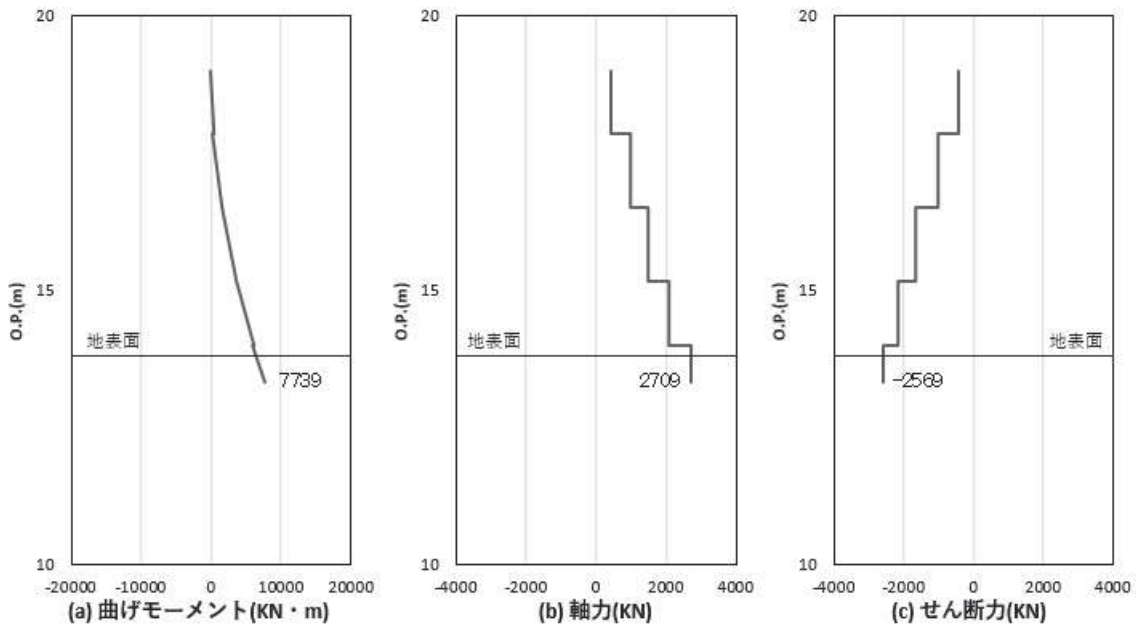


図 5-7(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (S d - D 2 (—), $t = 8.54s$) (鋼桁 1 : 基礎 2)
 解析ケース① : 基本ケース

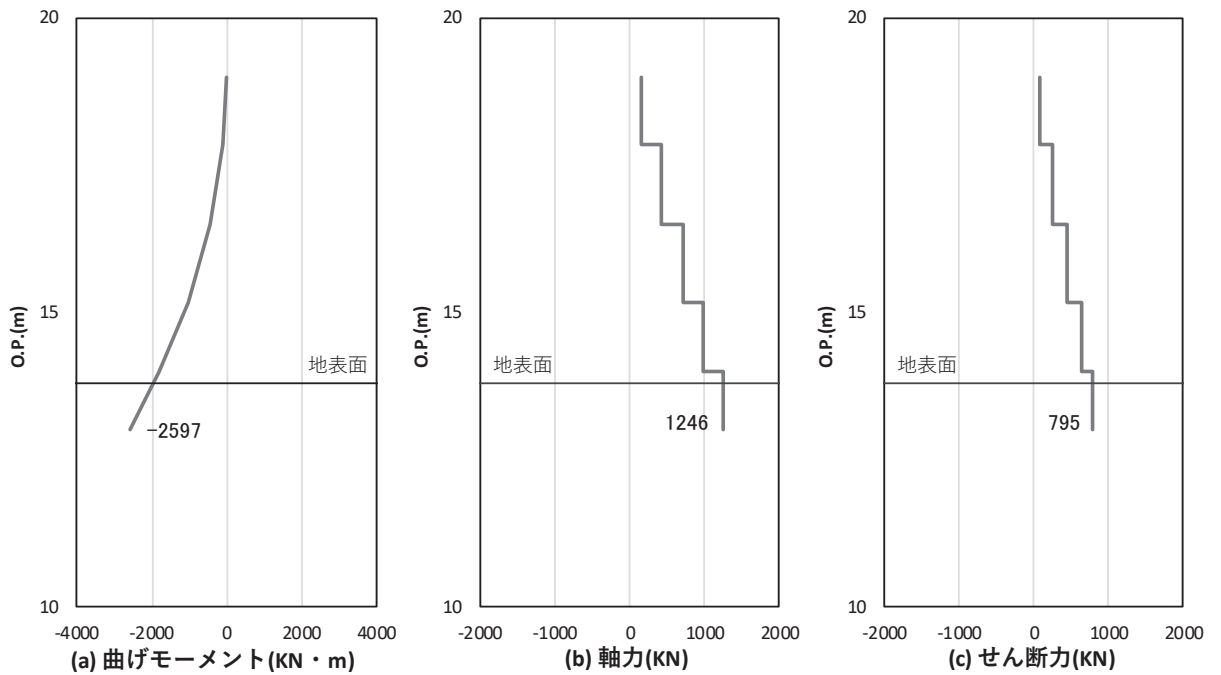


図 5-8(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (S d - D 2 (++) , $t = 30.07s$) (鋼桁 2 : 基礎 1)
 解析ケース① : 基本ケース

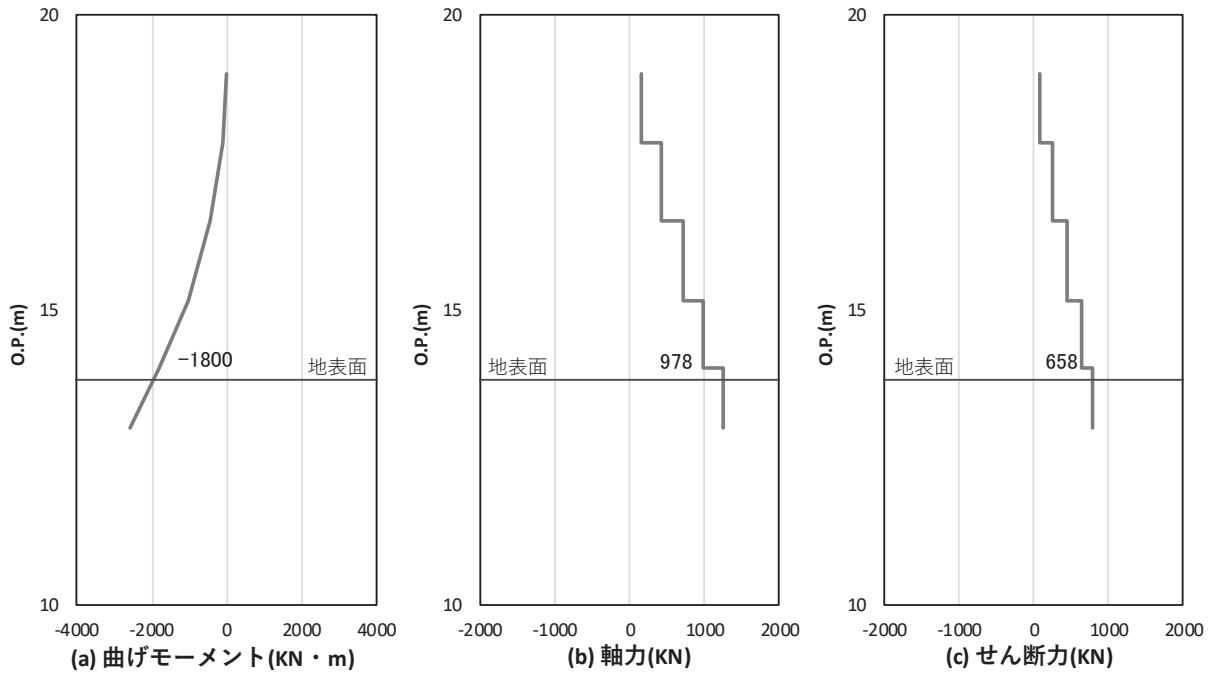


図 5-8(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (S d - D 2 (++) , t = 30.07s) (鋼桁 2 : 基礎 1)
 解析ケース① : 基本ケース

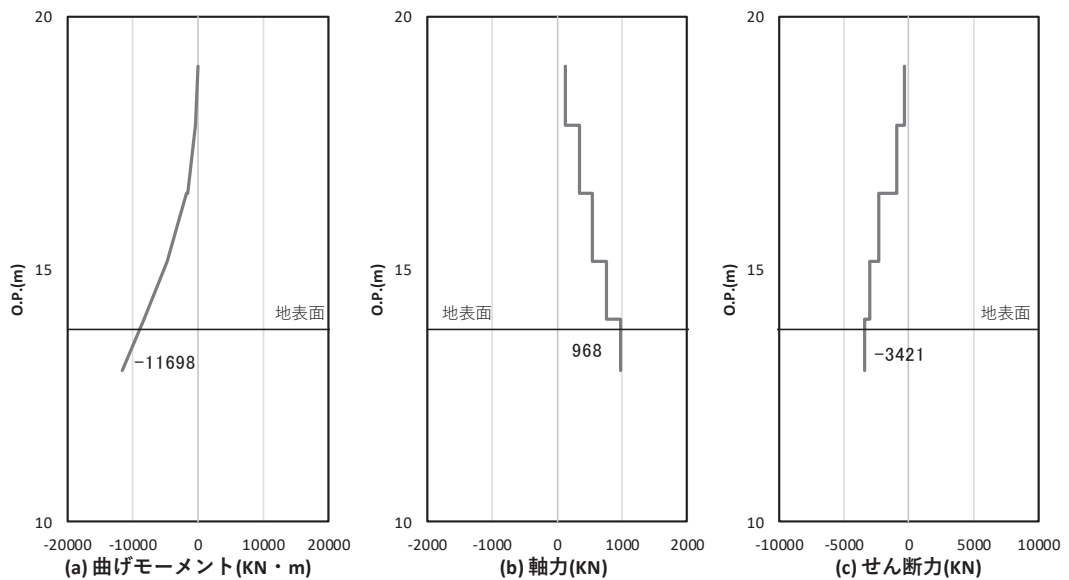


図 5-9(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (S d - D 2 (-+) , t = 17.79s) (鋼桁 3 : 基礎 2)
 解析ケース① : 基本ケース

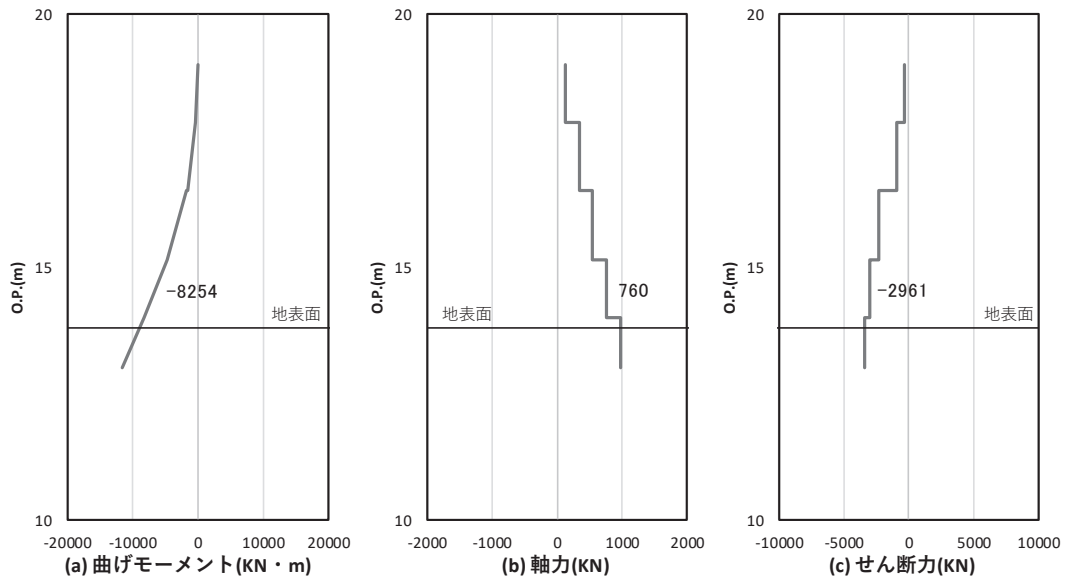


図 5-9(2) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (S d - D 2 (一+), t = 17.79s) (鋼桁 3 : 基礎 2)
 解析ケース① : 基本ケース

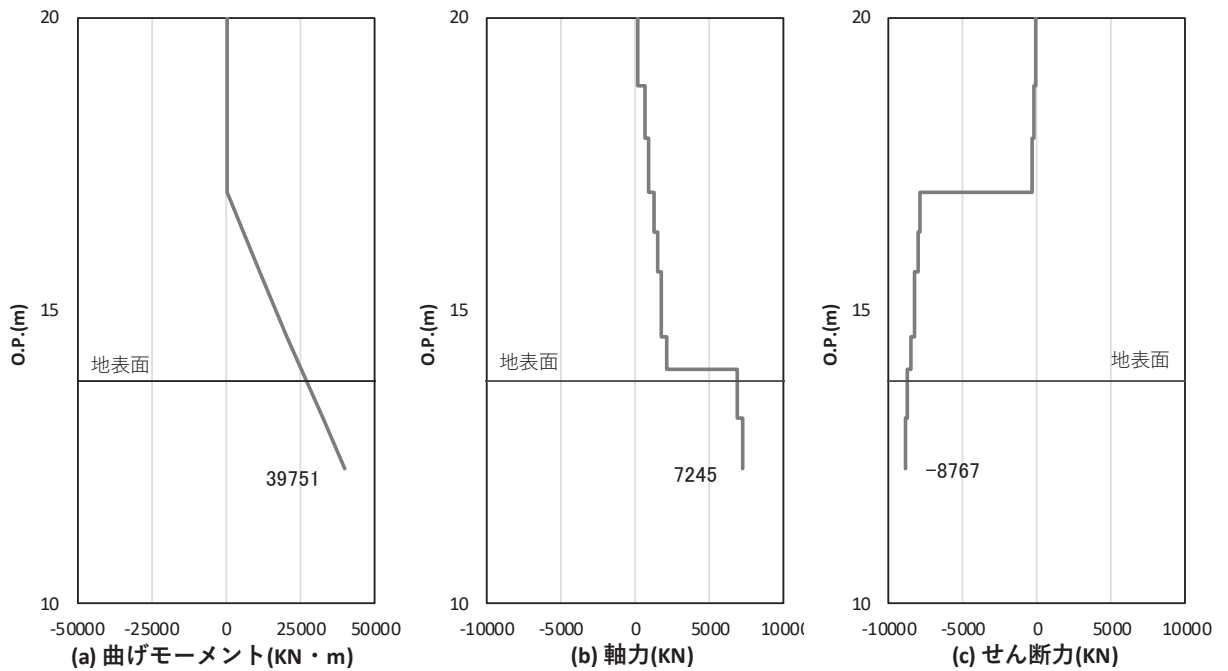


図 5-10(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (S d - D 2 (++) , t = 7.94s) (鋼桁 4 : 基礎 1)
 解析ケース① : 基本ケース

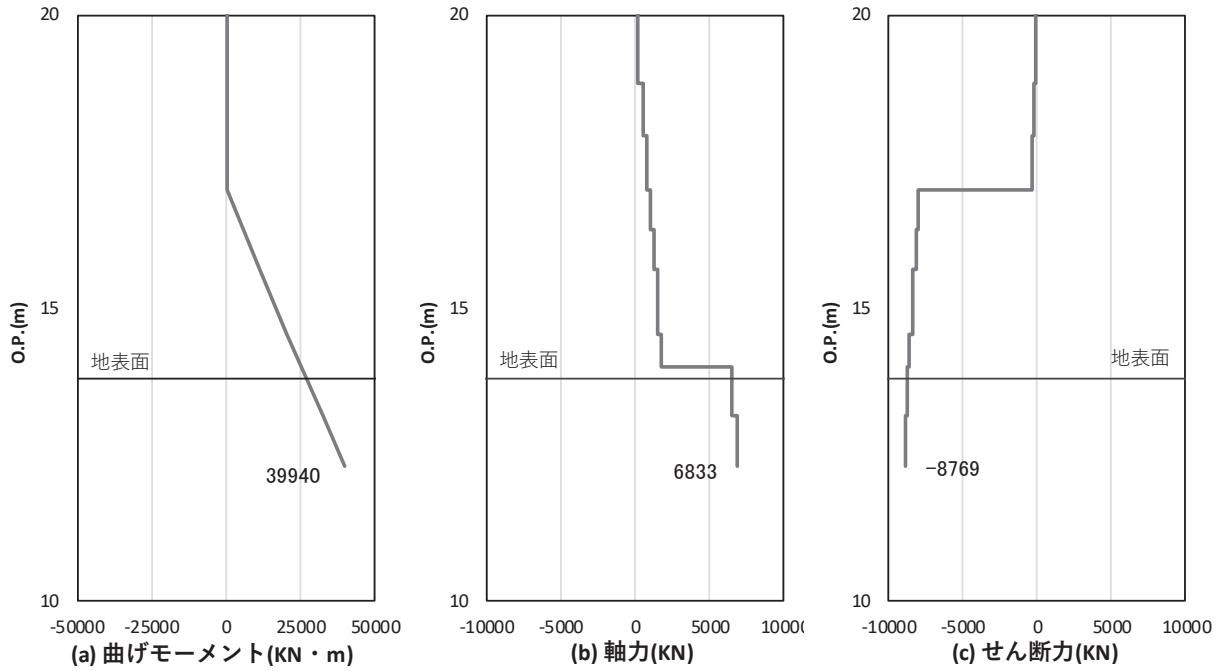


図 5-10(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (S d - D 2 (---), t = 7.61s) (鋼桁 4 : 基礎 1)
 解析ケース① : 基本ケース

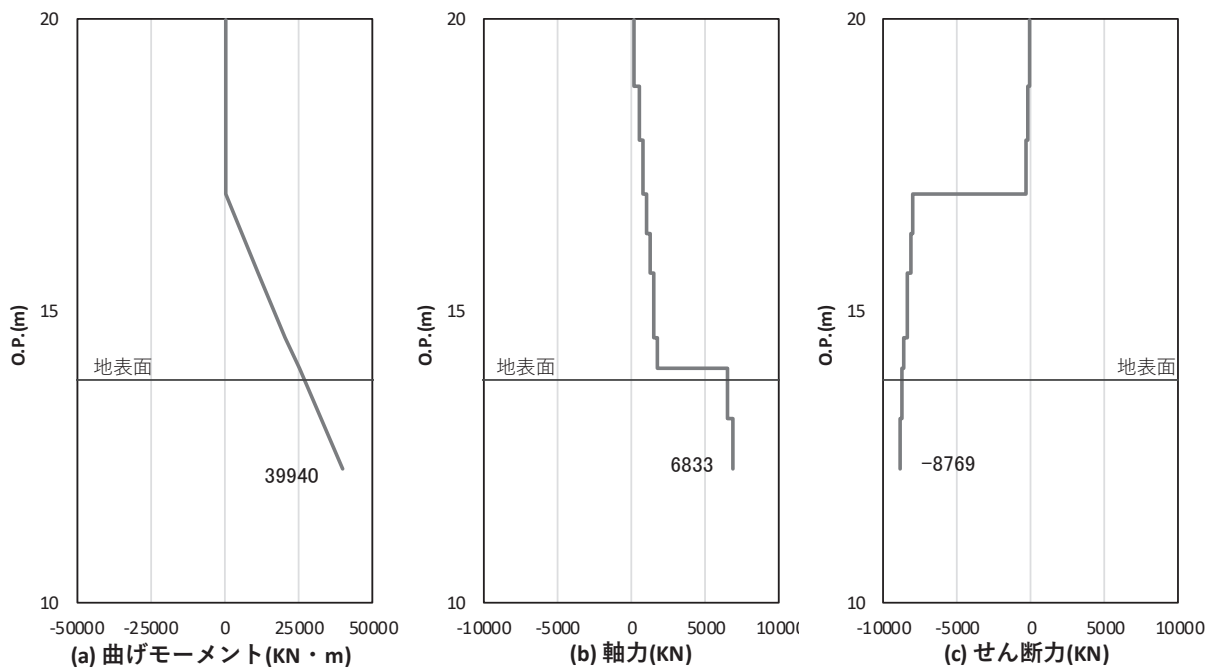


図 5-10(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (S d - D 2 (---), t = 7.61s) (鋼桁 4 : 基礎 1)
 解析ケース① : 基本ケース

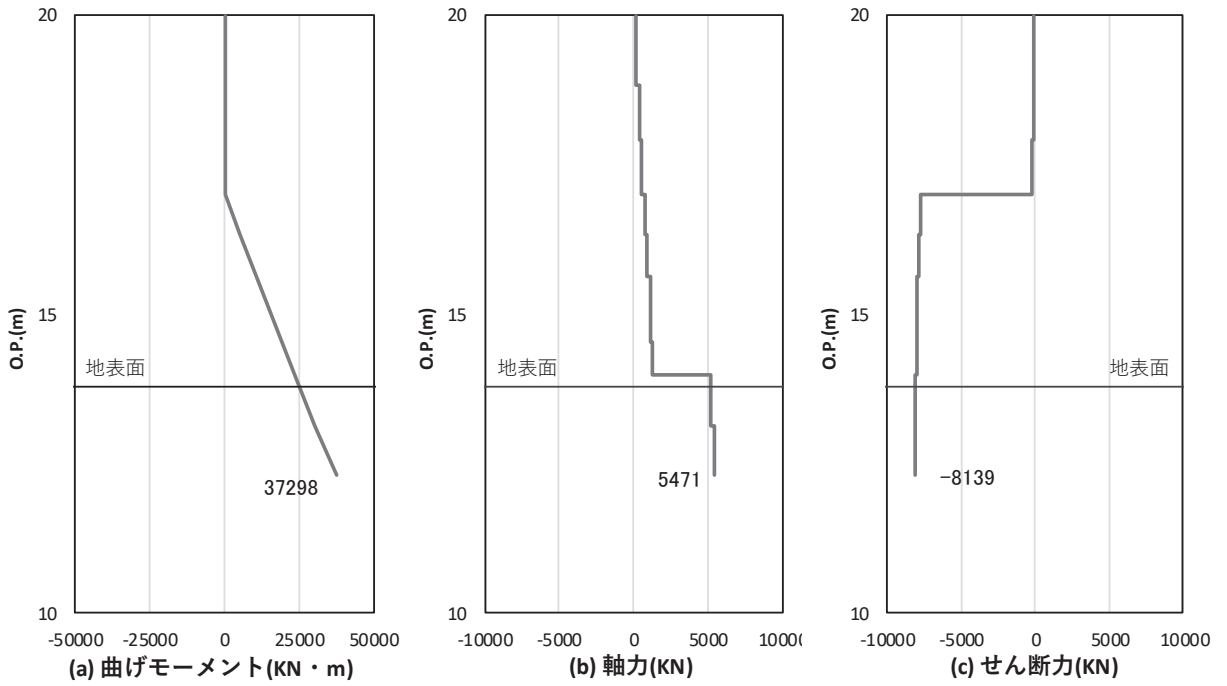


図 5-10(4) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (S d - D 2 (+), t = 7.96s) (鋼桁 4 : 基礎 2)
 解析ケース① : 基本ケース

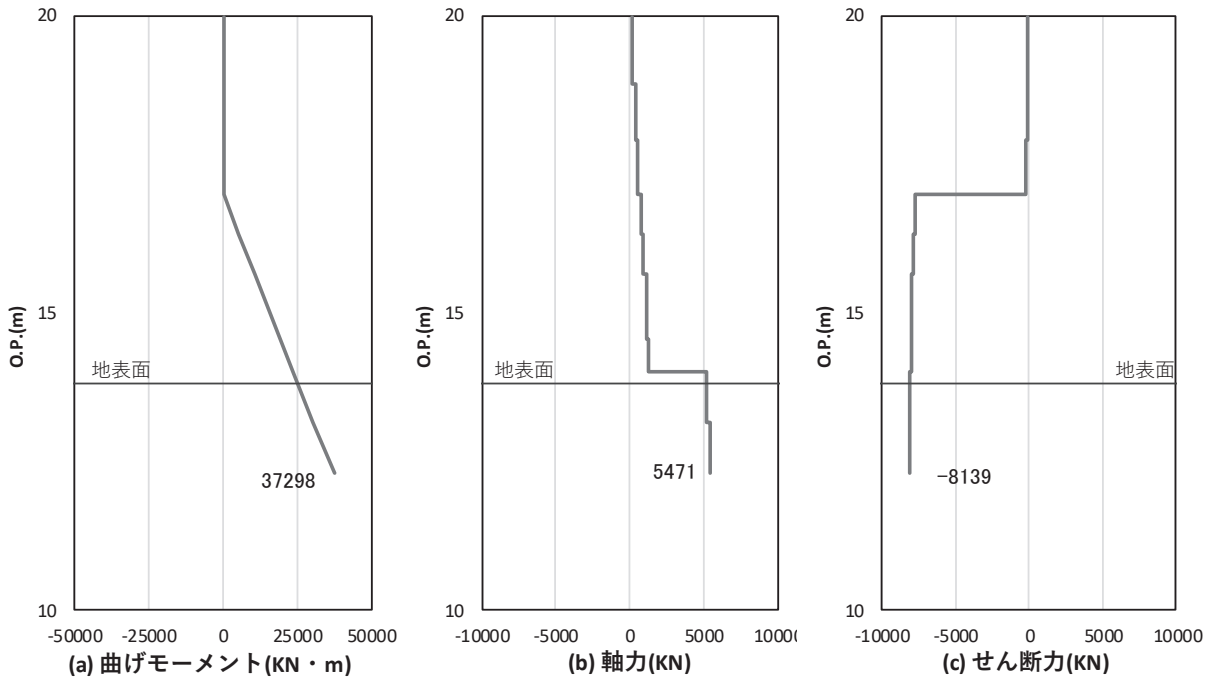


図 5-10(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (S d - D 2 (+), t = 7.96s) (鋼桁 4 : 基礎 2)
 解析ケース① : 基本ケース

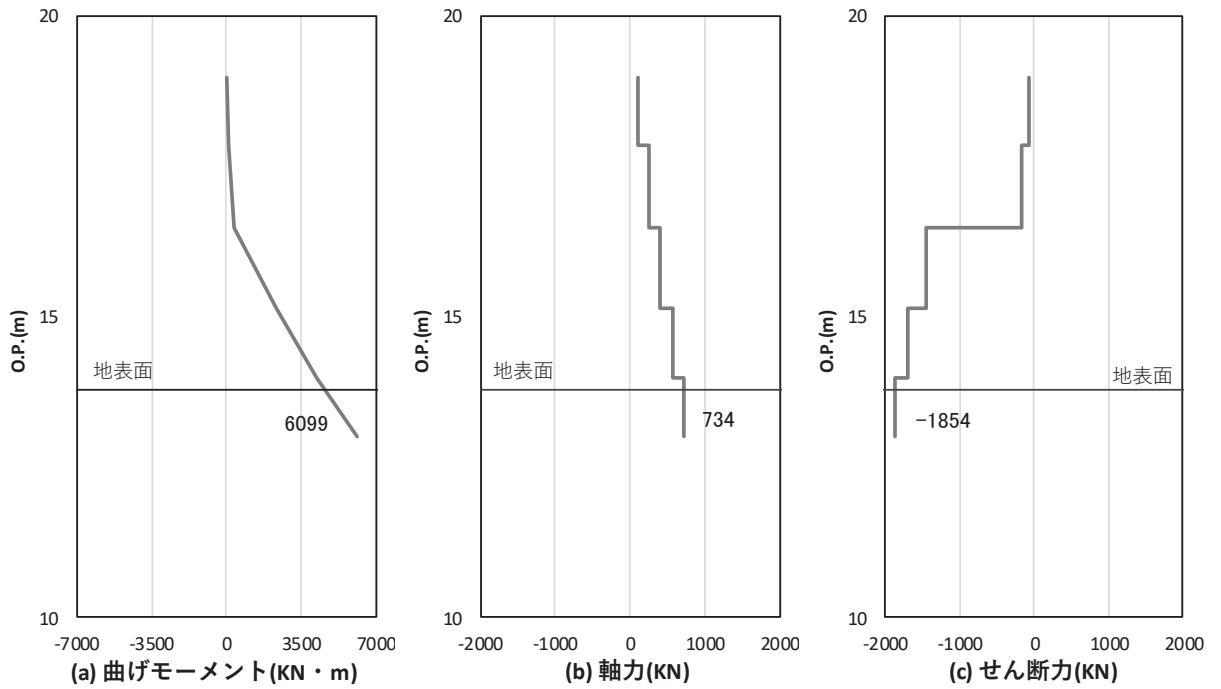


図 5-11(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (S d - D 2 (一+), t = 13.66s) (鋼桁 5 : 基礎 2)
 解析ケース① : 基本ケース

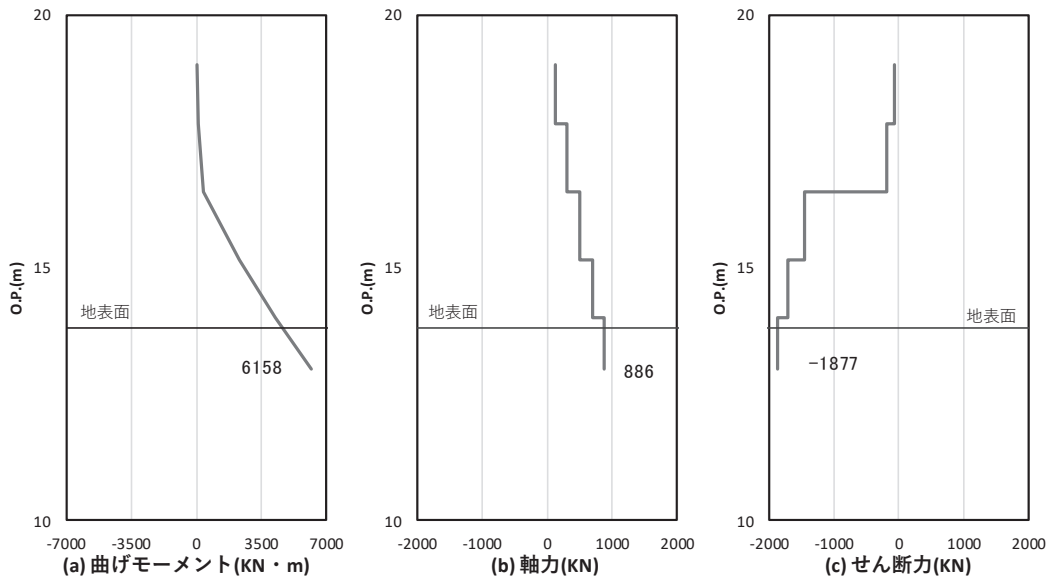


図 5-11(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (S d - D 2 (一一), t = 13.65s) (鋼桁 5 : 基礎 2)
 解析ケース① : 基本ケース

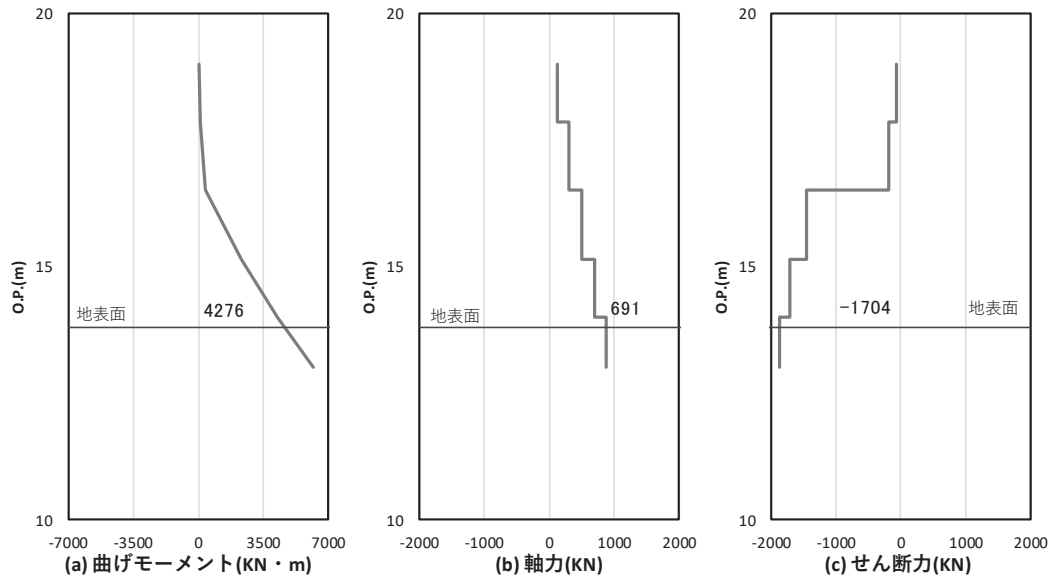


図 5-11(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (S d - D 2 (---), $t = 13.65s$) (鋼桁 5 : 基礎 2)
 解析ケース① : 基本ケース

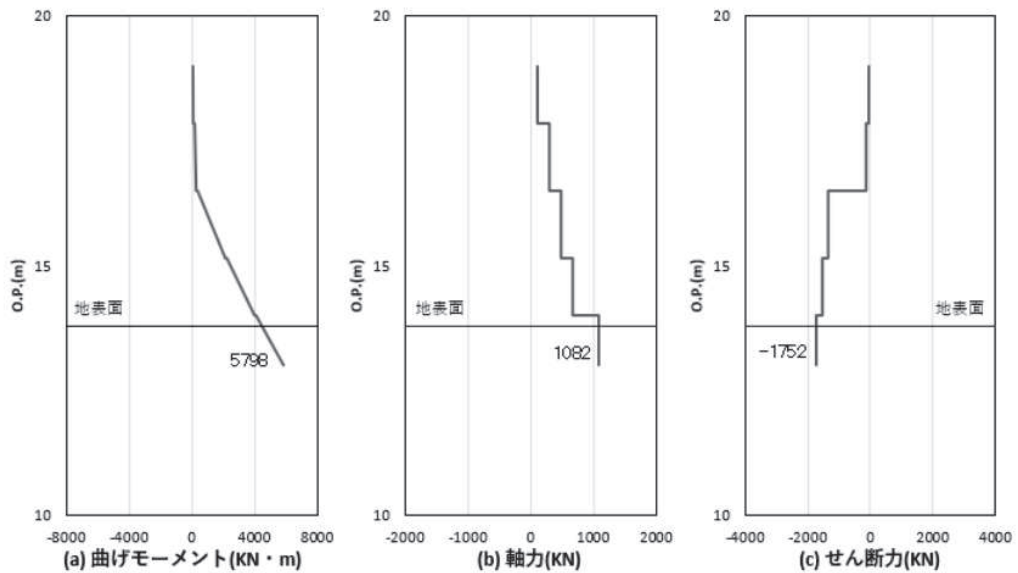


図 5-12(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (S d - D 2 (++) , $t = 13.71s$) (鋼桁 6 : 基礎 2)
 解析ケース① : 基本ケース

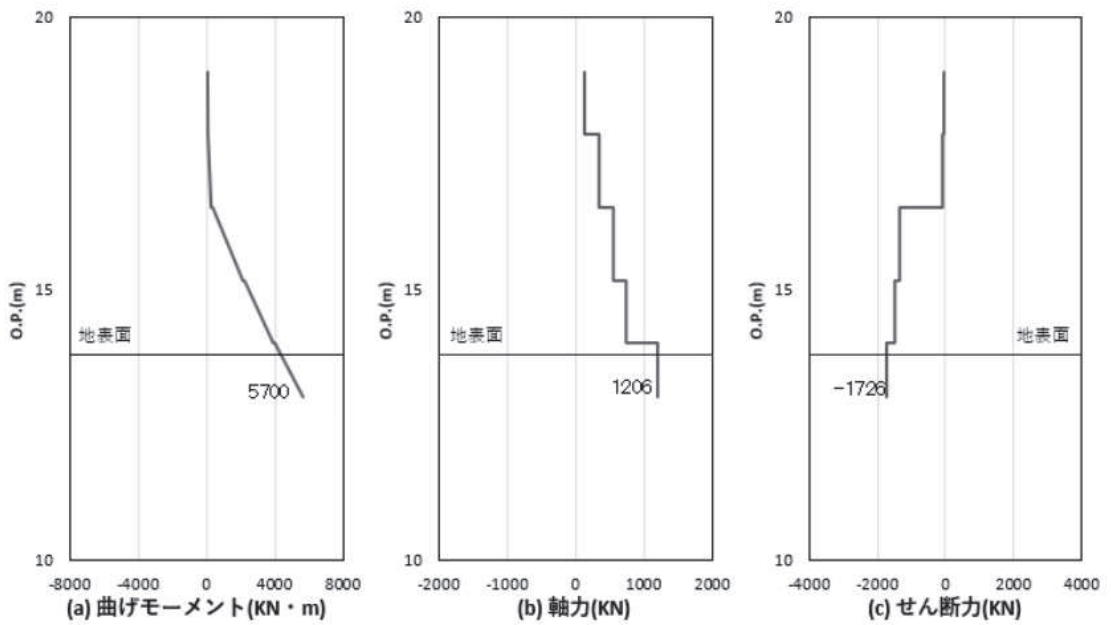


図 5-12(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (S d - D 2 (+ -), t = 13.71s) (鋼桁 6 : 基礎 2)
 解析ケース① : 基本ケース

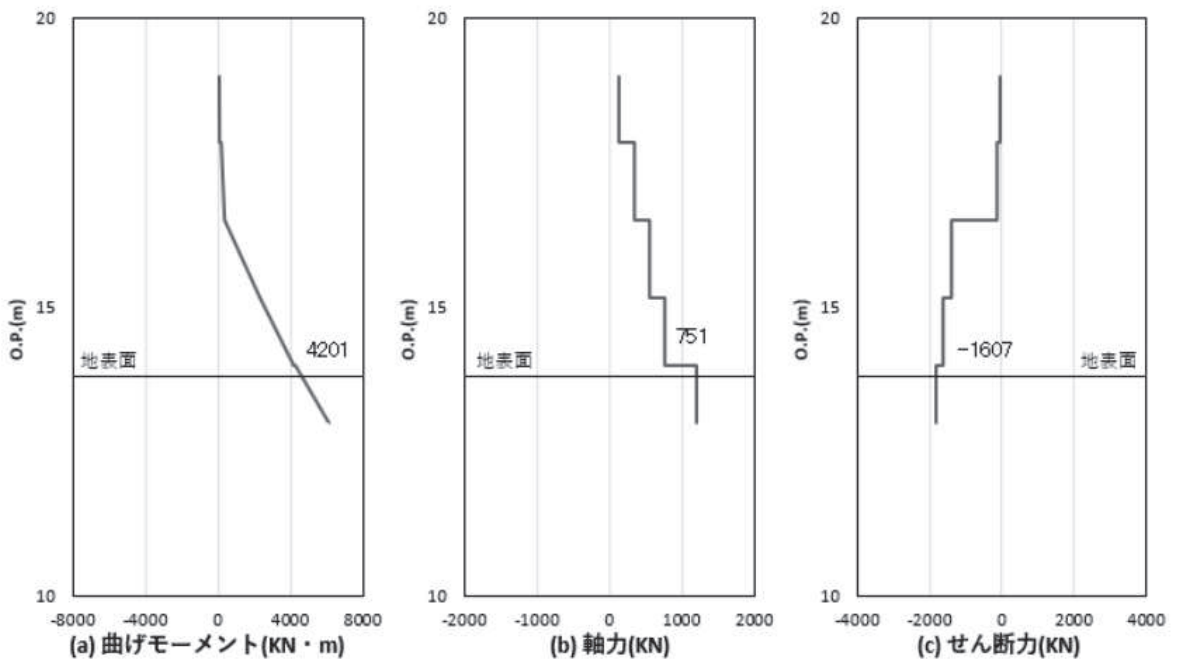


図 5-12(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (S d - D 2 (++) , t = 13.70s) (鋼桁 6 : 基礎 2)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 5-2 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（コンクリート）

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	6461	2456	0.8	16.5	0.05
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	8735	3133	1.0	16.5	0.07
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	2597	1782	0.7	16.5	0.05
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	-11698	1442	3.0	16.5	0.19
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	39751	8448	3.8	16.5	0.24
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (+-)	①	37298	8768	3.5	16.5	0.22
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	6099	1245	2.5	16.5	0.16
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	5798	1754	2.3	16.5	0.14

注記*：軸力は、正：圧縮、負：引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最大値を抽出した上で、曲げモーメントは保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-3 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鉄筋）

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力*		引張 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	D41 @150	6461	621	24	435	0.06
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (+-)	①	D41 @150	-8327	-502	42	435	0.10
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	D32 @300	2597	575	19	294	0.07
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	D51 @150	-11698	680	87	294	0.30
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D35 @150	39940	-318	181	294	0.62
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (+-)	①	D35 @150	37298	-784	174	294	0.60
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D51 @150	6158	420	72	294	0.25
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (+-)	①	D32 @150	5700	462	72	294	0.25

注記*：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントは保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-4 セン断破壊に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)	せん断力* (kN) (a)		
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (+-)	①	D19, D32 @150	2092	2197	24425	0.09
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D19, D32 @150	2569	2698	24425	0.11
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	D25 @300	658	691	5598	0.13
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	D25 @300	2961	3109	9473	0.33
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D32 @300	8769	9208	19264	0.48
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (+-)	①	D32 @300	8139	8546	19264	0.45
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D25 @300	1704	1790	6303	0.29
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	②	D25 @300	1607	1688	6522	0.26

注記* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a (1.05)

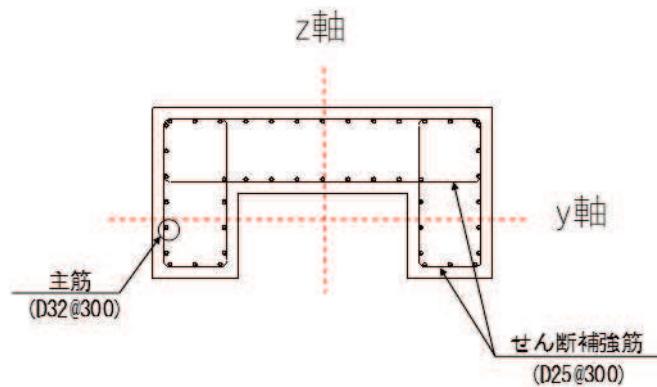


図 5-13 RC 支柱配筋概要図 (鋼桁 2 の例)

5.1.3 水平支承・鉛直支承の評価結果

水平支承・鉛直支承の照査結果を表5-5に示す。この結果から、水平支承・鉛直支承の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-5 水平支承・鉛直支承の照査結果

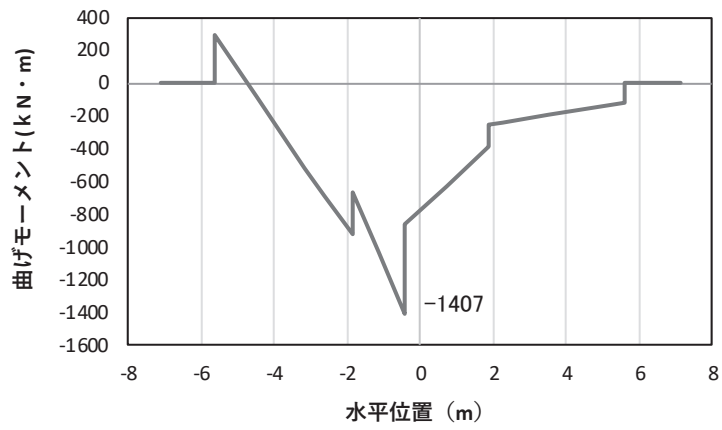
部位	地震動	発生断面力	応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
		地震時鉛直力 (kN)			
鋼桁1 (水平支承)	S d - D 2 (-+)	8771	31	235	0.14
鋼桁2 (水平支承)	S d - D 2 (++)	1627	19	70	0.28
鋼桁3 (水平支承)	S d - D 2 (++)	1760	21	70	0.30
鋼桁4 (水平支承)	S d - D 2 (+-)	10939	38	235	0.17
鋼桁5 (鉛直支承)	S d - D 2 (++)	1559	18	70	0.26
鋼桁6 (水平支承)	S d - D 2 (-+)	1630	19	70	0.28

5.1.4 フーチングの評価結果

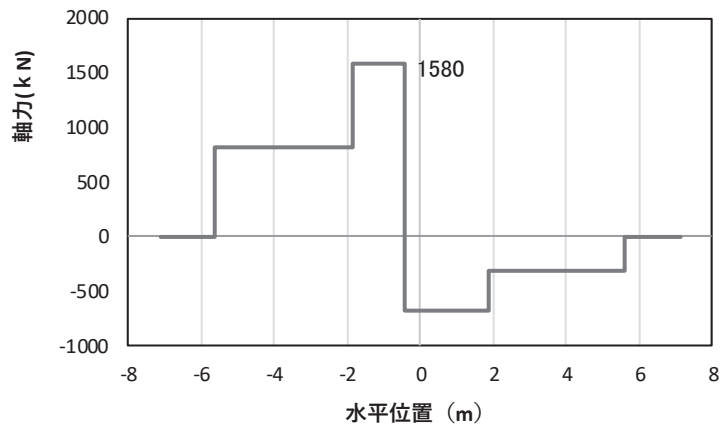
(1) フーチング（本体）に対する照査

フーチングの照査時刻における断面力図を図 5-14～図 5-19 に、照査結果を表 5-6～表 5-8 に示す。また、配筋概要図を図 5-20 に示す。なお、曲げモーメントの M_y は図 5-20 に示す y 軸周りのモーメントを、 M_z は z 軸周りのモーメントを示す。

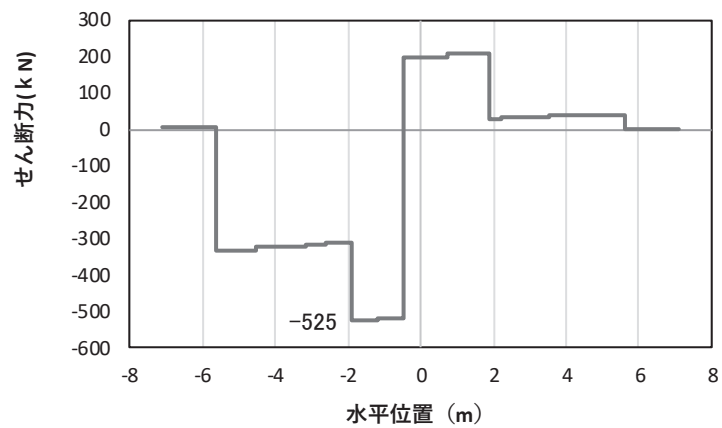
この結果から、フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメント γ



(b) 軸力



(c) せん断力

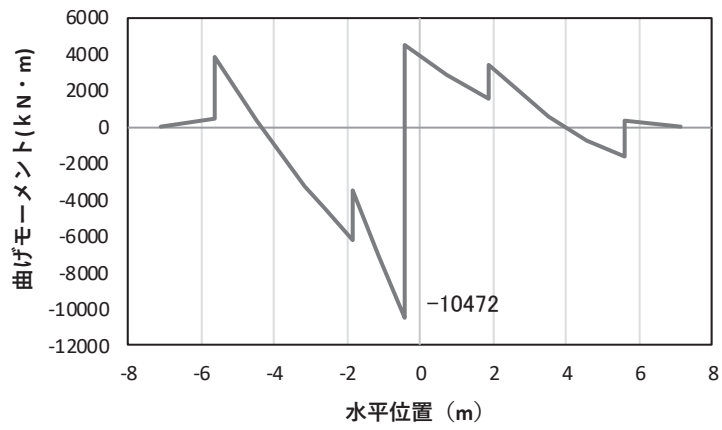
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-14(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

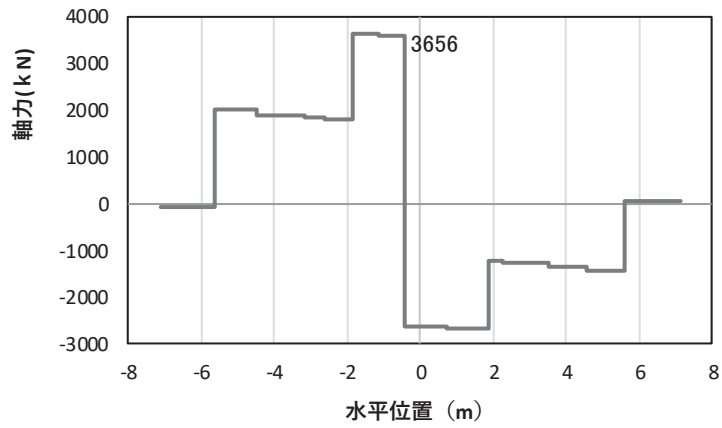
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁1, 基礎1, S d-D 2 (-+), $t=23.44s$, M_y 最大)

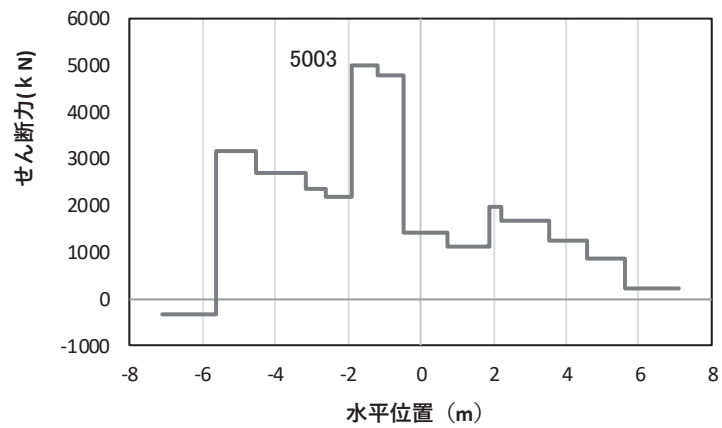
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

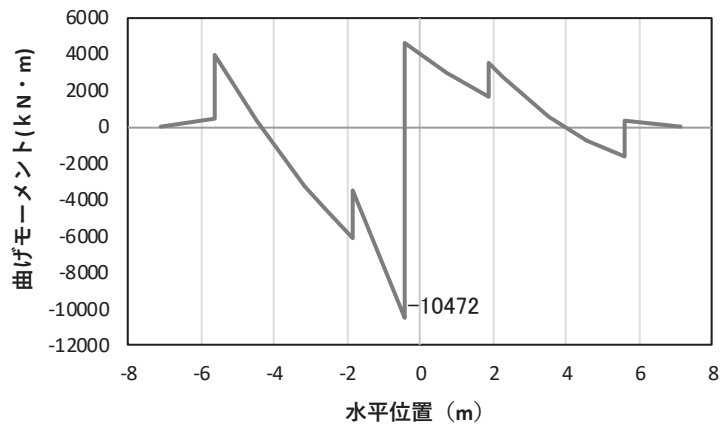
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-14(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

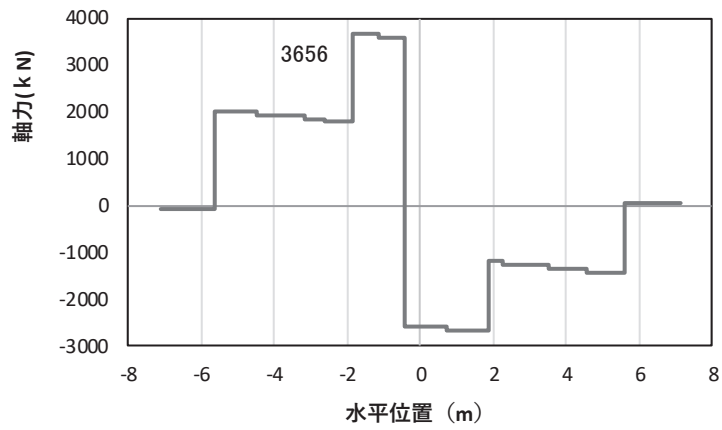
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁1, 基礎1, S d-D 2 (-+), $t=10.43\text{s}$, M_z 最大)

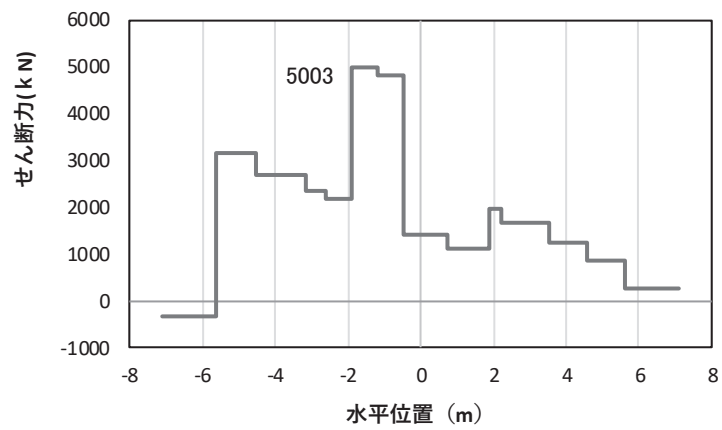
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力



(c) せん断力

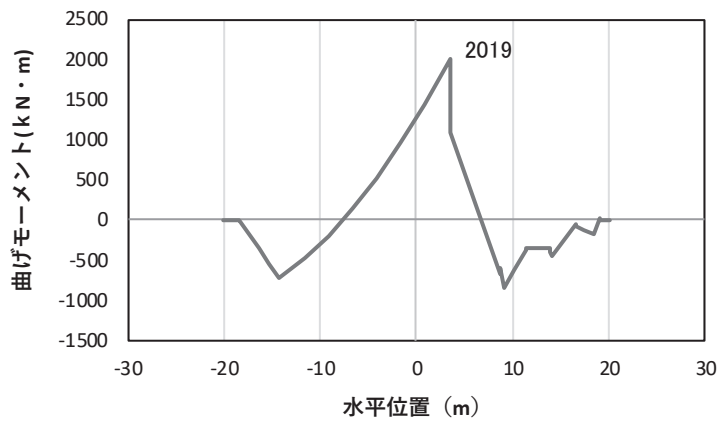
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-14(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における

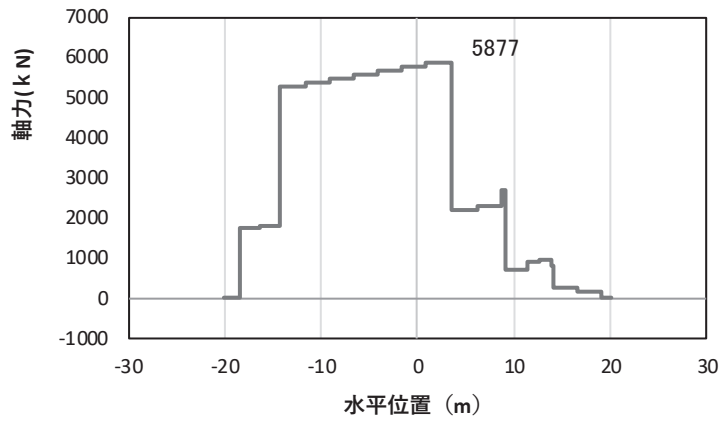
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 1, 基礎 1, S d-D 2 (-+), t = 10.43s)

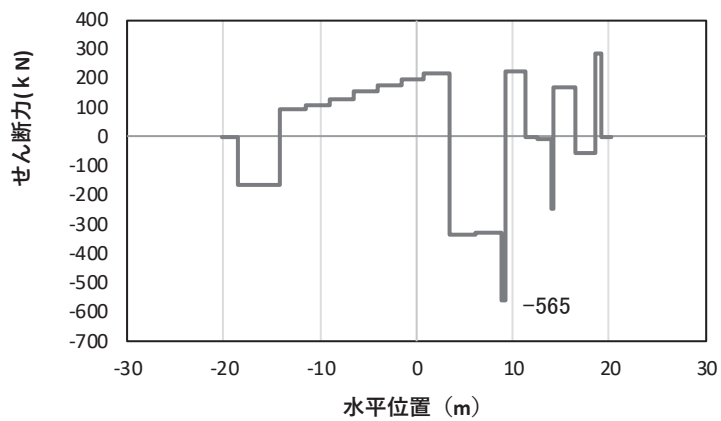
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



(b) 軸力



(c) セン断力

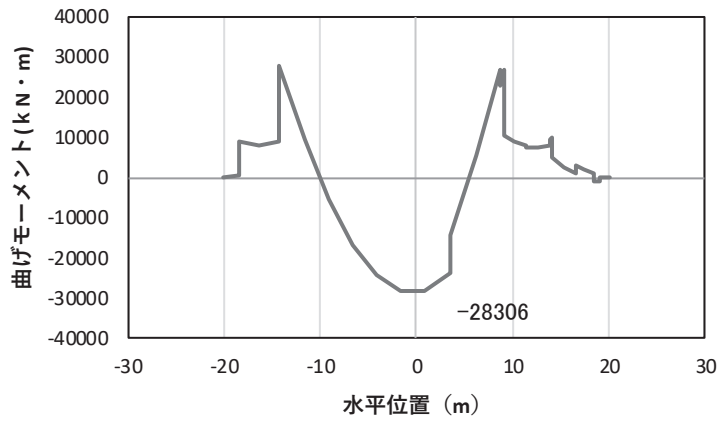
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-14(4) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

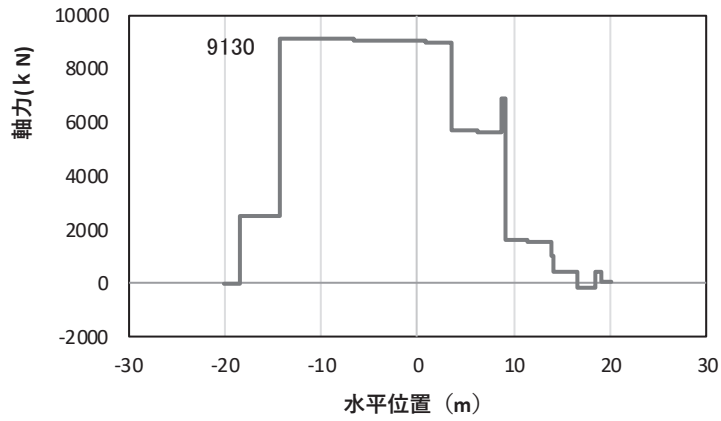
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁1, 基礎2, S d-D 2 (-+), $t=27.06\text{s}$, M_y 最大)

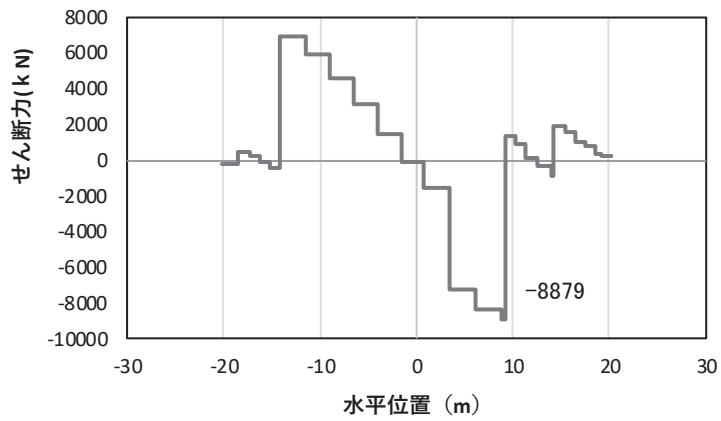
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

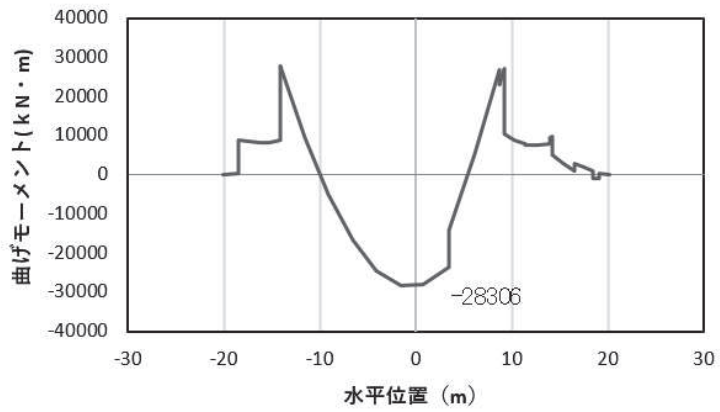
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-14(5) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

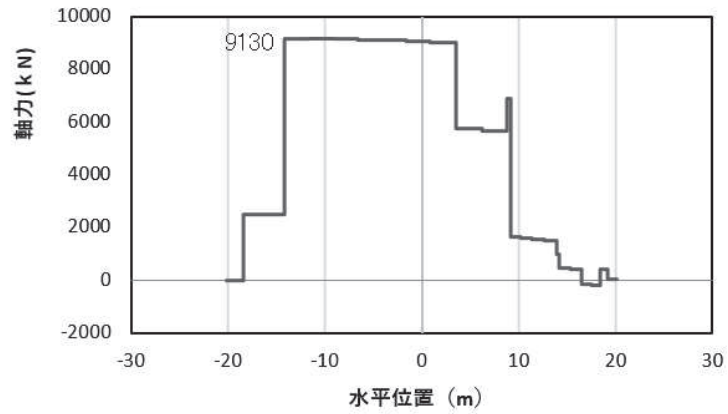
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁1, 基礎2, S d-D 2 (-+), t=23.57s, Mz 最大)

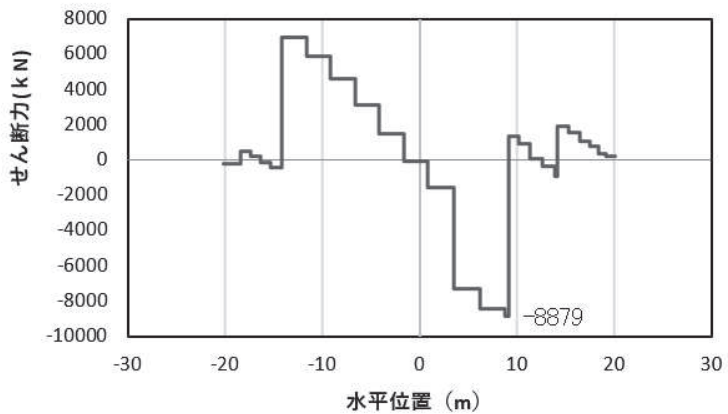
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力

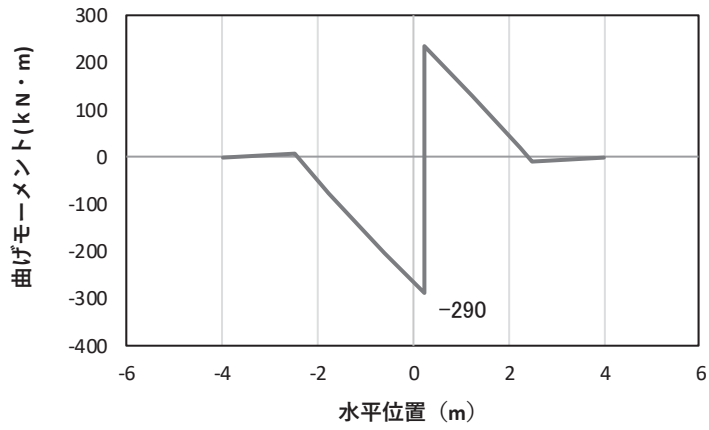


(c) せん断力

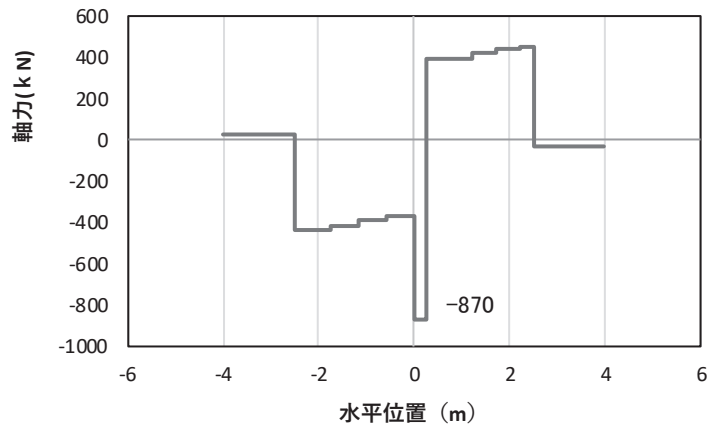
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-14(6) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 1, 基礎 2, S d-D 2 (-+), t = 23.57s)

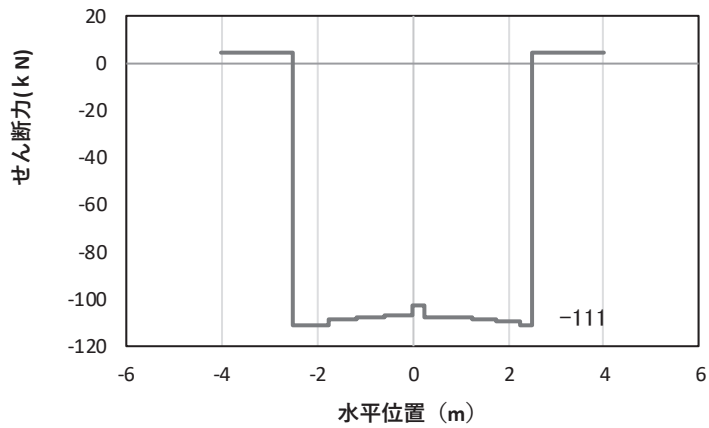
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメントY



(b) 軸力



(c) せん断力

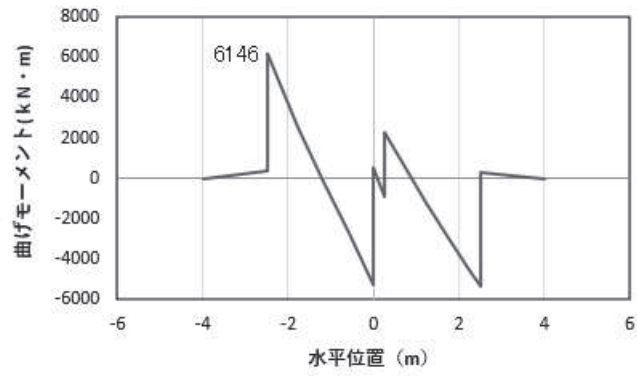
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-15(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

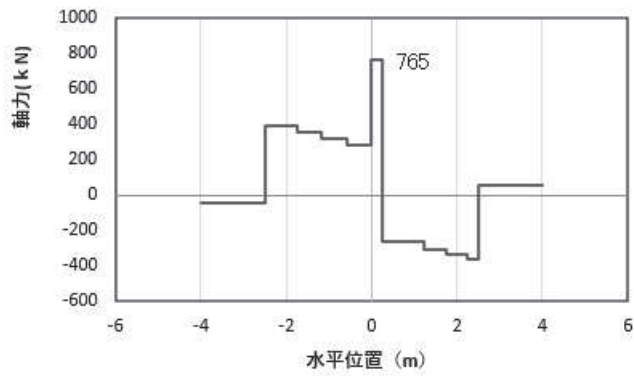
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁2, 基礎1, S d-D 2 (—), t=14.02s, My最大)

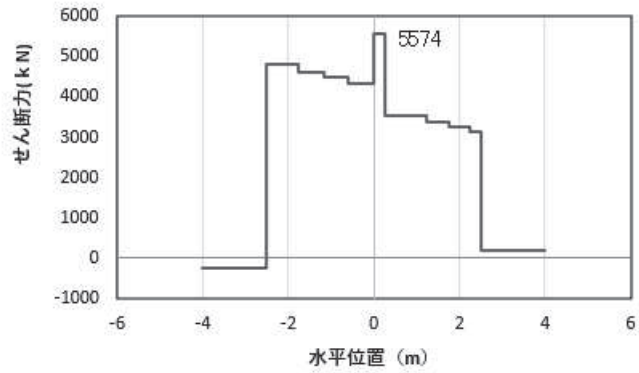
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



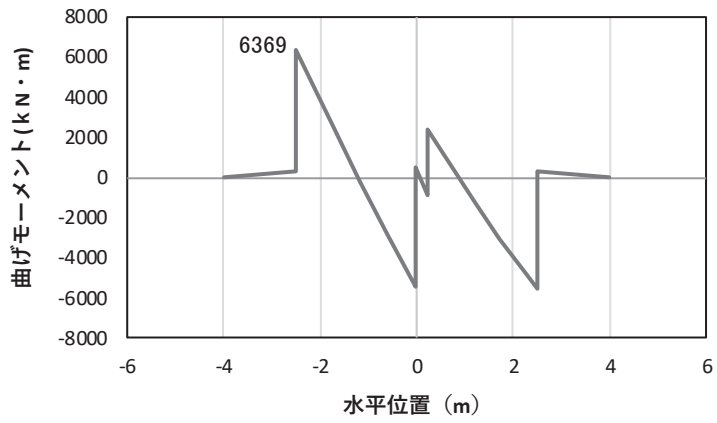
(c) セン断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

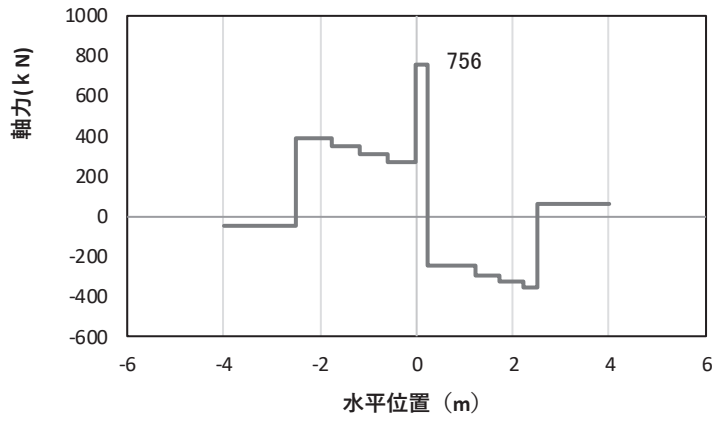
図5-15(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁2, 基礎1, S d - D 2 (---), $t = 25.43\text{s}$, M_z 最大)

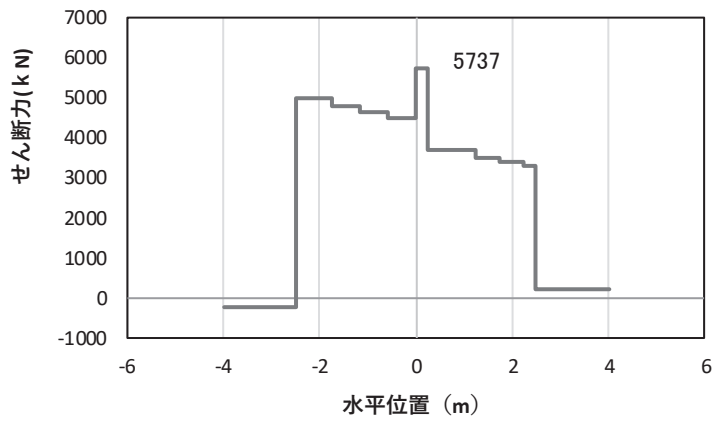
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

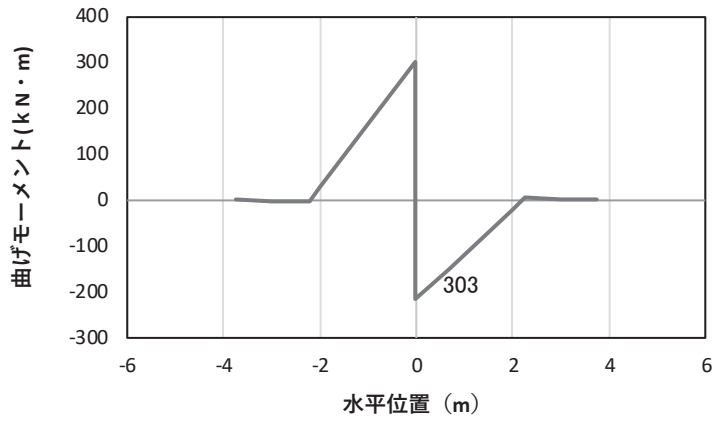


(c) せん断力

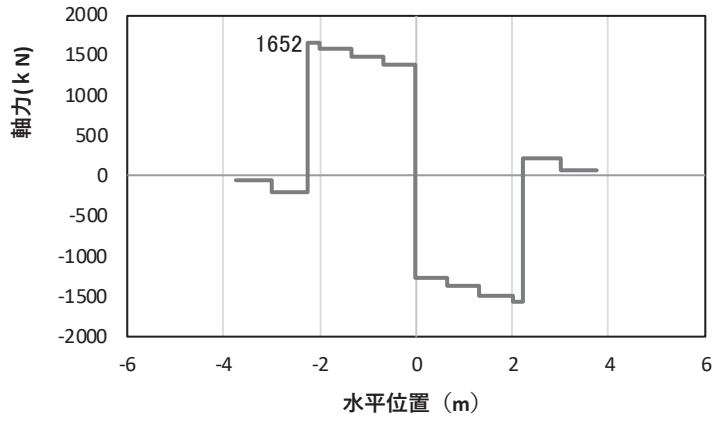
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-15(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 2, 基礎 1, S d-D 2 (---), t = 25.43s)

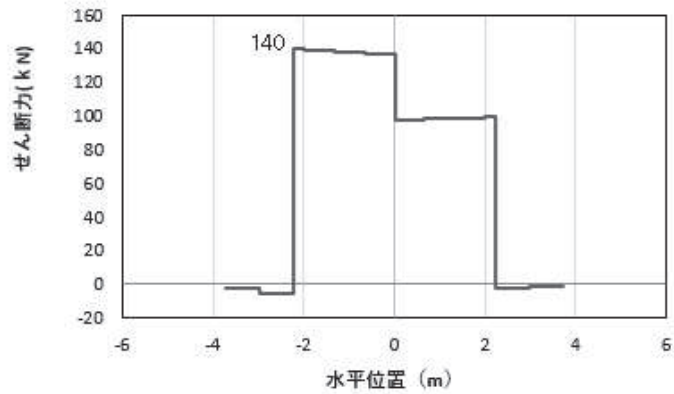
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント γ



(b) 軸力



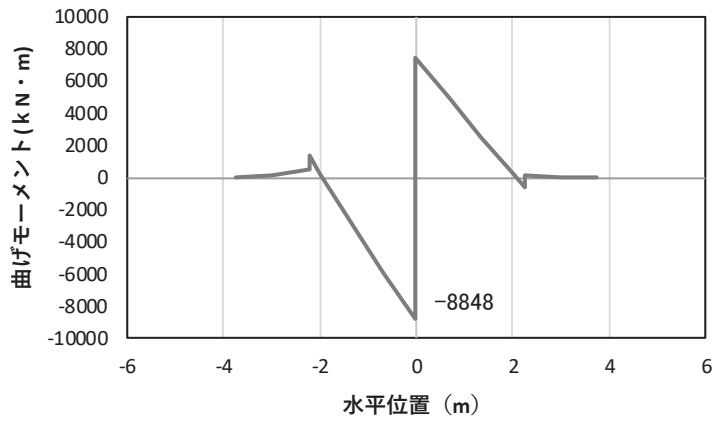
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

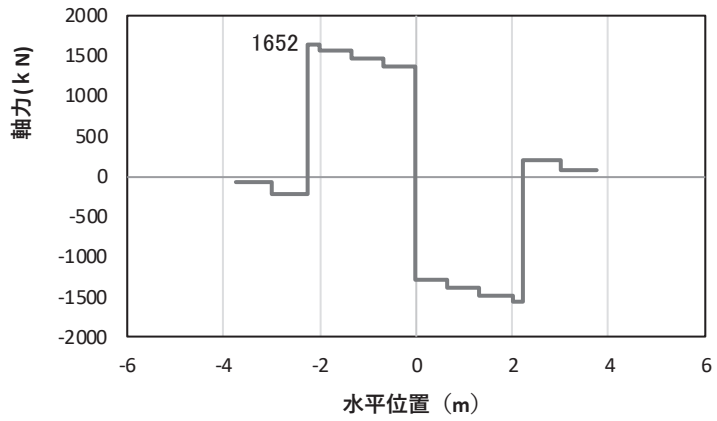
図5-16(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁3, 基礎2, S d-D 2 (---), $t = 17.79s$, M_y 最大)

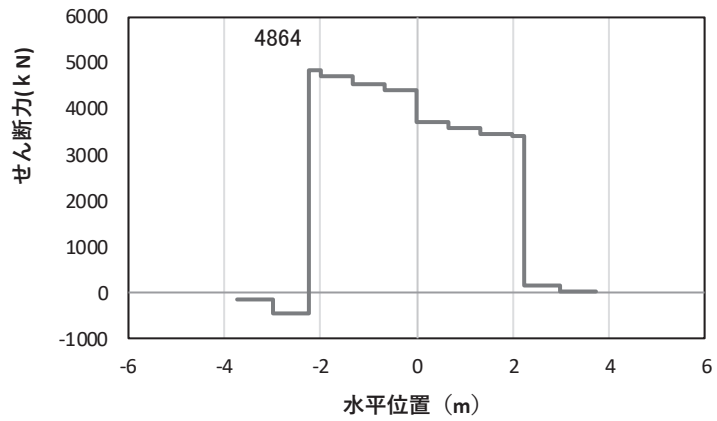
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントz



(b) 軸力



(c) せん断力

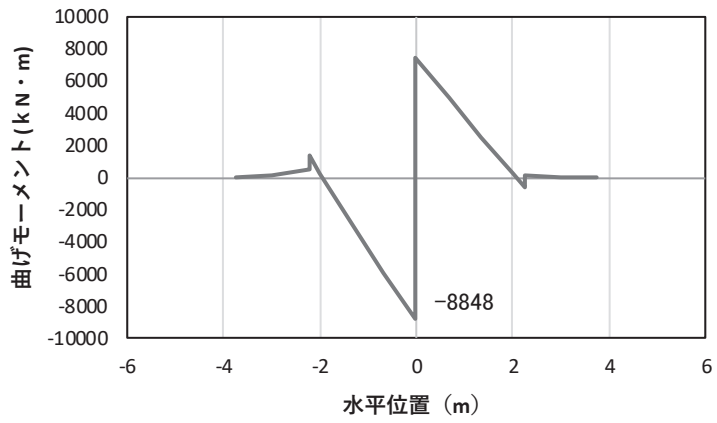
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-16(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

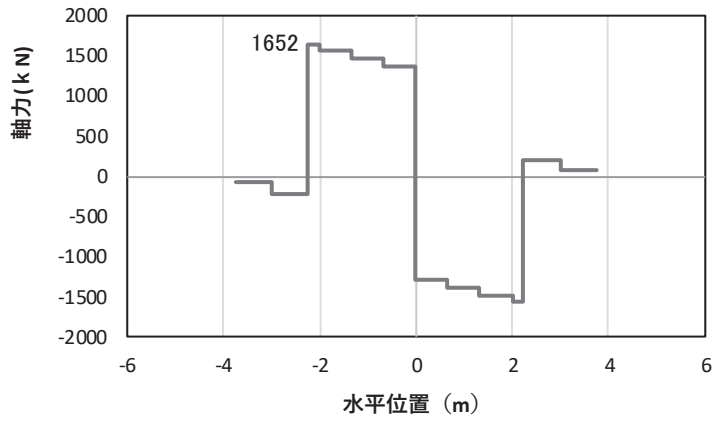
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁3, 基礎2, S d-D 2 (---), t = 17.79s, M_z 最大)

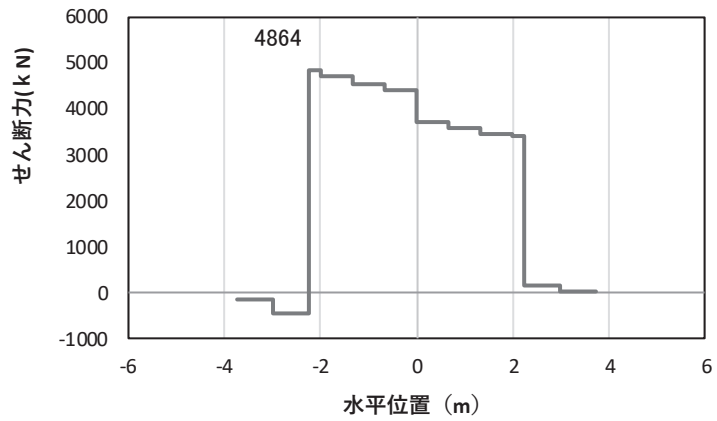
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



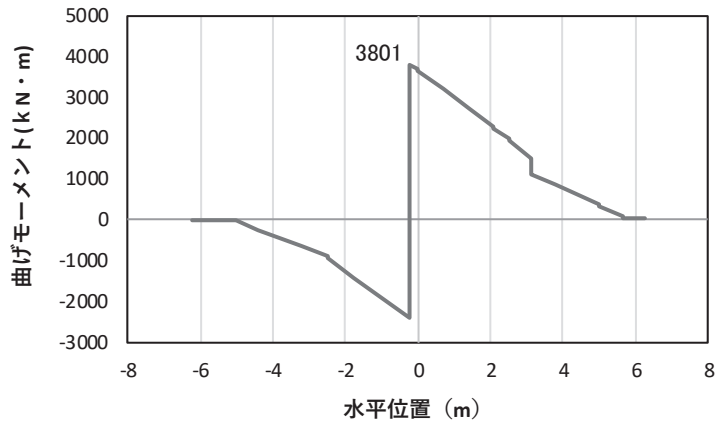
(b) 軸力



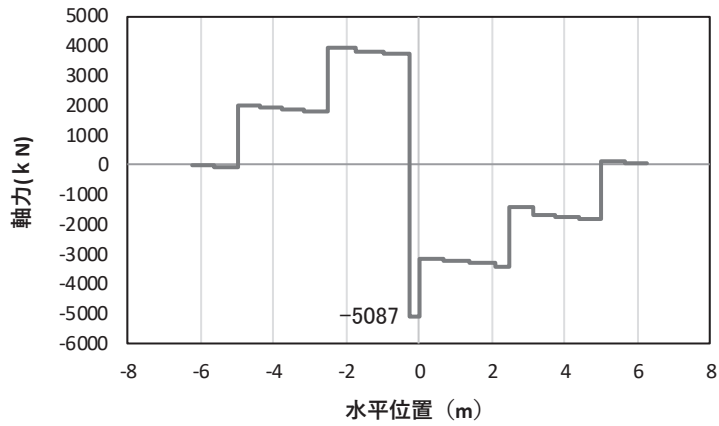
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

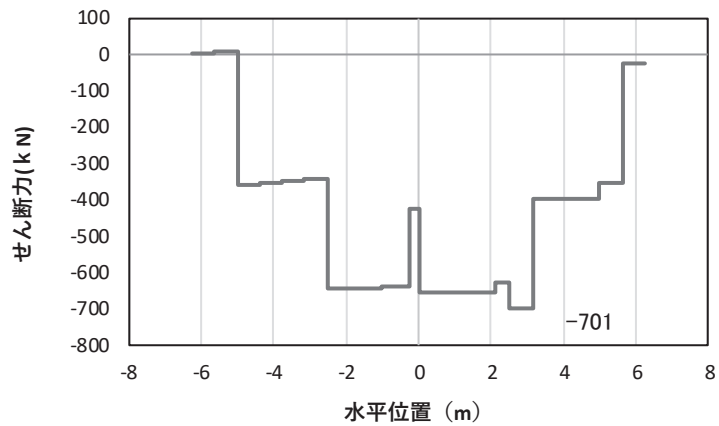
図 5-16(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 3, 基礎 2, S d-D 2 (---), $t = 17.79s$)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



(b) 軸力



(c) せん断力

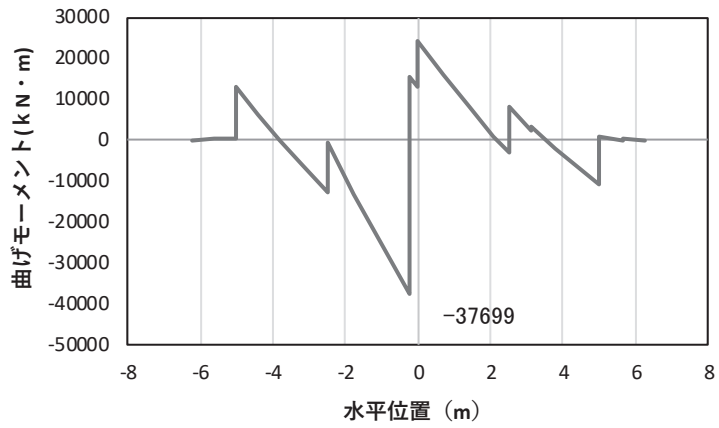
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-17(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

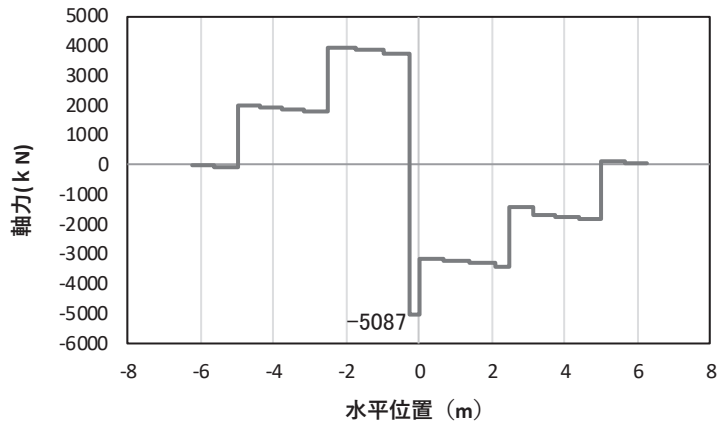
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 4, 基礎 1, S d-D 2 (++) , t = 7.94s, M_y 最大)

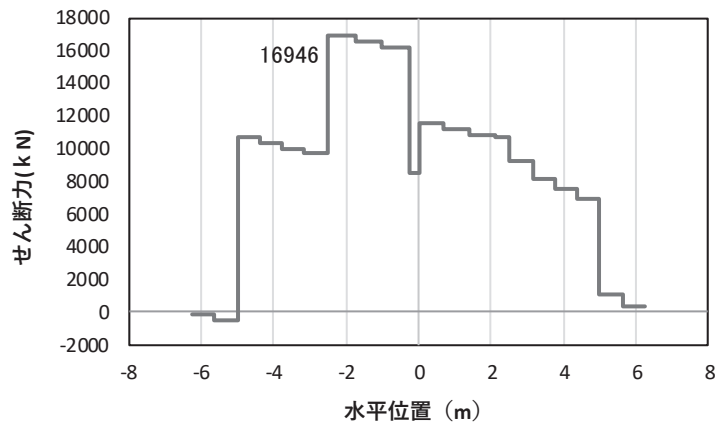
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

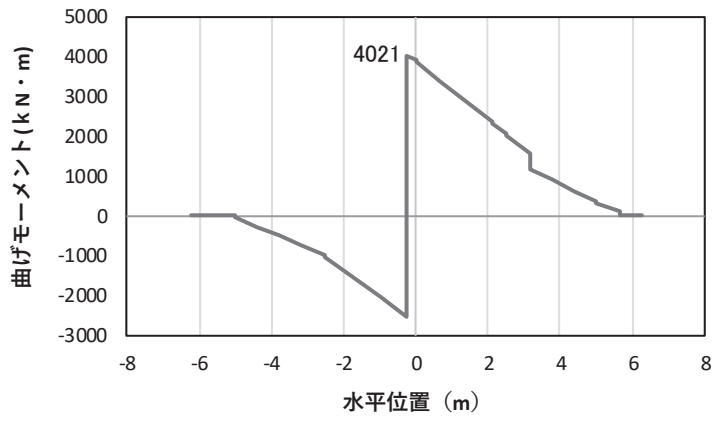
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-17(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

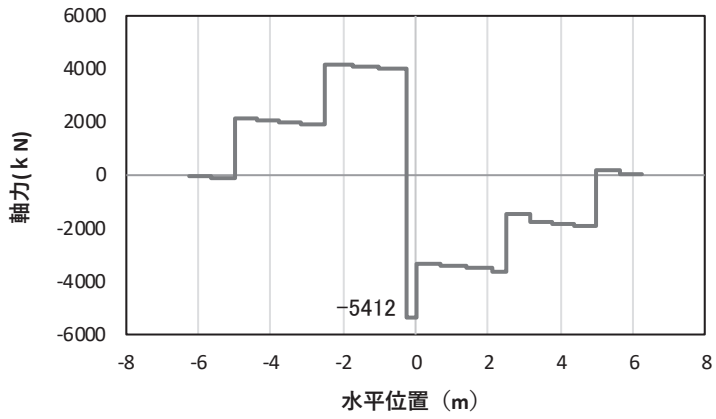
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 4, 基礎 1, S d-D 2 (++) , $t = 7.94\text{s}$, M_z 最大)

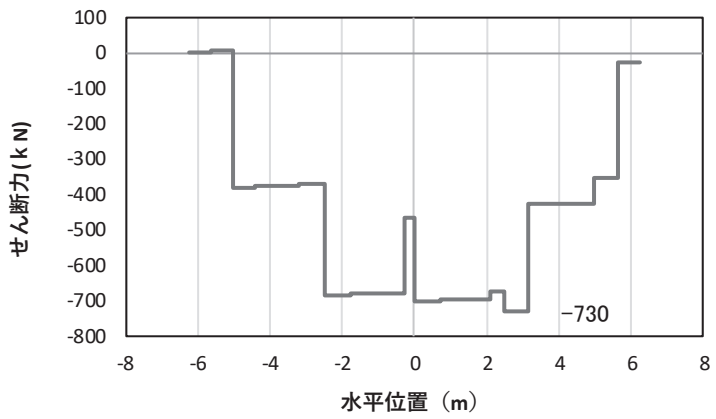
解析ケース① : 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



(b) 軸力



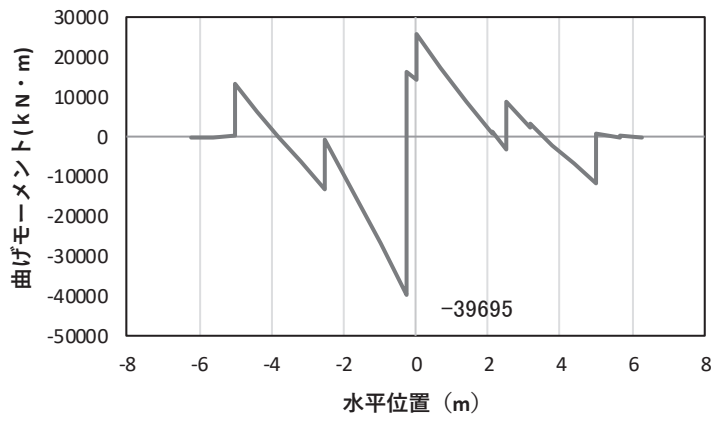
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

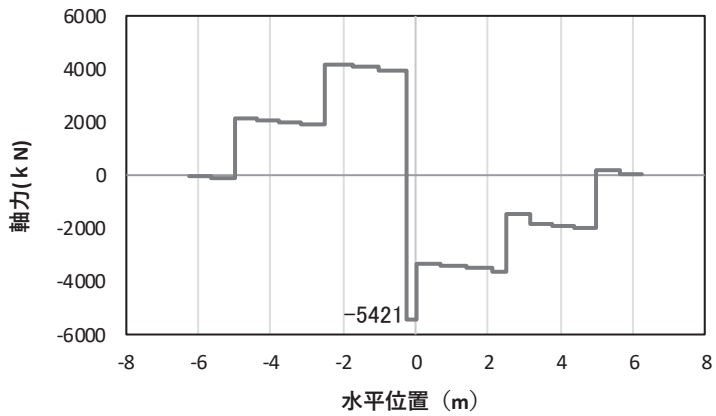
図5-17(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁4, 基礎1, S d-D 2 (++) , $t = 7.94\text{s}$, M_y 最大)

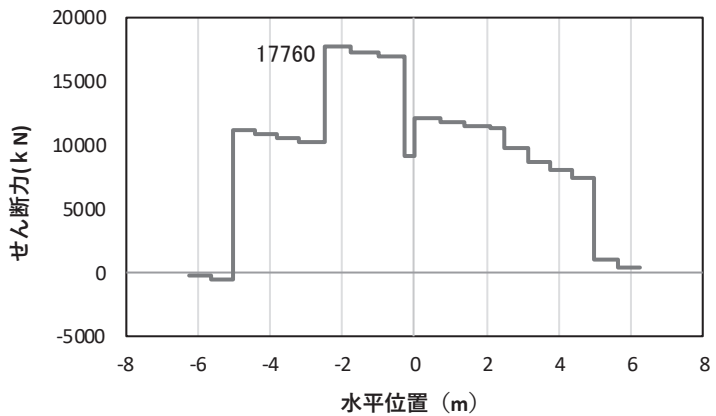
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



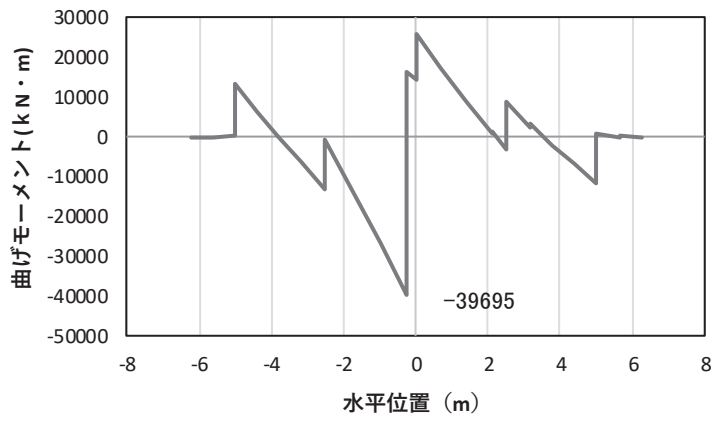
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

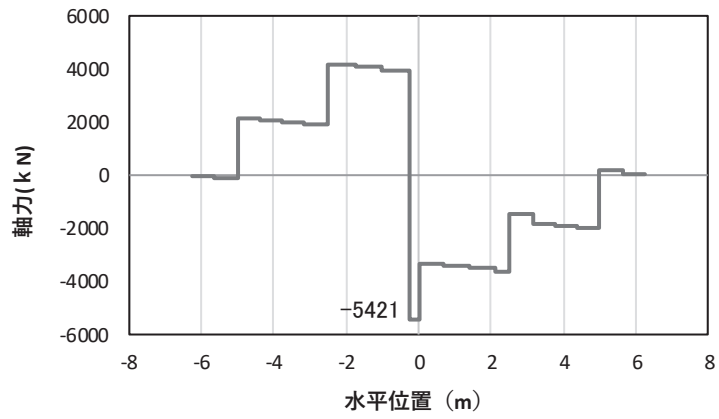
図5-17(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁4, 基礎1, S d-D 2 (++) , $t=7.93\text{s}$, M_z 最大)

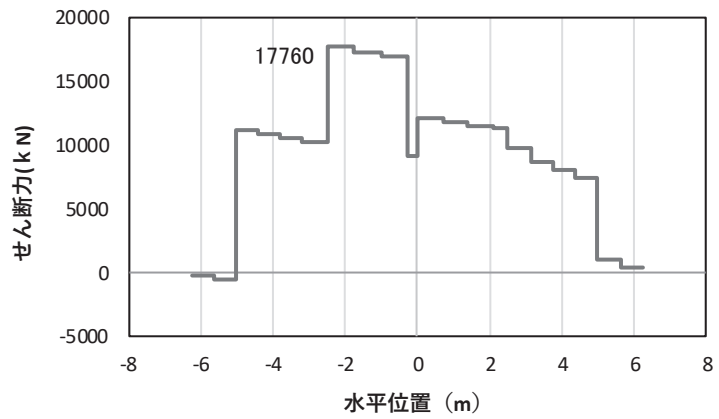
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

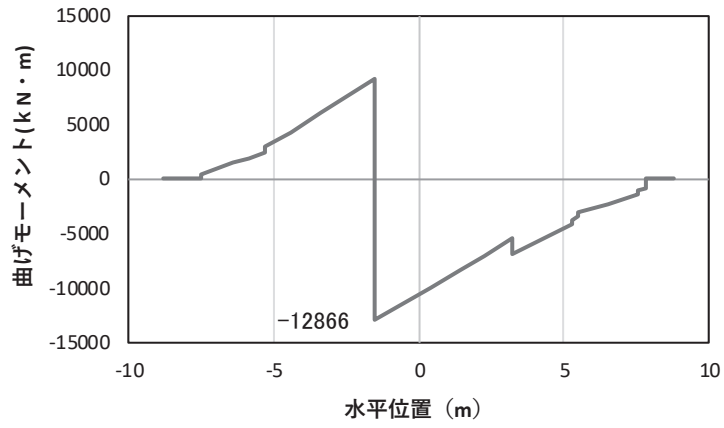


(c) せん断力

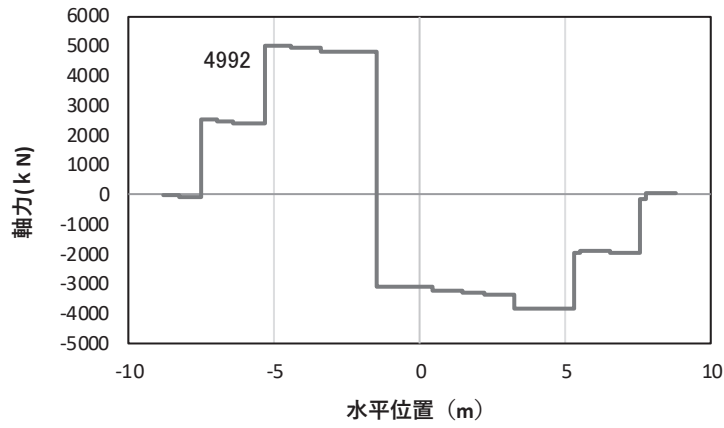
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-17(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 4, 基礎 1, S d-D 2 (++) , t = 7.93s)

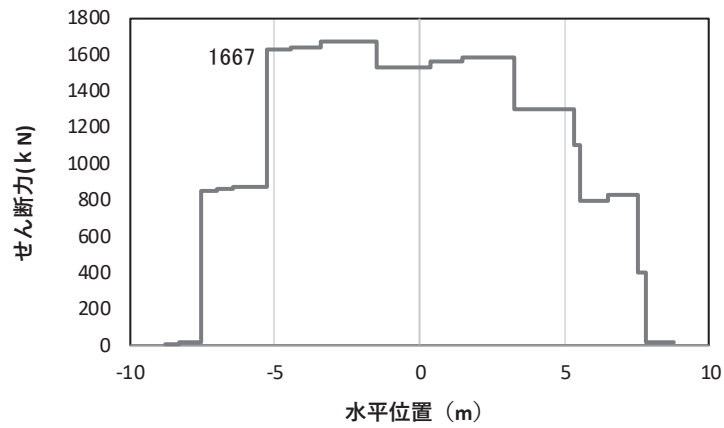
解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント γ



(b) 軸力



(c) せん断力

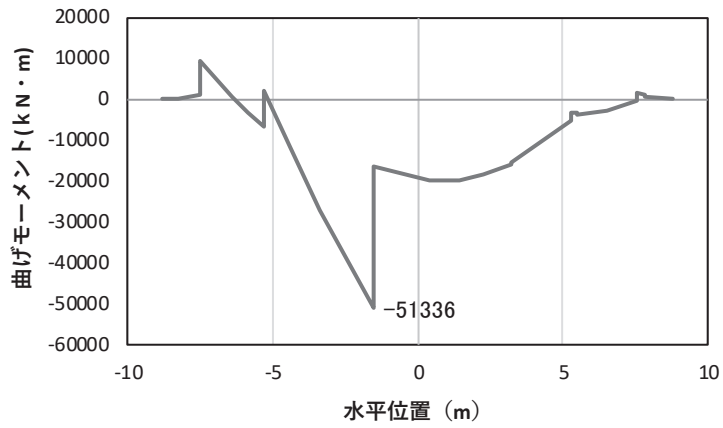
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-17(6) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

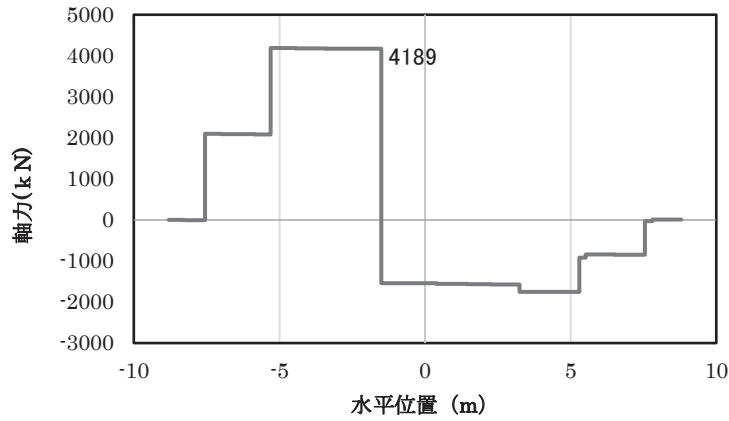
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁4, 基礎2, S d-D 2 (++) , $t = 7.99\text{s}$, M_y 最大)

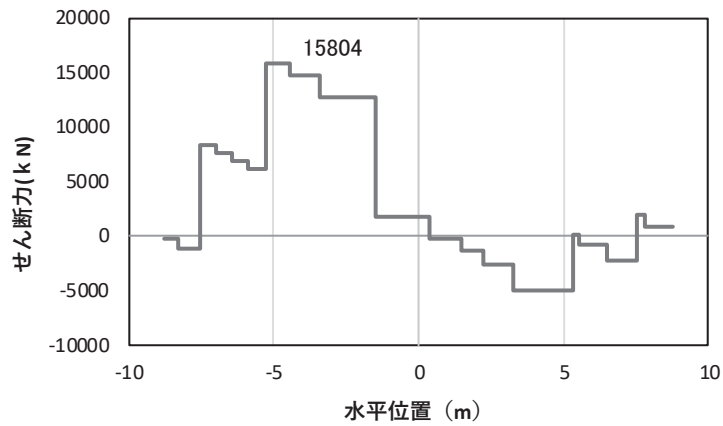
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

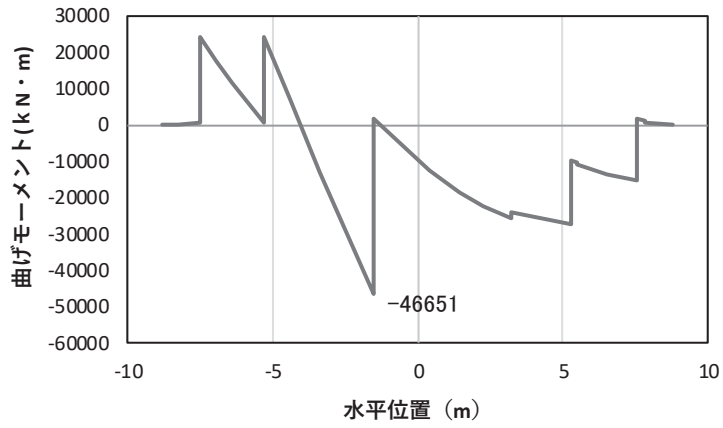
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-17(7) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

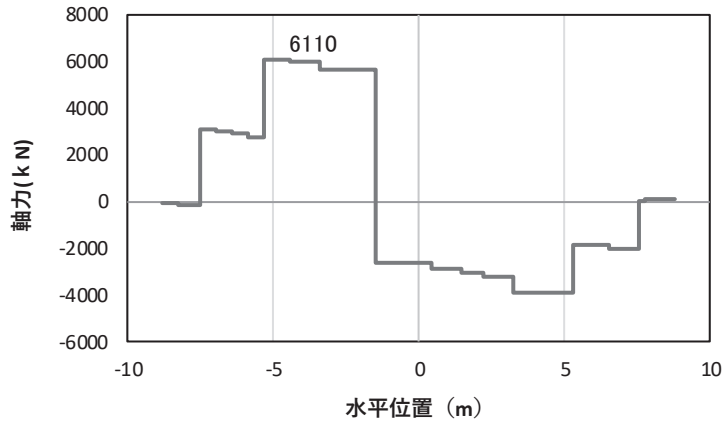
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁4, 基礎2, S d-D 2 (++) , t = 9.88s, Mz 最大)

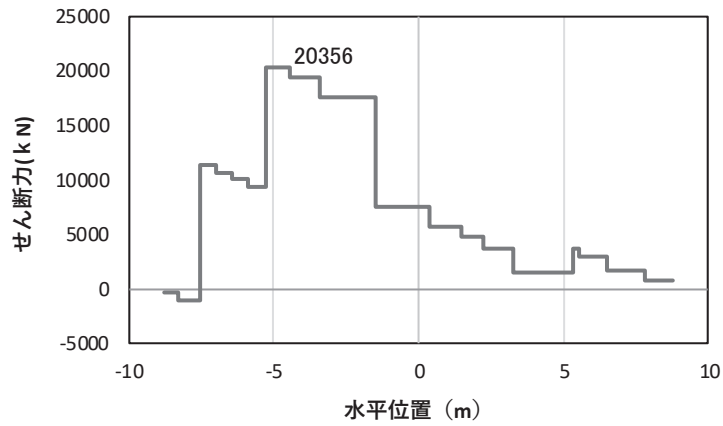
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力

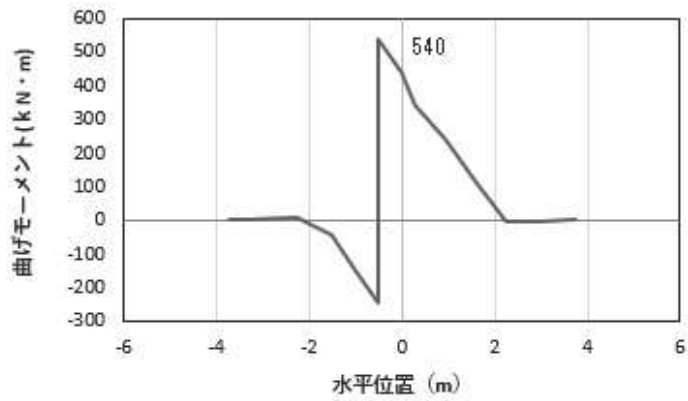


(c) せん断力

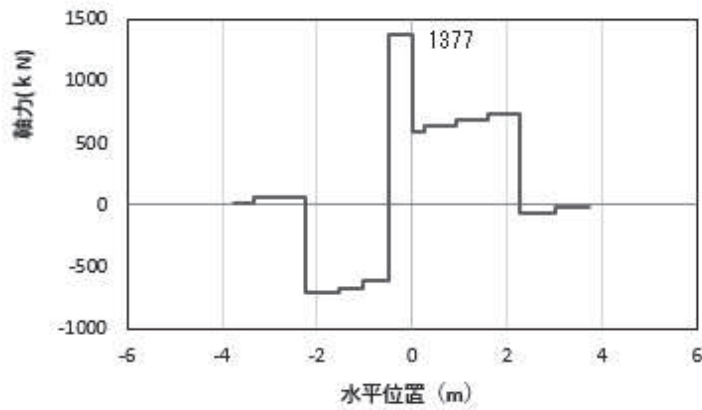
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-17(8) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁4, 基礎2, S d-D 2 (++) , t = 7.95s)

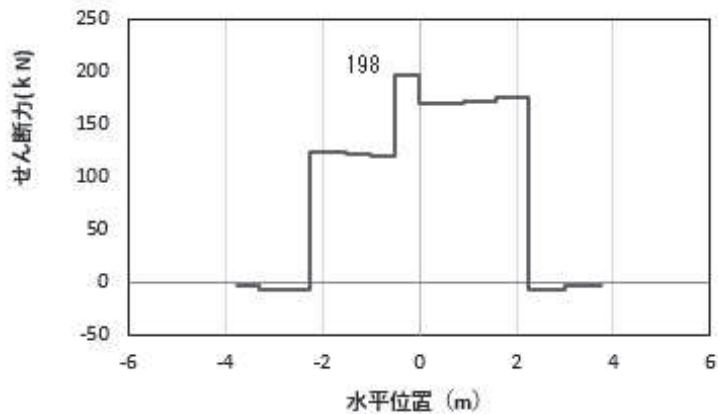
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



(b) 軸力



(c) せん断力

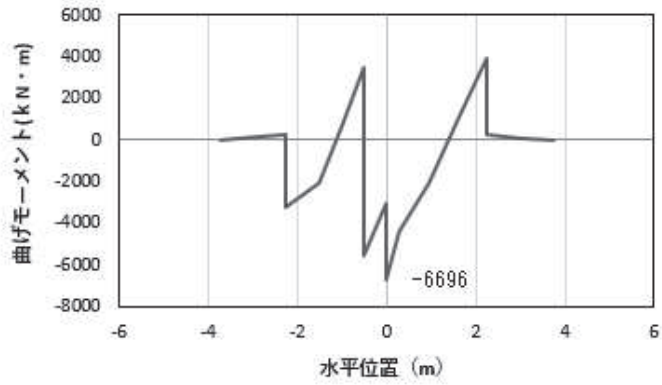
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-18(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

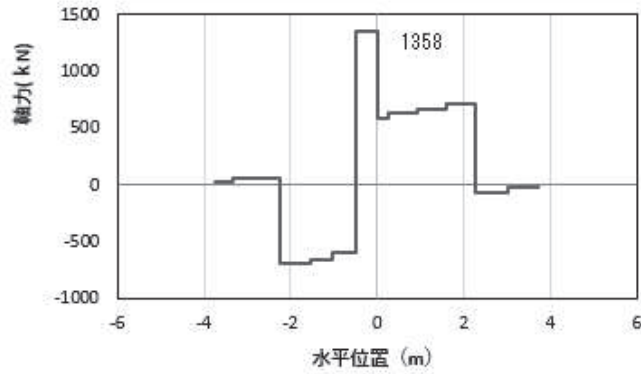
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁5, 基礎2, S d-D 2 (---), $t=13.65s$, M_y 最大)

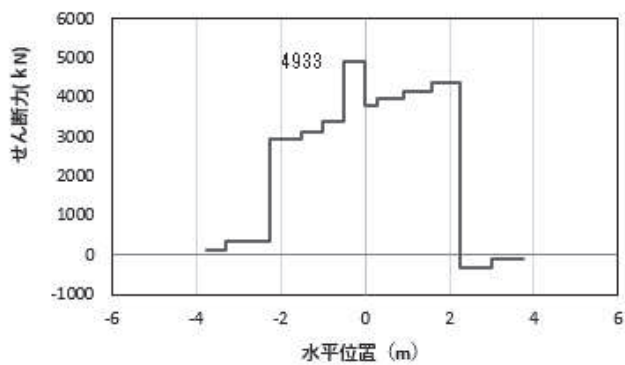
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント



(b) 軸力



(c) せん断力

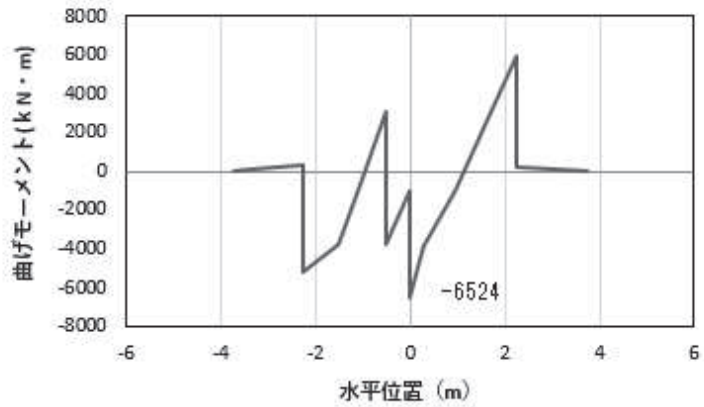
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-18(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

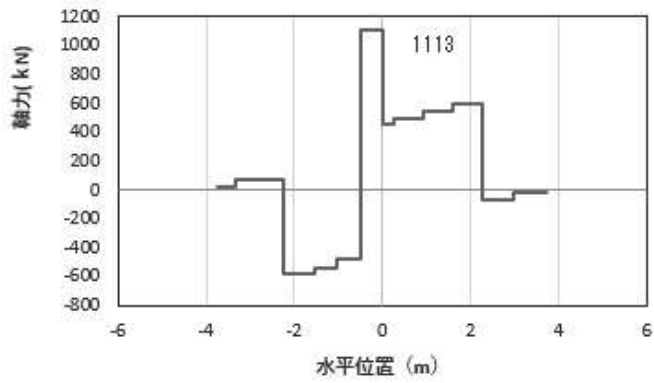
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁5, 基礎2, S d-D 2 (---), t=13.66s, Mz 最大)

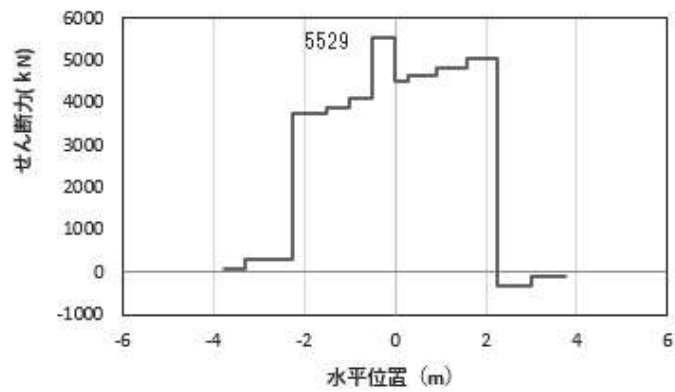
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



(b) 軸力

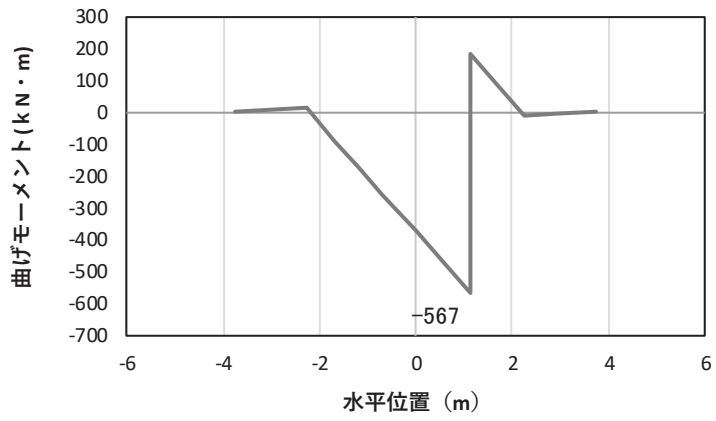


(c) せん断力

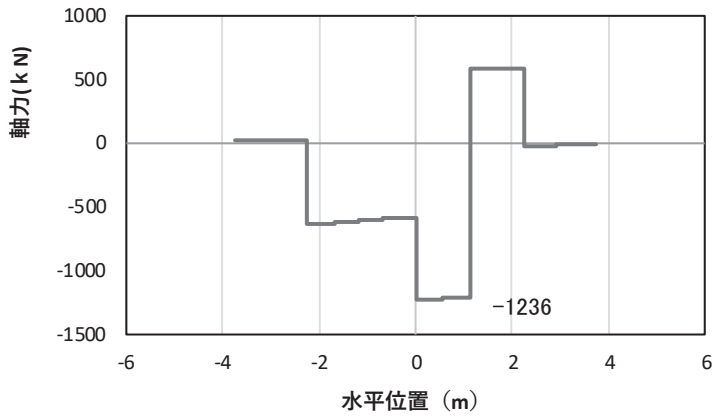
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-18(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 5, 基礎 1, S d-D 2 (-+), $t = 25.39s$)

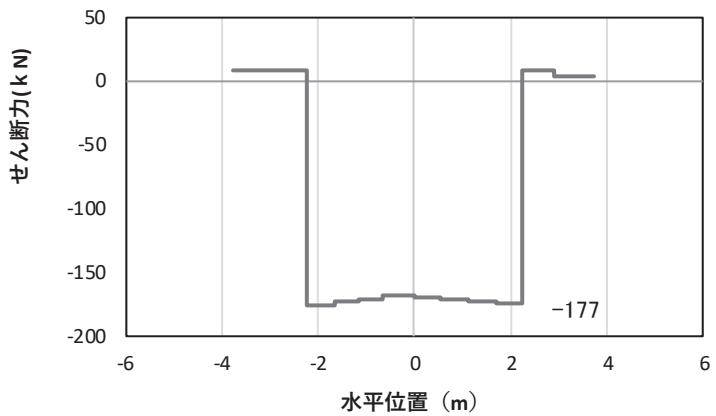
解析ケース②: 地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース



(a) 曲げモーメント γ



(b) 軸力



(c) せん断力

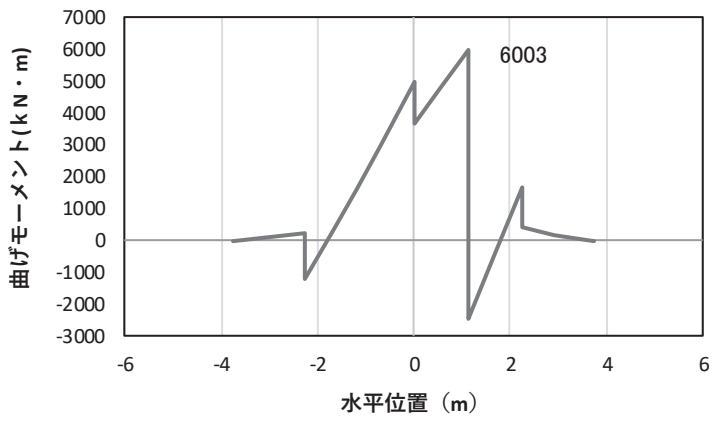
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-19(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

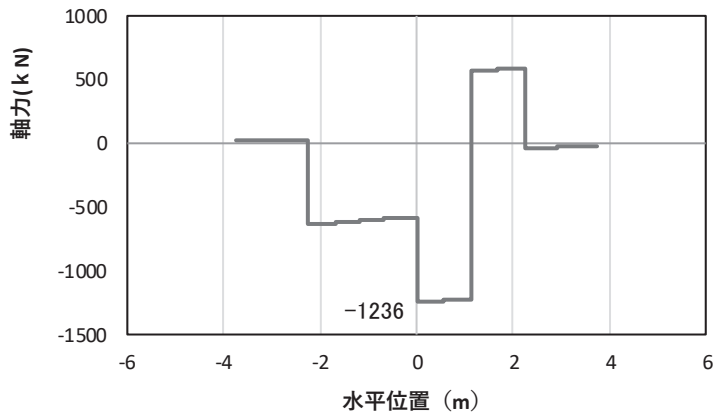
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 6, 基礎 2, S d - D 2 (++) , t = 13.71s, My 最大)

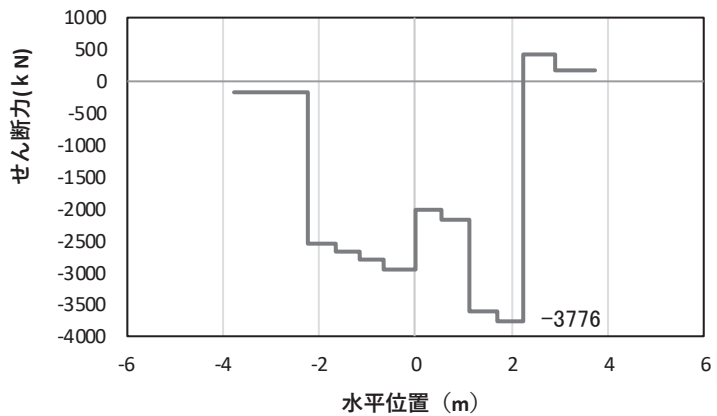
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

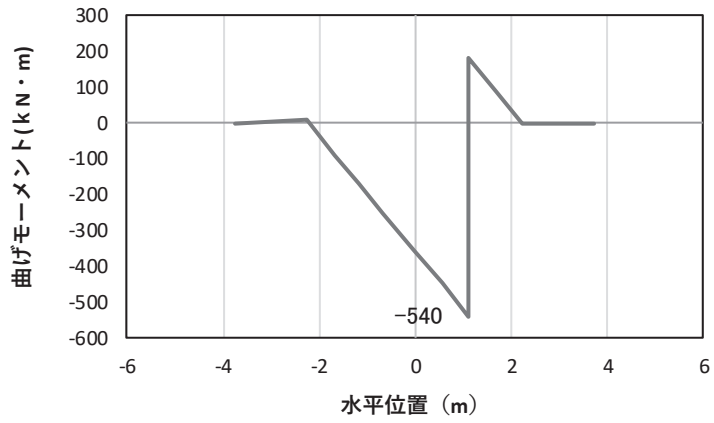
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-19(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

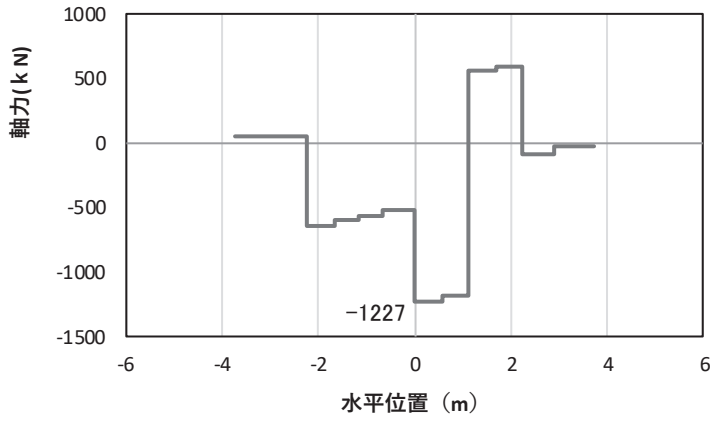
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁 6, 基礎 2, S d - D 2 (++) , $t = 13.71\text{s}$, M_z 最大)

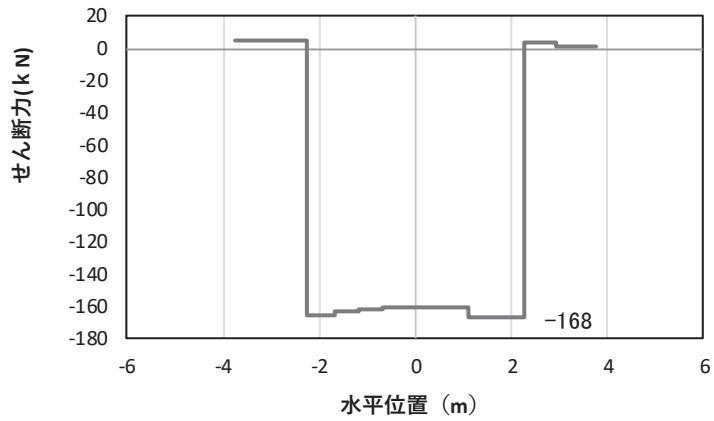
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントY



(b) 軸力



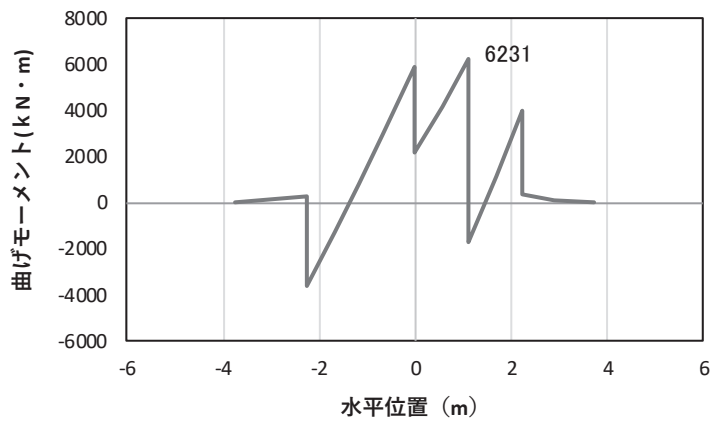
(c) セン断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

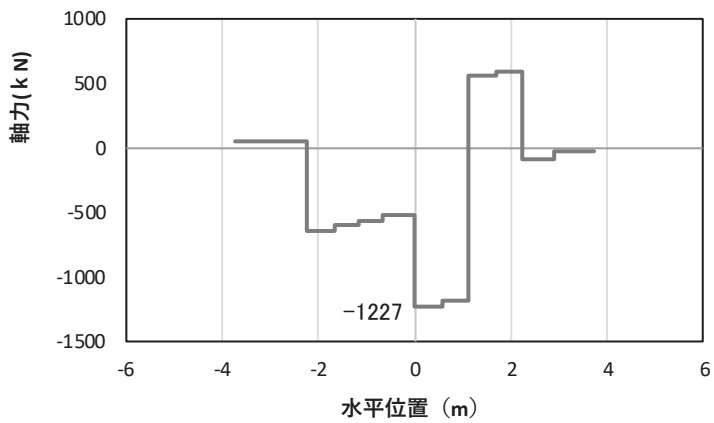
図5-19(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁6, 基礎2, S d-D 2 (---), t=7.95s, My最大)

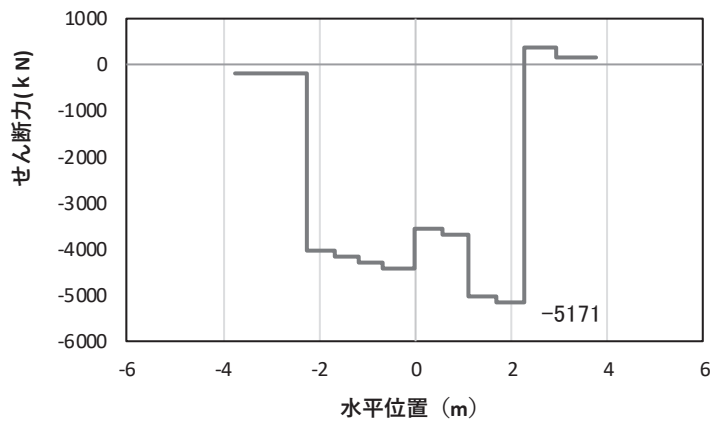
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

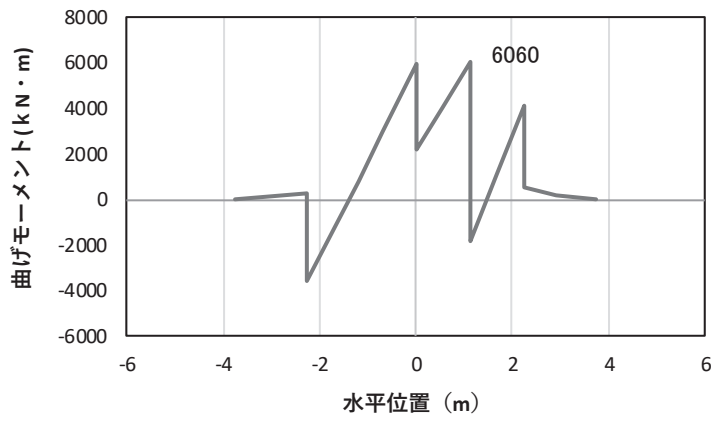
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-19(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

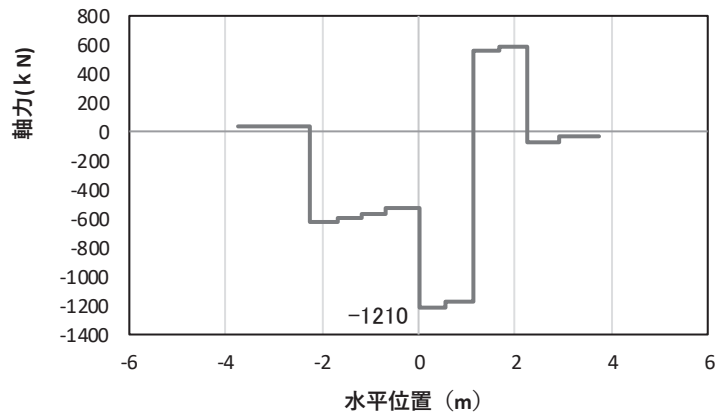
曲げモーメント最大時刻での断面力

(鋼桁6, 基礎2, S d-D 2 (---), $t=7.95\text{s}$, M_z 最大)

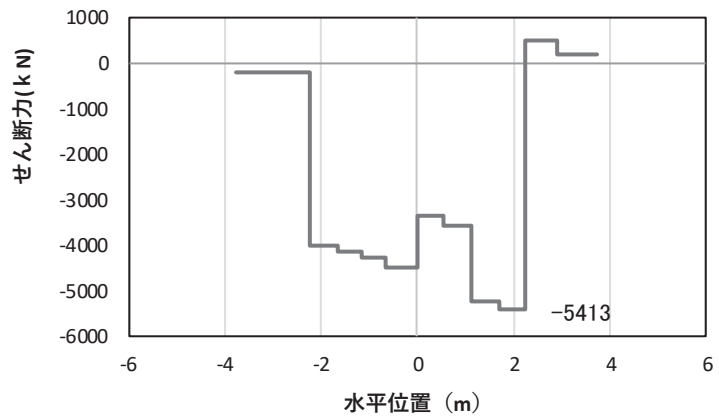
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-19(5) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁6, 基礎1, S d-D 2 (-+), t = 7.95s)

解析ケース①: 基本ケース

表 5-6 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（コンクリート）

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	①	M _y : -1407 M _z : 10472	3656	3.7	24	0.16
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	M _y : 2019 M _z : -28306	9646	6.7	24	0.28
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	M _y : 290 M _z : 6146	852	2.3	24	0.10
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	M _y : 303 M _z : 8848	1652	3.4	24	0.15
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	①	M _y : 3801 M _z : 37699	3921	7.6	24	0.32
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	M _y : -12866 M _z : 51336	6216	4.9	24	0.21
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	M _y : 540 M _z : 6696	1377	2.4	24	0.10
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	M _y : 567 M _z : 6003	594	2.2	24	0.10

注記* : 軸力は、正 : 圧縮、負 : 引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最大値を抽出した上で、曲げモーメントは保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鉄筋）

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力*		引張 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げモーメン ト (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (-+)	①	D41@150	M _y : -1407 M _z : 10472	-2683	154	435	0.36
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (-+)	①	D51@150 2 段	M _y : 2019 M _z : 28306	-806	162	435	0.38
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D38@150	M _y : 290 M _z : 6146	-870	107	435	0.25
鋼桁 3 (基礎 1)	S d - D 2 (--)	①	D38@150	M _y : 303 M _z : 8848	-1563	153	435	0.36
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (++)	②	D41@150	M _y : 4021 M _z : 39695	-5421	358	435	0.83
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (++)	①	D51@150	M _y : -12866 M _z : 51336	-4349	183	435	0.43
鋼桁 5 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D38@150	M _y : 540 M _z : 6696	-708	99	435	0.23
鋼桁 6 (基礎 2)	S d - D 2 (--)	①	D38@150	M _y : 540 M _z : 6231	-1227	100	435	0.23

注記* : 軸力は、正 : 圧縮, 負 : 引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントは保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-8 せん断破壊に対する照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断補 強筋	発生断面力	照査用 せん断力* (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN) (a)			
鋼桁 1 (基礎 1)	S d - D 2 (- +)	①	D29@300	5003	5253	16998	0.31
鋼桁 1 (基礎 2)	S d - D 2 (- +)	①	D29@300	8879	9323	18023	0.52
鋼桁 2 (基礎 1)	S d - D 2 (- -)	②	D25@300	5737	6024	19739	0.31
鋼桁 3 (基礎 2)	S d - D 2 (- -)	①	D32@300	4864	5108	17678	0.29
鋼桁 4 (基礎 1)	S d - D 2 (+ +)	②	D19@300	17760	18648	33039	0.57
鋼桁 4 (基礎 2)	S d - D 2 (+ +)	①	D19@300	20356	21374	71574	0.30
鋼桁 5 (基礎 1)	S d - D 2 (- +)	②	D32@300	5529	5806	18504	0.32
鋼桁 6 (基礎 1)	S d - D 2 (- +)	①	D32@300	5413	5684	23700	0.24

注記* : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a (1.05)

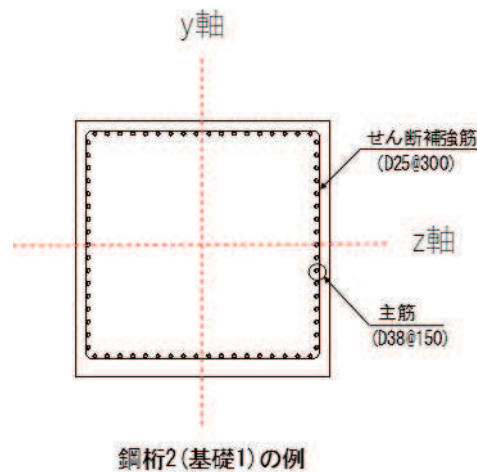


図 5-20 フーチング配筋概要図 (鋼桁 2 の例)

(2) ボイリングに対する照査

ボイリングに対する照査結果を表 5-9 に示す。ボイリングに対する安全率が許容限界以上であることを確認した。

表 5-9 ボイリングに対する照査結果

部位	入力津波高さ (m)	地表面高さ (m)	フーチング高さ (m)	ボイリングに 対する安全率
鋼桁 1	O. P. +18. 1	O. P. +13. 8	O. P. +10. 3	1. 37
			O. P. +10. 0	1. 49
鋼桁 2	O. P. +18. 1	O. P. +13. 4	O. P. +10. 0	1. 22
鋼桁 3	O. P. +17. 4	O. P. +13. 8	O. P. +10. 0	1. 78
鋼桁 4	O. P. +19. 0	O. P. +13. 4	O. P. +9. 3	1. 23
鋼桁 5	O. P. +17. 5	O. P. +13. 4	O. P. +10. 0	1. 40
鋼桁 6	O. P. +17. 5	O. P. +13. 4	O. P. +10. 0	1. 40

5.1.5 鋼管杭の評価結果

(1) 鋼桁 1

断面計算に用いた断面諸元を表 5-10 及び表 5-11 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-21 に、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-12～表 5-16 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 5-22 に示す。

この結果から、鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-10 鋼管杭及び場所打ちコンクリート杭断面諸元 (鋼桁 1)

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼桁 1 (基礎 1)	φ 1500	SM570 (t = 22mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. +7. 1m	22	0. 974×10 ⁵	0. 355×10 ⁸
		SKK490 (t = 22mm)	(中杭) O. P. +7. 1m～ O. P. +4. 6m	22	0. 974×10 ⁵	0. 355×10 ⁸
		SKK490 (t = 16mm)	(下杭) O. P. +4. 6m～ O. P. -14. 965m	16	0. 699×10 ⁵	0. 256×10 ⁸
鋼桁 1 (基礎 2)	φ 1700	場所打ち コンクリート杭 (鋼管杭巻立)	(上杭) O. P. +10. 3m～ O. P. +1. 9m	25 (鋼管杭)	1. 264×10 ⁵	0. 521×10 ⁸
	φ 2000	場所打ち コンクリート杭	(下杭) O. P. +1. 9m～ O. P. -15. 408m	-	3. 142×10 ⁶	9. 251×10 ⁸

注記* : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 4-10(2) 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート 設計基準強度 (N/mm ²)	杭頭補強筋			
				材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 1 (基礎 1)	1500	1900	50	SD490	D51	28 (24-4)	640, 440
鋼桁 1 (基礎 2)	1700	2100	50	SD490	D51	38 (24-14)	740, 470

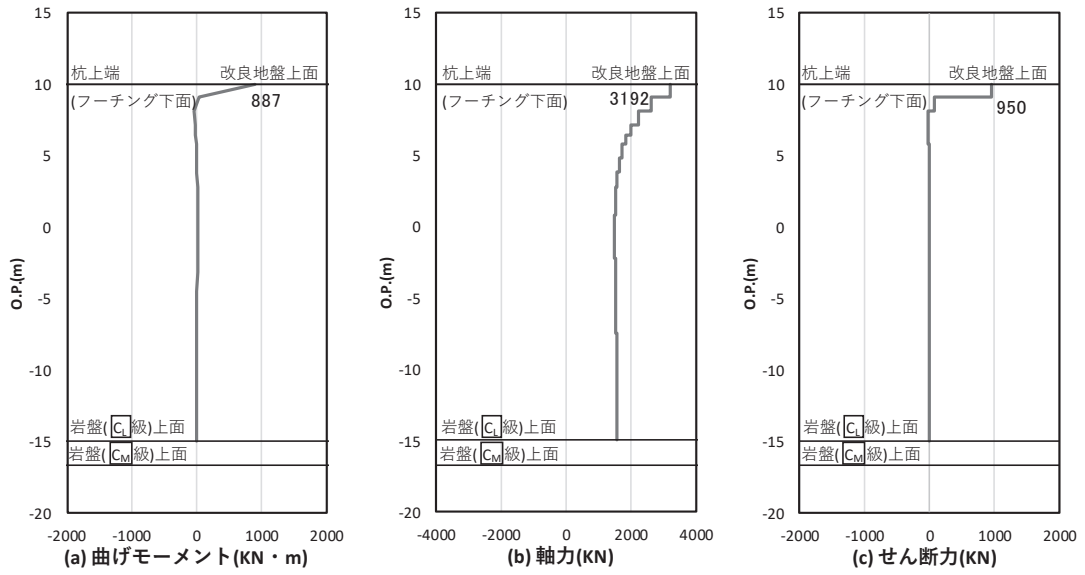


図 5-21(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 1: 基礎 1, S d - D 2 (++) , t = 10. 43s)
 解析ケース①: 基本ケース

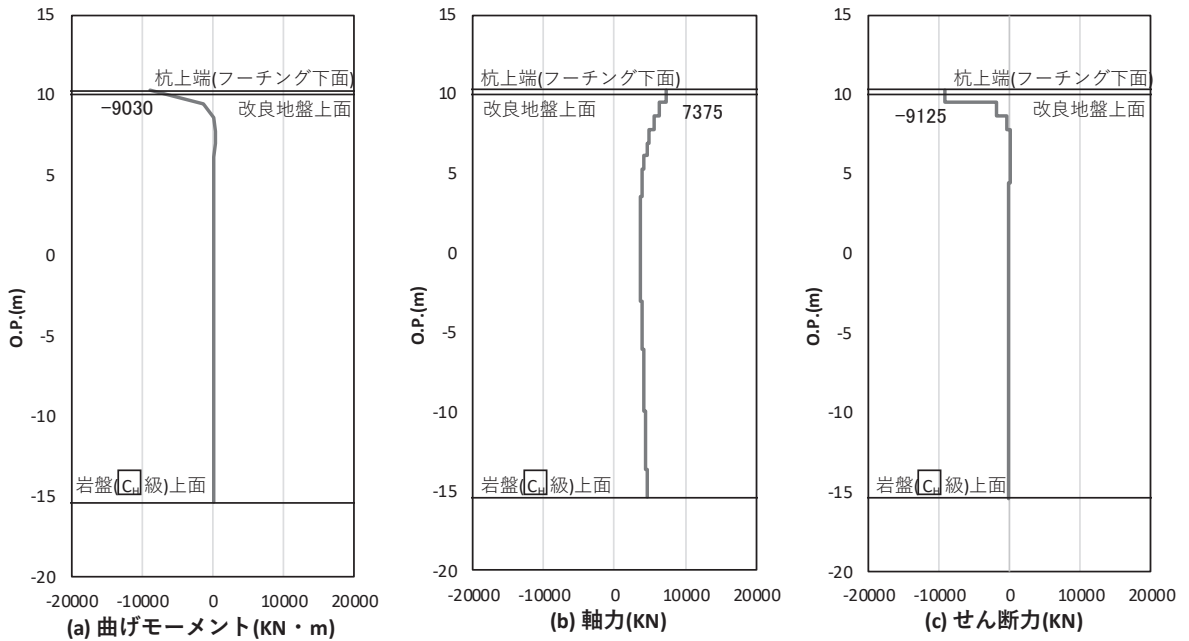


図 5-21(2) 場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 最大曲げモーメント発生時刻での断面力
 (鋼桁 1: 基礎 2, S d - D 2 (-+) , t = 23. 57s)
 解析ケース①: 基本ケース

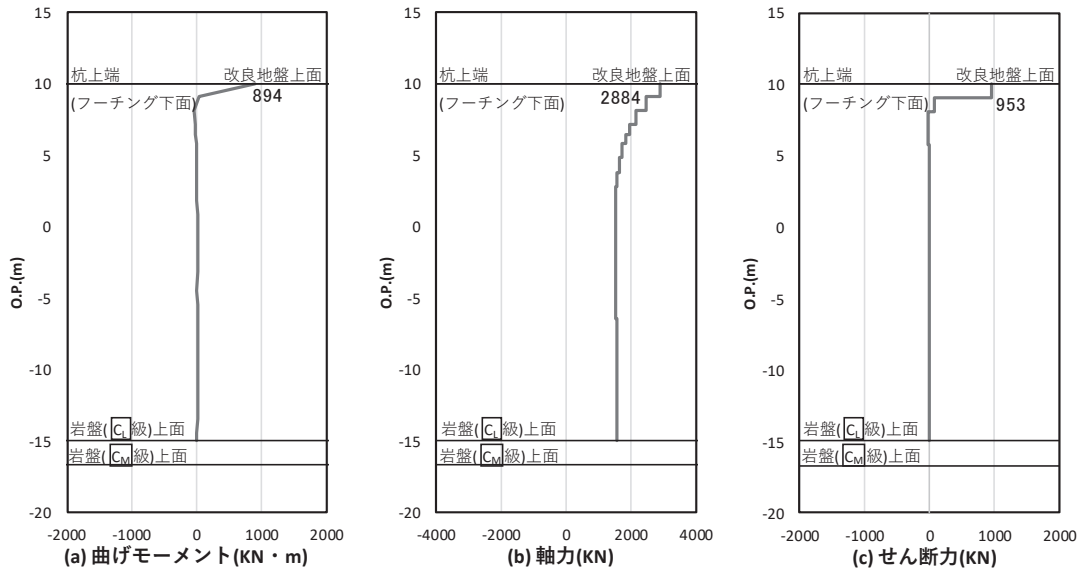


図 5-21 (3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 1 : 基礎 1, S d - D 2 (++) , t = 10. 44s)

解析ケース① : 基本ケース

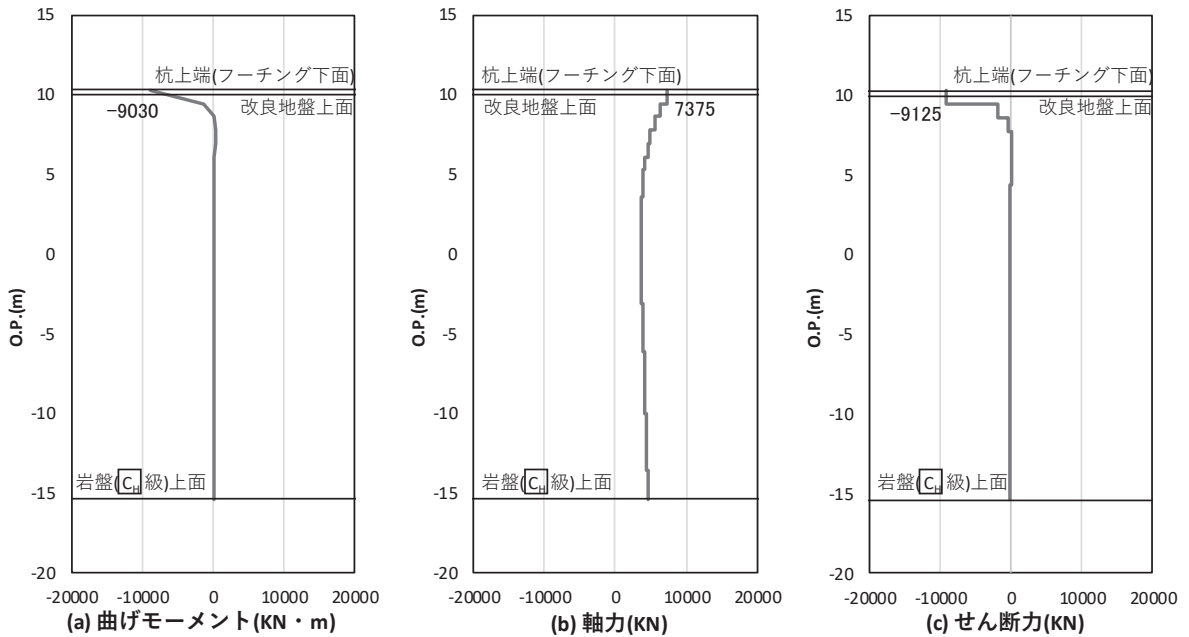


図 5-21 (4) 場所打ちコンクリート杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼桁 1 : 基礎 2, S d - D 2 (-+) , t = 23. 57s)

解析ケース① : 基本ケース

表 5-12 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 1）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 1-4 (上杭)	S d - D 2 (++)	①	887	3192	14807	0.06

表 5-13 場所打ちコンクリート杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 1）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 2-2 (上杭)	S d - D 2 (-+)	①	9030	-1130	26787	0.34

注記* : 曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、
 軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントは保守的
 となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照
 査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-14 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 1）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 1-4 (上杭)	S d - D 2 (++)	①	953	20	260	0.08

表 5-15 場所打ちコンクリート杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 1）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN) (a)		
基礎 2-2 (上杭)	S d - D 2 (-+)	①	9125	17125	0.54

表 5-16 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 1）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	
基礎 1-4	S d - D 2 (++)	①	894	12928	0.07
基礎 2-2	S d - D 2 (-+)	③	9431	18038	0.53

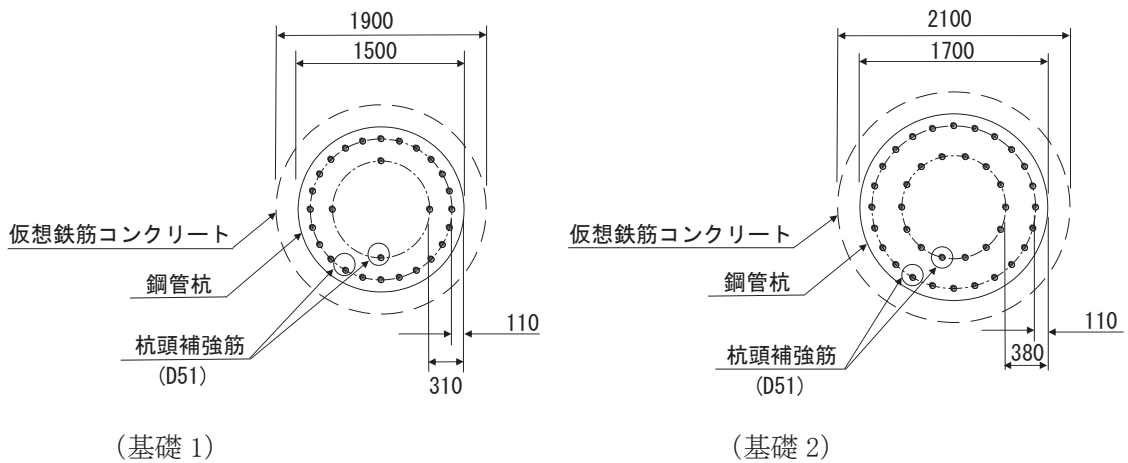
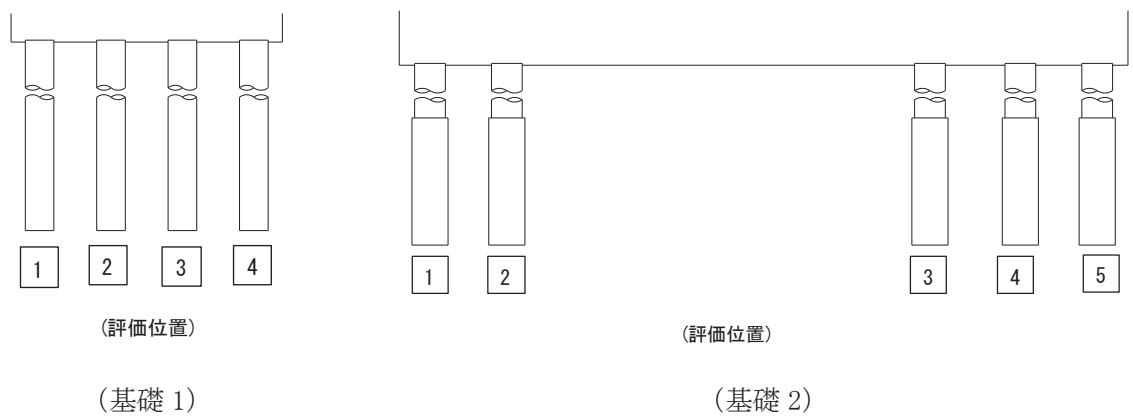


図 5-22 杭頭配筋概要図（鋼桁 1）

(2) 鋼桁 2

断面計算に用いた断面諸元を表 5-17 及び表 5-18 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-23 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-19～表 5-21 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 5-24 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-17 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼桁 2	φ 1500	SM570 (t =24mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. +2. 411m	23	1. 066×10 ⁵	0. 387×10 ⁸
		SM570 (t =30mm)	(中杭①) O. P. +2. 411m～ O. P. +0. 411m	29	1. 338×10 ⁵	4. 822×10 ⁸
		SM570 (t =37mm)	(中杭②) O. P. +0. 411m～ O. P. -5. 589m	36	1. 654×10 ⁵	5. 901×10 ⁸
		SM570 (t =30mm)	(下杭) O. P. -5. 589m～ O. P. -9. 703m	29	1. 338×10 ⁵	4. 822×10 ⁸

注記*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 5-18 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 2	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640, 440

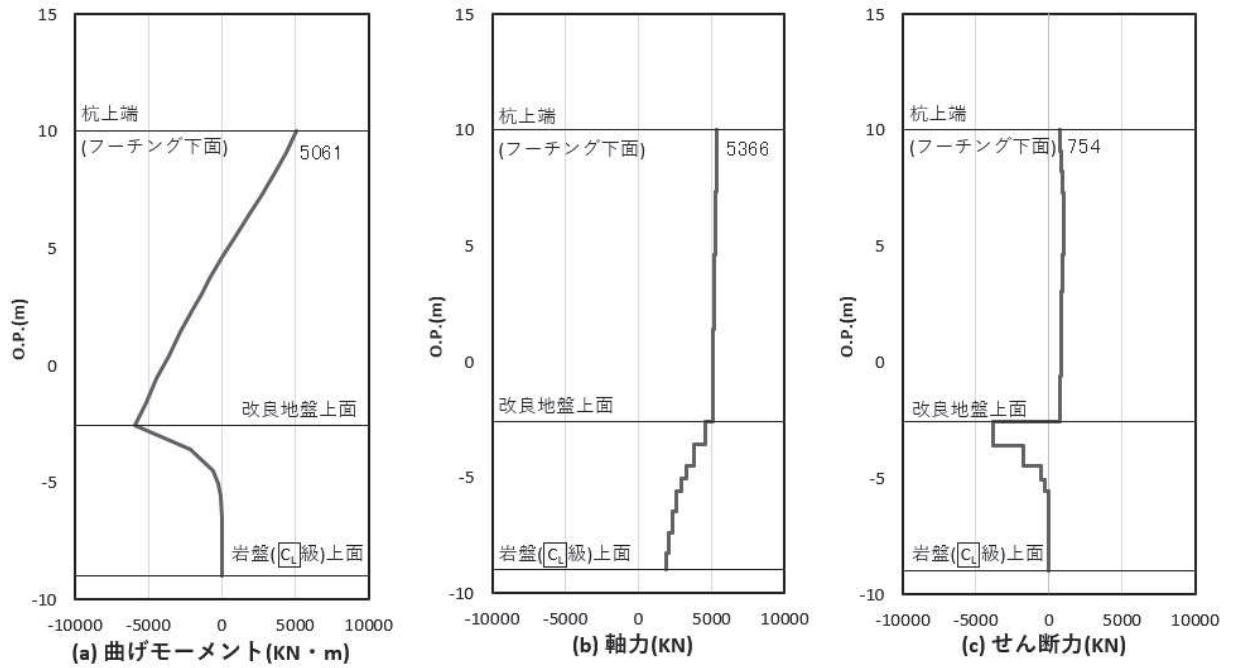


図 5-23(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S d - D 2 (- -), t = 25. 43s)
 解析ケース① : 基本ケース

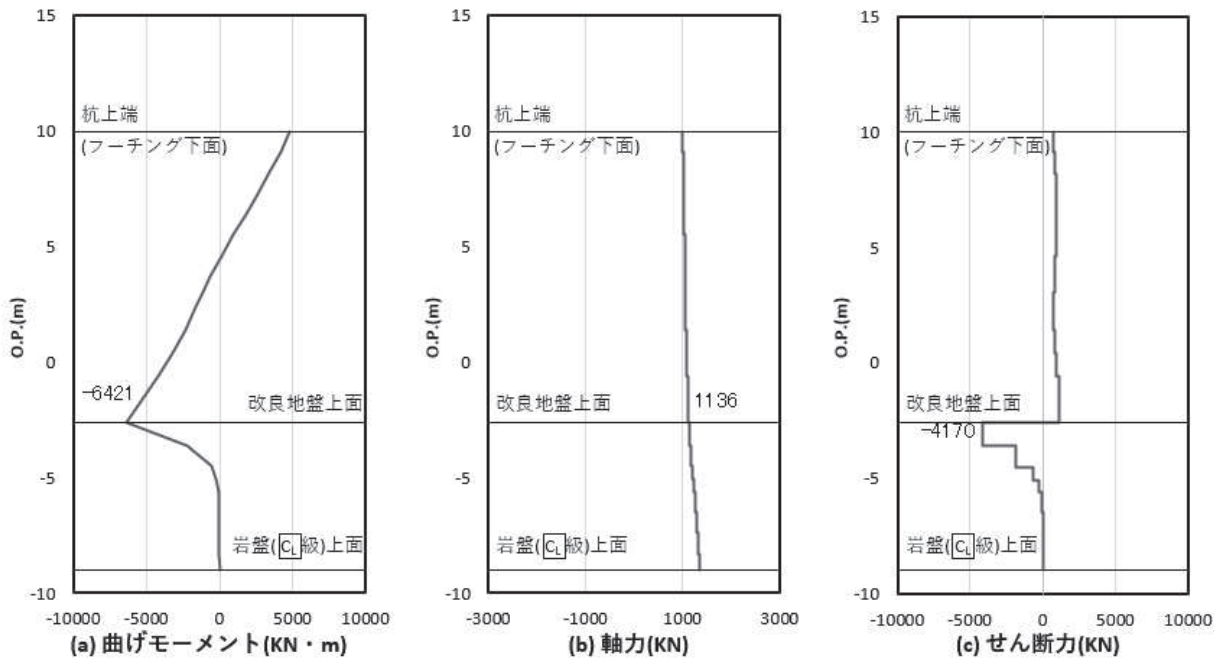


図 5-23(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 2 : 基礎 1, S d - D 2 (- -), t = 25. 41s)
 解析ケース① : 基本ケース

表 5-19 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 2）

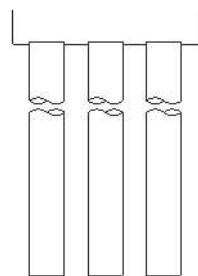
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 1-1 (上杭)	S d - D 2 (--)	①	5061	5366	15468	0.33

表 5-20 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 2）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 1-2 (中杭②)	S d - D 2 (--)	①	4170	51	260	0.20

表 5-21 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 2）

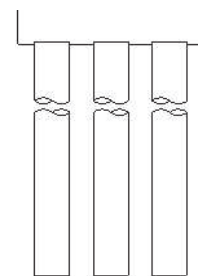
断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
基礎 1-1	S d - D 2 (--)	②	5282	14137	0.38



1 2 3

(評価位置)

(基礎 1)



1 2 3

(評価位置)

(基礎 2)

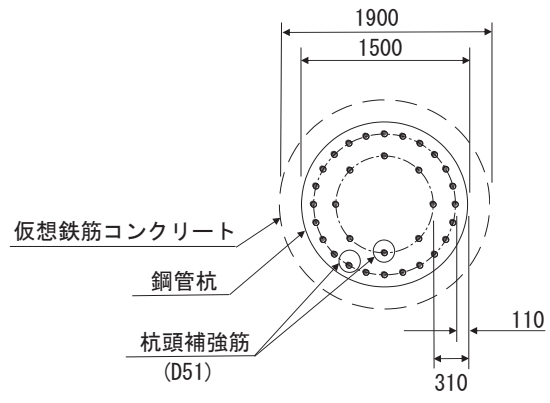


図 5-24 杭頭配筋概要図 (鋼桁 3)

(3) 鋼桁 3

断面計算に用いた断面諸元を表 5-22 及び表 5-23 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-25 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-24～表 5-26 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 5-26 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-22 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼桁 3	φ 1500	SM570	O. P. 10. 0m～ O. P. -6. 2m	19	0. 883×10 ⁵	0. 322×10 ⁸

注記*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 5-23 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 3	1500	1900	50	SD490	D51	28 (24+4)	640, 440

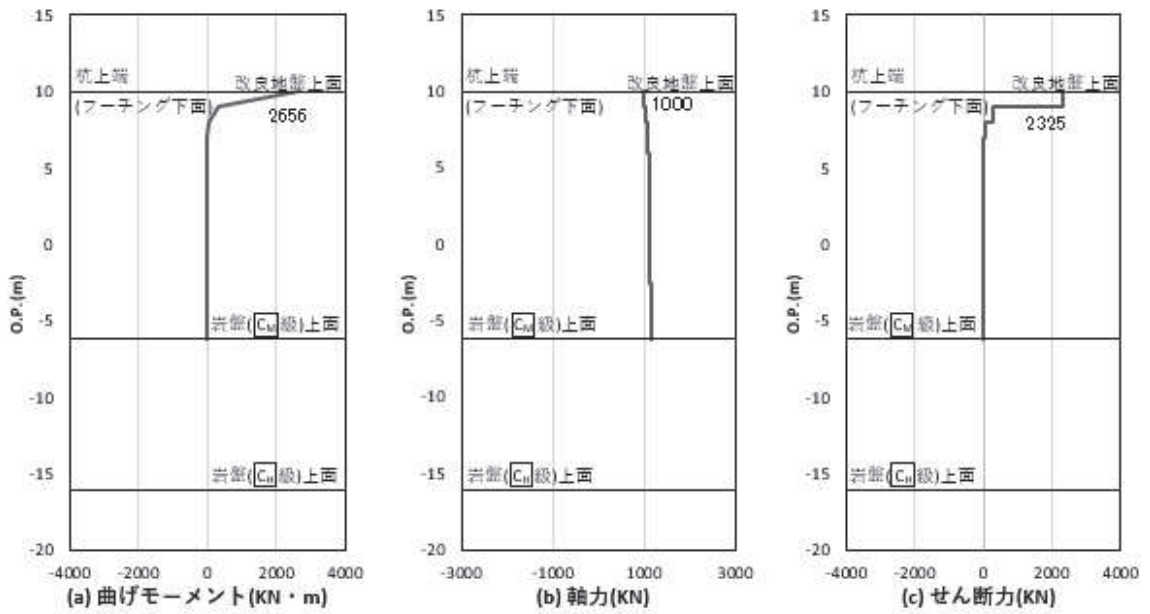


図 5-25(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S d - D 2 (- +), t = 17.79s)
 解析ケース① : 基本ケース

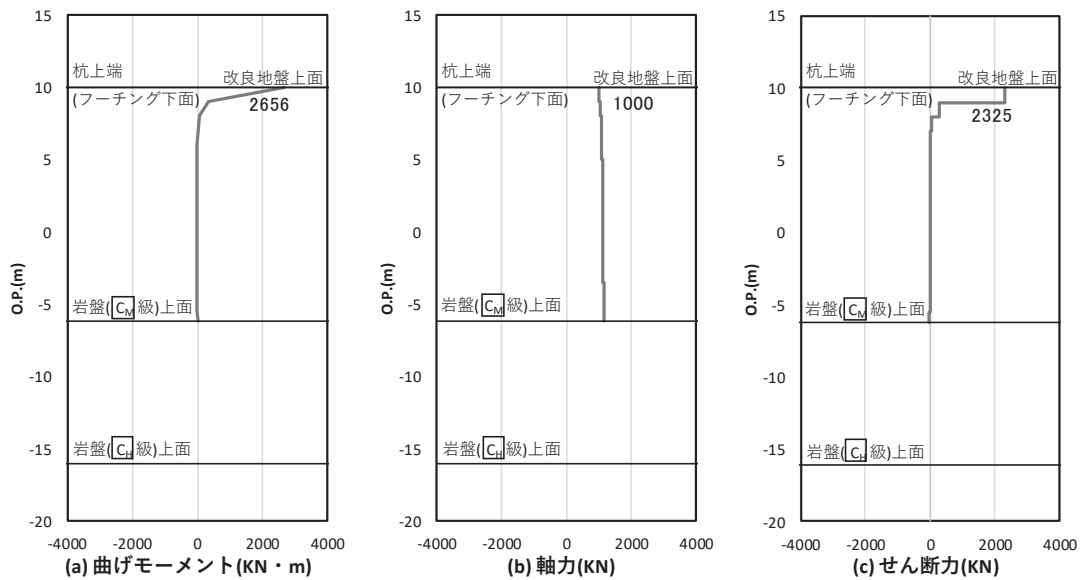


図 5-25(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 3 : 基礎 2, S d - D 2 (- +), t = 17.79s)
 解析ケース① : 基本ケース

表 5-24 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 3）

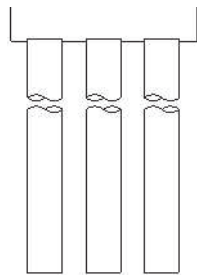
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 2-2	S d - D 2 (-+)	①	2656	1000	14138	0.19

表 5-25 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 3）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 2-2	S d - D 2 (-+)	①	2325	53	260	0.21

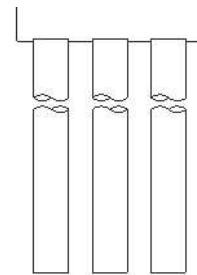
表 5-26 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 3）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
基礎 2-2	S d - D 2 (-+)	①	2656	12928	0.21



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

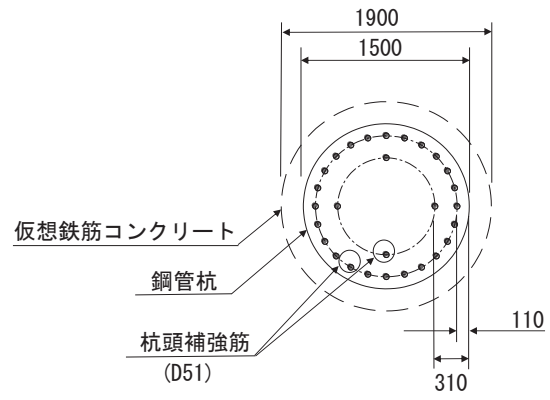


図 5-26 杭頭配筋概要図 (鋼桁 3)

(4) 鋼桁 4

断面計算に用いた断面諸元を表 5-27 及び表 5-28 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-27 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-29～表 5-31 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 5-28 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-27 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼桁 4 (南側)	φ 1500	SM570	O. P. +9. 3m～ O. P. -14. 552m	22	1. 020×10 ⁵	0. 371×10 ⁸
鋼桁 4 (北側)	φ 1500	SM570 (t =20mm)	(上杭) O. P. 9. 3m～ O. P. +6. 3m	19	0. 883×10 ⁵	0. 322×10 ⁸
	φ 1500	SM570 (t =15mm)	(下杭) O. P. +6. 3m～ O. P. -18. 2m	14	0. 653×10 ⁵	0. 240×10 ⁸

注記*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 5-28 鋼管杭断面諸元（杭頭部）

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 4	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640, 440

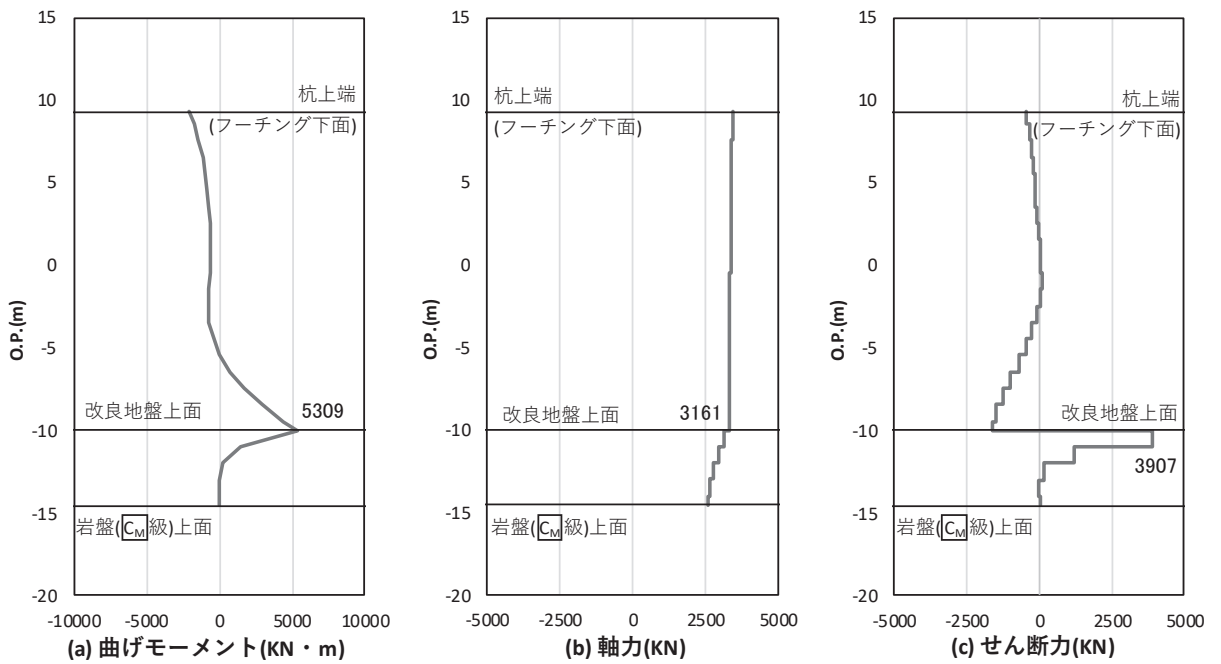


図 5-27(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S d - D 2 (+ -), t = 13.44s)
 解析ケース① : 基本ケース

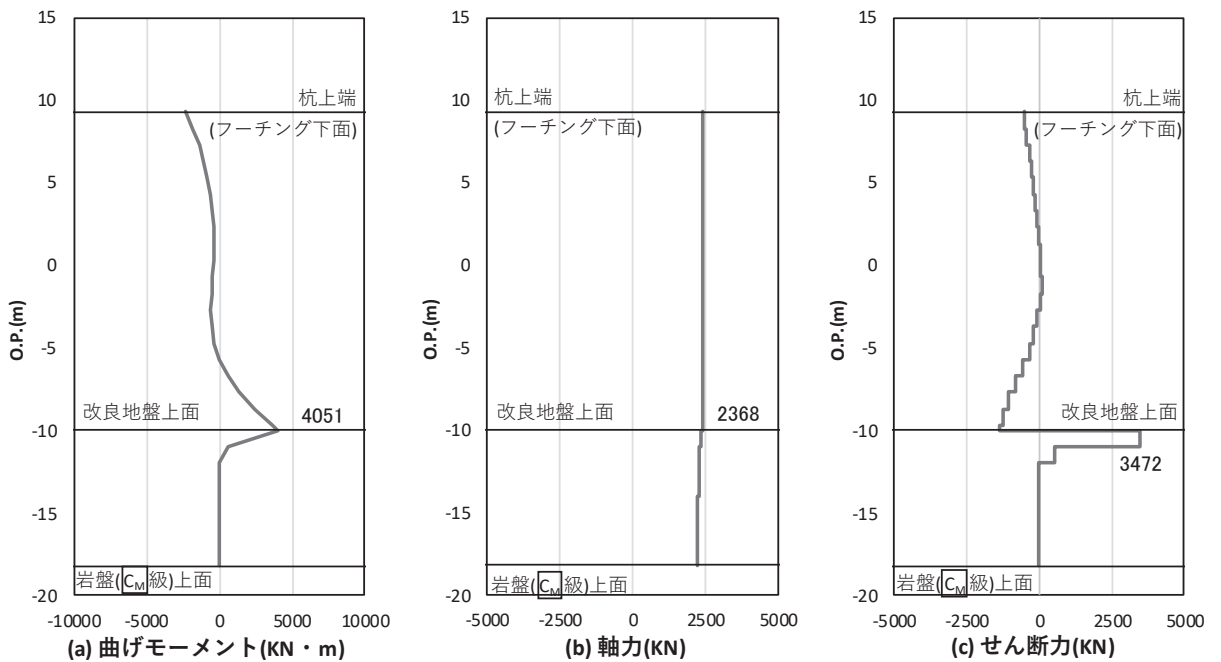


図 5-27(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S d - D 2 (+ -), t = 13.44s)
 解析ケース① : 基本ケース

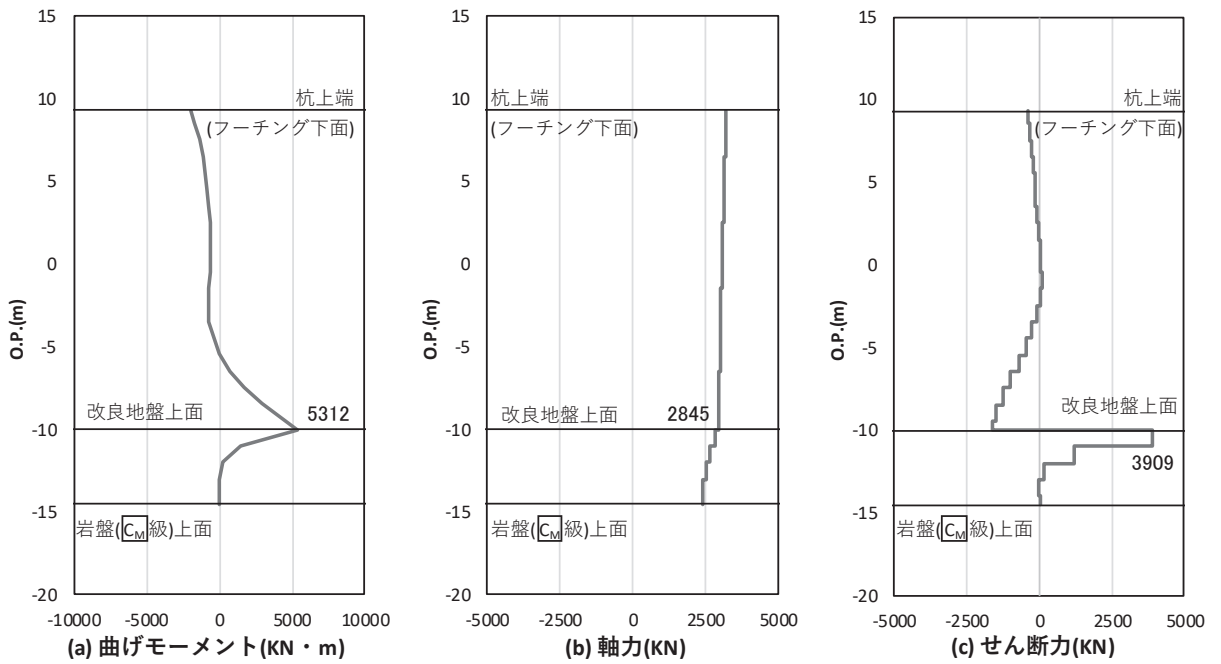


図 5-27(3) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 1, S d - D 2 (++) , t = 13. 44s)
 解析ケース① : 基本ケース

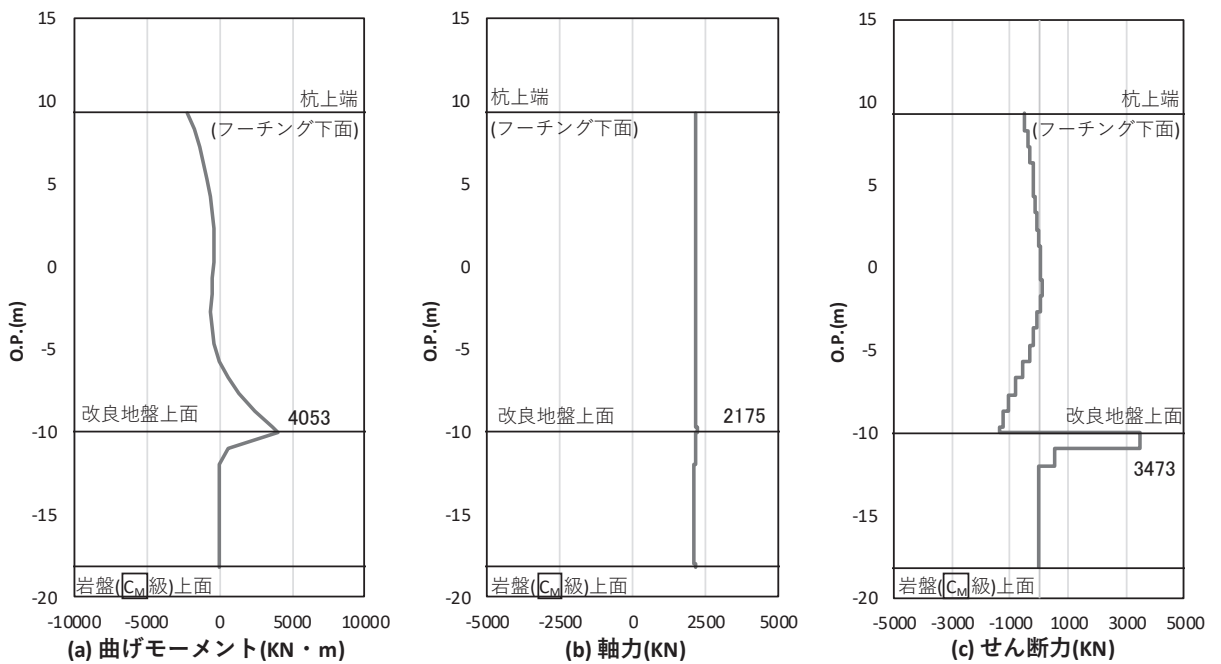


図 5-27(4) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 4 : 基礎 2, S d - D 2 (++) , t = 13. 44s)
 解析ケース① : 基本ケース

表 5-29 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 4）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 1-6 (下杭)	S d-D 2 (+-)	①	5309	3310	15492	0.35
基礎 2-8 (下杭)	S d-D 2 (+-)	①	4051	2406	9912	0.41

表 5-30 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 4）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 1-1 (下杭)	S d-D 2 (++)	①	3909	77	260	0.30
基礎 2-8 (下杭)	S d-D 2 (++)	①	3473	107	260	0.42

表 5-31 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 4）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
基礎 1-1	S d-D 2 (++)	①	4633	14137	0.33
基礎 2-8	S d-D 2 (++)	①	4861	14137	0.35

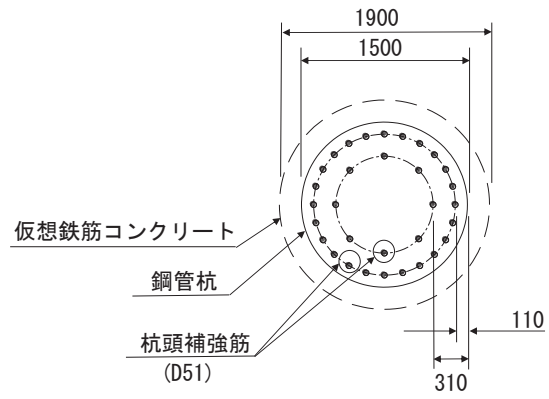
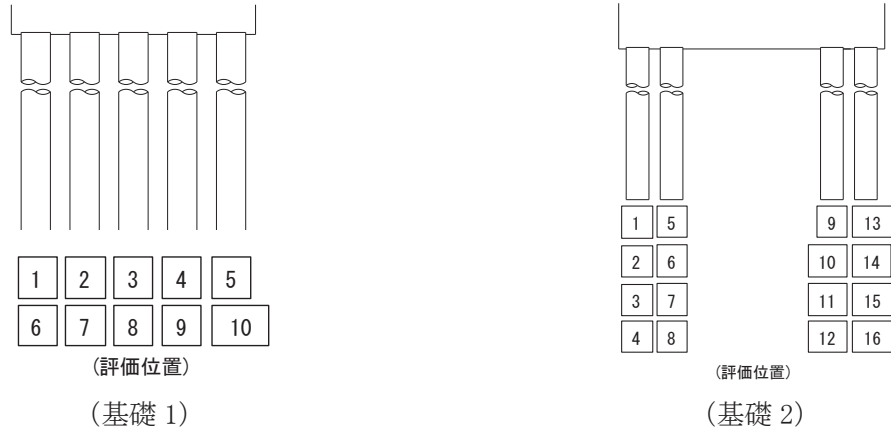


図 5-28 杭頭配筋概要図 (鋼桁 4)

(5) 鋼桁 5

断面計算に用いた断面諸元を表 5-32 及び表 5-33 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-29 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-34～表 5-36 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 5-30 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-32 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼桁 5	φ 1500	SM570 (t = 23mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. +2. 0m	22	1. 020×10 ⁵	0. 371×10 ⁸
		SM570 (t = 30mm)	(中杭①) O. P. +2. 0m～ O. P. +0. 0m	29	1. 338×10 ⁵	4. 822×10 ⁸
		SM570 (t = 37mm)	(中杭②) O. P. +0. 0m～ O. P. -6. 0m	36	1. 654×10 ⁵	5. 901×10 ⁸
		SM570 (t = 30mm)	(下杭) O. P. -6. 0m～ O. P. -10. 469m	29	1. 338×10 ⁵	4. 822×10 ⁸

注記*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 5-33 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 5	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640

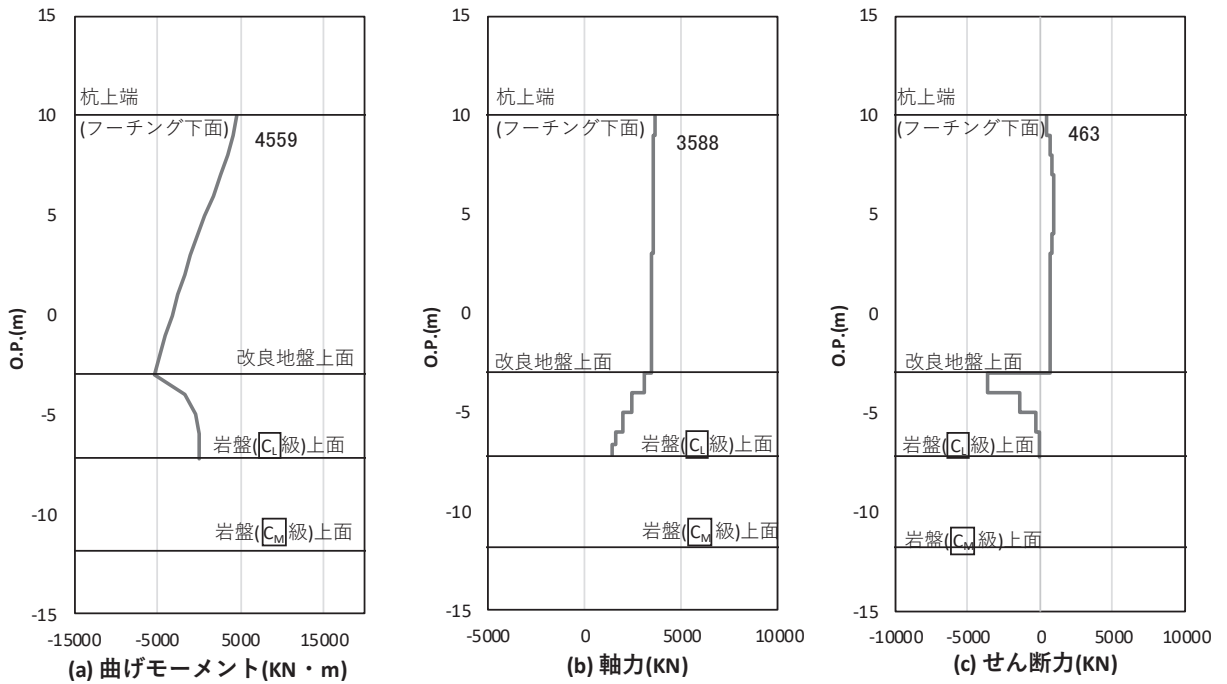


図 5-29(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 5 : 基礎 1, S d - D 2 (+ -), t = 25.43s)
 解析ケース① : 基本ケース

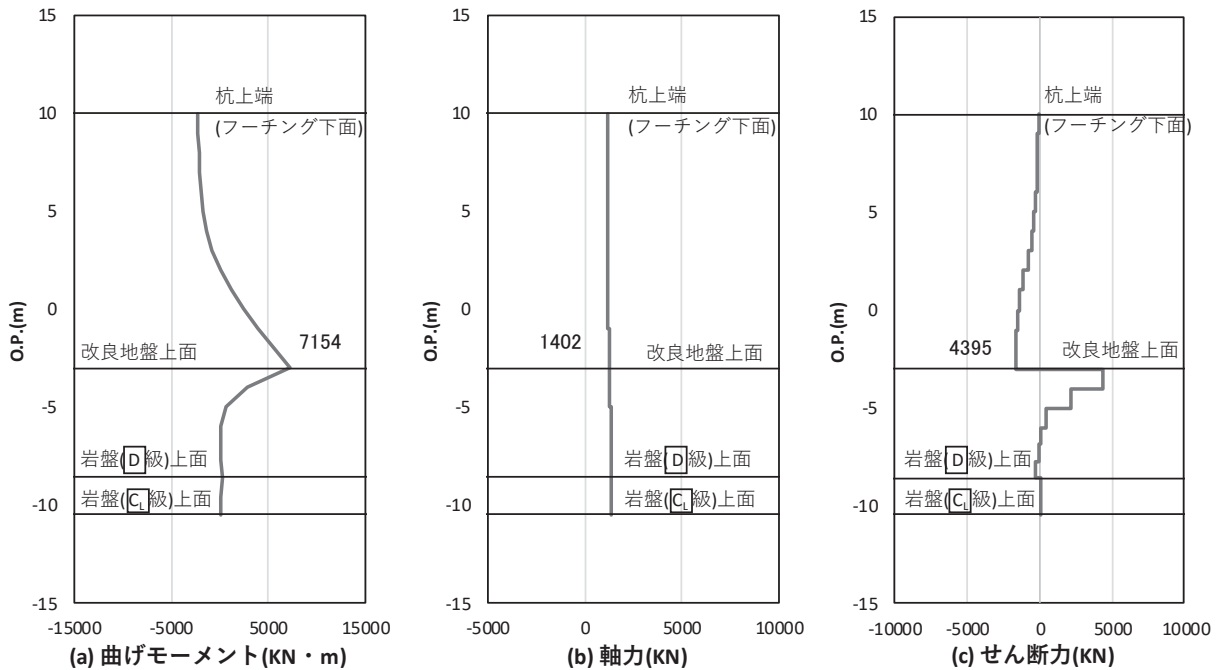


図 5-29(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 5 : 基礎 2, S d - D 2 (+ -), t = 25.16s)
 解析ケース① : 基本ケース

表 5-34 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 5）

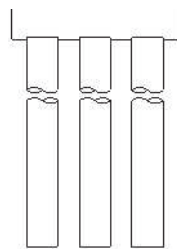
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 1-3 (上杭)	S d - D 2 (+-)	①	4559	3588	15391	0.30

表 5-35 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 5）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 2-2 (中杭②)	S d - D 2 (+-)	①	4395	54	260	0.21

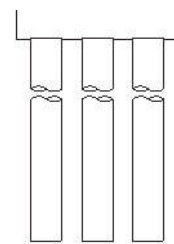
表 5-36 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 5）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
基礎 1-2	S d - D 2 (+-)	②	4943	14137	0.35



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

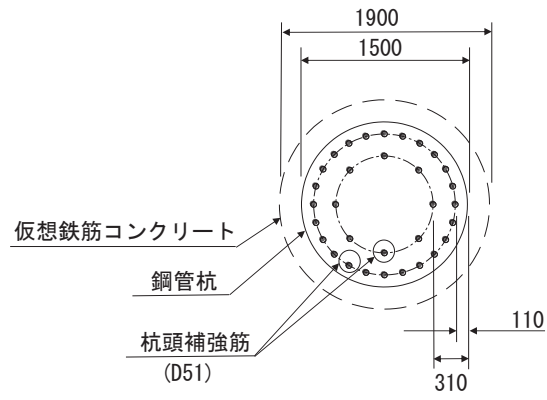


図 5-30 杭頭配筋概要図 (鋼桁 5)

(6) 鋼桁 6

断面計算に用いた断面諸元を表 5-37 及び表 5-38 に、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-31 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査値を表 5-39～表 5-41 に示す。また、杭頭配筋概要図を図 5-32 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-37 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼桁 6	φ 1500	SM570 (t =24mm)	(上杭) O. P. +10. 0m～ O. P. -2. 0m	23	1. 066×10 ⁵	0. 387×10 ⁸
		SM570 (t =30mm)	(中杭①) O. P. -2. 0m～ O. P. -4. 0m	29	1. 338×10 ⁵	4. 822×10 ⁸
		SM570 (t =37mm)	(中杭②) O. P. -4. 0m～ O. P. -10. 0m	36	1. 654×10 ⁵	5. 901×10 ⁸
		SM570 (t =30mm)	(下杭) O. P. -10. 0m～ O. P. -13. 572m	29	1. 338×10 ⁵	4. 822×10 ⁸

注記*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 5-38 杭頭部断面諸元

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面 の径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼桁 6	1500	1900	50	SD490	D51	32 (24-8)	640

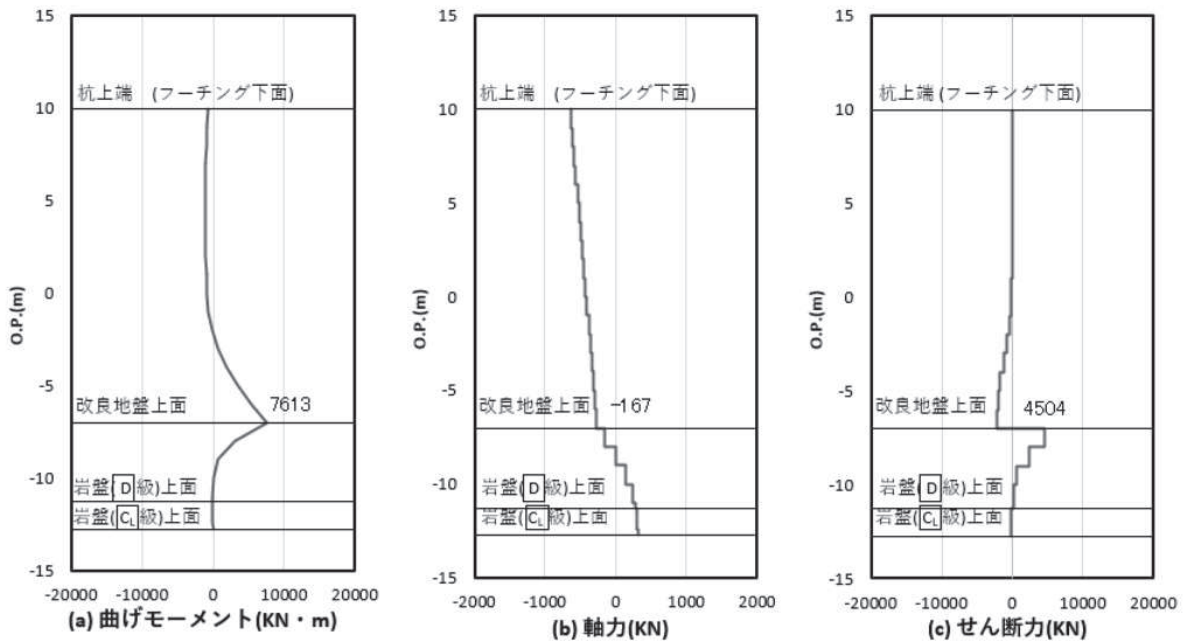


図 5-31(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 1, S d - D 2 (- -), t = 13. 45s)
 解析ケース① : 基本ケース

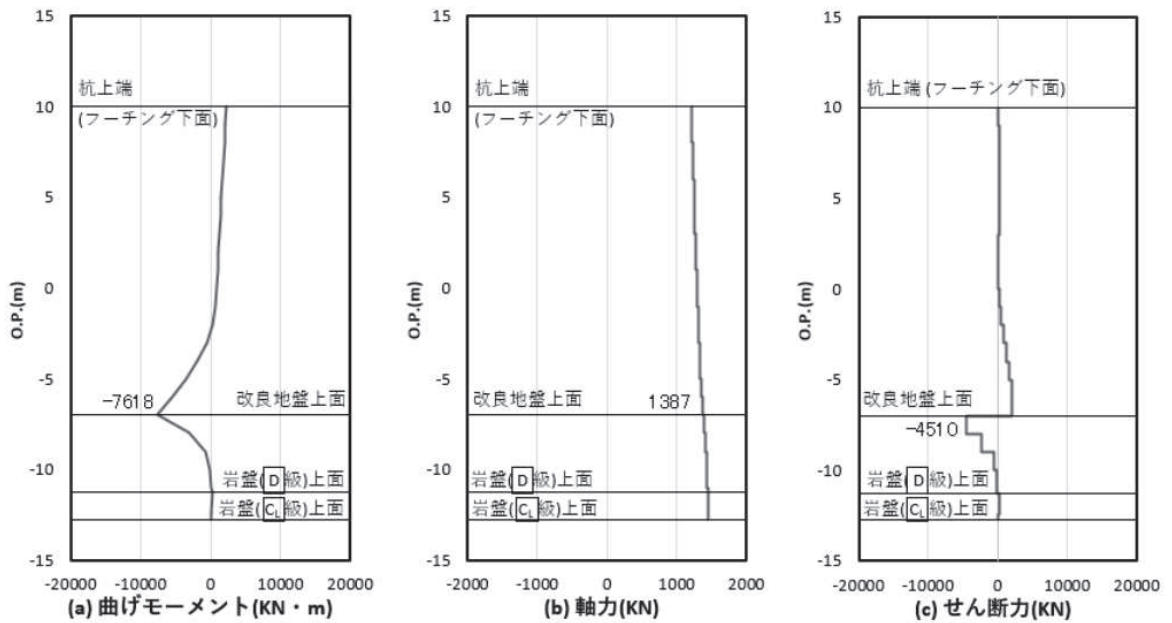


図 5-31(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼桁 6 : 基礎 1, S d - D 2 (+ -), t = 13. 45s)
 解析ケース① : 基本ケース

表 5-39 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値（鋼桁 6）

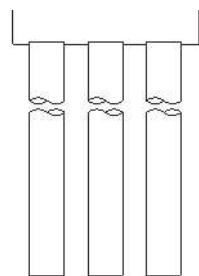
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
基礎 1-3 (中杭②)	S d - D 2 (--)	①	7613	3032	25473	0.30

表 5-40 鋼管杭のせん断破壊に対する照査値（鋼桁 6）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)			
基礎 1-2 (中杭②)	S d - D 2 (+-)	①	4510	55	260	0.22

表 5-41 杭頭部の曲げに対する照査値（鋼桁 6）

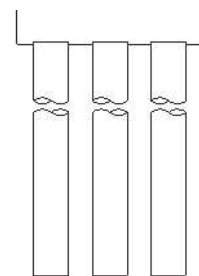
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
基礎 2-2	S d - D 2 (++)	②	4332	14137	0.31



1 2 3

(評価位置)

(基礎 1)



1 2 3

(評価位置)

(基礎 2)

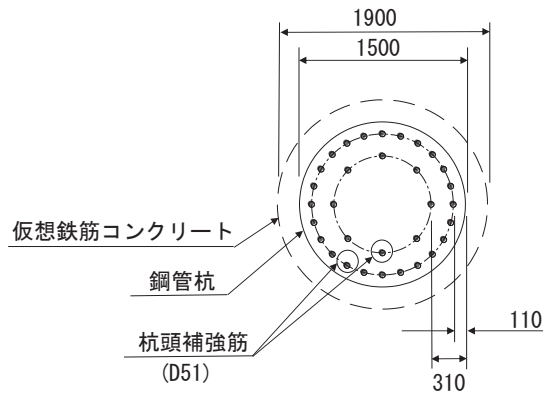


図 5-32 杭頭配筋概要図 (鋼桁 6)

5.1.6 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力結果を図 5-33～図 5-38 に、支持性能照査結果を表 5-42～表 5-47 に示す。

鋼製遮水壁 (鋼桁) の杭頭に生じる鉛直力が極限支持力以下であることを確認した。

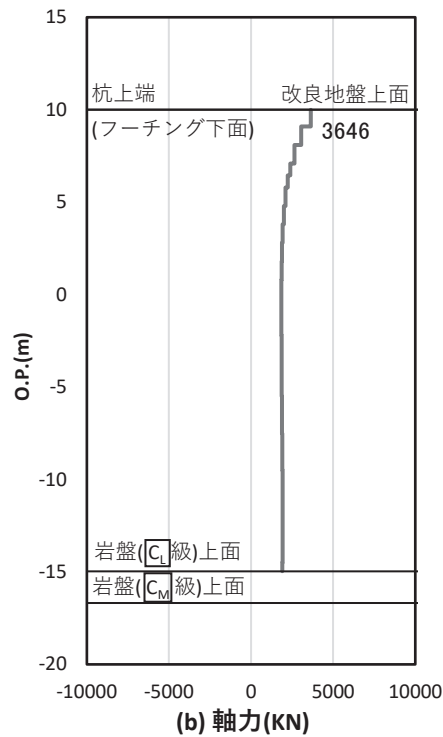


図 5-33(1) 基礎地盤の支持性能 (押し込み) 照査時刻での軸力
 (鋼桁 1: 基礎 1, S d-D 2 (-+), t = 10.43s)
 解析ケース①: 基本ケース

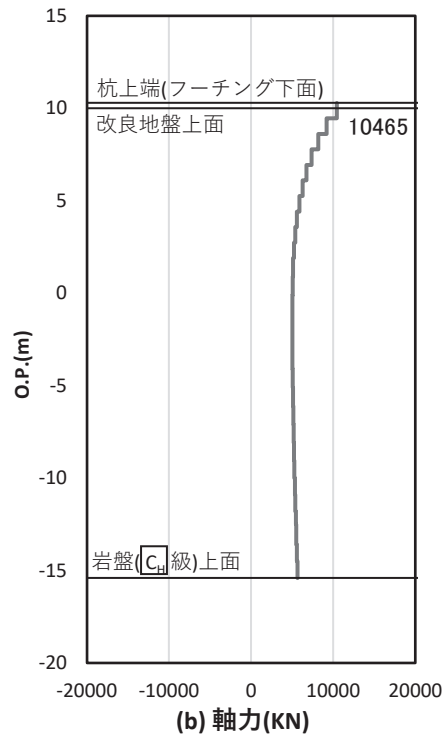


図 5-33(2) 基礎地盤の支持性能（押し込み）照査時刻での軸力
 （鋼桁 1：基礎 2，S d-D 2（-+）， $t = 23.67s$ ）
 解析ケース③：地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース

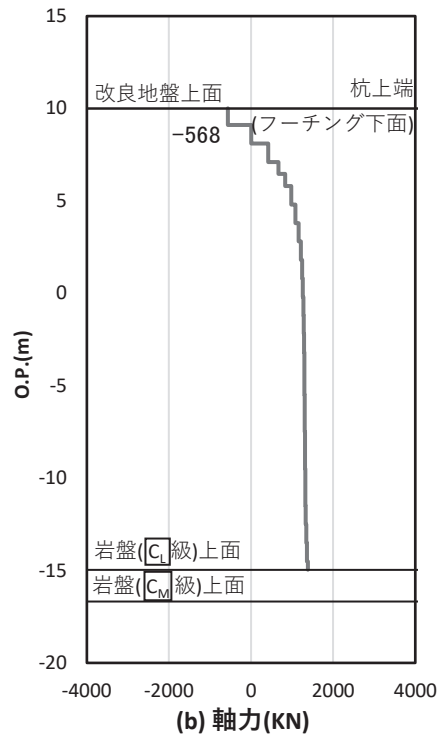


図 5-33(3) 基礎地盤の支持性能（引き抜き）照査時刻での軸力
 （鋼桁 1：基礎 1，S d-D 2（--）， $t = 10.43s$ ）
 解析ケース①：基本ケース

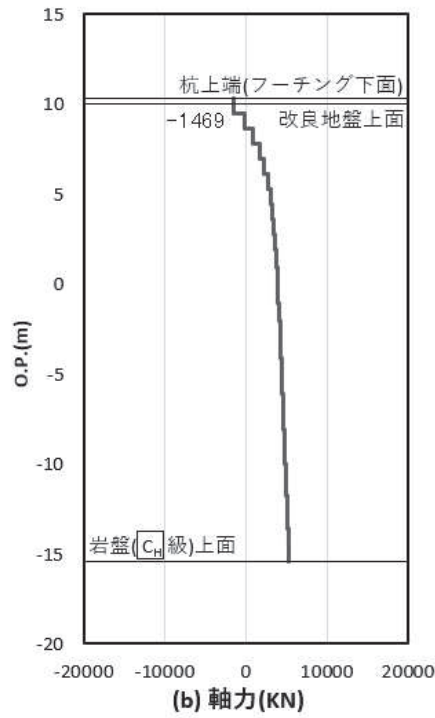


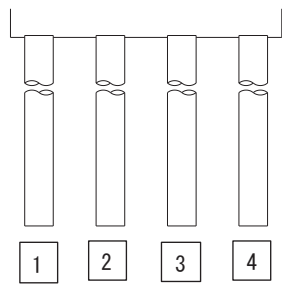
図 5-33(4) 基礎地盤の支持性能 (引き抜き) 照査時刻での軸力
 (鋼桁 1 : 基礎 2, S d - D 2 (+ -), t = 23. 57s)
 解析ケース① : 基本ケース

表 5-42(1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (押し込み) (鋼桁 1)

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度	許容限界	照査値
			杭頭軸力 (kN)	R_a (N/mm ²) (a)	R_{ua} (N/mm ²) (b)	R_a/R_{ua} (a/b)
基礎 1-1	S d - D 2 (- +)	①	3646	2. 1	13. 7	0. 16
基礎 2-3	S d - D 2 (- +)	③	10465	4. 6	13. 7	0. 34

表 5-42(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 1）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 R_{ua} (kN)	照査値 R_a/R_{ua} (a/b)
			杭頭軸力 (kN) (a)		
基礎 1-4	S d - D 2 (--)	①	-568	10996	0.06
基礎 2-3	S d - D 2 (+-)	①	-1469	12109	0.13



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

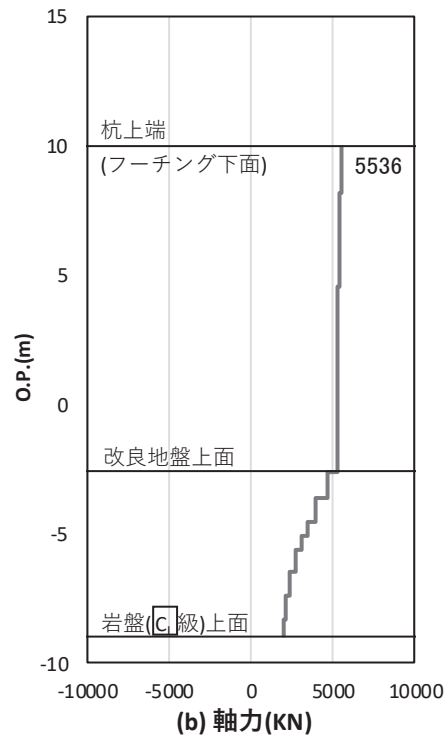


図 5-34(1) 基礎地盤の支持性能（押し込み）照査時刻での軸力
 （鋼桁 2：基礎 1，S d - D 2（+-），t = 25.44s）
 解析ケース①：基本ケース

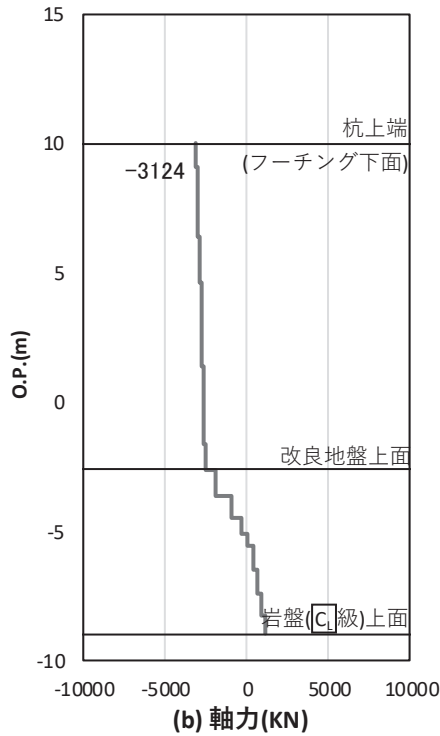


図 5-34(2) 基礎地盤の支持性能（引き抜き）照査時刻での軸力
 （鋼桁 2：基礎 1，S d - D 2（++），t = 25.23s）
 解析ケース②：地盤物性のばらつき（+1σ）を考慮した解析ケース

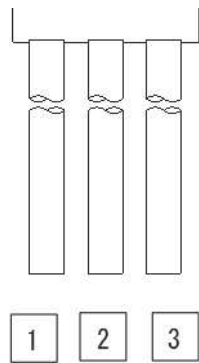
表 5-43(1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (押し込み) (鋼桁 2)

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度	許容限界	照査値
			杭頭軸力 (kN)	R_a (N/mm ²) (a)	R_{ua} (N/mm ²) (b)	R_a/R_{ua} (a/b)
基礎 1-3	S d-D 2 (+-)	①	5536	3.8	13.7	0.28

表 5-43(2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (引き抜き) (鋼桁 2)

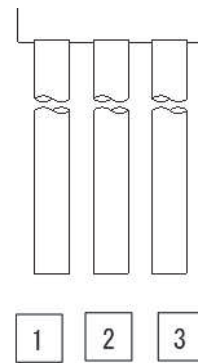
評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 R_{ua} (kN) (b)	照査値 R_a/R_{ua} (a/b)
			杭頭軸力 (kN) (a)		
基礎 1-1	S d-D 2 (++)	②	-3124	7963	0.40

注記* : 鉛直上向きの鉛直力が生じていない



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

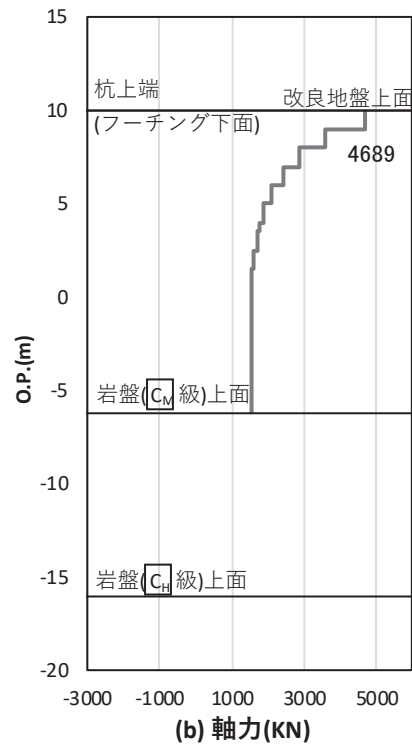


図 5-35(1) 基礎地盤の支持性能（押し込み）照査時刻での軸力
 （鋼桁 3：基礎 2，S d-D 2（- -）， $t = 17.79s$ ）
 解析ケース①：基本ケース

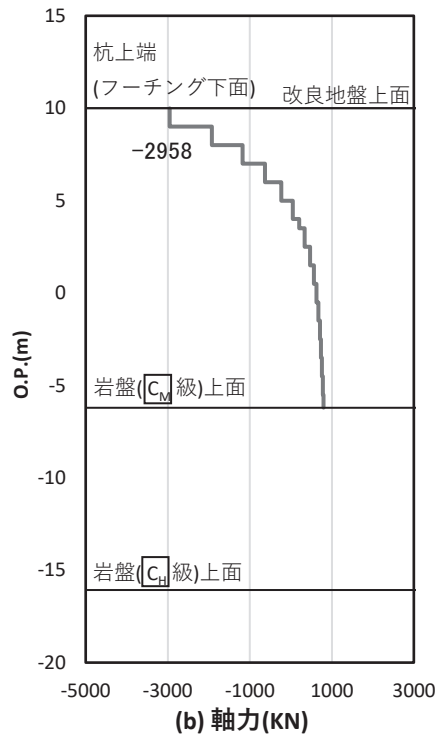


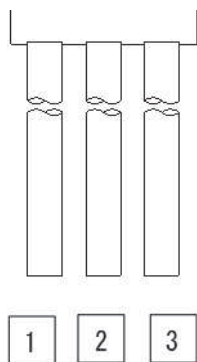
図 5-35(2) 基礎地盤の支持性能（引き抜き）照査時刻での軸力
 （鋼桁 3：基礎 2，S d-D 2（- +）， $t = 17.80s$ ）
 解析ケース③：地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース

表 5-44(1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (押し込み) (鋼桁 3)

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度	許容限界	照査値
			杭頭軸力 (kN)	R_a (N/mm ²) (a)	R_{ua} (N/mm ²) (b)	R_a/R_{ua} (a/b)
基礎 2-1	S d - D 2 (--)	①	4689	2.7	13.7	0.20

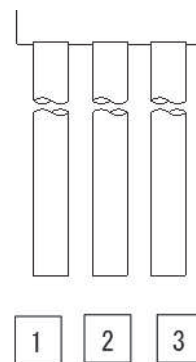
表 5-44(2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (引き抜き) (鋼桁 3)

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界	照査値
			杭頭軸力 (kN) (a)	R_{ua} (kN) (b)	R_a/R_{ua} (a/b)
基礎 2-3	S d - D 2 (-+)	③	-2958	7730	0.39



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

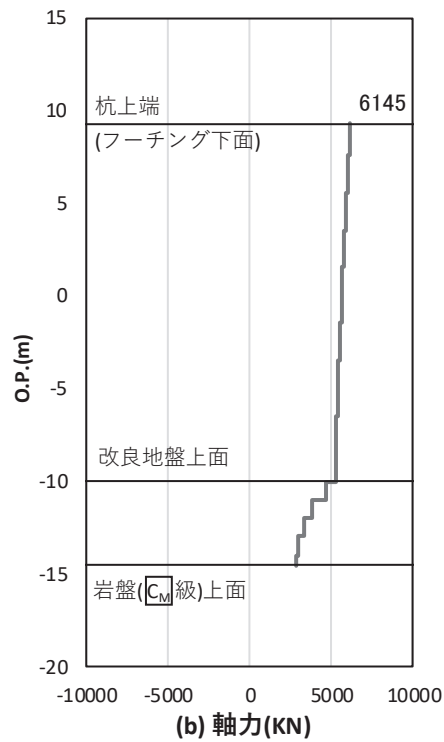


図 5-36(1) 基礎地盤の支持性能（押し込み）照査時刻での軸力
 （鋼桁 4：基礎 1，S d-D 2（++）， $t = 7.93s$ ）
 解析ケース②：地盤物性のばらつき（ $+1\sigma$ ）を考慮した解析ケース

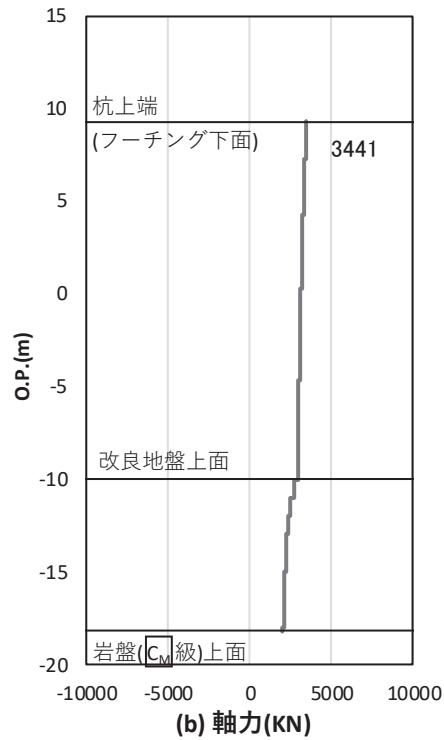


図 5-36(2) 基礎地盤の支持性能（押し込み）照査時刻での軸力
 （鋼桁 4：基礎 1，S d-D 2（++）， $t = 7.95s$ ）
 解析ケース①：基本ケース

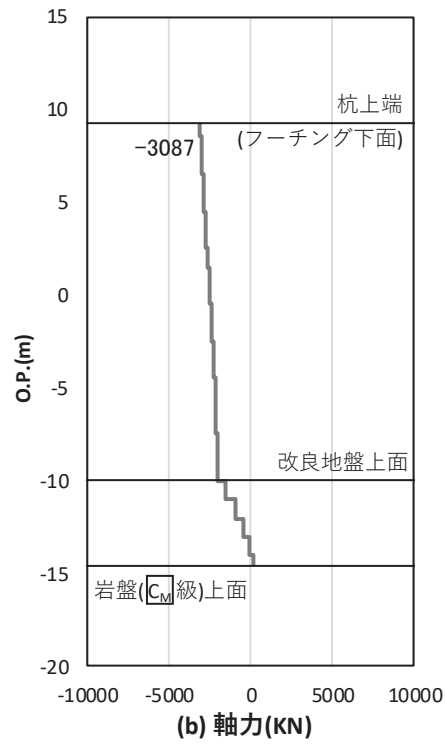


図 5-36(3) 基礎地盤の支持性能（引き抜き）照査時刻での軸力
 (鋼桁 4：基礎 1, S d-D 2 (+-), t = 7.94s)
 解析ケース①：基本ケース

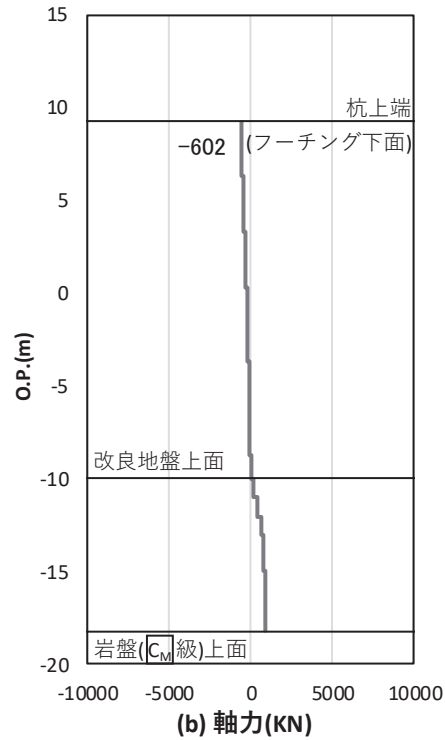


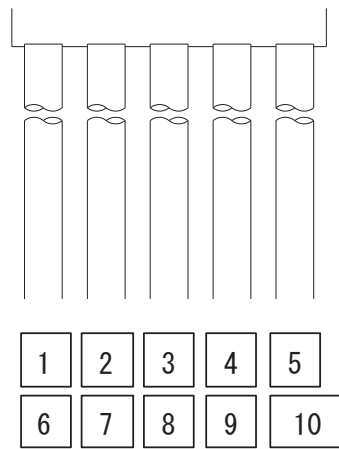
図 5-36(4) 基礎地盤の支持性能（引き抜き）照査時刻での軸力
 (鋼桁 4：基礎 2, S d-D 2 (+-), t = 7.95s)
 解析ケース①：基本ケース

表 5-45(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 4）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 $R_{u a}$ (N/mm ²) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
基礎 1-6	S d - D 2 (++)	②	6145	3.5	11.4	0.31
基礎 2-3	S d - D 2 (++)	①	3441	2.0	11.4	0.18

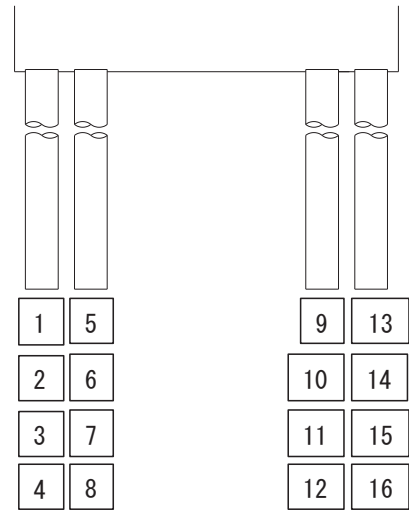
表 5-45(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 4）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 $R_{u a}$ (kN) (b)	照査値 $R_a/R_{u a}$ (a/b)
			杭頭軸力 (kN) (a)		
基礎 1-5	S d - D 2 (+-)	①	-3087	11943	0.26
基礎 2-13	S d - D 2 (+-)	①	-602	13617	0.05



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

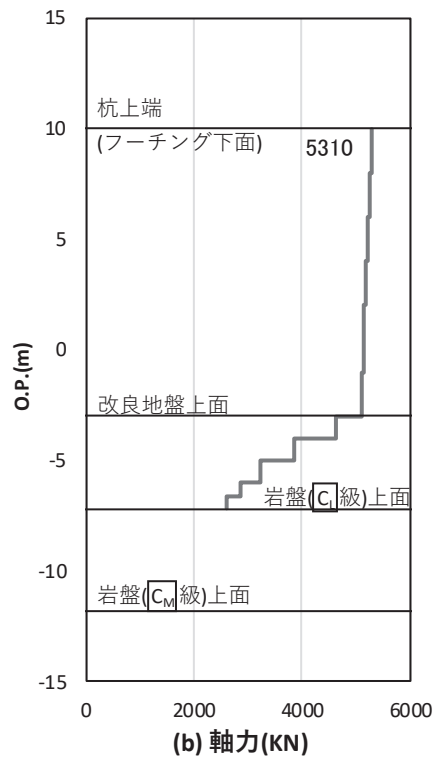


図 5-37(1) 基礎地盤の支持性能（押し込み）照査時刻での軸力
 （鋼桁 5：基礎 1，S d-D 2（-+），t = 25.40s）

解析ケース①：基本ケース

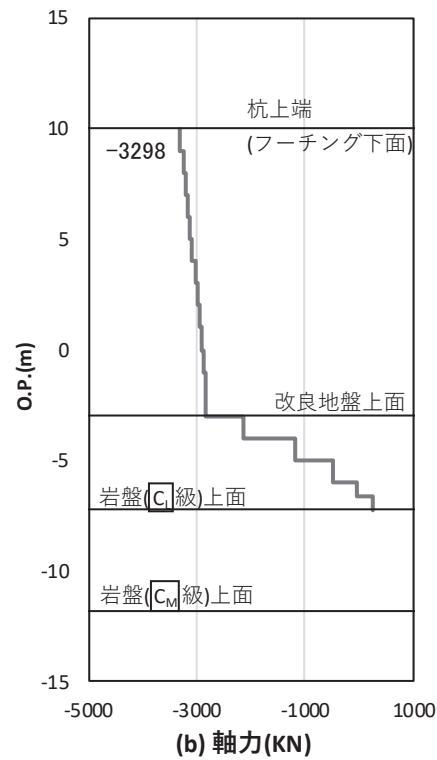


図 5-37(2) 基礎地盤の支持性能（引き抜き）照査時刻での軸力
 （鋼桁 5：基礎 1，S d-D 2（--），t = 25.39s）

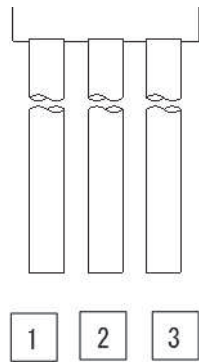
解析ケース②：地盤物性のばらつき（+1σ）を考慮した解析ケース

表 5-46(1) 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）（鋼桁 5）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²) (b)	照査値 R_a/R_{ua} (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
基礎 1-1	S d - D 2 (-+)	①	5310	3.0	11.4	0.27

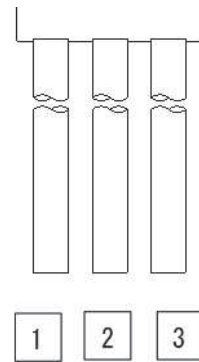
表 5-46(2) 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）（鋼桁 5）

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 R_{ua} (kN) (b)	照査値 R_a/R_{ua} (a/b)
			杭頭軸力 (kN) (a)		
基礎 1-3	S d - D 2 (--)	②	-3298	7384	0.45



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

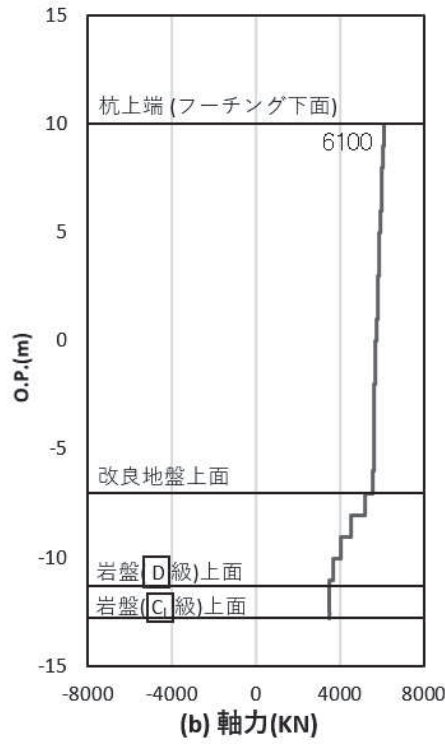


図 5-38(1) 礎地盤の支持性能 (押し込み) 照査時刻での軸力
 (鋼桁 6 : 基礎 1, S d - D 2 (- +), t = 7.94s)
 解析ケース① : 基本ケース

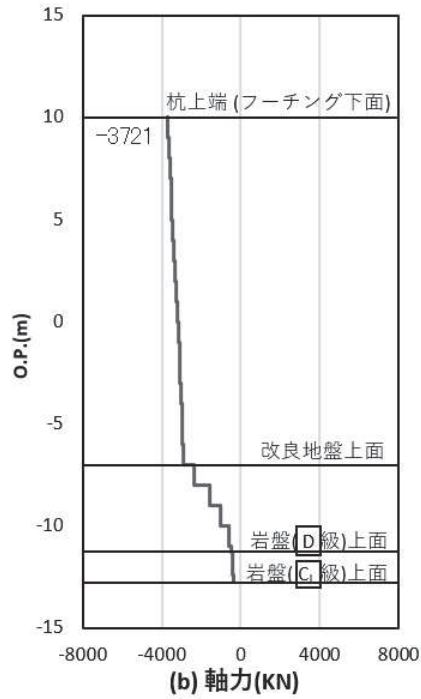


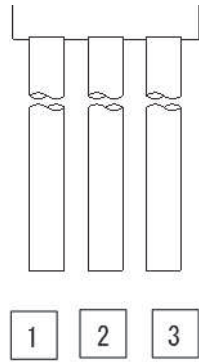
図 5-38(2) 基礎地盤の支持性能 (引き抜き) 照査時刻での軸力
 (鋼桁 6 : 基礎 1, S d - D 2 (- -), t = 7.94s)
 解析ケース② : 地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 5-47(1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (押し込み) (鋼桁 6)

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²) (b)	照査値 R_a/R_{ua} (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
基礎 1-3	S d - D 2 (-+)	①	6100	3.5	11.4	0.31

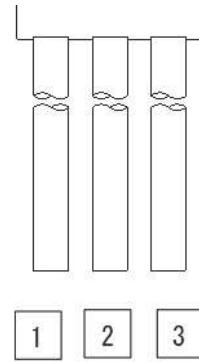
表 5-47(2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (引き抜き) (鋼桁 6)

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 R_{ua} (kN) (b)	照査値 R_a/R_{ua} (a/b)
			杭頭軸力 (kN) (a)		
基礎 1-1	S d - D 2 (--)	②	-3721	10623	0.36



(評価位置)

(基礎 1)



(評価位置)

(基礎 2)

VI-3-別添 3-2-2-3 杭基礎構造防潮壁 鋼製扉の
強度計算書

目次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	10
2.4	適用基準	13
3.	強度評価方法	14
3.1	記号の定義	14
3.2	評価対象断面及び部位	16
3.2.1	評価対象断面	16
3.2.2	評価対象部位	21
3.3	荷重及び荷重の組合せ	22
3.3.1	荷重	22
3.3.2	荷重の組合せ	23
3.4	許容限界	24
3.4.1	扉体	24
3.4.2	RC支柱	25
3.4.3	フーチング	26
3.4.4	鋼管杭	26
3.4.5	止水ジョイント部材	27
3.4.6	基礎地盤	27
3.5	評価方法	28
3.5.1	重畳時	28
4.	評価条件	51
4.1	重畳時	51
5.	評価結果	55
5.1	重畳時	55
5.1.1	扉体の評価結果	55
5.1.2	RC支柱の評価結果	59
5.1.3	フーチング	65
5.1.4	鋼管杭の評価結果	74
5.1.5	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	79

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、杭基礎構造防潮壁 鋼製扉（以下「鋼製扉」という。）が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震，風及び積雪を考慮した荷重に対し，構造部材の健全性を保持すること，十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

なお，鋼製扉の強度評価においては，平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い，牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し，地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 基本方針

2.1 位置

鋼製扉の位置図を図 2-1 に示す。なお、杭基礎構造防潮壁は防潮壁（第 2 号機海水ポンプ室）、防潮壁（第 2 号機放水立坑）、防潮壁（第 3 号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第 3 号機放水立坑）の 4 箇所に設置され、それぞれ鋼製扉、鋼製遮水壁（鋼桁）及び鋼製扉の 3 種類の構造形式で構成されている。本書では鋼製扉の強度計算結果を示す。

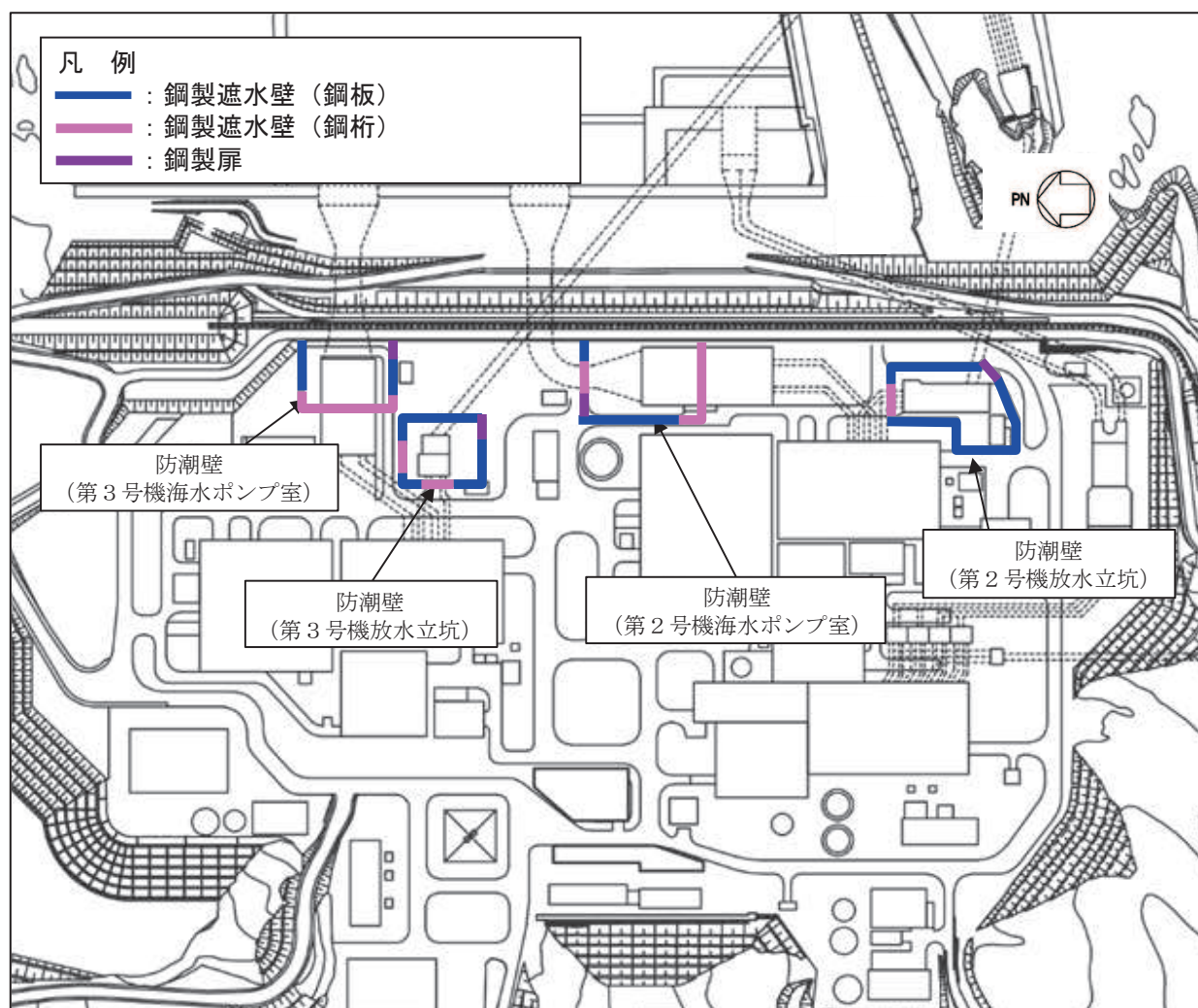


図 2-1 鋼製扉の位置図

2.2 構造概要

鋼製扉は、入力津波による浸水高さに対して余裕を考慮した天端高さとする。防潮壁の設置箇所ごとの入力津波による浸水高さと同端高さを表 2-1 に示す。

鋼製扉は、扉体及び RC 支柱による上部構造と、鋼管杭、フーチングによる下部構造から構成され、構造境界部及び地震時に異なる挙動を示す可能性がある構造体の境界部には止水ジョイント（M 型ジョイント）を設置する。扉体は、車両が進入するため、扉取付部（ヒンジ）により接合した片開き式の構造で、人力で 15 分以内に開閉可能かつ閉止する際に特別な設備（クレーン等）を必要としない構造とし、原則閉止運用とする。

鋼製扉の構造概要図を図 2-2 に示す。また、区間配置図を図 2-3 に、区間ごとの構造的特徴を表 2-2 に、区間ごとの構造図を図 2-4～図 2-7 に、止水ジョイントの構造図を図 2-8 に示す。

表 2-1 入力津波による浸水高さと同端壁の天端高さ

設置箇所	入力津波による 浸水高さ (m)	防潮壁の 天端高さ (m)
防潮壁 (第 2 号機海水ポンプ室)	O. P. +18. 1	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 2 号機放水立坑)	O. P. +17. 4	O. P. +19. 0
防潮壁 (第 3 号機海水ポンプ室)	O. P. +19. 0	O. P. +20. 0
防潮壁 (第 3 号機放水立坑)	O. P. +17. 5	O. P. +19. 0

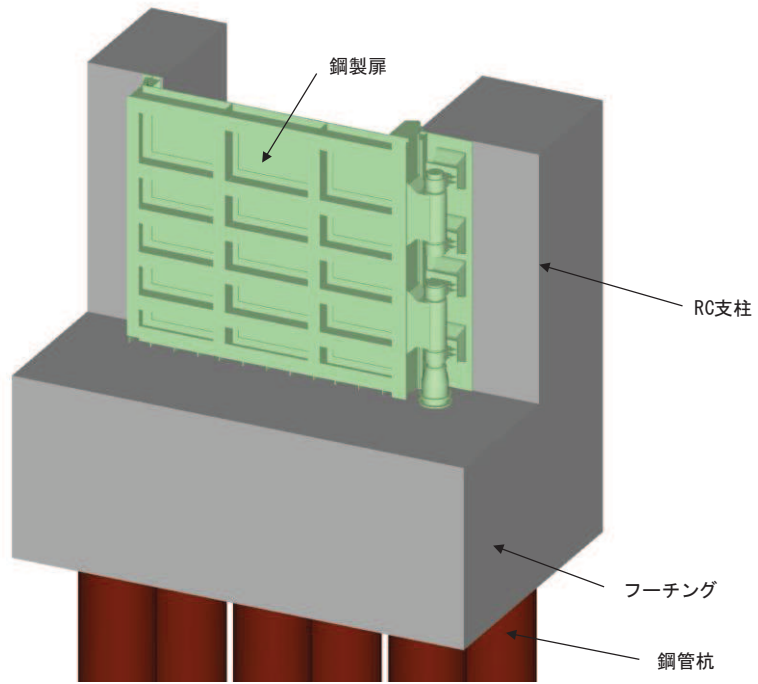


図 2-2(1) 鋼製扉 2 の構造概要

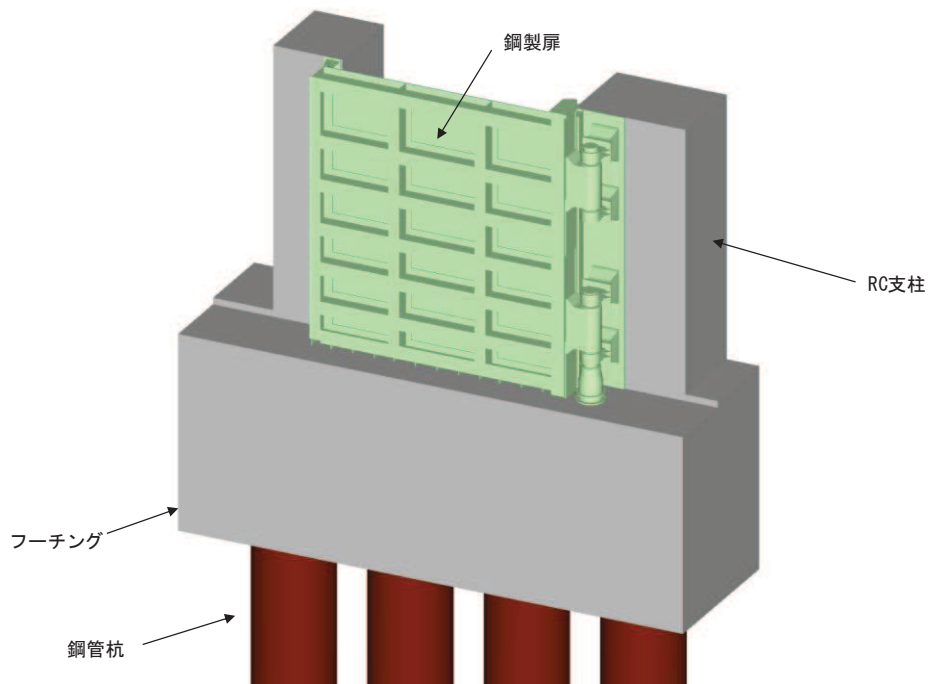


図 2-2(2) 鋼製扉 1, 3, 4 の構造概要

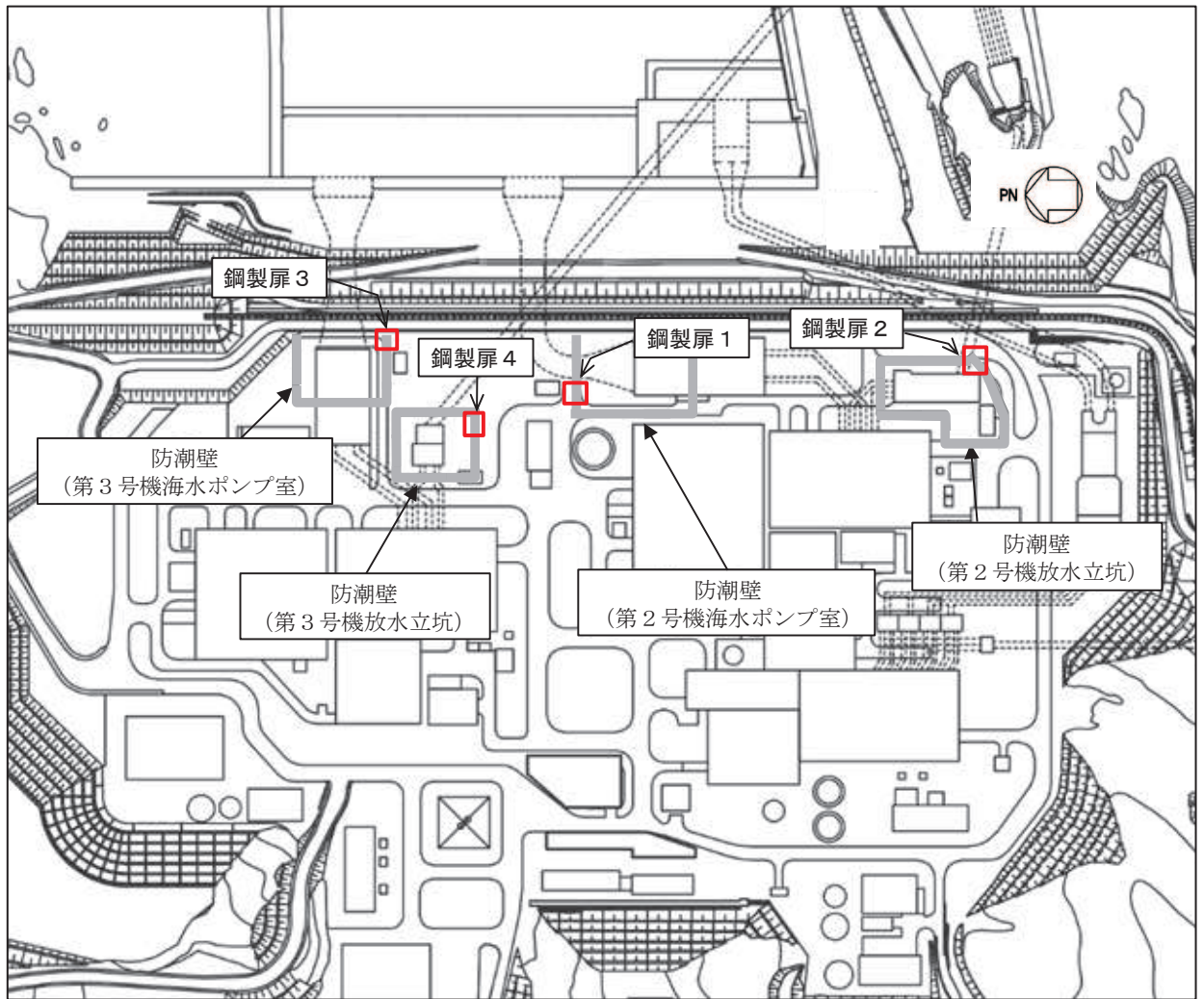


図 2-3 鋼製扉の区間配置図

表 2-2 構造ごとの構造的特徴

構造	天端高さ (m)	鋼管杭		扉体			入力津波高さ (m)	周辺地質
		杭径 (mm)	杭板厚 (mm)	幅 (m)	たて (m)	横 (m)		
鋼製扉 1	0. P. +19. 0	φ 1800	24, 29, 34	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +18. 1 (第 2 号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し, 岩盤上面標高が低い。なお, 地下水水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼製扉 2	0. P. +19. 0	φ 1500	25	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +17. 4 (第 2 号機放水立坑)	盛土・旧表土が分布せず, 岩盤上面が露頭している。
鋼製扉 3	0. P. +20. 0	φ 1800	24, 29, 34	0. 6	6. 15	5. 9	0. P. +19. 0 (第 3 号機海水ポンプ室)	盛土・旧表土が厚く堆積し, 岩盤上面標高が低い。なお, 地下水水位以深の盛土・旧表土は地盤改良されている。
鋼製扉 4	0. P. +19. 0	φ 1800	24, 29, 34	0. 6	5. 15	5. 9	0. P. +17. 5 (第 3 号機放水立坑)	盛土・旧表土が厚く堆積し, 岩盤上面標高が低い。

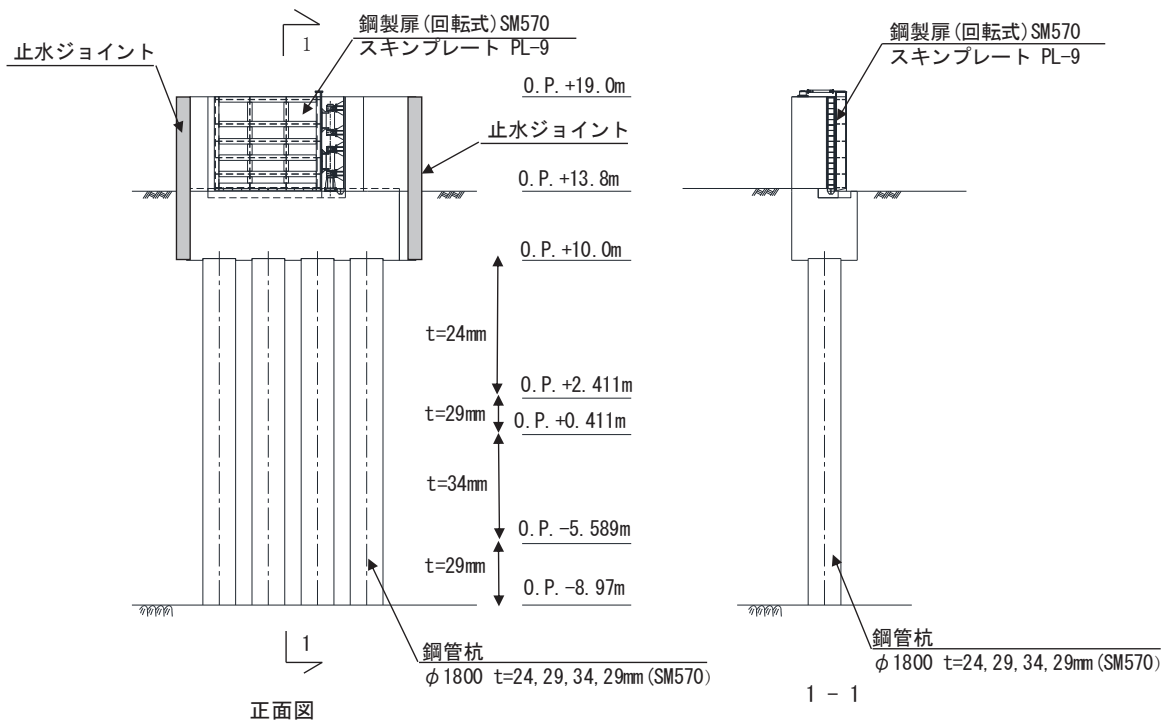


図 2-4 鋼製扉 1 の構造図

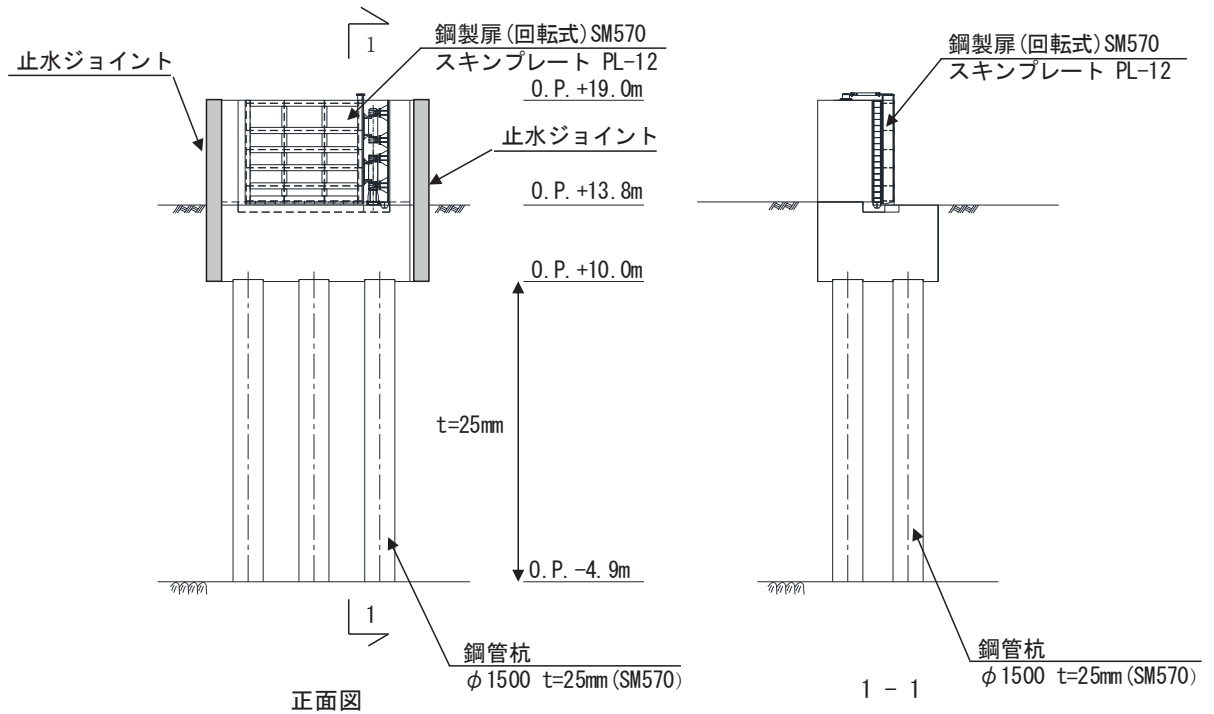


図 2-5 鋼製扉 2 の構造図

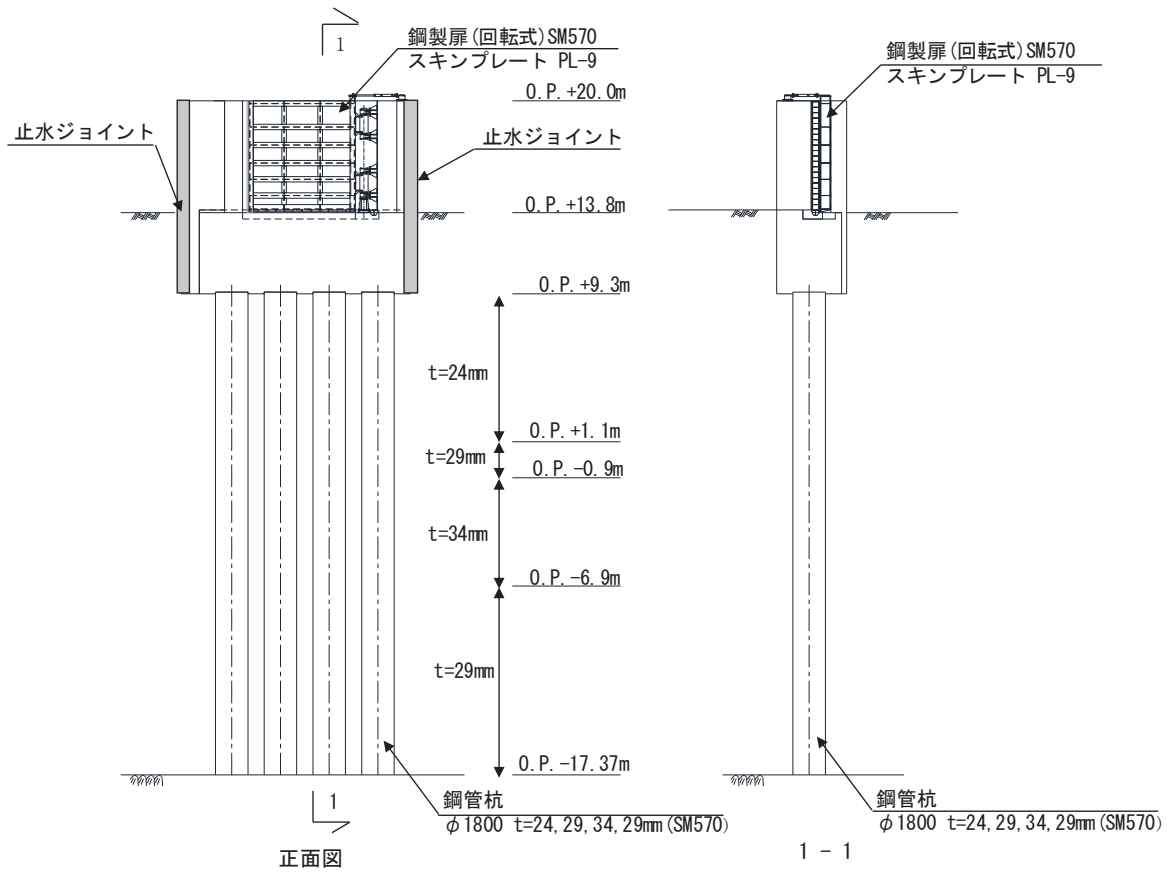


図 2-6 鋼製扉 3 の構造図

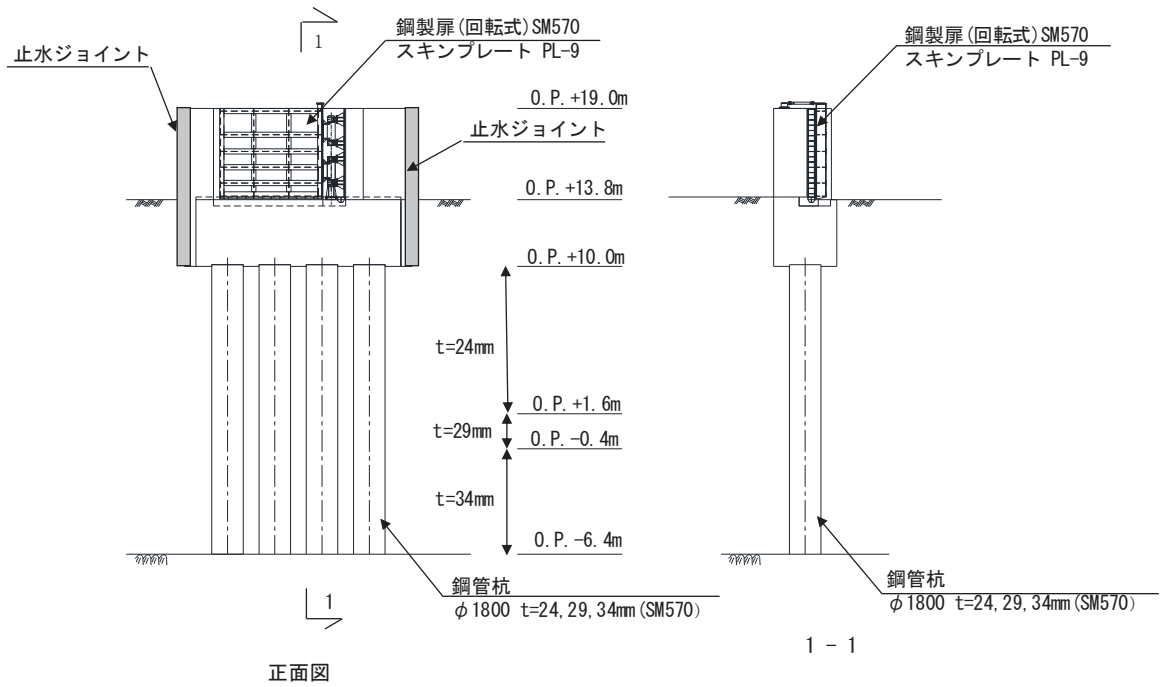
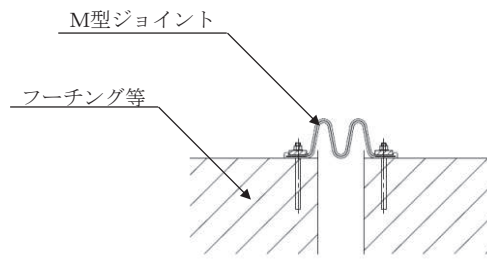


図 2-7 鋼製扉 4 の構造図



M型ジョイント

図 2-8 鋼製扉の止水ジョイントの構造図

2.3 評価方針

鋼製扉等から構成される防潮壁（第2号機海水ポンプ室）、防潮壁（第2号機放水立坑）、防潮壁（第3号機海水ポンプ室）及び防潮壁（第3号機放水立坑）は、Sクラス施設である津波防護施設に分類される。

鋼製扉の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 評価結果」より、鋼製扉の評価対象部位の発生応力及び発生変形量が許容限界を満足することを確認する。

鋼製扉の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波に伴う荷重と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。ただし、「重畳時」の津波荷重は「津波時」の津波荷重を用いていることから、「重畳時」が保守的な評価となることは明白であるため、「津波時」の検討は省略する。

鋼製扉の強度評価は、設計基準対象施設として表 2-3 の鋼製扉の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価、変形性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

鋼製扉の強度評価の検討フローを図 2-9 に示す。

表 2-3 鋼製扉の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設の健全性	扉体	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		RC 支柱	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度(曲げ・軸力)及びせん断強度*
		フーチング	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度(曲げ・軸力)及びせん断強度*
		鋼管杭	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(杭頭の鉛直力)が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
止水性を損なわないこと	施設の健全性	扉体	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		RC 支柱	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度(曲げ・軸力)およびせん断強度*
		フーチング	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度(曲げ・軸力)及びせん断強度*
		鋼管杭	発生する応力(曲げ・軸力, せん断力)が許容限界以下であることを確認	降伏強度及びせん断強度*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力(杭頭の鉛直力)が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	施設の变形性	止水ジョイント部材	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記 * : 妥当な安全余裕を考慮する。

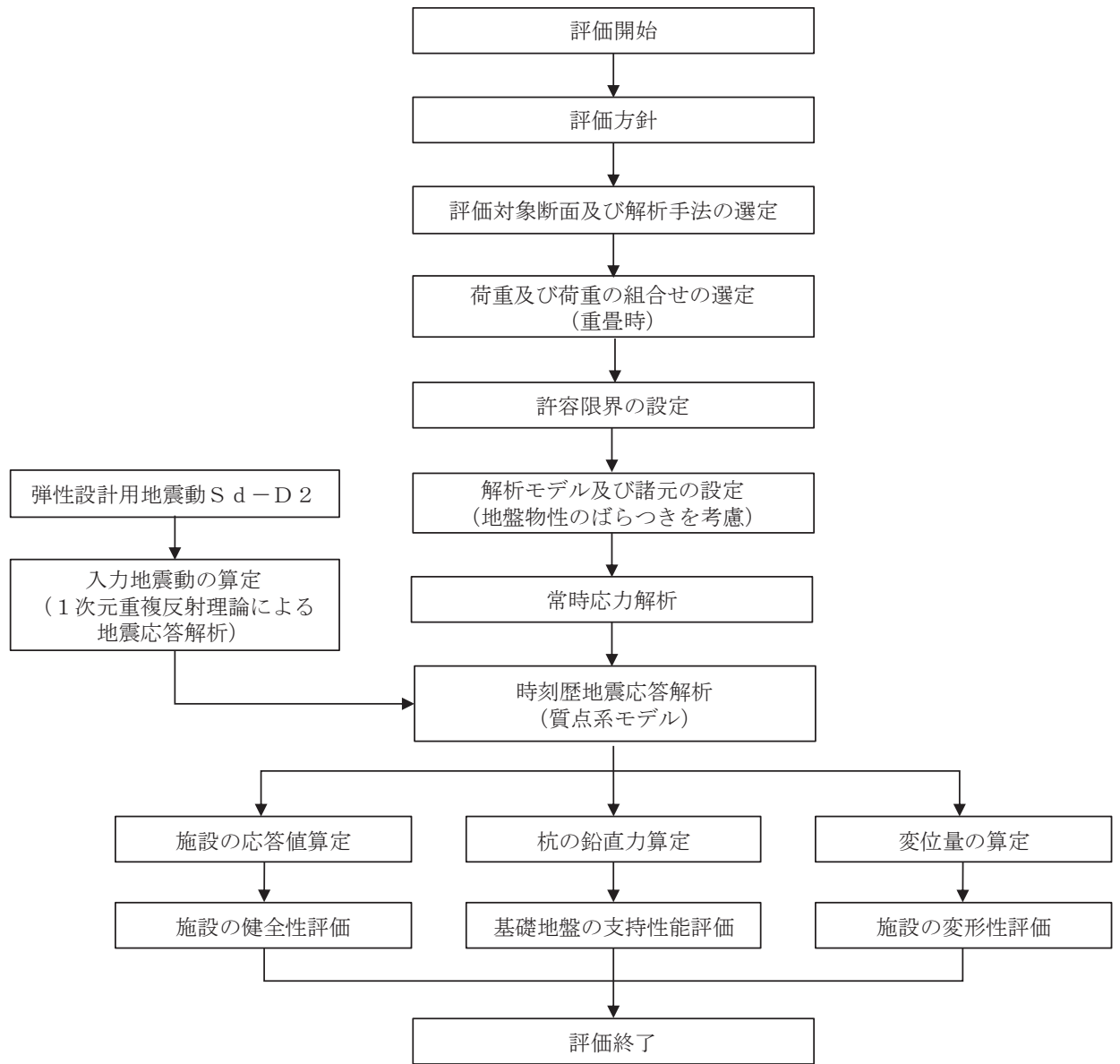


図 2-9 鋼製扉の強度評価の検討フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（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（日本道路協会，平成14年3月）
- ・道路土工—カルバート工指針（日本道路協会，平成21年度版）
- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）
- ・山留め設計指針（日本建築学会，平成29年）
- ・水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成31年3月）
- ・原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（4616-2009）

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3-1 に示す。

表 3-1 (1) 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P_s	kN/m ²	積雪荷重
P_k	kN/m ²	風荷重
P_h	kN/m ²	浸水津波荷重
γ_w	kN/m ³	海水の単位体積重量
ρ	kg/m ³	海水の密度
σ_{sa}	N/mm ²	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度
τ_{sa}	N/mm ²	鋼材の短期許容せん断応力度
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの短期許容圧縮応力度
σ_1	kN/m ²	扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M_{Y1}	kN・m	扉体に発生する Y 軸周りの曲げモーメント
M_{Z1}	kN・m	扉体に発生する Z 軸周りの曲げモーメント
N_1	kN	扉体の軸力
A_1	m ²	扉体の有効断面積
τ_1	N/mm ²	扉体のせん断力より算定されるせん断応力
T_{X1}	kN・m	扉体のねじりモーメント
Z_1	m ³	扉体の極断面係数
S_{Y1}	kN	扉体に発生する Y 軸方向のせん断力
S_{Z1}	kN	扉体に発生する Z 軸方向のせん断力
A_{Y1}	m ²	扉体の Y 軸方向のせん断有効断面積
A_{Z1}	m ²	扉体の Z 軸方向のせん断有効断面積
Z_{Y1}	m ³	扉体の Y 軸断面係数
Z_{Z1}	m ³	扉体の Z 軸断面係数

表 3-1 (2) 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
F	—	ボーリングに対する安全率
γ'	kN/m ³	土の水中単位体積重量
D	m	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ-フーチング下端高さ)
h_w	m	水位差 (入力津波高さ-地表面高さ)
σ_y	N/mm ²	鋼管杭の降伏強度
My	kN・m	鋼管杭の降伏曲げモーメント
σ_4	kN/m ²	鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力
M_4	kN・m	鋼管杭に発生する曲げモーメント
N_4	N	鋼管杭の軸力
τ_4	N/mm ²	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力
S_4	N	鋼管杭に発生するせん断力
A_4	m ²	鋼管杭の断面積
Z_4	m ³	鋼管杭の断面係数

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

評価対象断面は、鋼製扉の特徴や周辺地盤状況を踏まえて、図 3-1 に示す鋼製扉 2 及び鋼製扉 3 とし、津波荷重が卓越する横断方向に対して評価する。

鋼製扉の縦断面図を図 3-2 に、評価対象位置の地層構成図を図 3-2 に、評価対象の選定理由を下記に示す。

なお、鋼製扉周辺に旧表土或いは盛土に地下水位が存在する箇所は、液状化による地盤変形抑制のため地下水位+1m 以深を地盤改良する計画としている。地盤改良幅は周辺の液状化の影響が及ばないよう地盤改良高さの 2 倍としている。地下水位が高くフーチング下面に近い 2 号機放水立坑防潮壁においては、フーチング下面までを地盤改良し、2 号機海水ポンプ室及び 2 号機取水路の耐震裕度向上のため躯体周辺に地盤改良が実施されている場合においては、地下水位+1m 以深よりも高い範囲が改良地盤となっている箇所もある。

鋼製扉 2：下部工仕様（鋼管杭径，板厚）が他の鋼製扉と異なる。また，上部工仕様（扉体高さ，幅等）が同一である鋼製扉 1，4 に対して，岩盤が露頭し盛土・旧表土が分布しない地点に設置されるため，上部工に作用する慣性力・津波荷重が大きくなることで，上部工・下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される。

鋼製扉 3：下部工仕様（鋼管杭径，板厚）が同一である鋼製扉 1，4 に対して，岩盤上面が浅く，杭及び地盤の変位量が大きくなることで，下部工に生じる断面力が大きくなることが想定される。また，扉体の高さが鋼製扉 1 及び鋼製扉 4 に対して高いことから，上部工に作用する断面力が大きくなることが想定される。

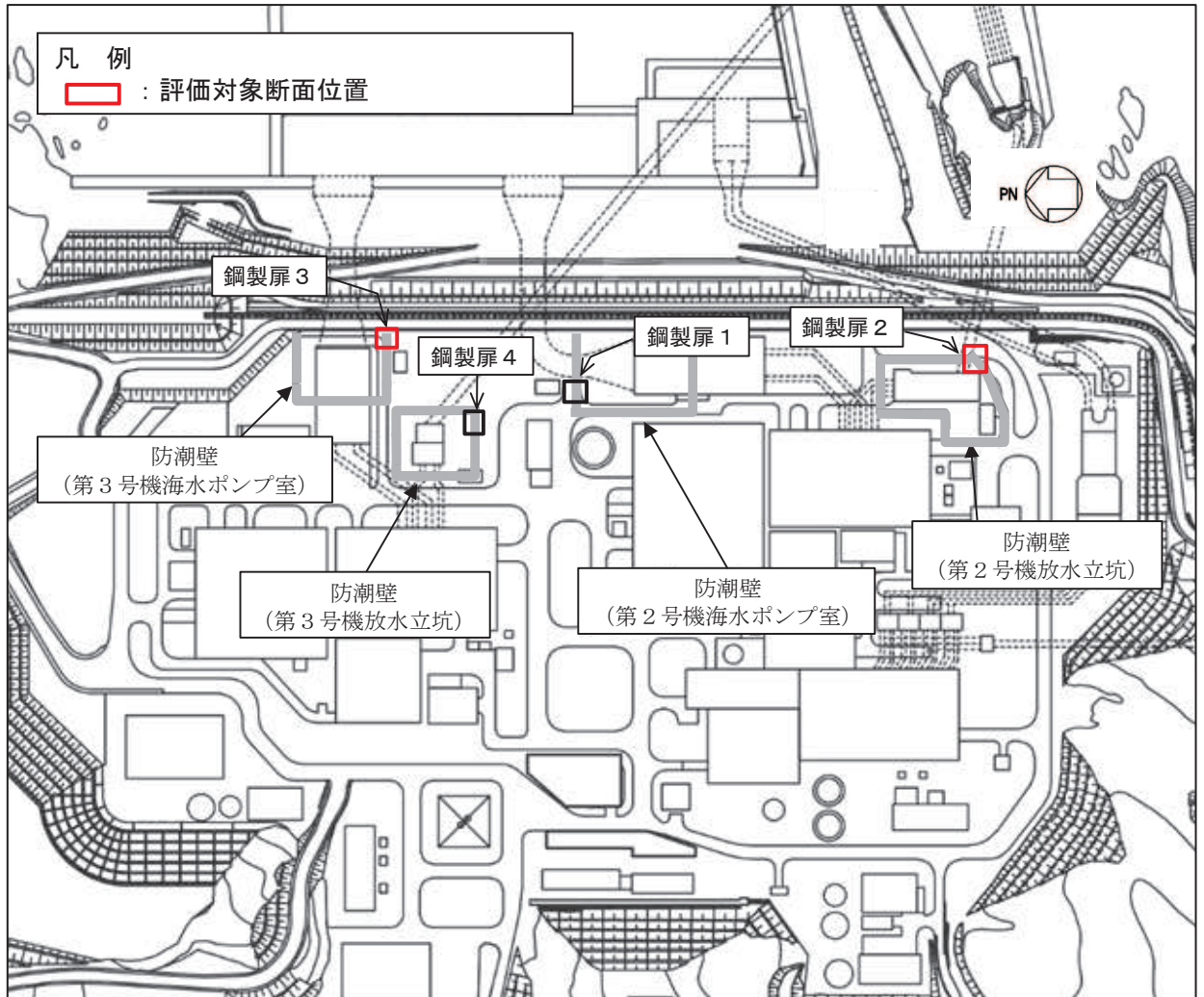
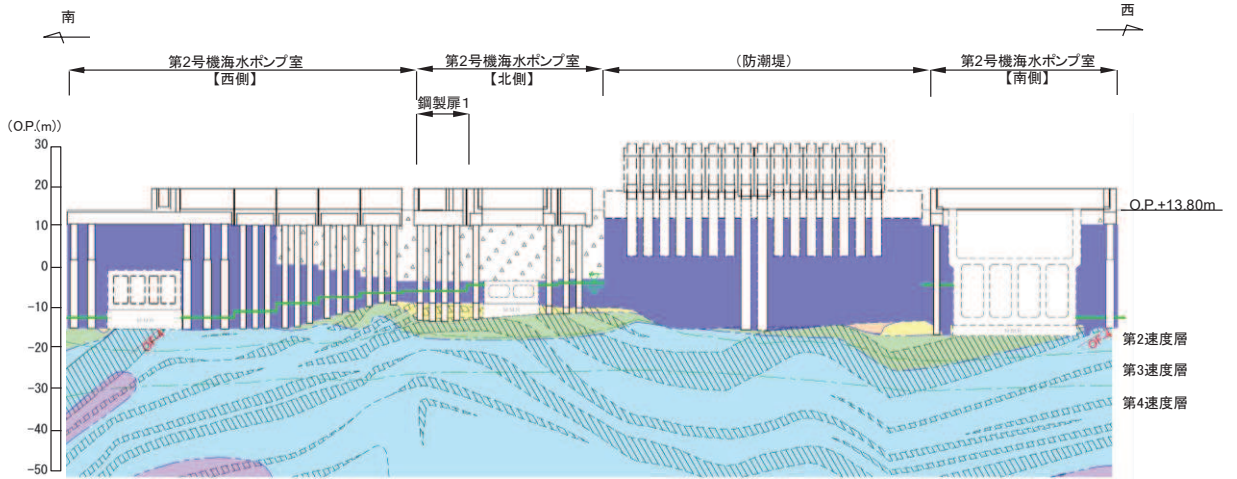
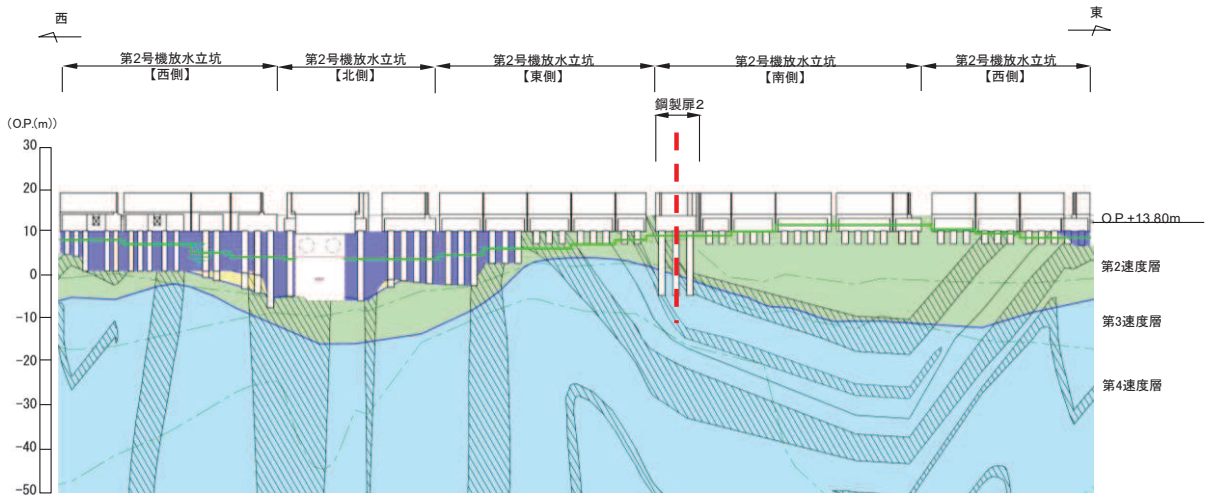


図 3-1 鋼製扉の評価対象断面位置図



(2号機海水ポンプ室)

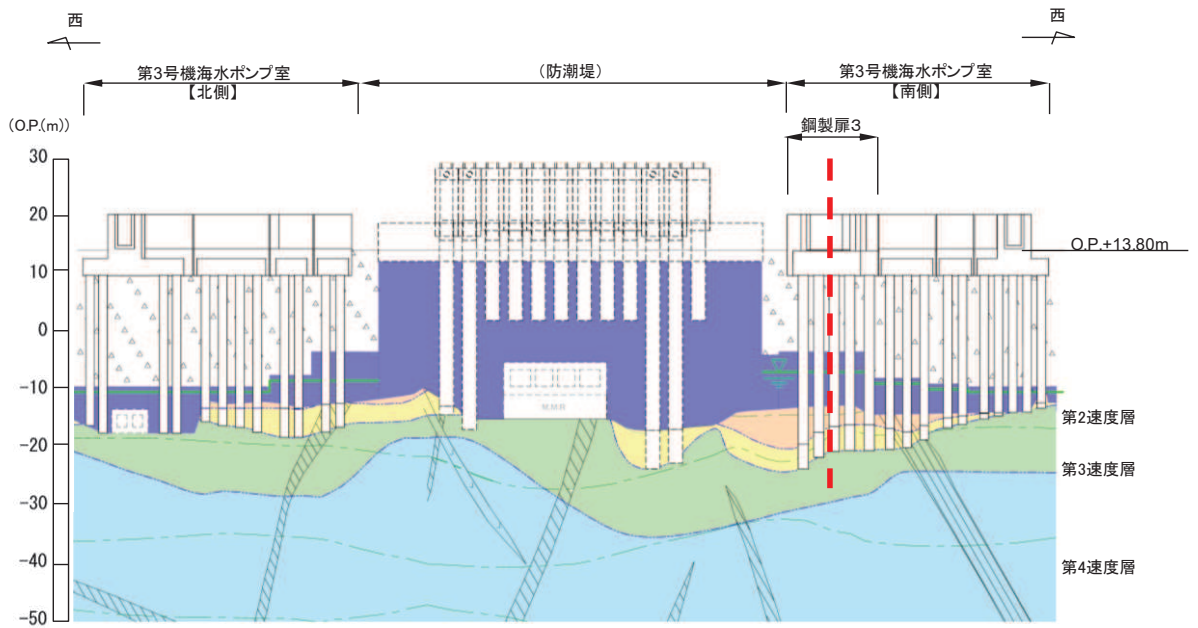


(2号機放水立坑)

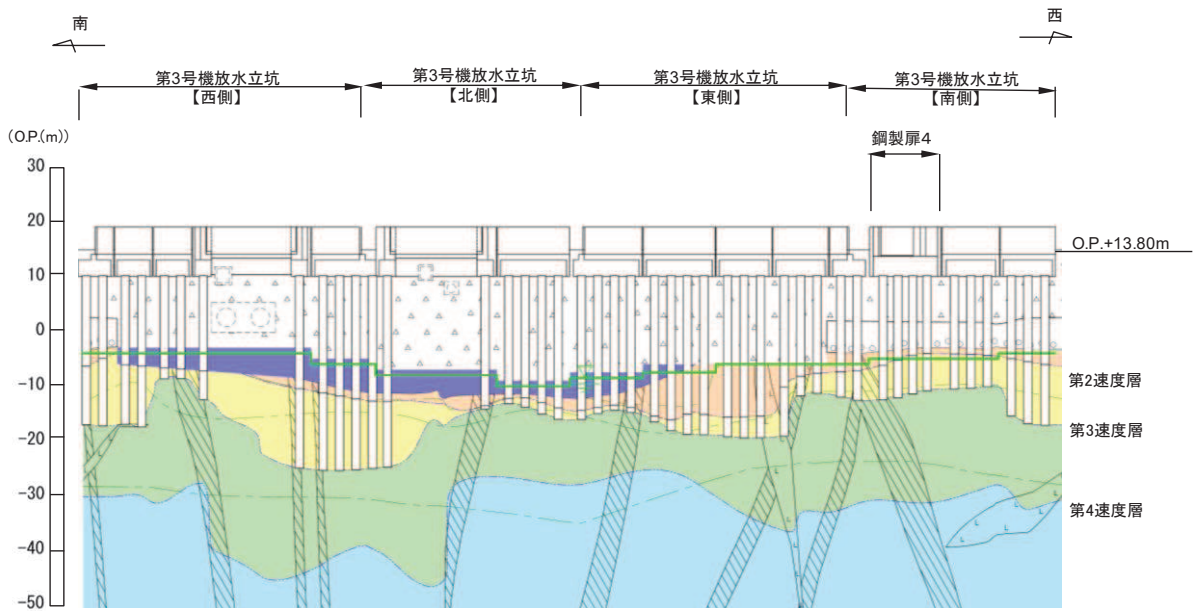
凡 例	
	B 級 盛 土
	C _H 級 旧 表 土
	C _M 級 砂 岩
	C _L 級 頁 岩
	D 級 ひ ん 岩
	岩盤分類境界
	速度層境界
	改良地盤等
	地下水位
	断 層
	地 質 境 界

* : 鋼管杭下方のC_L級岩盤部はMMRにより置換

図 3-2(1) 鋼製扉の縦断面図
(第 2 号機海水ポンプ室, 第 2 号機放水立坑)



(3号機海水ポンプ室)



(3号機放水立坑)

凡 例			
	B 級		盛 土
	C+ 級		旧 表 土
	C- 級		砂 岩
	CL 級		頁 岩
	D 級		ひ ん 岩
	岩盤分類境界		断 層
	速度層境界		地 質 境 界
	改良地盤等		地下水位

* : 鋼管杭下方のCL級岩盤部はMMRにより置換

図 3-2(2) 鋼製扉の縦断面図
(第 3 号機海水ポンプ室, 第 3 号機放水立坑)

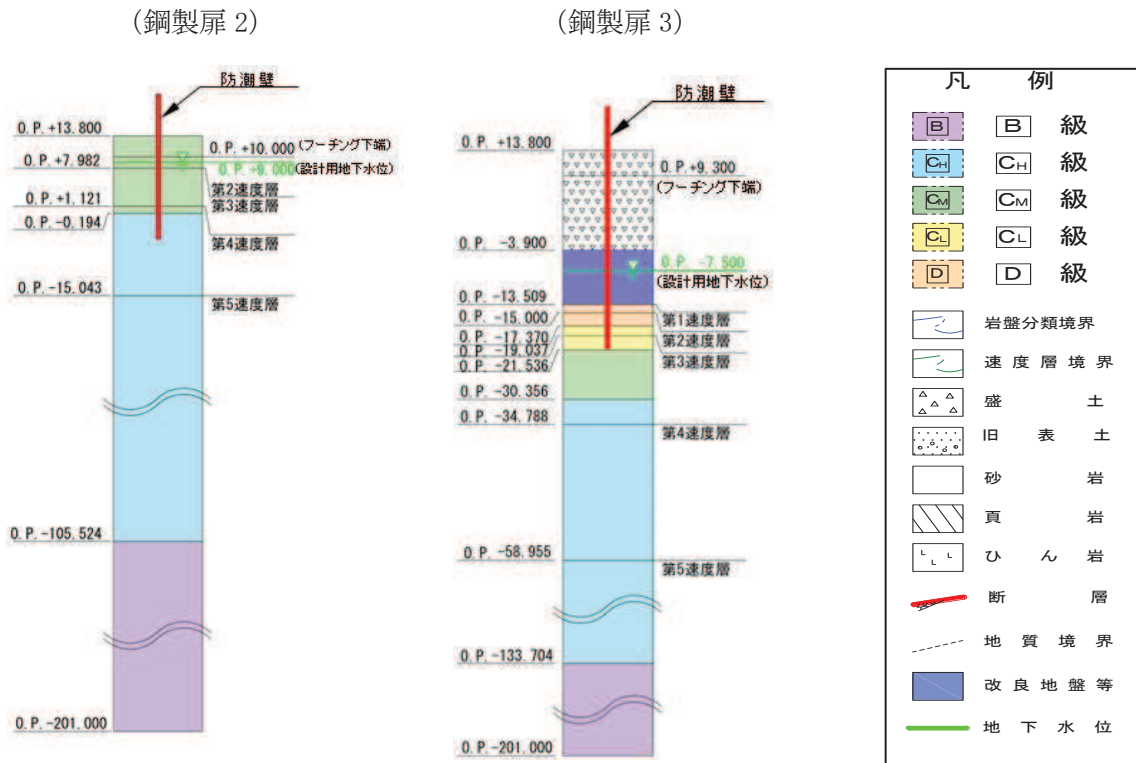


図 3-3 評価対象断面の地層構成図

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、鋼製扉の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 構造部材の健全性評価

構造部材の健全性に係る評価対象部位は、扉体、RC 支柱、フーチング、鋼管杭とする。

(2) 構造部材の変形性評価

構造部材の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のゴムジョイントとする。

(3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能に係る評価対象部位は、鋼管杭を支持する基礎地盤とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、躯体自重を考慮する。

(2) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である 43cm に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第 86 条第 2 項により、積雪量 1cm ごとに $20\text{N}/\text{m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し、安全裕度を見込んで $0.98\text{kN}/\text{m}^2$ を考慮する。

(3) 風荷重 (P_k)

風荷重については、入力津波による浸水高さより上側について、防潮壁の内側から外側への風荷重を考慮する。風荷重は、設計基準風速を $30\text{m}/\text{s}$ とし、建築基準法に基づき算定する。

なお、逆方向である防潮壁の外側から内側に風荷重が作用する場合についても想定するが、この方向は浸水津波荷重を打ち消す側に荷重が作用するため、風荷重は考慮しない。

(4) 浸水津波荷重 (P_h)

浸水津波荷重については、各防潮壁設置位置における入力津波による浸水高さに基づく静水圧を考慮する。なお、浸水津波荷重は防潮壁近傍の地盤の沈下を考慮した浸水深を用いて算出することとし、鋼製扉 3 (杭周辺に旧表土、盛土、改良地盤が分布する断面) について 0.4m の沈下を考慮する。

(5) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D2$ による地震力及び動水圧を考慮する。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-2 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3-4 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P_h + P_k + P_s$
重畳時	$G + P_h + K_{Sd} + P_k + P_s$

- G : 固定荷重
- P_h : 浸水津波荷重
- K_{Sd} : 余震荷重
- P_k : 風荷重
- P_s : 積雪荷重

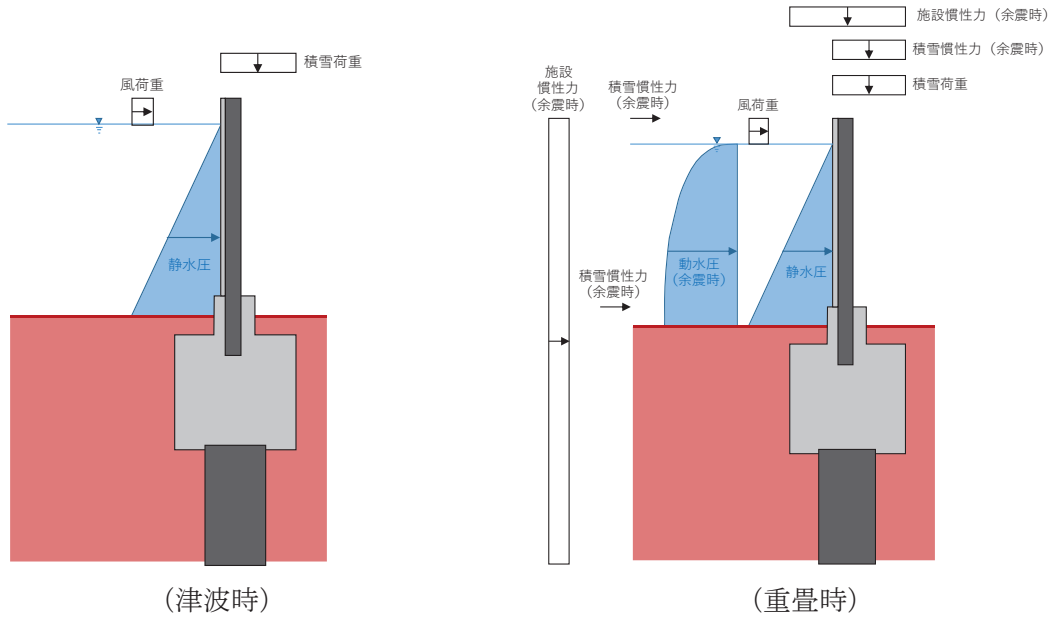


図 3-4 鋼製扉の荷重作用図

3.4 許容限界

許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象部位の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している許容限界を踏まえて設定する。

3.4.1 扉体

(1) 主桁、鉛直桁

主桁、鉛直桁の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表3-3に示す短期許容応力度とする。

表3-3 主桁、鉛直桁の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
	SM570 (主桁)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	186~244
	許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
SM570 (鉛直桁) ($t \leq 40$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	252~255	378~382
	許容せん断応力度 τ_{sa}	145	217
SM570 (鉛直桁) ($40 < t$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa} * ¹	239	358
	許容せん断応力度 τ_{sa}	140	210

注記 *1：局部座屈に対する許容応力度の低減を考慮する。

*2：短期許容応力度は、鋼材の許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

(2) スキンプレート

スキンプレートの許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表3-4に示す短期許容応力度とする。

表3-4 スキンプレートの許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
SM570	許容曲げ圧縮応力度 σ_{sa}	255	382

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

(3) 扉取付部（ヒンジ）

扉取付部（ヒンジ）の許容限界は、「水門鉄管技術基準 水門扉編（水門鉄管協会，平成 31 年 3 月）」に基づき，表 3-5 に示す短期許容応力度とする。

表 3-5 扉取付部（ヒンジ）の許容限界

鋼材	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
SM490 (t ≤ 40)	許容軸引張応力度 σ_{sa}	158	237
	許容せん断応力度 τ_{sa}	91	136
SM490 (40 < t)	許容軸引張応力度 σ_{sa}	148	222
	許容せん断応力度 τ_{sa}	85	127

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

3.4.2 RC 支柱

RC 支柱の許容限界は，曲げ・圧縮については，「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，曲げ・引張については「道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会，平成 24 年 3 月)」及び「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会，2002 年制定)」に基づき，表 3-6 に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は，「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (土木学会 原子力土木委員会，2005 年 6 月)」に基づくせん断耐力とする。

表 3-6 RC 支柱の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
コンクリート ($f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	11	16.5
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
鉄筋 (SD490)		290	435

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

3.4.3 フーチング

フーチングの許容限界は、曲げ・圧縮については、「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）」及び「カルバート工指針（平成21年度版）」に基づき、曲げ・引張については「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」及び「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定）」に基づき、表3-7に示す短期許容応力度とする。せん断に対する許容限界は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会 原子力土木委員会，2005年6月）」に基づくせん断耐力とする。

なお、フーチング下端位置については、防潮壁下部からの津波の回り込みやボイリングの可能性を考慮した深さに設定することとし、「山留め設計指針 平成29年（日本建築学会）」に基づき、表3-8に示すボイリングに対する安全率を許容限界とする。

表3-7 フーチングの許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	16
鉄筋(SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294
鉄筋(SD490)		290	435

注記 *：短期許容応力度は、許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表3-8 ボイリングに対する許容限界

評価項目	許容限界
ボイリングに対する安全率	1.2以上

3.4.4 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」に基づき、杭体部については、表3-9に示す降伏強度を用いた降伏モーメント及びせん断強度とする。杭頭部については、表3-10に示す杭頭補強筋の降伏応力度を用い、本数・配置を考慮したフーチング内部での仮想鉄筋コンクリート断面における降伏モーメントとする。

表 3-9 鋼管杭（杭体）の許容限界

杭種		降伏強度（曲げ） (N/mm ²)	せん断強度 (N/mm ²)
鋼管杭 (杭体)	SM570 (t < 40mm)	450	260

表 3-10 鋼管杭（杭頭）の許容限界

項目	種別	降伏応力度 (N/mm ²)
鋼管杭 (杭頭部)	杭頭補強筋(SD490)	490

3.4.5 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。表 3-11 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3-11 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

種別	許容限界 (mm)	
ゴムジョイント	変形量	開き方向 350 せん断方向 350

3.4.6 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、押し込みについては岩盤の支持力試験とし、引き抜きにおいては道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）の杭基礎（中掘り杭工法）により設定する極限支持力とする。表 3-12 に基礎地盤の許容限界を示す。

表 3-12 基礎地盤の支持力に対する許容限界

杭種		押し込み (N/mm ²)	引き抜き (kN)
極限支持力	鋼製扉 2 (狐崎部層)	13.7	6653
	鋼製扉 3 (牧の浜部層)	11.4	11999

3.5 評価方法

鋼製扉の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 重畳時

(1) 解析方法

鋼製扉は、上部工と下部工がフーチング基礎により一体化された三次元性を有する構造であることを踏まえ、上部工の振動特性と構造物と地盤の相互作用を同時に考慮するため、質点と線形はり要素および地盤ばねを用いた上部工 - 下部工 - 地盤の連成モデルによる時刻歴応答解析を行う。解析モデル概念図を図 3-5 に示す。

(鋼製扉 2)

岩盤露頭部であり地盤が線形材料のみで構成されるため、一次元重複反射理論に基づく地震応答解析を用いる。

(鋼製扉 3)

弾性設計用地震動 $S_d - D_2$ 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一次元時刻歴応答解析により作成する。

なお、杭周辺の地下水位以深の盛土・旧表土については、杭周辺地盤の変形抑制を目的とした地盤改良を行う計画としており、杭周辺に液状化検討対象層が分布せず、改良地盤周辺の地盤の液状化による影響が及ぶおそれがないと考えられることから、全応力非線形解析とする。

地震応答解析に用いる解析コードは、「TDAPⅢ Ver3.08」を使用する。また、地盤応答の作成に用いる解析コードは、「Soilplus Ver.2015Build3」及び「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

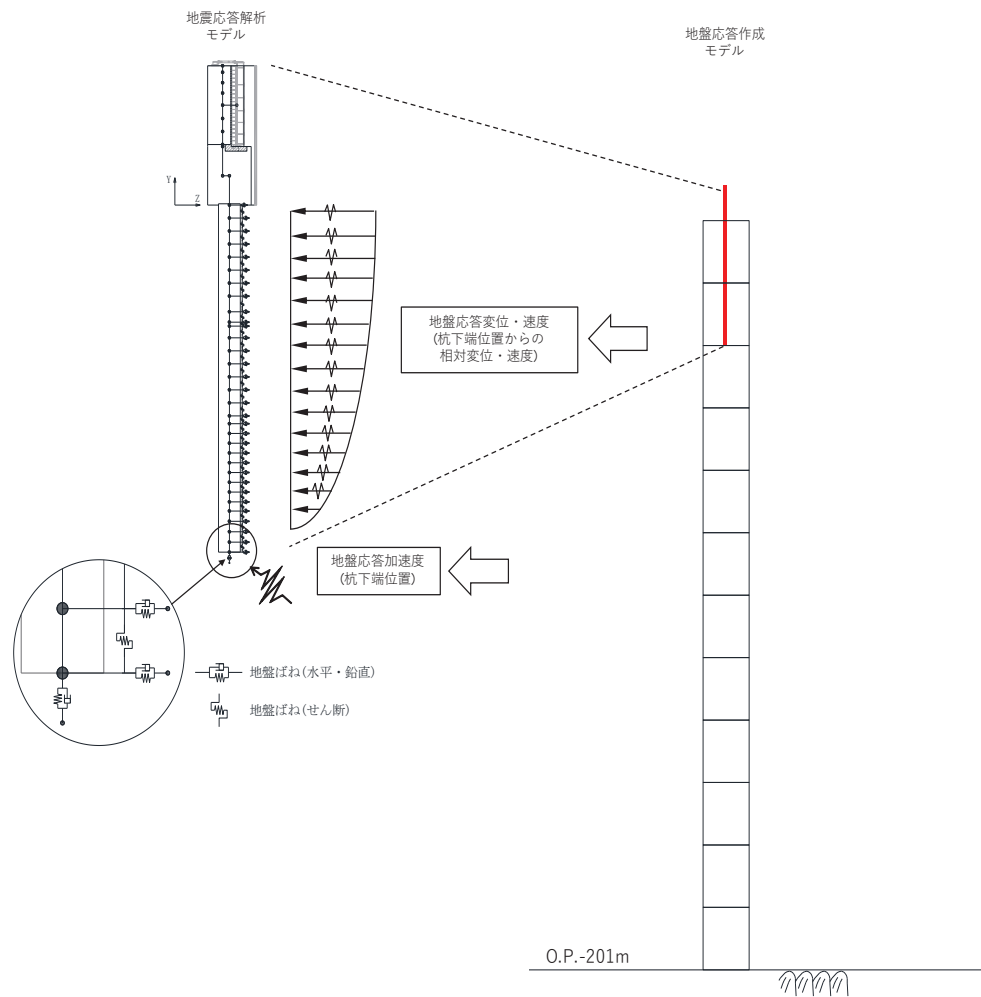


図 3-5 解析モデル概念図

a. 構造部材

鋼板，鋼製支柱，フーチング及び鋼管杭は質点と線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

b. 材料物性及び地盤物性のばらつき

鋼製扉の余震時の応答は，周辺地盤との相互作用によることから，地盤物性のばらつきの影響を評価する。表 3-13～表 3-14 に解析ケースを示す。

図 3-2～図 3-3 に示すとおり，鋼製扉 2 の周辺には C_L 級岩盤， C_M 級岩盤， C_H 級岩盤及び B 級岩盤が分布し，鋼製扉 3 の周辺には，主として旧表土，盛土， D 級岩盤及び改良地盤といった，動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布していることから，それぞれの断面毎に，周辺に分布する地盤のせん断弾性係数のばらつきを考慮する。

初期せん断弾性係数及び動せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース②及び③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

詳細な解析ケースの考え方は，「d. 重畳時の解析ケースの選定」に示す。

表 3-13 解析ケース（鋼製扉 2）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D 級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値	平均値 + 1σ
ケース③	設計基準強度	平均値	平均値 - 1σ

表 3-14 解析ケース（鋼製扉 3）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D 級岩盤, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C_L 級岩盤, C_M 級岩盤, C_H 級岩盤, B 級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1σ	平均値

c. 減衰定数

構造部材の減衰定数は、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる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 減衰を構成する構造要素別に設定する。構造要素別の α , β を算定する際の減衰定数は、道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）に基づき、表 3-15 に示す減衰定数を用いる。

固有値解析結果に基づき設定した α , β を表 3-16 に示す。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α , β : 係数

表 3-15 構造部材毎の減衰定数

材料	上部工	下部工
鋼部材	2%	3%
鉄筋コンクリート部材	3%	5%

表 3-16(1) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=2%)

	α	β
鋼製扉 2	2.3577	0.0001
鋼製扉 3	0.4108	0.0004

表 3-16(2) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=3%)

	α	β
鋼製扉 2	3.5365	0.0002
鋼製扉 3	0.6163	0.0007

表 3-16(3) Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果 (h=5%)

	α	β
鋼製扉 2	5.8942	0.0003
鋼製扉 3	1.0271	0.0011

d. 重畳時の解析ケースの選定

重畳時における解析ケースを表 3-17 に示す。重畳時においては、弾性設計用地震動 S d - D 2 に対して、ケース①（基本ケース）を実施する。ケース①において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、ケース②及び③を実施する。

表 3-17 解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②	ケース③
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値		平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S d - D 2	++*	○	弾性設計用地震動 S d - D 2 (1 波) 及び位相反転を考慮した地震動 (3 波) を加えた全 4 波により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において照査値が最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②～③を実施する。	
		-+*	○		
		+ - *	○		
		--*	○		

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

(2) 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D2$ を、一次元重複反射理論により地震応答解析モデル底面位置 (O.P. -201m) で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「6.1 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 3-6 に示す。地震応答解析時に用いる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鋼製扉 2 は図 3-7 に、鋼製扉 3 は図 3-8 に示す。なお、岩盤露頭部である鋼製扉 2 においては、地盤が線形材料のみで構成されるため等価線形解析を用いることから、E 波を示している。

入力地震動の算定には、解析コード「ArkQuake Ver 3.10.01」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

地下構造モデル

構造物位置地盤モデル

地震応答解析モデル

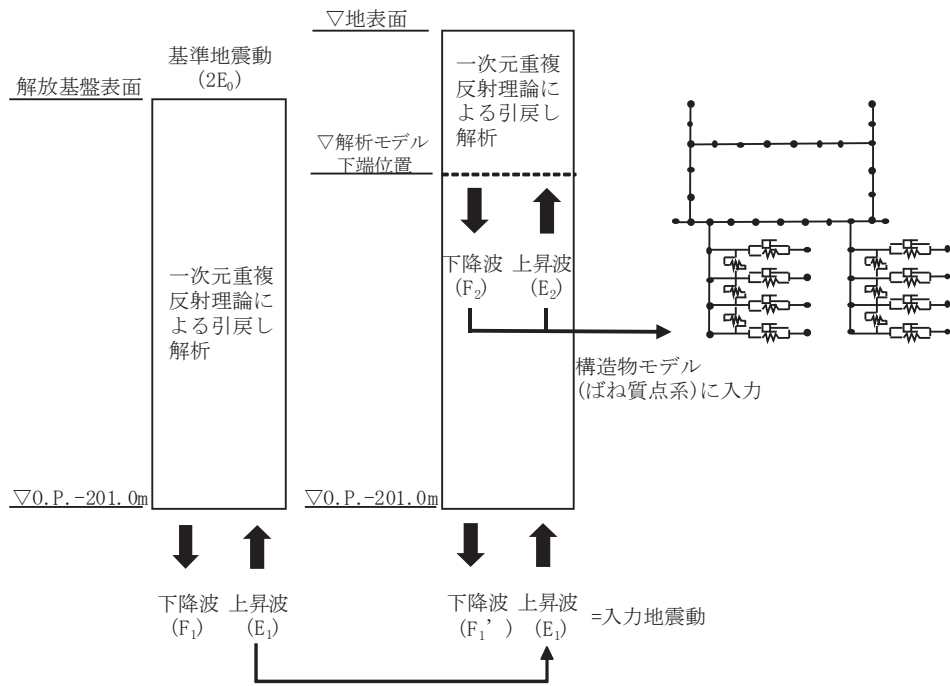


図 3-6(1) 入力地震動算定の概念図 (鋼製扉 2)

地下構造モデル

構造物位置地盤モデル

地震応答解析モデル

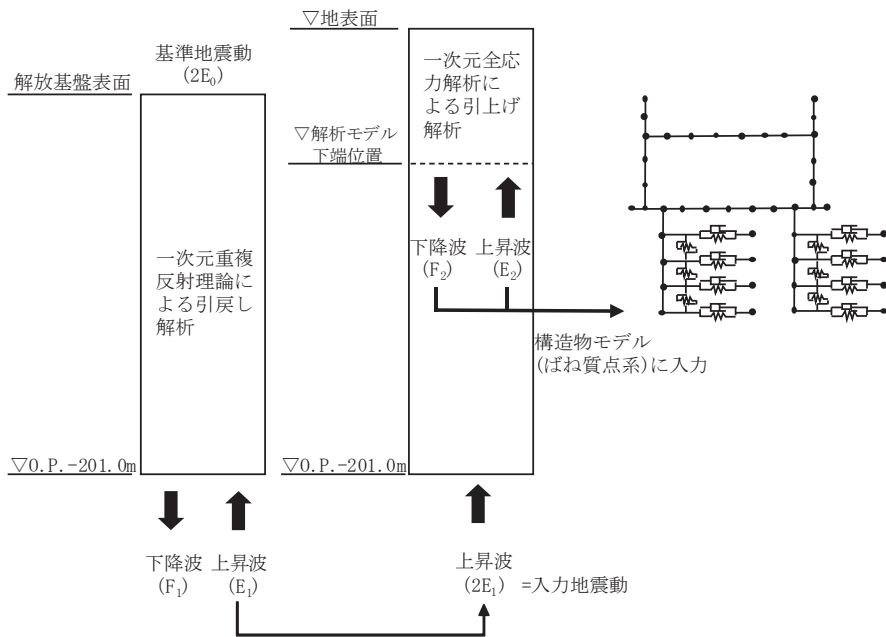
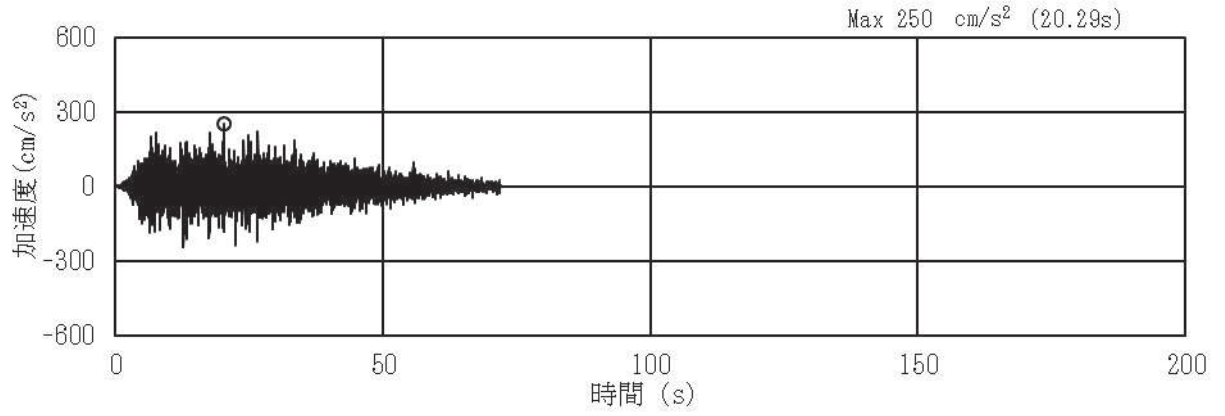
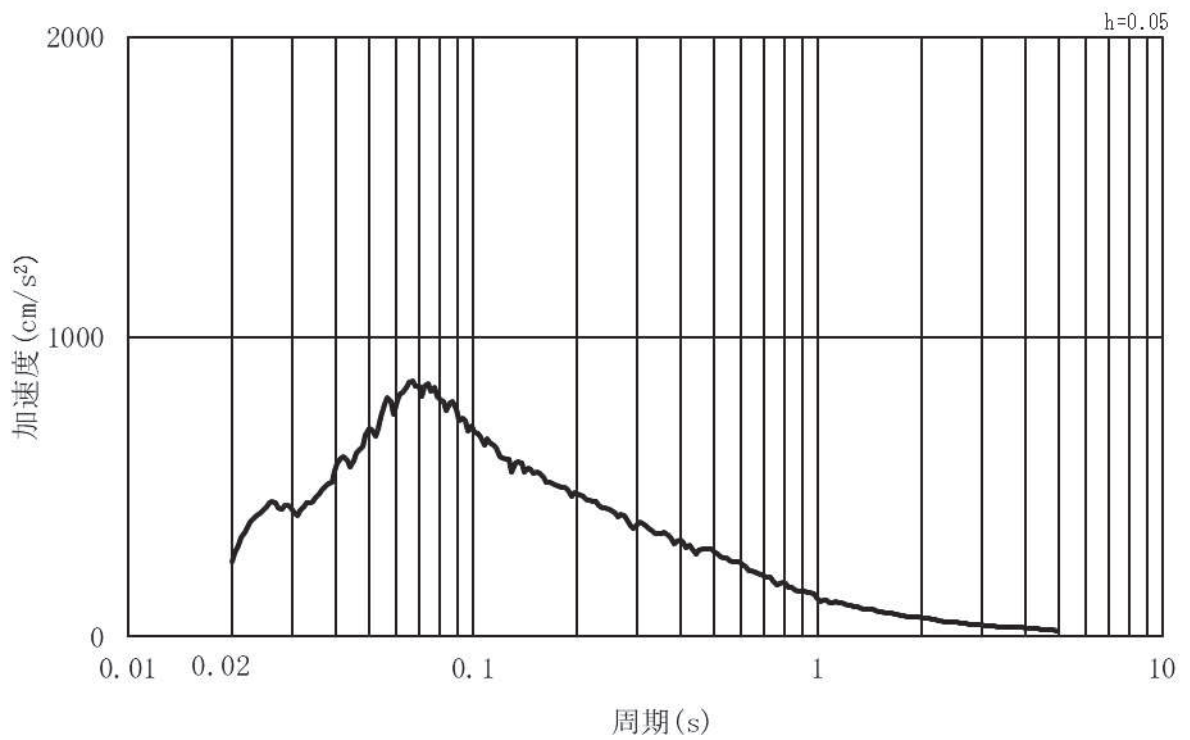


図 3-6(2) 入力地震動算定の概念図 (鋼製扉 3)

a. 鋼製扉 2

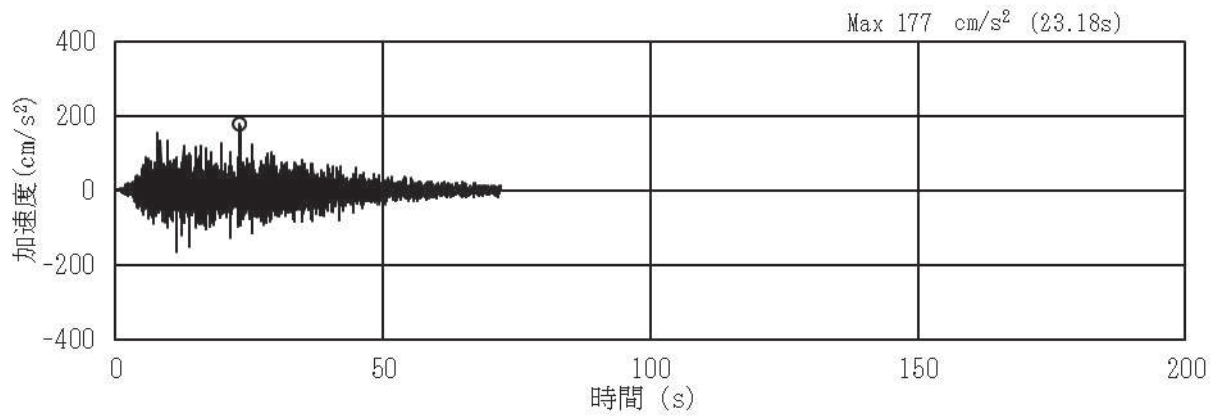


(a) 加速度時刻歴波形

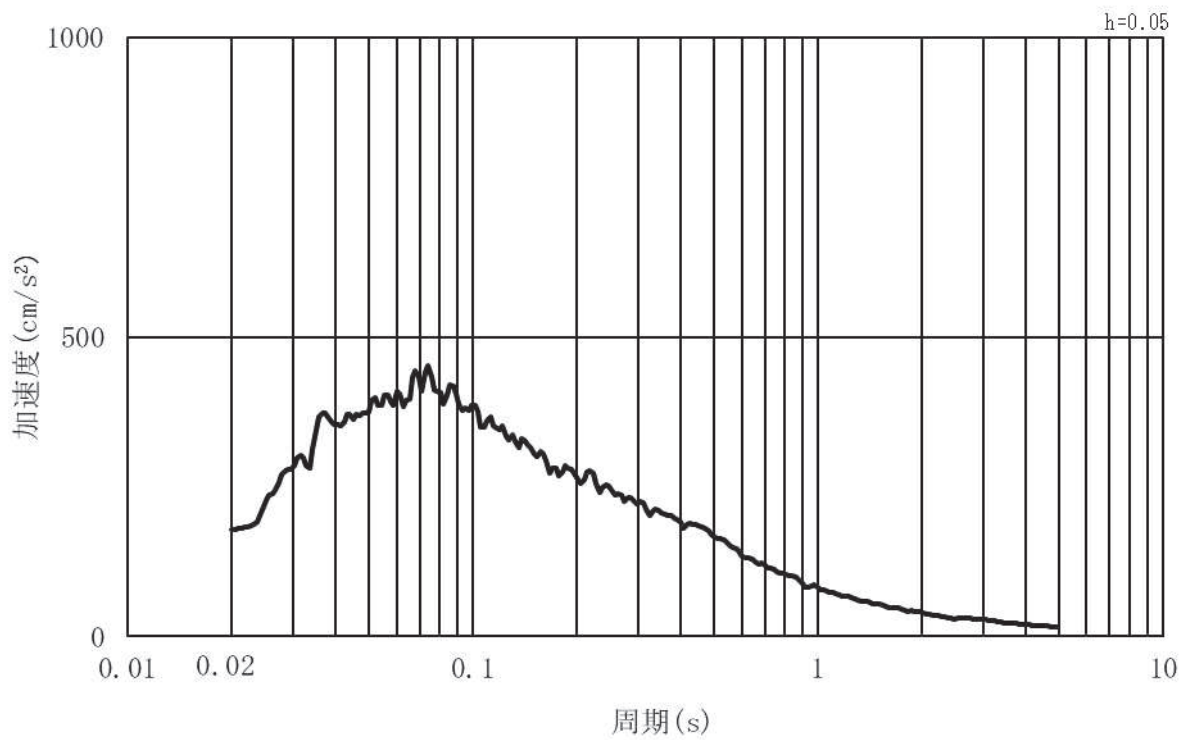


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S d - D 2) 第 2 号機側



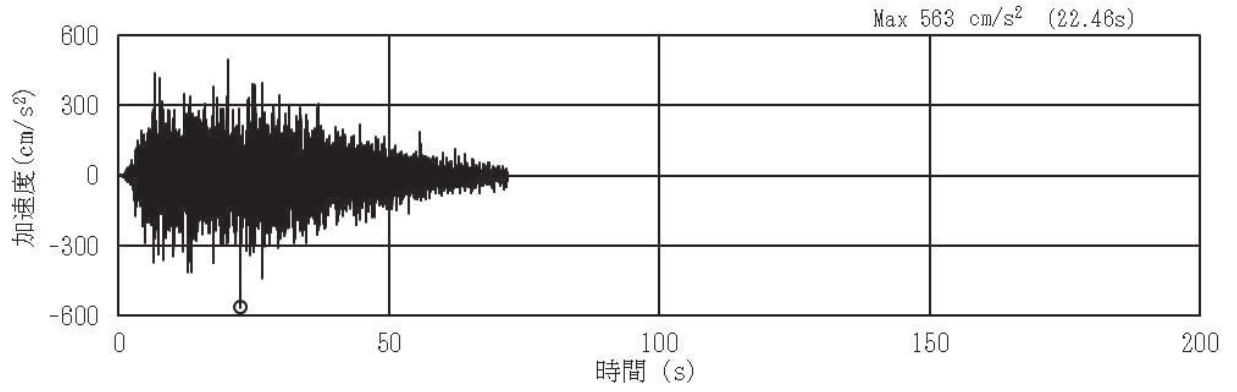
(a) 加速度時刻歴波形



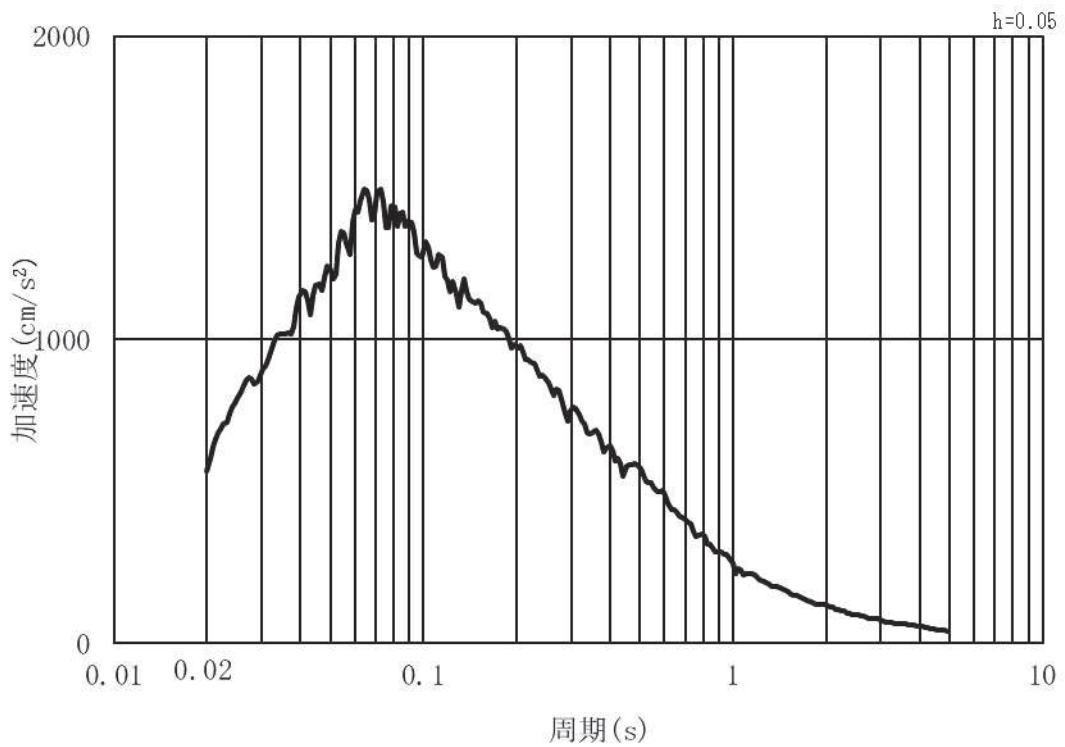
(b) 加速度応答スペクトル

図 3-7(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2) 第 2 号機側

b. 鋼製扉 3

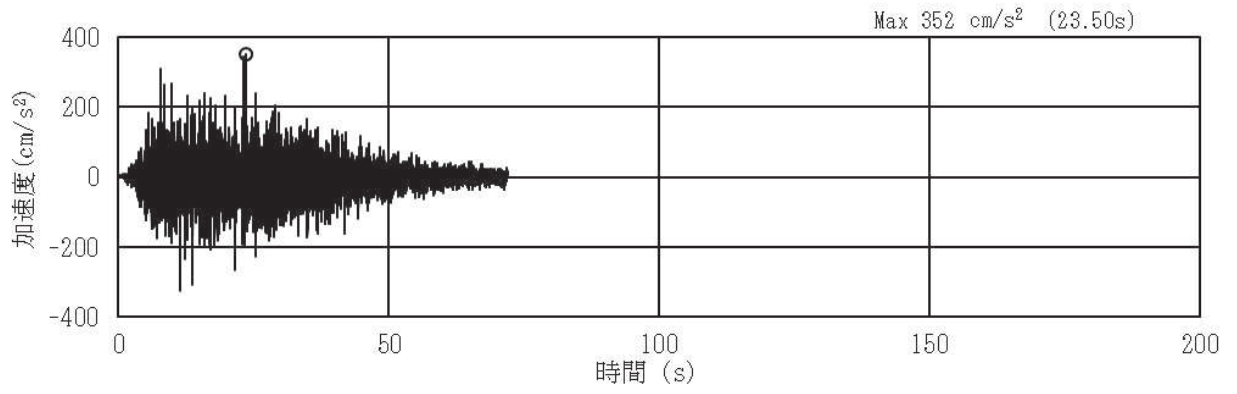


(a) 加速度時刻歴波形

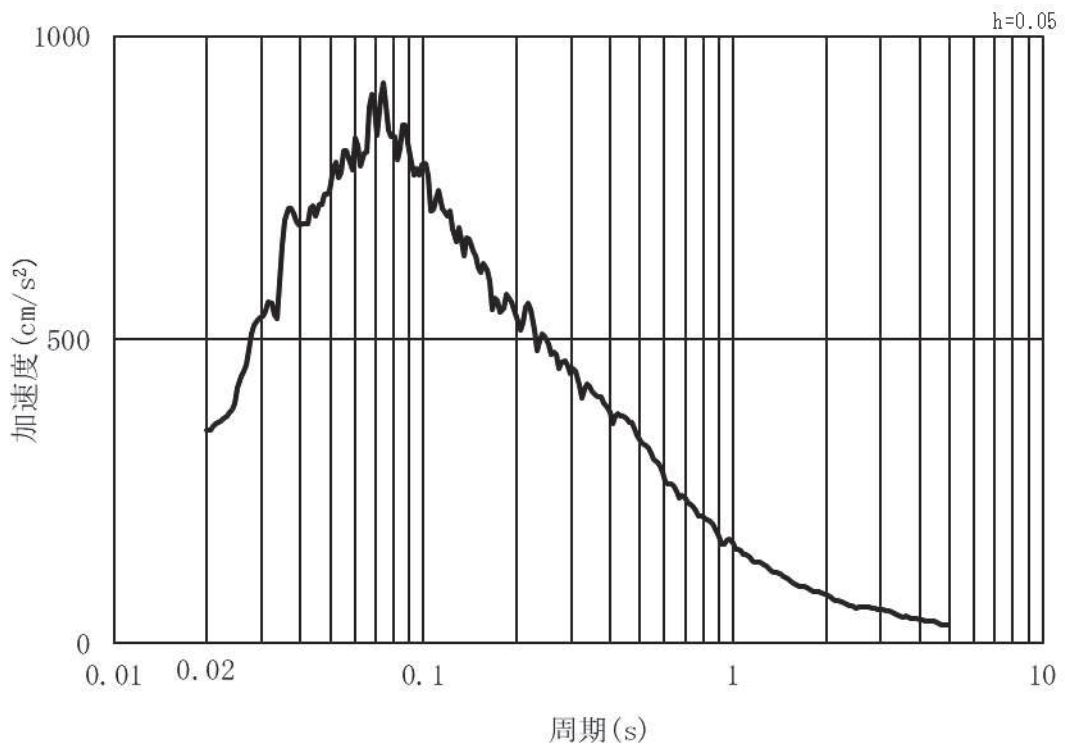


(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平方向 : S d - D 2) 第 3 号機側



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-8(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直方向：S d - D 2) 第 3 号機側

(2) 解析モデル及び諸元

a. 解析モデル

鋼製扉の解析モデルを図 3-9～図 3-10 に示す。

上部工および下部工は、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。また、周辺地盤を地盤ばね及びダッシュポットでモデル化し、地盤と杭の相互作用を考慮する。地盤ばねおよびダッシュポットを介して入力する地盤応答作成モデルは、地盤を平面ひずみ要素でモデル化し、**D**級岩盤、改良地盤及び盛土・旧表土は、修正 GHE モデルにより地盤の非線形性を考慮する。**D**級を除く岩盤は線形モデルとする。岩盤露頭部である鋼製扉 2 においては、地盤が線形材料のみで構成されるため等価線形解析モデルを用いる。

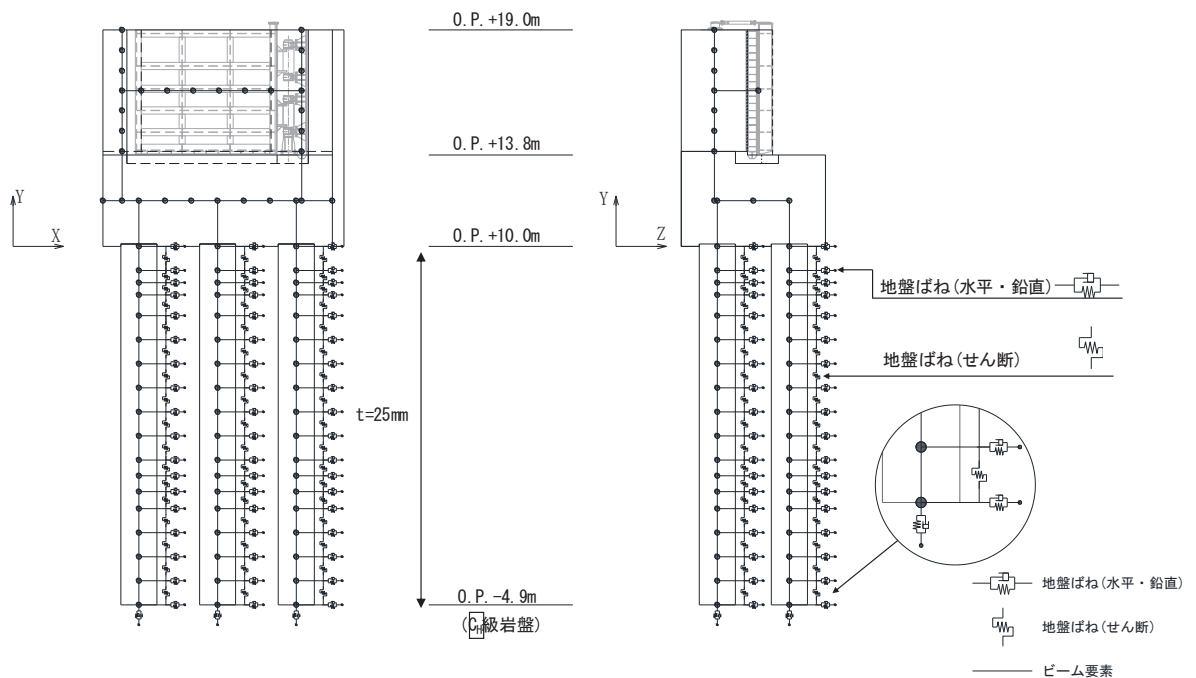


図 3-9 鋼製扉 2 の解析モデル

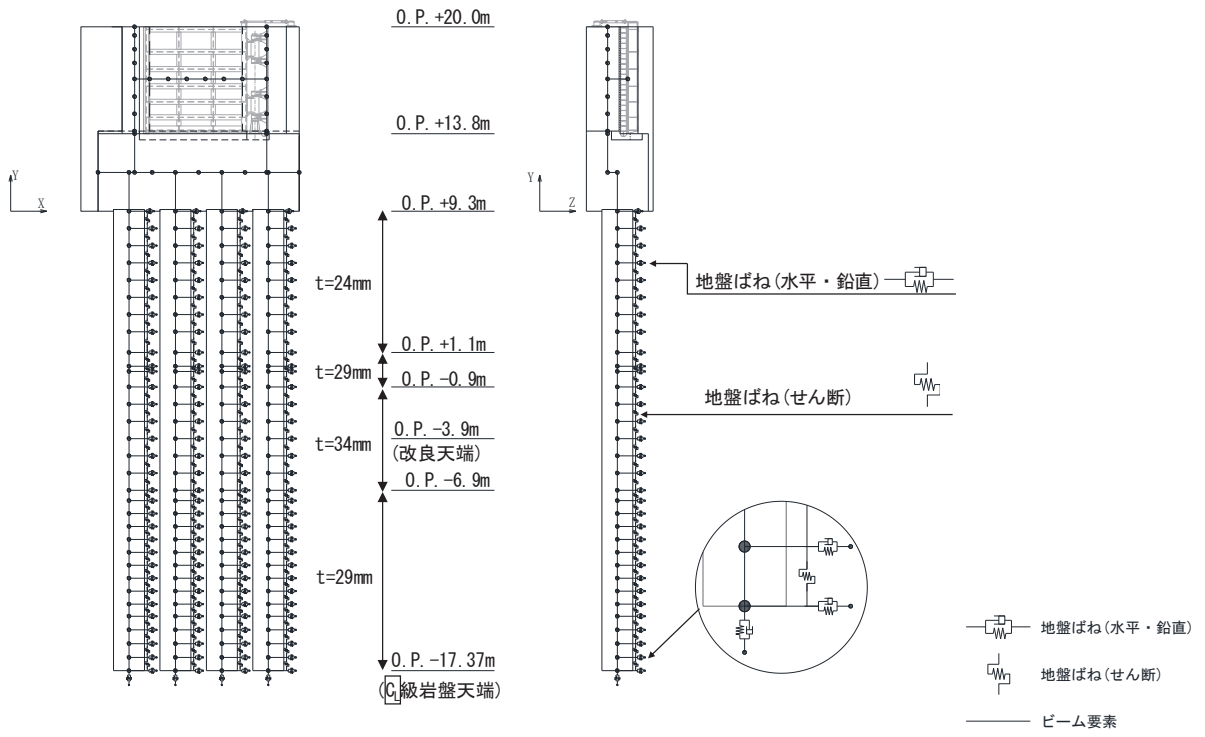


図 3-10 鋼製扉 3 の解析モデル

b. 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3-18 に、材料の物性値を表 3-19 に示す。なお、改良地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

表 3-18(1) 使用材料（鋼製扉 2）

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	扉体	SM570, t=12mm
	主桁, 鉛直桁	SM570 主桁 : BH 588×300×12×22 鉛直桁 : BCH 588×300×60×36 BCH 588×250×12×22 BT 588×250×12×22
	ヒンジ	SM490 ヒンジリブ : BT 480×460×60×60 回転軸 : PIPE φ 457.2, t=19mm RB φ 180~250
	鋼管杭*	φ 1500, SM570, t=25mm

注記 * : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において、腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 3-18(2) 使用材料 (鋼製扉 3)

材料		諸元
コンクリート	フーチング	設計基準強度 : 50N/mm ²
	RC 支柱	設計基準強度 : 30N/mm ²
鉄筋		SD345, SD490
鋼材	扉体	SM570, t=9mm
	主桁, 鉛直桁	SM570 主桁 : BH 588×300×12/22 鉛直桁 : BCH 588×300×22/36 BCH 588×250×12/22 BT 588×250×12/22
	ヒンジ	SM490 ヒンジリブ : BT 480×460×60/60 回転軸 : PIPE φ 457.2 t=19 RB φ 180~250
	鋼管杭*	φ 1800, SM570, t=24mm, 29mm, 34mm

注記 * : 道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月) に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査において, 腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

表 3-19 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	
コンクリート	$f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$	24.0	2.8×10^4	0.2
	$f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$	24.0	3.3×10^4	0.2
鋼材	SM570, SM490	77.0	2.00×10^5	0.3

c. 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

d. 地下水位

地下水位については、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に従って設定した設計用地下水位の一覧を表 3-20 に示す。

表 3-20 設計用地下水位の一覧

施設名称	評価対象断面	設計用地下水位
防潮壁 (鋼製扉)	鋼製扉 2	O. P. +9. 00m
	鋼製扉 3	O. P. -7. 50m

(3) 評価方法

鋼製扉の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

a. 扉体

扉体は、スキンプレートと主桁、鉛直桁で構成されている。扉体の構造図を図 3-11 に示す。

扉体の評価は、これらの各部材について、図 3-12 に示すように、格子状にはり要素でモデル化した構造解析モデルにて、地震応答解析モデルにより算定した応答震度を用いた静的解析を行い、各要素に生じる曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力を算定し、許容限界以下であることを確認する。

扉体の応力度算定は、解析コード「FRAME マネージャ Ver. 6. 0. 1」を使用する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

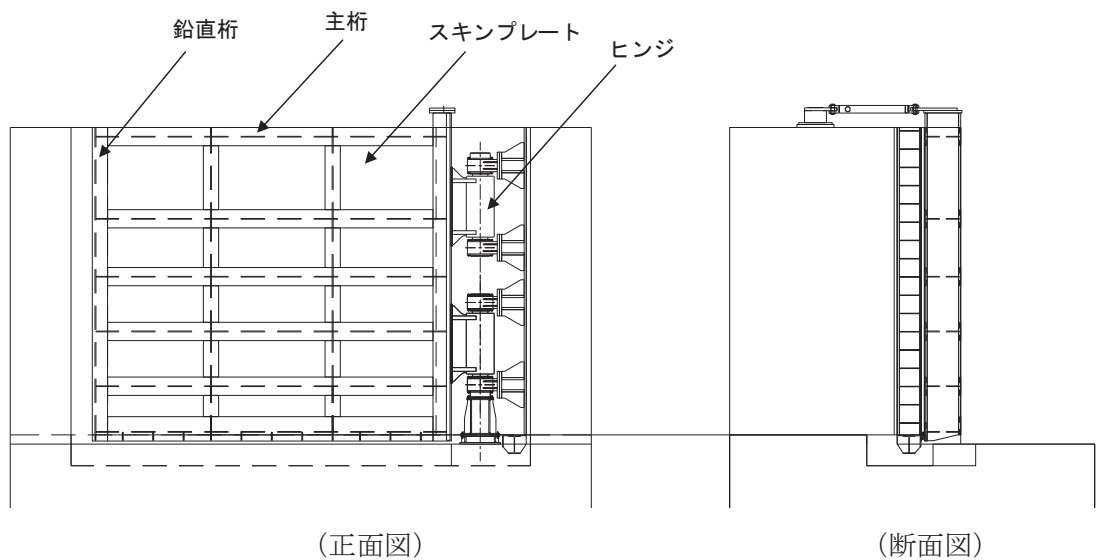


図 3-11 鋼板の構造図（正面図，断面図）

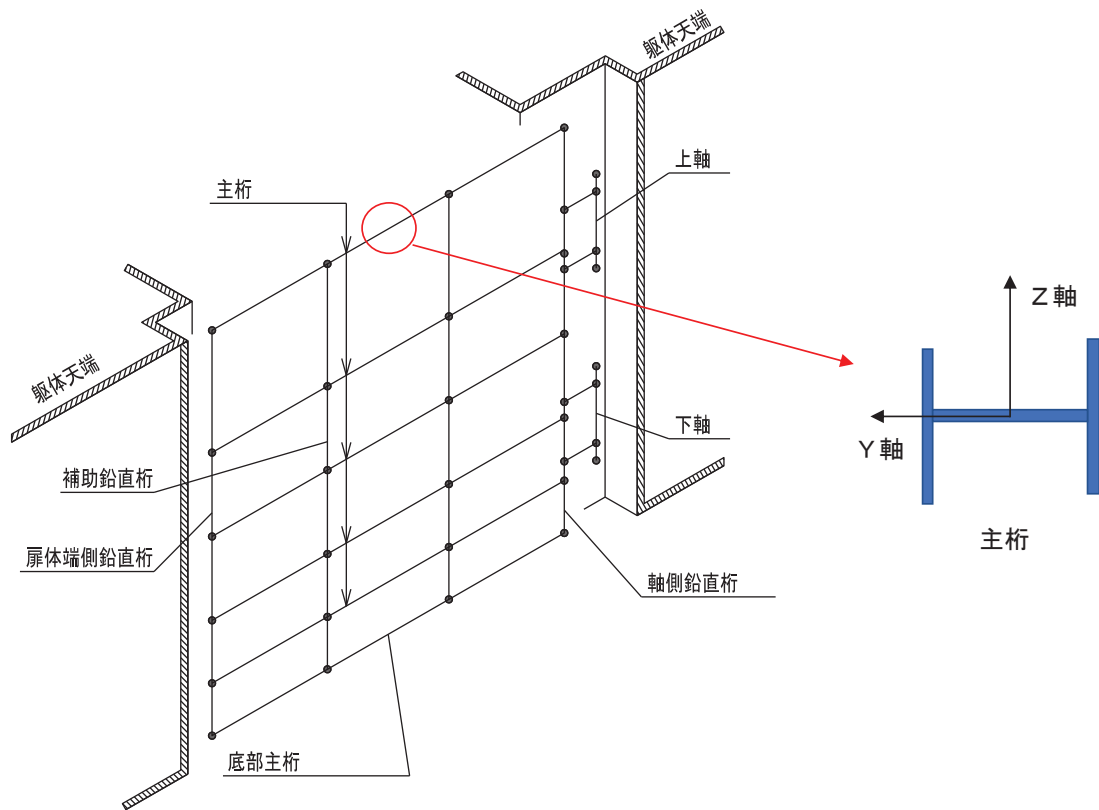


図 3-12 扉体モデル形状

(a) 荷重条件

フレーム解析モデルに入力する荷重として、地震応答解析モデルから、水平方向（桁軸直角方向）、鉛直方向の最大加速度応答を抽出し、慣性力として作用させる。荷重の組合せは、水平方向と鉛直方向の最大応答加速度を用い、組合せ係数法（1.0 : 0.4）により評価する。

荷重の組合せケースを表 3-21 に、荷重算定に用いる設計震度を表 3-22 に示す。

表 3-21 荷重の組合せ

ケース No.	荷重の組合せ
1	$G + P_s + P_k + P_h + 1.0 S_{dH} + 0.4 S_{dV}$
2	$G + P_s + P_k + P_h + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$
3	$G + P_s + P_k + P_h + 0.4 S_{dH} + 1.0 S_{dV}$
4	$G + P_s + P_k + P_h + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$

G : 固定荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

P_h : 浸水津波荷重

S_{dH} : 水平方向余震荷重（自重 $\times K_{sdH}$, 動水圧）

S_{dV} : 鉛直方向余震荷重（自重 $\times K_{sdV}$, 動水圧）

表 3-22 設計震度

断面	地震による設計震度	
	水平方向 K_{sdH}	鉛直方向 K_{sdV}
鋼製扉 2	5.3 (S d-D 2 (-+))	1.6 (S d-D 2 (---))
鋼製扉 3	1.1 (S d-D 2 (-+))	0.7 (S d-D 2 (+-))

イ. 曲げ軸力照査

扉体（主桁，鉛直桁，ヒンジ）の曲げモーメント及び軸力を用いて、図 3-12 に示す断面形状にて、次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。応力度は二軸合成応力度として算出する。

扉体（スキンプレート）に作用する応力度は，4 辺を支持された板の曲げ応力度の計算式により照査を行う。

$$\sigma_1 = \frac{N_{X1}}{A_1} \pm \frac{M_{Y1}}{Z_{Y1}} \pm \frac{M_{Z1}}{Z_{Z1}} \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで，

- σ_1 : 扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (kN/m²)
- N_{X1} : 扉体の軸力 (kN)
- A_1 : 扉体の有効断面積 (m²)
- M_{Y1} : 扉体に発生する Y 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- Z_{Y1} : 扉体の Y 軸周りの有効断面係数 (m³)
- M_{Z1} : 扉体に発生する Z 軸周りの曲げモーメント (kN・m)
- Z_{Z1} : 扉体の Z 軸周りの有効断面係数 (m³)

ロ. せん断力照査

扉体（主桁，鉛直桁，ヒンジ）のせん断力を用いて次式により算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_1 = \frac{T_{X1}}{Z_1} \pm \frac{S_{Y1}}{A_{Y1}} \pm \frac{S_{Z1}}{A_{Z1}} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

- τ_1 : 扉体のせん断力より算定される応力 (kN/m²)
- T_{X1} : 扉体のねじりモーメント (kN・m)
- Z_1 : 扉体の極断面係数 (mm³)
- S_{Y1} : 扉体に発生するY軸方向のせん断力 (kN)
- A_{Y1} : 扉体のせん断抵抗断面積 (m²)
- S_{Z1} : 扉体に発生するZ軸方向のせん断力 (kN)
- A_{Z1} : 扉体のせん断抵抗断面積 (m²)

ハ. 合成応力度

合成応力に対しても許容限界以下であることを確認する。

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{sa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_1}{\tau_{sa}}\right)^2 \leq k \quad \dots \dots \dots (3.3)$$

ここで、

- σ_1 : 扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- τ_1 : 扉体のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- σ_{sa} : 短期許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- τ_{sa} : 短期許容せん断応力度 (N/mm²)
- k : 道路橋示方書(Ⅱ鋼橋編)に基づく合成応力の許容値 (1.2)

b. RC 支柱

RC 支柱は、地震応答解析に基づき算定した断面力によるコンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

RC 支柱の応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

c. フーチング

(a) フーチング (本体)

フーチング (本体) は、コンクリートの曲げ圧縮応力及び鉄筋の引張応力並びに部

材に作用するせん断力が許容限界以下であることを確認する。

フーチングの応力度算定は、解析コード「RC 断面計算 Ver. 8.00.06」を使用する。
解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

(b) ボイリングに対する照査

ボイリングに対する安全率が許容限界以上であることを次式により確認する。

$$F = \frac{2 \gamma' D}{\gamma_w h_w} \geq 1.2 \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、

F : ボイリングに対する安全率

γ' : 土の水中単位体積重量 (kN/m³)

D : フーチングの根入れ長さ (地表面高さ*1ーフーチング下端高さ) (m)

h_w : 水位差 (入力津波高さー地表面高さ*1, *2) (m)

γ_w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

注記 *1 : 杭周辺に旧表土, 盛土, 改良地盤が分布する断面 (鋼製扉 3) においては, 地震による 0.4m の地盤沈下を考慮する。

*2 : ボイリングに対する保守的な評価として, 杭周辺の旧表土, 盛土が飽和状態にあることを仮定し, 地表面に地下水位があるものとして水位差を算定する。

d. 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭体と杭頭について行う。杭体については、曲げモーメント及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。杭頭については、鋼管杭（杭頭）の曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

(a) 曲げ軸力照査（杭体）

曲げモーメントが許容限界以下であることを確認する。

許容限界である降伏モーメントの算定は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき次式により算定する。

$$M_y = \left(\sigma_y - \frac{|N_4|}{A_4} \right) \cdot Z_4 \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

ここで、

- M_y : 鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)
- σ_y : 鋼管杭の降伏強度 (N/mm²)
- N_4 : 鋼管杭に発生する軸力 (kN)
- A_4 : 鋼管杭の有効断面積 (m²)
- Z_4 : 鋼管杭の有効断面係数 (m³)

(b) せん断力照査（杭体）

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau_4 = \kappa_1 \frac{S_4}{A_4} \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

ここで、

- τ_4 : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S_4 : 鋼管杭に発生するせん断力 (N)
- A_4 : 鋼管杭の断面積 (mm²)
- κ_1 : せん断応力の分布係数 (2.0)

(c) 曲げ軸力照査（杭頭）

杭頭部の曲げ軸力に対する照査は、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）に基づき，図3-13に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し，曲げモーメントが仮想鉄筋コンクリート断面に生じる降伏曲げモーメント以下（許容限界以下）であることを確認する。

杭頭部の降伏曲げモーメント算定は，地震応答解析に基づき算定した杭頭部の断面力を用いて解析コード「RC断面計算 Ver. 8.00.06」により算定する。

解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

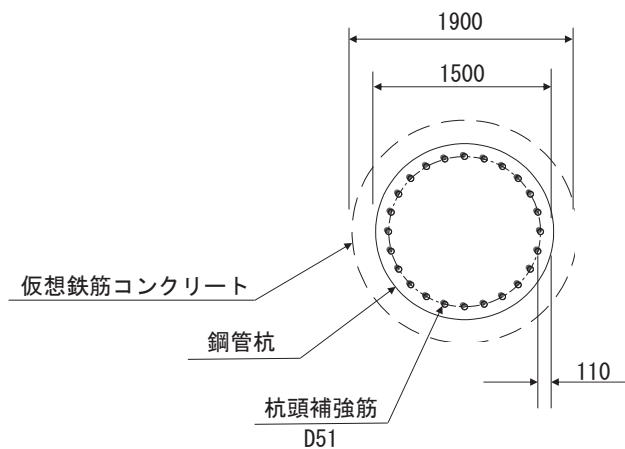


図3-13 仮想鉄筋コンクリート断面概念図

e. 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の重畳時の評価について，壁軸直角方向及び壁軸方向ともに，荷重による最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。

なお，止水ジョイント部材の相対変位量の照査は，鋼製扉以外の構造形式（鋼桁部及び鋼板部）や異種構造物（防潮堤，海水ポンプ室）との境界部も含めた照査が必要のため，止水ジョイント部材の評価結果については，添付書類「VI-3-別添 3-2-2-1 杭基礎構造防潮壁鋼製遮水壁（鋼板）の強度計算書」にまとめて示す。

f. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては，杭頭に発生する鉛直力が許容限界以下であることを確認する。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表4-1に示す。

4.1 重畳時

表4-1(1) 強度評価に用いる条件（鋼製扉2）（1/2）

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重（扉体）	150	kN
	固定荷重（RC支柱）	1922	kN
	固定荷重（フーチング）	5590	kN
	固定荷重（鋼管杭）	803	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.32	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	36.36	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	345	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm ²
σ_{ca1}	コンクリート（フーチング）の短期許容圧縮応力度	24	N/mm ²
σ_{ca2}	コンクリート（RC支柱）の短期許容圧縮応力度	16.5	N/mm ²
σ_1	扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	231	N/mm ²
M_{Y1}	扉体に発生するY軸周りの曲げモーメント	-882	kN・m
M_{Z1}	扉体に発生するZ軸周りの曲げモーメント	-12	kN・m
N_{X1}	扉体の軸力	11	kN
A_1	扉体の有効断面積	1.973×10^{-2}	m ²
τ_1	扉体のせん断力より算定されるせん断応力	131	N/mm ²
T_{X1}	扉体のねじりモーメント	93	kN・m
Z_1	扉体の極断面係数	7.747×10^{-4}	m ³
S_{Y1}	扉体に発生するY軸方向のせん断力	103	kN
S_{Z1}	扉体に発生するZ軸方向のせん断力	186	kN
A_{Y1}	扉体のY軸方向のせん断有効断面積	3.096×10^{-2}	m ²
A_{Z1}	扉体のZ軸方向のせん断有効断面積	2.160×10^{-2}	m ²
Z_{Y1}	扉体のY軸断面係数	6.604×10^{-4}	m ³
Z_{Z1}	扉体のZ軸断面係数	4.145×10^{-3}	m ³
F	ボイリングに対する安全率	1.78	—

表 4-1(1) 強度評価に用いる条件（鋼製扉 2）（2/2）

記号	定義	数値	単位
γ'	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m ³
D	フーチングの根入れ長さ（地表面高さ－フーチング下端高さ）	3.8	m
h_w	水位差（入力津波高さ－地表面高さ）	3.6	m
σ_y	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm ²
My	鋼管杭の降伏曲げモーメント	16376	kN・m
M_4	鋼管杭に発生する曲げモーメント	2604	kN・m
N_4	鋼管杭の軸力	4858	kN
τ_4	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	43	N/mm ²
S_4	鋼管杭に発生するせん断力	2385	kN
A_4	鋼管杭の断面積	1.111×10^{-1}	m ²
Z_4	鋼管杭の断面係数	4.031×10^{-2}	m ³
κ_1	せん断応力の分布係数	2.0	—

表 4-1(2) 強度評価に用いる条件 (鋼製扉 3) (1/2)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (扉体)	135	kN
	固定荷重 (RC 支柱)	1519	kN
	固定荷重 (フーチング)	5529	kN
	固定荷重 (鋼管杭)	1307	kN
P_s	積雪荷重	0.98	kN/m ²
P_k	風荷重	0.34	kN/m ²
P_h	浸水津波荷重	56.56	kN/m ²
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1030	kg/m ³
σ_{sa}	鋼材の短期許容曲げ圧縮応力度	380	N/mm ²
τ_{sa}	鋼材の短期許容せん断応力度	217	N/mm ²
σ_{ca1}	コンクリート (フーチング) の短期許容圧縮応力度	24	N/mm ²
σ_{ca2}	コンクリート (RC 支柱) の短期許容圧縮応力度	16.5	N/mm ²
σ_1	扉体の曲げモーメント及び軸力より算定される応力	124	N/mm ²
M_{Y1}	扉体に発生する Y 軸周りの曲げモーメント	-18	kN・m
M_{Z1}	扉体に発生する Z 軸周りの曲げモーメント	25	kN・m
N_{X1}	扉体の軸力	3	kN
A_1	扉体の有効断面積	1.229×10^{-2}	m ²
Z_{Y1}	扉体の Y 軸断面係数	2.298×10^{-4}	m ³
Z_{Z1}	扉体の Z 軸断面係数	1.072×10^{-3}	m ³
τ_1	扉体のせん断力より算定されるせん断応力	34	N/mm ²
T_{X1}	扉体のねじりモーメント	-1	kN・m
Z_1	扉体の極断面係数	1.110×10^{-4}	m ³
S_{Y1}	扉体に発生する Y 軸方向のせん断力	-21	kN
S_{Z1}	扉体に発生する Z 軸方向のせん断力	-207	kN
A_{Y1}	扉体の Y 軸方向のせん断有効断面積	6.528×10^{-3}	m ²
A_{Z1}	扉体の Z 軸方向のせん断有効断面積	1.320×10^{-2}	m ²
F	ボイリングに対する安全率	1.23	—
γ'	土の水中単位体積重量	8.5	kN/m ³
D	フーチングの根入れ長さ (地表面高さ - フーチング下端高さ)	4.1	m
h_w	水位差 (入力津波高さ - 地表面高さ)	5.6	m
σ_y	鋼管杭の降伏強度	435	N/mm ²
My	鋼管杭の降伏曲げモーメント	24466	kN・m
M_4	鋼管杭に発生する曲げモーメント	14081	kN・m

表 4-1(2) 強度評価に用いる条件 (鋼製扉 3) (2/2)

記号	定義	数値	単位
N_4	鋼管杭の軸力	1875	kN
τ_4	鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力	73	N/mm ²
S_4	鋼管杭に発生するせん断力	6675	kN
A_4	鋼管杭の断面積 (中杭②)	1.830×10^{-1}	m ²
Z_4	鋼管杭の断面係数 (中杭②)	7.929×10^{-2}	m ³
κ_1	せん断応力の分布係数	2.0	—

5. 評価結果

5.1 重畳時

5.1.1 扉体の評価結果

扉体における曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する主部材の照査結果を表5-1～表5-3に、最大照査値が生じた部位を図5-1～図5-2に示す。この結果から、鋼板の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表5-1 扉体（主桁・鉛直桁）の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉2 (SM570)	2 ($G+1.0S_{dH}-0.4S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	231	279	0.83
	2 ($G+1.0S_{dH}-0.4S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	131	210	0.63
	2 ($G+1.0S_{dH}-0.4S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.74	1.2	0.62
鋼製扉3 (SM570)	4 ($G+0.4S_{dH}-1.0S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	124	380	0.33
	2 ($G+1.0S_{dH}-0.4S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	34	217	0.16
	2 ($G+1.0S_{dH}-0.4S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.11	1.2	0.10

表5-2 扉体（スキンプレート）の照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉2 (SM570)	2 ($G+1.0S_{dH}-0.4S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	313	382	0.82
鋼製扉3 (SM570)	2 ($G+1.0S_{dH}-0.4S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	183	382	0.48

表 5-3 ヒンジの照査結果

部位	荷重の組合せケース	応力成分	応力度 (a)	許容限界 (b)	照査値 (a/b)
鋼製扉 2 (SM490)	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	79	222	0.36
	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	16	136	0.12
	2 ($G + 1.0 S_{dH} - 0.4 S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.14	1.2	0.12
鋼製扉 3 (SM490)	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	曲げ応力度 (N/mm^2)	37	222	0.17
	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	せん断応力度 (N/mm^2)	11	136	0.09
	4 ($G + 0.4 S_{dH} - 1.0 S_{dV}$)	合成応力度 (-)	0.03	1.2	0.03

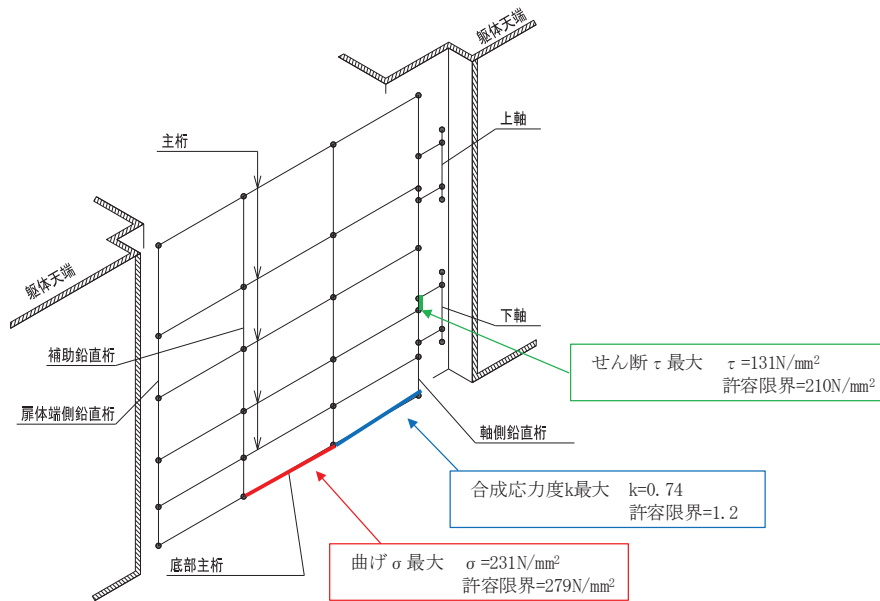


図 5-1(1) 扉体（主桁，鉛直桁）の曲げ・軸力系の破壊およびせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 2）

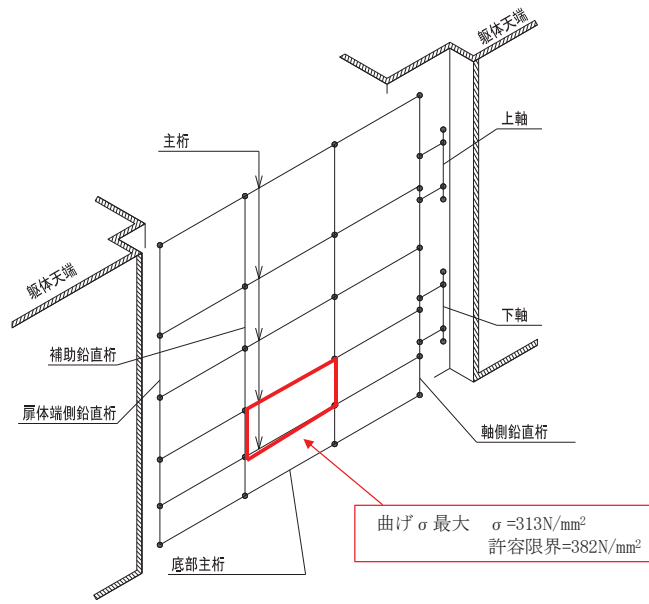


図 5-1(2) 扉体（スキンプレート）の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 2）

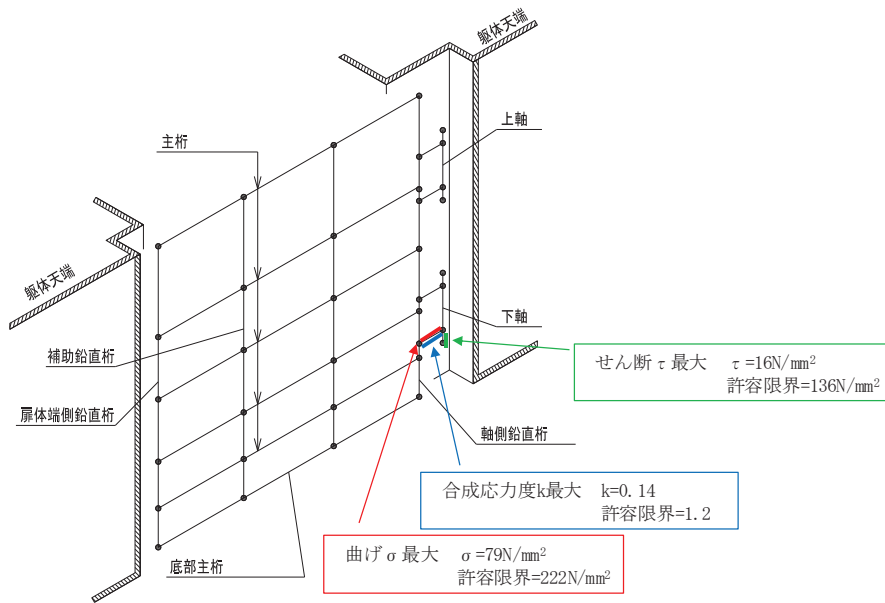


図 5-1(3) ヒンジの曲げ・軸力系の破壊およびせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 2）

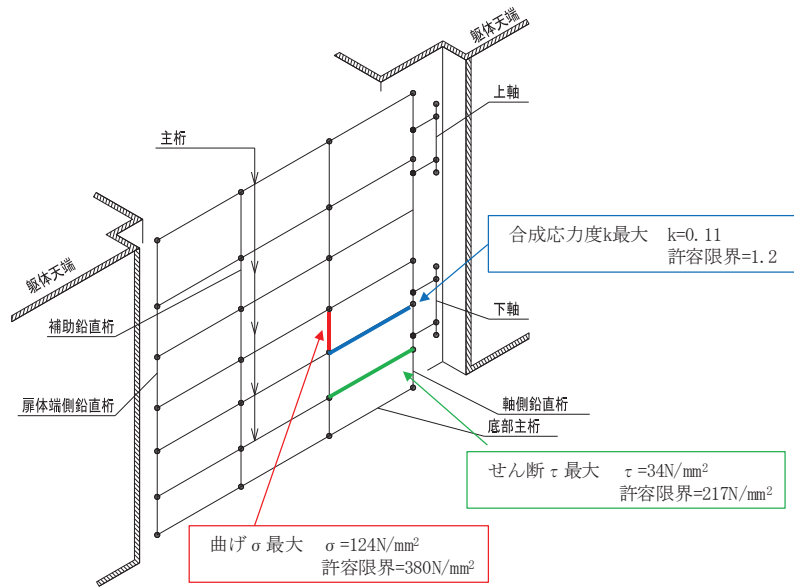


図 5-2(1) 扉体（主桁，鉛直桁）の曲げ・軸力系の破壊およびせん断破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 3）

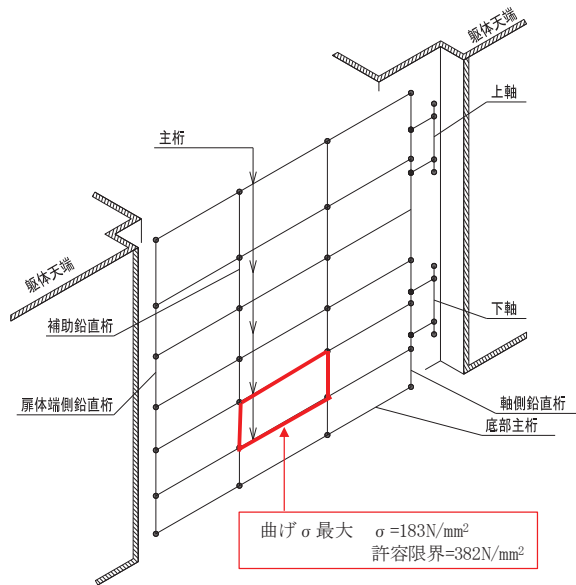


図 5-2(2) 扉体（スキンプレート）の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値発生箇所（鋼製扉 3）

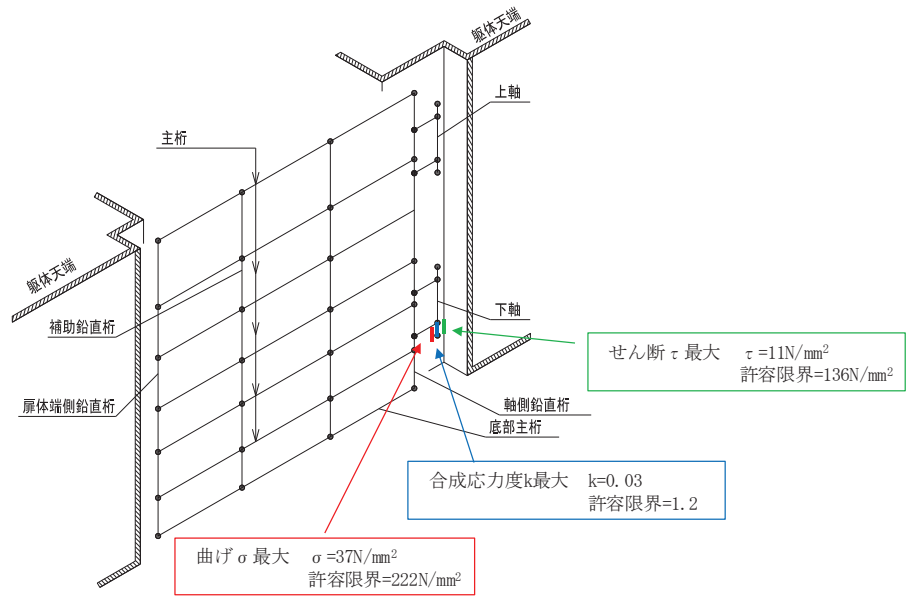


図 5-2(3) ヒンジの曲げ・軸力系の破壊およびせん断破壊に対する
最大照査値発生箇所（鋼製扉 3）

5.1.2 RC 支柱の評価結果

RC 支柱の照査時刻における断面力図を図 5-3～図 5-4 に、照査結果を表 5-4～表 5-6 に示す。また、配筋図を図 5-5 に示す。

この結果から、RC 支柱の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

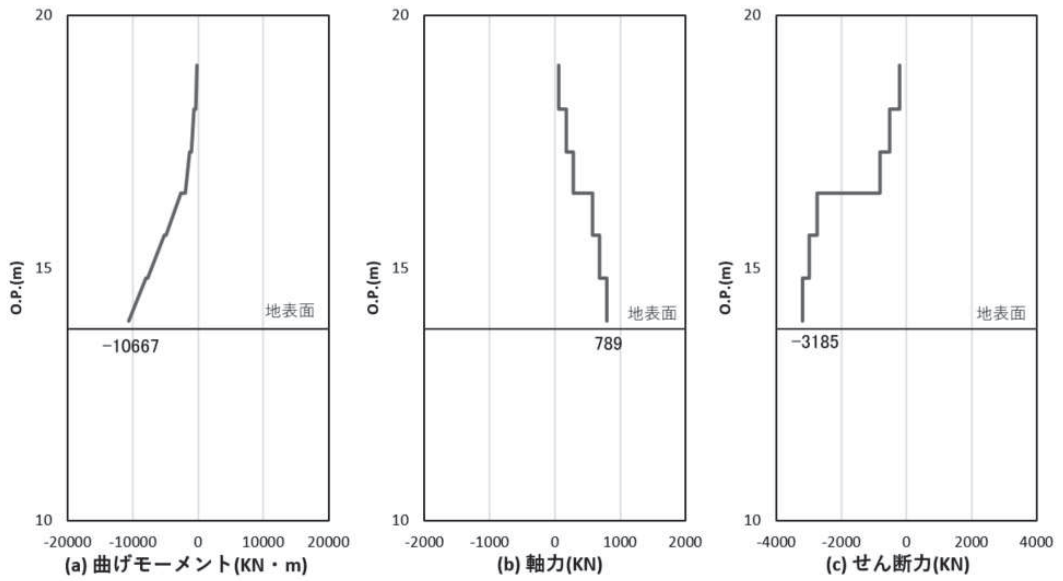


図 5-3(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S d-D 2 (ー+), t=17.79s)
 解析ケース①：基本ケース

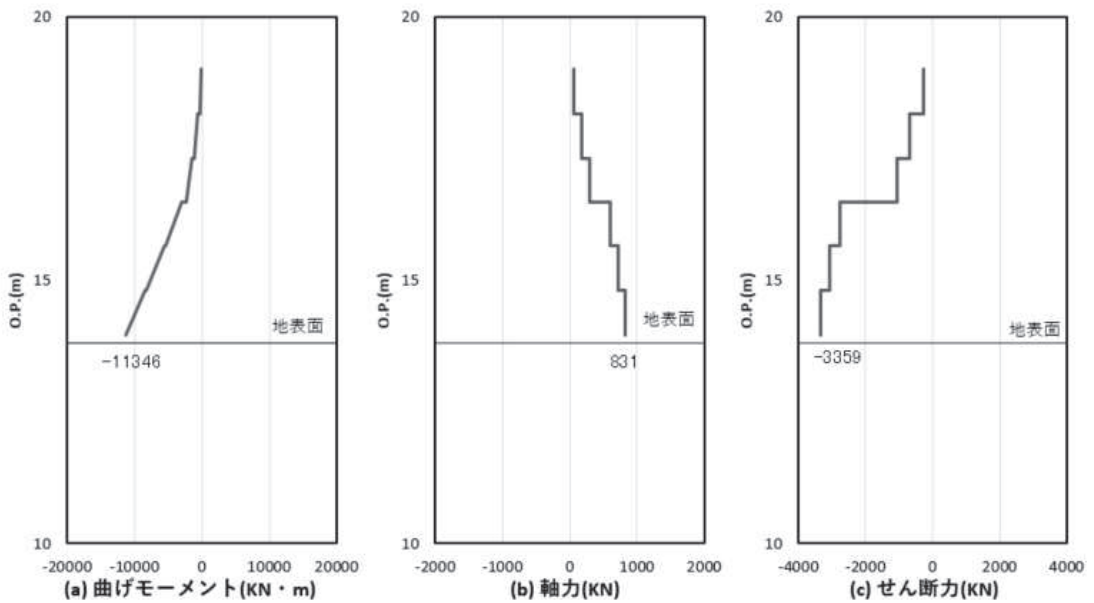


図 5-3(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S d-D 2 (+ー), t=26.79s)
 解析ケース③：地盤物性のばらつき (ー1σ) を考慮した解析ケース

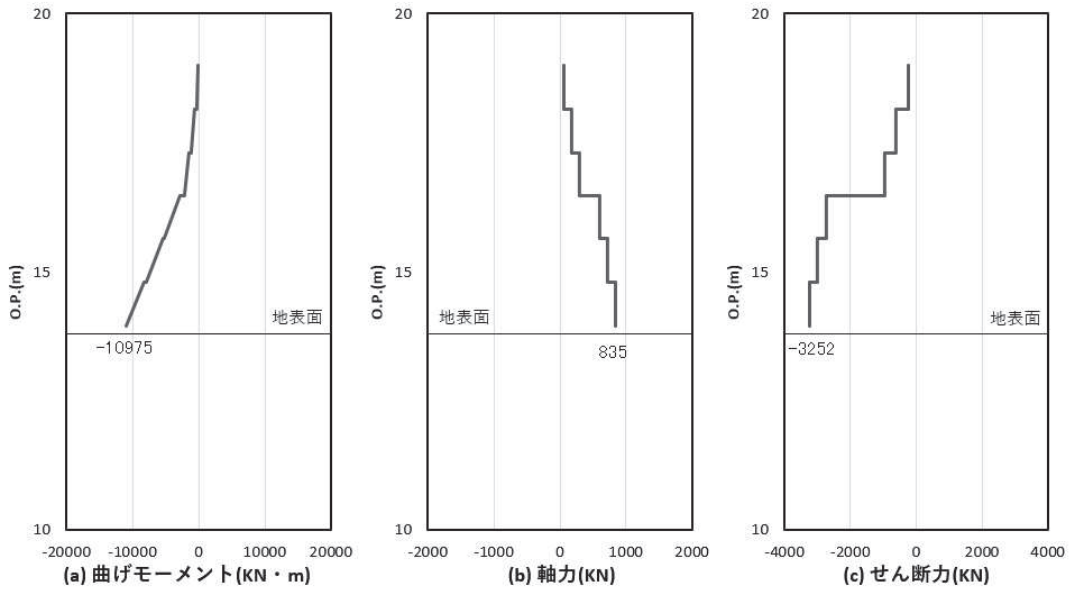


図 5-3(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S d - D 2 (-+), t=26.79s)
 解析ケース③: 地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース

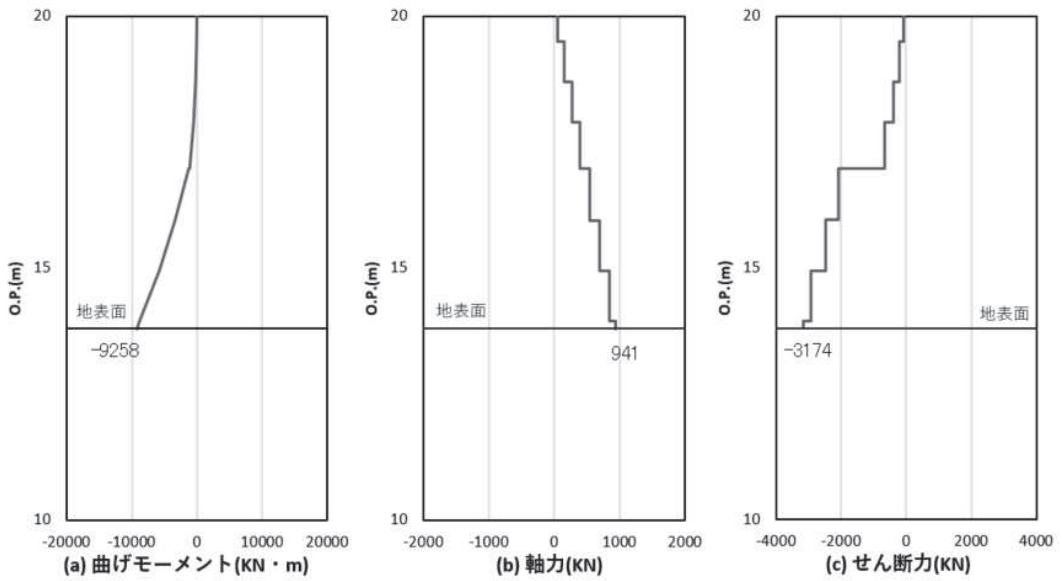


図 5-4(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S d - D 2 (-+), t=25.57s)
 解析ケース①: 基本ケース

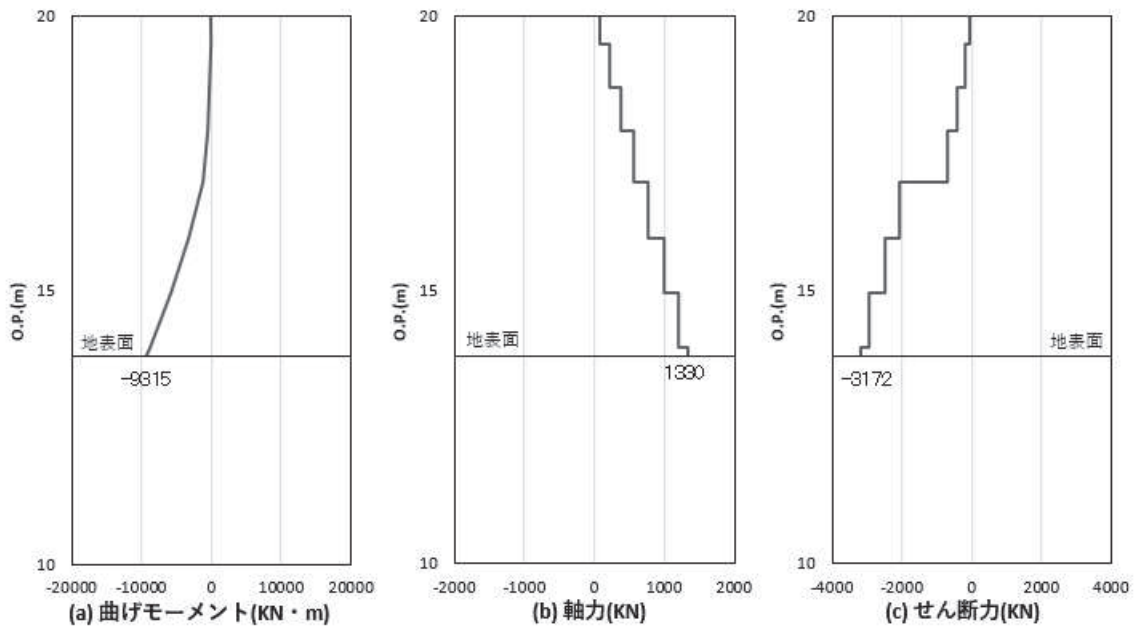


図 5-4(2) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S d - D 2 (- -), t=25.56s)
 解析ケース①：基本ケース

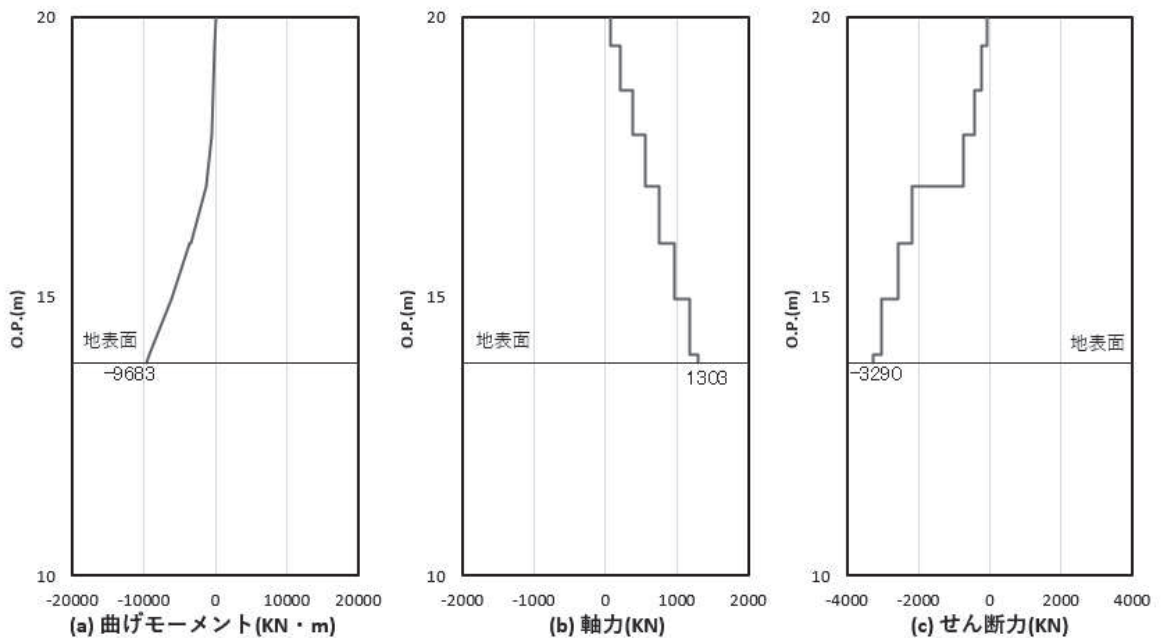


図 5-4(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S d - D 2 (- -), t=25.56s)
 解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 5-4 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (-+)	①	-10667	1617	7.7	16.5	0.47
鋼製扉 3	S d - D 2 (-+)	①	-9258	1662	10.3	16.5	0.63

注記 *：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最大値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-5 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力		引張 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	③	D38 @150 2段	-11346	55	242	435	0.56
鋼製扉 3	S d - D 2 (--)	①	D41 @150	-9315	18	301	435	0.70

注記 *：軸力は、正：圧縮，負：引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-6 せん断破壊に対する最大照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用 せん断力*	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)	せん断力* (kN) (a)		
鋼製扉 2	S d - D 2 (- +)	③	D22@150	3252	3415	5880	0.59
鋼製扉 3	S d - D 2 (- -)	②	D25@150	3290	3455	4526	0.77

注記 * : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a (1.05)

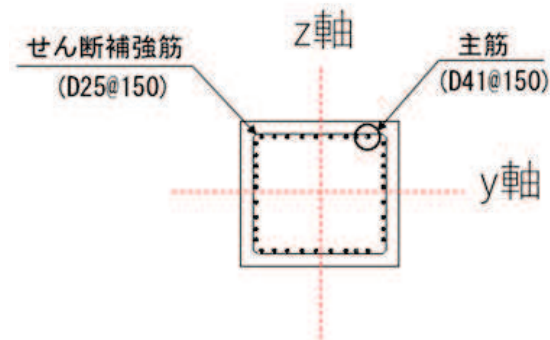


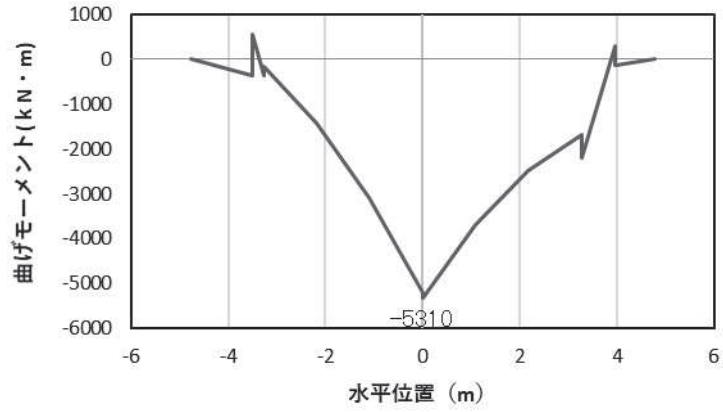
図 5-5 RC 支柱の配筋概要図 (鋼製扉 3 の例)

5.1.3 フーチング

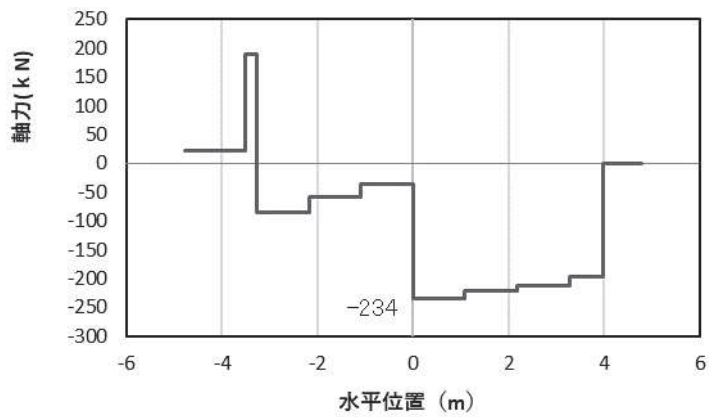
(1) フーチング（本体）

フーチングの照査時刻における断面力図を図 5-6～図 5-7 に、照査結果を表 5-7～表 5-9 に示す。また、配筋図を図 5-8 に示す。なお、曲げモーメントの M_y は図 5-8 に示す y 軸周りのモーメントを、 M_z は z 軸周りのモーメントを示す。

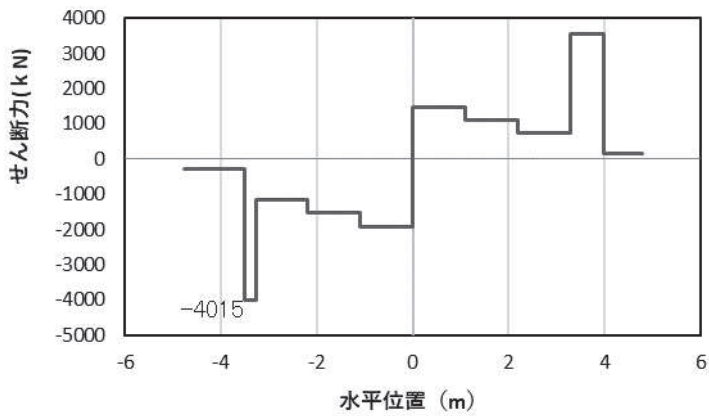
この結果から、フーチングの発生応力が許容限界以下であることを確認した。



(a) 曲げモーメントY



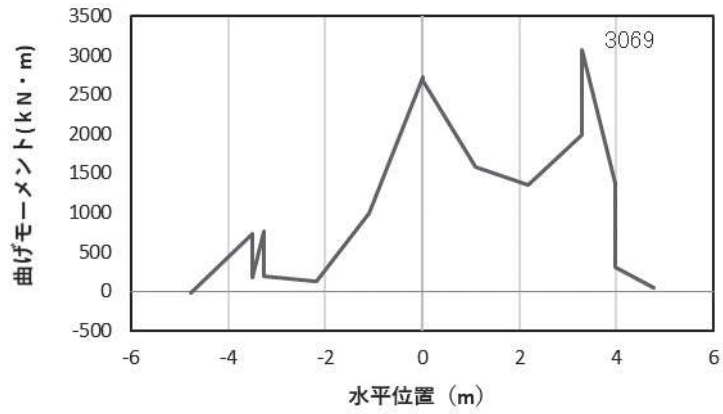
(b) 軸力



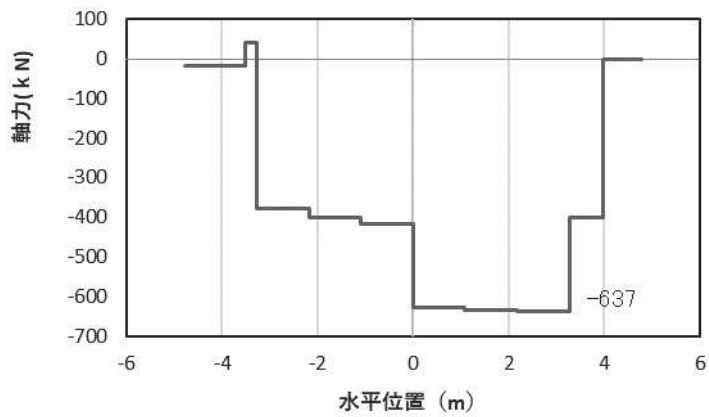
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

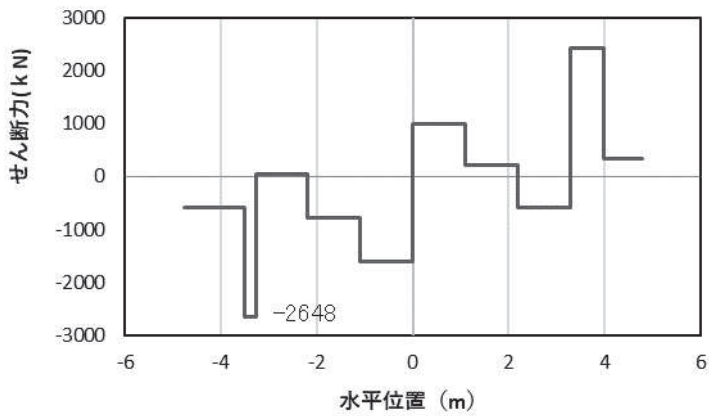
図 5-6(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻の断面力
 (鋼製扉 2, S d-D 2 (-+), $t=26.78\text{s}$, M_y 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



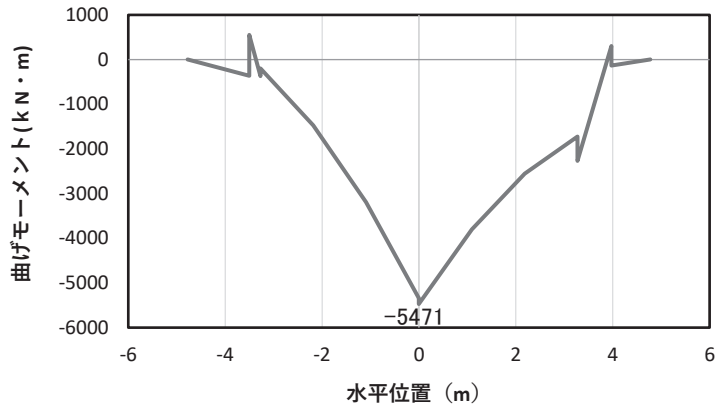
(b) 軸力



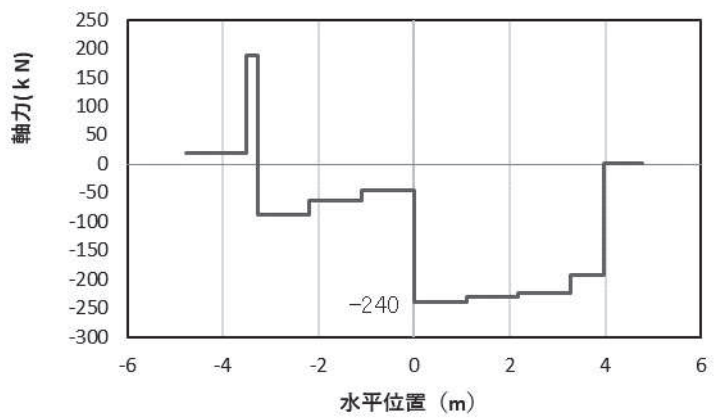
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

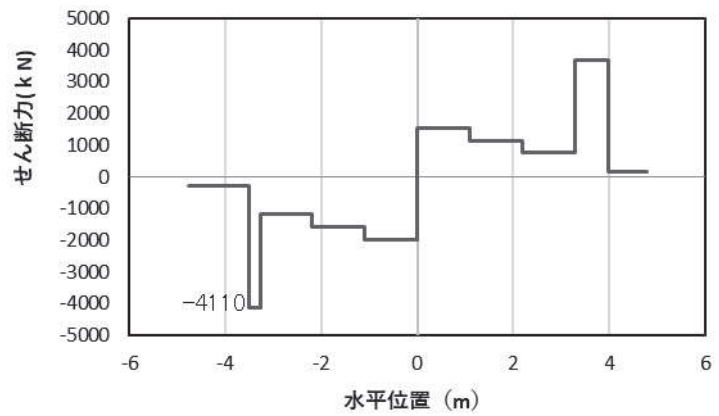
図 5-6(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻の断面力
 (鋼製扉 2, S d-D 2 (-+), t=10.42s, M_z 最大)
 解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



(b) 軸力

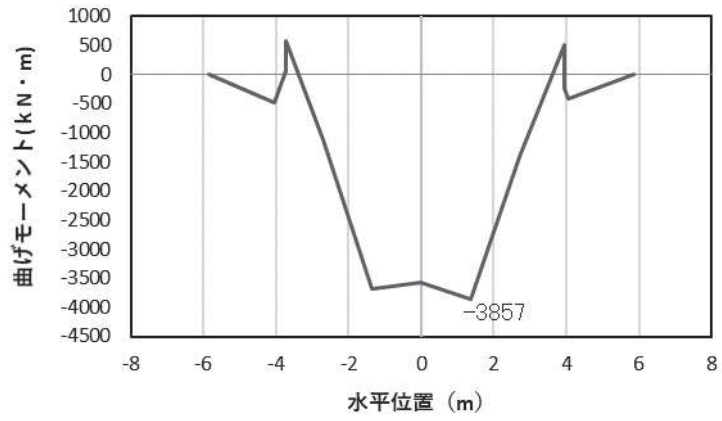


(c) せん断力

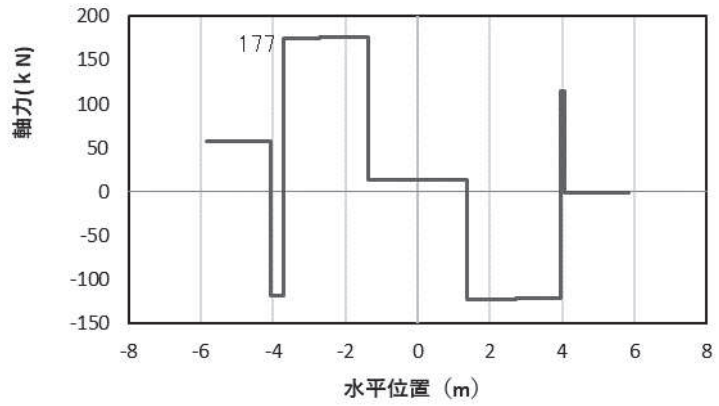
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図5-6(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼製扉2, S d-D 2 (+-), t=26.78s)

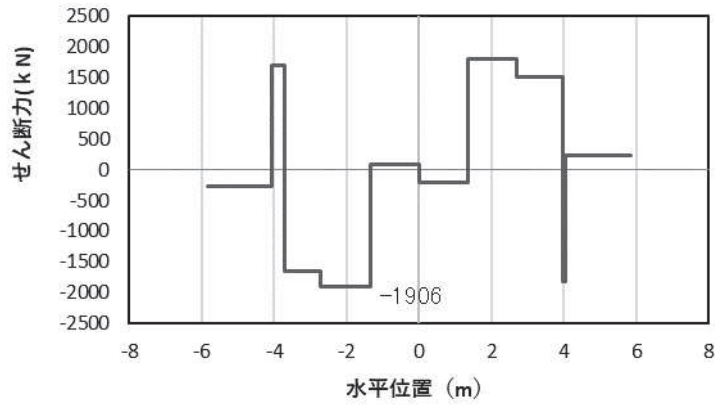
解析ケース①: 基本ケース



(a) 曲げモーメント γ



(b) 軸力



(c) せん断力

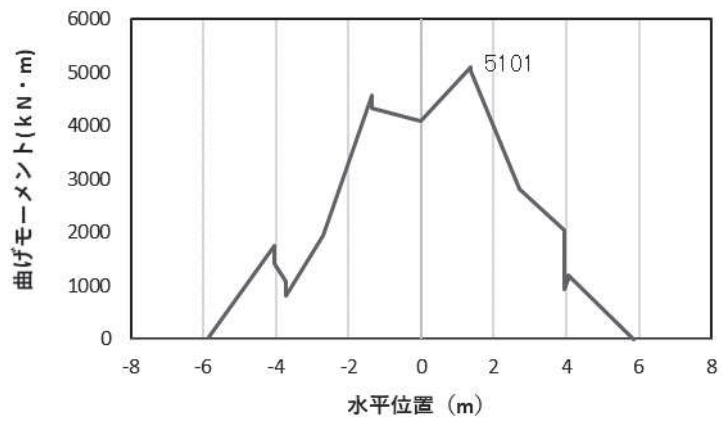
(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-7(1) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における

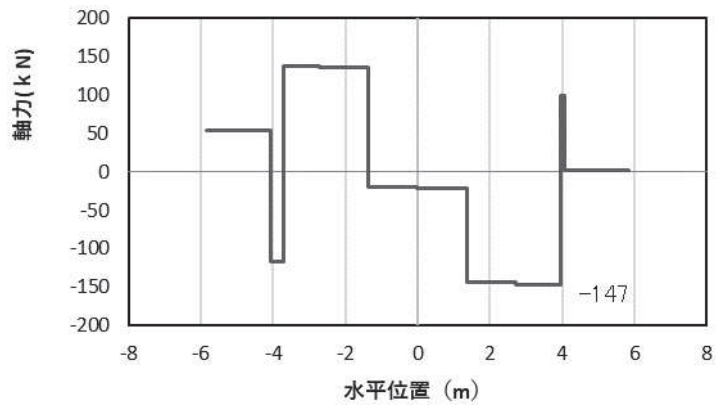
曲げモーメント最大時刻の断面力

(鋼製扉 3, S d-D 2 (-+), t=25.57s, M_Y 最大)

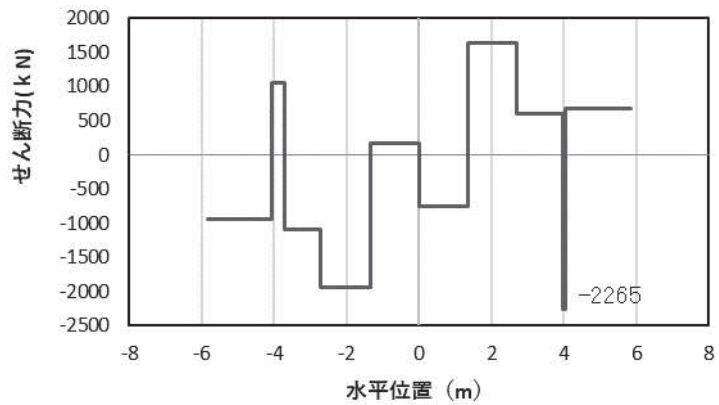
解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



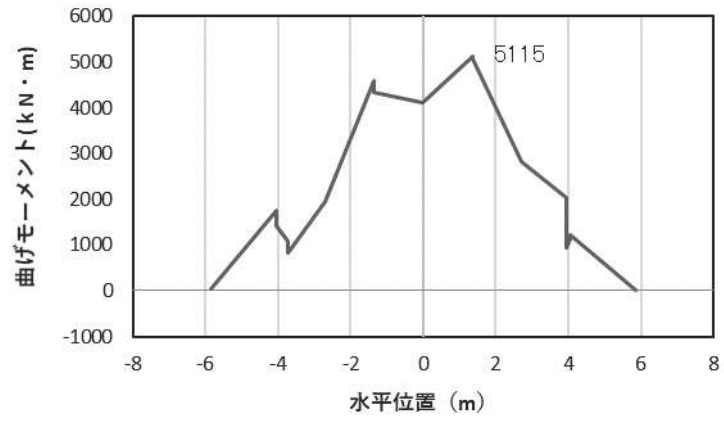
(b) 軸力



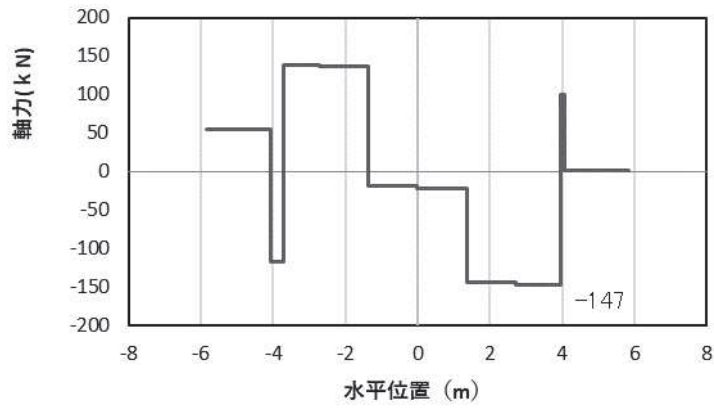
(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

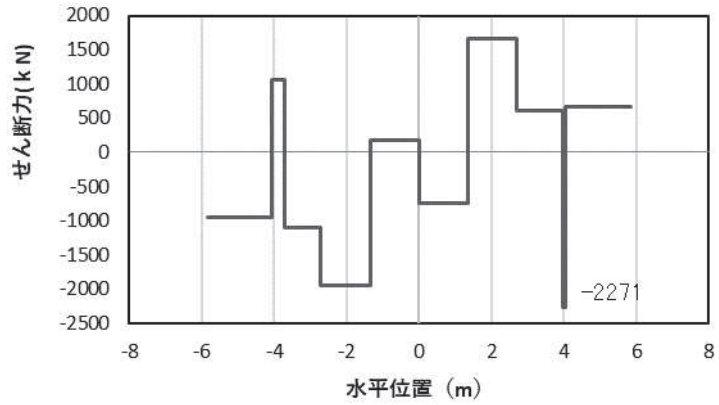
図 5-7(2) コンクリート及び鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における
 曲げモーメント最大時刻の断面力
 (鋼製扉 3, S d-D 2 (-+), t=23.56s, M_z 最大)
 解析ケース①：基本ケース



(a) 曲げモーメントZ



(b) 軸力



(c) せん断力

(水平位置の0はフーチング中心位置を示す)

図 5-7(3) コンクリート及び鉄筋のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼製扉 3, S d - D 2 (++) , t=23.56s)

解析ケース①：基本ケース

表 5-7 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

部材	地震動	解析 ケース	発生断面力*		曲げ圧縮 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (-+)	①	M _Y : 5310 M _Z : 3069	243	0.9	24	0.04
鋼製扉 3	S d - D 2 (-+)	①	M _Y : 3857 M _Z : 5101	219	1.9	24	0.08

注記 * : 軸力は、正 : 圧縮, 負 : 引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最大値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-8 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

部材	地震動	解析 ケース	配筋	発生断面力*		引張 応力度 (N/mm ²) (a)	許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (-+)	①	D38 @300, 200	M _Y : 5310 M _Z : 3069	-666	35	294	0.12
鋼製扉 3	S d - D 2 (-+)	①	D38 @300, 200	M _Y : 3857 M _Z : 5101	-202	77	294	0.27

注記 * : 軸力は、正 : 圧縮, 負 : 引張を示す。また、曲げモーメントについては、全時刻の絶対値最大となる断面力を抽出し、軸力については全時刻の最小値を抽出した上で、曲げモーメントについては保守的となるよう正負を入れ替えた組合せでの照査を行っているため上表には照査値が最大となった組み合わせでの断面力の値を示している。

表 5-9 せん断破壊に対する最大照査値

部材	地震動	解析 ケース	せん断 補強筋	発生断面力	照査用 せん断力* (kN) (a)	許容限界 (kN) (b)	照査値 (a/b)
				せん断力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	①	D32@300	4110	4316	38529	0.12
鋼製扉 3	S d - D 2 (++)	①	D32@300	2271	2385	25417	0.10

注記 * : 照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数 γ_a (1.05)

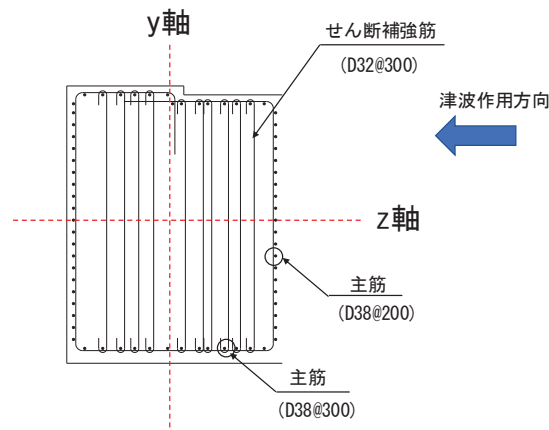


図 5-8 フーチング配筋概要図 (鋼製扉 3 の例)

(2) ボイリングに対する照査

ボイリングに対する照査結果を表 5-10 に示す。ボイリングに対する安全率が許容限界以上であることを確認した。

表 5-10 ボイリングに対する照査結果

部位	入力津波高さ (m)	地表面高さ (m)	フーチング高さ (m)	ボイリングに 対する安全率
鋼製扉 2	0. P. +17.4	0. P. +13.8	0. P. +10.0	1.78
鋼製扉 3	0. P. +19.0	0. P. +13.4	0. P. +9.3	1.23

5.1.4 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力照査（杭体）

断面計算に用いた断面諸元を表 5-11 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査における評価時刻での断面力図を図 5-9～図 5-10 に、鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 5-12 に示す。

この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-11 鋼管杭断面諸元

断面	杭種		設置標高	板厚* (mm)	断面積 (mm ²)	断面係数 (mm ³)
鋼製扉 2	φ 1500	SM570 (t=25mm)	(上杭) O. P. +10.0m～ O. P. -4.9m	24	1.111×10 ⁵	0.403×10 ⁸
鋼製扉 3	φ 1800	SM570 (t=24mm)	(上杭) O. P. +9.3m～ O. P. +1.1m	23	1.283×10 ⁵	0.562×10 ⁸
		SM570 (t=29mm)	(中杭①) O. P. +1.1m～ O. P. -0.9m	28	1.557×10 ⁵	0.678×10 ⁸
		SM570 (t=34mm)	(中杭②) O. P. -0.9m～ O. P. -6.9m	33	1.830×10 ⁵	0.793×10 ⁸
		SM570 (t=29mm)	(下杭) O. P. -6.9m～ O. P. -17.370m	28	1.557×10 ⁵	0.678×10 ⁸

注記 *：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1mm による断面積の低減を考慮する。

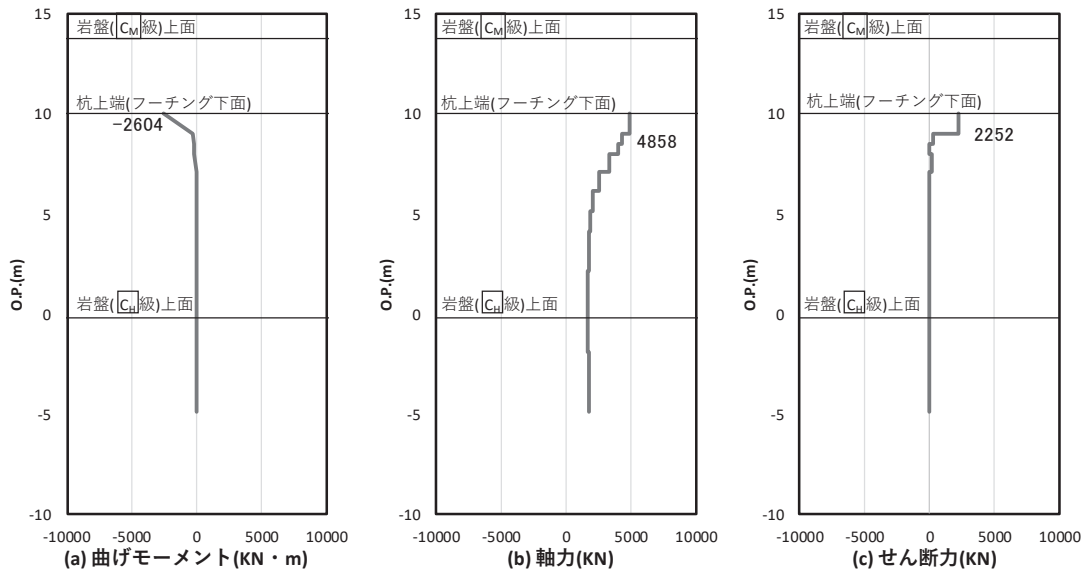


図 5-9 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼製扉 2, S d - D 2 (+ -), t=26.78s)
 解析ケース①：基本ケース

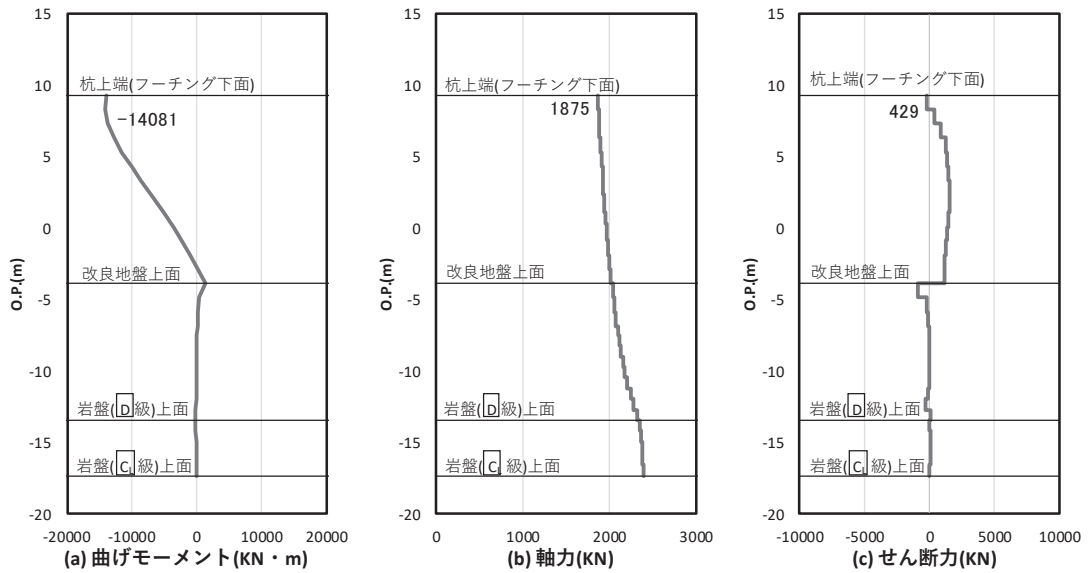


図 5-10 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S d - D 2 (- -), t=25.57s)
 解析ケース①：基本ケース

表 5-12 鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)	軸力 (kN)		
鋼製扉 2 (上杭)	S d - D 2 (+-)	①	2604	4858	16376	0.16
鋼製扉 3 (上杭)	S d - D 2 (--)	①	14081	1875	24466	0.58

(2) せん断力照査 (杭体)

鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力図を図 5-11～図 5-12 に、せん断破壊に対する照査結果を表 5-13 に示す。鋼管杭に対してせん断強度による照査を行った結果、鋼管杭に発生する応力が許容限界以下であることを確認した。

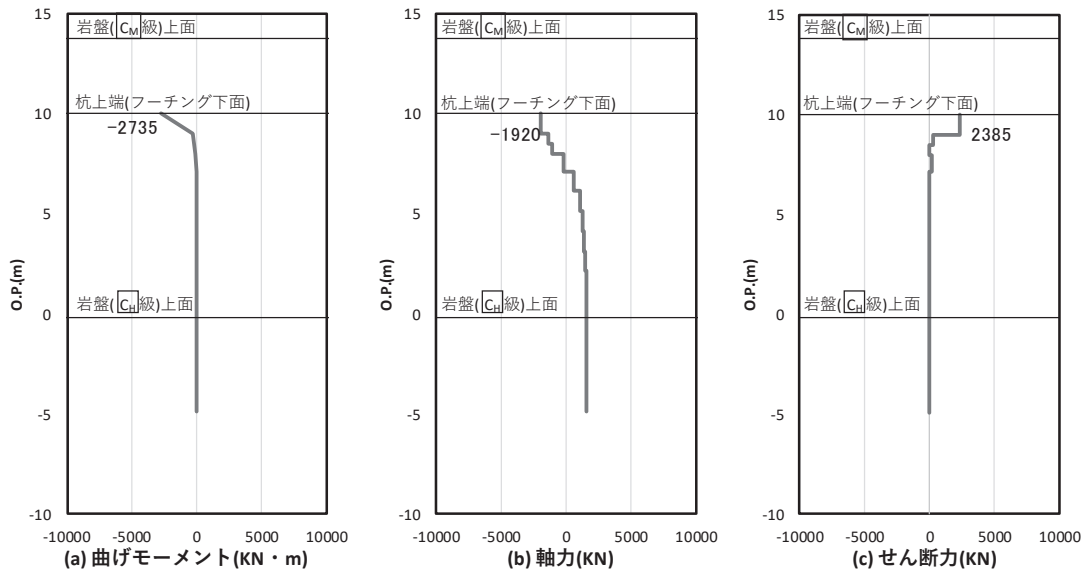


図 5-11 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
(鋼製扉 2, S d - D 2 (+-), t=26.78s)
解析ケース①: 基本ケース

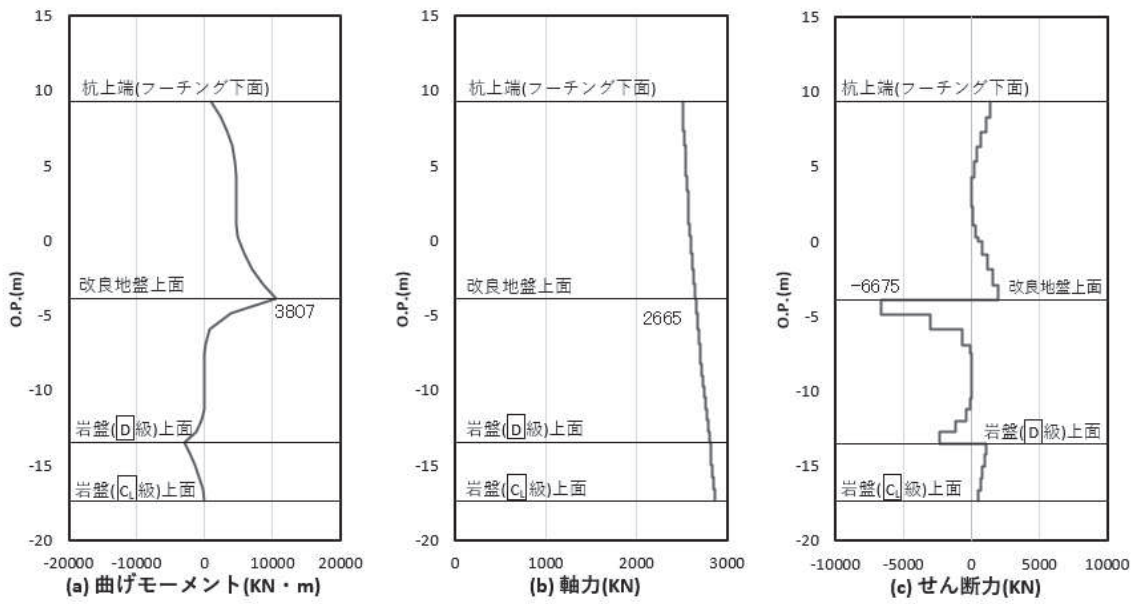


図 5-12 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における照査時刻での断面力
 (鋼製扉 3, S d - D 2 (---), t=8.09s)
 解析ケース①：基本ケース

表 5-13 鋼管杭のせん断破壊に対する最大照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力		許容限界 (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			せん断力 (kN)	せん断 応力度 (N/mm ²) (a)		
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	①	2385	43	260	0.17
鋼製扉 3 (中杭②)	S d - D 2 (--)	①	6675	73	260	0.29

(3) 曲げ軸力照査 (杭頭)

断面計算に用いた断面諸元を表 5-14 に、杭頭配筋概要図を図 5-13 に、照査値を表 5-15 に示す。この結果から、杭頭部の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5-14 鋼管杭断面諸元 (杭頭部)

断面	杭径 (mm)	仮想 RC 断面の 径 (mm)	コンクリート	杭頭補強筋			
			設計基準強度 (N/mm ²)	材質	鉄筋径	本数 (本)	配置半径 (mm)
鋼製扉 2	1500	1900	50	SD490	D51	24	640
鋼製扉 3	1800	2200	50	SD490	D51	36 (28-8)	790, 610

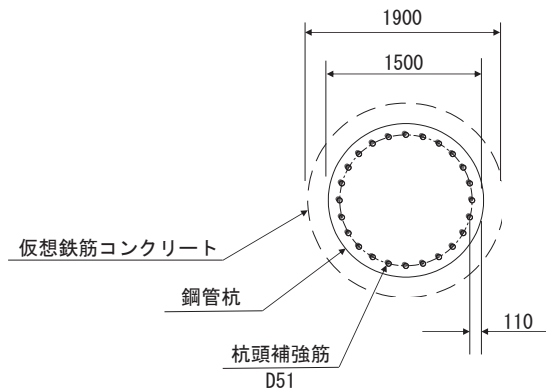


図 5-13 杭頭配筋概要図 (鋼製扉 2 の例)

表 5-15 鋼管杭の杭頭の曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	降伏曲げモーメント (kN・m) (b)	照査値 (a/b)
			曲げモーメント (kN・m) (a)		
鋼製扉 2	S d - D 2 (+-)	①	2735	11661	0.24
鋼製扉 3	S d - D 2 (--)	②	14376	19490	0.74

5.1.5 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査における照査時刻での断面力図を図 5-14～図 5-16 に、照査結果を表 5-16～表 5-17 に示す。

鋼製扉の杭頭に生じる鉛直力が極限支持力以下であることを確認した。

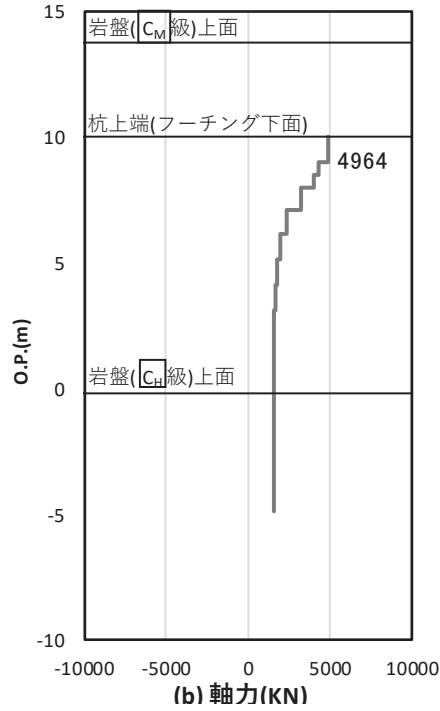


図 5-14 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 (鋼製扉 2, S d - D 2 (---), t=17.79s)
 解析ケース①：基本ケース

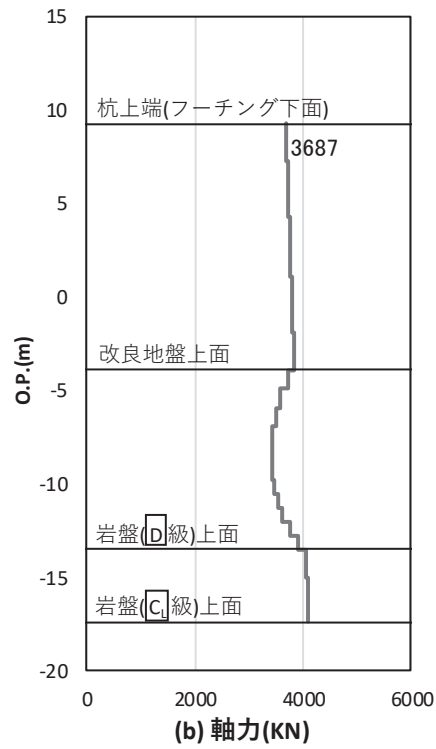


図 5-15 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（押し込み）
 （鋼製扉 3, S d - D 2 (++) , t=23.56s)
 解析ケース②：地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース

表 5-16 基礎地盤の支持性能評価結果（押し込み）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	応力度 R_a (N/mm ²) (a)	許容限界 R_{ua} (N/mm ²) (b)	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 (kN)			
鋼製扉 2	S d - D 2 (--)	①	4964	2.9	13.7	0.22
鋼製扉 3	S d - D 2 (++)	②	3687	1.5	11.4	0.14

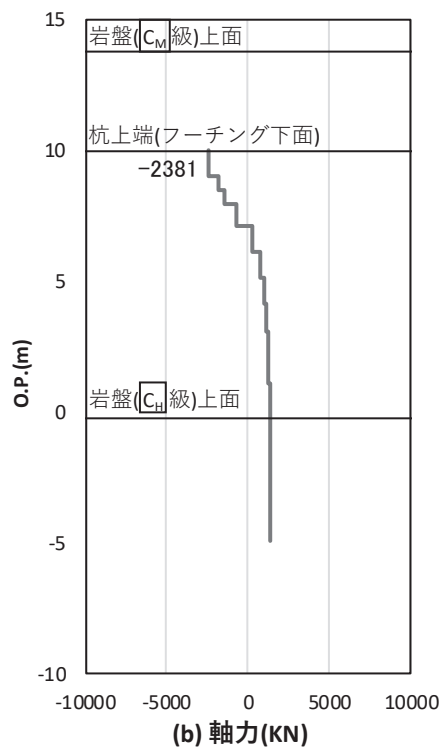


図 5-16 基礎地盤の支持性能照査時刻での軸力（引き抜き時）
 （鋼製扉 2，S d - D 2（-+），t=17.80s）
 解析ケース③：地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した解析ケース

表 5-17 基礎地盤の支持性能評価結果（引き抜き）

断面	地震動	解析 ケース	発生断面力	許容限界 R_u (kN) (b)	照査値 (a/b)
			杭頭軸力 R_d (kN) (a)		
鋼製扉 2	S d - D 2 (-+)	③	-2381	6653	0.36
鋼製扉 3	-*	-*	-*	11999	-*

*：鉛直上向きの鉛直力が生じていない

VI-3-別添 3-2-2-4 防潮壁（第 3 号機海水熱交換器建屋）の
強度計算書

目次

1. 概要	1
2. 一般事項	2
2.1 配置概要	2
2.2 構造計画	3
2.3 評価方針	4
2.4 適用規格・基準等	5
2.5 記号の説明	6
3. 評価対象部位	8
4. 構造強度評価	9
4.1 構造強度評価方法	9
4.2 荷重及び荷重の組合せ	9
4.3 許容限界	11
4.4 設計用地震力	12
4.5 解析モデル及び諸元	13
4.6 評価方法	16
5. 評価結果	20

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示すとおり、浸水防止設備のうち防潮壁（第3号機海水熱交換器建屋）（以下、「防潮壁」という。）が地震後の繰り返しの襲来を想定した津波荷重並びに余震、風及び積雪を考慮した荷重に対して、十分な構造健全性を有していることを説明するものである。

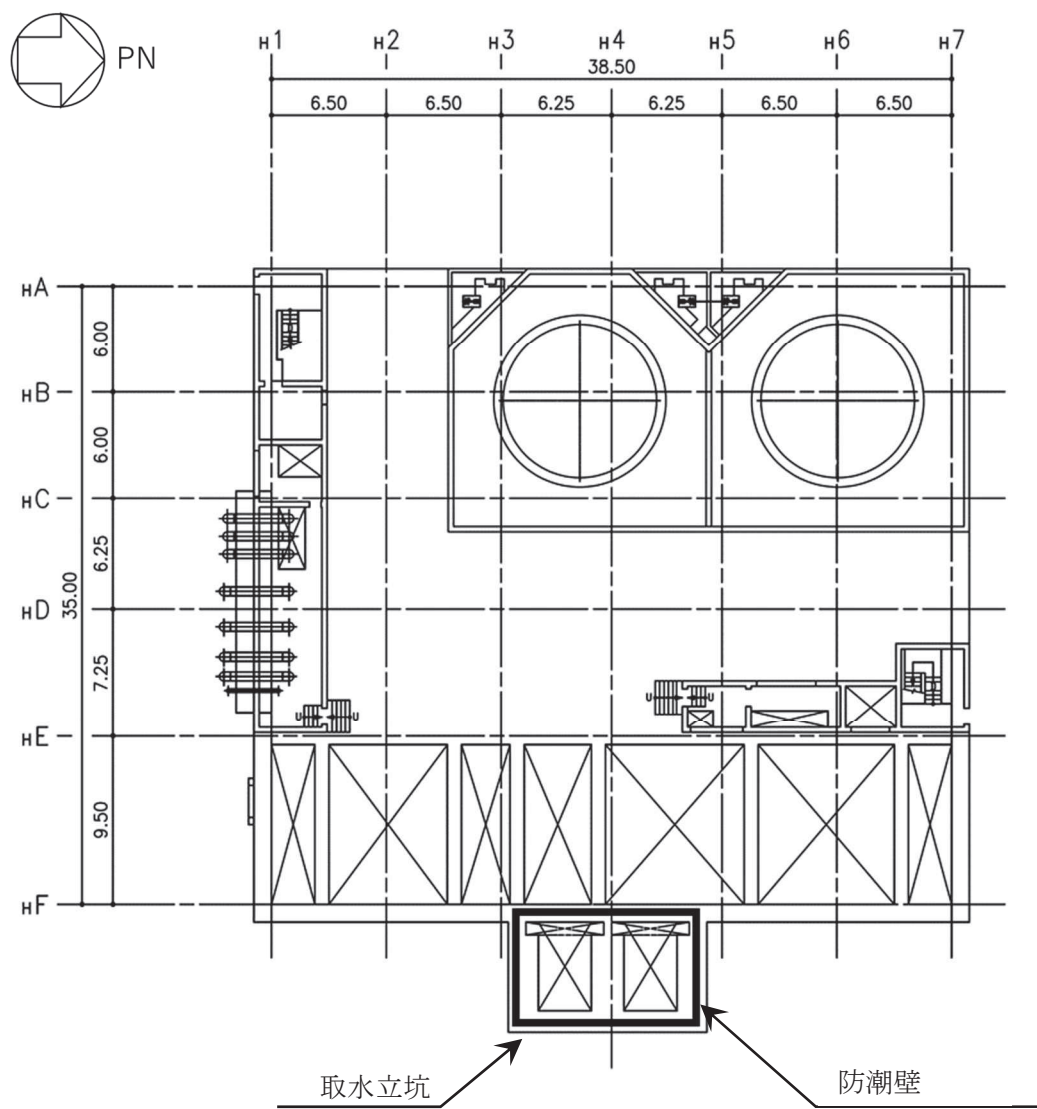
なお、防潮壁の強度評価においては、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約1mの地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 一般事項

2.1 配置概要

防潮壁は、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に設置する。

防潮壁の設置位置図を図2-1に示す。



第3号機海水熱交換器建屋 O.P. 14.00

図2-1 防潮壁の設置位置図 (単位:m)

2.2 構造計画

防潮壁は、第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に上部工をアンカーボルトにより設置する。

上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースで構成する。防潮壁の構造計画を表2-1に示す。

また、設計津波水位及び防潮壁の天端高さを表2-2に示す。

表 2-1 防潮壁の構造計画

計画の概要		概略構造図
基礎・支持構造	主体構造	
第3号機海水熱交換器建屋取水立坑上に上部工をアンカーボルトにより設置する。	上部工は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースで構成する。	

表 2-2 設計津波水位及び防潮壁の天端高さ

設置場所 (m)	設計津波水位 (入力津波水位) (m)	防潮壁の天端高さ (m)
0. P. 14. 00	0. P. 19. 50 (0. P. 19. 00)	0. P. 20. 00

2.3 評価方針

防潮壁の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定した荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界に基づき、「2.2 構造計画」に示す防潮壁の構造を踏まえ、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位において、「4. 構造強度評価」に示す方法にて確認する。強度評価の確認結果を「5. 評価結果」にて確認する。

強度評価フローを図 2-2 に示す。

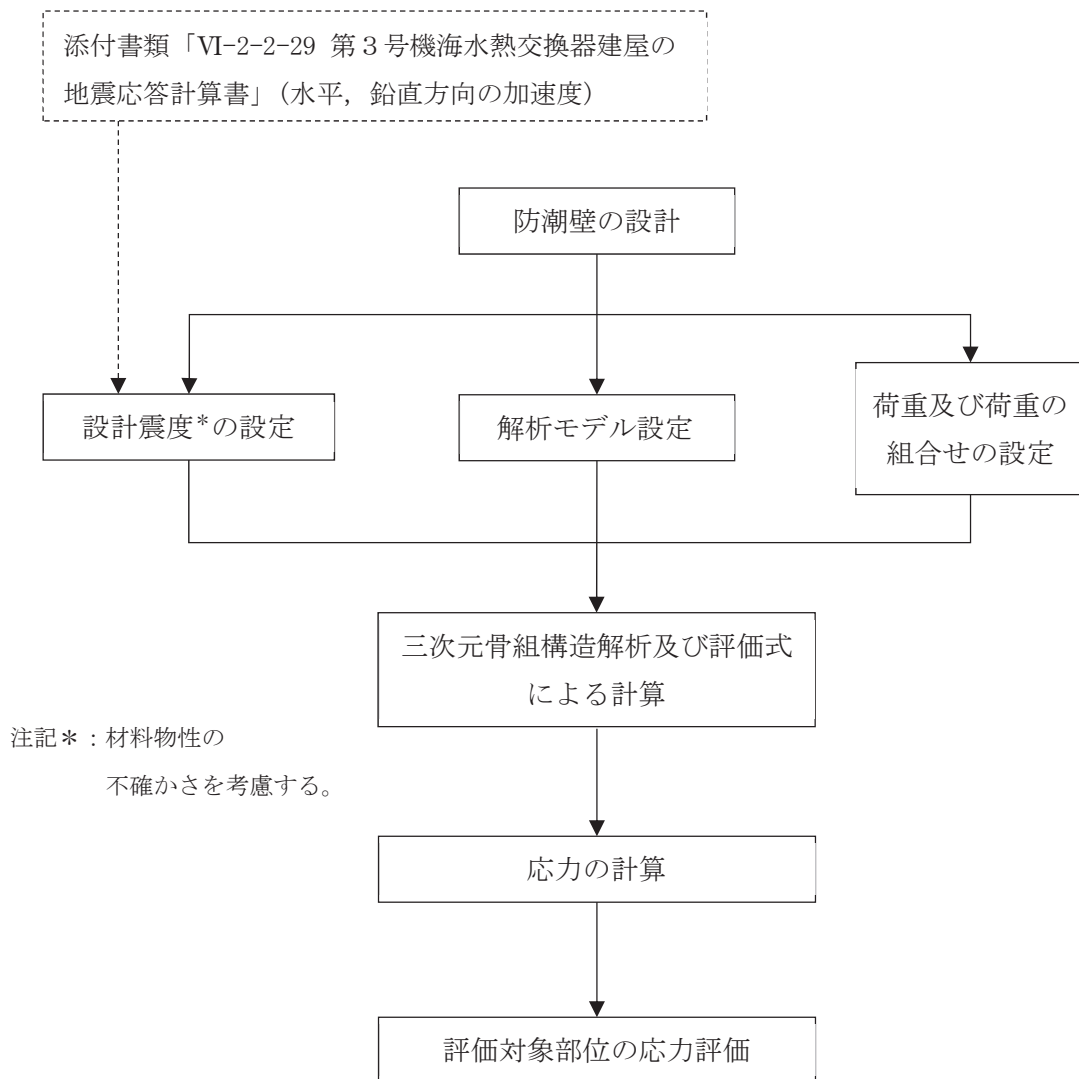


図 2-2 強度評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- ・ 日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説
- ・ 日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-
- ・ 日本機械学会 2005 年 機械工学便覧
- ・ 日本港湾協会 1988 年 港湾施設の技術上の基準・同解説

2.5 記号の説明

防潮壁の強度評価に用いる記号を表 2-3 に示す。

表 2-3 強度評価に用いる記号 (1/2)

記号	単位	定義
$K S d$	kN	余震荷重
G	kN	固定荷重
$P h$	kN	津波荷重
$P_{s w}$	kN/m ²	津波による静水圧
$P_{d w h}$	kN/m ²	津波による動水圧
$P s$	kN	積雪荷重
$P k$	kN	風荷重
$P w$	N/mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ当りに作用する水平荷重
a	m ²	水圧の受圧面積
A	mm ²	全断面積
A_N	mm ²	有効断面積
A_s	mm ²	せん断断面積
$A_{s y}$	mm ²	y 軸方向のせん断断面積
$A_{s z}$	mm ²	z 軸方向のせん断断面積
E	N/mm ²	縦弾性係数
ν	—	ポアソン比
$K_{N S}$	—	弾性設計用地震動 $S d - D 2$ の NS 方向設計震度
$K_{E W}$	—	弾性設計用地震動 $S d - D 2$ の EW 方向設計震度
K_H	—	弾性設計用地震動 $S d - D 2$ の水平方向設計震度
K_V	—	弾性設計用地震動 $S d - D 2$ の UD 方向設計震度
f_c	N/mm ²	許容圧縮応力度
f_t	N/mm ²	許容引張応力度
f_b	N/mm ²	許容曲げ応力度
ρ	t/m ³	海水の密度
ρ_w	kg/mm ³	鋼製遮水壁（鋼板）の密度
g	m/s ²	重力加速度 (=9.80665)
t	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の板厚
L	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の支点間長さ
b	mm	鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ
h	m	評価高さ
c	—	補正係数
B	m	鋼製遮水壁（鋼板）の振動方向の長さ

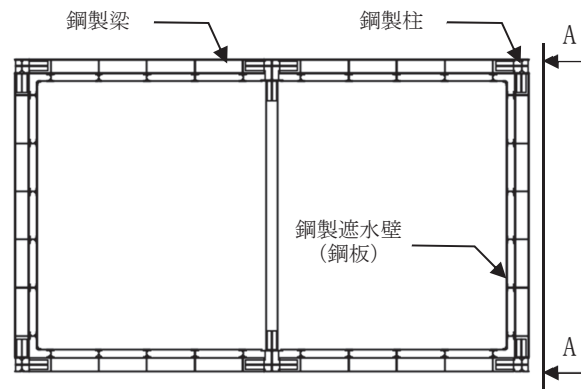
表 2-3 強度評価に用いる記号 (2/2)

記号	単位	定義
H	m	取水立坑天端からの防潮壁の高さ
M	N・mm	曲げモーメント
Q	N	せん断応力
T	N	引張応力
I_y	mm ⁴	y 軸まわりの断面二次モーメント
I_z	mm ⁴	z 軸まわりの断面二次モーメント
Z	mm ³	断面係数
Z_y	mm ³	y 軸まわりの断面係数
Z_z	mm ³	z 軸まわりの断面係数
σ_t	N/mm ²	引張応力度
σ_c	N/mm ²	圧縮応力度
σ_b	N/mm ²	曲げ応力度
σ_{bx}	N/mm ²	X 軸まわりの曲げ応力度
σ_{by}	N/mm ²	Y 軸まわりの曲げ応力度
${}_c\sigma_b$	N/mm ²	圧縮側曲げ応力度
${}_t\sigma_b$	N/mm ²	引張側曲げ応力度
τ	N/mm ²	せん断応力度
f_{bx}	N/mm ²	X 軸まわりの許容曲げ応力度
f_{by}	N/mm ²	Y 軸まわりの許容曲げ応力度
N	N	圧縮応力
T_d	kN	アンカーボルト 1 本当りに作用する引張力
q	kN	アンカーボルト 1 本当りに作用するせん断力
T_a	kN	アンカーボルトの短期許容引張荷重
q_a	kN	アンカーボルトの短期許容せん断荷重

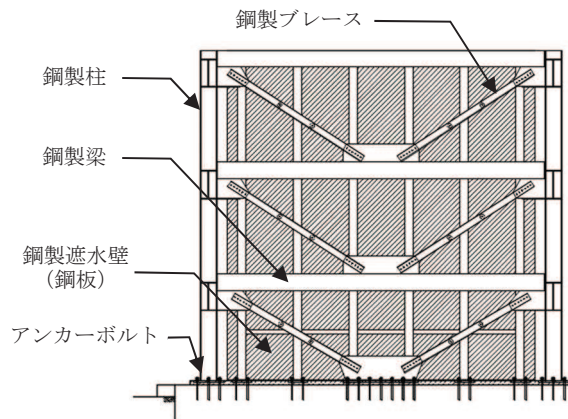
3. 評価対象部位

評価対象部位は、「2.2 構造計画」にて設定している構造を踏まえて、津波荷重及び余震荷重の伝達過程を考慮し設定する。

評価対象部位は、津波荷重が防潮壁の鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製梁、鋼製柱及び鋼製ブレースに伝わり、上部工を固定するアンカーボルトを介して躯体に伝達されることから、防潮壁の評価対象部位は、鋼製遮水壁（鋼板）、鋼製梁、鋼製柱、鋼製ブレース及びアンカーボルトとする。評価対象部位を図3-1に示す。



平面図



A-A 正面図

図3-1 評価対象部位

4. 構造強度評価

4.1 構造強度評価方法

強度評価は、「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界を踏まえて、「3. 評価対象部位」にて設定する評価対象部位に生じる応力等が「4.3 許容限界」にて示す許容限界以下であることを確認する。

4.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき設定する。

4.2.1 荷重

防潮壁の強度評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、自重を考慮する。

(2) 余震荷重(K S d)

余震荷重として、弾性設計用地震動 S d - D 2 による地震力及び動水圧 (P_{dwh}) を考慮する。

動水圧は以下の式により算出する。

$$P_{dwh} = \pm c \cdot \frac{7}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot K_H \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここで、

P_{dwh} : 津波による動水圧 (kN/m²)

ρ : 海水の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665m/s²)

h : 評価高さ (m)

c : 補正係数

B/H < 1.5 のとき c = B / (1.5 · H)

B/H ≥ 1.5 のとき c = 1.0

K_H : 弾性設計用地震動 S d - D 2 の水平方向設計震度 (K_{NS}またはK_{EW})

B : 鋼製遮水壁 (鋼板) の振動方向の長さ (m)

H : 取水立坑天端からの防潮壁の高さ (m)

(3) 津波荷重(P h)

津波による荷重を考慮する。

津波荷重は以下の式により算出する。

$$P h = P_{s w} \cdot a$$

$$P_{s w} = \rho \cdot g \cdot h$$

ここで、

a : 水圧の受圧面積(m²)

P_{s w} : 津波による静水圧(kN/m²)

(4) 積雪荷重(P s)

積雪荷重については、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し、0.301kN/m²を考慮する。

(5) 風荷重(P k)

風荷重については、設計基準風速を30m/sとし、建築基準法に基づき算定する。

4.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表4-1に示す。

表4-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
重畳時	G + P h + P s + P k + K S d

G : 固定荷重

P h : 津波荷重

P s : 積雪荷重

P k : 風荷重

K S d : 余震荷重

4.3 許容限界

許容限界は、「3. 評価対象部位」にて設定している評価対象部位ごとに機能損傷モードを考慮し、短期許容応力度又は短期許容荷重とする。

4.3.1 鋼板及び鉄骨材

「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づき算定した鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度を表 4-2 に示す。

表 4-2 鋼板及び鉄骨材の短期許容応力度

材料	短期許容応力度		
	曲げ (N/mm ²)	せん断 (N/mm ²)	組合せ* (N/mm ²)
SS400 SM400A	235	135	235
SM490A	325	187	325

注記*：短期許容引張応力度の値を示す。

4.3.2 アンカーボルト

「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算出したアンカーボルトの短期許容荷重を表 4-3 に示す。

なお、引張力を受ける場合においては、アンカーボルトの降伏により決まる許容荷重及び定着したコンクリート躯体の付着力により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。また、せん断力を受ける場合においては、アンカーボルト母材のせん断強度により決まる許容荷重、定着したコンクリート躯体の支圧強度及びコーン状破壊により決まる許容荷重を比較して、いずれか小さい値を採用する。

表 4-3 アンカーボルトの短期許容荷重

材料	短期許容荷重 (kN/本)	
	引張	せん断
SS400	57.8	44.8

4.4 設計用地震力

強度評価に用いる設計震度は材料物性の不確かさを考慮したものとして添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震地応答計算書」の地震応答解析結果を用いる。評価で用いる設計震度を表4-4に示す。

表4-4 設計震度

設置場所 (m)	弾性設計用地震動 S d - D 2		
	NS 方向 設計震度	EW 方向 設計震度	UD 方向 設計震度
0. P. 14. 00	$K_{NS}=1.58$	$K_{EW}=1.39$	$K_V=0.74$

4.5 解析モデル及び諸元

4.5.1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデルおよび諸元

鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデルを図4-1に示す。

- (1) 解析モデルの諸元及び部材の断面性能を表4-5及び表4-6に示す。
- (2) 解析モデルは、各部材を表4-7に示す要素を用いてモデル化する。なお、アンカーボルトで固定する脚部はピン支持とし、モデル化は基本部材の軸心で行うものとする。
- (3) 解析コードは「KANSAS2」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5-64 計算機プログラム(解析コード)の概要・KANSAS2」に示す。

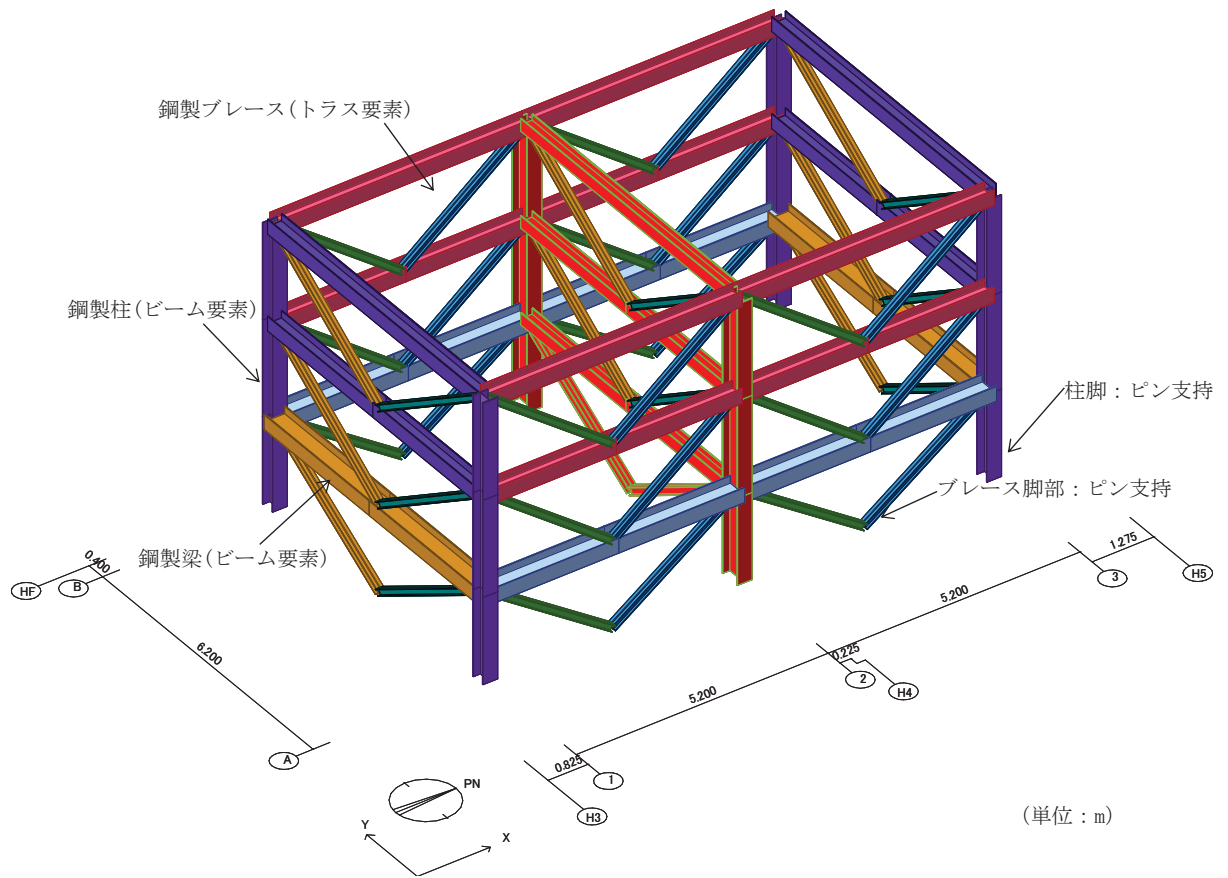


図4-1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの解析モデル

表 4-5 解析モデルの諸元

項目	記号	単位	入力値
材質	—	—	SS400 SM400A SM490A
縦弾性係数	E	N/mm ²	205000
ポアソン比	ν	—	0.3

表 4-6 断面性能

部材	断面積 A [mm ²]	せん断断面積		断面二次モーメント		断面係数	
		A _{sy} [mm ²]	A _{sz} [mm ²]	I _y [mm ⁴]	I _z [mm ⁴]	Z _y [mm ³]	Z _z [mm ³]
鋼製柱	14620	9600	5016	52500×10 ⁴	7210×10 ⁴	2010×10 ³	480×10 ³
鋼製梁 ①	21150	6000	15000	11300×10 ⁴	117000×10 ⁴	750×10 ³	3760×10 ³
鋼製梁 ②	15390	4444	10800	8110×10 ⁴	54700×10 ⁴	540×10 ³	2190×10 ³
鋼製梁 ③	11850	2700	9000	6750×10 ⁴	20200×10 ⁴	450×10 ³	1220×10 ³
鋼製梁 ④	9143	1998	7000	3650×10 ⁴	10700×10 ⁴	292×10 ³	781×10 ³
鋼製ブレース ①	6118	—	—	—	—	—	—
鋼製ブレース ②	4742	—	—	—	—	—	—
鋼製ブレース ③	3422	—	—	—	—	—	—

表 4-7 使用要素

部材	使用要素	使用材料	使用断面
鋼製柱	梁要素	SM400A	BH-450×300×12×16
鋼製梁	梁要素	SM490A	① H-550×300×12×25 ② H-440×300×11×18 ③ H-300×300×10×15 ④ H-250×250×9×14
鋼製ブレース	トラス要素	SS400	① 2[-150×75×9×12.5 ② 2[-150×75×6.5×10 ③ 2[-125×65×6×8

4.5.2 鋼製遮水壁（鋼板）の諸元

鋼製遮水壁（鋼板）の諸元を表 4-8 に示す。

表 4-8 鋼製遮水壁（鋼板）の諸元

部材	使用材料	使用断面
鋼製遮水壁 （鋼板）	SM490A	P L-16 P L-12 P L-9

4.6 評価方法

「日本建築学会 2005 年 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-」に基づき、鉄骨及び鋼板の断面に生じる軸力及び曲げモーメント並びにせん断応力が短期許容応力度に基づく許容値を超えないことを確認する。

また、アンカーボルトに生じる引張力及びせん断力が短期許容荷重を超えないことを確認する。

4.6.1 鋼製柱、鋼製梁及び鋼製ブレースの評価方法

(1) 圧縮応力に対する断面の評価方法

圧縮応力が生じる部材は、座屈を考慮し、部材に生じる圧縮応力度が許容圧縮応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで、

σ_c : 圧縮応力度(=N/A) (N/mm²)

N : 圧縮応力(N)

A : 全断面積(mm²)

f_c : 許容圧縮応力度(N/mm²)

(2) 引張応力に対する断面の評価方法

引張応力が生じる部材は、部材に生じる引張応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_t : 引張応力度(=T/A_N) (N/mm²)

T : 引張応力(N)

A_N : 有効断面積(mm²)

f_t : 許容引張応力度(N/mm²)

(3) 曲げモーメントに対する断面の評価方法

曲げモーメントが生じる部材は，座屈長を考慮し，部材に生じる最大曲げ応力度が許容曲げ応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は，面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sigma_{bX}}{f_{bX}} + \frac{\sigma_{bY}}{f_{bY}} \leq 1$$

ここで，

σ_{bX} , σ_{bY} : X軸まわり及びY軸まわりの曲げ応力度(=M/Z) (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

f_{bX} , f_{bY} : X軸まわり及びY軸まわりの許容曲げ応力度 (N/mm²)

(4) 曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は，部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。

$$\frac{\sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

ここで，

σ_b : 曲げ応力度 (N/mm²)

τ : せん断応力度(=Q/A_s) (N/mm²)

Q : せん断応力 (N)

A_s : せん断断面積 (mm²)

(5) 引張応力，曲げモーメント及びせん断応力の組合せ評価方法

引張応力，曲げモーメント及びせん断応力が生じる部材は，座屈長を考慮し，部材に生じる組合せ応力度が許容引張応力度を超えないことを確認する。曲げ応力は，面内方向及び面外方向ともに考慮する。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_t + \sigma_{bX} + \sigma_{bY})^2 + 3 \cdot \tau^2}}{f_t} \leq 1$$

(6) 圧縮応力及び曲げモーメントの組合せ評価方法

圧縮応力及び曲げモーメントが生じる部材は、座屈長を考慮し、部材に生じる組合せ応力度を下式により考慮する。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{c\sigma_b}{f_b} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t\sigma_b - \sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで、

$c\sigma_b, t\sigma_b$: 圧縮側及び引張側の曲げ応力度 (N/mm²)

f_b : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

4.6.2 アンカーボルトの評価方法

(1) 引張力に対する評価方法

アンカーボルトに作用する引張力を算出し、アンカーボルトの短期許容引張荷重を下回ることを確認する。

$$T_d / T_a \leq 1$$

ここで、

T_d : アンカーボルト 1 本当りに作用する引張力 (kN)

T_a : アンカーボルトの短期許容引張荷重 (kN)

(2) せん断力に対する評価方法

アンカーボルトに作用するせん断力を算出し、アンカーボルトの短期許容せん断荷重を下回ることを確認する。

$$q / q_a \leq 1$$

ここで、

q : アンカーボルト 1 本当りに作用するせん断力 (kN)

q_a : アンカーボルトの短期許容せん断荷重 (kN)

(3) 組合せ評価方法

組合せによる評価を「日本建築学会 2010 年 各種合成構造設計指針・同解説」に基づく次式により算出し、1 以下であることを確認する。

$$(T_d / T_a)^2 + (q / q_a)^2 \leq 1$$

4.6.3 遮水壁（鋼板）の評価モデルおよび諸元

(1) 遮水壁（鋼板）の評価モデル

鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデルを図 4-2 に示す。

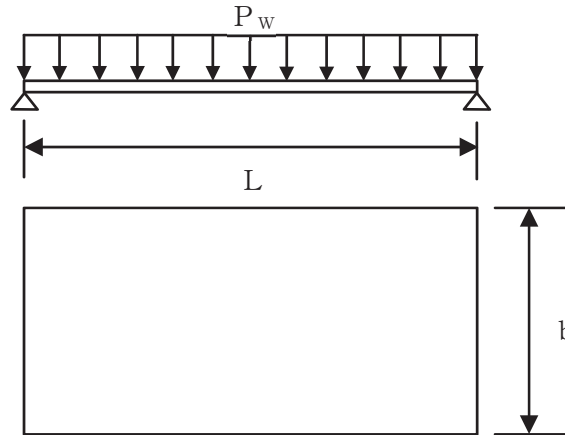


図 4-2 鋼製遮水壁（鋼板）の評価モデル図

鋼製遮水壁（鋼板）に作用する荷重は、次式より算出する。

$$P_w = (K_H \cdot \rho_w \cdot t \cdot g + P_{sw} \cdot 10^3 + P_{dwh} \cdot 10^3) \cdot b$$

ここで、

P_w : 鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ当りに作用する水平荷重（N/mm）

K_H : 水平方向の設計震度（ K_{NS} または K_{EW} ）

ρ_w : 鋼製遮水壁（鋼板）の密度（ kg/mm^3 ）

t : 鋼製遮水壁（鋼板）の板厚（mm）

g : 重力加速度（ m/s^2 ）

P_{sw} : 鋼製遮水壁（鋼板）の単位面積当りに作用する静水圧（ kN/m^2 ）

P_{dwh} : 鋼製遮水壁（鋼板）の単位面積当りに作用する動水圧（ kN/m^2 ）

b : 鋼製遮水壁（鋼板）の評価高さ（mm）

鋼製遮水壁（鋼板）に発生する応力は、次式より算出する。

$$M = P_w \cdot L^2 / 8$$

$$Q = P_w \cdot L / 2$$

ここで、

M : 曲げモーメント（ $\text{N} \cdot \text{mm}$ ）

Q : せん断力（N）

L : 鋼製遮水壁（鋼板）の支点間長さ（mm）

5. 評価結果

防潮壁の強度評価結果を表5-1に示す。各部材の断面検定を行った結果、全ての部材において発生応力度又は荷重が許容限界以下であることを確認した。

表5-1 防潮壁の強度評価結果

評価対象部位		発生値 (発生応力度又は荷重)		許容限界		検定値
鋼製遮水壁 (鋼板)	曲げ	290	N/mm ²	325	N/mm ²	0.90<1
	せん断	4	N/mm ²	187	N/mm ²	0.03<1
	組合せ	291	N/mm ²	325	N/mm ²	0.90<1
鋼製柱	曲げ	21	N/mm ²	235	N/mm ²	0.09<1
	せん断	7	N/mm ²	135	N/mm ²	0.06<1
	組合せ	48	N/mm ²	235	N/mm ²	0.21<1
鋼製梁	曲げ	213	N/mm ²	325	N/mm ²	0.66<1
	せん断	83	N/mm ²	187	N/mm ²	0.45<1
	組合せ	249	N/mm ²	325	N/mm ²	0.77<1
鋼製 ブレース	圧縮	58	N/mm ²	103	N/mm ²	0.57<1
	引張	114	N/mm ²	235	N/mm ²	0.49<1
アンカー ボルト	引張	29.3	kN	57.8	kN	0.51<1
	せん断	27.0	kN	44.8	kN	0.61<1
	組合せ	—		—		0.38<1