

- 6. 浸水防護施設に関する補足説明
- 6.1 鋼製防護壁に関する補足説明
- 6.1.1 鋼製防護壁の設計に関する補足説明
- 6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明

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	28
3. 強度評価方法	30
3.1 記号の定義	30
3.2 評価対象断面及び部位	32
3.2.1 評価対象断面	32
3.2.2 評価対象部位	32
3.3 荷重及び荷重の組合せ	36
3.3.1 荷重	36
3.3.2 荷重の組合せ	38
3.4 許容限界	42
3.5 評価方法	48
3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法	48
3.5.2 地盤沈下の考慮	49
3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）	50
3.5.4 解析モデル及び諸元（重畳時）	66
3.6 評価方法	87
3.6.1 津波時	87
3.6.2 重畳時	89
4. 評価条件	96
5. 評価結果	106
5.1 津波時の強度評価結果	106
5.1.1 地盤バネ	106
5.1.2 地中連続壁基礎（下部構造）	110
5.1.3 地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの一体化に対する評価結果	153
5.1.4 鋼製防護壁（上部構造）	158
5.1.5 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果	158

5.2 重畳時の強度評価結果	159
5.2.1 地盤バネと1次元有効応力解析結果	159
5.2.2 地中連続壁基礎（下部構造）	168
5.2.3 地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの一体化に対する評価結果	212
5.2.4 鋼製防護壁（上部構造）	217
5.2.5 鋼製防護壁（接合部）	238
5.2.6 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	246
5.2.7 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果	260
5.3 まとめ	261

1. 概要

本資料は、添付書類「V-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、鋼製防護壁が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造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。

2. 基本方針

鋼製防護壁の検討対象断面位置は、添付書類「V-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「3.2 機能維持の方針」を踏まえて選定する。鋼製防護壁の「2.1 位置」及び「2.2 構造概要」を示す。

2.1 位置

鋼製防護壁の位置図を図 2.1-1 に示す。

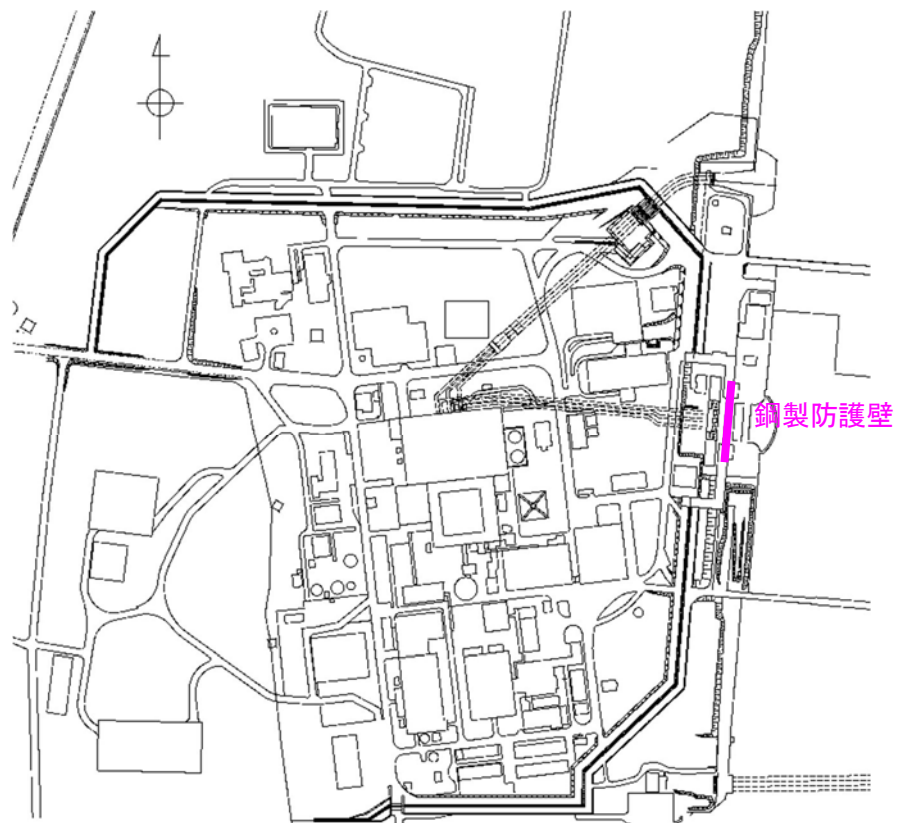


図 2.1-1 鋼製防護壁位置図

2.2 構造概要

鋼製防護壁は、幅約 81 m、高さ約 17 m、奥行き約 5 m の鋼製の構造物であり、幅約 50 m の取水構造物を横断し、取水構造物の側方の地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。

鋼製防護壁の検討対象位置平面図を図 2.2-1 に、構造概要図を図 2.2-2 に、構造図を図 2.2-3 に示す。

鋼製防護壁は鉛直及び水平方向に配置された鋼板で構成される鋼殻構造であり、施工性を考慮して分割したブロックの集合体として全体を構成する。各ブロックは添接板と高力ボルトを用いた摩擦接合により結合する。隣接する構造物の境界には、有意な漏えいを生じさせないために変位追従性を有する止水ジョイント部材を設置する。

基礎部は、図 2.2-4 に示すとおり、南北両側に配置した地中連続壁基礎にて構成され、津波荷重等を受ける鋼製防護壁を支持する。地中連続壁基礎の内側には中実鉄筋コンクリートを充填し、地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートはジベル鉄筋により一体化し、両者で発生断面力を負担する。

図 2.2-5 に鋼製防護壁の構造概要を示す。鋼製防護壁は、下端標高 T.P. +3.20 m から天端標高 T.P. +20.0 m までを頂部鋼板を含めて 10 層の水平隔壁に分割した構造とし、法線、法線直交方向の鉛直隔壁並びに外面鋼板とで構成される。各層は、図 2.2-5 に示すブロックが複数結合された構造である。鋼材ブロック継目部の添接板の間に止水性の維持のためシール材を設置する。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎とは鋼製防護壁アンカーによって剛結合され、上部構造からの軸力と水平軸回りの曲げモーメントを引抜き力、押込力として基礎上部の頂版鉄筋コンクリートに伝達することで一体構造として挙動する。鋼製防護壁の基礎直上は図 2.2-6 に示すとおり、鋼殻内に必要な高さまで中詰め鉄筋コンクリートを打設して鋼殻とスタッドにより一体化し、下部構造への確実な荷重伝達を図る。

鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部の概要図を図 2.2-7 に、接合部構造図を図 2.2-8 に示す。また、各部材の設計上の役割を表 2.2-1 に示す。

また、鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁との境界部に止水性維持のために止水ジョイント部を設置する。鋼製防護壁の底面と取水構造物との境界部には、止水性維持のために止水機構を設置する。底部止水機構の評価は「6.1.3 止水機構に関する補足説明」に示す。

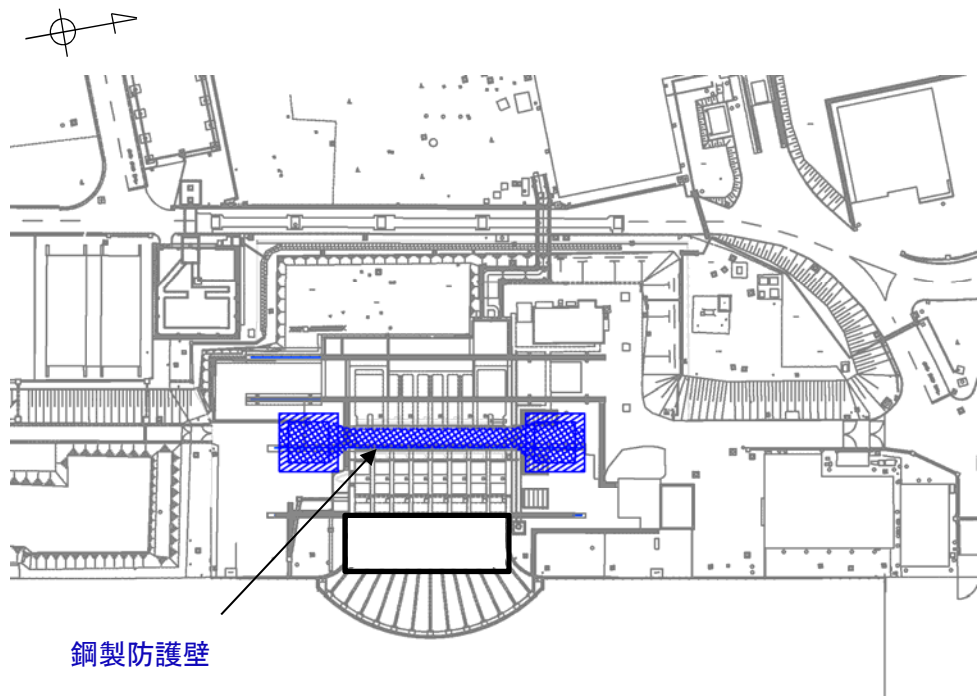


図 2.2-1 鋼製防護壁の検討対象位置平面図

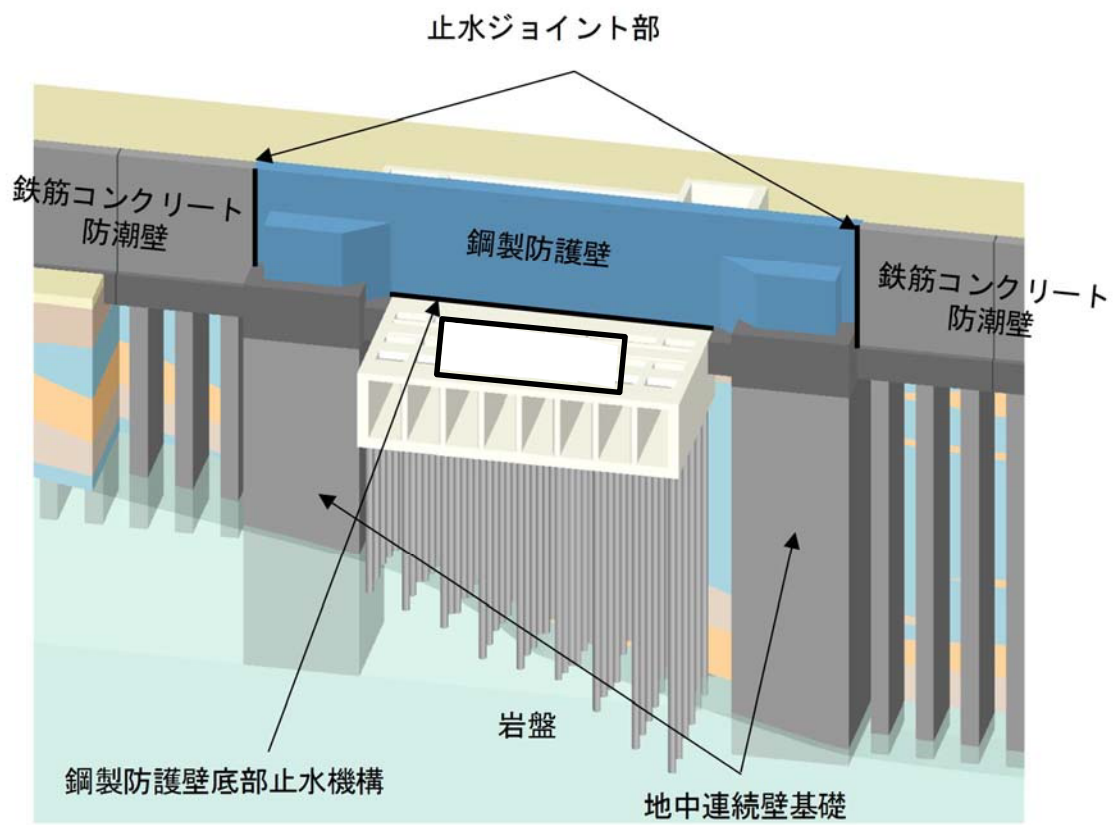


図 2.2-2 鋼製防護壁の構造概要図

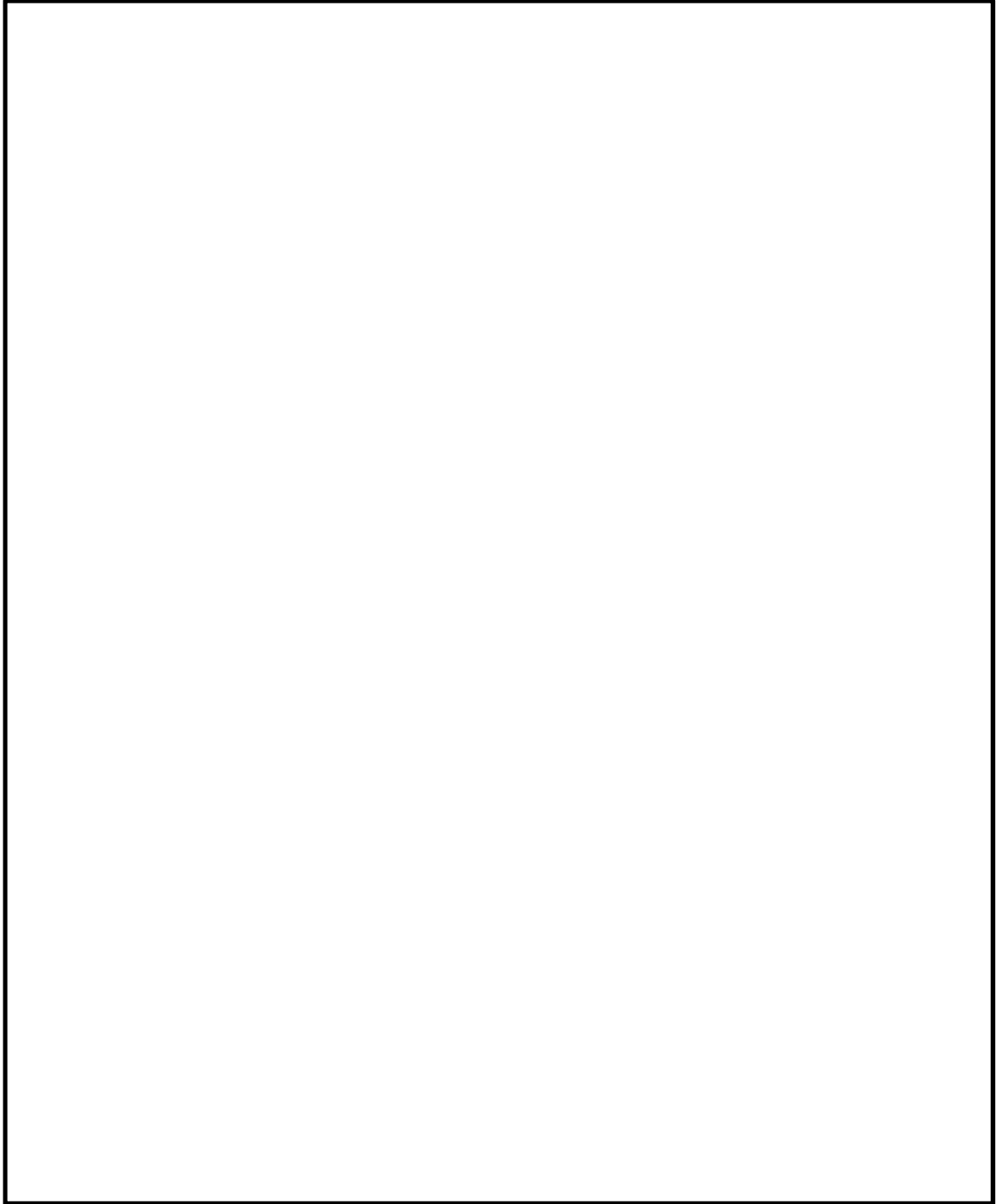
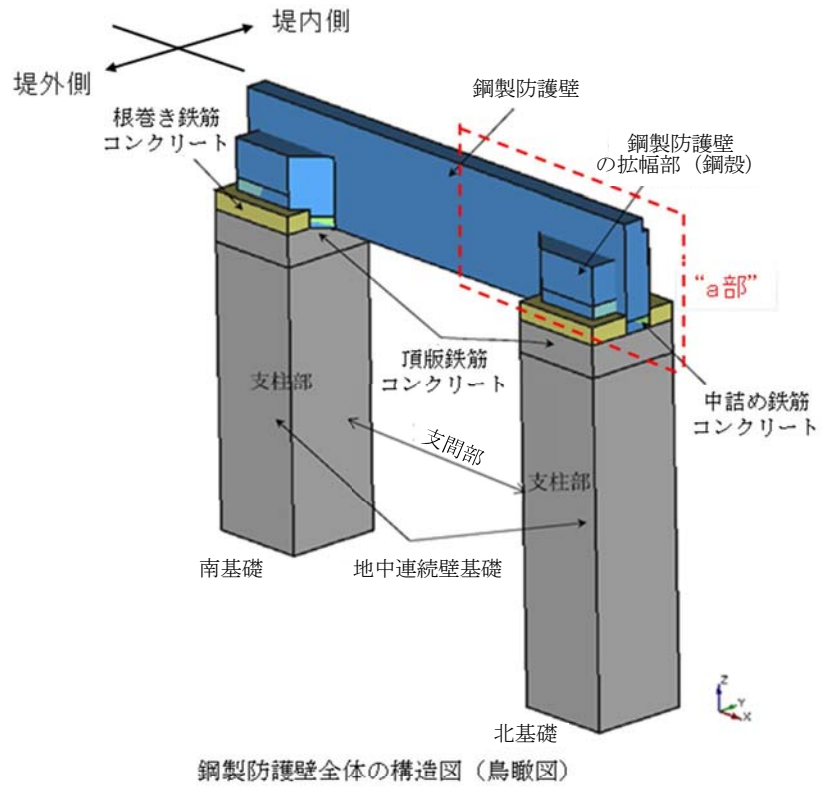


図 2.2-3 鋼製防護壁の構造図



鋼製防護壁全体の構造図（鳥瞰図）

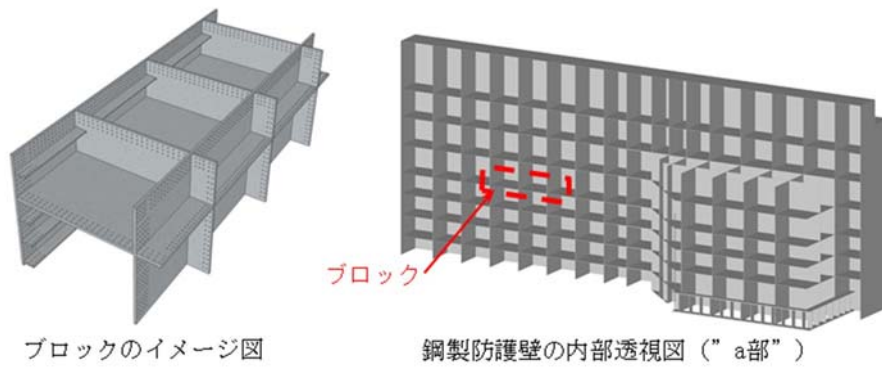


図 2.2-4 鋼製防護壁全体の構造概要図

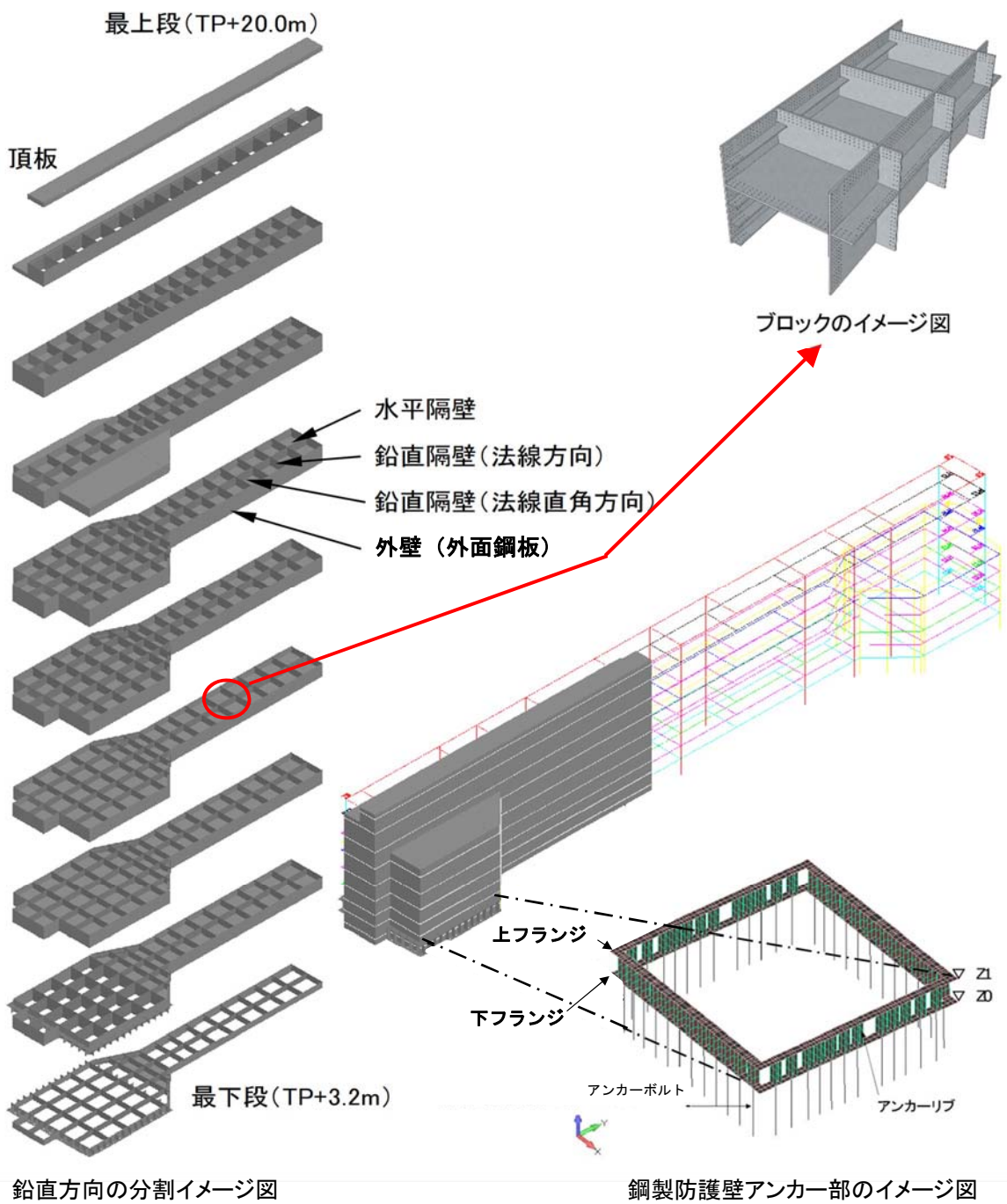


図 2.2-5 (1) 鋼製防護壁上部構造の構造概要図

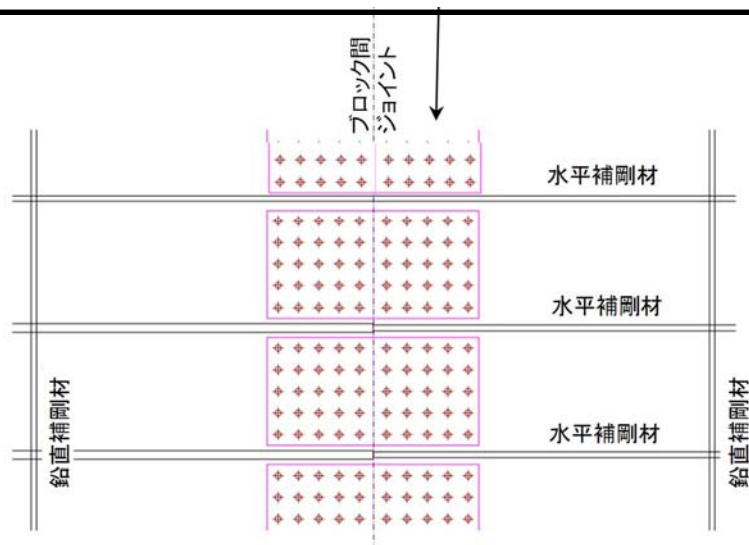


図 2.2-5 (2) 鋼製防護壁上部構造の構造概要図

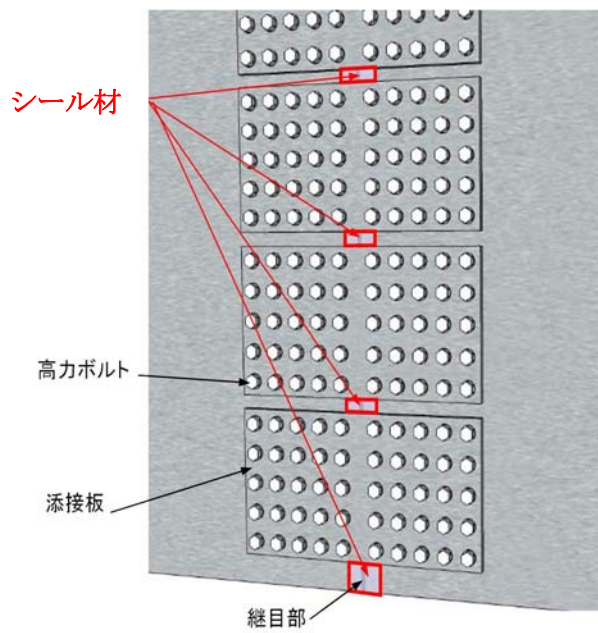


図 2.2-5 (3) シール材の概念図

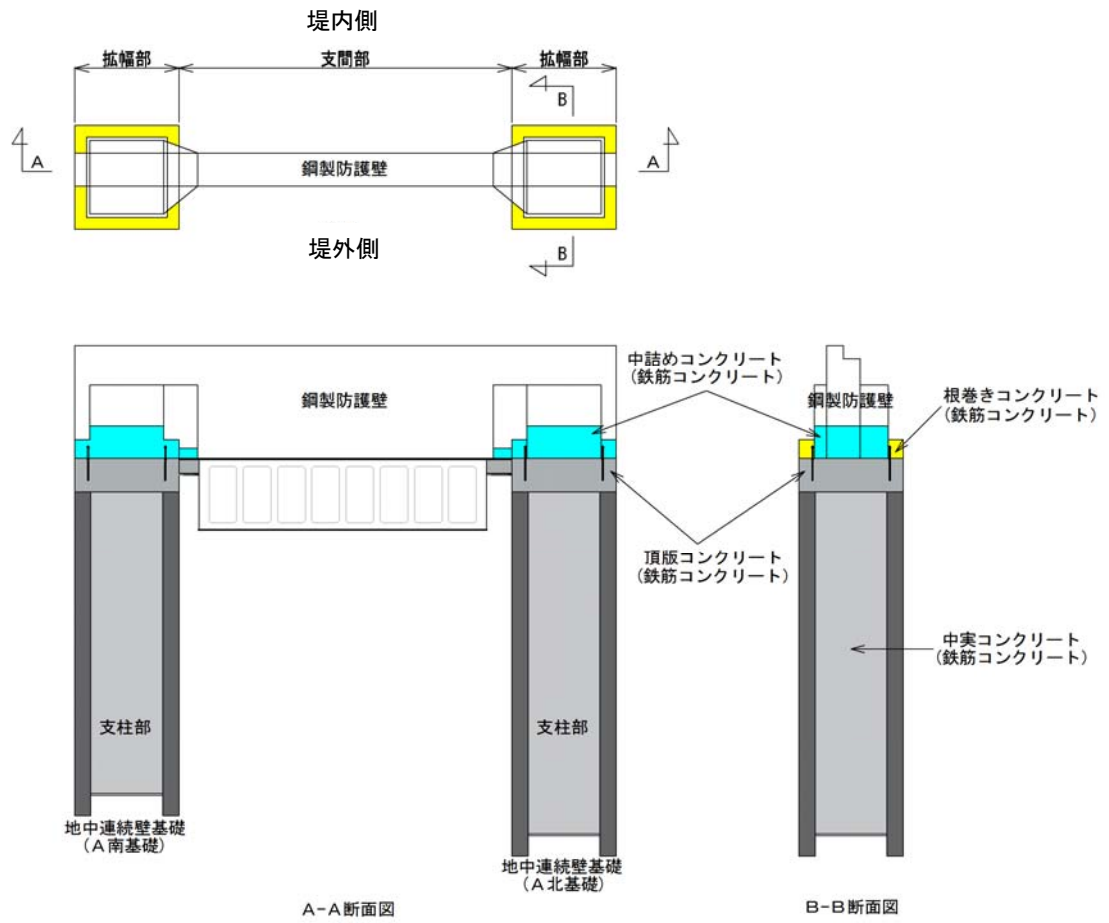


図 2.2-6 (1) 鋼製防護壁の全体構成図

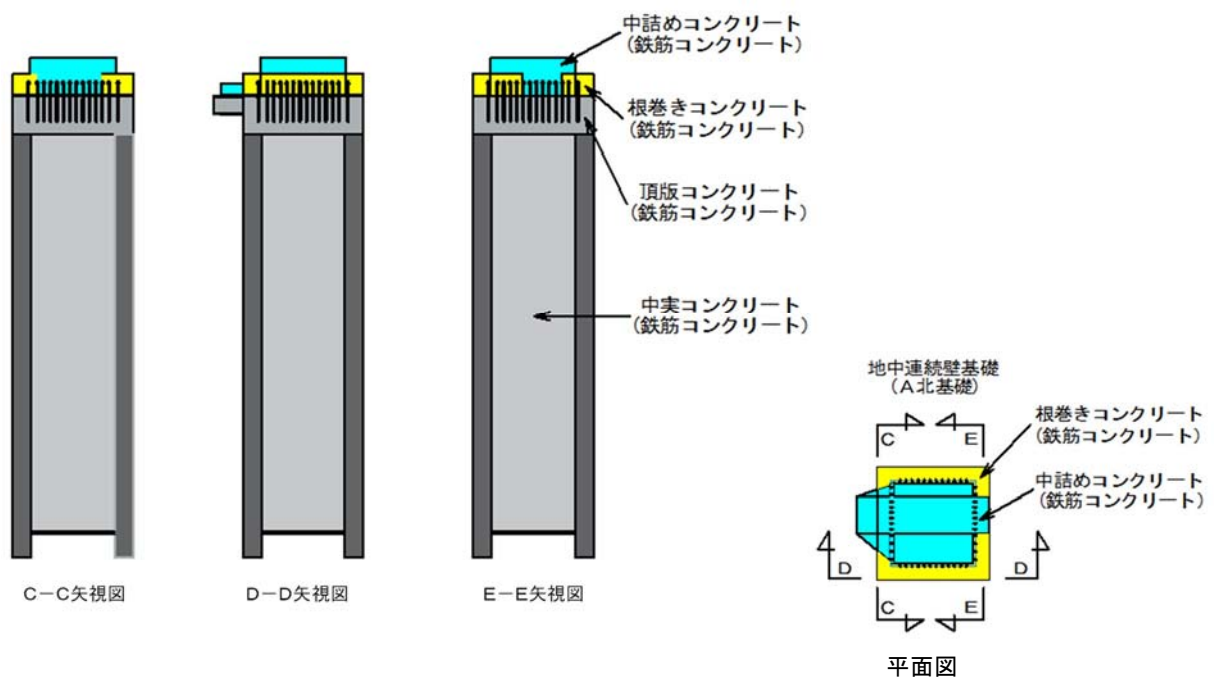


図 2.2-6 (2) 鋼製防護壁 (地中連続壁基礎) の構成図

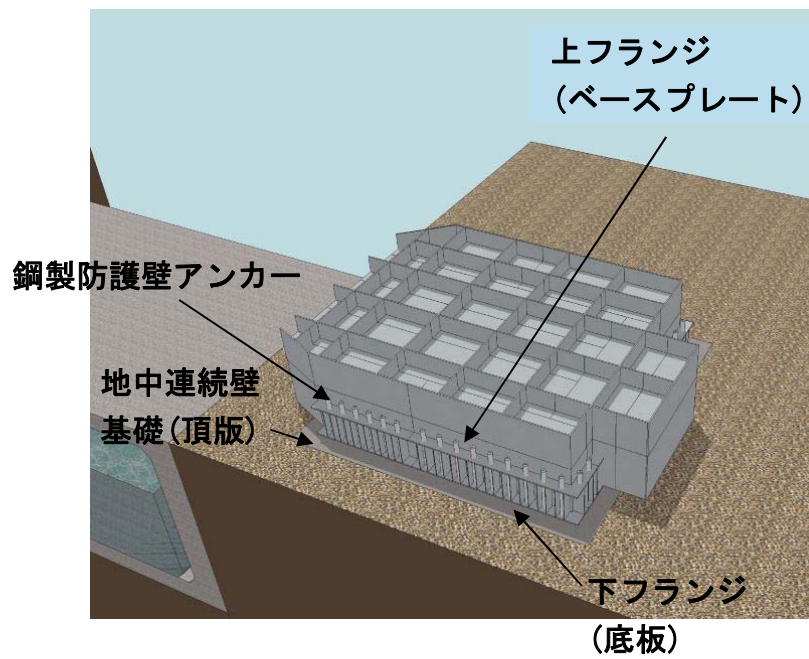
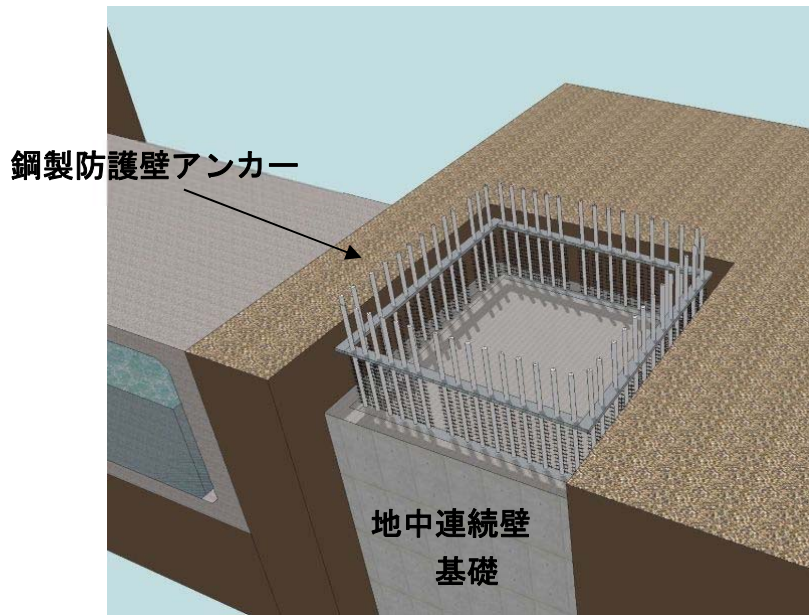


図 2.2-7 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部概要図



図 2.2-8 (1) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部構造図 (A-A断面)

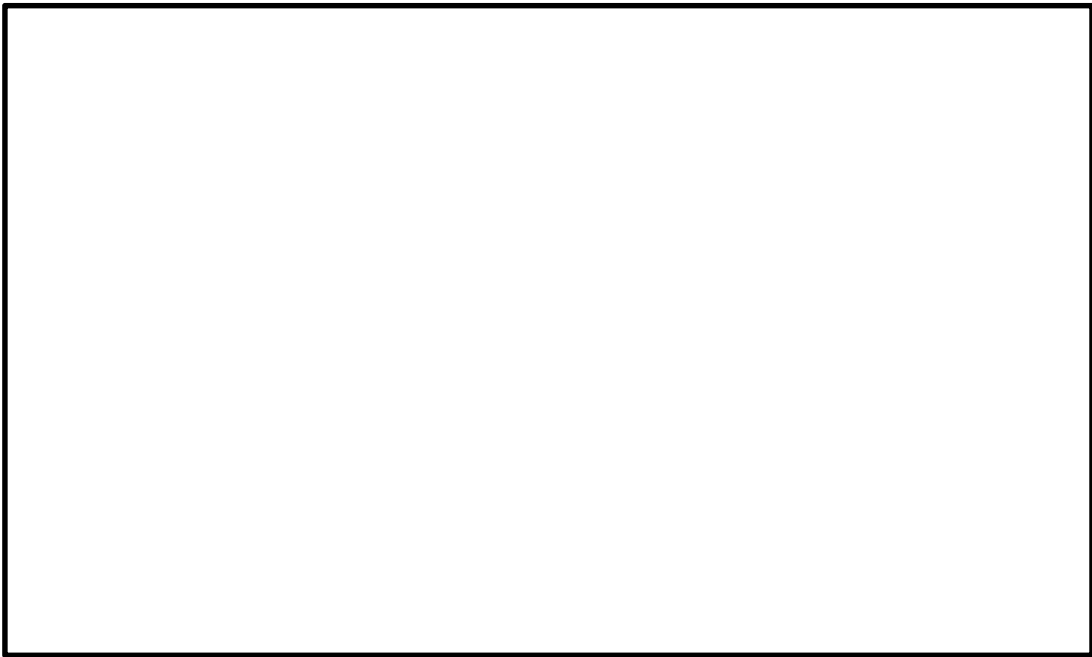


図 2.2-8 (2) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部構造図 (B-B断面)



図 2.2-8 (3) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部構造図 (C-C断面)

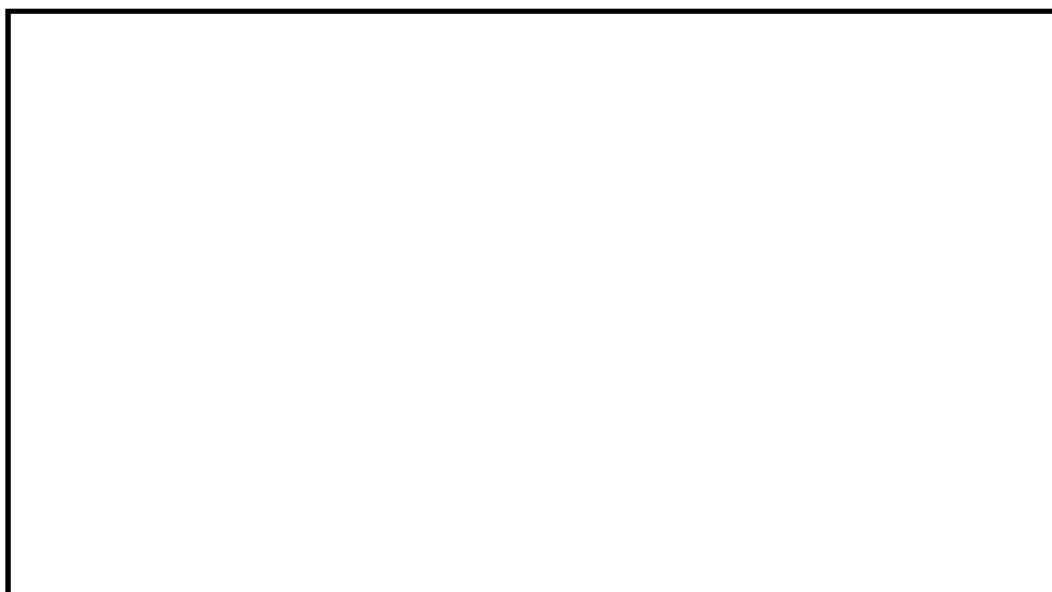


図 2.2-8 (4) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部構造図 (D-D断面)

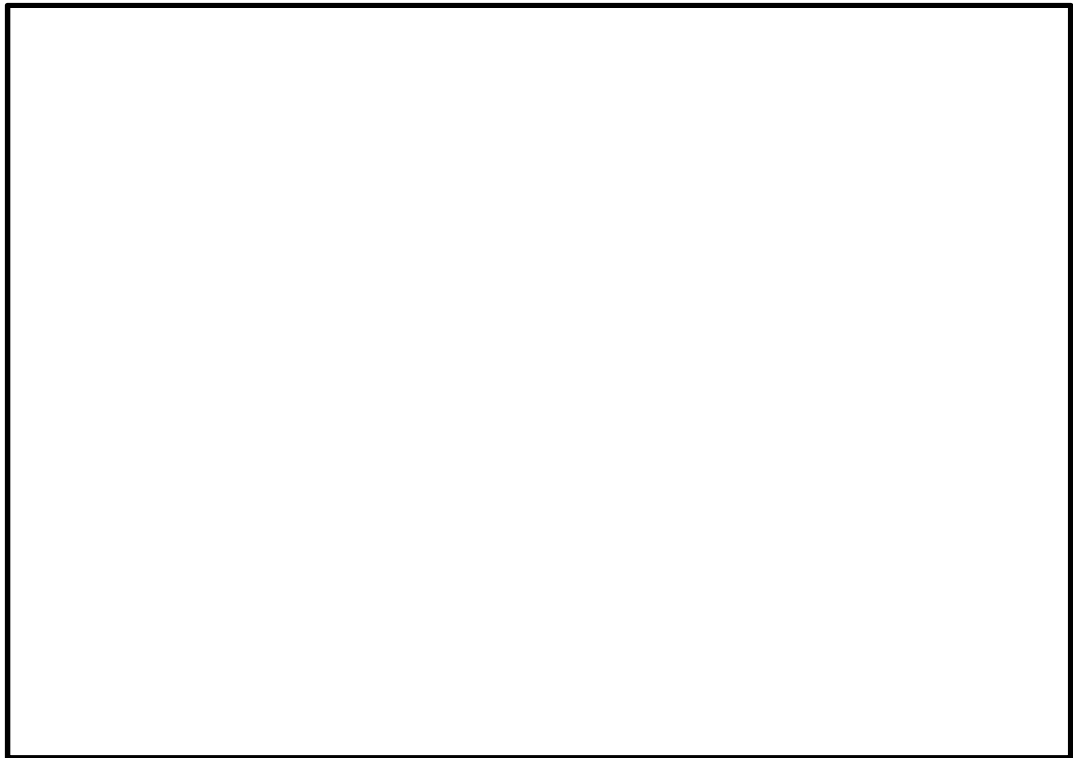


図 2.2-8 (5) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部構造図 (E-E断面)

表 2.2-1 部材と設計上の役割

部材名	設計上の役割
中詰め鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	鋼殻内部の鉄筋コンクリートで、水平方向のせん断力と水平回転モーメントを頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
アンカーボルト (SM520B 相当)	引抜き力を頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
頂版 (フーチング) 鉄筋 コンクリート ($\sigma_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	水平方向のせん断力と水平回転モーメントを地中連続壁基礎及び中実鉄筋コンクリートに伝達する。
地中連続壁基礎及び 中実鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$)	地中連続壁基礎は、基礎外面を形成し基礎の主要部材となる。 中実鉄筋コンクリートは、地中連続壁基礎内部の鉄筋コンクリートで、地中連続壁基礎と一体となって発生断面力を負担する。
根巻き鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$)	アンカー頭部の防食などを目的とした鉄筋コンクリートであり、非構造部材として設計する。

地震時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図を図 2.2-9 に示す。

津波時には、津波荷重及び漂流物の衝突荷重により上部構造の鋼製防護壁に曲げ及びせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げモーメント及びせん断力は、一体化した下部構造である地中連続壁基礎に伝達され、水平方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じる。

重畳時には、津波荷重及び地震による慣性力並びに地盤変形に伴う土圧によって、上部構造である鋼製防護壁に曲げモーメント及びせん断力が発生する。上部構造に発生した曲げ及びせん断力は、上部構造と一体化した地中連続壁基礎に伝達され、水平方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じる。

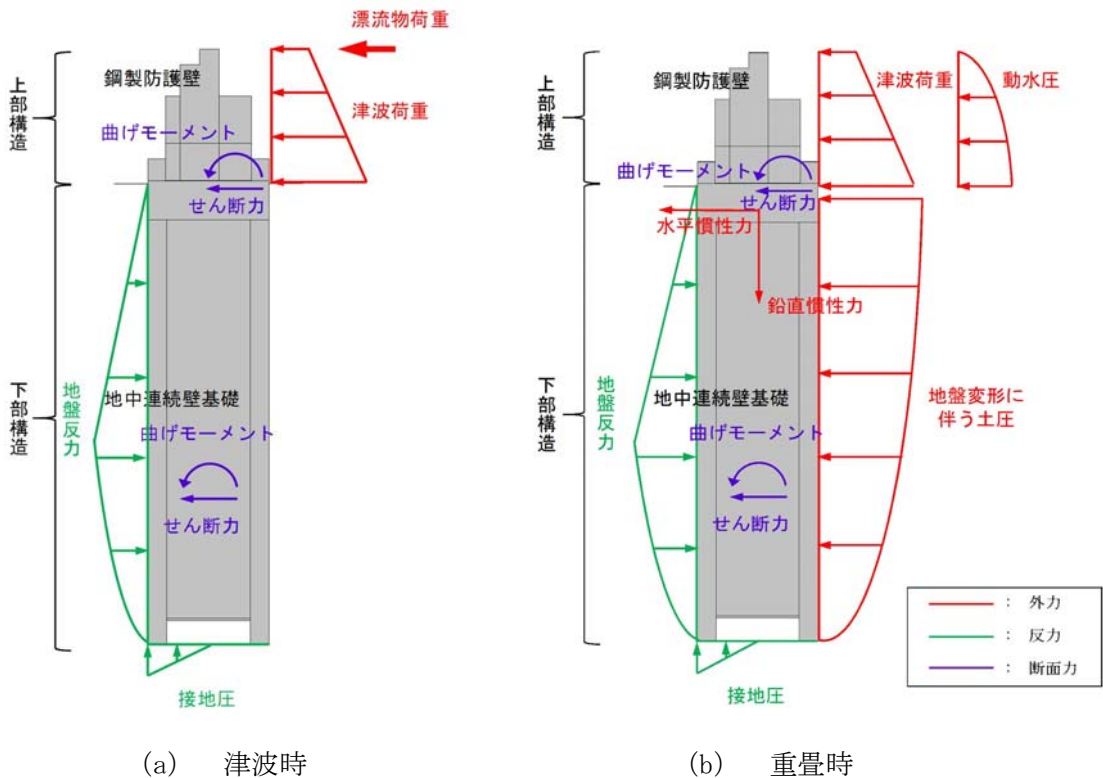


図 2.2-9 津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

防潮堤（鋼製防護壁）は、Sクラス施設である浸水防護施設に分類される。

鋼製防護壁の強度評価は、添付書類「V-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」に示す方法により評価し、「4. 評価結果」より、鋼製防護壁の評価対象部位に作用する発生応力が許容限界以下であることを確認する。

鋼製防護壁に関する要求機能と設計方針を表 2.3-1 に、評価項目を表 2.3-2 に、鋼製防護壁耐津波評価フローを図 2.3-1 に、鋼製防護壁の設計に着目した詳細設計フローを図 2.3-2 に示す。また、津波時の下部構造、上部構造及び接続部の設計フローを図 2.3-3 に、余震＋津波時の下部構造、上部構造及び接続部の設計フローを図 2.3-4 に示し、断面力の組合せ方法を図 2.3-5 に示す。

鋼製防護壁の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波に伴う荷重の作用方向及び伝達過程を考慮し、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。

鋼製防護壁は、上部構造（鋼製防護壁）と下部構造（地中連続壁基礎）が鋼製防護壁アンカーによって剛結され、上部構造からの軸力と水平軸回りの曲げモーメントを引抜き力、押し込み力として基礎上部の頂版コンクリートに伝達することで一体構造として挙動するため、上部構造と下部構造を一体とした3次元モデルで強度評価を行う。地中連続壁基礎をはり要素、鋼製防護壁を格子状の梁要素でモデル化する。

鋼製防護壁の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-2 の鋼製防護壁の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有することを確認する。

構造部材の健全性評価では、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能評価については、鋼製防護壁を支持する基礎地盤に発生する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。なお、津波時に発生する接地圧は、地震時及び重畳時に発生する接地圧に包絡されると考えられるため、強度評価における基礎地盤の支持性能評価は重畳時のみ実施する。

重畳時の支持性能評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。また、地下水位は地表面位置に設定する。

止水ジョイント部は、鋼製アンカー、鋼製防護部材及び止水ジョイント部材で構成する。止水ジョイント部の評価に関する補足説明事項を「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

表 2.3-1 鋼製防護壁に関する要求機能と設計評価方針

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

施設名	基本設計方針	要求機能	機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界	
			性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位	応力等の 状態	損傷モード		
防護壁 (鋼製防護壁)	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、鋼製防護壁の要求される機能を損なう恐れがない設計とする。 鋼製防護壁は、入力津波に対して鋼製防護壁の要求される機能を損なう恐れがない設計とする。 鋼製防護壁は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。 鋼製防護壁は、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を維持する設計とする。 鋼製防護壁の設計における荷重の組み合わせとしては、常時作用する荷重、津波荷重、余震荷重、漂流物による衝突荷重及び自然条件として積雪荷重を適切に考慮する。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さの設定及び構造体の境界部等への止水処置により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、①想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さ T.P.+17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.+20.0m）の設定により、海水ポンプ室周りに設置する設計とする。 ②取水口横断部の上部構造は、鋼製のブロックから成る津波防護壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ③取水口横断部の南北に繋がる区間は、鉄筋コンクリートにより防潮壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ④上部構造を、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。 ⑤上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追随する止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することにより止水処置を講ずる設計とする。 ⑥津波の波力による浸食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有するフーチング厚を設定することにより、止水性を保持する設計とする。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼製防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とともに、主要な構造体の境界部には止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。 	<ul style="list-style-type: none"> 地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、地中連続壁基礎が降伏に至らないことを確認する。 地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である地中連続壁基礎が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼製防護壁と地中連続壁基礎を連結するアンカー部が構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため、境界部に設置する止水ジョイント部材が有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、止水ジョイント部材が止水性を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 	下部構造	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。
							地中連続壁基礎 (中実鉄筋コンクリート)	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」に基づき短期許容応力度以下とする。	
							鋼製防護壁	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・II 鋼橋編）」に基づき短期許容応力度以下とする。	
							鋼製防護壁アンカー	アンカーボルト	引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説（I 共通編・II 鋼橋編）」「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」「道路土工カルバート工指針」に基づき短期許容応力度以下とする。
								頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリート	曲げ、せん断		
							止水ジョイント部	止水ジョイント部材	変形、引張り	有意な漏えいに至る変形、引張り	メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。
								鋼製アンカー	引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
								止水ジョイント部材の鋼製防護部材	曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計規準」に基づき短期許容応力度以下とする。
								鋼製防護壁底部止水機構	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・II 鋼橋編）」「水門鉄管技術基準」に基づき短期許容応力度以下とする。

表 2.3-2 鋼製防護壁の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	地中連続壁基礎 (中実鉄筋コンクリート (ジベル鉄筋含む))	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護壁 (スタッド含む)	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護壁アンカー (アンカーボルト, 頂版鉄筋コンクリート, 中詰め鉄筋コンクリート)	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧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	地中連続壁基礎 (中実鉄筋コンクリート (ジベル鉄筋含む))	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護壁 (スタッド含む)	曲げ軸力, せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		鋼製防護壁アンカー (アンカーボルト, 頂版鉄筋コンクリート, 中詰め鉄筋コンクリート)	発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*
	構造物の変形性	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。

津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の設定は、表 2.3-3 (1) に示す地盤剛性 4 種類と地盤バネの上限値 4 種類を用いて、地盤の最も高い剛性（初期剛性）と最も大きい強度（ピーク強度（平均））の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性（静弾性係数）と最も小さい強度（残留強度（ -1σ ））の組合せによる構成式を地盤バネの設定で用いることにより、各部位で安全側となる設計を行う。地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せは、初期剛性とピーク強度（平均）の組合せを用いる。地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せは、津波による影響が支配的な地表面付近の剛性を比較すると、敷地においては静弾性係数の方が地震時の収束剛性よりも小さいことから、静弾性係数と残留強度（ -1σ ）の組合せを用いる。表 2.3-3 (2) に津波時の検討で考慮する地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せを示し、表 2.3-3 (3) に重畳時の検討で考慮する地盤剛性及び液状化パラメータの適用を示す。

表 2.3-3 (1) 津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せ

荷重条件	地盤剛性	上限値
津波時	初期剛性 余震時の収束剛性 地震時の収束剛性 静弾性係数	ピーク強度（平均） ピーク強度（ -1σ ） 残留強度（平均） 残留強度（ -1σ ）

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、津波襲来前に発生する地震動に起因した地盤の沈下及び軟化の影響を考慮するため、表 2.3-3 (2) に示すように 3 次元静的フレーム解析における地盤バネの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

重畳時の検討では、1 次元有効応力解析結果を用いて地盤バネの剛性及び上限値を設定した後に 3 次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、表 2.3-3 (3) に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

表 2.3-3 (2) 津波時の検討で考慮する組合せ

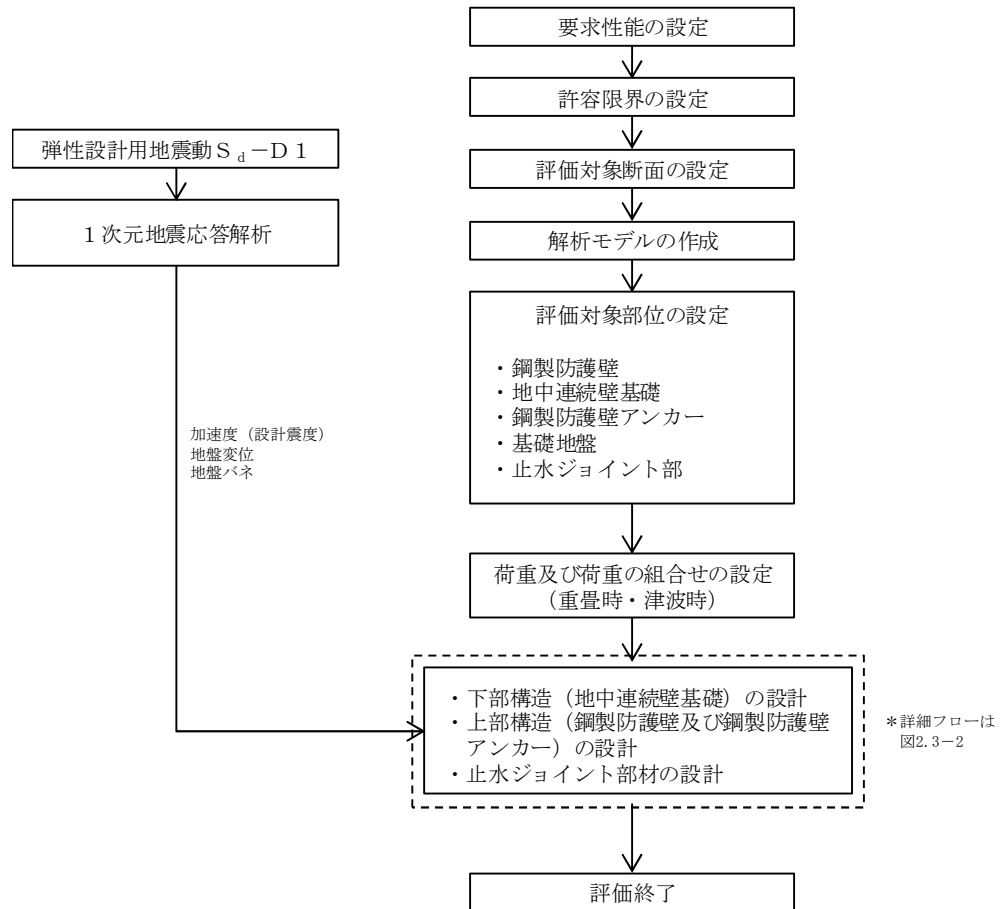
検討ケース	地盤剛性	上限値
1	初期剛性	ピーク強度（平均）
2	静弾性係数	残留強度（ -1σ ）

表 2.3-3 (3) 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

	①	②	③	④	⑤	⑥
解析ケース	原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、津波襲来前に発生する地震動に起因した地盤の沈下及び軟化の影響を考慮するため、表 2.3-3 (2) に示すように3次元静的フレーム解析における地盤バネの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

重畳時の検討では、1次元有効応力解析結果を用いて地盤バネの剛性及び上限値を設定した後に3次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、表 2.3-3 (3) に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。



- 注記 *1：構造部材の健全性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- *2：基礎地盤の支持性能評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「構造強度を有すること」及び「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。
- *3：構造物の変形性評価を実施することで、表 2.3-2 に示す「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する。変形性評価は「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」に示す。

図 2.3-1 鋼製防護壁の耐津波評価フロー

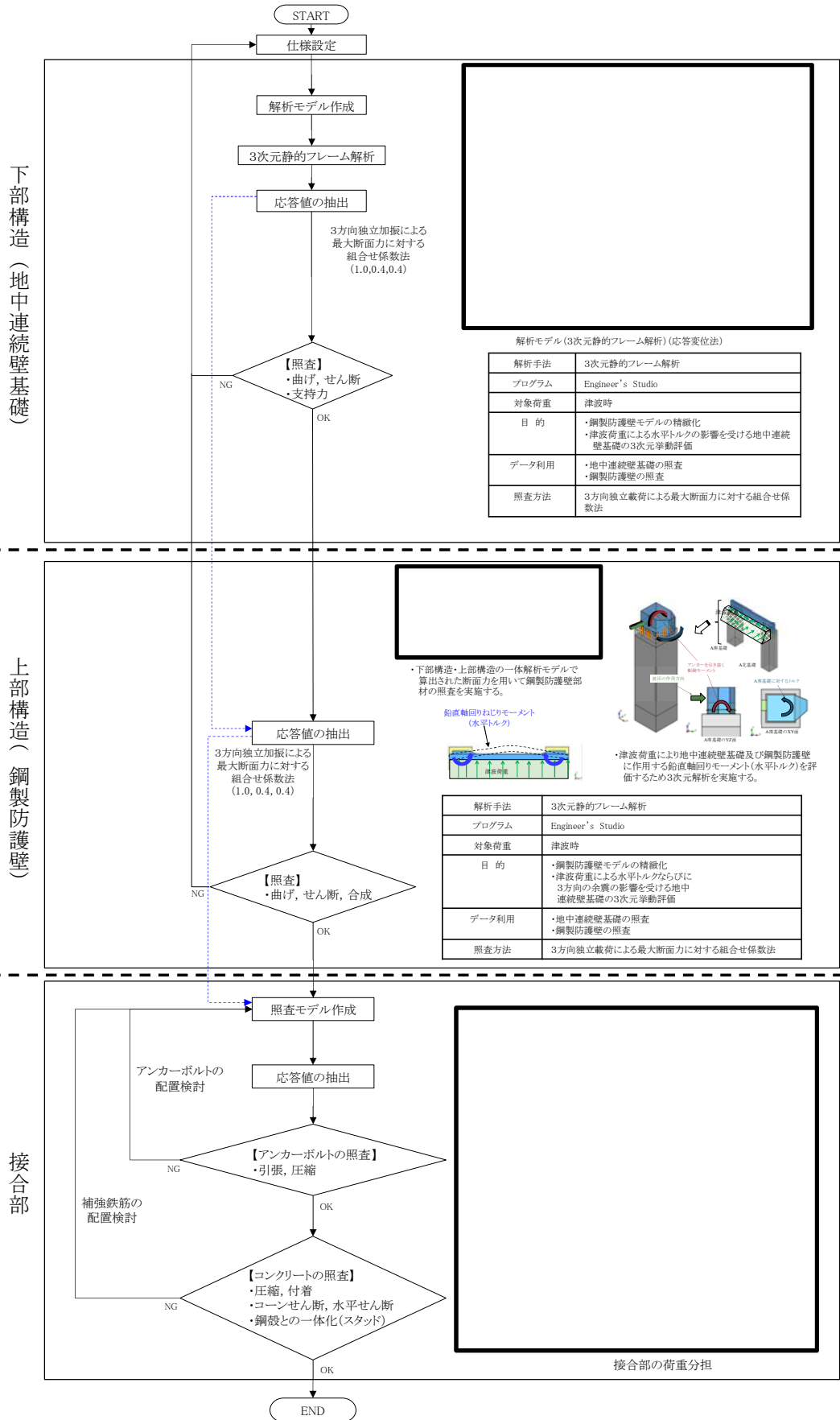


図 2.3-3 津波時の下部構造, 上部構造及び接続部の設計フロー

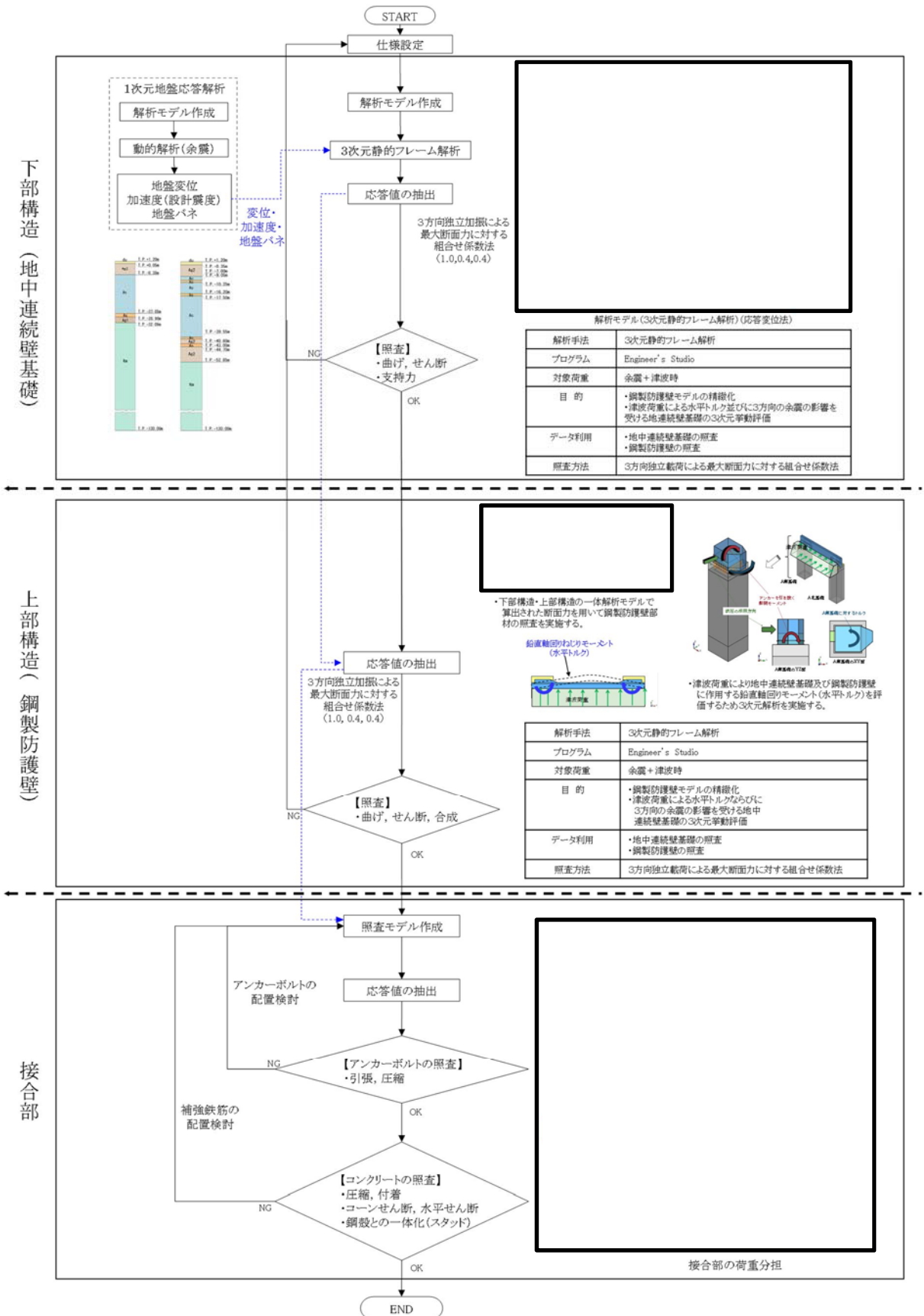


図 2.3-4 余震+津波時の下部構造, 上部構造及び接続部の設計フロー

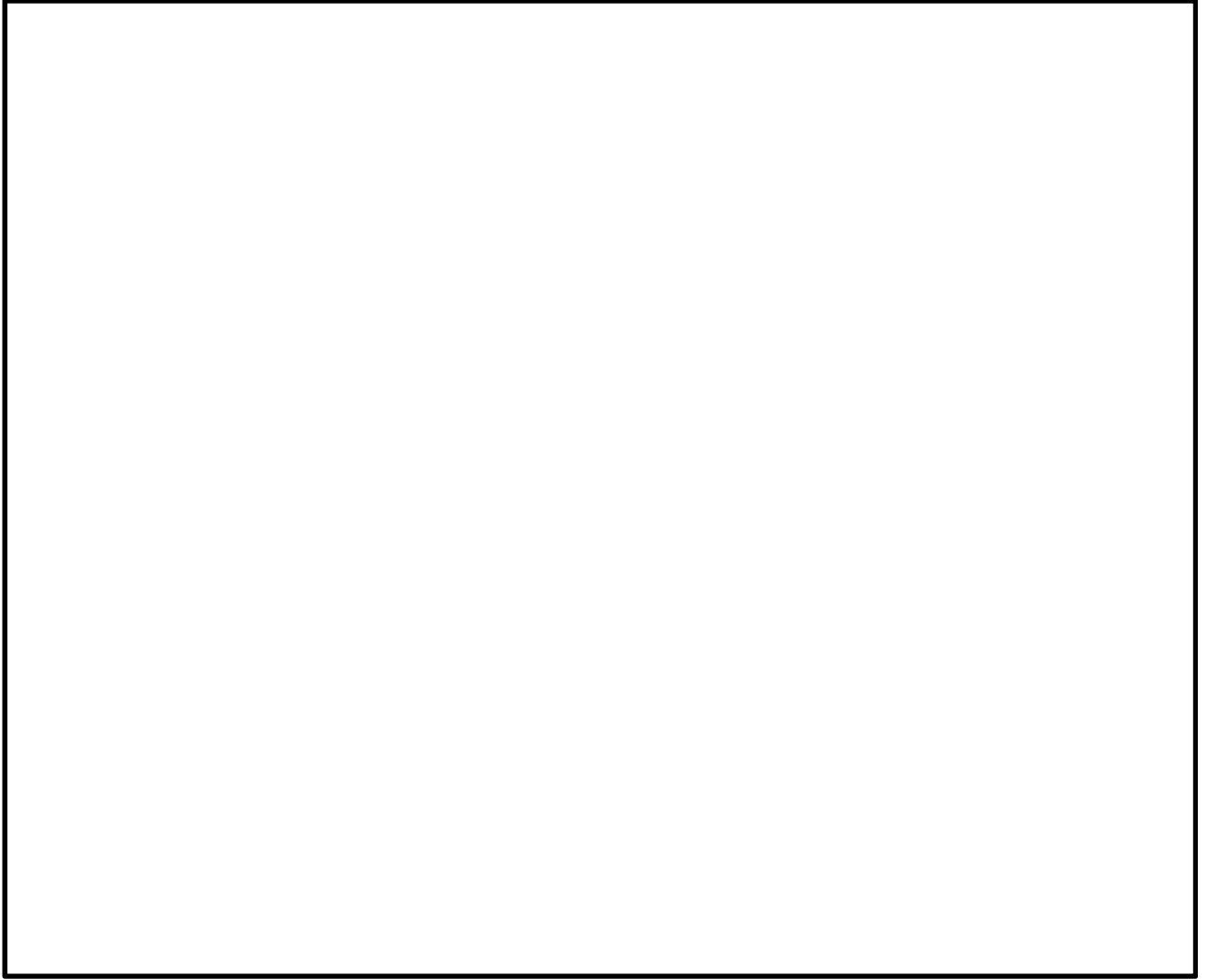


図 2.3-5 (1) 断面力の組合せ方法 (下部構造) (余震+津波時)

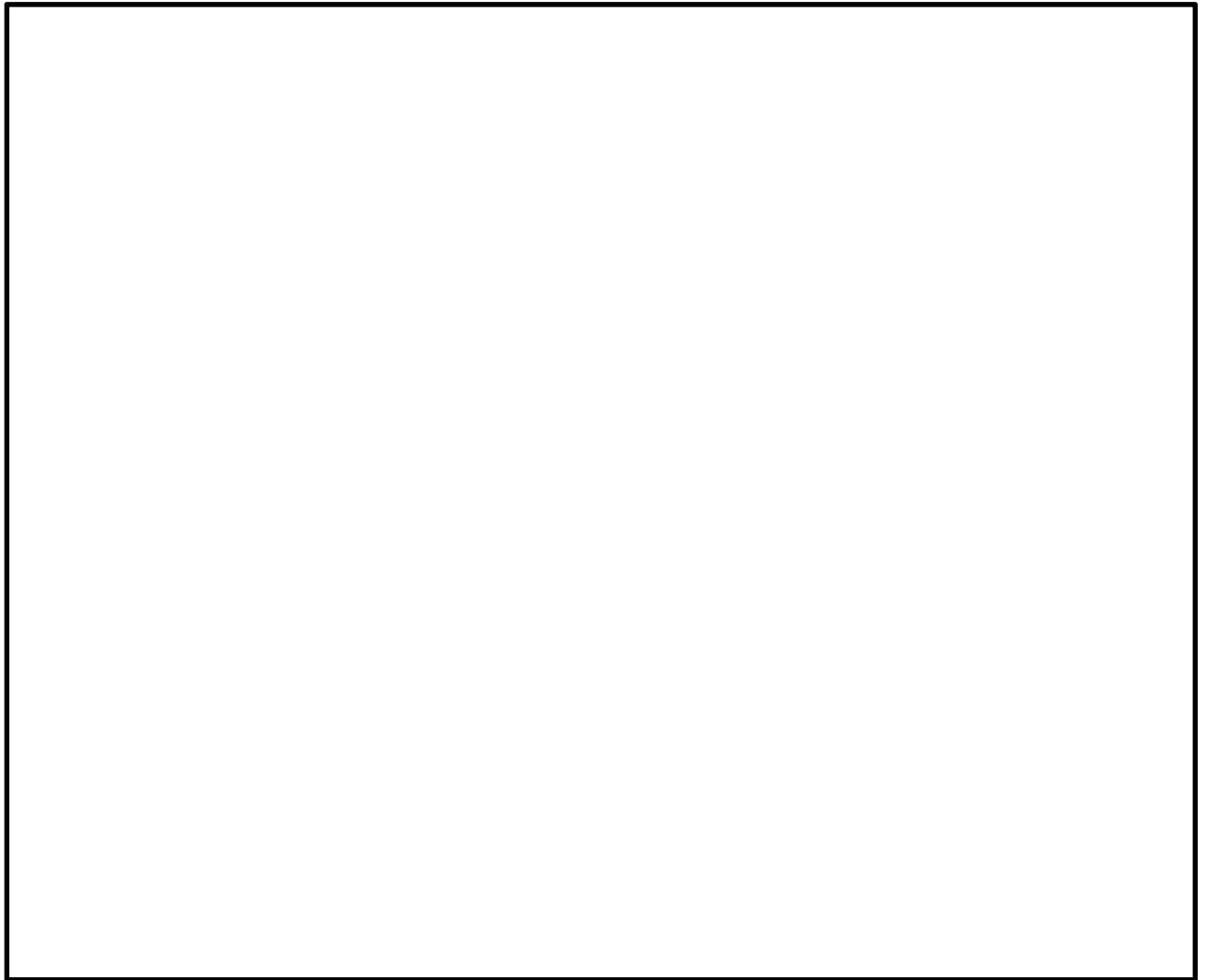


図 2.3-5 (2) 断面力の組合せ方法 (下部構造) (余震+津波時)

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・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）
- ・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（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（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（日本道路協会，平成29年11月）
- ・道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）
- ・道路土工カルバート工指針（平成21年度版）（日本道路協会，平成22年3月）
- ・鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成15年10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）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年11月）
- ・新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）～（土木学会，平成21年11月）

項目ごとに適用する規格，基準類を表2.4-1に示す。

表 2.4-1 (1) 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定） ・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（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）・同解説（日本道路協会，平成29年11月） ・道路土工カルバート工指針（平成21年度版）（日本道路協会，平成22年3月） ・鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成15年10月） 	—
荷重及び荷重の組合せ	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年制定） 	<ul style="list-style-type: none"> ・永久荷重＋偶発荷重＋従たる変動荷重の適切な組合せを検討

表 2.4-1 (2) 適用する規格, 基準類

項目		適用する規格, 基準等	備考
許容 限界	コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定) ・道路土工カルバート工指針 (平成 21 年度版) (日本道路協会, 平成 22 年 3 月) ・鋼構造物設計基準 (Ⅱ鋼製橋脚編, 名古屋高速道路公社, 平成 15 年 10 月) 	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げ軸力に対する照査は, 発生応力が短期許容応力度以下であることを確認 ・せん断力に対する照査は, 発生応力または発生せん断力が短期許容応力度または短期許容せん断応力度以下であることを確認
	鉄筋	<ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定) ・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) 	
	鋼製防護壁	<ul style="list-style-type: none"> ・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 (Ⅱ鋼橋・鋼部材編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 29 年 11 月) ・新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W), SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン (案) (土木学会, 平成 21 年 11 月) 	
	鋼製防護壁 アンカー	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼構造物設計基準 (Ⅱ鋼製橋脚編, 名古屋高速道路公社, 平成 15 年 10 月) 	
地震応答解析		<ul style="list-style-type: none"> ・J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会) ・道路橋示方書 (Ⅴ耐震設計編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月) 	<ul style="list-style-type: none"> ・有限要素法による 2 次元モデルを用いた時刻歴非線形解析

3. 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 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 (1) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
P_s	kN	積雪荷重
P_t	kN/m ²	遡上津波荷重
P_c	kN	衝突荷重
K_{Sd}	kN	余震荷重
P_k	kN/m ²	風荷重
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度
τ_a	N/mm ²	コンクリートの許容付着応力度
τ_{coa1}	N/mm ²	コーンせん断応力度 (コンクリートのみ)
τ_{coa2}	N/mm ²	コーンせん断応力度 (鉄筋補強をする場合)
σ_{sa}	N/mm ²	鉄筋及び鋼材の許容引張応力度
τ_{sa}	N/mm ²	鋼材の許容せん断応力度
V_a	N/mm ²	斜め引張鉄筋を考慮する場合の許容せん断力
V_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断力
V_{sa}	N/mm ²	斜め引張鉄筋の許容せん断力
τ_{a1}	N/mm ²	斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度
b_w	m	有効幅
j	-	1/1.15
d	m	有効高さ
A_w	m ²	斜め引張鉄筋断面積
s	m	斜め引張鉄筋間隔
M	kN・m	曲げモーメント
N	kN	軸力
S	kN	せん断力
σ	N/mm ²	曲げモーメント及び軸力による応力度
τ	N/mm ²	せん断応力度
g	m/s ²	重力加速度
h	m	設計用浸水深

表 3.1-1 (2) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
k_h	—	水平震度
k_v	—	鉛直震度
p_1	kN/m^2	鋼製防護壁底面における波圧強度
p_2	kN/m^2	鋼製防護壁天端面における波圧強度
P_d	m/s^2	動水圧合力
y	m	動水圧の作用高さ

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

鋼製防護壁の評価対象断面は、添付書類「V-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「4.2 許容限界」にて示している評価対象部位を踏まえて設定する。鋼製防護壁の構造上の特徴及び周辺地盤状況を踏まえて設定する。評価対象断面は、鋼製防護壁の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定する。評価対象断面位置図を図 3.2-1 に、評価対象の断面図を図 3.2-2 に示す。なお、各評価対象部位の解析モデル及び評価方法は、「3.5 評価方法」に示す。

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は構造部材と基礎地盤とする。

(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、鋼製防護壁、地中連続壁基礎を連結する鋼製防護壁アンカー（アンカーボルト、頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリート）及び地中連続壁基礎の各鉄筋コンクリート部材について設定する。

(2) 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、鋼製防護壁の下部構造となる地中連続壁基礎を支持する基礎地盤とする。

(3) 構造物の変形性評価

構造物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シートジョイントとする。

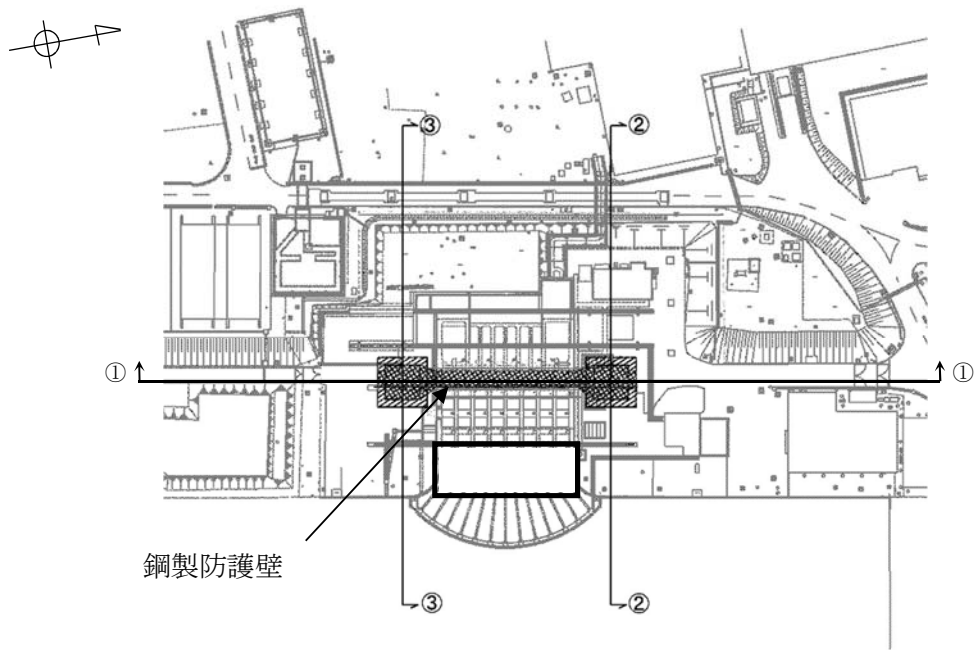


図 3.2-1 鋼製防護壁の検討対象断面位置

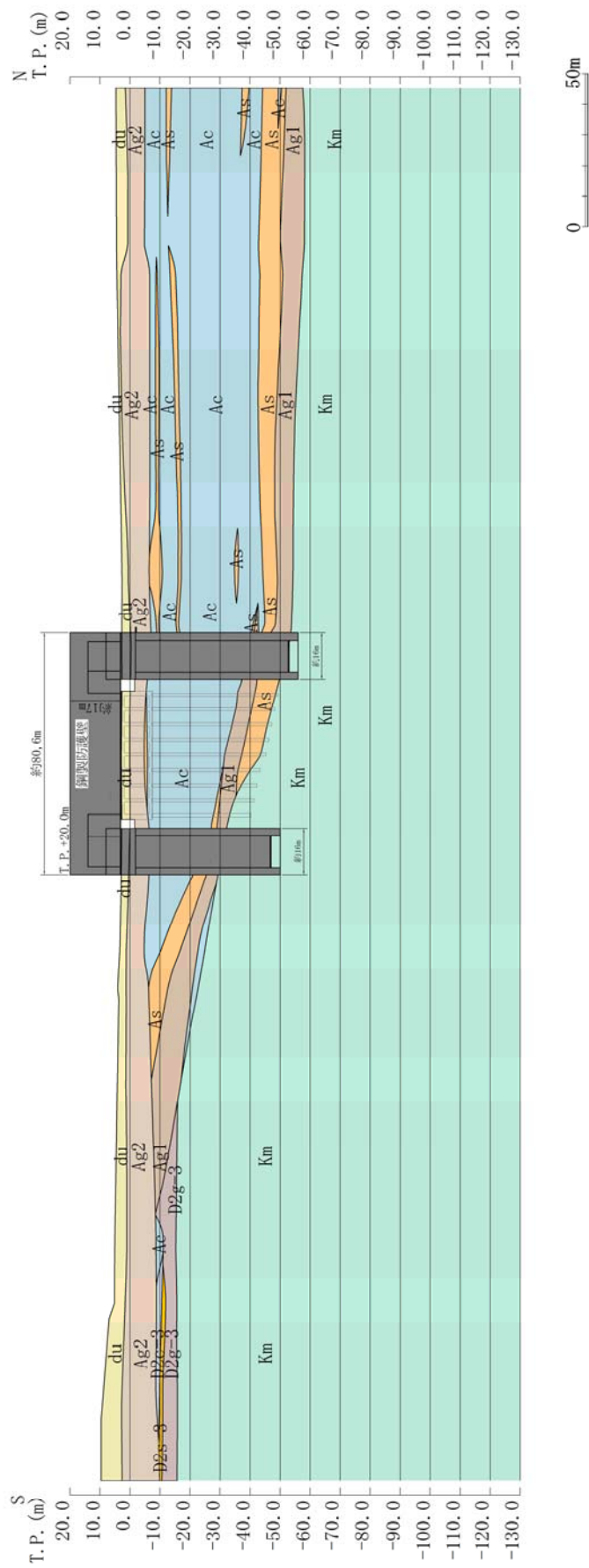


图 3.2-2 (1) 鋼製防護壁断面图 (①—①断面)

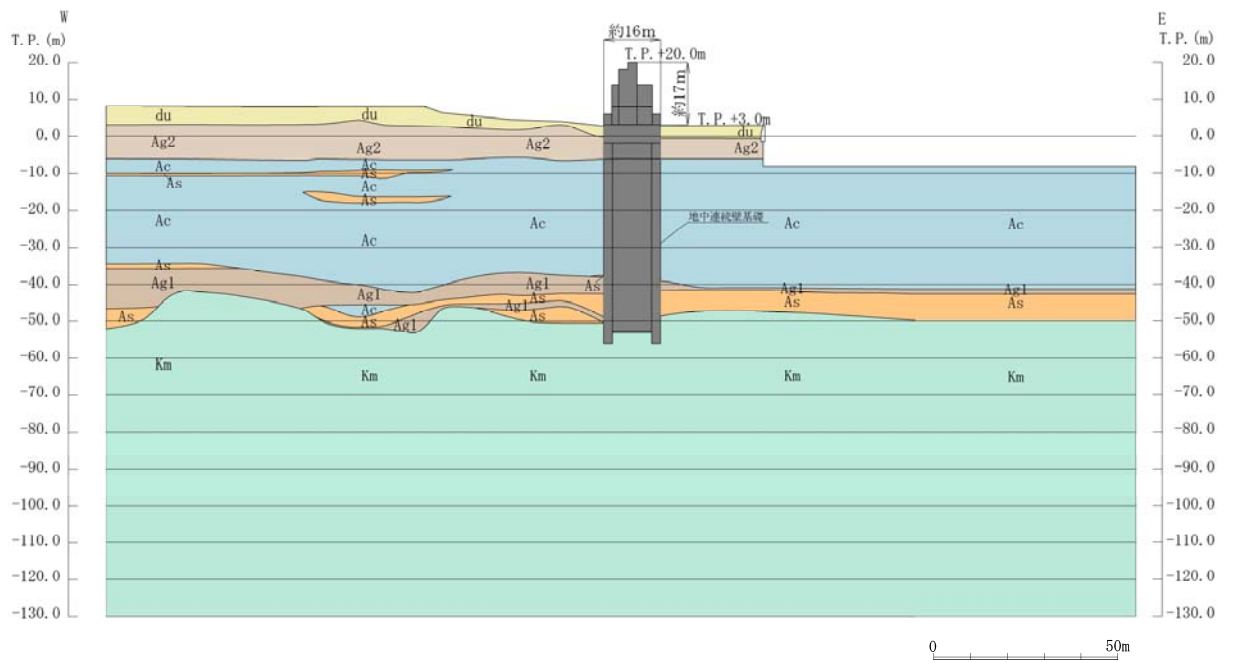


図 3.2-2 (2) 鋼製防護壁断面図 (②-②断面)

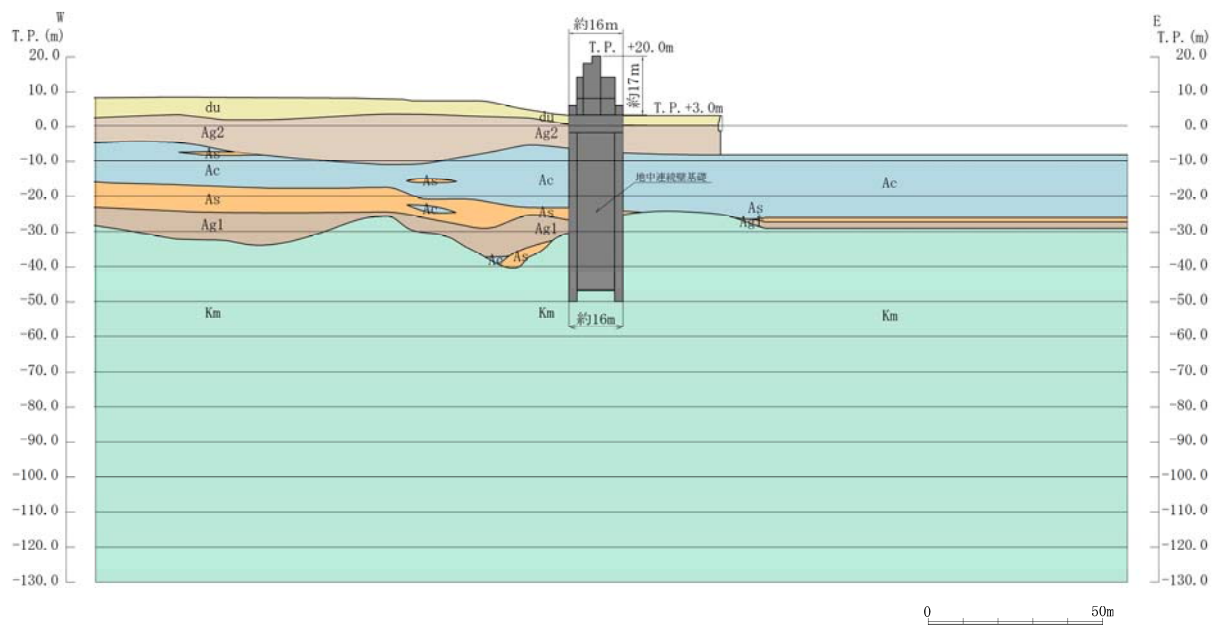


図 3.2-2 (3) 鋼製防護壁断面図 (③-③断面)

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「V-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

鋼製防護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)

固定荷重は、躯体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重は、機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.3-1 のとおりである。

表 3.3-1 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
スクリーン室クレーン	840 kN

(3) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。

(4) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重は、表 3.3-2 に示す 0.69 t 車両の FEMA (2012) * 式による漂流物荷重を考慮する。

注記 * : FEMA : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3.3-2 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
敷地に遡上する津波時	15	1035

(5) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重は、弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による地震力及び動水圧を考慮する。

重畳時は、余震荷重として水平慣性力、鉛直慣性力及び応答変位を考慮する。地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、積雪荷重に対応する慣性力を作用させる。

(6) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って、設定する。積雪の厚さ 1 cm 当たりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 とする。重畳時は、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

(7) 風荷重 (P_k)

津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。また、陸からの風荷重は考慮しない方が保守的である。したがって、陸からの風荷重は考慮しない。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-3 及び表 3.3-4 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波及び敷地に遡上する津波それぞれに応じて、津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3-1～図 3.3-4 に示す。

表 3.3-3 (1) 荷重の組合せ

区分	荷重の組み合わせ
津波時	$G + P + P_t + P_c + P_s$

- G : 固定荷重
P : 積載荷重
 P_t : 遡上津波荷重
 P_c : 衝突荷重
 P_s : 積雪荷重

表 3.3-3 (2) 荷重の組合せ (津波時)

種別		荷重		算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○	・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管自重	○	・機器・配管の自重を考慮する。
		土被り荷重	—	・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	—	・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○	・初期応力解析により設定する。
	外水圧		○	・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		—	・内水はないため考慮しない。
変動荷重		積雪荷重	○	・積雪荷重を考慮する。
		風荷重	—	・津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。また、陸からの風荷重は考慮しない方が保守的である。したがって、陸からの風荷重は考慮しない。
		積雪荷重及び風荷重以外	—	・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重		遡上津波荷重	○	・基準津波及び敷地に遡上する津波による水平波圧を考慮する。
		衝突荷重	○	・0.69 t の車両の漂流物荷重を考慮する。
		余震荷重	—	・津波時であることから余震荷重は考慮しない。
		動水圧	—	・津波時であることから動水圧は考慮しない。

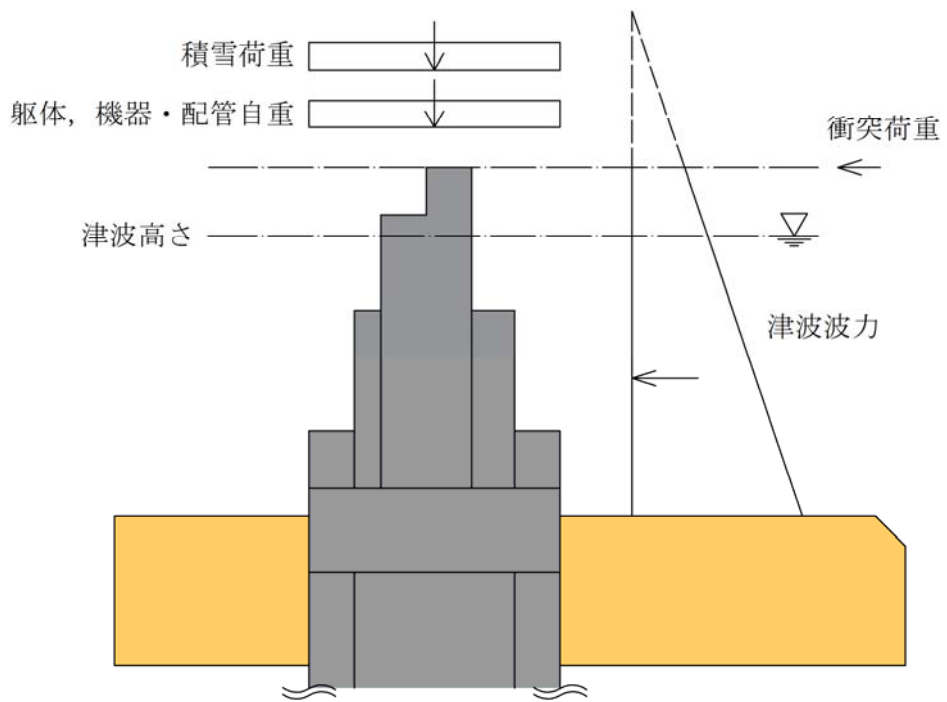


図 3.3-1 津波時（基準津波時）の作用図

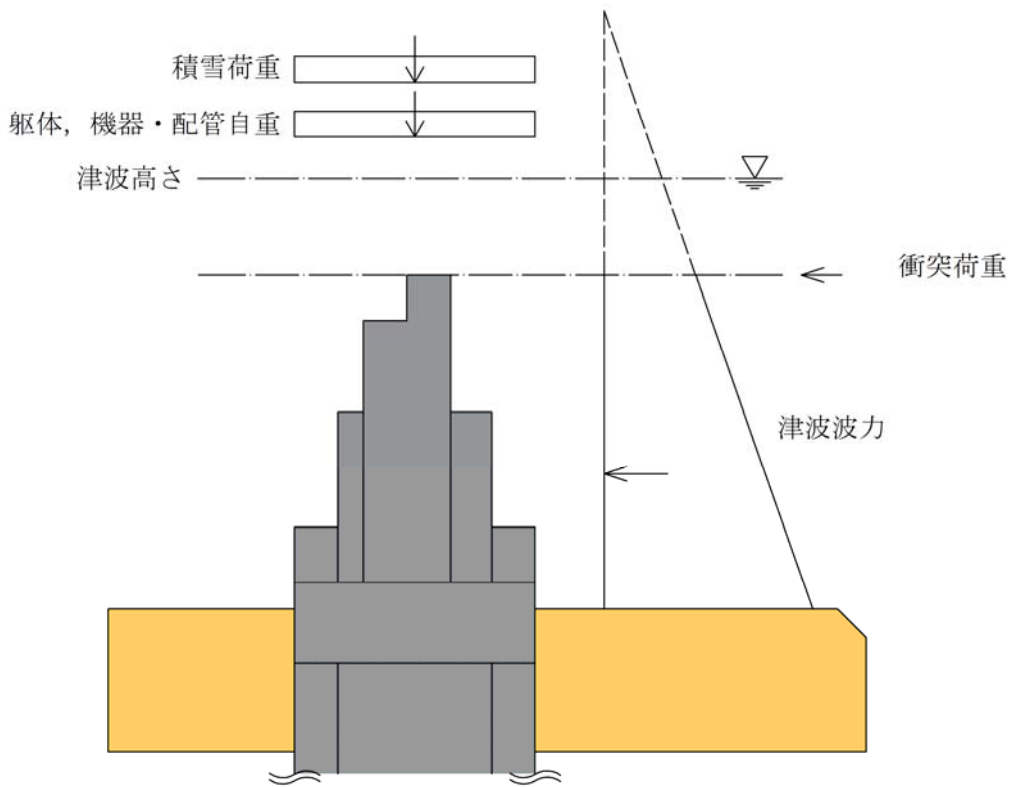


図 3.3-2 津波時（敷地に遡上する津波時）の作用図

表 3.3-4 (1) 荷重の組合せ

区分	荷重の組み合わせ
重畳時	$G + P + P_t + K_{S_d} + P_s$

- G : 固定荷重
P : 積載荷重
 P_t : 遡上津波荷重
 K_{S_d} : 余震荷重
 P_s : 積雪荷重

表 3.3-4 (2) 荷重の組合せ (重畳時)

種別		荷重	算定方法
永久荷重	常時考慮荷重	躯体自重	○ ・対象構造物の体積に材料の密度を考慮して設定する。
		機器・配管自重	○ ・機器・配管の自重を考慮する。
		土被り荷重	－ ・土被りはないため考慮しない。
		上載荷重	－ ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。
	静止土圧		○ ・初期応力解析により設定する。
	外水圧		○ ・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。
	内水圧		－ ・内水はないため考慮しない。
変動荷重	積雪荷重		○ ・積雪荷重を考慮する。
	風荷重		－ ・津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。また、陸からの風荷重は考慮しない方が保守的である。したがって、陸からの風荷重は考慮しない。
	風荷重以外		－ ・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組み合わせるべき変動荷重はない。
偶発荷重	遡上津波荷重		○ ・基準津波及び敷地に遡上する津波による水平波圧を考慮する。
	衝突荷重		－ ・重畳時であることから漂流物の衝突は考慮しない。
	余震荷重		○ ・弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。
	動水圧		○ ・重畳時であることから動水圧を考慮する

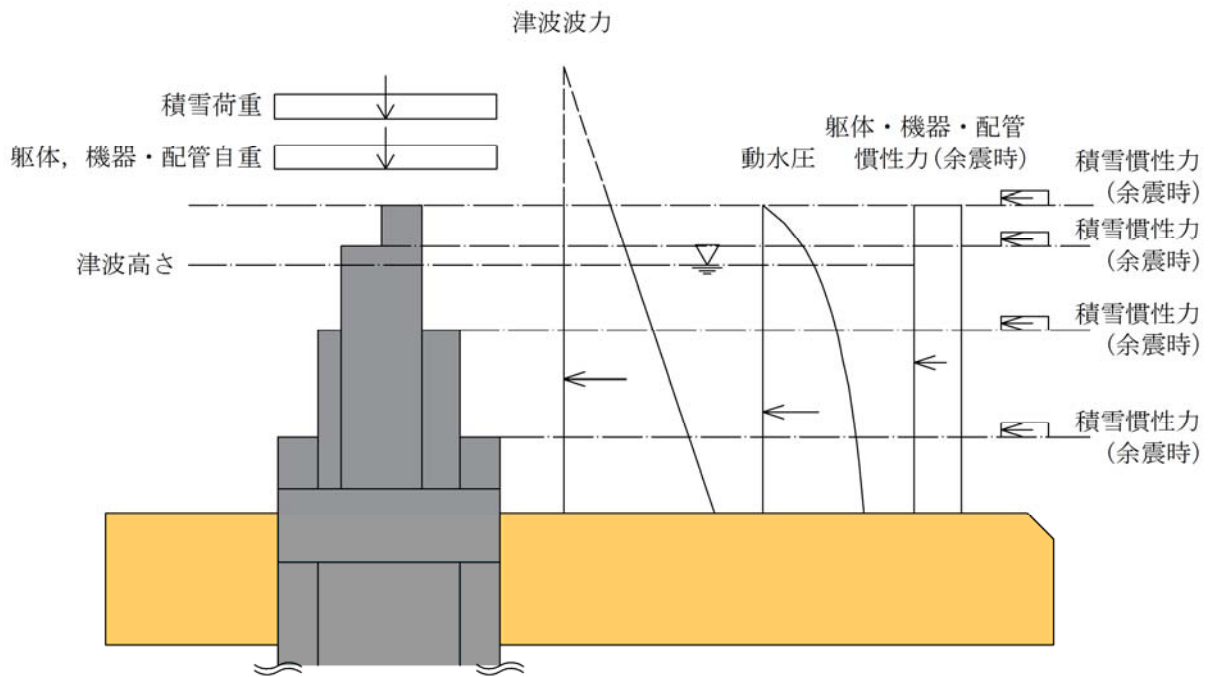
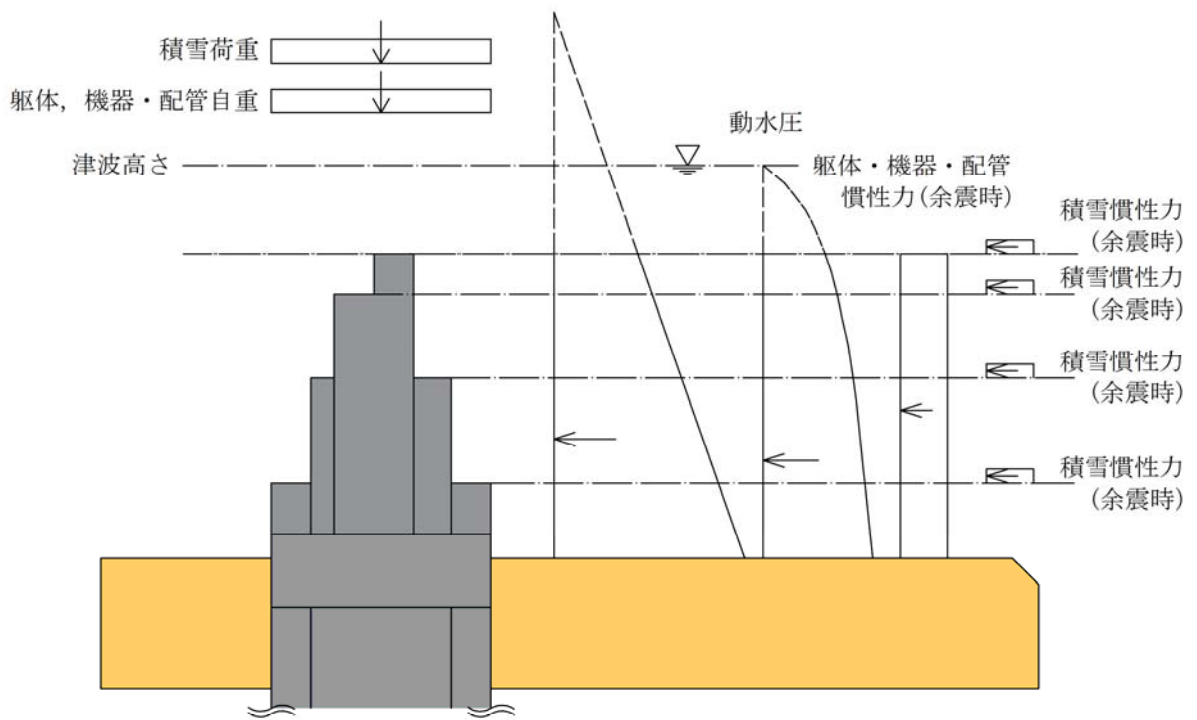


図 3.3-3 重畳時（基準津波時）の作用図



重畳時 (T.P. +24.0 m時)

図 3.3-4 重畳時（敷地に遡上する津波時）の作用図

3.4 許容限界

鋼製防護壁の許容限界は、「3.2 評価対象断面」にて設定した評価対象断面の応力や変形の状態を考慮し、添付書類「V-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「4.2 許容限界」にて示している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 鉄筋コンクリートの許容限界

許容限界については各規格、基準類に基づき表 3.4-1 のとおり設定する。短期許容応力度は、基準津波時におけるコンクリート及び鉄筋の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。また、敷地に遡上する津波時は 2.0 倍（コンクリート）、1.65 倍（鉄筋）の割増しを考慮する。

表 3.4-1 (1) 許容限界（基準津波時）

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
コンクリート	$f'_{ck}=50$ N/mm ² *3	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	24.0
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*5
		許容付着応力度 τ_a	4.5*4
		短期コーンせん断応力度 τ_{coa1}	0.825*4
		短期コーンせん断応力度 τ_{coa2}	1.815*4
	$f'_{ck}=40$ N/mm ² *1	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825*5
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力度 σ_{sa}	435
	SD390*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	309
	SD345*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	294

注記 *1：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）

*2：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）

*3：道路土工カルバート工指針（平成21年度版）（日本道路協会，平成22年3月）

*4：鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成15年10月）におけるコンクリートの設計基準強度 27 N/mm² に対応する値を適用する。

*5：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「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、次式により算定する短期許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで、

V_{ca} : コンクリートの短期許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の短期許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

表 3.4-1 (2) 許容限界 (敷地に遡上する津波時)

評価項目		許容限界 (N/mm ²)	
コンクリート	$f'_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ *3	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	32.0
		短期許容せん断応力度 τ_{a1}	1.1*5
		短期許容付着応力度 τ_a	6.0*4
		短期コーンせん断応力度 τ_{coa1}	0.825*4
		短期コーンせん断応力度 τ_{coa2}	1.815*4
	$f'_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ *1	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	28.0
短期許容せん断応力度 τ_{a1}		1.1*5	
鉄筋	SD490*2	短期許容引張応力度 σ_{sa}	478.5
	SD390*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	339.9
	SD345*1	短期許容引張応力度 σ_{sa}	323.4

注記 *1 : 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)

*2 : 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)

*3 : 道路土工カルバート工指針 (平成 21 年度版) (日本道路協会, 平成 22 年 3 月)

*4 : 鋼構造物設計基準 (II 鋼製橋脚編, 名古屋高速道路公社, 平成 15 年 10 月) におけるコンクリートの設計基準強度 27 N/mm^2 に対応する値を適用し, 1.5 倍の割増しを考慮する。

*5 : 斜め引張鉄筋を考慮する場合は, 「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, 基準津波時と同様の許容せん断力 (V_a) に 1.65 倍の割増しを考慮した短期許容せん断力を許容限界とする。

斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界を、表 3.4-2 に示す。

表 3.4-2 (1) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界 (南側基礎)
(基準津波時)

位置	断面形状				せん断補強鉄筋			許容せん断力			短期許容せん断力 V_a
	部材幅	部材高	連壁基礎有効高	中実コンクリート有効高	径	Sb	Ss	連壁基礎コンクリート	中実コンクリート	鉄筋	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(本)	(mm)	V_{ca1}	V_{ca2}	V_{sa}	(kN)
上部	15500	15500	14280	10270	D38	14	300	48353	79128	163183	226924
中央	15500	15500	14280	9520	D38	34	300	48353	73350	349932	410783
下部	15500	15500	14280	10495	D38	24	300	48353	80862	272639	337247

表 3.4-2 (2) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界 (南側基礎)
(敷地に遡上する津波時)

位置	断面形状				せん断補強鉄筋			許容せん断力			短期許容せん断力 V_a
	部材幅	部材高	連壁基礎有効高	中実コンクリート有効高	径	Sb	Ss	連壁基礎コンクリート	中実コンクリート	鉄筋	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(本)	(mm)	V_{ca1}	V_{ca2}	V_{sa}	(kN)
上部	15500	15500	14280	10270	D38	14	300	64471	105504	179501	264489
中央	15500	15500	14280	9520	D38	34	300	64471	97799	384925	466060
下部	15500	15500	14280	10495	D38	24	300	64471	107816	299903	386046

表 3.4-2 (3) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界 (北側基礎)
(基準津波時)

位置	断面形状				せん断補強鉄筋			許容せん断力			短期許容せん断力 V_a
	部材幅	部材高	連壁基礎	中実コンクリート	径	Sb	Ss	連壁基礎コンクリート	中実コンクリート	鉄筋	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(本)	(mm)	V_{ca1}	V_{ca2}	V_{sa}	(kN)
上部	15500	15500	14280	10270	D38	14	300	48353	79128	163183	226924
中央	15500	15500	14280	10420	D38	24	300	48353	80284	271107	335426
下部	15500	15500	14280	10495	D38	24	300	48353	80862	272639	337247

表 3.4-2 (4) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界（北側基礎）
（敷地に遡上する津波時）

位置	断面形状				せん断補強鉄筋			許容せん断力			短期許容せん断力 V_a
	部材幅	部材高	連壁基礎	中実 コンクリート	径	Sb	Ss	連壁基礎 コンクリート	中実 コンクリート	鉄筋	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(本)	(mm)	V_{ca1}	V_{ca2}	V_{sa}	(kN)
上部	15500	15500	14280	10270	D38	14	300	64471	105504	179501	264489
中央	15500	15500	14280	10420	D38	24	300	64471	107045	298218	383976
下部	15500	15500	14280	10495	D38	24	300	64471	107816	299903	386046

(2) 鋼製防護壁及びアンカーボルトの許容限界

許容限界については各規格，基準類に基づき表 3.4-3 のとおり設定する。表 3.4-3 に示す許容限界は短期許容応力度とし，短期許容応力度は，基準津波時における鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増しを考慮する。また，敷地に遡上する津波時は，1.7 倍（鋼材）の割増しを考慮するが，1.7 倍の割増しを考慮した短期許容応力度が降伏応力度を超える場合は，降伏応力度を短期許容応力度とする。

表 3.4-3 (1) 許容限界（基準津波時）

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
鋼材	SM490Y	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	315* ¹
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	180* ¹
	SM520B 相当	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	315* ²
	SM570	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	382.5* ¹
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	217.5* ¹
	SBHS500	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	442.5* ^{1*3}
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	255* ^{1*3}
	SBHS700	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	615* ^{1*3}
短期許容せん断応力度 τ_{sa}		352.5* ^{1*3}	

注記 *1：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）

上記値は，板厚 40 mm 以下の値を示す。

板厚が 40 mm を超える場合は，3.2.1，3.2.3，15.3 に示される許容応力度を用いる。

*2：鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）

*3：新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W) の設計・製作ガイドライン（案）～（土木学会，平成 21 年 11 月）

表 3.4-3 (2) 許容限界 (敷地に遡上する津波時)

評価項目			許容限界 (N/mm ²)
鋼材	SM490Y	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	355* ¹
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	204* ¹
	SM520B 相当	降伏応力度 σ_y	355* ²
	SM570	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	433.5* ¹
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	246.5* ¹
	SBHS500	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	500* ³
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	285* ³
	SBHS700	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	697* ¹ * ⁴
		短期許容せん断応力度 τ_{sa}	399.5* ¹ * ⁴

注記 *1: 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)

上記値は, 板厚 40 mm 以下の値を示す。

板厚が 40 mm を超える場合は, 3.2.1, 3.2.3, 15.3 に示される許容応力度を用いる。

*2: 鋼構造物設計基準 (II 鋼製橋脚編, 名古屋高速道路公社, 平成 15 年 10 月) を適用し, 降伏応力度を用いる。

*3: 道路橋示方書 (II 鋼橋・鋼部材編)・同解説 (日本道路協会, 平成 29 年 11 月)

*4: 新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書~SBHS500(W), SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン (案) ~ (土木学会, 平成 21 年 11 月)

(3) 基礎地盤の支持性能評価における許容限界

極限支持力は、添付書類「V-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）により設定する。

道路橋示方書による地中連続壁基礎の支持力算定式を以下に示す。

$$R_u = q_d \cdot A$$

R_u : 基礎底面地盤の極限支持力 (kN)

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

$$* C_{CUU} = q_u / 2 \text{ より, } q_u = C_{CUU} \times 2$$

ここで、 C_{CUU} は Km 層の非排水せん断強度

A : 基礎の底面積 (m²)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力を表 3.4-4 に示す

表 3.4-4 基礎地盤の支持力に対する許容限界

項目	算定結果
極限支持力度 q_d (kN/m ²) (北側基礎)	6116
極限支持力度 q_d (kN/m ²) (南側基礎)	5991

注記 * : 非排水せん断強度 $C_{CUU} = (0.837 - 0.00346 \cdot Z) \times 1000$ (kN/m²)

基礎底面標高 北側基礎 : $Z = \text{T.P.} - 52.7$ (m)

南側基礎 : $Z = \text{T.P.} - 46.7$ (m)

(4) 構造物の変形性に対する許容限界

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 3.4-5 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.4-5 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

評価項目	許容限界
止水ジョイント部材 (シートジョイント)	2 m

3.5 評価方法

鋼製防護壁の評価方法は、添付書類「V-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。

鋼製防護壁の強度評価は、解析により得られる照査用応答値が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法

鋼製防護壁の津波時及び重畳時の解析は、構造部材を線形要素でモデル化し、地盤バネを用いてフレーム解析を行う。ここで、鋼製防護壁及び地中連続壁基礎については線形の梁要素とし、地盤抵抗については、津波時は受働土圧強度及びせん断強度、重畳時は軸圧縮応力及びせん断応力を上限値とするバイリニア型の非線形バネをモデルに付与する。

津波荷重については地表面から鋼製防護壁天端までの間に分布荷重として載荷する。漂流物については鋼製防護壁に加わる曲げモーメントが最大となるように鋼製防護壁天端に載荷する。重畳時については、1次元有効応力解析により算定された地盤変位を地盤バネの外側から入力する。さらに、鋼製防護壁全体に1次元有効応力解析から算定された地表面地盤最大加速度を用いてモデル全体に地震時慣性力を与える。

構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図 3.5-1 に示す。

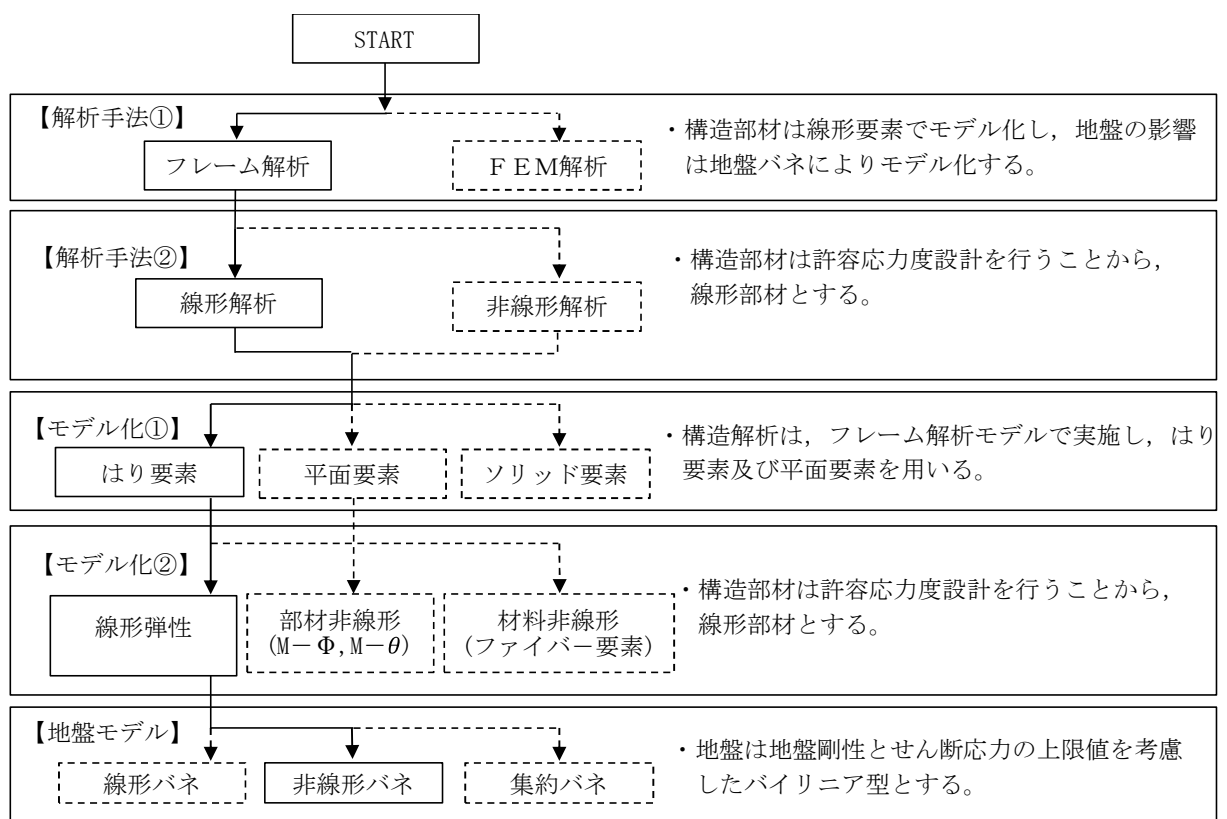


図 3.5-1 構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

3.5.2 地盤沈下の考慮

津波時及び重畳時の検討では、津波襲来前に発生する本震に伴って周辺地盤が沈下した状態を想定し、設計荷重や地盤抵抗に対して保守側の検討を実施する。本震に伴う周辺地盤の沈下量として、「1.2 遡上・浸水域の考え方について（参考1）敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について」における敷地東側の合計沈下量 0.918 m を考慮して保守的に設定した想定沈下量 1.5 m を適用する。本震に伴う地盤沈下の考慮方法を図 3.5-2 に示す。

(1) 荷重

津波波力及び動水圧は沈下後の地盤より上側に作用するものとする。

(2) 地盤バネ

地盤バネは沈下後の地表面以深に考慮するものとする。

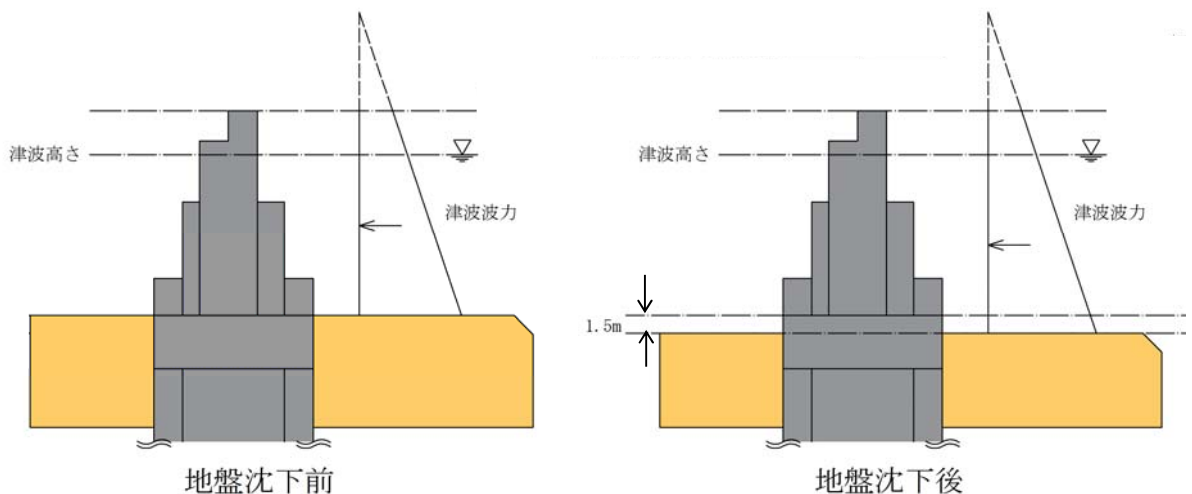


図 3.5-2 地盤沈下の考慮に関する概念図

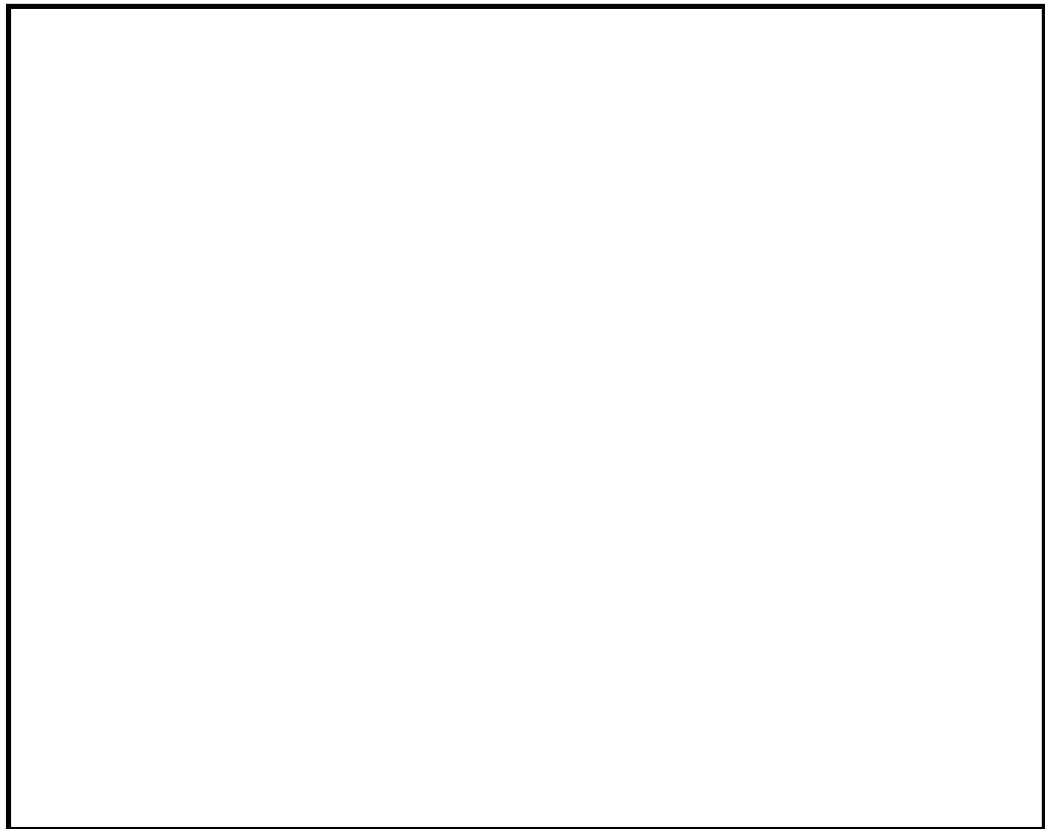
3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）

鋼製防護壁の津波時の評価に用いる解析モデル及び評価方法を以下に示す。

(1) 鋼製防護壁の解析モデル

a. 解析モデル

津波時における鋼製防護壁は、上部構造と下部構造を一体とした3次元フレームモデルで強度評価を行う。津波時の鋼製防護壁の3次元静的フレーム解析モデル概念図を図3.5-3に示す。3次元静的フレーム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver. 6.00.04」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、「V-5-39 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



注記 *1：基礎底面の鉛直（面直）方向地盤バネ

基礎前面の水平（面直）方向地盤バネ

*2：基礎底面の水平方向地盤バネ

基礎側面の水平方向地盤バネ

基礎前背面の水平及び鉛直方向地盤バネ

基礎側面の鉛直方向地盤バネ

図 3.5-3 鋼製防護壁の津波時の3次元静的フレーム解析モデル概念図

b. 構造物のモデル化

鋼製防護壁は、上部構造と下部構造を一体とし、地盤バネを設定した3次元フレーム解析モデルに津波荷重等を載荷して評価する。

上部構造は、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。モデル化のイメージ図を図3.5-4に示す。

- i) 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3.5-4の青色表示部分）。
- ii) 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3.5-4の赤色表示部分）。
- iii) 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。

上部構造の鋼製防護壁と下部構造の地中連続壁基礎は、構造梁要素でモデル化する。地中連続壁基礎をモデル化したはり要素には仮想剛梁要素を配置し、地中連続壁基礎の幅を考慮する。

地中連続壁基礎の要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（土木学会原子力土木委員会、2002年5月）に、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さまたは有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さまたは有効高さの1.0倍程度まで細分割して設定する。なお、地中連続壁基礎の要素分割については、重畳時の検討における余震影響としての地盤応答変位を地中連続壁基礎に設定することを考慮して、1次元有効応力解析で用いる地盤の要素分割に合わせて設定する。

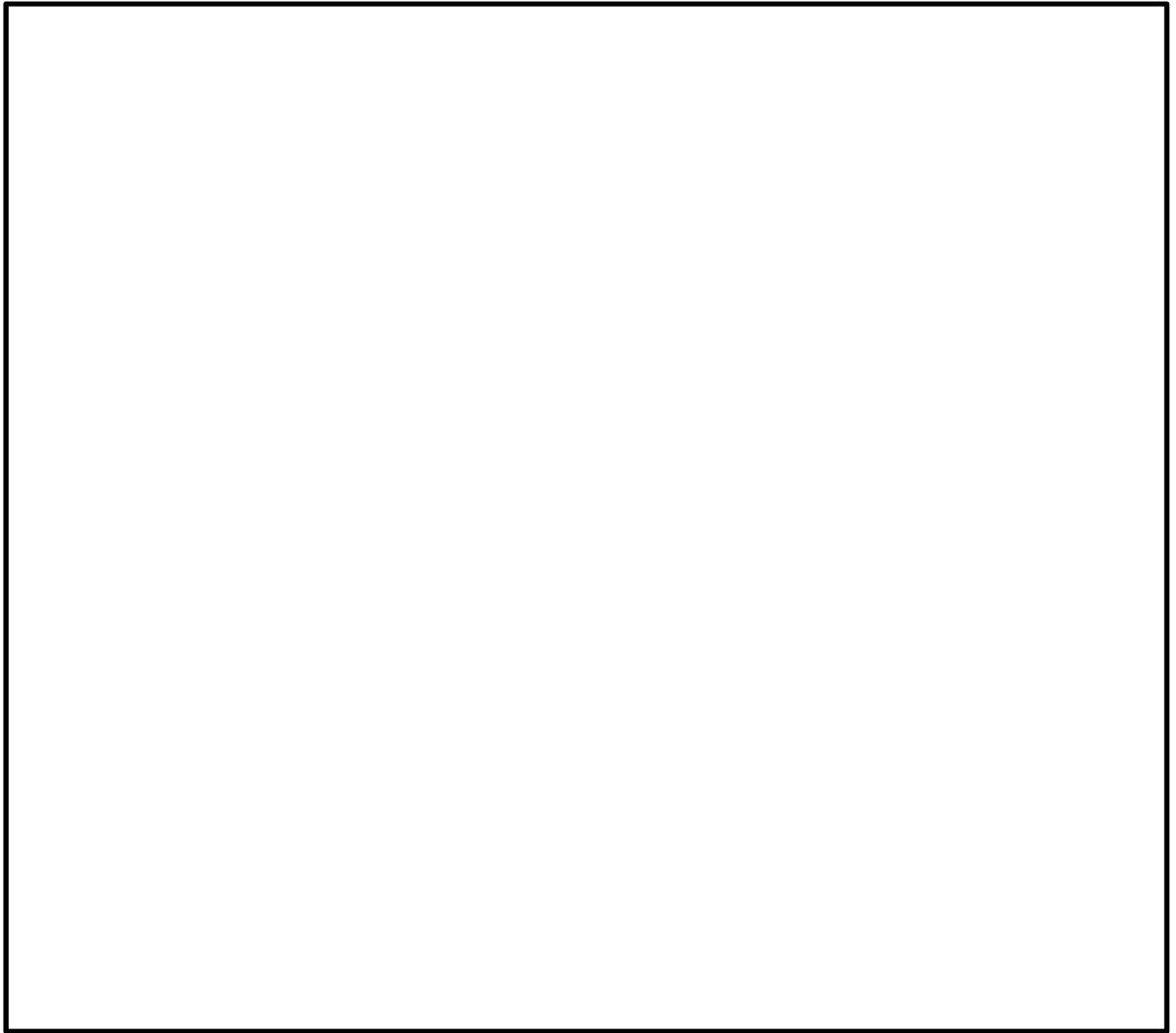


図 3.5-4 鋼製防護壁上部構造のモデル化イメージ図

c. 地盤のモデル化

3次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

津波時の地盤バネの設定について表 3.5-1 に示し、地盤バネのバイリニアモデルを図 3.5-5 に示す。津波時については、地盤抵抗が大きいと仮定した地盤バネ 1 及び地盤抵抗が小さいと仮定した地盤バネ 2 の 2 ケースを考慮する。

表 3.5-1 3次元静的フレーム解析モデルにおける地盤バネの設定（津波時）

ケース名	地盤バネの バネ定数	地盤バネの 反力上限値	備考
地盤バネ1 (津波時)	初期せん断剛性 から設定	ピーク強度（平均）から設定	地盤抵抗が大きいと仮 定したケース
地盤バネ2 (津波時)	静弾性係数 から設定	残留強度（ -1σ ）から設定	地盤抵抗が小さいと仮 定したケース

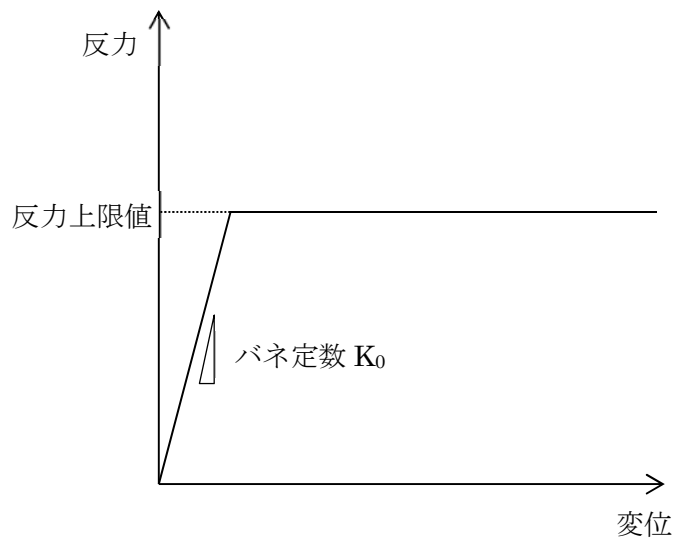


図 3.5-5 地盤バネのバイリニアモデル

(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

イ. 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力係数 K_H

水平（面直）方向地盤反力係数 K_H の算定方法を以下に示す。

$$K_H = \alpha_k K_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで、

K_H : 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力係数（ kN/m^3 ）

α_k : K_H の推定に用いる補正係数（ $=1.5$ ）

K_{H0} : 直径 0.3 m 剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数（ kN/m^3 ）であり、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、水平（面直）方向地盤反力係数 K_{H0} を以下の式より算定する。

$$K_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2)

E_0 は以下の式より算定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_m$$

ここで、

ν_d : 動ポアソン比

G_m : 初期せん断弾性係数 (kN/m^2)

B_H : 基礎前面の換算載荷幅 (=15.5 m)

ロ. 基礎側面の水平方向地盤反力係数 K_{SHD}

水平方向地盤反力係数 K_{SHD} の算定方法を以下に示す。

$$K_{SHD} = 0.6K_{HD}$$

ここで、

K_{SHD} : 基礎側面の水平方向地盤反力係数 (kN/m^2)

K_{HD} : 基礎側面の水平(面直)方向地盤反力係数 (kN/m^2)

K_{HD} は以下の式より算定する。

$$K_{HD} = \alpha_k K_{H0} \left(\frac{D_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

D_H : 基礎側面の換算載荷幅 (=15.5 m)

ハ. 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数 K_{SVB}

鉛直方向地盤反力係数 K_{SVB} の算定方法を以下に示す。

$$K_{SVB} = 0.3K_H$$

ここで、

K_{SVB} : 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^2)

ニ. 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数 K_{SVD}

鉛直方向地盤反力係数 K_{SVD} の算定方法を以下に示す。

$$K_{SVD} = 0.3K_{HD}$$

ここで、

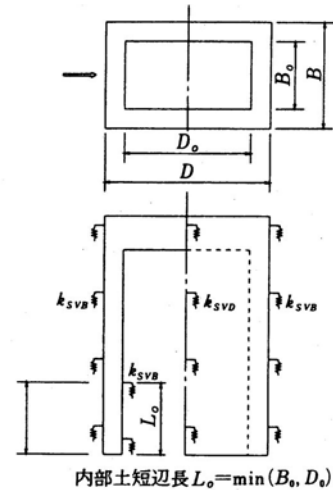
K_{SVD} : 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^2)

なお、基礎先端付近の側壁及び隔壁内面の鉛直方向地盤反力は図 3.5-6 に示すように、前背面や側面の鉛直方向地盤反力係数の割り増しを行う。

・この間の地盤反力係数は

$$k_{SVB}' = \left(1 + \frac{B_0}{B}\right) k_{SVB}, \quad k_{SVD}' = \left(1 + \frac{D_0}{D}\right) k_{SVD}$$

と考える。



内部土短辺長 $L_0 = \min(B_0, D_0)$

隔壁がある場合は隔壁間の内面距離の短い方を L_0 とする。

図 3.5-6 基礎内面の鉛直方向地盤反力

ホ. 基礎底面の鉛直（面直）方向地盤反力係数 K_V

鉛直方向地盤反力係数 K_V の算定方法を以下に示す。

$$K_V = K_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3}\right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで、

K_V : 基礎底面の鉛直（面直）方向地盤反力係数 (kN/m^2)

K_{V0} : 直径 0.3 m 剛体円板による平板载荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3) であり、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、鉛直方向地盤反力係数 K_{V0} を以下の式より算定する。

$$K_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

B_V : 基礎の換算载荷幅 (m)

B_V は以下の式より算定する。

$$B_V = \sqrt{A_V}$$

A_V : 鉛直（面直）方向の载荷面積（地中連続壁部 125.76 m^2 , 中実鉄筋コンクリート部 114.49 m^2 ）

ヘ. 基礎底面の水平（面直）方向地盤反力係数 K_S

水平方向地盤反力係数 K_S の算定方法を以下に示す。

$$K_S = 0.3K_V$$

ここで、

K_S : 基礎底面の水平方向地盤反力係数 (kN/m^2)

ト. 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力度の上限値 P_{HU}

水平（面直）方向地盤反力度の上限値 P_{HU} の算定方法を以下に示す。

$$P_{HU} = \alpha_p P_{EP}$$

ここで、

P_{HU} : 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力度の上限値 (kN/m²)

α_p : 水平（面直）方向地盤反力度の上限値の割増係数

α_p は以下の式により算定する。ただし、N値2以下の軟弱な粘性土の場合は $\alpha_p = 1.0$ とする。

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0$$

z : 設計上の地盤面からの高さ (m)

B_e : 基礎の有効前面幅 (=15.5m)

P_{EP} : 深さ z における地震時の地盤の受働土圧強度 (kN/m²)

P_{EP} は以下の式により算定する。なお、以下の式は、図 3.5-7 に示したような3層地盤の場合の計算式を示す。

$$P_{EP1} = K_{EP1} \gamma_1 h_1 + 2c_1 \sqrt{K_{P1}}$$

$$P_{EP2} = K_{EP2} \gamma_2 h_2 + 2c_2 \sqrt{K_{P2}} + K_{EP2} \gamma_1 h_1$$

$$P_{EP3} = K_{EP3} \gamma_3 h_3 + 2c_3 \sqrt{K_{P3}} + K_{EP3} (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$$

P_{EP1} , P_{EP2} , P_{EP3} : 深さ h_1 , h_1+h_2 , $h_1+h_2+h_3$ における地震時の受働土圧強度 (kN/m²)

K_{EP} : 地震時の受働土圧係数

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

δ_E : 地震時の基礎平面と土の摩擦角 (°) で、 $-\phi/6$ とする。

α : 地表面と水平面のなす角度 (°)

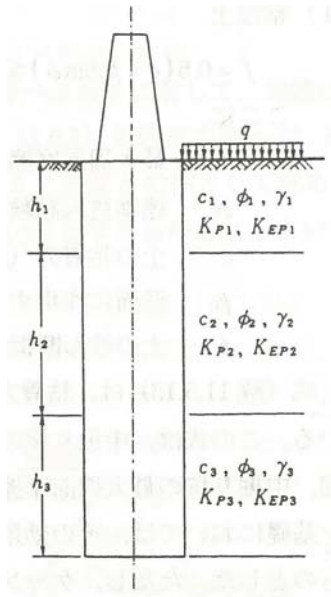


図 3.5-7 受働土圧強度算定式における各層物性
(3層地盤の場合)

- チ. 基礎前背面の鉛直方向及び基礎側面の水平方向地盤反力度の上限値 τ_f
地盤反力度の上限値 τ_f の算定方法を以下に示す。

(砂質土) $\tau_f = \min[5N, (c + p_0 \tan\phi)] \leq 200$

(粘性土・地盤改良体) $\tau_f = c + p_0 \tan\phi \leq 150$

ここで,

- τ_f : 地盤反力度の上限値 (kN/m²)
- N : 標準貫入試験より得られたN値 (平均値)
- c : 粘着力 (kN/m²)
- p_0 : 基礎壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)
- ϕ : せん断抵抗角 (°)

- リ. 基礎底面の鉛直(面直)方向地盤反力度の上限値 P_{BVU}

鉛直(面直)方向地盤反力度の上限値 P_{BVU} は、基礎を支持する基礎地盤 (Km 層) の極限支持力度 q_d とする。Km 層の極限支持力度の算定式を以下に示す。

$$q_d = 3q_u$$

ここで,

q_d : 基礎地盤 (Km 層) の極限支持力度 (kN/m²)

q_u : 一軸圧縮強度 (kN/m²)

q_u は Km 層の非排水せん断強度 $\times 2$

- 又. 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 P_{SU}
水平方向地盤反力度の上限値 P_{SU} の算定方法を以下に示す。

$$P_{SU} = C_B + p_V \tan \phi_B + \frac{1}{A_e} (A_i c + W_s \tan \phi)$$

ここで,

P_{SU} : 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m²)

C_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)

岩とコンクリートの付着力 0 kN/m²

p_V : 基礎底面の鉛直地盤反力度 (kN/m²)

ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)

岩とコンクリートの摩擦角 $\tan \phi = 0.6$

A_e : 基礎底面の有効載荷面積 (m²)

A_i : 基礎内部土の面積 (m²)

c : 基礎底面地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m²)

W_s : 基礎底面より上の内部土の有効重量 (kN)

ϕ : 基礎底面地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)

(b) 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

- ・ K_m 層の粘着力はピーク強度（平均値）とする。
- ・ K_m 層以外の粘着力は残留強度（ -1σ ）

イ. 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力係数 K_H

水平（面直）方向地盤反力係数 K_H の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。ただし、地盤の変形係数 E_0 は静弾性係数とする。

ロ. 基礎側面の水平方向地盤反力係数 K_{SHD}

水平方向地盤反力係数 K_{SHD} の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。

ハ. 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数 K_{SVB}

鉛直方向地盤反力係数 K_{SVB} の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。

ニ. 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数 K_{SVD}

鉛直方向地盤反力係数 K_{SVD} の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。

ホ. 基礎底面の鉛直（面直）方向地盤反力係数 K_V

鉛直（面直）方向地盤反力係数 K_V の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。

ヘ. 基礎底面の水平方向地盤反力係数 K_S

水平方向地盤反力係数 K_S の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。

ト. 基礎前面の水平（面直）方向地盤反力度の上限値 P_{HU}

水平地盤反力度の上限値 P_{HU} の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。

チ. 基礎前背面の鉛直方向及び側面の水平方向地盤反力度の上限値 τ_f

地盤反力度の上限値 τ_f の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。

リ. 基礎底面の鉛直（面直）方向地盤反力度の上限値 P_{BVU}

鉛直（面直）方向地盤反力度の上限値 P_{BVU} の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。

ヌ. 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 P_{SU}

水平方向地盤反力度の上限値 P_{SU} の算定方法は、「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。

(2) 使用材料及び材料の物性値

強度計算に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。構造物の使用材料を表 3.5-2 に、材料物性値を表 3.5-3 に示す。

地盤の諸定数は、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 3.5-6 に示す。

表 3.5-2 使用材料

材料		諸元
コンクリート	頂版コンクリート (鉄筋コンクリート)	設計基準強度 50 N/mm ²
	中詰めコンクリート (鉄筋コンクリート)	
	地中連続壁基礎	設計基準強度 40 N/mm ²
	中実コンクリート (鉄筋コンクリート)	設計基準強度 40 N/mm ²
鉄筋		SD345, SD390, SD490
鋼材	鋼製防護壁	SM490Y, SM520B 相当, SM570, SBHS500, SBHS700

表 3.5-3 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	減衰定数 (%)
鉄筋コン クリート	設計基準強度 50 N/mm ² *1	24.5 *1	3.3 × 10 ⁴ *1	0.2 *1	5 *5
	設計基準強度 40 N/mm ² *2	24.5 *2	3.1 × 10 ⁴ *2	0.2 *2	
鋼材	SM490Y*3, SM520B 相当*4, SM570*3, SBHS500*7*8, SBHS700*8	77.0 *3*4	2.0 × 10 ⁵ *3*4	0.3 *3*4	3 *6

注記 *1：道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）（日本道路協会，平成 22 年 3 月）

*2：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）

*3：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）

*4：鋼構造物設計基準（Ⅱ 鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）

*5：J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）

*6：道路橋示方書（Ⅴ 耐震設計編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）

*7：道路橋示方書（Ⅱ 鋼橋・鋼部材編）・同解説（日本道路協会，平成 29 年 11 月）

*8：新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W)，SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン（案）～（土木学会，平成 21 年 11 月）

鋼製防護壁アンカー（アンカーボルト）に使用する鋼材 SM520B 相当（使用材料）と鋼材 SM520B（J I S G 3 1 0 6）（比較材料）との機械的強度の比較を表 3.5-4 に、化学成分の比較を表 3.5-5 に示す。

機械的強度，化学成分，いずれにおいても比較材料と同等であることを確認したため，本設備において，SM520B 相当を材料として使用することに問題ないと考えられる。

表 3.5-4 SM520B 相当と SM520B の機械的強度の比較

	引張強さ	降伏点又は耐力
使用材料	520 N/mm ² 以上	355 N/mm ² 以上
比較材料	520～640 N/mm ²	315 N/mm ² 以上
比較結果	引張強さ及び降伏点は同等である。	

表 3.5-5 SM520B 相当と SM520B の化学成分の比較

	化学成分 (%)									
	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V
使用材料	0.22 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—
比較材料	0.20 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	0.035 以下	—	—	—	—	—
比較結果	<p>C, Mn の成分規定に差異があるが，以下により，本設備の環境下での使用は問題ないと考えられる。</p> <p>C：一般的に機械的強度に影響を与える成分であり，C の増加と共に引張強さが増加し，表 3.5-4 の評価結果からも機械強度は同等である。</p> <p>Mn：一般的に機械的強度に影響を与える成分であり，添加により焼き入れ性が向上するが，有意な影響を与えるものではなく，表 3.5-4 の評価結果からも機械強度は同等である。</p>									

表 3.5-6 (1) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系 (液状化検討対象層)							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 () は地下水水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 () は地下水水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 () は地下水水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
	液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44

表 3.5-6 (2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤						捨石
				第四系 (非液状化層)				新第三系		
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1*1	Km		
物理特性	密度 () は地下水水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	—	1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z		2.04 (1.84)
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	—	1.16		0.82
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	—	0.16+0.00025・z		0.33
	基準平均有効主応力 () は地下水水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	—	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定		98
	基準初期せん断剛性 () は地下水水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	—			180000
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	—			0.24
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	—	0.358-0.00603・z		0.02
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	—	23.2+0.0990・z		35

注記 *1: 施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから、解析用物性値として本表には記載しない。

z: 標高 (m)

表 3.5-6 (3) 地盤の解析用物性値一覧 (新第三系 Km 層)

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m)	密度 ρ (g/cm^3)	静ポアソン比 ν_{CD}	粘着力 C_{CD} (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_{CD} ($^{\circ}$)	せん断波 速度Vs (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m^2)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m^2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度Vp (m/s)
1	10	9.5 ~ 10.5	1.72	0.16	298	24.2	425	310,675	353,317	504	0.0	0.105	0.464	1,640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312,139	354,982	504	0.0	0.105	0.464	1,644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313,606	356,650	504	0.0	0.105	0.464	1,648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315,076	358,322	504	0.0	0.105	0.464	1,651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315,076	358,322	504	0.0	0.106	0.464	1,651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316,551	359,999	504	0.0	0.106	0.464	1,655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318,028	361,679	504	0.0	0.106	0.463	1,638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319,509	363,363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320,993	365,051	504	0.0	0.107	0.463	1,646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322,481	366,743	504	0.0	0.107	0.463	1,650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323,972	368,439	504	0.0	0.108	0.463	1,653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325,467	370,139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326,965	371,843	504	0.0	0.108	0.463	1,661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328,467	373,551	504	0.0	0.109	0.462	1,644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329,972	375,262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331,480	376,977	504	0.0	0.109	0.462	1,652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332,992	378,697	504	0.0	0.110	0.462	1,656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334,507	380,420	504	0.0	0.110	0.462	1,659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336,026	382,147	504	0.0	0.110	0.462	1,663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339,074	385,614	504	0.0	0.111	0.462	1,671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340,603	387,352	504	0.0	0.111	0.461	1,654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343,671	390,842	504	0.0	0.112	0.461	1,662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345,211	392,593	504	0.0	0.112	0.461	1,665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348,300	381,471	498	0.0	0.112	0.461	1,673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351,403	384,870	498	0.0	0.113	0.461	1,680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352,959	386,574	498	0.0	0.113	0.460	1,664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356,083	389,996	498	0.0	0.114	0.460	1,672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357,650	391,712	498	0.0	0.114	0.460	1,675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360,794	395,155	498	0.0	0.115	0.460	1,683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362,371	396,883	498	0.0	0.115	0.459	1,667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365,536	400,349	498	0.0	0.115	0.459	1,675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367,124	402,088	498	0.0	0.116	0.459	1,678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370,309	405,577	498	0.0	0.116	0.459	1,685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371,907	407,327	498	0.0	0.117	0.459	1,689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375,113	410,838	498	0.0	0.117	0.458	1,678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376,721	412,599	498	0.0	0.117	0.458	1,681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379,948	416,134	498	0.0	0.118	0.458	1,688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385,416	422,122	498	0.0	0.118	0.458	1,696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387,051	423,913	498	0.0	0.118	0.458	1,699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390,331	427,505	498	0.0	0.118	0.457	1,688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391,976	429,307	498	0.0	0.119	0.457	1,692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395,277	432,922	498	0.0	0.119	0.457	1,699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396,933	434,736	498	0.0	0.120	0.457	1,702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400,255	422,491	492	0.0	0.120	0.457	1,709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401,921	424,250	492	0.0	0.120	0.456	1,695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405,263	427,778	492	0.0	0.120	0.456	1,702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406,939	429,547	492	0.0	0.121	0.456	1,705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410,302	433,097	492	0.0	0.121	0.456	1,712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413,679	436,661	492	0.0	0.121	0.456	1,719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415,373	438,449	492	0.0	0.122	0.455	1,705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418,771	442,036	492	0.0	0.122	0.455	1,712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420,475	443,835	492	0.0	0.122	0.455	1,716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423,893	447,443	492	0.0	0.122	0.455	1,723
57	-82	-83 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425,608	449,253	492	0.0	0.123	0.455	1,726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434,232	458,356	492	0.0	0.124	0.454	1,726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439,448	463,862	492	0.0	0.124	0.454	1,736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448,210	473,111	492	0.0	0.125	0.453	1,736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455,282	463,485	486	0.0	0.126	0.452	1,733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465,995	474,391	486	0.0	0.127	0.451	1,737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475,016	483,575	486	0.0	0.127	0.451	1,754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485,957	494,713	486	0.0	0.128	0.450	1,758

(3) 荷重

鋼製防護壁の津波時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。

a. 固定荷重 (G)

固定荷重は、躯体自重を考慮する。

b. 積載荷重 (P)

積載荷重は、機器・配管自重を考慮する。

なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.5-7 のとおりである。

表 3.5-7 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
スクリーン室クレーン	840 kN

c. 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の1/2倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その3倍を考慮して算定する。

d. 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重は、表 3.5-8 に示す 0.69 t 車両の FEMA (2012) *式による漂流物荷重を考慮する。

注記 * : FEMA : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3.5-8 衝突荷重

	流速 (m/s)	衝突荷重 (kN)
基準津波時	11	759
敷地に遡上する津波時	15	1035

e. 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って、設定する。積雪の厚さ 1 cm 当たりの荷重を 20 N/m²/cm とし、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m²とする。

f. 風荷重 (P_k)

津波時は海からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用しない。また、陸からの風荷重は考慮しない方が保守的である。したがって、陸からの風荷重は考慮しない。

(4) 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.5.4 解析モデル及び諸元（重畳時）

鋼製防護壁の重畳時の評価に用いる解析モデル及び評価方法を以下に示す。

重畳時においては，図 3.5-8 に示すとおり余震の影響について水平方向の強軸，弱軸と鉛直方向で 1.0:0.4:0.4 の水平 2 方向及び鉛直方向地震動の独立载荷による最大断面力に対する組合せ係数法を適用し，津波荷重による断面力と重ね合わせた断面力に対して照査を行う。

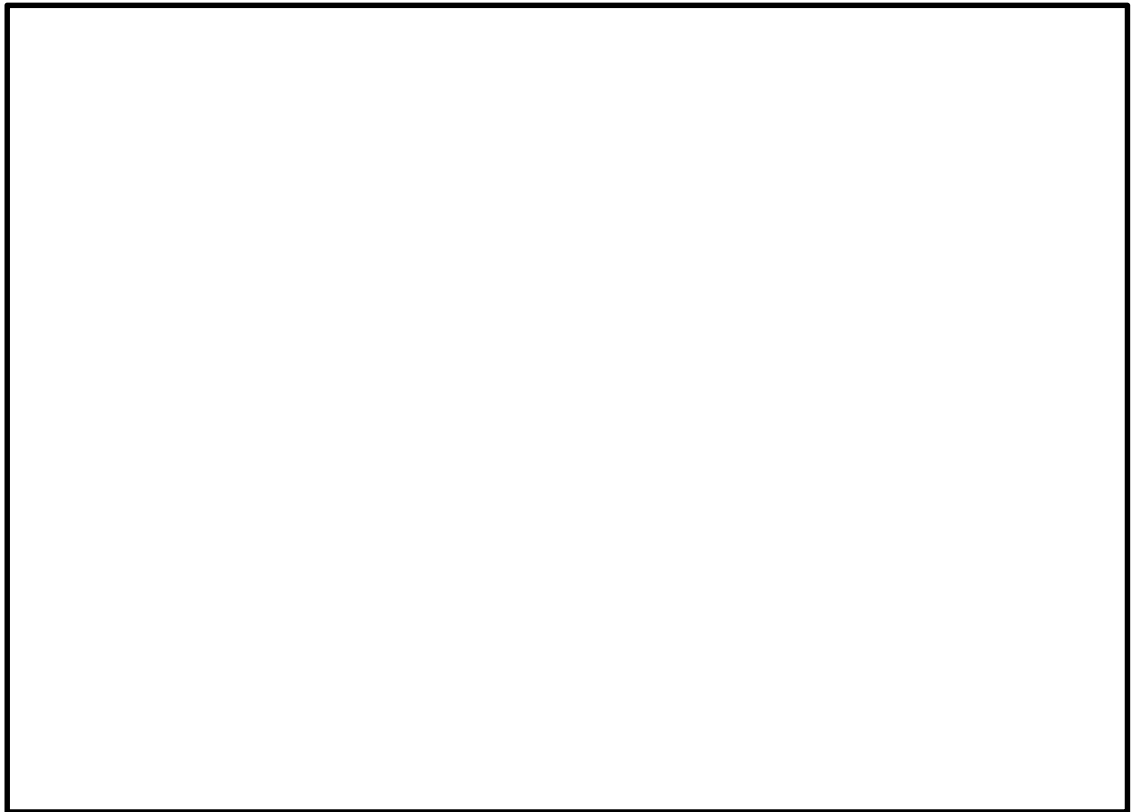


図 3.5-8 1次元有効応力解析実施位置図

(1) 1次元有効応力解析

a. 解析方法

1次元有効応力解析モデル底面は T.P. -130 m とし、構造物中心位置の地層構成に基づき作成した地盤モデルを用いる。解析モデル底面には、T.P. -130 m 位置の密度、せん断波速度及び疎密波速度を有する粘性境界を設定する。1次元有効応力解析には解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。1次元有効応力解析実施位置図を図3.5-9に、1次元有効応力解析モデル概念図を図3.5-10に示す。

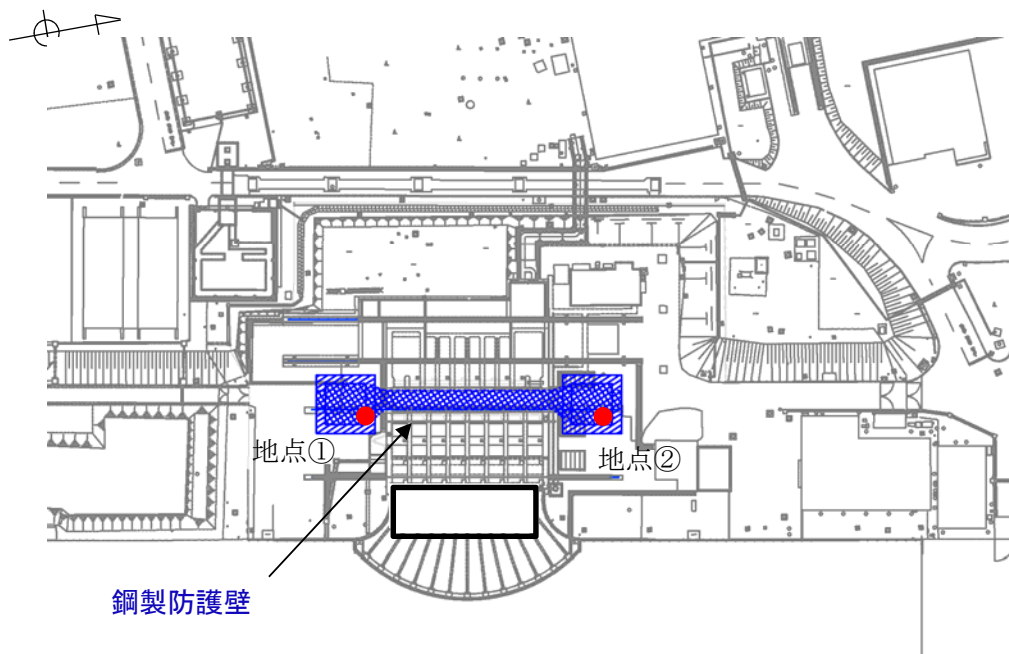


図 3.5-9 1次元有効応力解析実施位置図

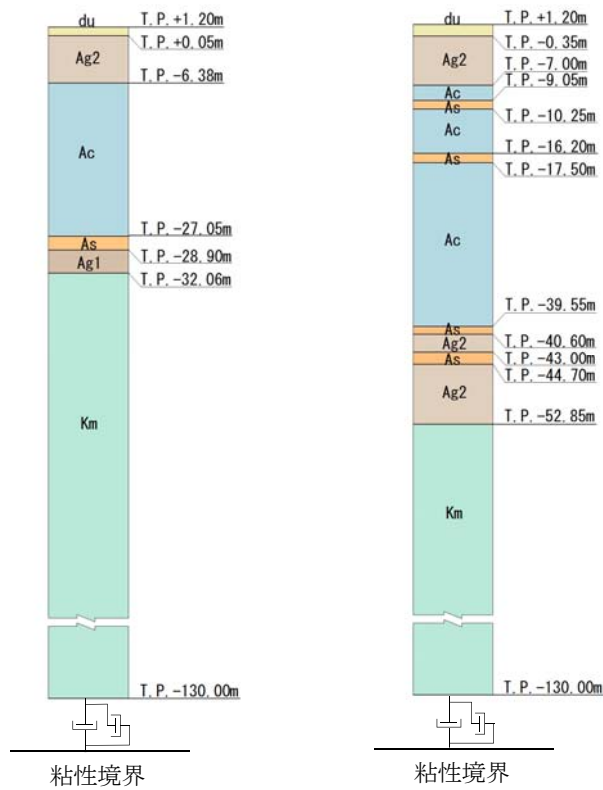


図 3.5-10 1次元有効応力解析モデル概念図（左：地点①，右：地点②）

(a) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素によりモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(b) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求められる固有周期及び減衰比に基づき、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 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha = 0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M] の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M] の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

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

[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

係数 α, β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められる1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

減衰定数については、地盤1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している。）とする。

Rayleigh減衰の設定フローを図3.5-11に、固有値解析結果を表3.5-5に示す。

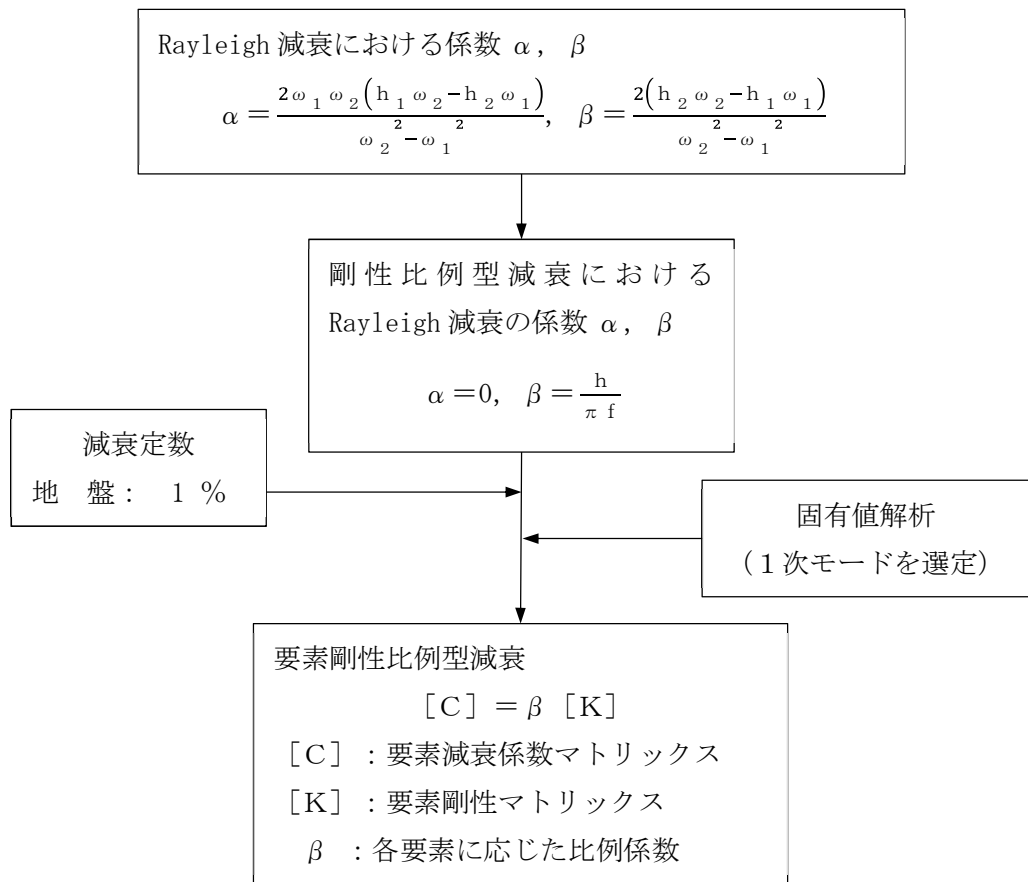


図 3.5-11 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5-9 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(地点①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.685	37.17	1次として採用
2	1.306	-22.98	—
3	2.654	-8.94	—
4	3.355	9.46	—
5	4.668	4.70	—
6	5.423	5.95	—
7	6.552	-2.83	—
8	7.413	-4.41	—
9	8.438	2.30	—

表 3.5-9 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(地点①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.708	38.40	1次として採用
2	1.378	-21.02	—
3	2.779	-9.92	—
4	3.512	8.28	—
5	4.893	5.55	—
6	5.669	5.12	—
7	6.911	3.40	—
8	7.718	3.97	—
9	8.893	2.42	—

表 3.5-9 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(地点①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.654	35.47	1次として採用
2	1.235	-25.40	—
3	2.478	-7.76	—
4	3.224	10.56	—
5	4.344	3.93	—
6	5.225	-6.48	—
7	6.078	-2.73	—
8	7.122	-4.37	—
9	7.895	2.76	—

表 3.5-9 (4) 固有値解析結果

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により

地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(地点①)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.667	36.35	1次として採用
2	1.278	-24.19	—
3	2.427	-7.31	—
4	3.219	-10.53	—
5	4.068	4.20	—
6	5.153	6.01	—
7	5.834	-3.97	—
8	6.987	-3.52	—
9	7.734	3.67	—

表 3.5-9 (5) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(地点②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.556	34.09	1次として採用
2	1.246	-27.03	—
3	2.059	9.46	—
4	3.039	8.22	—
5	3.825	6.84	—
6	4.669	6.01	—
7	5.471	3.32	—
8	6.405	4.04	—
9	7.091	3.91	—

表 3.5-9 (6) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して

非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(地点②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.587	35.31	1次として採用
2	1.298	25.78	—
3	2.212	9.06	—
4	3.202	8.40	—
5	4.052	6.59	—
6	4.918	5.65	—
7	5.859	-3.01	—
8	6.770	-4.69	—
9	7.462	-2.93	—

表 3.5-9 (7) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
(地点②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.518	32.68	1次として採用
2	1.194	-28.20	—
3	1.887	10.33	—
4	2.843	-7.80	—
5	3.584	-7.22	—
6	4.379	-6.20	—
7	5.083	-4.02	—
8	5.920	3.59	—
9	6.730	4.03	—

表 3.5-9 (8) 固有値解析結果

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
(地点②)

モード次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.516	33.66	1次として採用
2	1.230	-26.48	—
3	1.856	-12.18	—
4	2.678	-6.88	—
5	3.520	-5.57	—
6	4.188	7.99	—
7	4.819	3.73	—
8	5.786	3.23	—
9	6.595	3.95	—

b. 入力地震動

入力地震動は、添付書類「V-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。

余震時の地震動は、「5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について 5.1.1 基準津波と余震」より、弾性設計用地震動 S_d-D1 を用いる。有効応力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-D1 を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものを扱い、水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」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、「V-5-25 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。入力地震動算定の概念図を図3.5-12に、加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3.5-13に示す。

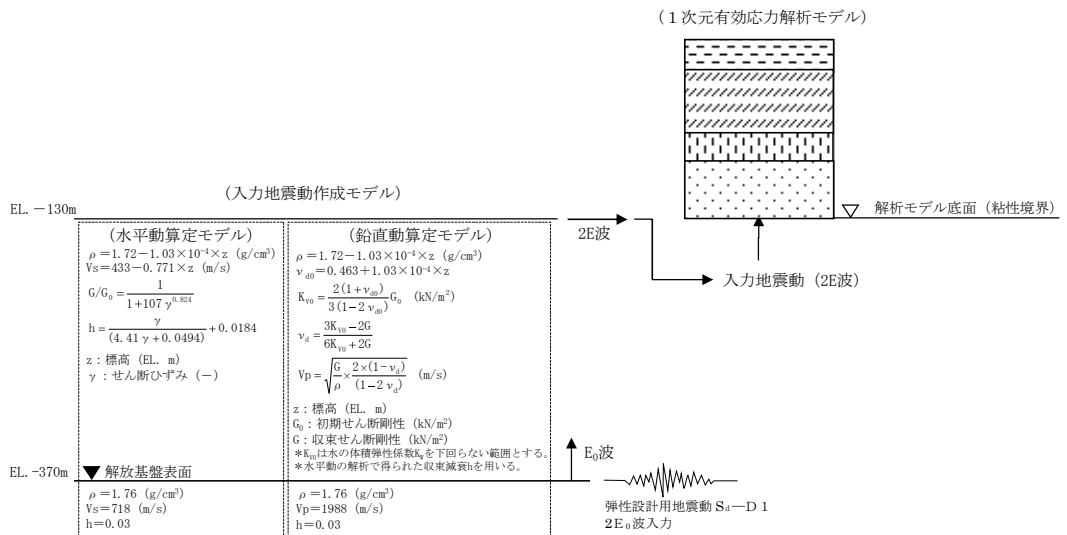
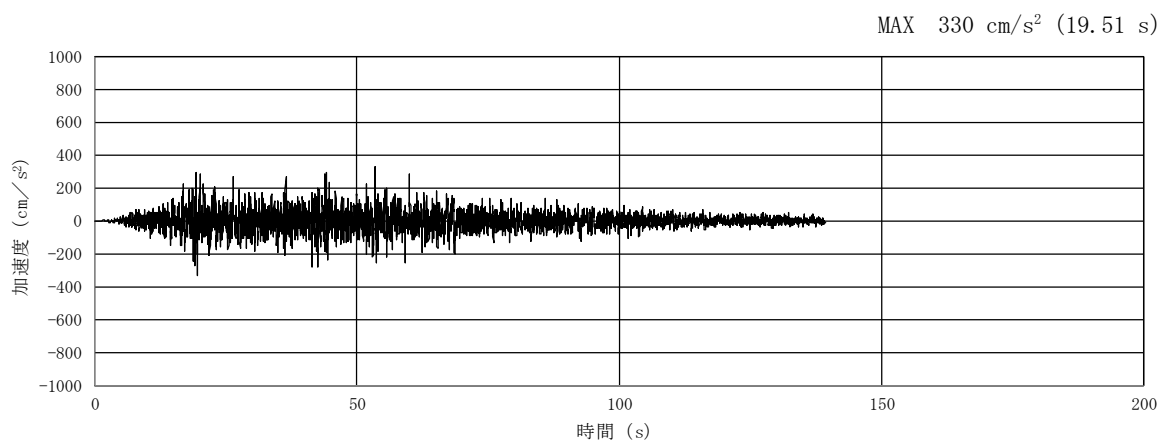
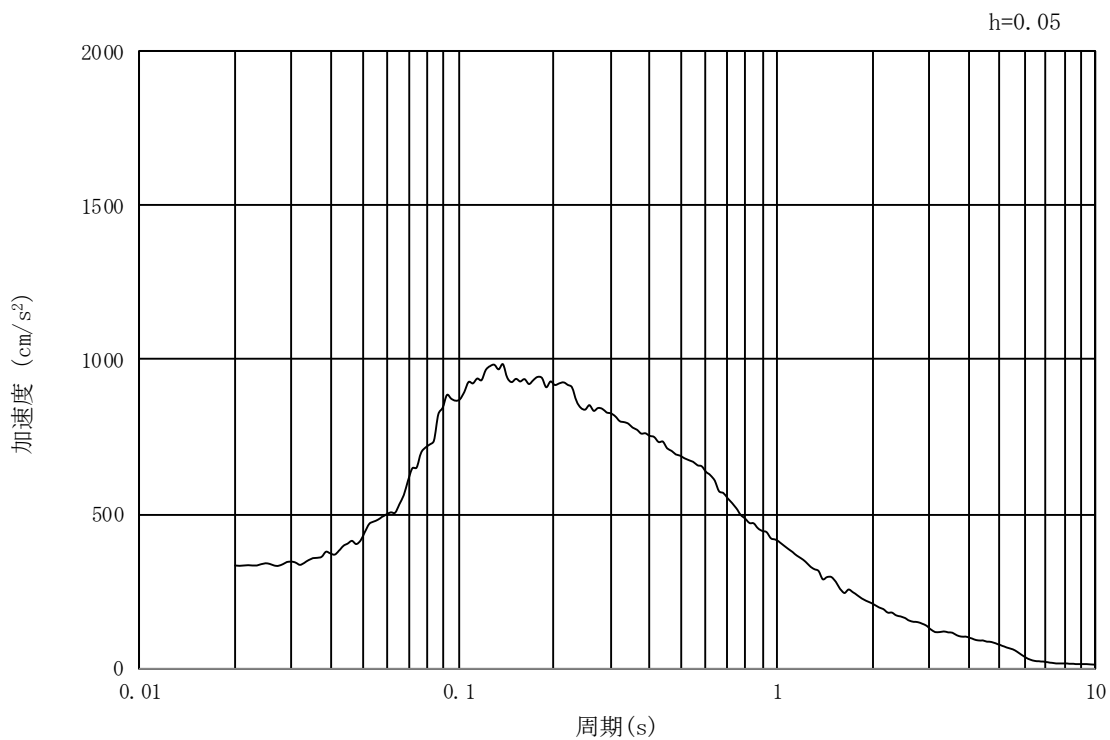


図 3.5-12 入力地震動算定の概念図

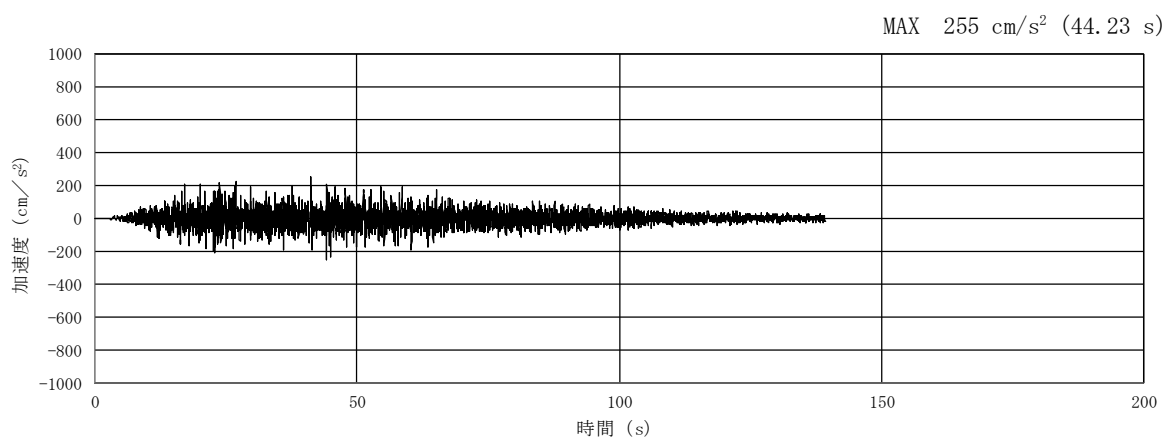


(a) 加速度時刻歴波形

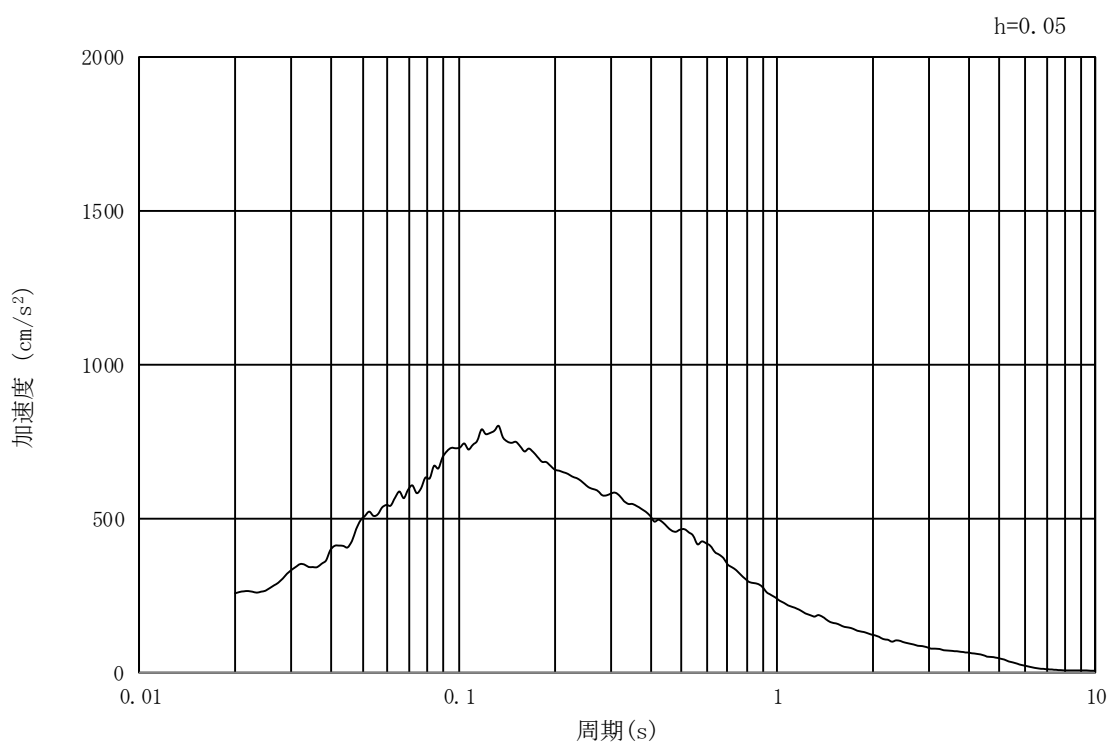


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5-13 (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
 (①-①及び②-②断面, 水平成分: S_d-D 1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

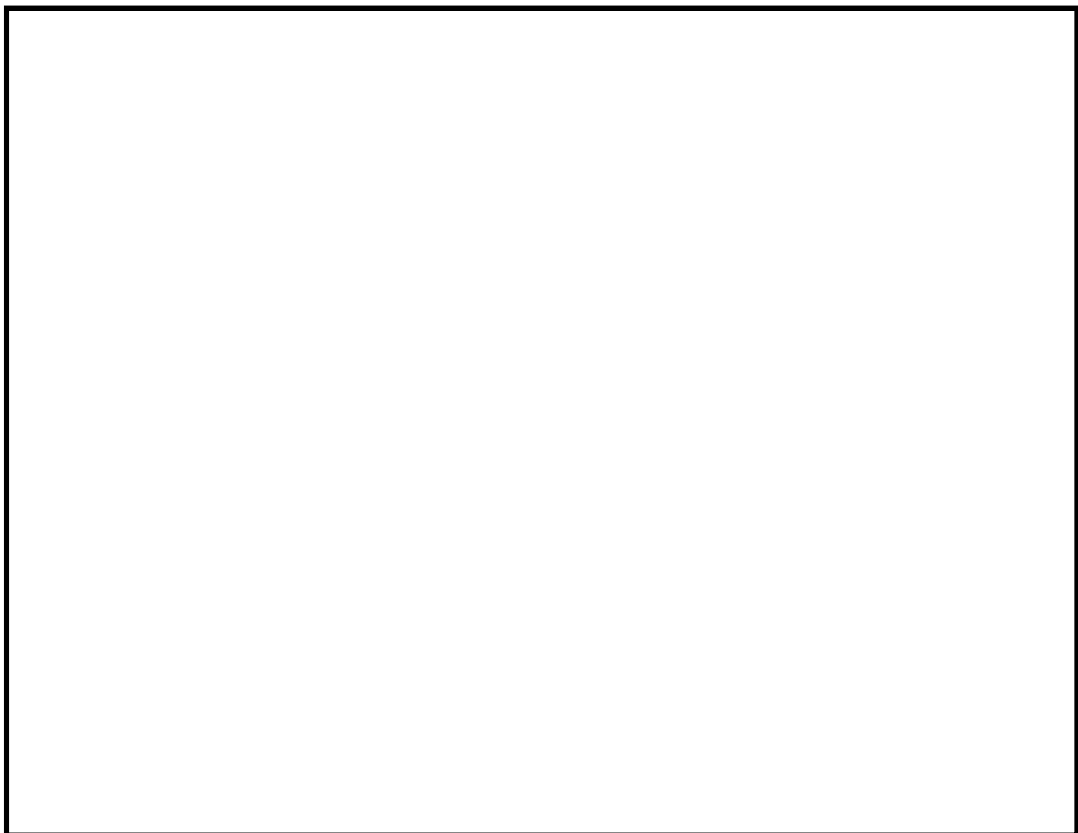
図 3.5-13 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①及び②-②断面, 鉛直成分: S_d-D 1)

(2) 解析モデル及び諸元

a. 鋼製防護壁の解析モデル

(a) 解析モデル

重畳時における鋼製防護壁も津波時と同様に上部構造と下部構造を一体とした3次元フレームモデルで強度評価を行う。重畳時の鋼製防護壁の3次元静的フレーム解析モデル概念図を図 3.5-14 に示す。3次元静的フレーム解析には解析コード「Engineer's Studio Ver.6.00.04」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、「V-5-39 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。



注記 *1：基礎底面の鉛直（面直）方向地盤バネ

基礎前面の水平（面直）方向地盤バネ

*2：基礎底面の水平方向地盤バネ

基礎側面の水平方向地盤バネ

基礎前背面の水平及び鉛直方向地盤バネ

基礎側面の鉛直方向地盤バネ

図 3.5-14 鋼製防護壁の重畳時の3次元静的フレーム解析モデル概念図

(b) 構造物のモデル化

「3.5.3 津波時」と同様に設定する。

(c) 地盤のモデル化

3次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは、「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）」に準拠し，地盤のバネ定数と反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

重畳時の検討では，表3.5-10に示した解析ケースのうち，地表面最大加速度，地表面最大変位及び最大せん断ひずみが発生する各解析ケースに着目し，地表面の最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻それぞれにおける地盤の平均有効主応力 σ_m' 及びせん断ひずみ γ の深度分布に基づき，地盤反力係数及び反力上限値を設定する。3次元静的フレーム解析で考慮する地盤バネを表3.5-11に示す。

表 3.5-10 3次元静的フレーム解析における1次元有効応力解析検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
		原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース	地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
液状化強度特性の設定		原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	原地盤に基づく液状化強度特性(標準偏差を考慮)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用
地震波	S _d -D1	1	1	1	1	1	1
計		1	1	1	1	1	1

*上記のケースより，地表面加速度最大ケース，地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して地盤バネを設定する。

表 3.5-11 地盤バネケース

ケース名	地盤バネのバネ定数及び反力上限値	備考
地盤バネ3	S _d 波による1次元有効応力解析から地表面応答加速度が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が大きいケース
地盤バネ4	S _d 波による1次元有効応力解析から地表面応答変位が最大となる地盤物性により設定	地盤抵抗が小さいケース
地盤バネ5	S _d 波による1次元有効応力解析からせん断ひずみが最大値を示す地盤物性により設定	

イ. 基礎前面の水平方向地盤反力係数 K_H

水平方向地盤反力係数 K_H の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。ただし、地盤の変形係数 E_0 は、1次元有効応力解析で得られる地表面加速度最大時刻（地盤バネ3）、地表面変位最大時刻（地盤バネ4）及びせん断ひずみ最大時刻（地盤バネ5）それぞれの時刻 t_{max} での平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布を用いて以下の式で求められる割線せん断剛性 G_s により設定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5} + \left| \frac{\gamma}{C \times \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin\phi_{CD}} \right|}}$$

ここで、

- ν_d : 動ポアソン比
- G_s : 割線せん断剛性 (kN/m²)
- τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)
- γ : せん断ひずみ
- C : 粘着力 (kN/m²)
- ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

ロ. 基礎側面の水平方向地盤反力係数 K_{SHD}

水平方向地盤反力係数 K_{SHD} の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。

ハ. 基礎前背面の鉛直方向地盤反力係数 K_{SVB}

鉛直方向地盤反力係数 K_{SVB} の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。

ニ. 基礎側面の鉛直方向地盤反力係数 K_{SVD}

鉛直方向地盤反力係数 K_{SVD} の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。

ホ. 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 K_V

鉛直方向地盤反力係数 K_V の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波

時)」と同様、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。ただし、地盤の変形係数 E_0 は、「(a) 基礎前面の水平方向地盤反力係数」と同様、1次元有効応力解析で得られる地表面加速度最大時刻（地盤バネ3）、地表面変位最大時刻（地盤バネ4）及びせん断ひずみ最大時刻（地盤バネ5） t_{max} の応答値に基づき算出する。

へ. 基礎底面の水平方向地盤反力係数 K_S

水平方向地盤反力係数 K_S の算定方法は、「3.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成14年3月）」に従って、算出する。

ト. 基礎前面の水平方向地盤反力度の上限値 P_{HU}

水平方向地盤反力度の上限値 P_{HU} の算定方法を以下に示す。

$$P_{HU} = c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \phi_{CD})$$

- P_{HU} : 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)
- c_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m²)
- ϕ_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)
- σ'_m : 時刻 t_{max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m²)

チ. 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値及び基礎前背面と側面の水平方向及び鉛直方向地盤反力度の上限値 τ_f

地盤反力度の上限値 τ_f の算定方法を以下に示す。

(砂質土) $\tau_f = c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD} \leq 200$
(粘性土・地盤改良体) $\tau_f = c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD} \leq 150$

ここで、

- τ_f : 地盤反力度の上限値 (kN/m²)
- c_{CD} : 粘着力 (kN/m²)
- ϕ_{CD} : せん断抵抗角 (°)
- σ'_m : 時刻 t_{max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m²)

リ. 基礎底面の鉛直方向地盤反力度の上限値 P_{BVU}

鉛直方向地盤反力度の上限値 P_{BVU} の算定方法を以下に示す。

$$P_{BVU} = c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \phi_{CD})$$

ここで、

- P_{BVU} : 基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値 (kN/m²)

- c_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m²)
- ϕ_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)
- σ'_m : 時刻 t_{max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m²)

又、基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 P_{SU}
 水平方向地盤反力度の上限値 P_{SU} の算定方法を以下に示す。

$$P_{SU} = c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}$$

ここで、

- P_{SU} : 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m²)
- c_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) の粘着力 (kN/m²)
- ϕ_{CD} : 基礎地盤 (Km 層) のせん断抵抗角 (°)
- σ'_m : 時刻 t_{max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m²)

b. 基礎地盤の支持力

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は、 S_d-D1 を入力地震動とした2次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に、津波波圧及び動水圧を作用させた2次元静的FEM解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

入力地震動 S_d-D1 により発生する基礎地盤の接地圧は、「3.5.4(1) 1次元有効応力解析」で実施した解析ケースのうち、地表面加速度最大ケース、地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースの3つの解析ケースに対して、2次元有効応力解析を実施して求める。2次元有効応力解析に使用する解析モデルは、「6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析モデルと同じモデルを使用し、入力地震動以外の解析条件は同じとする。

津波波圧及び動水圧による接地圧も、同じ3つのケースに対応する地盤剛性を用い2次元静的FEM解析を実施し求める。2次元静的FEM解析に使用する解析モデルは、「6.1.1.1 鋼製防護壁の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析における常時応力解析モデルに基づく図3.5-15に示す2次元静的FEM解析モデルを使用し、津波波圧及び動水圧を作用させること及び側方境界条件を水平ローラとすること以外の解析条件は同じとする。

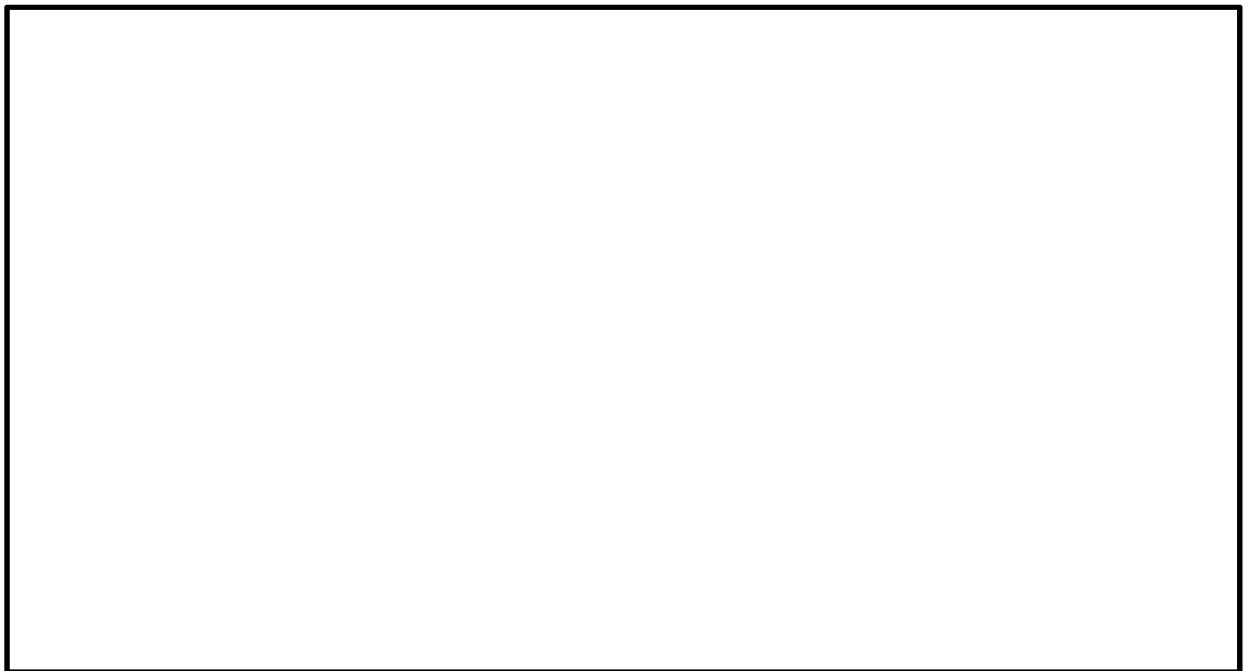
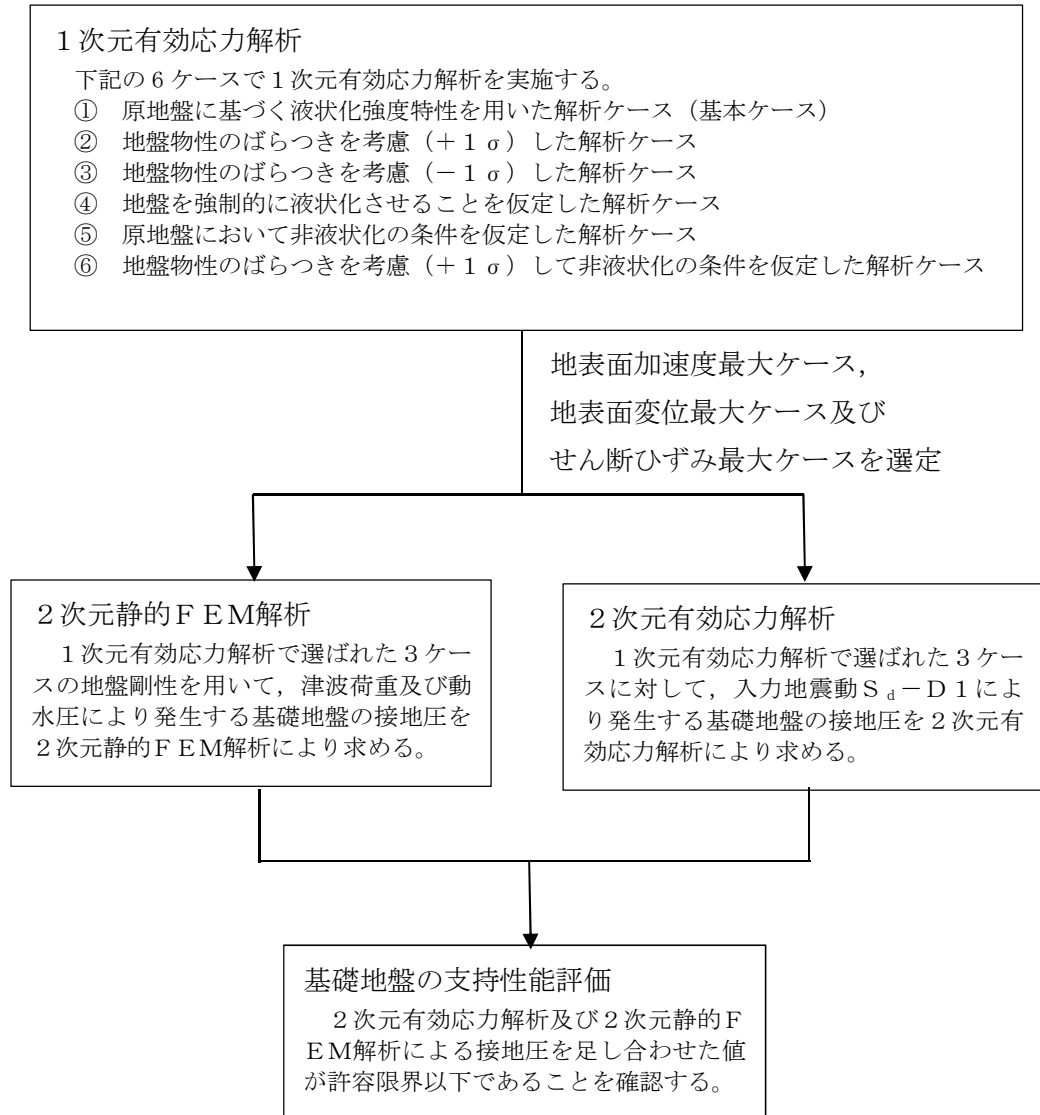


図 3.5-15 2次元静的FEM解析モデル

同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で、余震荷重による接地圧、津波荷重及び動水圧による接地圧を足し合わせた値により、基礎地盤の支持性能を評価する。基礎地盤の支持性能評価フローを図 3.5-16 に、接地圧の算出フローを図 3.5-17 に示す。



* 上記の2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析は、同じ地盤剛性同士の解析ケースで実施する。

図 3.5-16 基礎地盤の支持性能評価フロー

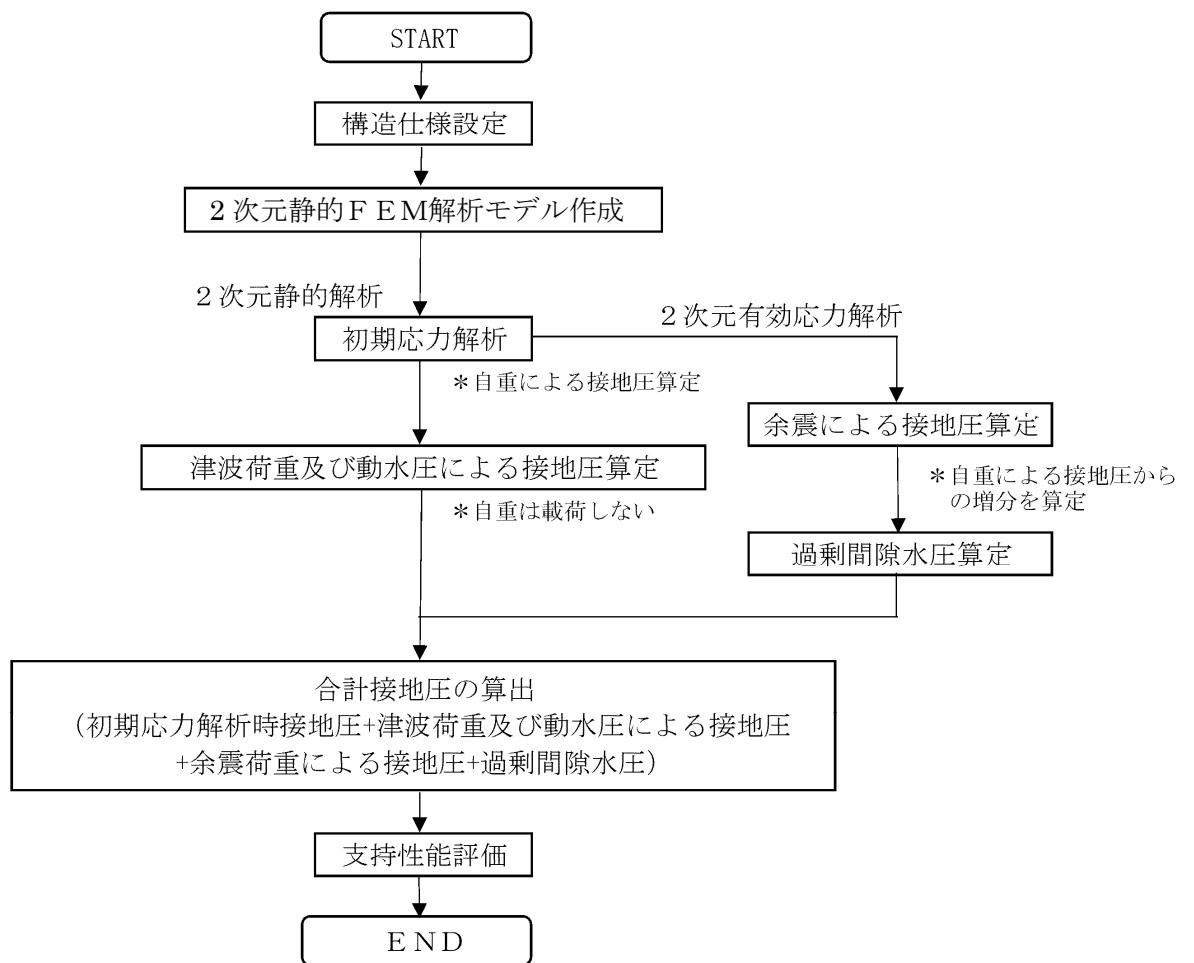


図 3.5-17 接地圧の算出フロー

- (c). 使用材料及び材料の物性値
使用材料及び材料の物性値は「3.5.3 津波時」と同様に設定する。
- (d). 地盤の物性値
地盤の物性値は「3.5.3 津波時」と同様に設定する。
- (e). 荷重
鋼製防護壁の津波時の評価において、考慮する荷重を以下に示す。
- (a) 固定荷重 (G)
固定荷重は、躯体自重を考慮する。
- (b) 積載荷重 (P)
積載荷重は、機器・配管自重を考慮する。
なお、考慮する機器・配管荷重は表 3.5-12 のとおりである。

表 3.5-12 機器・配管荷重一覧表

機器	備考
スクリーン室クレーン	840 kN

(c) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重は、「3.5.3 津波時」と同様に設定する。

(d) 余震荷重 ($K_{s,d}$)

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_d-D1 による地震力及び動水圧を考慮する。重畳時は、余震荷重として水平慣性力、鉛直慣性力及び応答変位を考慮する。地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、積雪荷重に対応する慣性力を作用させる。

(e) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重は、「3.5.3 津波時」と同様に設定する。

(f) 風荷重 (P_k)

風荷重は、「3.5.3 津波時」と同様に設定する。

f. 地下水位

地下水位は「3.5.3 津波時」と同様に設定する。

3.6 評価方法

3.6.1 津波時

津波時における鋼製防護壁の解析モデルを用いた評価方法を整理すると下記のとおりとなる。

(1) 地中連続壁基礎

a. 地中連続壁基礎

地盤バネを設定した3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重等を考慮して評価する。強度評価については鉄筋コンクリートの発生応力が許容限界以下であることを確認する。

b. 地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの一体化

地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートはジベル鉄筋で一体化するものとし、「トンネル標準示方書[共通編]・同解説/[開削工法編]・同解説」(土木学会, 2006 制定)に基づき, ジベル鉄筋の配置及びせん断力の照査を実施する。

配置するジベル鉄筋は, 接合面に作用する全設計せん断力に対し, 必要な強度となる本数及び設置間隔に設計する。設計検討は次式による。

$$\gamma_a \gamma_b \gamma_i \frac{V}{V_u} \leq 1.0, V_u = V_{ug} + V_{ul}$$

$$V_{ug} = \frac{\mu(nf_{syd}A_{sg} + \sigma_N A_{cg})}{\gamma_c}, V_{ul} = \frac{\mu\sigma_N A_{ul}}{\gamma_c}$$

ここで,

V : 接合面に作用する全設計せん断力 (= $V_o + V_B$)

V_o : 鉛直せん断力

V_B : 接合面区間に生じる区間のずれせん断力

V_u : 接合面における全せん断耐力

V_{ug} : ジベル鉄筋配置区間の全せん断耐力

V_{ul} : ジベル鉄筋配置区間以外のコンクリートの接合面におけるせん断耐力

μ : 摩擦係数 (1.4 程度: 地中連続壁面は洗浄し, レイタンスを取り除き, 深さ 7 mm 程度の粗さとした場合)

n : ジベル鉄筋の本数 (単位幅当たり)

f_{syd} : ジベル鉄筋の設計引張降伏強度

σ_N : 接合面に作用する垂直応力度 (地中連続壁に作用する側圧等の外力)

A_{sg} : ジベル鉄筋 1 本当たりの断面積

A_{cg} : ジベル鉄筋配置区間の全面積 (面積の境界は, 最外縁の鉄筋から鉄筋間隔の半分程度の距離まで)

A_{ul} : ジベル鉄筋配置区間以外のコンクリート面積 (地中連続壁

の接合処理面処理を行う部分のみ)

- γ_a, γ_i : 安全係数
- γ_b : 部材係数で一般に 1.3
- γ_c : コンクリート材料係数

(2) 鋼製防護壁（上部構造，接合部）

津波時に発生する上部構造の評価は，地震時及び重畳時に包絡されると考えられるため，強度評価については重畳時のみ実施する。

(3) 基礎地盤の支持性能評価

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は，基礎地盤に生じる接地圧が地震時及び重畳時に包絡されると考えられることから実施しない。

(4) 止水ジョイント部材

止水ジョイント部材の津波時の評価は，各方向の地震動による最終相対変位と津波時の最大相対変位をベクトル合成した相対変位量が許容限界以下であることを確認する。

3.6.2 重畳時

重畳時における鋼製防護壁の解析モデルを用いた評価方法を整理すると下記のとおりとなる。

(1) 地中連続壁基礎

(a) 地中連続壁基礎

地盤バネを設定した3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重や余震荷重を考慮して評価する。地中連続壁基礎の評価は「3.5.3 津波時」と同じ方法により、許容限界以下であることを確認する。

(b) 地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの一体化

地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの一体化の重畳時の評価は「3.5.3 津波時」と同じ方法により安全照査を実施する。

(2) 鋼製防護壁

鋼製防護壁の強度評価は、解析結果より得られる照査用応答値が「3.4 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。また、接合部について厳しい条件となると考えられる津波荷重に対して逆方向から余震が作用する場合についても評価を行う。

a. 鋼製防護壁

(a) 鋼製防護壁

地中連続壁基礎と一体となった3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重及び余震荷重を考慮して評価する。

(b) 補剛材

イ. 補剛材の評価

主構断面となる隔壁には、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（日本道路協会、平成24年3月）の規定に基づいた必要剛度を満たす補剛材を配置し、主部材の座屈に対する安全性を確保する。

ロ. 主構断面の座屈照査

主構断面となる隔壁は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（日本道路協会、平成24年3月）の解説に基づいて座屈に対する安全照査を実施し、補剛材の追加配置の必要性を確認する。

(c) 添接板継手部

鋼殻ブロックの添接板継手部は高力ボルトによる摩擦接合方式とし、「道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編）7.3」に基づき評価する。

母材に作用するせん断力及び曲げモーメントに対して、継手部の孔引き後の母材、添接板及び高力ボルトの安全性を照査する。また、せん断力と曲げモーメントが同時に作用するため、合成応力に対する安全性の照査も実施する。

鋼殻ブロックの添接板継手部イメージを図3.5-18に示す。

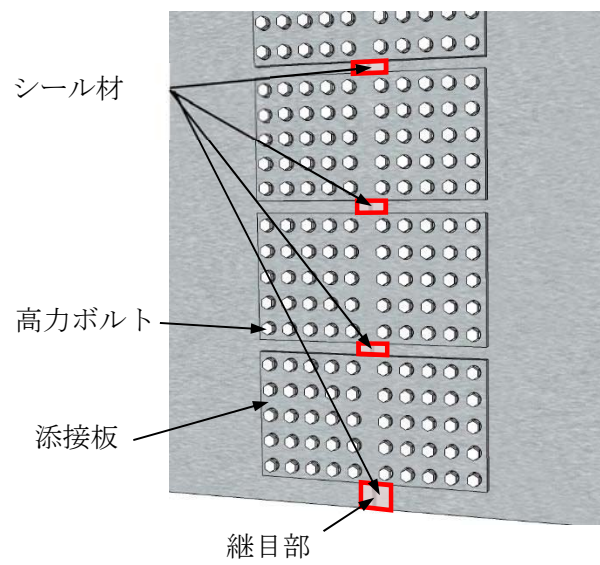
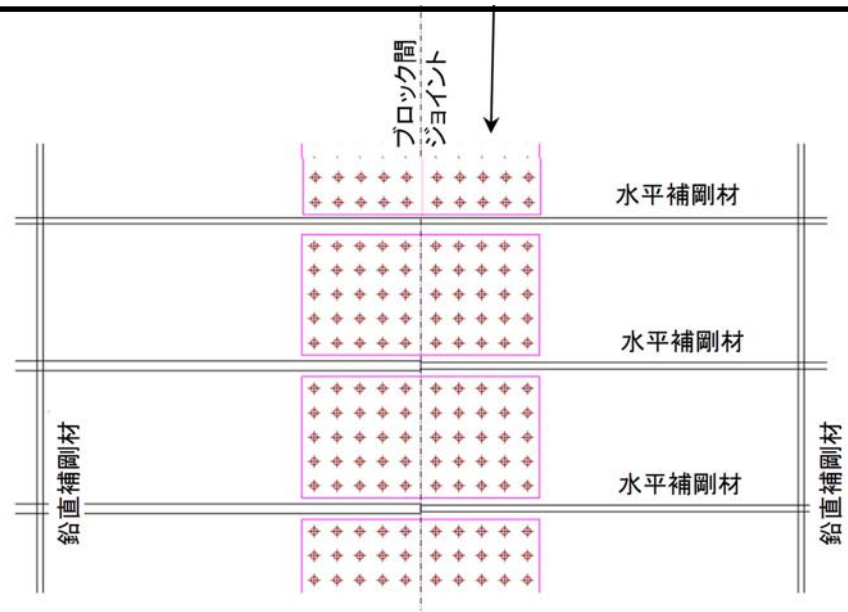
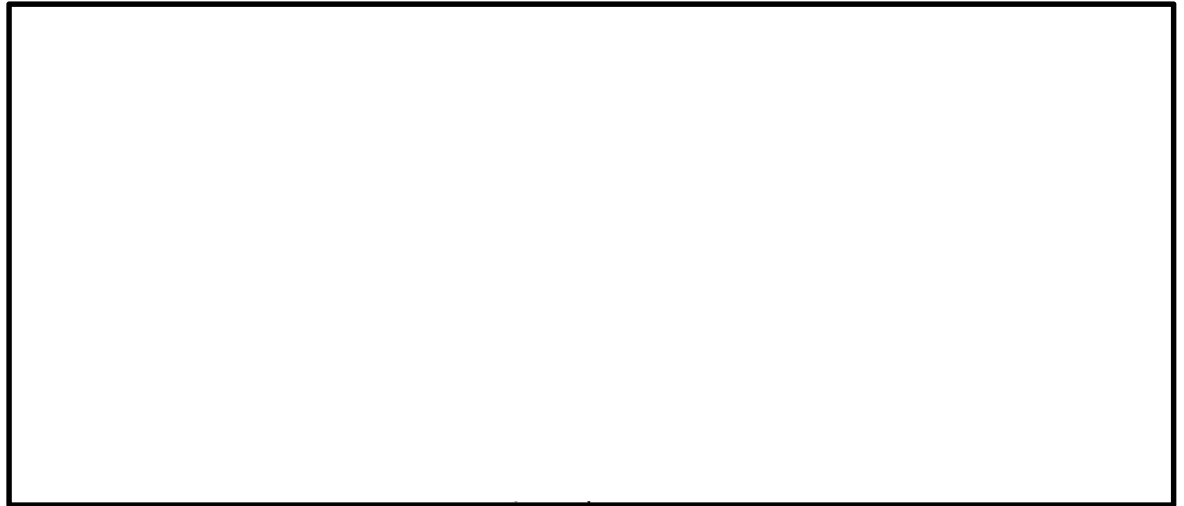


図 3.5-18 鋼殻ブロックの添接板継手部イメージ

(d) 中詰めコンクリートと鋼殻との接合部

鋼製防護壁の上部構造は、外壁と水平及び鉛直隔壁部材のみで荷重を受け持つ設計とするが、頂版鉄筋コンクリートとの接合部においては、後述の通り、水平回転モーメント（水平トルク）及び水平力によるせん断力に対しては、設計上アンカーボルトの抵抗力を期待せず、鉄筋コンクリートのみで負担可能とする。したがって、鋼製防護壁の上部構造に作用する荷重を中詰め鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートへ確実に伝達するために、上部構造の中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻を一体化する。

以上より、中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻の接合部は、荷重伝達のためのずれ止めとしてスタッドを配置して、中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻を一体化する。スタッドの許容せん断力は「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）」に基づき次式により算定する。

$$Q_a = 9.4d^2\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5)$$

$$Q_a = 1.72dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5)$$

ここで、

Q_a : スタッドの許容せん断力 (N/本)

d : スタッドの軸径 (mm)

H : スタッドの全高, 150 mm 程度を標準とする (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (=50 N/mm²)

b. 鋼製防護壁の接合部アンカー

(a) 設計思想

アンカーボルトは本来、引抜き力及びせん断力に抵抗できる部材であることから、「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」の「7.2 アンカー部の設計方法」においては、アンカーボルトに水平方向のせん断力も許容限界以下で受けもたせる設計方法となっている。

しかし、鋼製防護壁においては、保守的な配慮として、接合部の水平回転モーメント（水平トルク）及び水平力によるせん断力に対しては設計上アンカーボルトの抵抗力を期待せず、接合部の水平回転モーメント及び水平力によるせん断力に対しては、設計上鉄筋コンクリートのみ耐力でも弾性範囲内で負担可能とする。

(b) 接合部の設計方針

鋼製防護壁は浸水防護施設であることから、地震時に対しても、構造部材の弾性範囲内で設計を行う。

鋼製防護壁本体の自重及び地震や津波による設計荷重を確実に基礎へ伝達させる。

引抜き力に対しては、「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」を適用し、設計上アンカーボルトのみで負担可能とする。

水平回転モーメント及び水平力によるせん断力に対しては、「道路橋示方書（日本道路協会）」、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会）」に基づき設計上中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートのみで負担可能とする。

接合部の荷重分担の概念図を図 3.5-19 に示す。

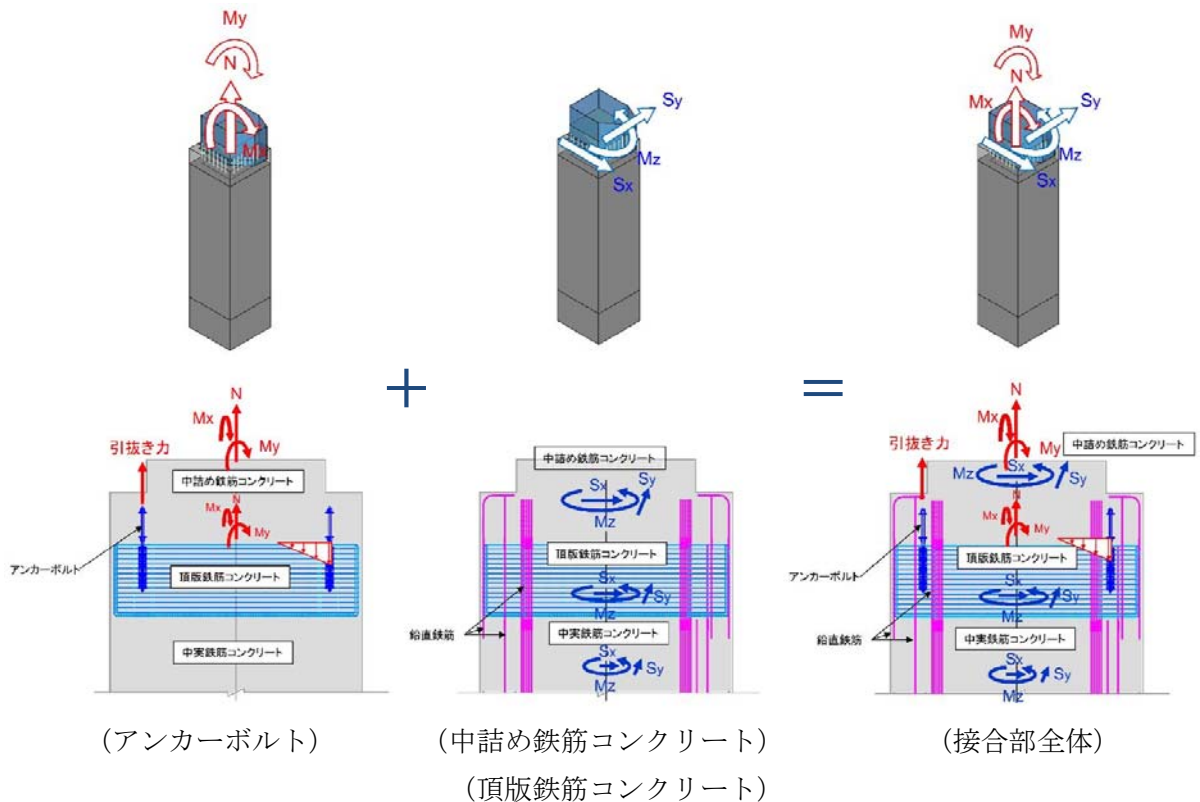


図 3.5-19 接合部の荷重分担の概念図

(c) 接合部の評価

接合部のアンカーボルトに対しては、2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面として評価する。鋼製防護壁の上部構造と基礎との接合部は、鉛直軸力と面内及び面外曲げモーメントに対して抵抗するものとし、せん断力と水平回転モーメントについては、中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートで負担する。

アンカーボルトの設計荷重は、鋼製防護壁の上部構造は3次元動的フレーム解析に基づき算定されるアンカーボルト1本当たりの付着力と押込力とし、アンカーボルトの引張応力、付着応力及びコンセン断応力が許容限界以下であることを確認する。

ア. アンカーボルトの設計定着長及び埋込長

アンカーボルトの短期許容応力度と母材の断面積をもとに算定する。

2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面を図3.5-20に示す。

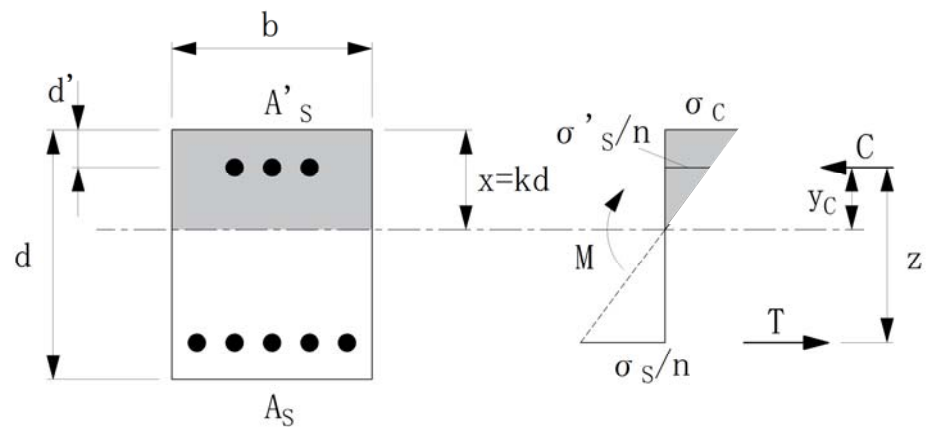


図 3.5-20 2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面

- σ_c : 任意位置のコンクリート応力度 (N/mm²)
- σ_s : 各段の鉄筋応力度 (N/mm²) (引張り側)
- σ'_s : 各段の鉄筋応力度 (N/mm²) (圧縮側)
- A_s : 各段の鉄筋断面積 (mm²) (引張り側)
- A'_s : 各段の鉄筋断面積 (mm²) (圧縮側)
- d : 桁高 (mm)
- d' : かぶり (mm)
- x : コンクリート上面から中立軸までの距離 (mm)
- k : 中立軸係数
- n : ヤング係数比
- c : 圧縮力 (N)
- T : 引張力 (N)
- M : 曲げモーメント (N・mm)

イ. 定着部コーンせん断に対する評価

定着部のコンクリートのコーンせん断応力に対する評価における設計荷重は、鋼製防護壁の上部構造における3次元動的フレーム解析に基づき算定されるアンカーボルト1本当当たりの軸力とする。定着部のコーンせん断応力の照査を行い、補強鉄筋が必要な場合には適切な補強鉄筋量を算定する。

コーンせん断面の有効水平投影面積には、アンカーボルト同士が近接する場合を考慮の上、定着部鉄筋コンクリートの応力が許容限界以下であることを確認する。

コーンせん断面の有効水平投影面積を図 3.5-21 に示す。

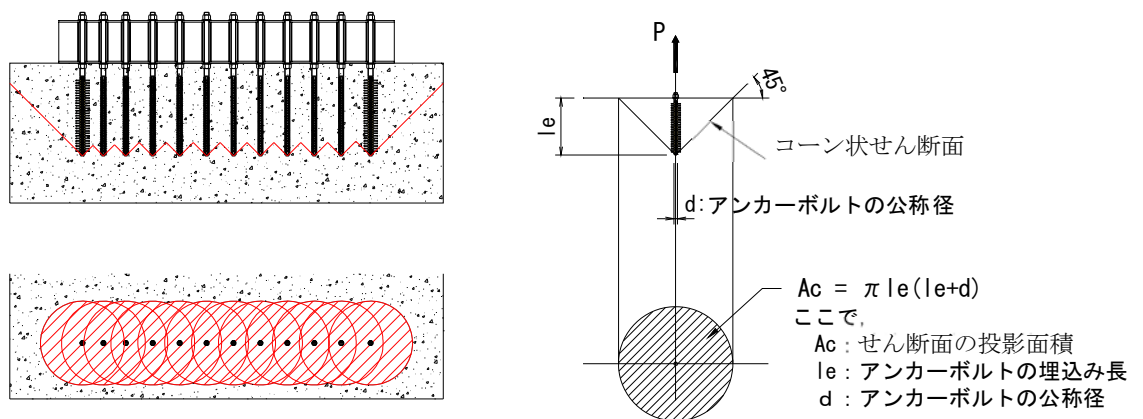


図 3.5-21 アンカーが近接する場合の有効水平投影面積

ウ. アンカーボルトの埋め込み長，定着長に対する評価

アンカーボルトの埋め込み長 L_{eq} 及び定着長 L_{ed} は付着強度に基づき定める。

アンカーボルトの埋め込み長，定着長の概念図を図 3.5-22 に示す。

$$L_{eq} = \sigma_{sa} \cdot Ab / \tau_a \cdot \pi \cdot D \quad (\text{定着長})$$

$$L_{ed} = L_{eq} + 2D \quad (\text{埋め込み長})$$

ここで，

σ_{sa} : アンカーボルトの許容応力度 (N/mm²)

τ_a : 許容付着応力度 (N/mm²)

Ab : アンカーボルトの有効断面積 (mm²)

D : アンカーボルトの公称径 (mm)

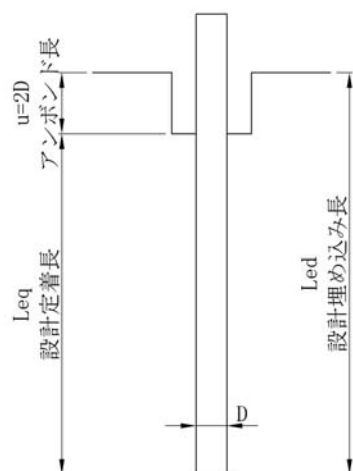


図 3.5-22 アンカー埋め込み長，定着長の概念図

(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は， S_d-D1 を入力地震動とした2次元FEM有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に，津波波圧及び動水圧を作用させた2次元FEM有効応力解析より得られる接地圧を加えて許容限界以下であることを確認する。

(4) 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は，各方向の地震動による最終相対変位と余震及び津波の重畳時の最大相対変位をベクトル合成した相対変位量が許容限界以下であることを確認する。

4. 評価条件

「3. 評価方法」に用いる評価条件を以下の表 4-1 から表 4-10 に示す。

(1) 津波時

表 4-1 強度評価に用いる条件（基準津波時：地盤バネ 1）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
h	設計浸水深	8.35	m
k _h	水平震度	—	—
k _v	鉛直震度	—	—
p ₁	鋼製防護壁底面における波圧強度	237.9	kN/m ²
p ₂	鋼製防護壁天端面における波圧強度	63.1	kN/m ²
G	固定荷重	732117	kN
P	積載荷重	840	kN
P _s	積雪荷重	0.6	kN
P _t	遡上津波荷重	2971.3	kN/m
P _c	衝突荷重	759	kN
P _d	動水圧合力	—	kN/m
y	動水圧の作用高さ	—	m
K _{Sd}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN
P _k	風荷重	—	kN/m ²

表 4-2 強度評価に用いる条件（基準津波時：地盤バネ2）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
h	設計浸水深	8.35	m
k _h	水平震度	—	—
k _v	鉛直震度	—	—
p ₁	鋼製防護壁底面における波圧強度	237.9	kN/m ²
p ₂	鋼製防護壁天端面における波圧強度	63.1	kN/m ²
G	固定荷重	732117	kN
P	積載荷重	840	kN
P _s	積雪荷重	0.6	kN
P _t	遡上津波荷重	2971.3	kN/m
P _c	衝突荷重	759	kN
P _d	動水圧合力	—	kN/m
y	動水圧の作用高さ	—	m
K _{s d}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN
P _k	風荷重	—	kN/m ²

表 4-3 強度評価に用いる条件（敷地に遡上する津波時：地盤バネ 1）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
h	設計浸水深	11.40	m
k _h	水平震度	—	—
k _v	鉛直震度	—	—
p ₁	鋼製防護壁底面における波圧強度	330.3	kN/m ²
p ₂	鋼製防護壁天端面における波圧強度	155.5	kN/m ²
G	固定荷重	732117	kN
P	積載荷重	840	kN
P _s	積雪荷重	0.6	kN
P _t	遡上津波荷重	4708.5	kN/m
P _c	衝突荷重	1035	kN
P _d	動水圧合力	—	kN/m
y	動水圧の作用高さ	—	m
K _{s d}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN
P _k	風荷重	—	kN/m ²

表 4-4 強度評価に用いる条件（敷地に遡上する津波時：地盤バネ 2）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
h	設計浸水深	11.40	m
k _h	水平震度	—	—
k _v	鉛直震度	—	—
p ₁	鋼製防護壁底面における波圧強度	330.3	kN/m ²
p ₂	鋼製防護壁天端面における波圧強度	155.5	kN/m ²
G	固定荷重	732117	kN
P	積載荷重	840	kN
P _s	積雪荷重	0.6	kN
P _t	遡上津波荷重	4708.5	kN/m
P _c	衝突荷重	1035	kN
P _d	動水圧合力	—	kN/m
y	動水圧の作用高さ	—	m
K _{s d}	余震荷重（水平方向慣性力）	—	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	—	kN
P _k	風荷重	—	kN/m ²

(2) 重畳時

表 4-5 強度評価に用いる条件（基準津波時：地盤バネ3）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
h	設計浸水深	8.35	m
k _h	水平震度	0.23	—
k _v	鉛直震度	0.21	—
p ₁	鋼製防護壁底面における波圧強度	237.9	kN/m ²
p ₂	鋼製防護壁天端面における波圧強度	63.1	kN/m ²
G	固定荷重	732117	kN
P	積載荷重	840	kN
P _s	積雪荷重	0.21	kN
P _t	遡上津波荷重	2971.3	kN/m
P _c	衝突荷重	—	kN
P _d	動水圧合力	376.9	kN/m
y	動水圧の作用高さ	7.85	T. P. m
K _{s d}	余震荷重（水平方向慣性力）	168387	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	153745	kN
P _k	風荷重	—	kN/m ²

表 4-6 強度評価に用いる条件（基準津波時：地盤バネ4）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
h	設計浸水深	8.35	m
k _h	水平震度	0.09	—
k _v	鉛直震度	0.21	—
p ₁	鋼製防護壁底面における波圧強度	237.9	kN/m ²
p ₂	鋼製防護壁天端面における波圧強度	63.1	kN/m ²
G	固定荷重	732117	kN
P	積載荷重	840	kN
P _s	積雪荷重	0.21	kN
P _t	遡上津波荷重	2971.3	kN/m
P _c	衝突荷重	—	kN
P _d	動水圧合力	147.5	kN/m
y	動水圧の作用高さ	7.85	T. P. m
K _{s d}	余震荷重（水平方向慣性力）	65891	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	153745	kN
P _k	風荷重	—	kN/m ²

表 4-7 強度評価に用いる条件（基準津波時：地盤バネ 5）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
h	設計浸水深	8.35	m
k _h	水平震度	0.09	—
k _v	鉛直震度	0.21	—
p ₁	鋼製防護壁底面における波圧強度	237.9	kN/m ²
p ₂	鋼製防護壁天端面における波圧強度	63.1	kN/m ²
G	固定荷重	732117	kN
P	積載荷重	840	kN
P _s	積雪荷重	0.21	kN
P _t	遡上津波荷重	2971.3	kN/m
P _c	衝突荷重	—	kN
P _d	動水圧合力	147.5	kN/m
y	動水圧の作用高さ	7.85	T. P. m
K _{s d}	余震荷重（水平方向慣性力）	65891	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	153745	kN
P _k	風荷重	—	kN/m ²

表 4-8 強度評価に用いる条件（敷地に遡上する津波時：地盤バネ3）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
h	設計浸水深	11.40	m
k _h	水平震度	0.23	—
k _v	鉛直震度	0.21	—
p ₁	鋼製防護壁底面における波圧強度	330.3	kN/m ²
p ₂	鋼製防護壁天端面における波圧強度	155.5	kN/m ²
G	固定荷重	732117	kN
P	積載荷重	840	kN
P _s	積雪荷重	0.21	kN
P _t	遡上津波荷重	4708.5	kN/m
P _c	衝突荷重	—	kN
P _d	動水圧合力	653.0	kN/m
y	動水圧の作用高さ	9.43	T. P. m
K _{s d}	余震荷重（水平方向慣性力）	168387	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	153745	kN
P _k	風荷重	—	kN/m ²

表 4-9 強度評価に用いる条件（敷地に遡上する津波時：地盤バネ 4）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
h	設計浸水深	11.40	m
k _h	水平震度	0.09	—
k _v	鉛直震度	0.21	—
p ₁	鋼製防護壁底面における波圧強度	330.3	kN/m ²
p ₂	鋼製防護壁天端面における波圧強度	155.5	kN/m ²
G	固定荷重	732117	kN
P	積載荷重	840	kN
P _s	積雪荷重	0.21	kN
P _t	遡上津波荷重	4708.5	kN/m
P _c	衝突荷重	—	kN
P _d	動水圧合力	255.9	kN/m
y	動水圧の作用高さ	9.43	T. P. m
K _{s d}	余震荷重（水平方向慣性力）	65891	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	153745	kN
P _k	風荷重	—	kN/m ²

表 4-10 強度評価に用いる条件（敷地に遡上する津波時：地盤バネ 5）

記号	定義	数値	単位
g	重力加速度	9.80665	m/s ²
h	設計浸水深	11.40	m
k _h	水平震度	0.09	—
k _v	鉛直震度	0.21	—
p ₁	鋼製防護壁底面における波圧強度	330.3	kN/m ²
p ₂	鋼製防護壁天端面における波圧強度	155.5	kN/m ²
G	固定荷重	732117	kN
P	積載荷重	840	kN
P _s	積雪荷重	0.21	kN
P _t	遡上津波荷重	4708.5	kN/m
P _c	衝突荷重	—	kN
P _d	動水圧合力	255.9	kN/m
y	動水圧の作用高さ	9.43	T. P. m
K _{s d}	余震荷重（水平方向慣性力）	65891	kN
	余震荷重（鉛直方向慣性力）	153745	kN
P _k	風荷重	—	kN/m ²

5. 評価結果

5.1 津波時の強度評価結果

5.1.1 地盤バネ

津波時の3次元静的フレーム解析に設定した地盤バネ1及び地盤バネ2の水平方向地盤反力係数、地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものを北側基礎及び南側基礎について図5.1-1に示す。

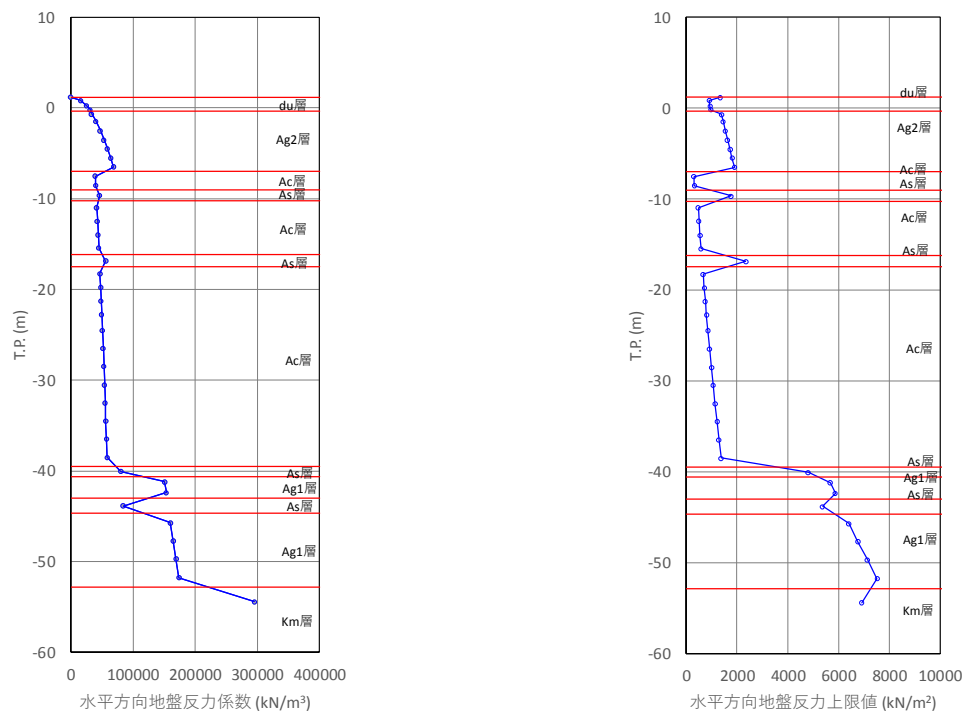


図 5.1-1 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（北側基礎：地盤バネ1）

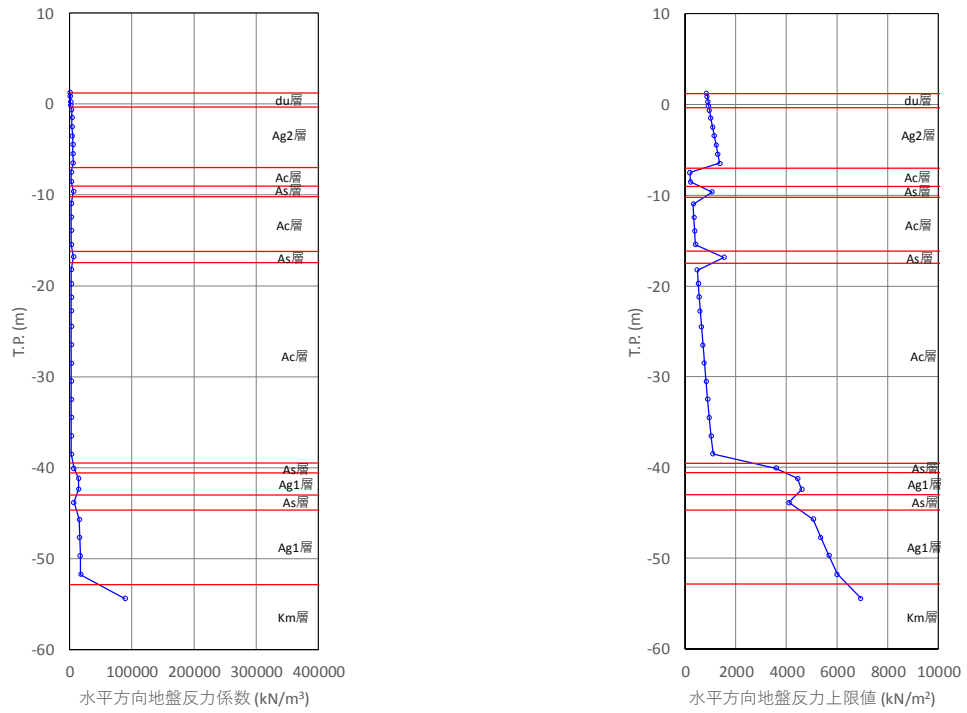


図 5.1-1 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（北側基礎：地盤バネ 2）

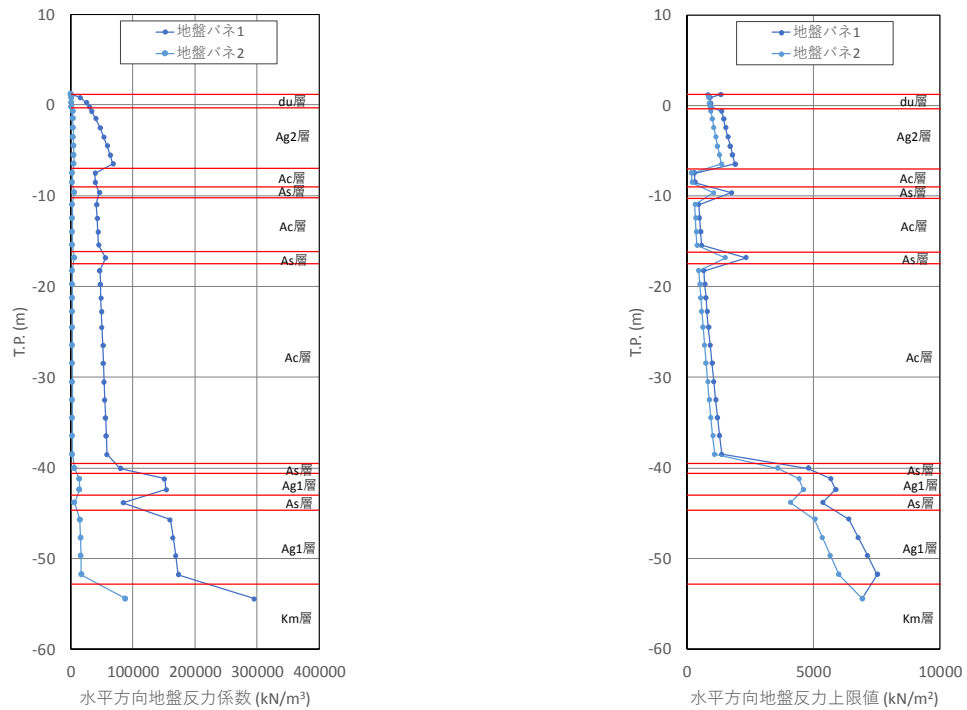


図 5.1-1 (3) 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較（北側基礎）

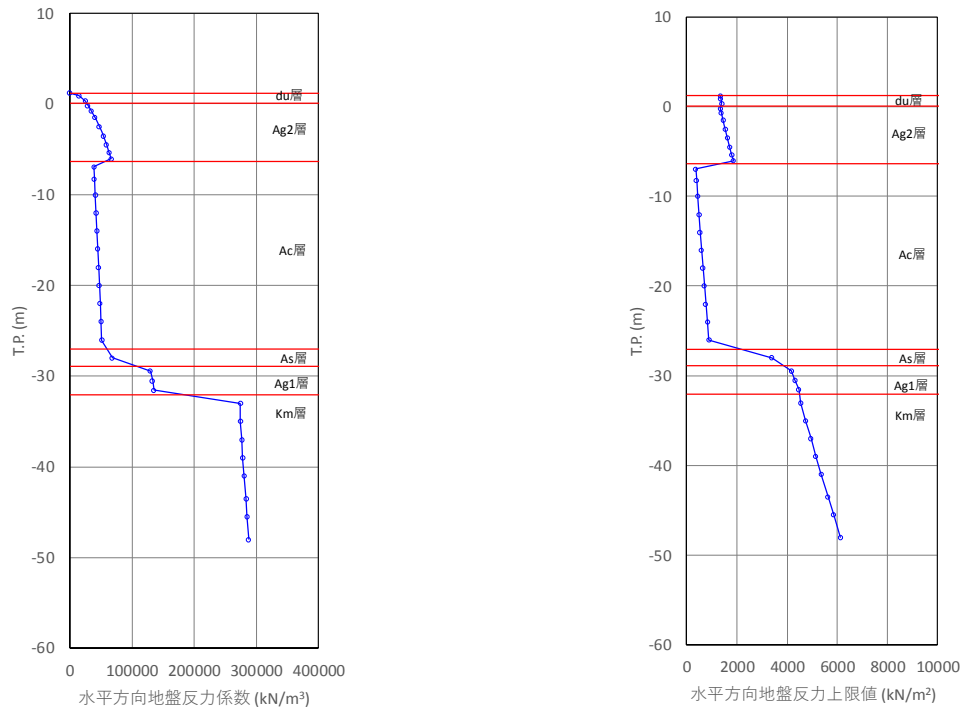


図 5.1-1 (4) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (南側基礎：地盤パネ 1)

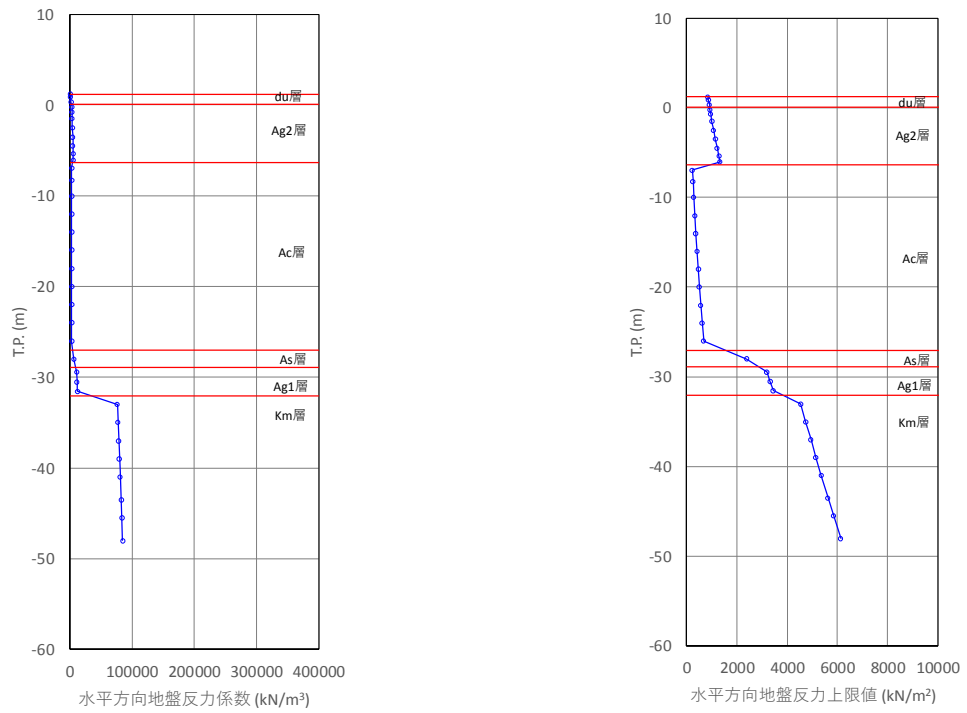


図 5.1-1 (5) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (南側基礎：地盤パネ 2)

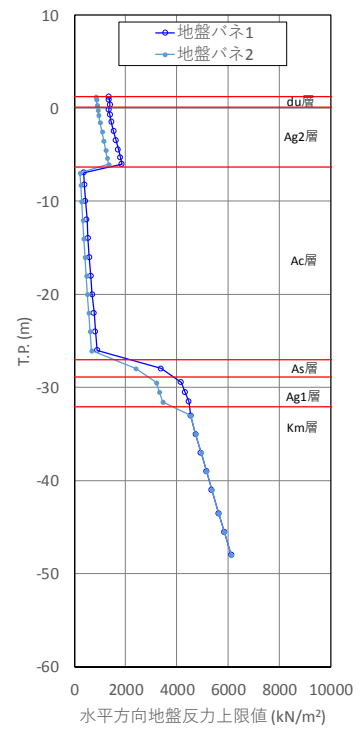
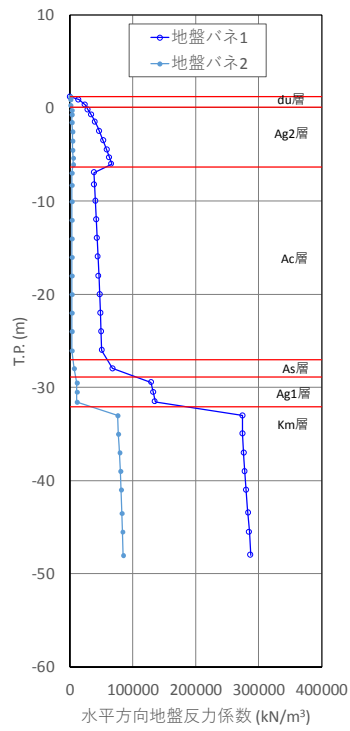


図 5.1-1 (6) 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較 (南側基礎)

5.1.2 地中連続壁基礎（下部構造）

(1) 曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.1-1 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.1-2 にそれぞれ示す。また、評価位置図を図 5.1-2 に、断面力分布を図 5.1-3、図 5.1-4 に示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

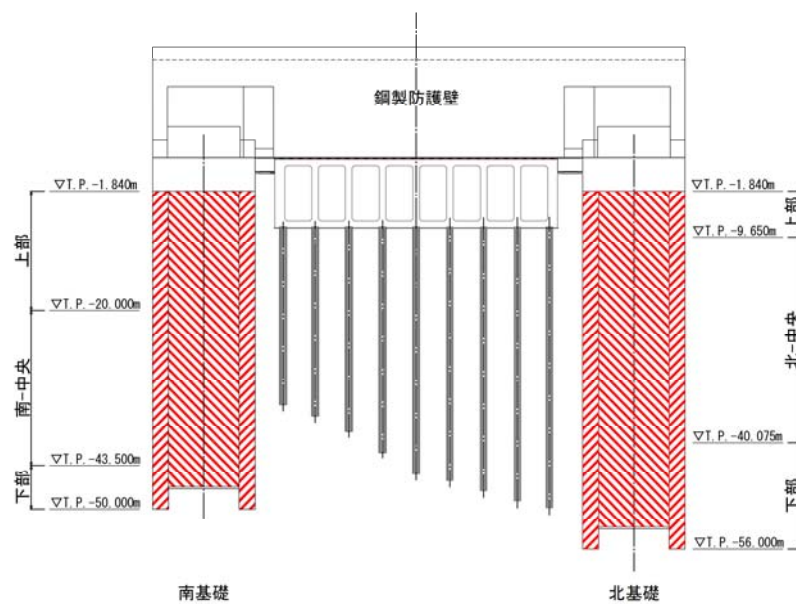


図 5.1-2 評価位置図

表 5.1-1 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (基準津波時)

検討 ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)*2	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{ca}	備考
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)*1		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 1	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	1676688	-137460	3.6	21	0.18	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-52126					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	1599941	-121188	3.8	21	0.18	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	61954					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	1590304	-159133	2.9	21	0.14	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	-29675					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	121233	-238785	1.8	21	0.09	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	-4818					
地盤 パネ 2	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	2236110	-179996	4.9	21	0.24	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-85024					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	1866477	-166325	4.4	21	0.22	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	83079					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	2375359	-230396	4.4	21	0.21	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	-53060					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	604144	-320806	3.3	21	0.16	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	4004					

注記 *1: 有効高は地中連続壁基礎, 中実鉄筋コンクリートを合成した構造物として算出した高さを示す。

*2: 鉄筋仕様は地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートでそれぞれ配筋する引張鉄筋の合計段数を示す。

*3: 評価位置は図 5.1-2 に示す。

表 5.1-1 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (敷地に遡上する津波時)

検討 ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋) ^{*2}	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}	備考	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm) ^{*1}		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)					
地盤 パネ 1	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	2792875	-146661	6.0	28	0.22	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-72897					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	2691821	-135618	6.3	28	0.23	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	78758					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	1590304	-159133	4.8	28	0.18	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	-29675					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	1155486	-229134	2.7	28	0.10	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	5141					
地盤 パネ 2	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	3684864	-185303	7.9	28	0.29	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-93963					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	3110730	-181648	7.3	28	0.27	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	103842					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	3895719	-235321	7.0	28	0.26	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	-63023					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	2304861	-287575	5.5	28	0.20	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	42889					

注記 *1: 有効高は地中連続壁基礎, 中実鉄筋コンクリートを合成した構造物として算出した高さを示す。

*2: 鉄筋仕様は地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートでそれぞれ配筋する引張鉄筋の合計段数を示す。

*3: 評価位置は図 5.1-2 に示す。

表 5.1-2 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査 (基準津波時)

検討 ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)*2	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}	備考
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)*1		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 1	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	1191800	-80752	78.4	435	0.19	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-111366					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	1554241	-107624	87.2	435	0.21	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	74160					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	1590304	-159133	44.7	435	0.11	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	-29675					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	669427	-222208	1.4	435	0.01	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	-3570					
地盤 パネ 2	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	2236110	-179996	97.9	435	0.23	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-85024					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	1769659	-135516	95.1	435	0.22	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	99082					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	2282457	-190805	70.6	435	0.17	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	-78290					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	1382102	-280393	24.3	435	0.06	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	27756					

注記 *1: 有効高は地中連続壁基礎, 中実鉄筋コンクリートを合成した構造物として算出した高さを示す。

*2: 鉄筋仕様は地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートでそれぞれ配筋する引張鉄筋の合計段数を示す。

*3: 評価位置は図 5.1-2 に示す。

表 5.1-2 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査 (敷地に遡上する津波時)

検討 ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋) ^{*2}	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}	備考	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm) ^{*1}		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)					
地盤 パネ 1	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	2000734	-88327	150.4	478.5	0.32	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-127015					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	2651802	-124094	169.8	478.5	0.36	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	91484					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	1590304	-159133	89.5	478.5	0.19	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	-29675					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	2651802	-124094	20.9	478.5	0.05	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	91484					
地盤 パネ 2	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	3684864	-185303	191.5	478.5	0.41	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-93963					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	3050507	-159454	189.4	478.5	0.40	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	116338					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	3860188	-217262	133.9	478.5	0.28	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	-74382					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	2304861	-287575	91.1	478.5	0.20	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	42889					

注記 *1: 有効高は地中連続壁基礎, 中実鉄筋コンクリートを合成した構造物として算出した高さを示す。

*2: 鉄筋仕様は地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートでそれぞれ配筋する引張鉄筋の合計段数を示す。

*3: 評価位置は図 5.1-2 に示す。

南側基礎

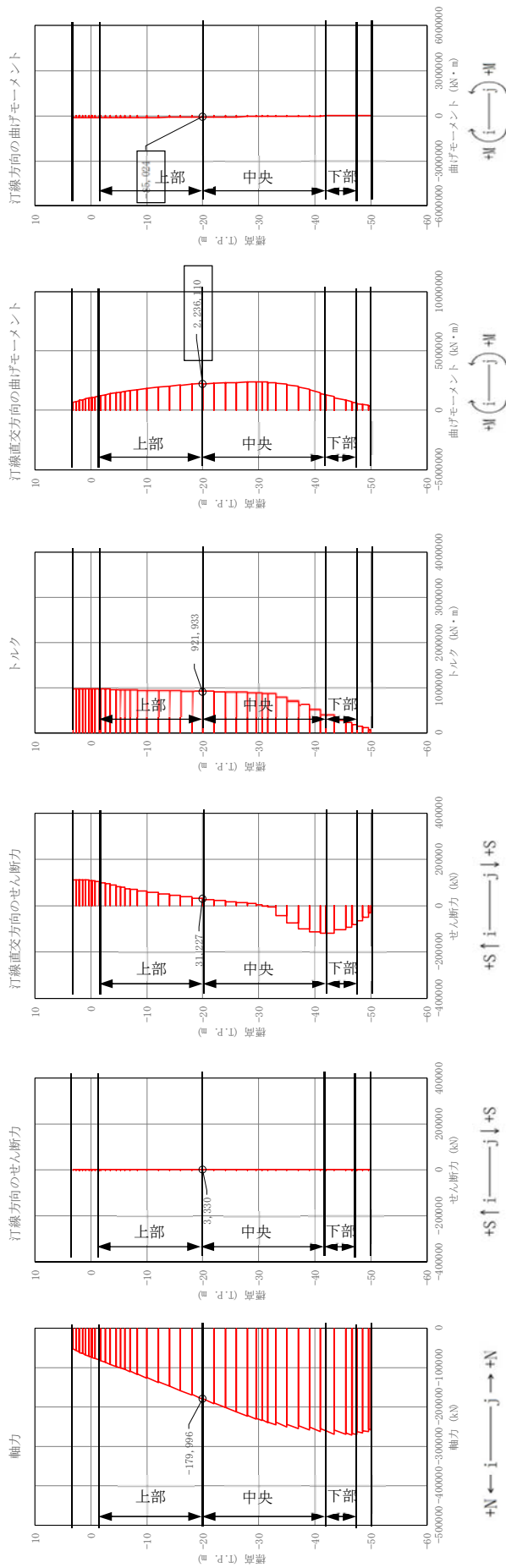


図 5.1-3 (1) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面, (津波時: 基準津波, 上部, 地盤バネ 2)

北側基礎

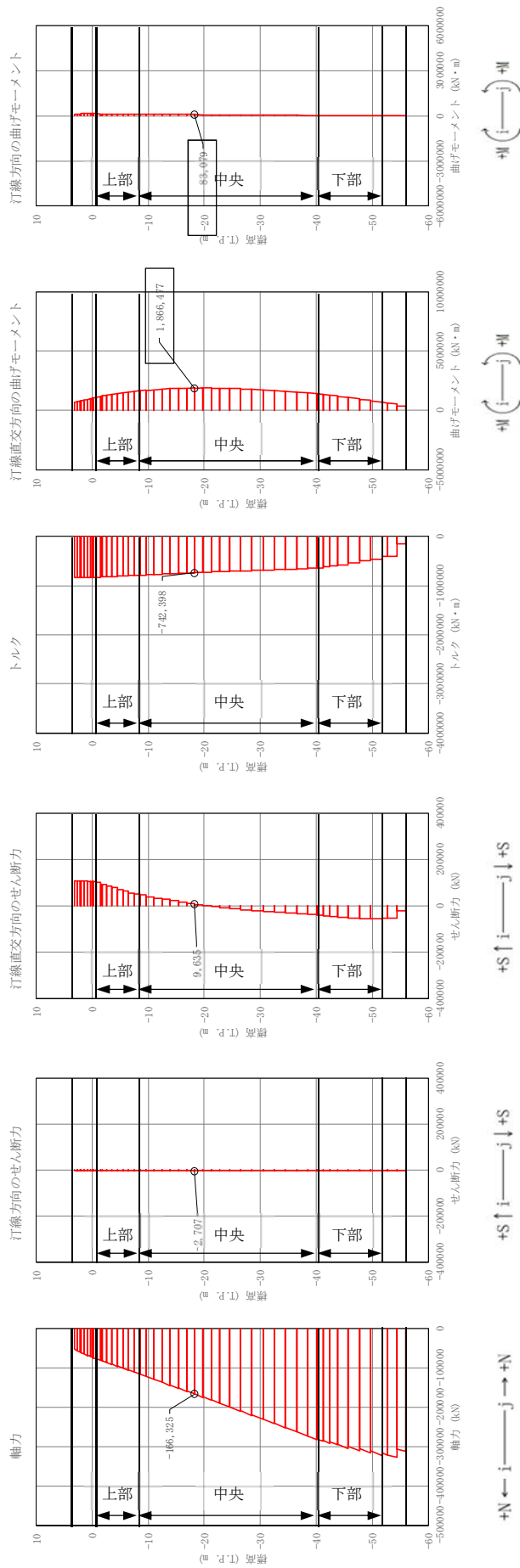


図 5.1-3 (2) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
 ①-①断面, ②-②断面 (津波時: 基準津波, 北-中央, 地盤バネ2)

南側基礎

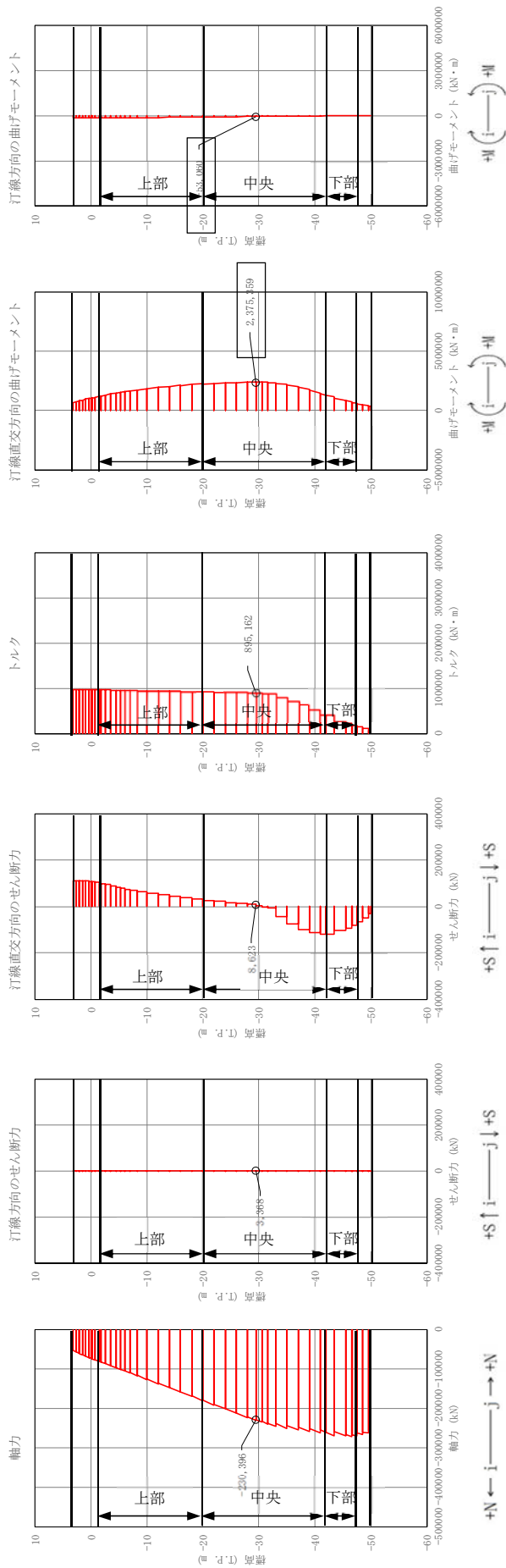


図 5.1-3 (3) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (津波時: 基準津波, 南-中央, 地盤バネ 2)

北側基礎

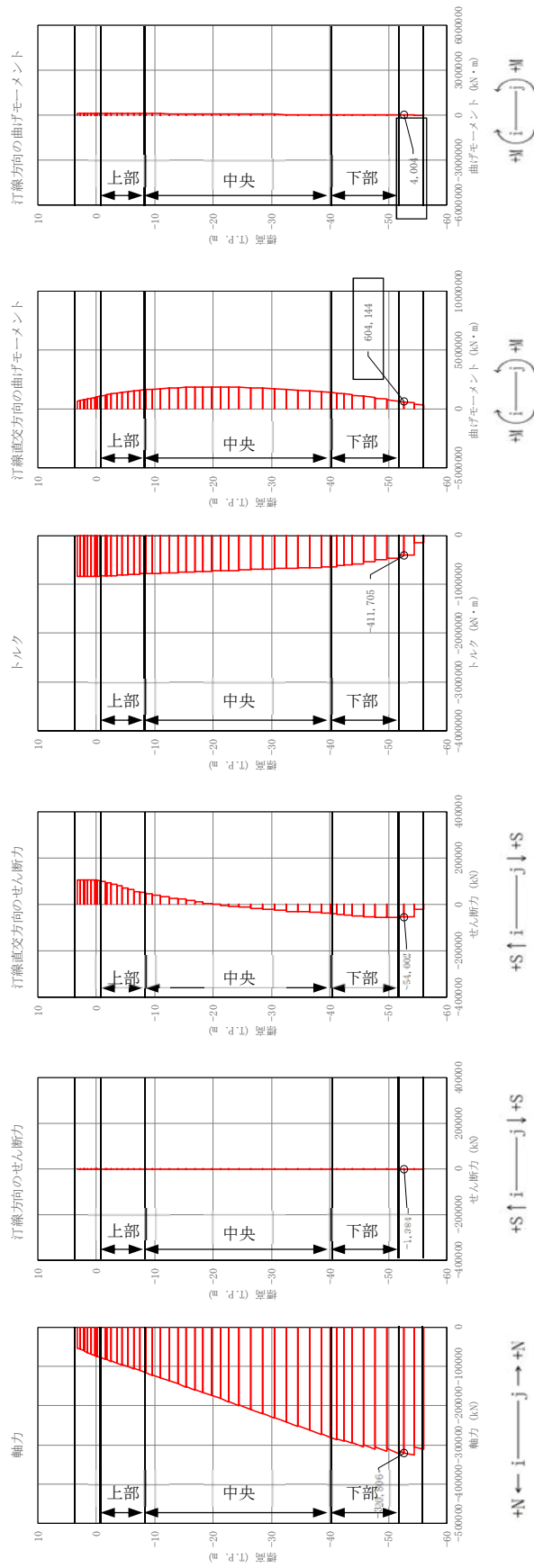


図 5.1-3 (4) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
 ①-①断面, ②-②断面 (津波時: 基準津波, 下部, 地盤バネ 2)

南側基礎

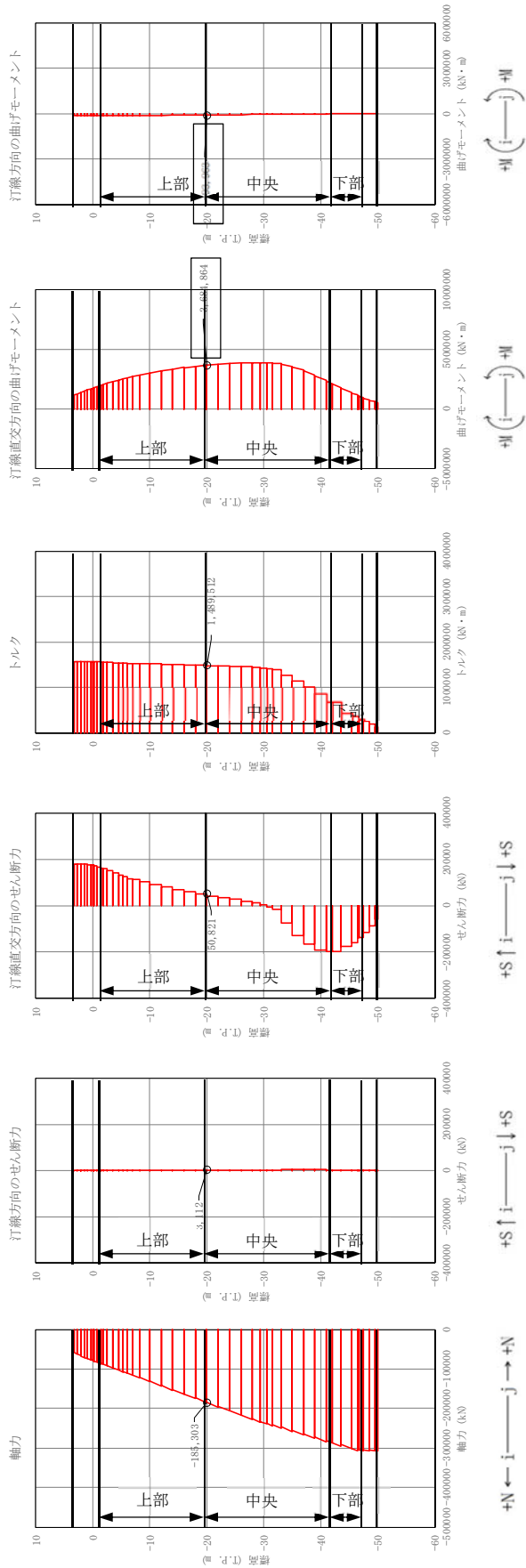


図 5.1-3 (5) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
 ①-①断面, ③-③断面 (津波時: 敷地に遡上する津波, 上部, 地盤バネ 2)

北側基礎

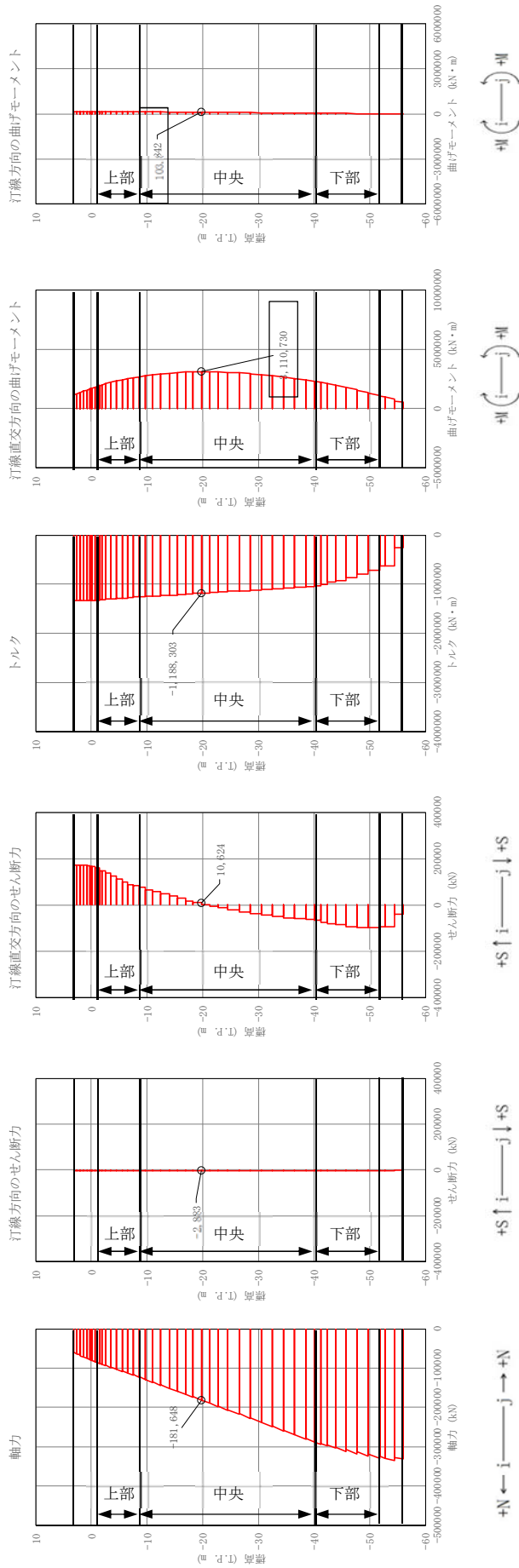


図 5.1-3 (6) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (津波時: 敷地に遡上する津波, 北-中央, 地盤バネ 2)

南側基礎

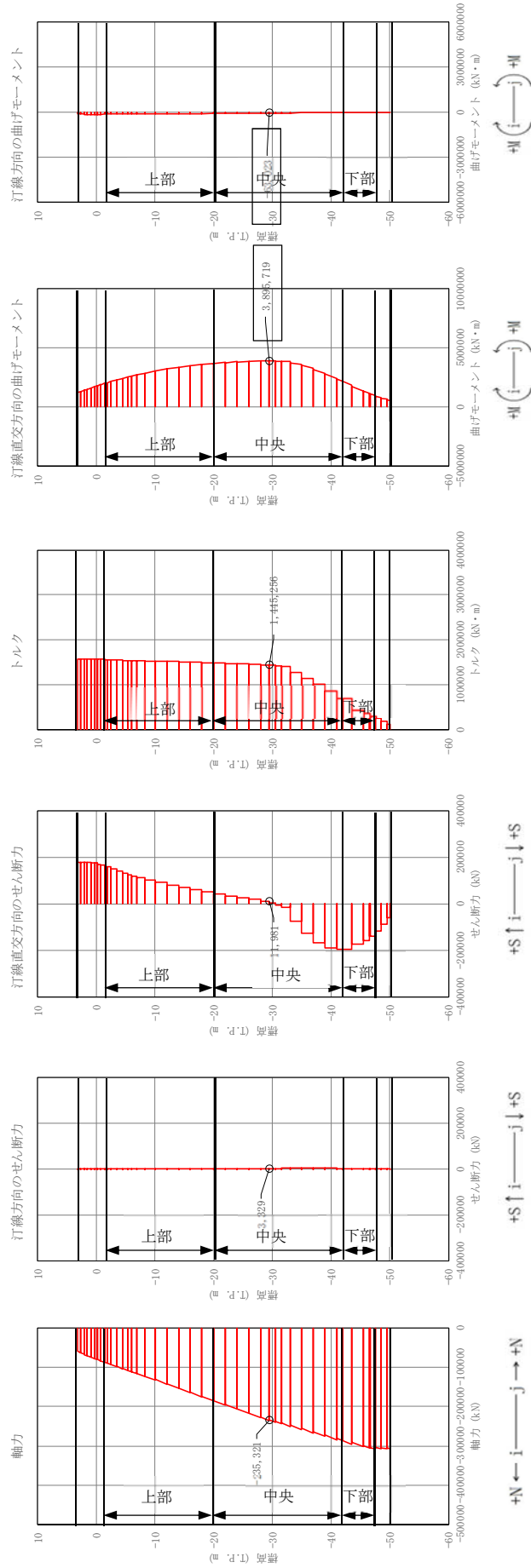


図 5.1-3 (7) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
 ①-①断面, ③-③断面 (津波時: 敷地に遡上する津波, 南-中央, 地盤バネ 2)

北側基礎

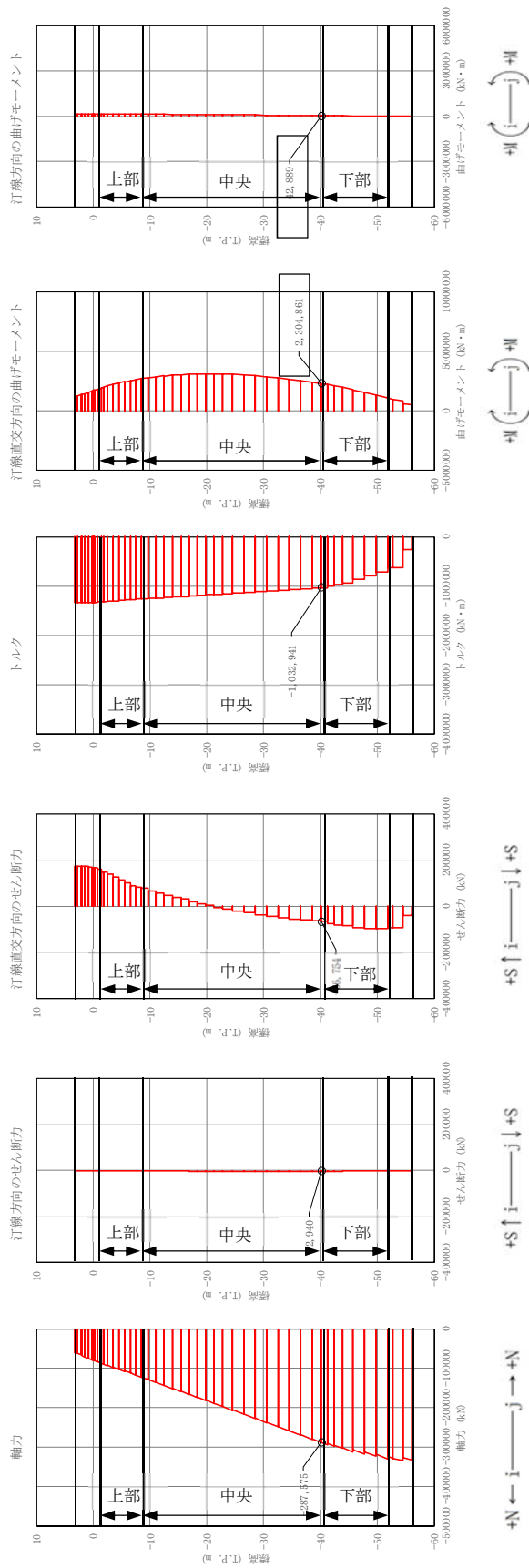


図 5.1-3 (8) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
 ①-①断面, ②-②断面 (津波時: 敷地に遡上する津波, 下部, 地盤バネ 2)

南側基礎

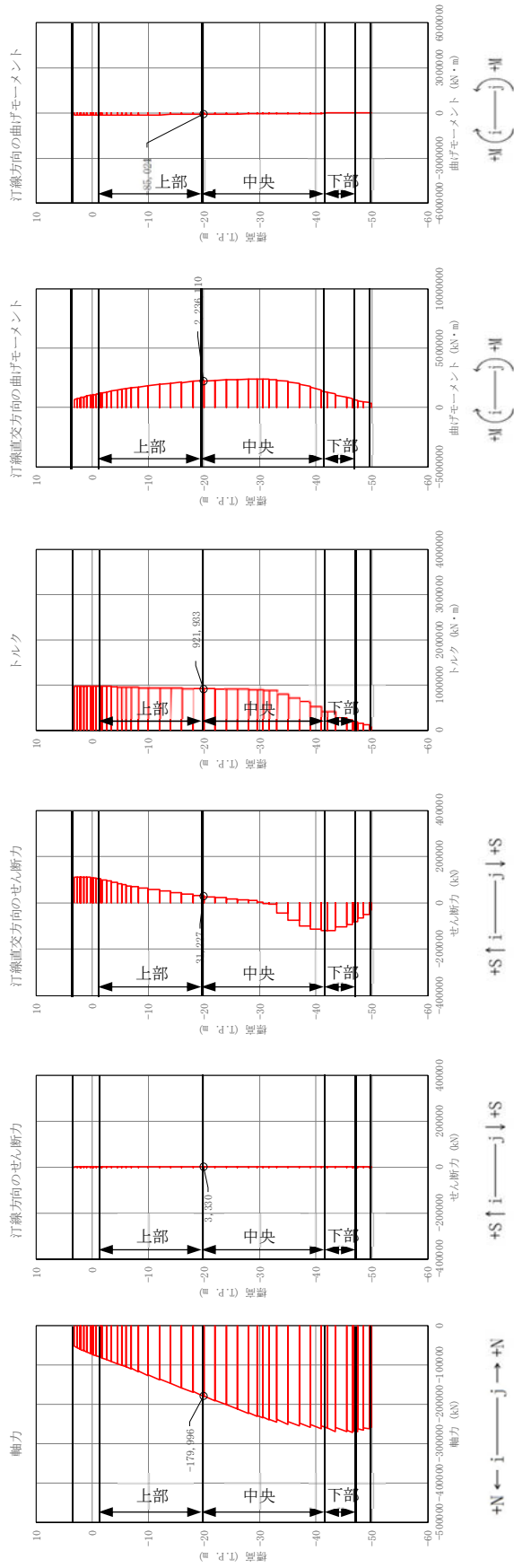


図 5.1-4 (1) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (津波時: 基準津波, 上部, 地盤バネ 2)

北側基礎

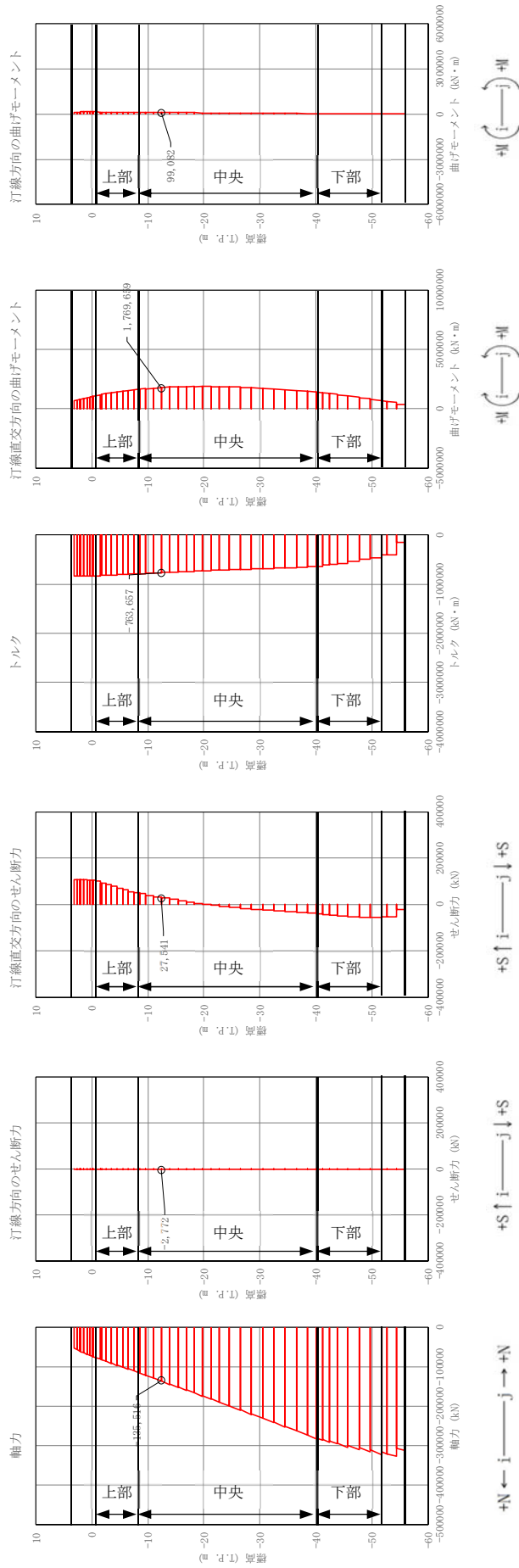


図 5.1-4 (2) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (津波時: 基準津波, 北-中央, 地盤バネ 2)

南側基礎

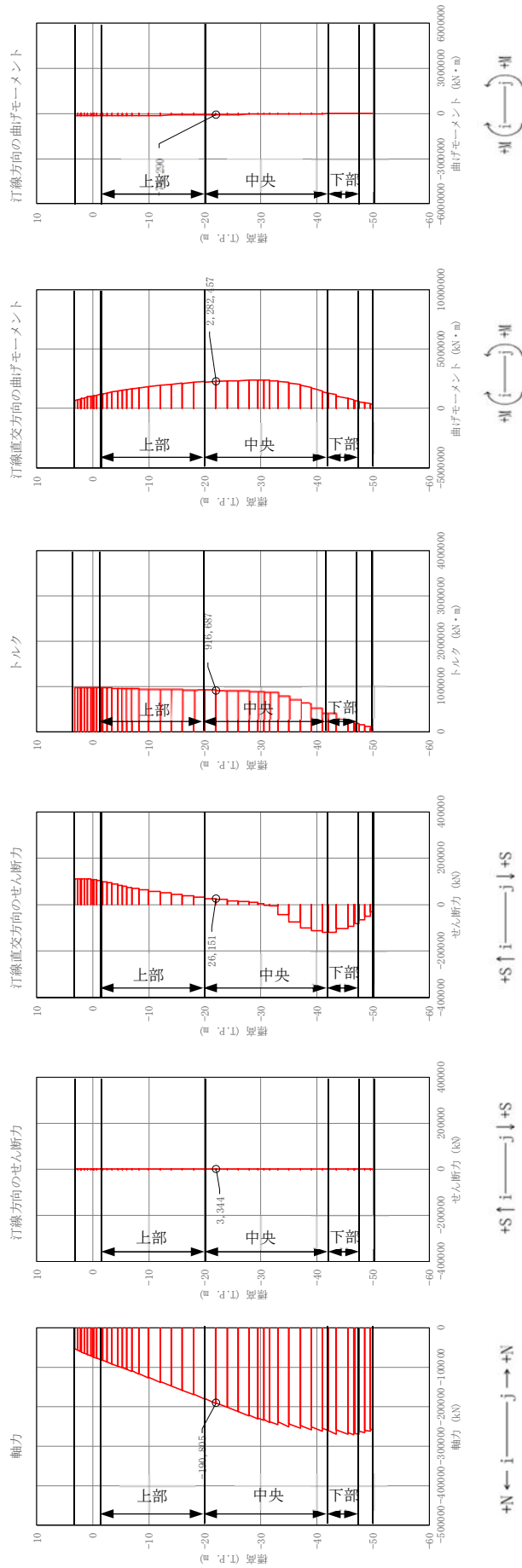


図 5.1-4 (3) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (津波時: 基準津波, 南-中央, 地盤ハネ2)

北側基礎

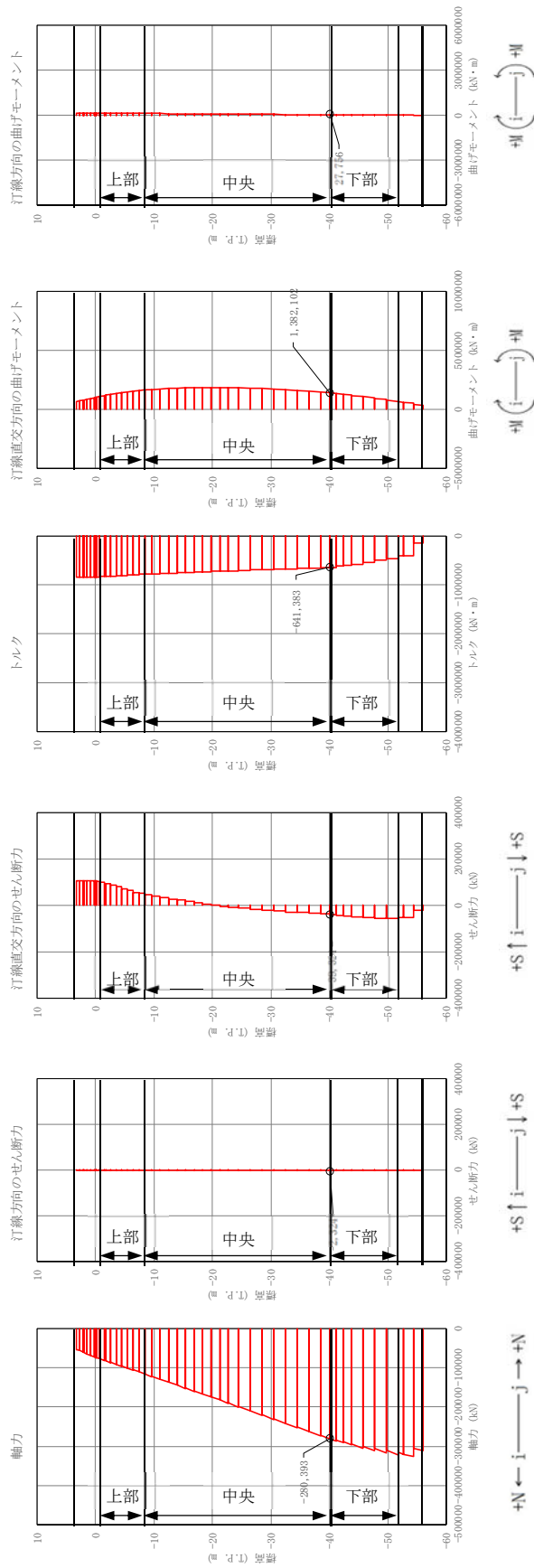


図 5.1-4 (4) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面

①-①断面, ②-②断面 (津波時：基準津波, 下部) 地盤バネ 2

南側基礎

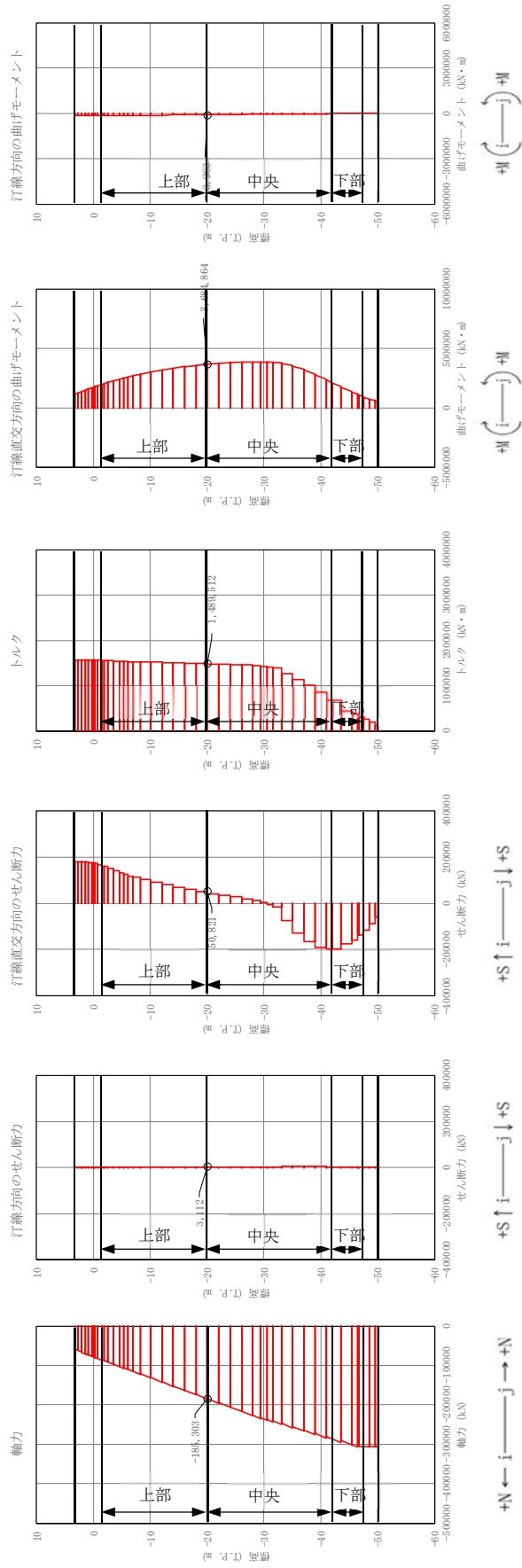


図 5.1-4 (5) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (津波時: 敷地に遡上する津波, 上部, 地盤バネ2)

北側基礎

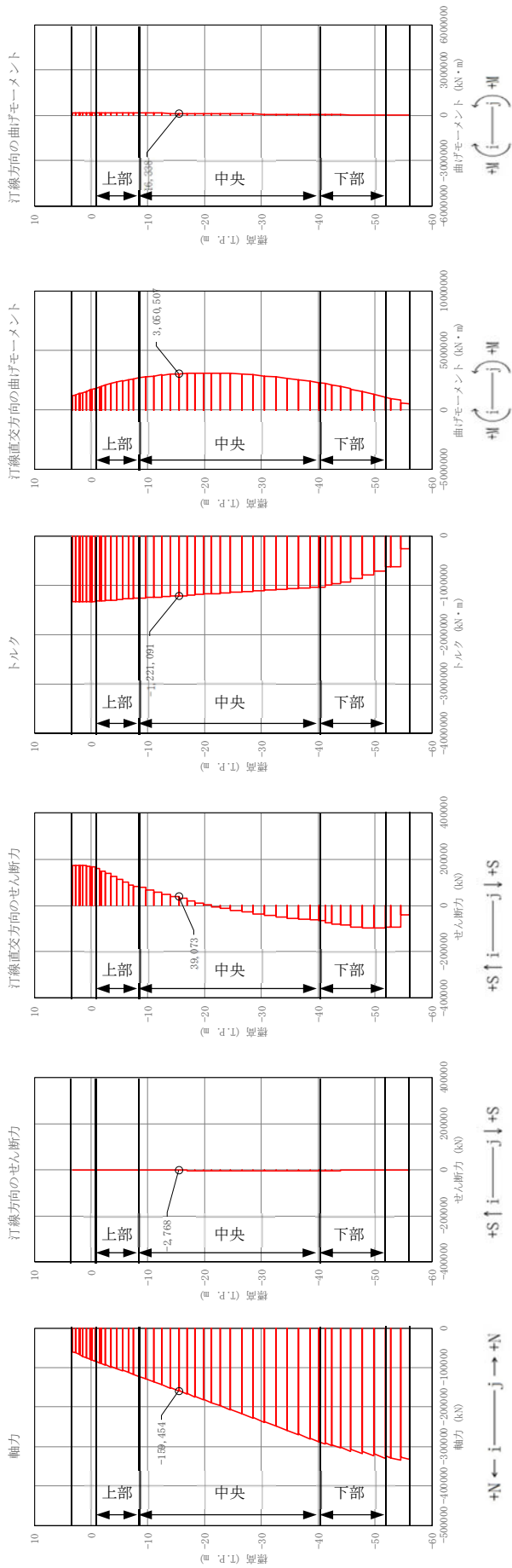


図 5.1-4 (6) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (津波時: 敷地に遡上する津波, 北-中央, 地盤バネ2)

南側基礎

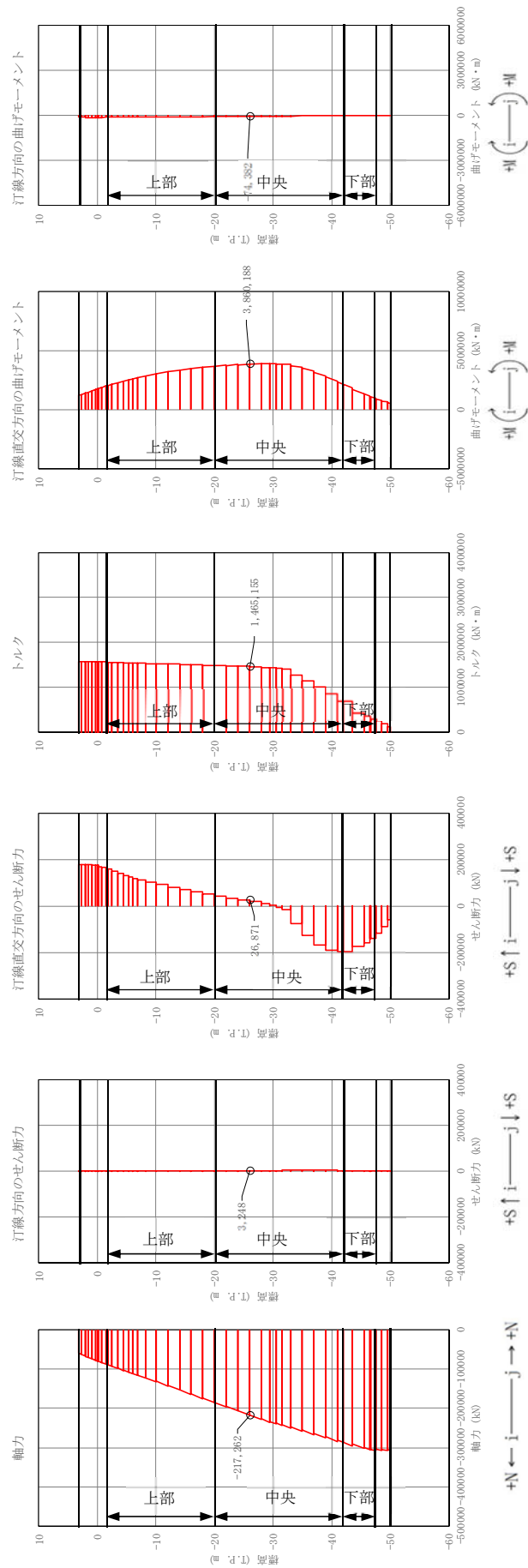


図 5.1-4 (7) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も激しい断面力
①-①断面, ③-③断面 (津波時: 敷地に遡上する津波, 南-中央, 地盤バネ2)

北側基礎

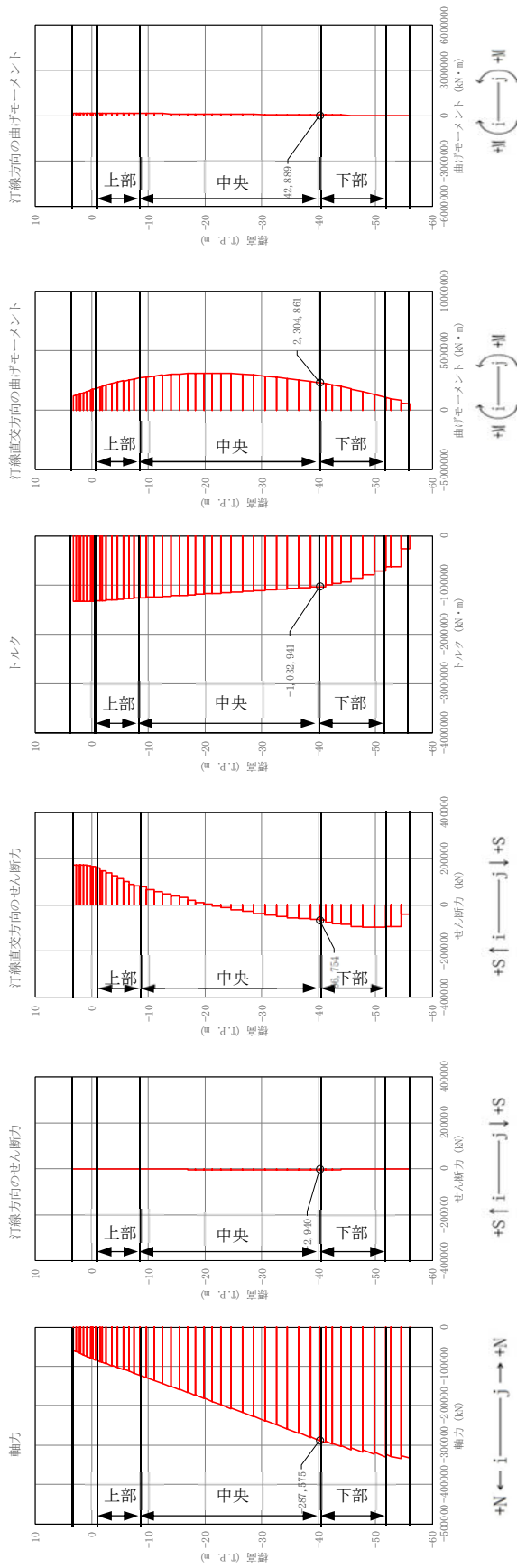


図 5.1-4 (8) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (津波時: 敷地に遡上する津波, 下部, 地盤ハネ2)

(2) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する照査結果を表 5.1-3 に示す。また、断面力分布を図 5.1-5 に示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 ($V_{c,a}$) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 ($V_{s,a}$) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 5.1-3 (1) せん断力に対する照査 (基準津波時)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋) *2	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a	備考
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 *1 d (mm)					
地盤バネ 1	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280	14-D38 @300	104377	226924	0.46	南側基礎
					10270					
	①-①断面	15500	15500	14280	14-D38 @300	5657	226924	0.03	南側基礎 ○	
				10270						
	北-中央	②-②断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	46498	335426	0.14	北側基礎 ○
					10420					
	①-①断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	4442	335426	0.02	北側基礎 ○	
				10420						
	南-中央	③-③断面	15500	15500	14280	34-D35 @300	59702	410783	0.15	南側基礎
					9520					
	①-①断面	15500	15500	14280	34-D35 @300	3370	410783	0.01	南側基礎 ○	
				9520						
北-下部	②-②断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	46406	337247	0.14	北側基礎	
				10495						
①-①断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	962	337247	0.01	北側基礎		
			10495							
地盤バネ 2	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280	14-D38 @300	108812	226924	0.48	南側基礎 ○
					10270					
	①-①断面	15500	15500	14280	14-D38 @300	3330	226924	0.02	南側基礎	
				10270						
	北-中央	②-②断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	38931	335426	0.12	北側基礎
					10420					
	①-①断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	2797	335426	0.01	北側基礎	
				10420						
	南-中央	③-③断面	15500	15500	14280	34-D35 @300	117966	410783	0.29	南側基礎 ○
					9520					
	①-①断面	15500	15500	14280	34-D35 @300	3368	410783	0.01	南側基礎	
				9520						
南-下部/ 北-下部	③-③断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	103585	337247	0.31	南側基礎 ○	
				10495						
①-①断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	2324	337247	0.01	北側基礎 ○		
			10495							

注記 *1 : 有効高は地中連続壁基礎、中実鉄筋コンクリートを合成した構造物として算出した高さを示す。

*2 : 鉄筋仕様は地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートでそれぞれ配筋する引張鉄筋の合計段数を示す。

*3 : 評価位置は図 5.1-2 に示す。

表 5.1-3 (2) せん断力に対する照査（敷地に遡上する津波時）

検討 ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋) ^{*2}	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a	備考
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 ^{*1} d (mm)					
地盤 バネ 1	南-上部/ 北-上部	②-②断面	15500	15500	14280	14-D38 @300	167697	264489	0.64	南側基礎
					10270					
	①-①断面	15500	15500	14280	14-D38 @300	4520	264489	0.02	北側基礎 ○	
										10270
	北-中央	②-②断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	79316	383976	0.21	北側基礎 ○
					10420					
	①-①断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	4328	383976	0.02	北側基礎 ○	
										10420
	南-中央	③-③断面	15500	15500	14280	34-D35 @300	103175	466060	0.23	南側基礎
					9520					
①-①断面	15500	15500	14280	34-D35 @300	3673	466060	0.01	南側基礎		
									9520	
北-下部	②-②断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	79297	386046	0.21	北側基礎	
				10495						
①-①断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	1599	386046	0.01	北側基礎		
									10495	
地盤 バネ 2	南-上部	③-③断面	15500	15500	14280	14-D38 @300	174627	264489	0.67	南側基礎 ○
					10270					
	①-①断面	15500	15500	14280	14-D38 @300	3112	264489	0.02	南側基礎	
										10270
	北-中央	②-②断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	65775	383976	0.18	北側基礎
					10420					
	①-①断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	2990	383976	0.01	北側基礎	
										10420
	南-中央	③-③断面	15500	15500	14280	34-D35 @300	196504	466060	0.43	南側基礎 ○
					9520					
①-①断面	15500	15500	14280	34-D35 @300	3729	466060	0.01	南側基礎 ○		
									9520	
南-下部/ 北-下部	③-③断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	174757	386046	0.46	南側基礎 ○	
				10495						
①-①断面	15500	15500	14280	24-D38 @300	2940	386046	0.01	北側基礎 ○		
									10495	

注記 *1：有効高は地中連続壁基礎、中実鉄筋コンクリートを合成した構造物として算出した高さを示す。

*2：鉄筋仕様は地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートでそれぞれ配筋する引張鉄筋の合計段数を示す。

*3：評価位置は図 5.1-2 に示す。

南側基礎

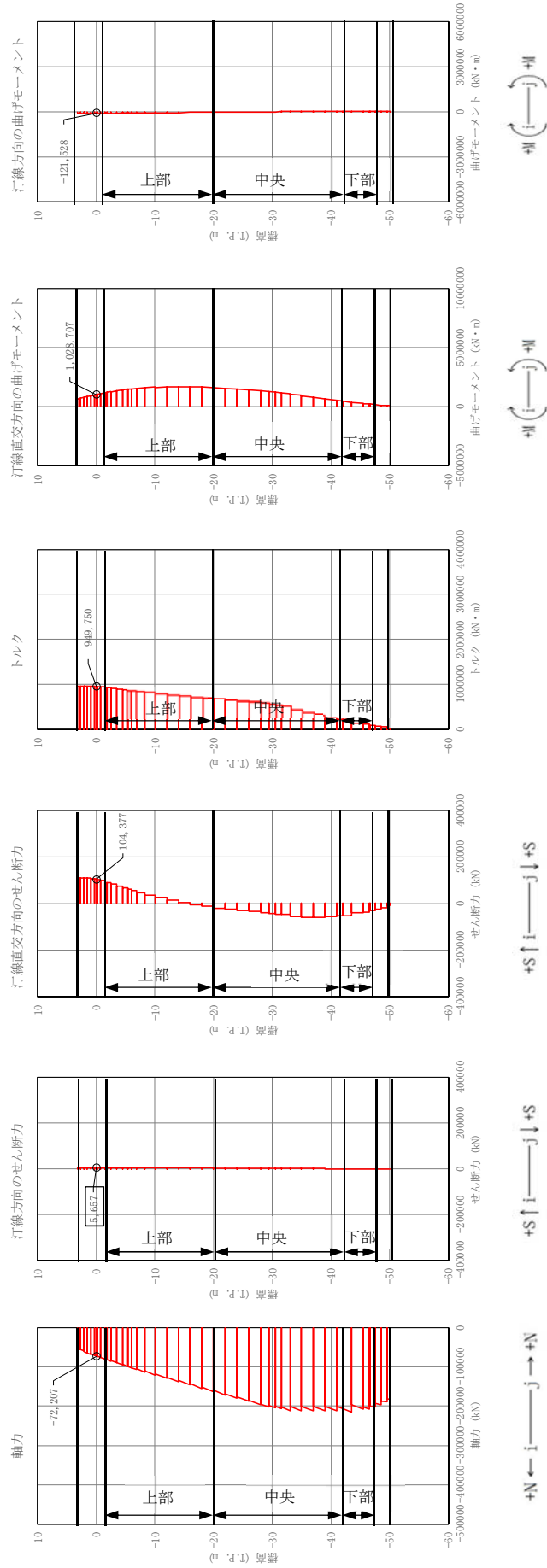


図 5.1-5 (1) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (津波時：基準津波，南-上部，地盤バネ 1)

北側基礎

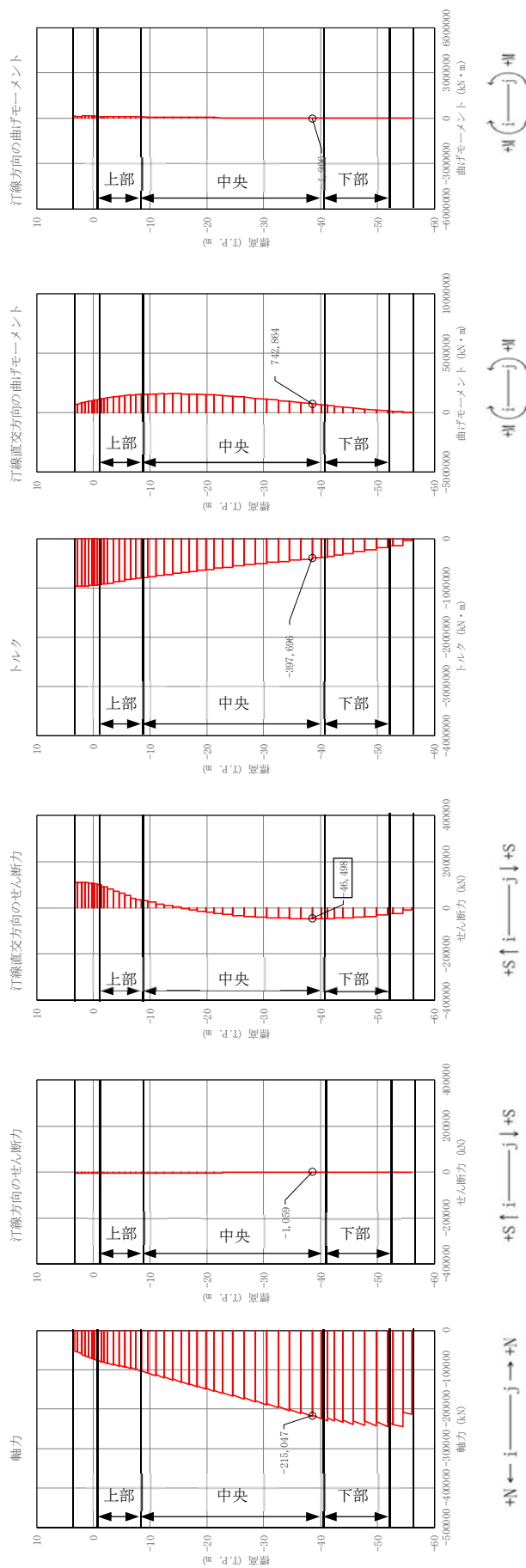


図 5.1-5 (2) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

②-②断面 (津波時：基準津波，北-中央，地盤バネ 1)

南側基礎

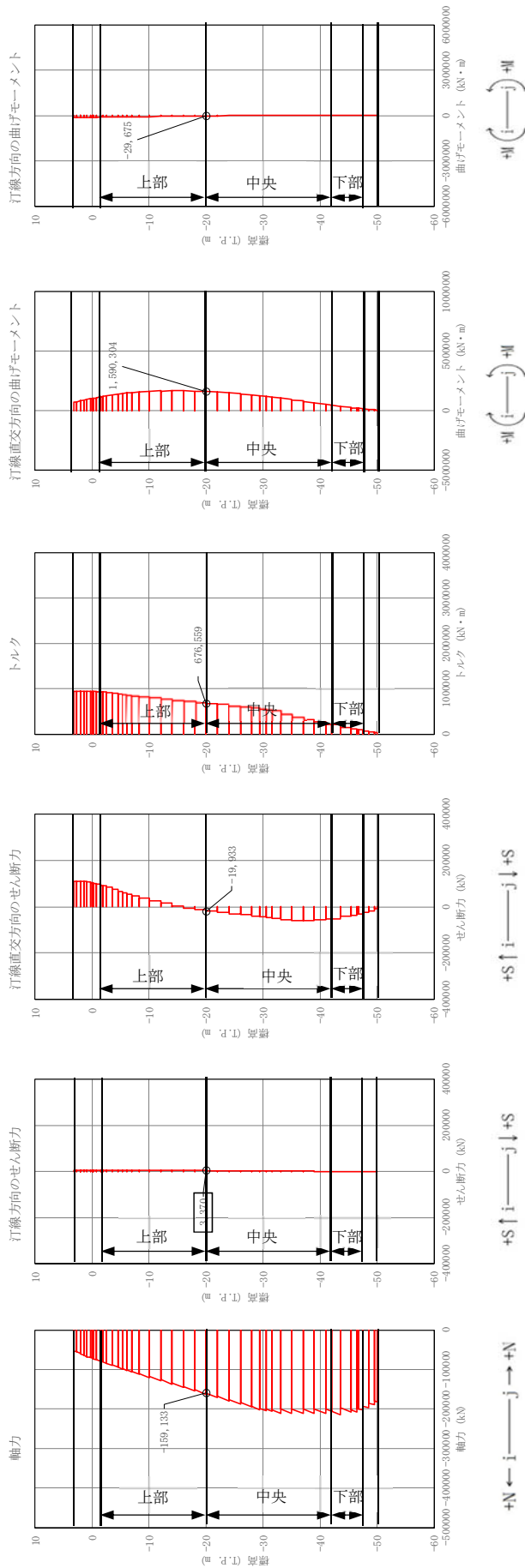


図 5.1-5 (4) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (津波時：基準津波，南-中央，地盤バネ 1)

南側基礎

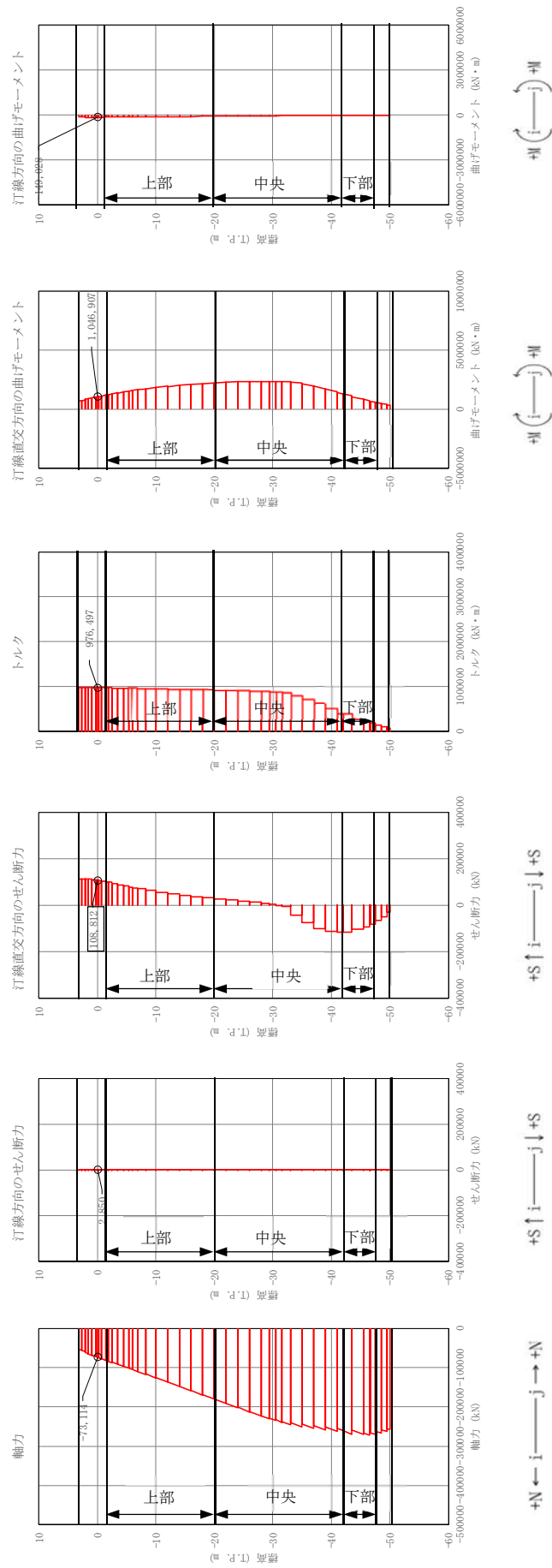


図 5.1-5 (5) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (津波時：基準津波，南-上部，地盤バネ 2)

南側基礎

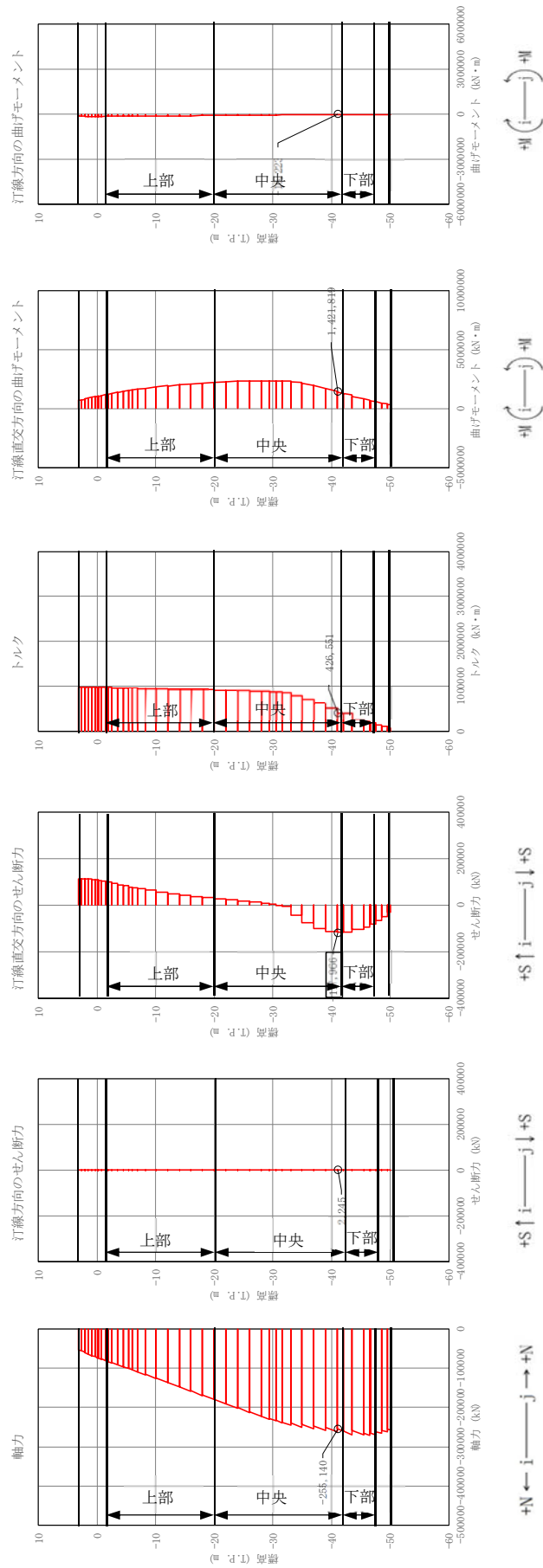


図 5.1-5 (6) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
 ③-③断面 (津波時：基準津波，南-中央，地盤バネ2)

南側基礎

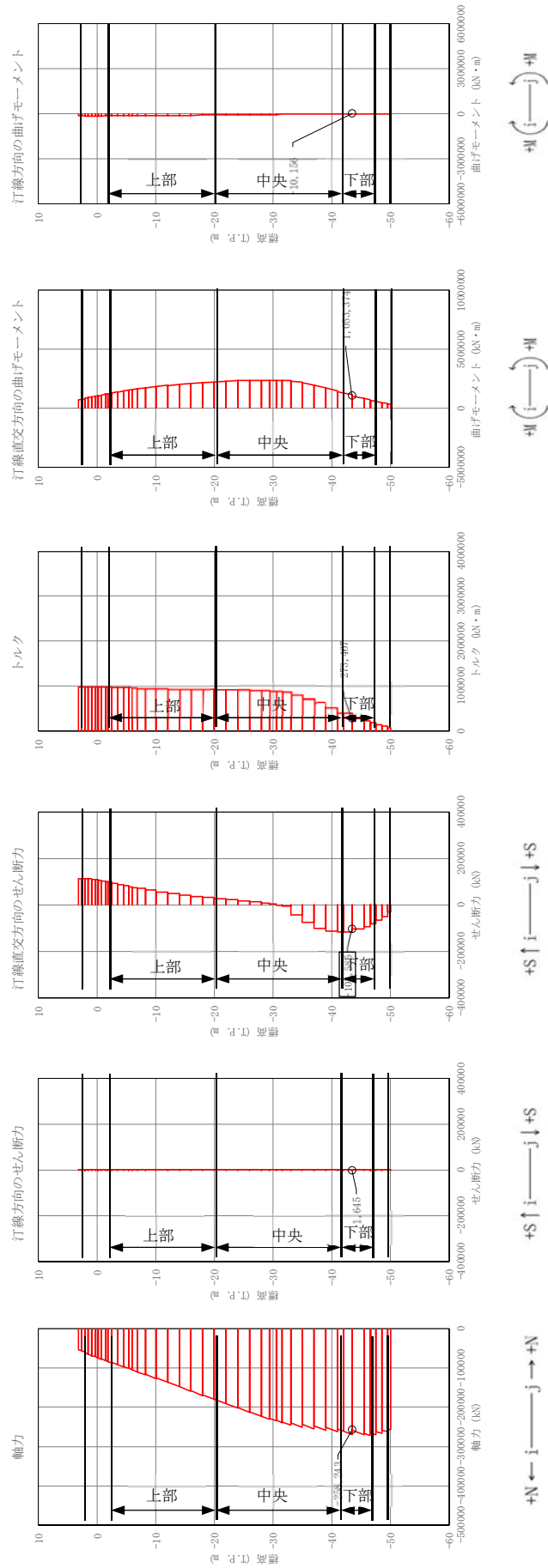


図 5.1-5 (7) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (津波時：基準津波，南-下部，地盤バネ 2)

北側基礎

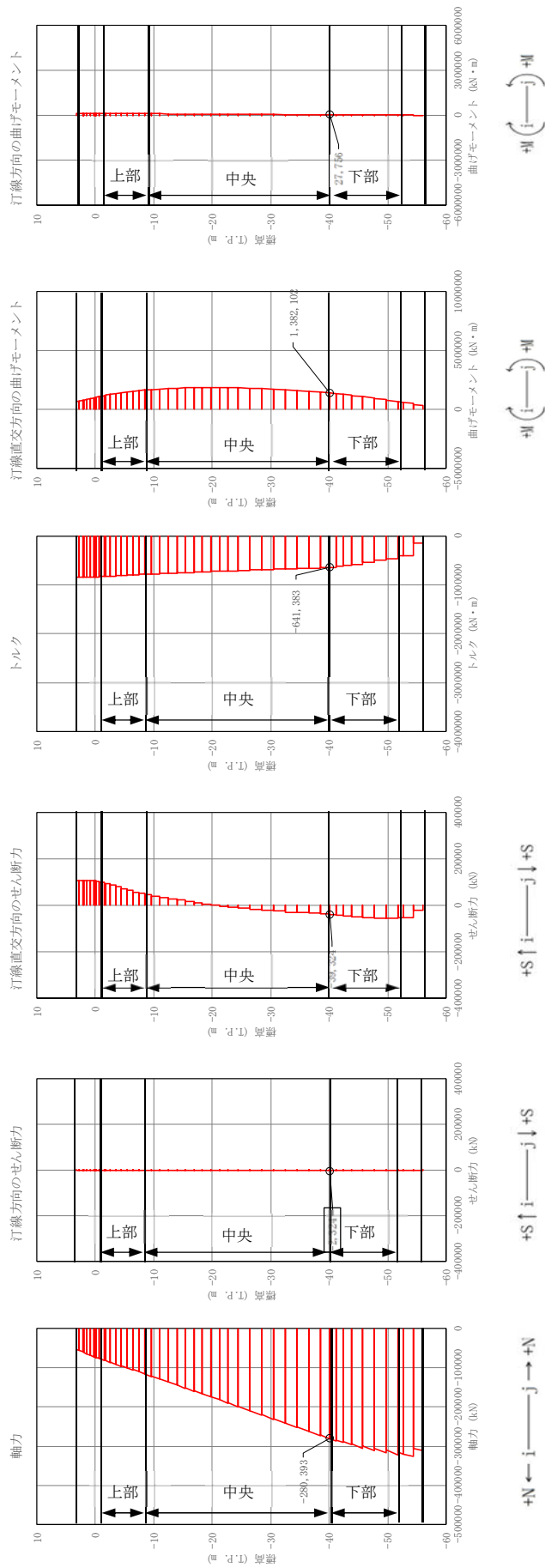


図 5.1-5 (8) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①—①断面 (津波時：基準津波，北-下部，地盤バネ 2)

北側基礎

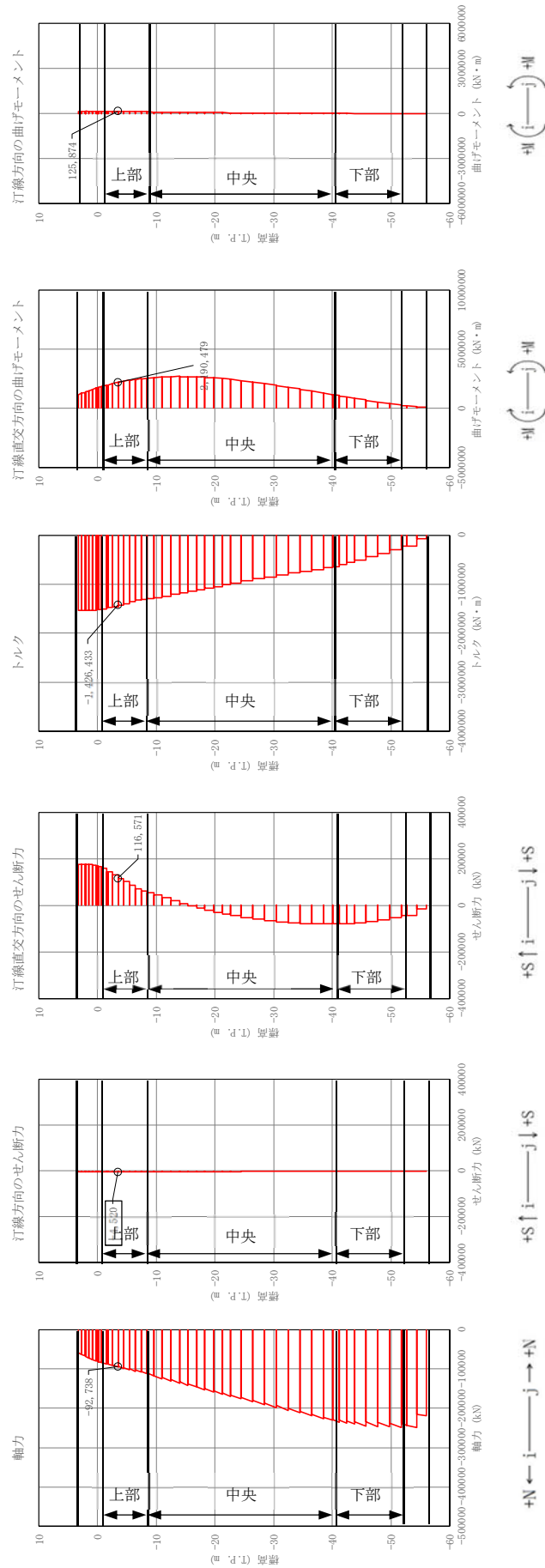


図 5.1-5 (9) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (津波時：敷地に遡上する津波，北-上部，地盤バネ1)

南側基礎

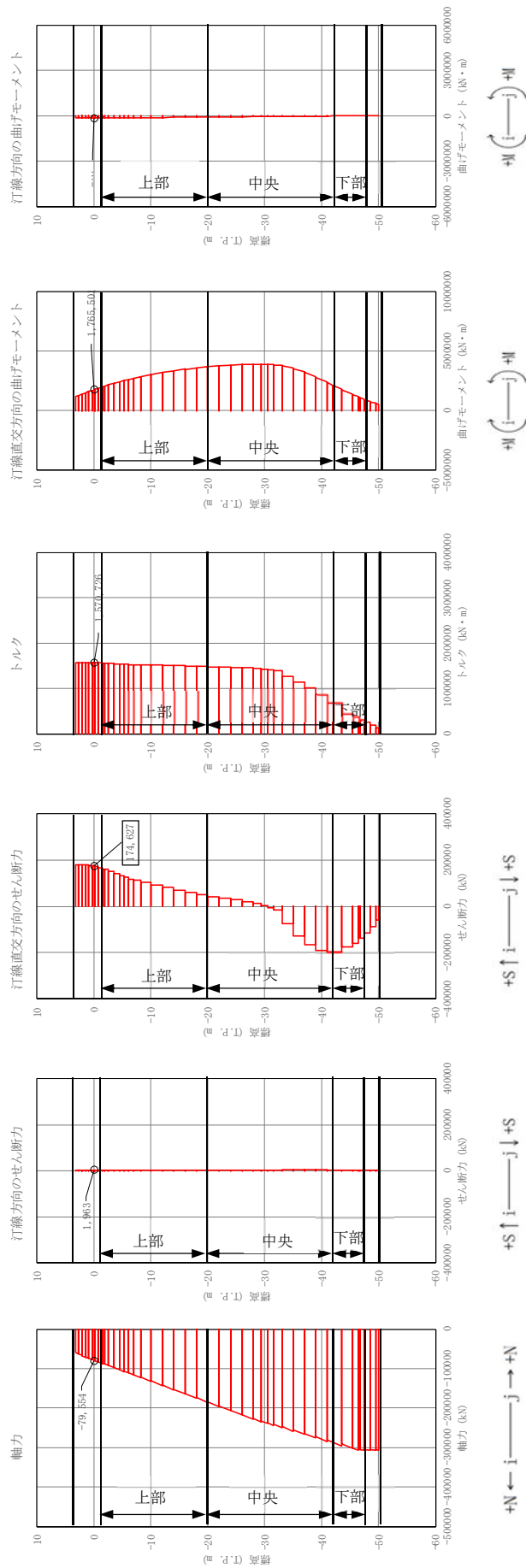


図 5.1-5 (10) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
 ③-③断面 (津波時：敷地に遡上する津波，南-上部，地盤バネ 2)

北側基礎

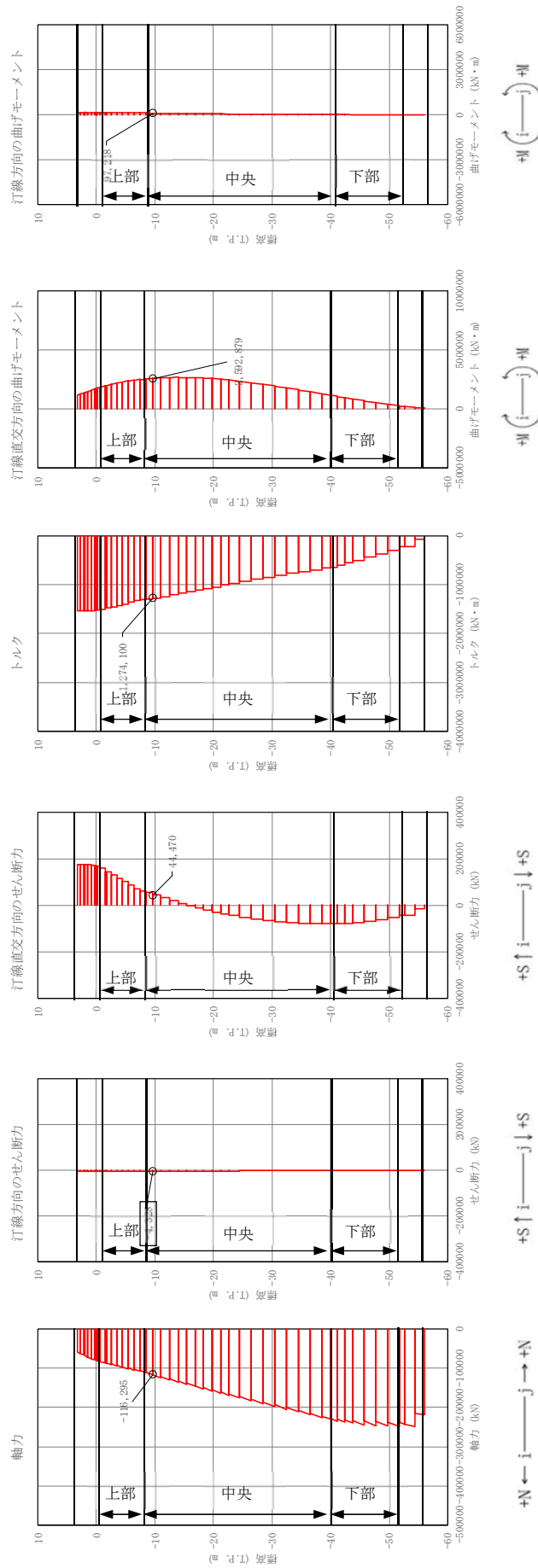


図 5.1-5 (11) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①—①断面 (津波時：敷地に遡上する津波，北-中央，地盤バネ 1)

北側基礎

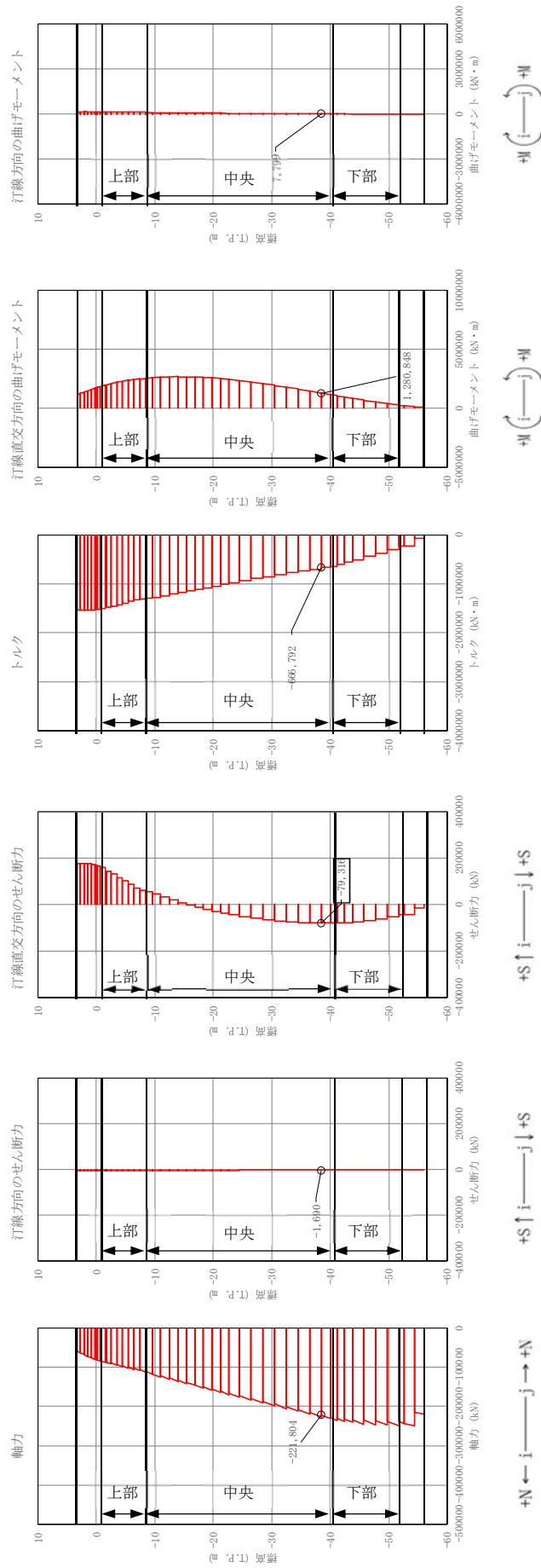


図 5.1-5 (12) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
 ②-②断面 (津波時：敷地に遡上する津波，北-中央，地盤ハズレ 1)

南側基礎

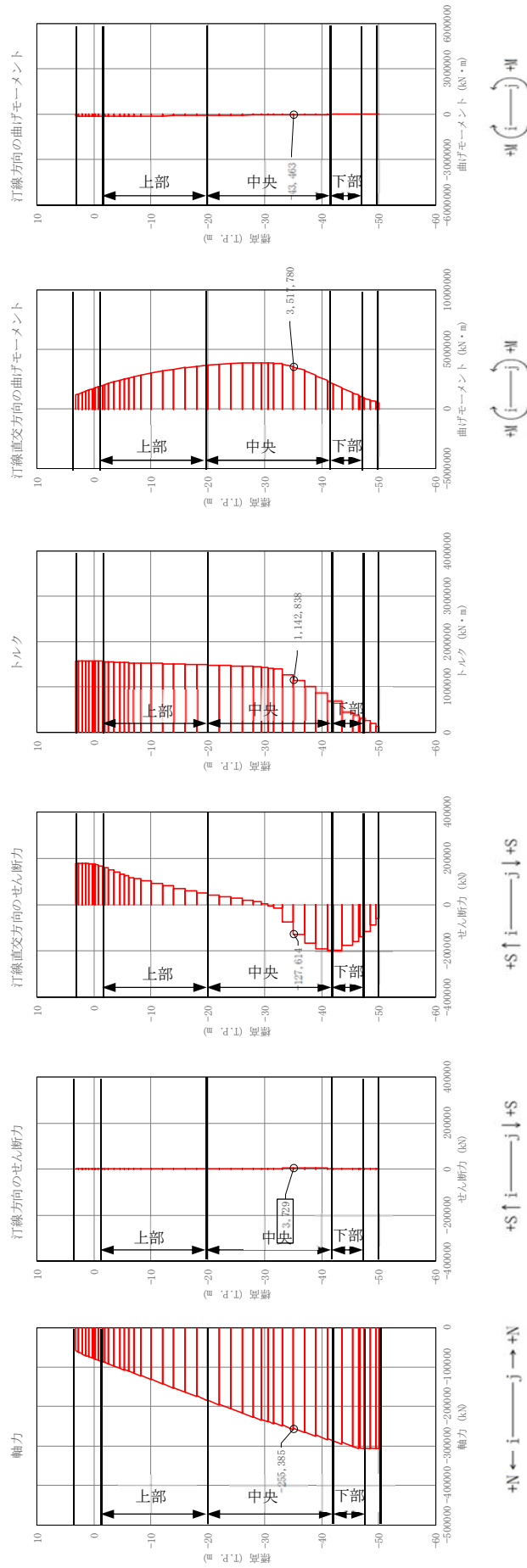


図 5.1-5 (13) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
 ①-①断面 (津波時：敷地に遡上する津波，南-中央，地盤バネ 2)

南側基礎

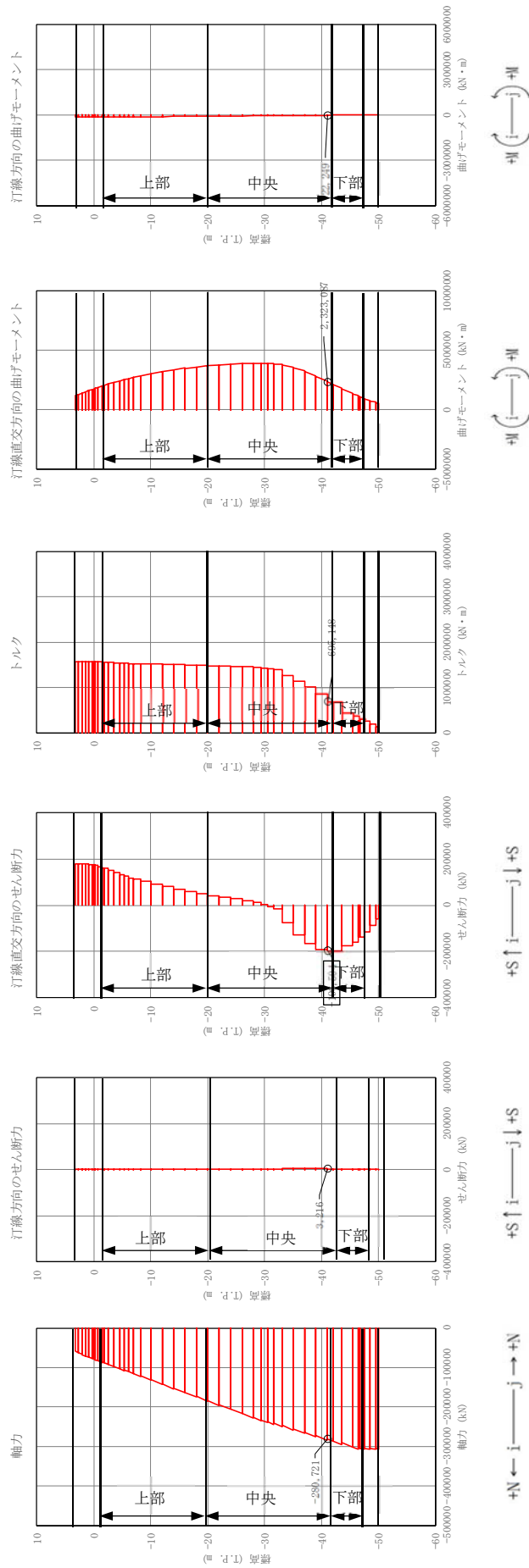


図 5.1-5 (14) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (津波時：敷地に遡上する津波，南-中央，地盤バネ 2)

北側基礎

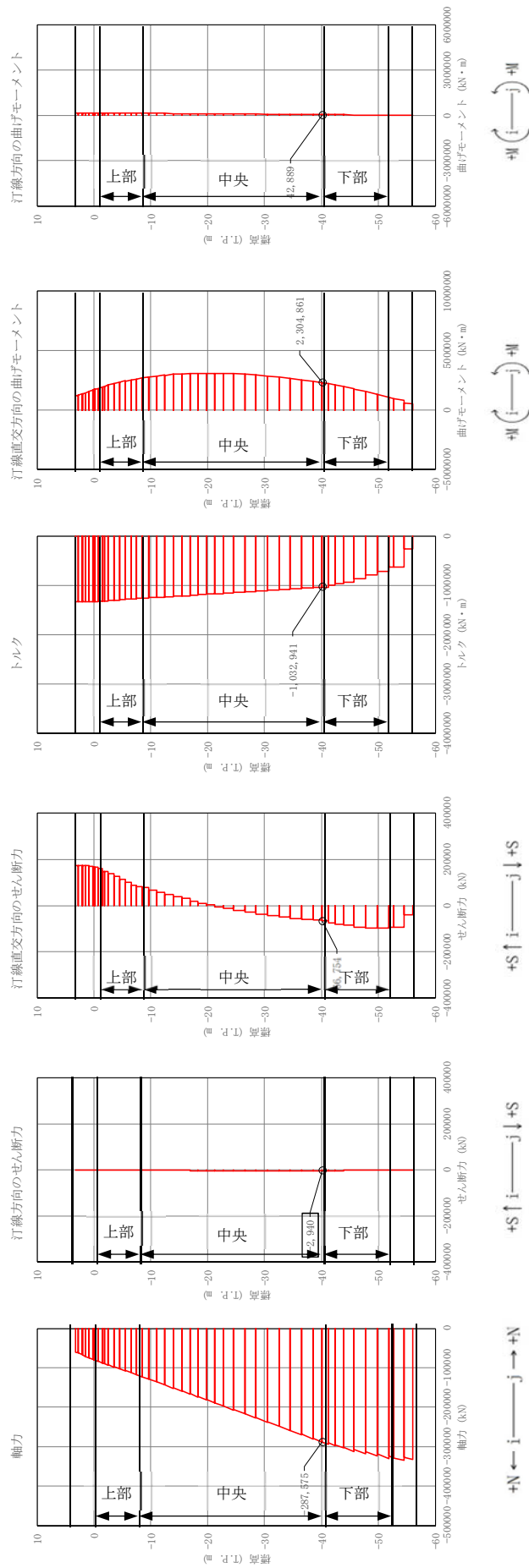


図 5.1-5 (15) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (津波時：敷地に遡上する津波，北-下部，地盤バネ2)

南側基礎

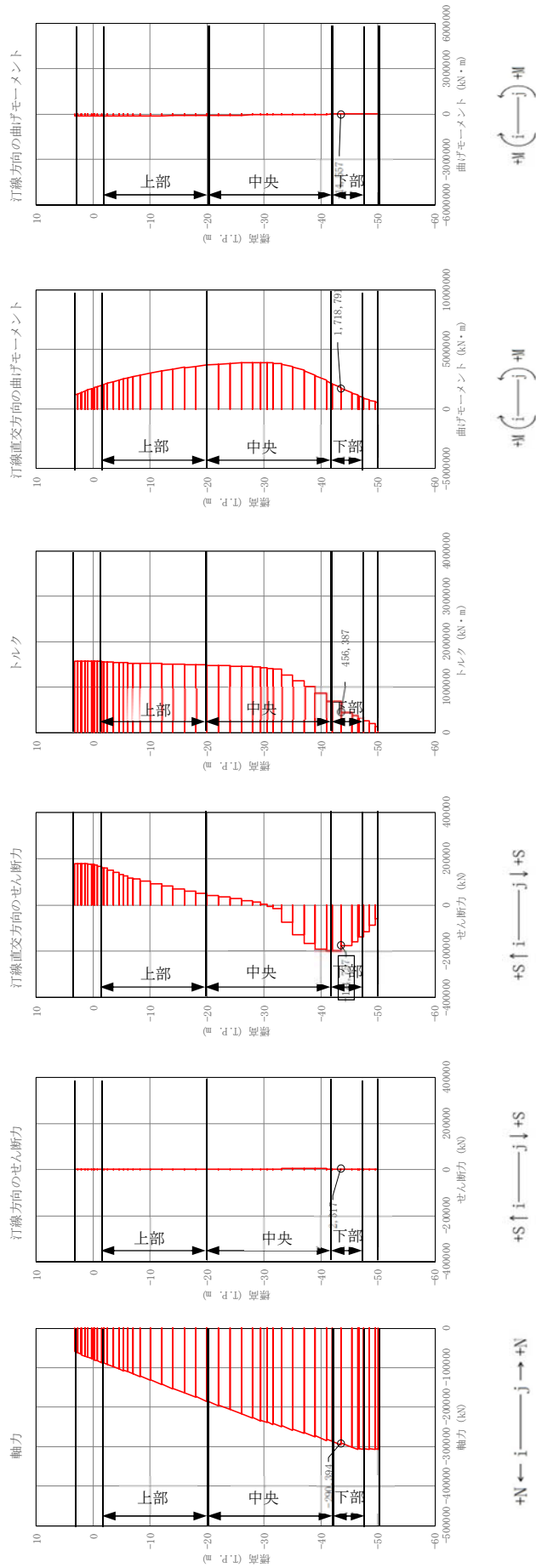


図 5.1-5 (16) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
 ③-③断面 (津波時：敷地に遡上する津波，南-下部，地盤ハズレ2)

(3) 概略配筋図

各部材の評価結果で決定された配筋を図 5.1-6 及び図 5.1-7 に、断面諸元一覧を表 5.1-4 及び表 5.1-5 に示す。

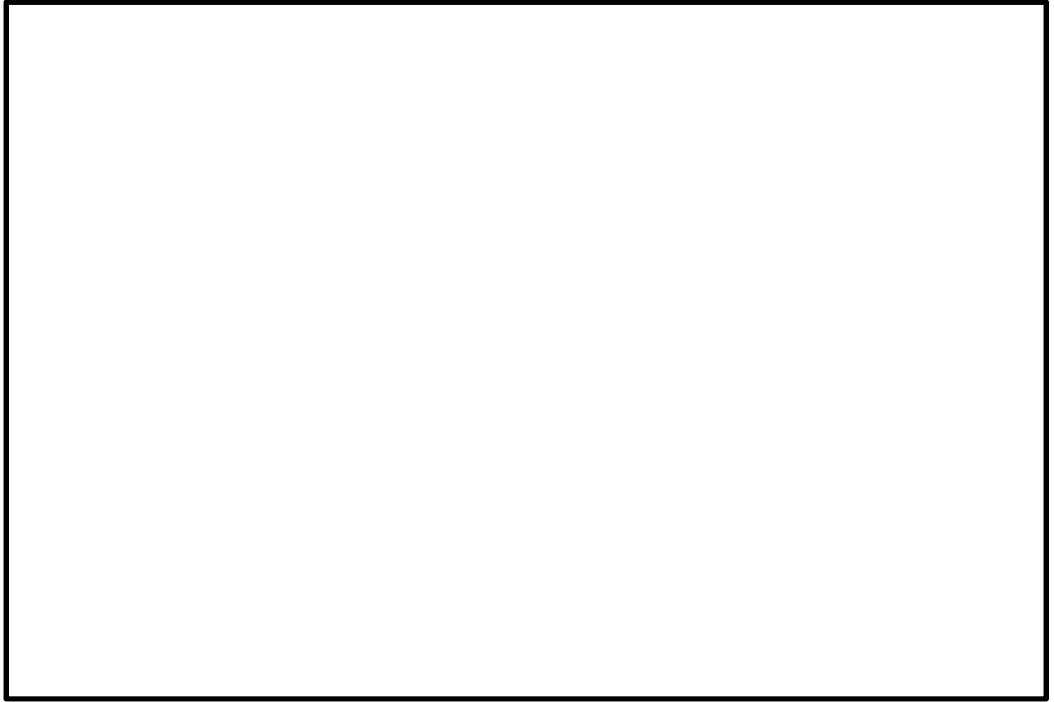


図 5.1-6 (1) 北基礎上部配筋要領図

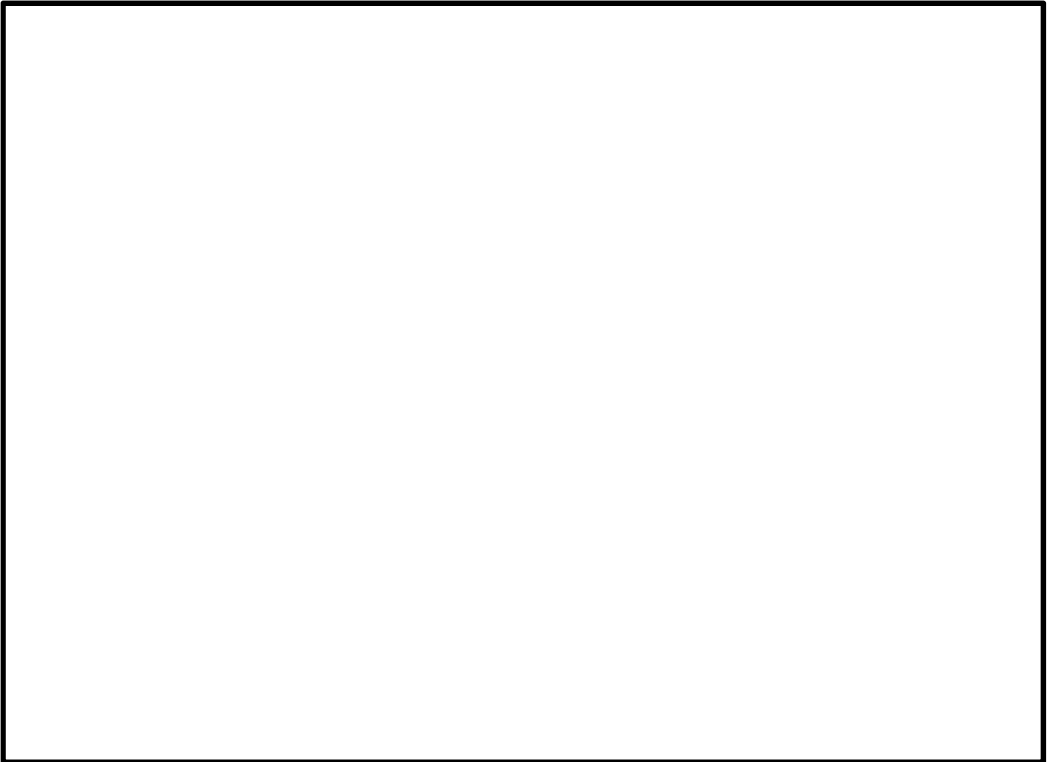


図 5.1-6 (2) 北基礎中央配筋要領図

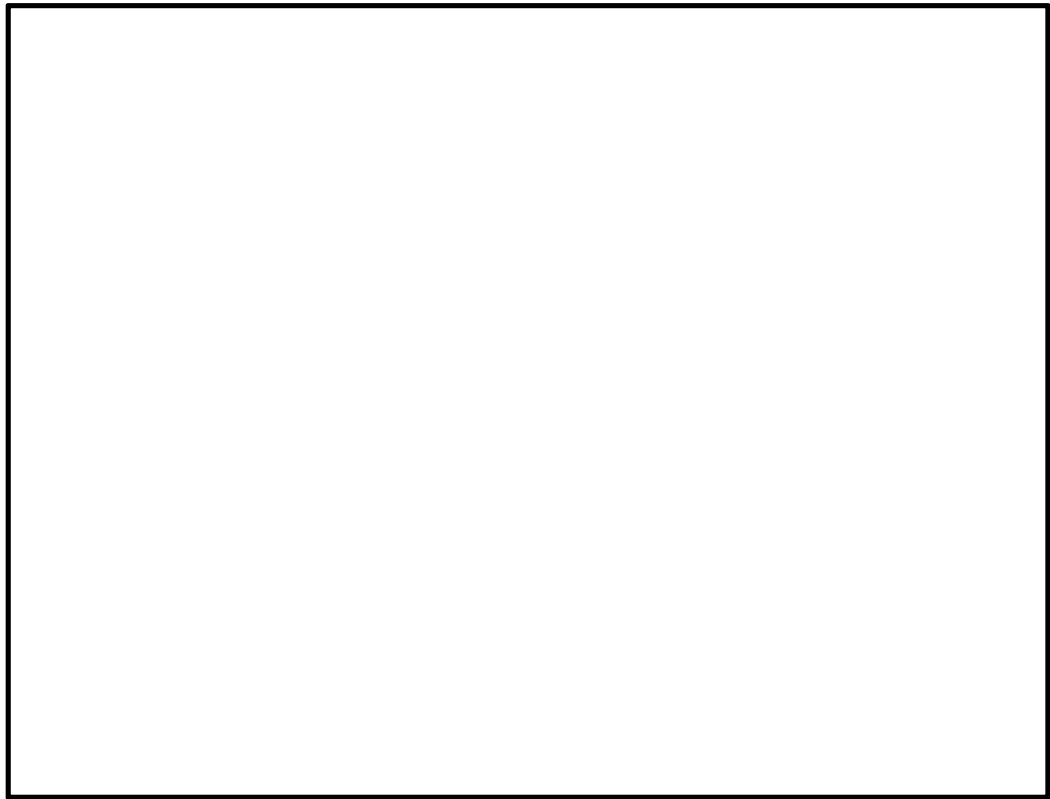


図 5.1-6 (3) 北基礎下部配筋要領図

表 5.1-4 断面諸元一覧 (北側基礎)

評価部位	断面性状		部位	評価位置	主鉄筋					せん断補強筋					
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)			鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	段数	箇所	1基当 り本数	断面積 Λ_s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 Λ_w (cm ²)	間隔 (cm)
地中連続壁 基礎	15.5	15.5	地中連続壁 (h=2.4m×2 =4.8m)	上部 ~下部	D51	15	2	2	696	14107.9	D38	2	2	45.6	30
				上部	D51	15	5	2	1300	26351.0	D38	5	2	114.0	30
			中実鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	中央	D51	15	3	2	804	16297.1	D38 (帯鉄筋)	3	2	68.4	30
				下部	D38 (スターラップ)	14	1	159.6	30						
					D38 (帯鉄筋)	2	2	45.6	30						
					D38 (スターラップ)	16	1	182.4	30						

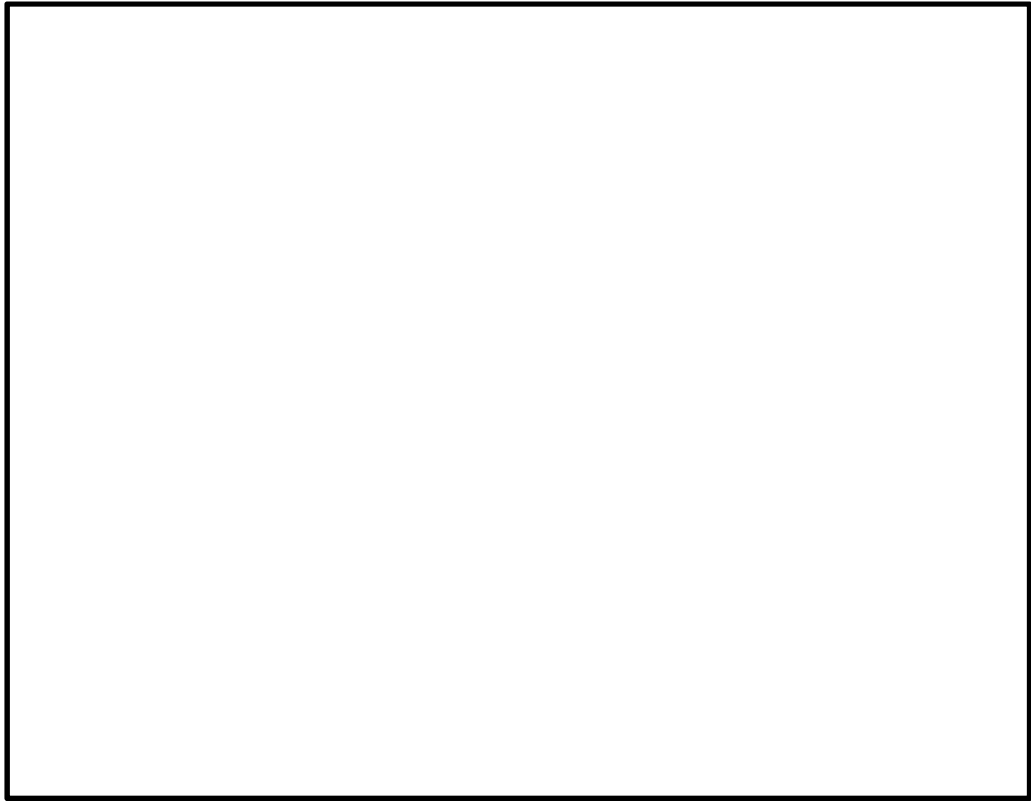


图 5.1-7 (1) 南基礎上部配筋要領図

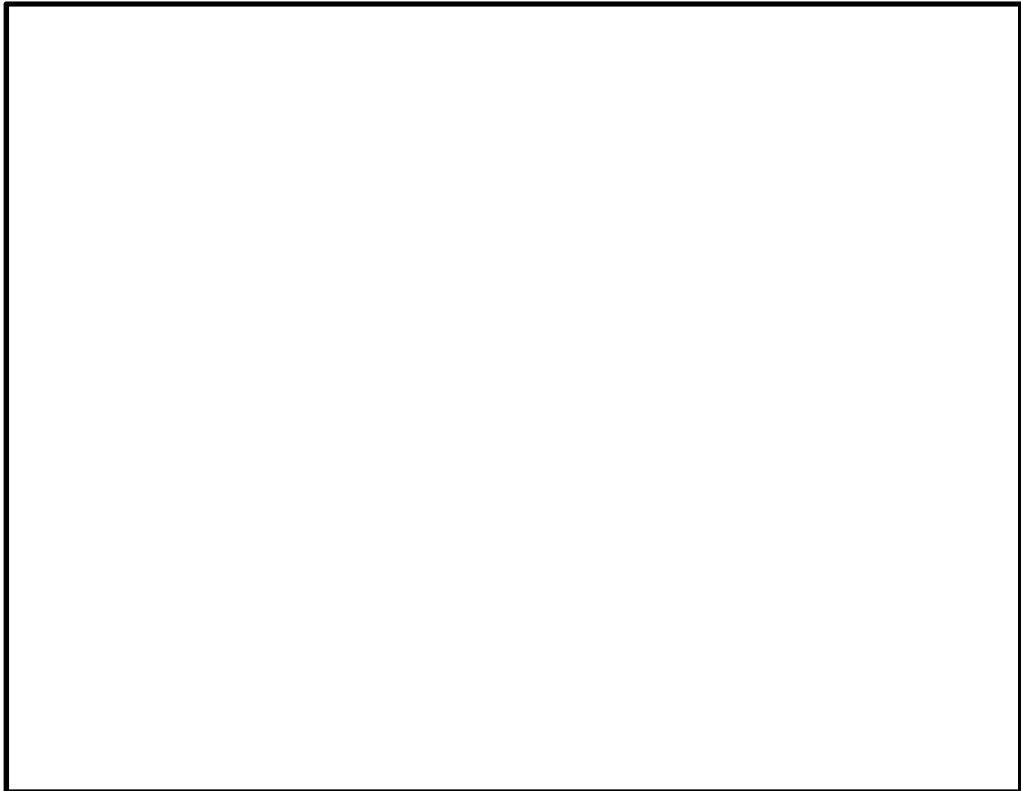


图 5.1-7 (2) 南基礎中央配筋要領図

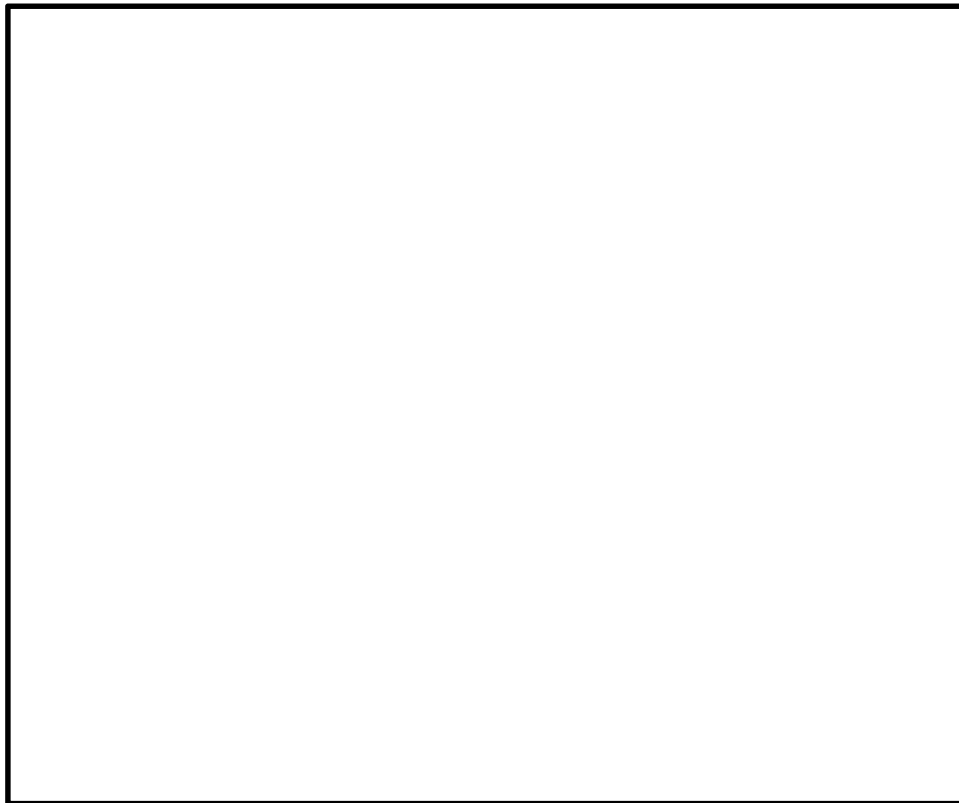


図 5.1-7 (3) 南基礎下部配筋要領図

表 5.1-5 断面諸元一覧 (南側基礎)

評価部位	断面性状		部位	評価位置	主鉄筋					せん断補強筋					
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)			鉄筋径 (mm)	間隔 (cm)	段数	箇所	1基当 り本数	断面積 A _s (cm ²)	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 A _w (cm ²)	間隔 (cm)
地中連続壁 基礎	15.5	15.5	地中連続壁 (h=2.4m×2 =4.8m)	上部 ~下部	D51	15	2	2	696	14107.9	D38	2	2	45.6	30
				上部	D51	15	5	2	1300	26351.0	D38	5	2	114.0	30
			中実鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	中央	D51	15	15	2	3300	66891.0	D38	15	2	342.0	30
				下部	D51	15	2	2	544	11026.9	D38 (帯鉄筋)	2	2	45.6	30
											D38 (スターラップ)	16	1	182.4	30

5.1.3 地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの一体化に対する評価結果

ジベル鉄筋の配置及びせん断力の照査結果を表 5.1-6 に示す。ジベル鉄筋の仕様及び配置図を図 5.1-8 に示す。

表 5.1-6 ジベル鉄筋の配置及びせん断力の照査結果

評価部位		ジベル鉄筋配置		発生せん断力 (kN/m)	短期許容 せん断力 (kN/m)	照査値
		水平方向	鉛直方向			
南基礎	上部	D29@300	D29@150	86499	149163	0.58
	中央	D29@150	D29@150	90132	290841	0.31
	下部	D29@300	D29@150	31693	116902	0.28
北基礎	上部	D29@300	D29@150	36610	82243	0.45
	中央	D29@150	D29@150	55468	221938	0.25
	下部	D29@300	D29@150	30905	87127	0.36

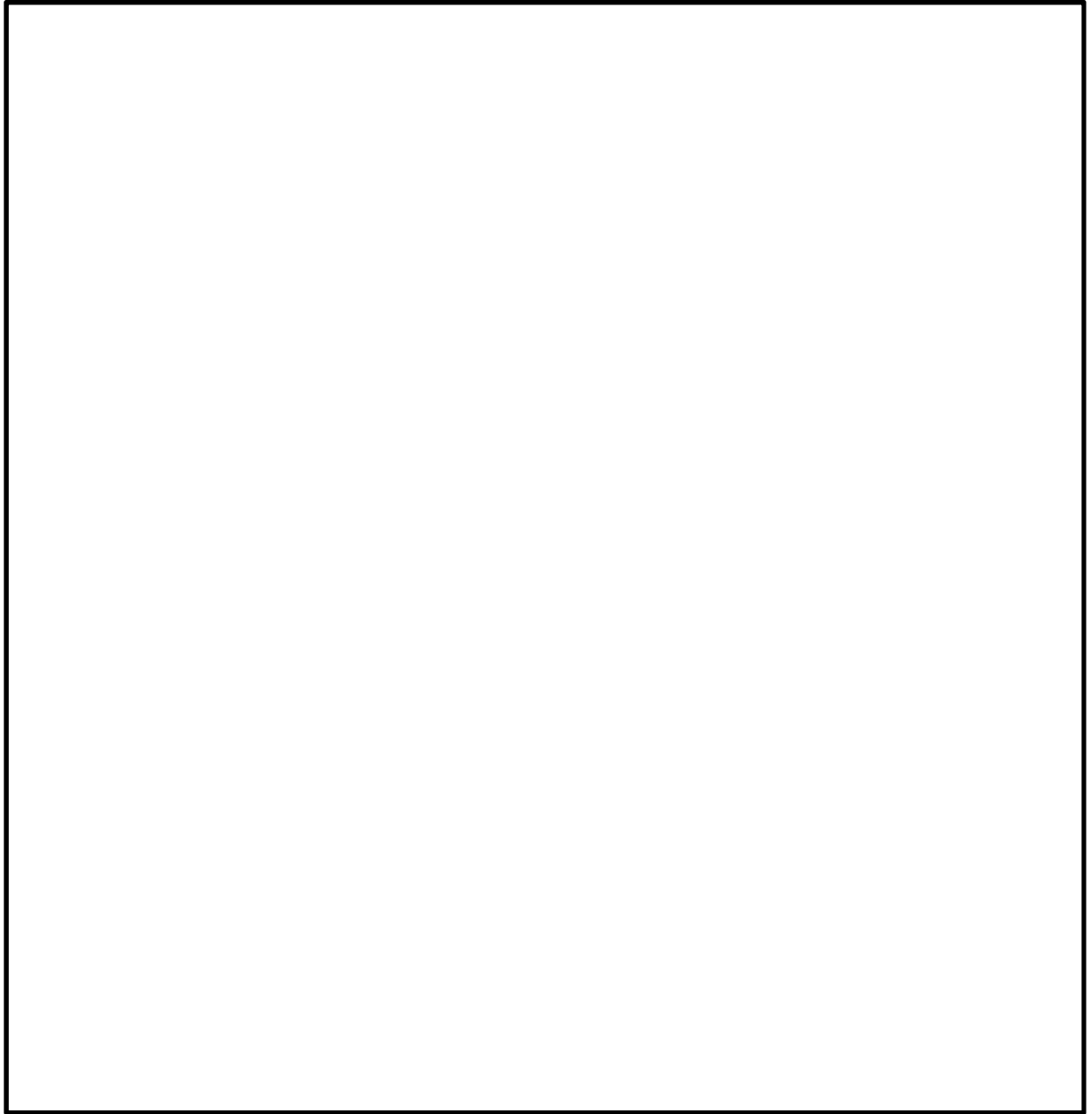


図 5.1-8 (1) ジベル鉄筋の仕様及び配置図 (南基礎上部・北基礎上部)

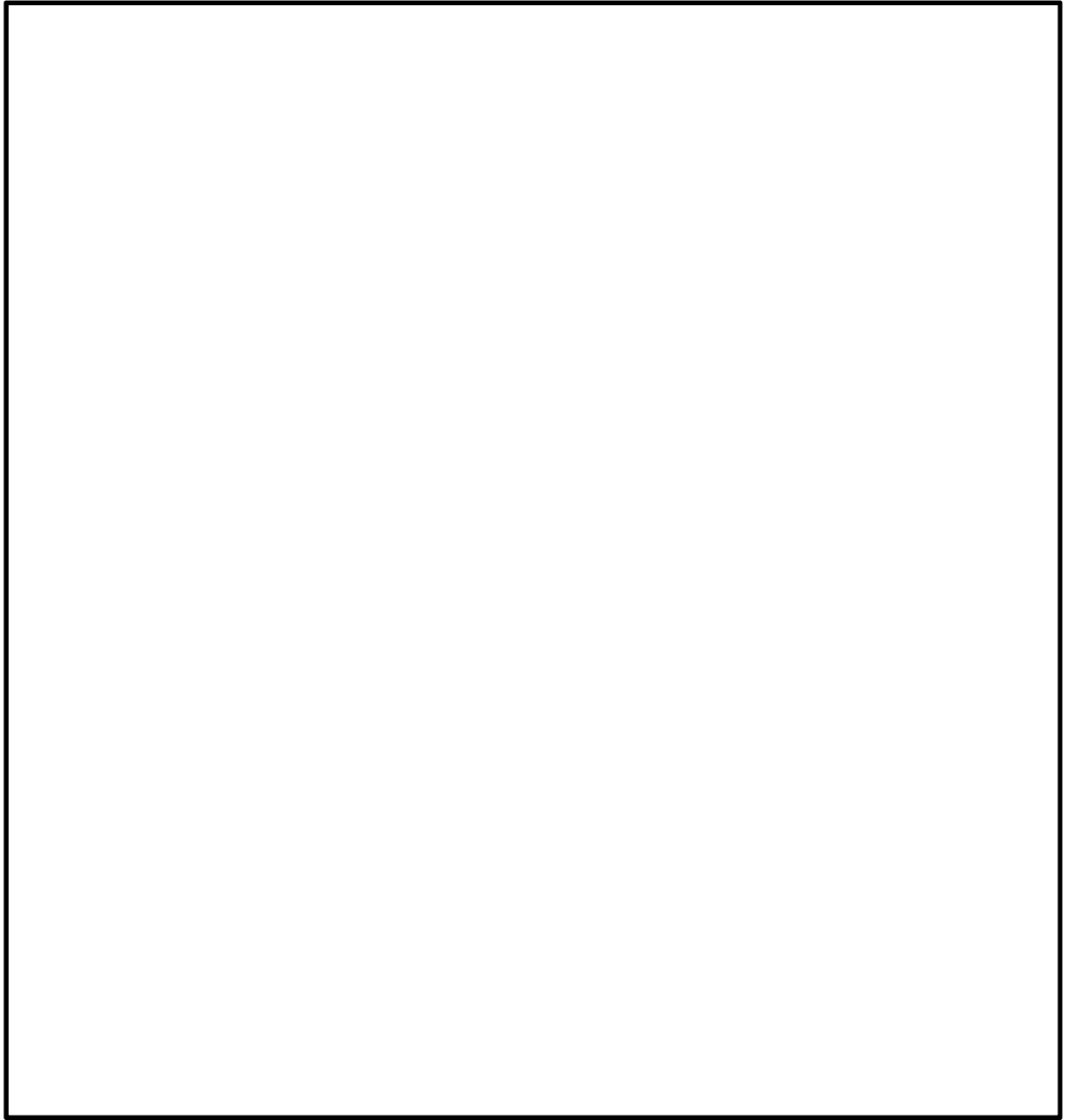


図 5.1-8 (2) ジベル鉄筋の仕様及び配置図 (南基礎中央)

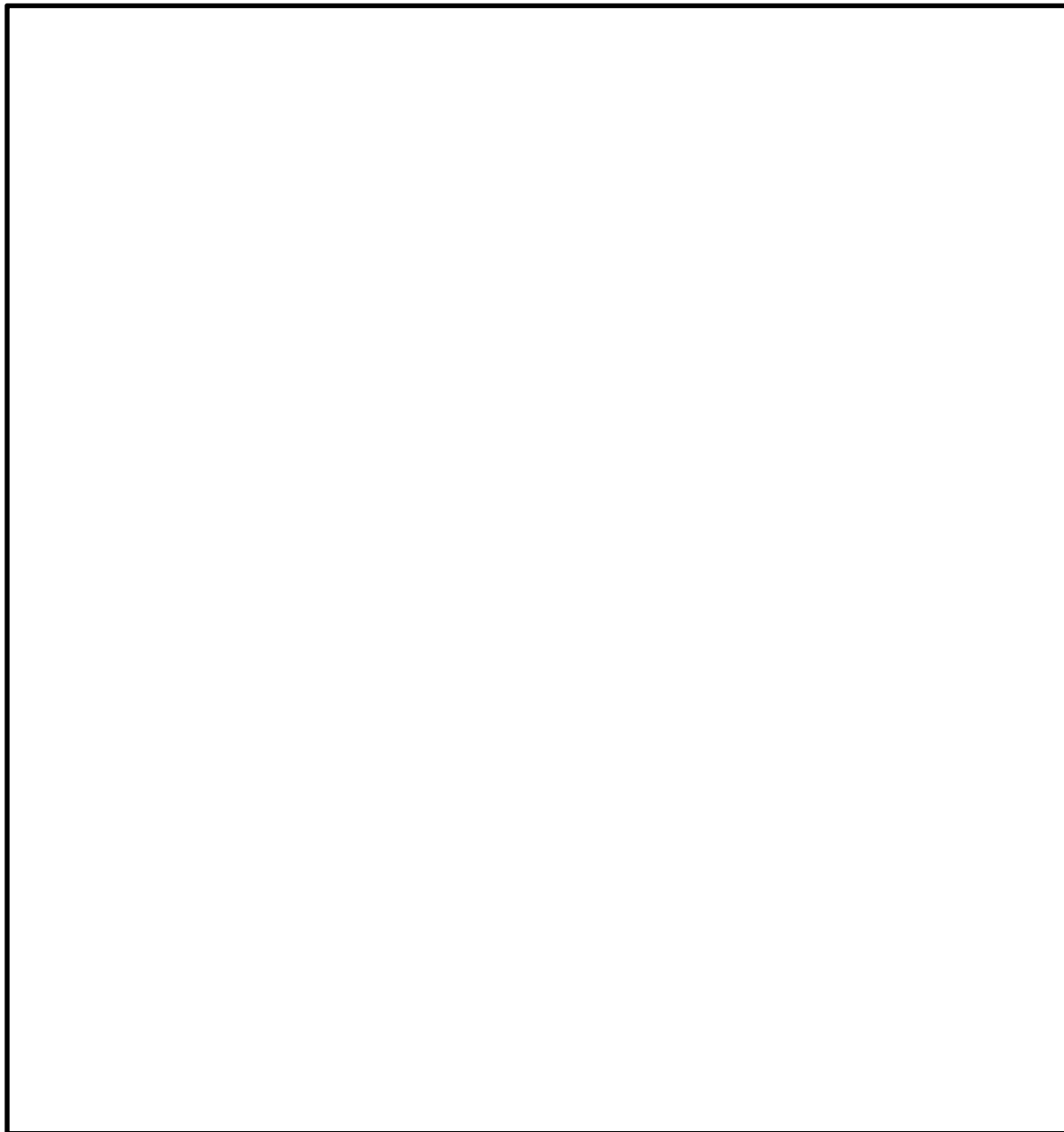


図 5.1-8 (3) ジベル鉄筋の仕様及び配置図 (北基礎中央)

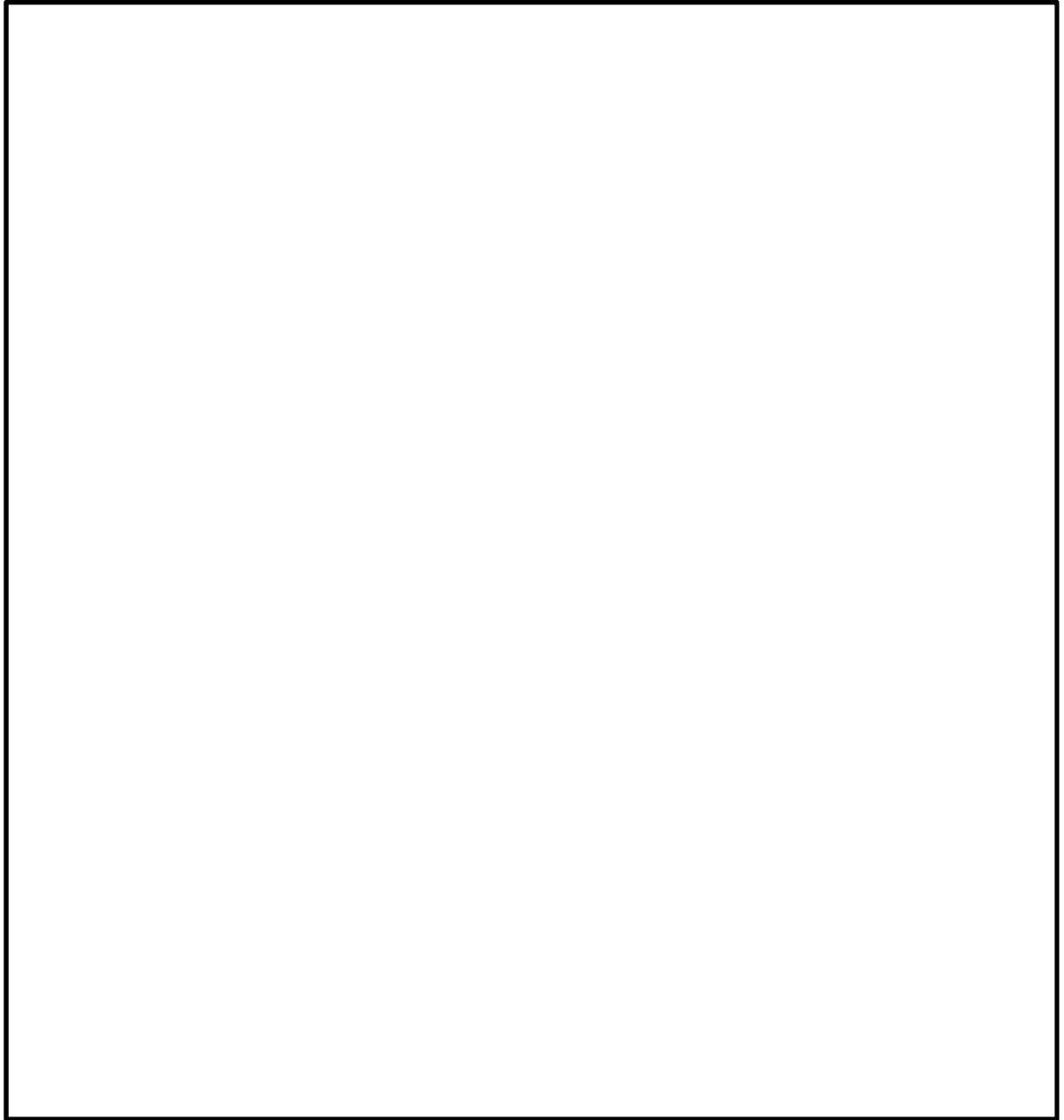


図 5.1-8 (4) ジベル鉄筋の仕様及び配置図 (南基礎下部・北基礎下部)

5.1.4 鋼製防護壁（上部構造）

津波時に発生する上部構造の評価は、地震時及び重畳時に包絡されると考えられるため、強度評価については重畳時のみ実施する。

5.1.5 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

津波時の止水ジョイント部の異種構造物間の相対変位量に対する照査結果を表 5.1-7 及び表 5.1-8 に示す。

津波時における止水ジョイント部の異種構造物間の相対変位量に対する照査を行った結果、止水ジョイント部の相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1-7 津波時相対変位量（天端）

	δ_x (m)	δ_y (m)	δ_z (m)	3成分 合成(m)	許容限界 (m)
地震時最終変位（鋼製防護壁）	0.031	0.240	0.014	/	/
地震時最終変位（鉄筋コンクリート防潮壁）	0.198	0.408	0.019		
津波時（鋼製防護壁）	0.002	0.217	0.005		
合計	0.231	0.865	0.038	0.896	2.0

表 5.1-8 津波時相対変位量（地表面）

	δ_x (m)	δ_y (m)	δ_z (m)	3成分 合成(m)	許容限界 (m)
地震時最終変位（鋼製防護壁）	0.031	0.240	0.014	/	/
地震時最終変位（鉄筋コンクリート防潮壁）	0.198	0.408	0.019		
津波時（鋼製防護壁）	0.000	0.149	0.005		
合計	0.229	0.797	0.038	0.896	2.0

5.2 重畳時の強度評価結果

5.2.1 地盤バネと1次元有効応力解析結果

(1) 北側基礎

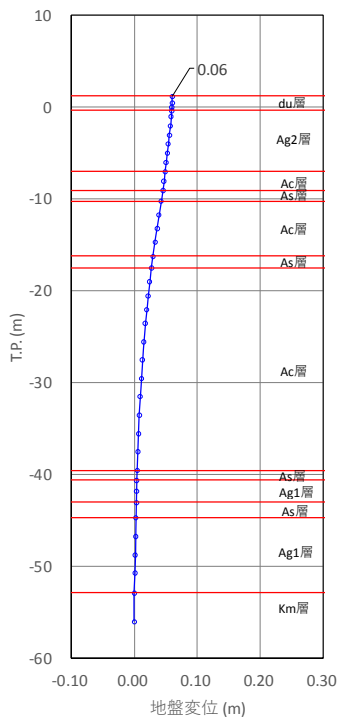
北側基礎における1次元有効応力解析結果から地表面水平最大加速度、地表面最大変位、最大せん断ひずみを表5.2-1に示す。

表 5.2-1 1次元有効応力解析結果（北側基礎）

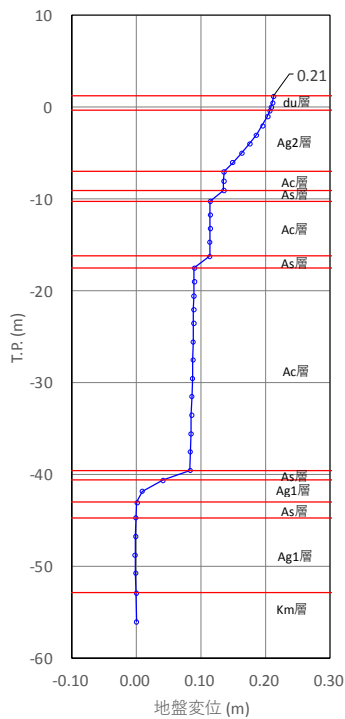
検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	127.01	128.97	135.67	82.35	189.20	191.15
地表面最大変位 (cm)	9.77	8.47	12.30	21.22	10.24	8.82
最大せん断ひずみ	3.83×10^{-2}	3.26×10^{-2}	3.92×10^{-2}	4.27×10^{-2}	3.46×10^{-3}	2.92×10^{-3}

表5.2-1より、地盤バネ3は地表面最大加速度が発生する⑥地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤バネ4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地盤バネ5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

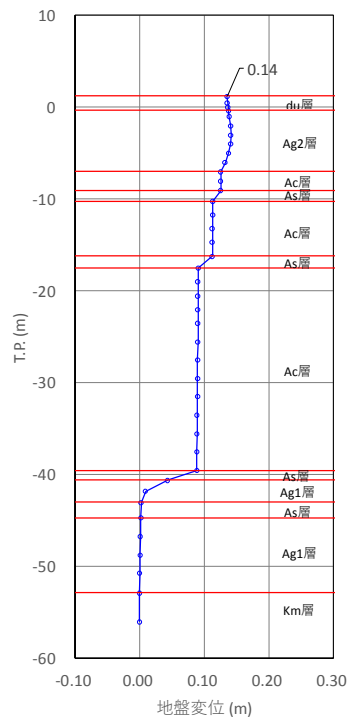
各地盤バネケースにおいて地中連続壁基礎に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図5.2-1及び図5.2-2に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図5.2-3に示す。



地盤バネ3



地盤バネ4



地盤バネ5

図 5.2-1 地盤バネケースの地盤変位分布図（北側基礎）

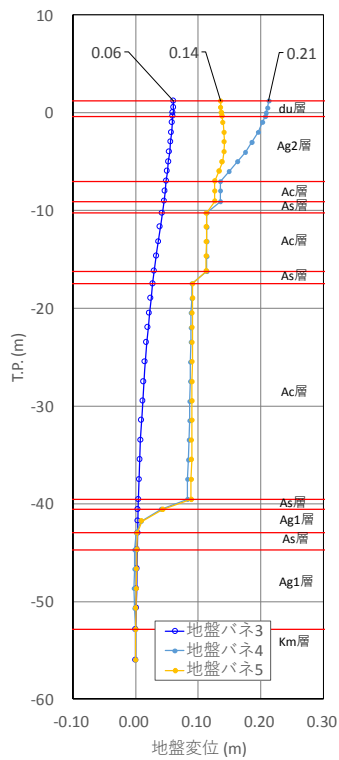


図 5.2-2 地盤バネケースの地盤変位比較図（北側基礎）

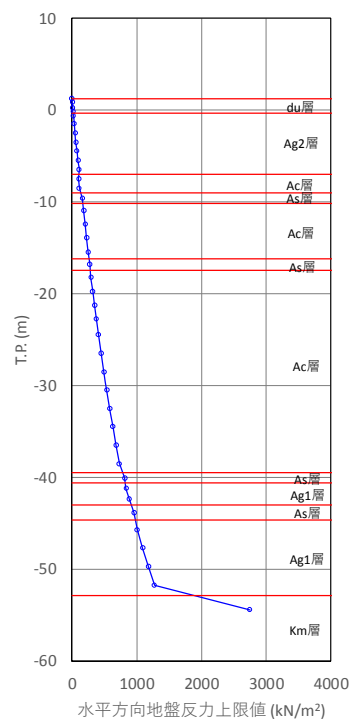
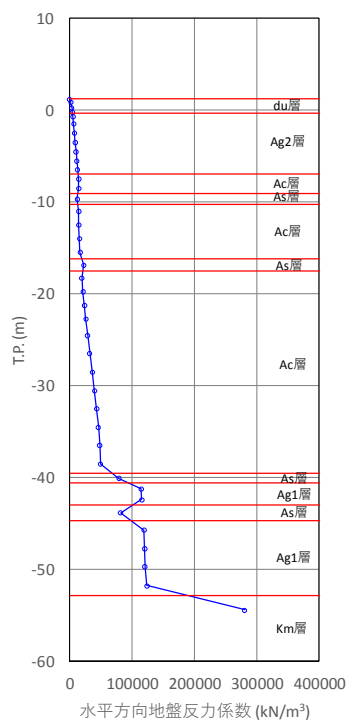


図 5.2-3 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (北側基礎：地盤パネ 3)

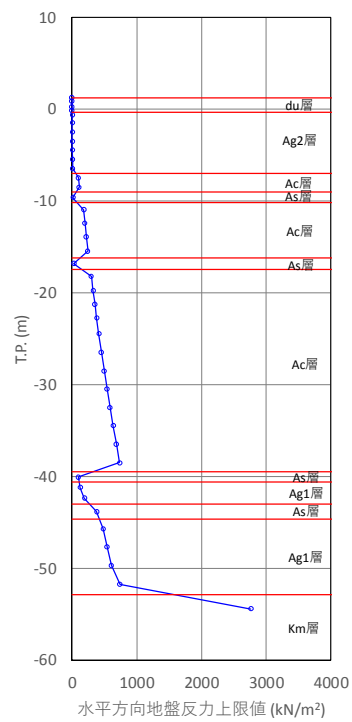
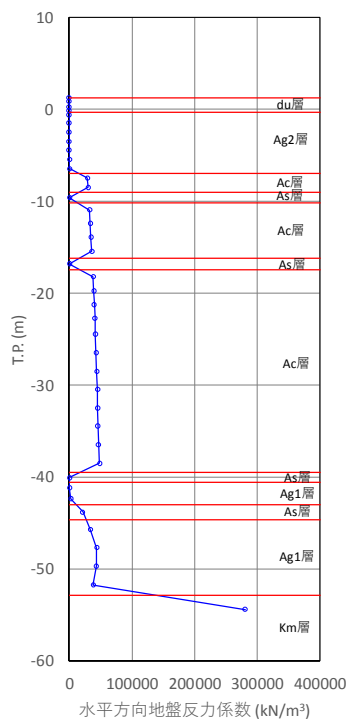


図 5.2-3 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (北側基礎：地盤パネ 4)

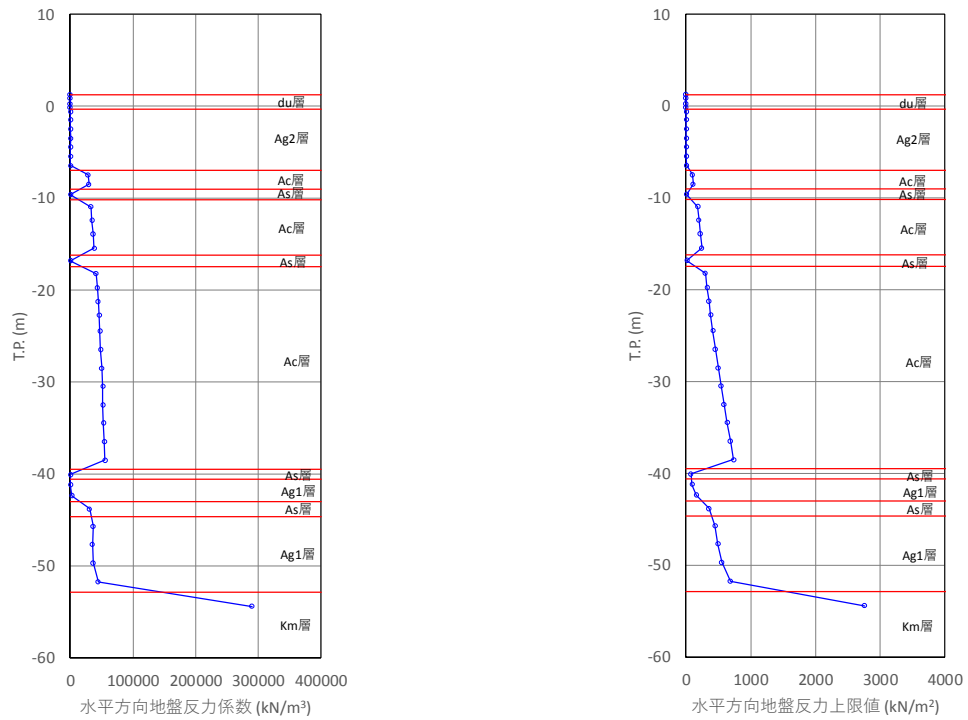


図 5.2-3 (3) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（北側基礎：地盤バネ 5）

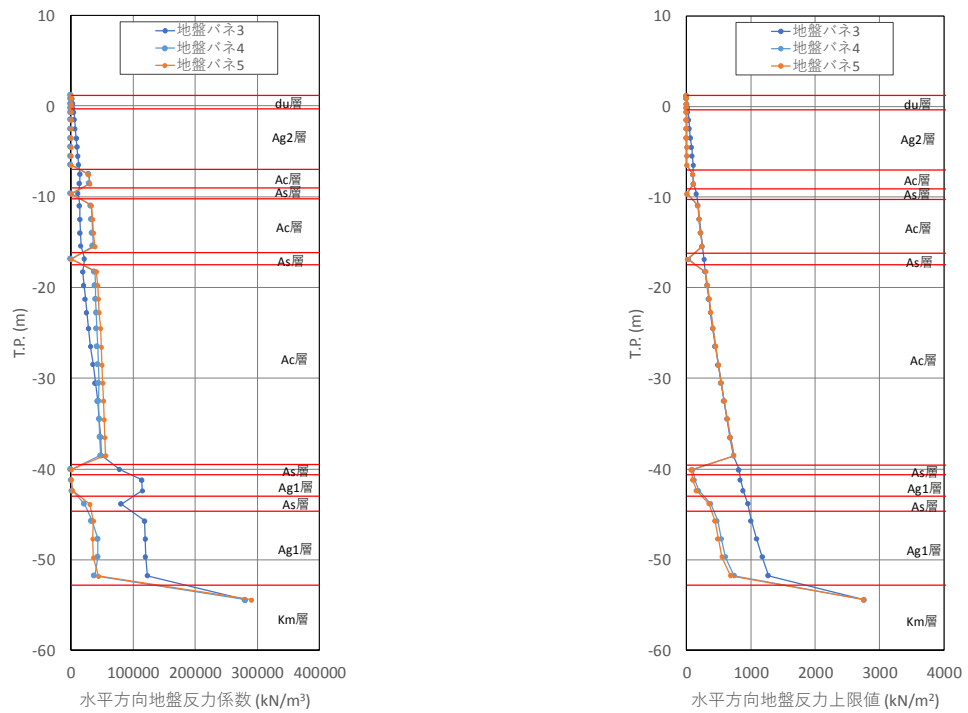


図 5.2-3 (4) 地盤バネ 3, 地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 の地盤変位比較図（北側基礎）

(2) 南側基礎

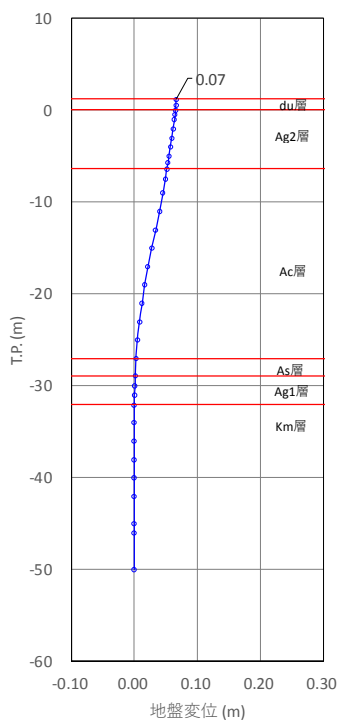
南側基礎における1次元有効応力解析結果から地表面水平最大加速度、地表面最大変位、最大せん断ひずみをまとめたものを表5.2-2に示す。

表5.2-2 1次元有効応力解析結果（南側基礎）

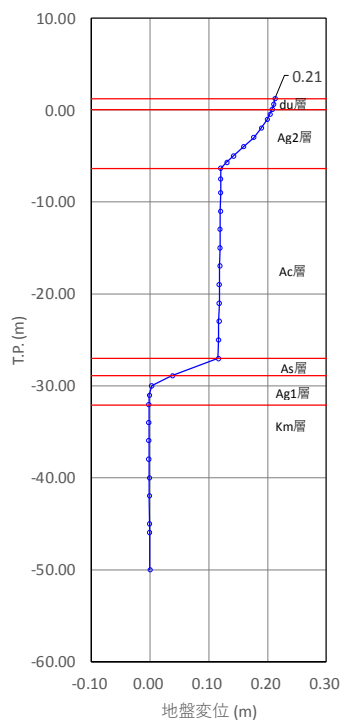
検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース (基本ケース)	② 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	193.47	163.82	195.14	86.26	215.61	219.92
地表面最大変位 (cm)	11.00	8.57	10.11	21.27	7.84	7.05
最大せん断ひずみ	4.17×10^{-2}	3.47×10^{-2}	3.76×10^{-2}	4.53×10^{-2}	3.52×10^{-3}	3.17×10^{-3}

表5.2-2より、地盤バネ3は地表面最大加速度が発生する⑥地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤バネ4は地表面最大変位が発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース、地盤バネ5は最大せん断ひずみが発生する④敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

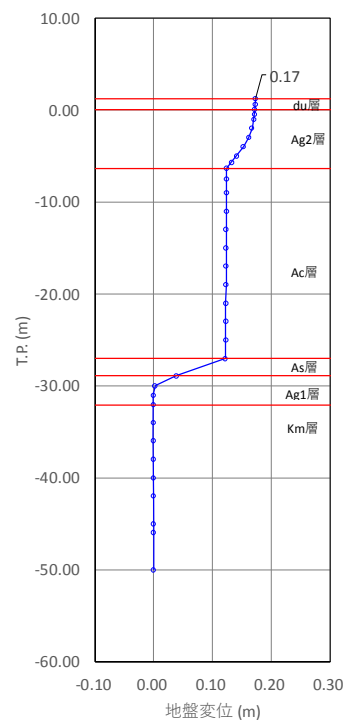
各地盤バネケースにおいて地中連続壁基礎に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図5.2-4及び図5.2-5に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図5.2-6に示す。



地盤バネ3



地盤バネ4



地盤バネ5

図 5.2-4 地盤バネケースの地盤変位分布図 (南側基礎)

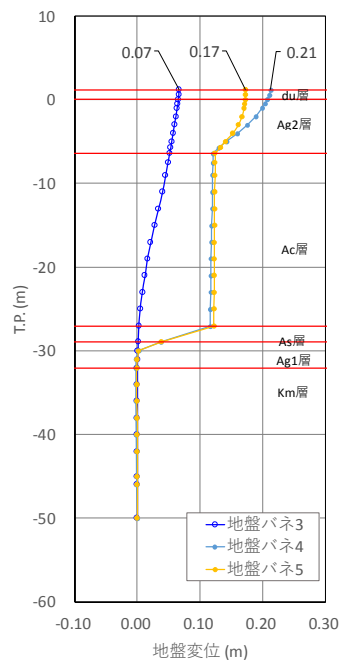


図 5.2-5 地盤バネケースの地盤変位比較図 (南側基礎)

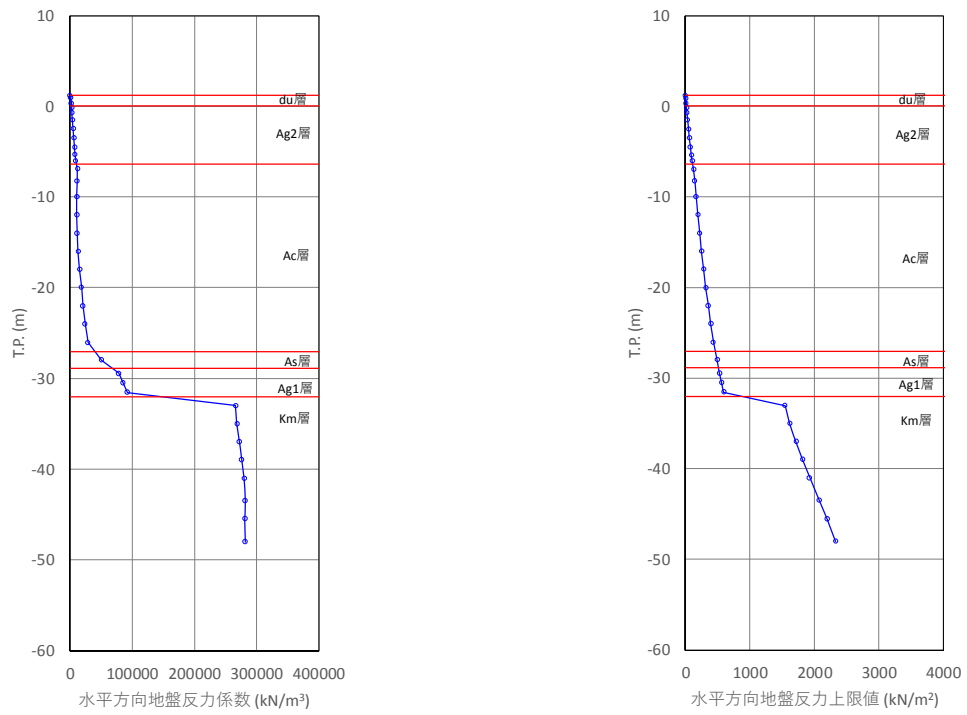


図 5.2-6 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (南側基礎：地盤パネ 3)

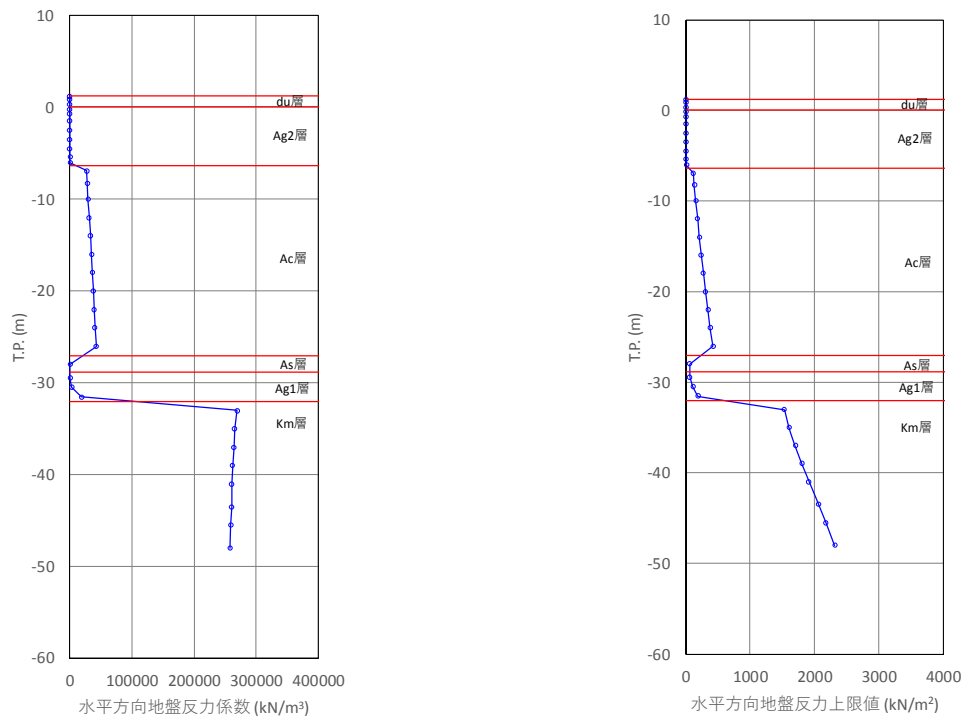


図 5.2-6 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (南側基礎：地盤パネ 4)

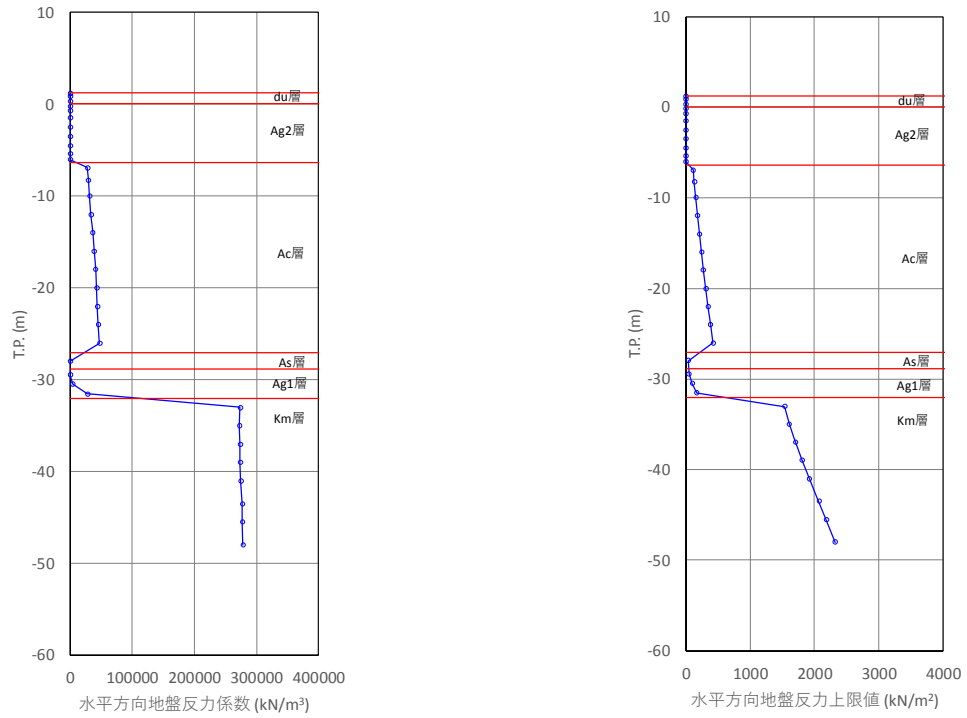


図 5.2-6 (3) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値 (南側基礎：地盤バネ 5)

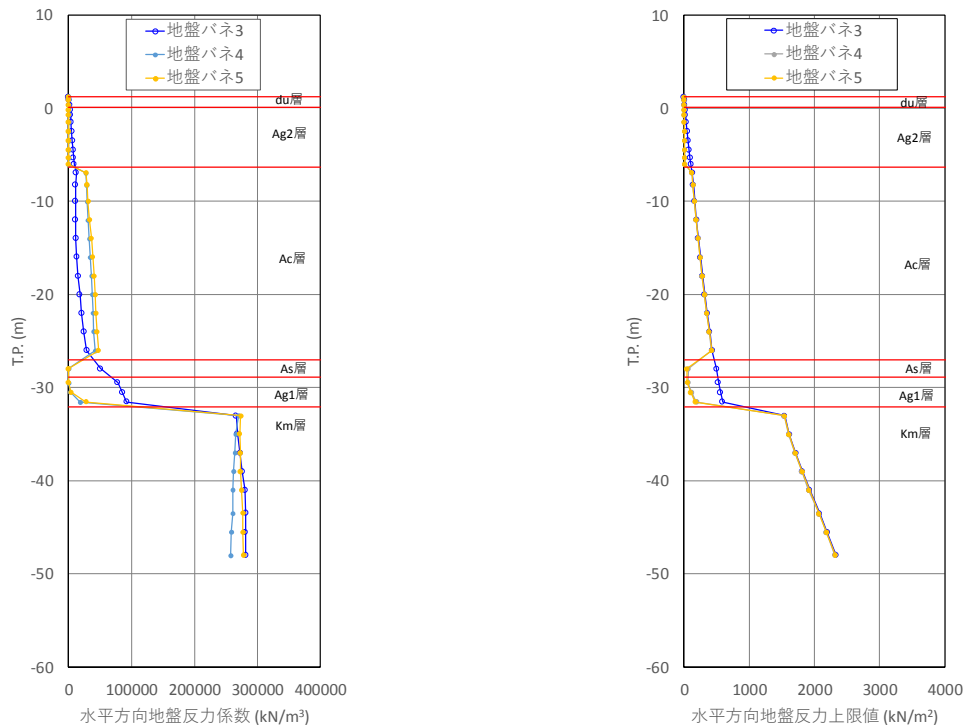


図 5.2-6 (4) 地盤バネ 3, 地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 の地盤変位比較図 (南側基礎)

各地盤バネケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、上記の地表面最大加速度発生時刻の地表面加速度から余震時の設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの設計震度を表 5.2-3 に示す。

表 5.2-3 各地盤ケースでの余震時の設計震度

	水平震度	鉛直震度
地盤バネ 3	0.23 (219.92 cm/s ²)	0.21 (199.05 cm/s ²)
地盤バネ 4	0.09 (86.26 cm/s ²)	0.21 (196.63 cm/s ²)
地盤バネ 5	0.09 (86.26 cm/s ²)	0.21 (196.63 cm/s ²)

上記の水平震度を用いて、次式により算出した鋼製防護壁天端及び設置地盤標高において算出した余震時の動水圧を表 5.2-4 及び表 5.2-5 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、

γ_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

K_h : 水平震度

h : 水深 (m)

z : 水面を 0 とし下向きにとった座標 (m)

表 5.2-4 余震時の動水圧 (基準津波時)

	防護壁 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防護壁 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+20.0	+17.9	+1.20	0.0	33.9
地盤バネ 4				0.0	13.3
地盤バネ 5				0.0	13.3

表 5.2-5 余震時の動水圧 (敷地に遡上する津波時)

	防護壁 天端高 (T.P.)	入力津波 高さ (T.P.)	設置地盤 標高 (T.P.)	防護壁 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+20.0	+24.0	+1.20	19.4	46.3
地盤バネ 4				7.6	18.1
地盤バネ 5				7.6	18.1

5.2.2 地中連続壁基礎（下部構造）

(1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表 5.2-6 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 5.2-7 にそれぞれ示す。また、評価位置を図 5.2-7 に、断面力の分布を図 5.2-8、図 5.2-9 に示す。

地中連続壁基礎における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの曲げ圧縮応力度と鉄筋の曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、地中連続壁基礎の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

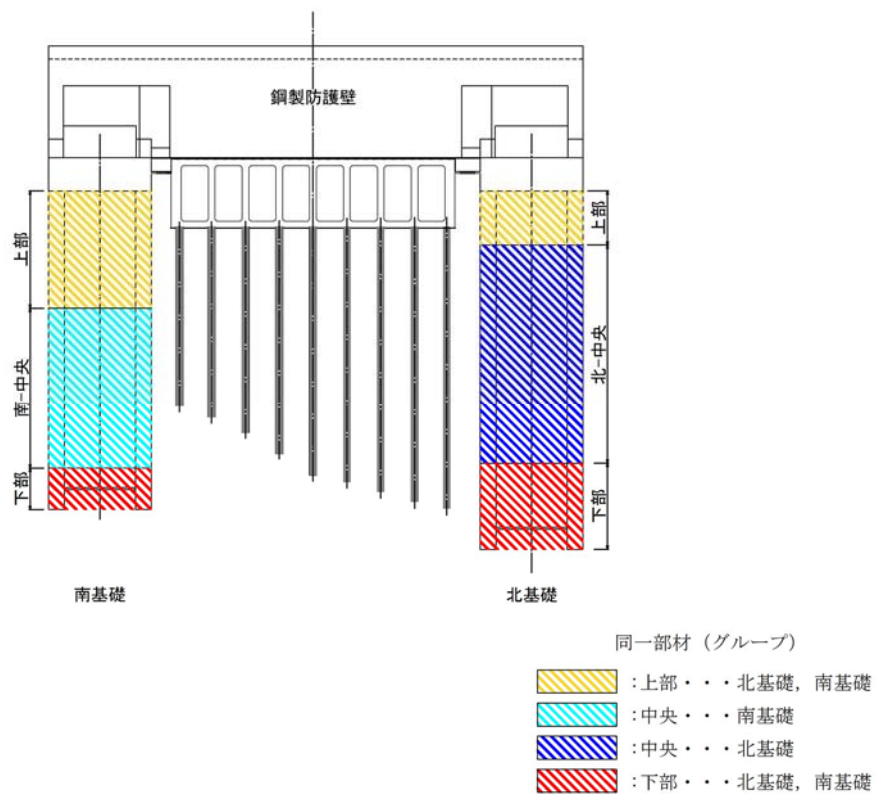


図 5.2-7 評価位置図

表 5.2-6 (1) コンクリートの曲げ軸力に対する照査 (基準津波時)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋) ^{*2}	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{ca}	備考
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm) ^{*1}		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	3128745	-160047	9.5	21	0.46	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-1220939					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	3891589	-244953	9.5	21	0.46	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	255193					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	3563349	-234592	10.7	21	0.51	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	2276656					
北-下部	②-②断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	3272978	-250130	8.7	21	0.42	北側連壁 ○	
	①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	350488						
地盤 パネ 4	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	3080859	-145962	10.9	21	0.52	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-1817805					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	2982293	-229818	12.8	21	0.62	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	2214589					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	3735922	-238561	14.5	21	0.69	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	4161946					
南-下部	③-③断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	1430995	-246959	8.5	21	0.41	南側連壁	
	①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	2064434						
地盤 パネ 5	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	3088075	-177067	10.9	21	0.52	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	1848155					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	3026622	-229423	13.1	21	0.63	北側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	2264383					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	3693993	-237493	14.5	21	0.70	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	4228787					
南-下部	③-③断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	1430135	-249921	8.6	21	0.42	南側連壁	
	①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	2116003						

注記 *1: 有効高は地中連続壁基礎、中実鉄筋コンクリートを合成した構造物として算出した高さを示す。

*2: 鉄筋仕様は地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートでそれぞれ配筋する引張鉄筋の合計段数を示す。

*3: 評価位置は図 5.2-7 に示す。

表 5.2-6 (2) コンクリートの曲げ軸力に対する照査（敷地に遡上する津波時）

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋) ^{*2}	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{ca}	備考
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm) ^{*1}		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	6146103	-203012	14.1	28	0.51	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-557857					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	6389299	-229695	15.2	28	0.55	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	320858					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	6019996	-224851	15.1	28	0.54	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	-2326358					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	5564303	-262963	14.3	28	0.52	北側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	374565					
地盤 パネ 4	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	5402192	-182388	15.8	28	0.57	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	1823948					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	4886072	-253451	17.4	28	0.63	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	2215743					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	6846574	-243294	20.1	28	0.72	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	4168189					
	南-下部	③-③断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	2833707	-266615	12.3	28	0.44	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	2067180					
地盤 パネ 5	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	5398959	-182084	15.8	28	0.57	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	1857238					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	4927495	-252851	17.6	28	0.63	北側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	2269559					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	6839599	-242108	20.2	28	0.73	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	4235114					
	南-下部	③-③断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	2854585	-270213	12.5	28	0.45	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	2118354					

注記 *1：有効高は地中連続壁基礎，中実鉄筋コンクリートを合成した構造物として算出した高さを示す。

*2：鉄筋仕様は地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートでそれぞれ配筋する引張鉄筋の合計段数を示す。

*3：評価位置は図 5.2-7 に示す。

表 5.2-7 (1) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査 (基準津波時)

検討ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋) ^{*2}	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}	備考
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm) ^{*1}		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	3877889	-165260	226.4	435	0.53	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-518279					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	3897261	-201961	245.8	435	0.57	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	224110					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	4884459	-223462	202.0	435	0.47	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	-915976					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	3272978	-250130	204.8	435	0.48	北側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	350488					
地盤 パネ 4	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	3080859	-145962	236.5	435	0.55	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-1817805					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	2952928	-176888	276.3	435	0.64	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	-2144647					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	3729849	-207949	266.5	435	0.62	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	-4074517					
	南-下部	③-③断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	1429329	-232615	153.6	435	0.36	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	-1997851					
地盤 パネ 5	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	3063041	-145166	236.7	435	0.55	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-1840666					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	2996436	-176482	283.0	435	0.66	北側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	-2198040					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	3689466	-206326	267.5	435	0.62	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	-4131276					
	南-下部	③-③断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	1430895	-234851	156.6	435	0.37	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	-2044517					

注記 *1: 有効高は地中連続壁基礎、中実鉄筋コンクリートを合成した構造物として算出した高さを示す。

*2: 鉄筋仕様は地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートでそれぞれ配筋する引張鉄筋の合計段数を示す。

*3: 評価位置は図 5.2-7 に示す。

表 5.2-7 (2) 鉄筋の曲げ軸力に対する照査 (敷地に遡上する津波時)

検討 ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋) ^{*2}	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}	備考
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm) ^{*1}		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	6151483	-171637	376.0	478.5	0.79	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-554331					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	6412679	-255807	445.0	478.5	0.93	北側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	290545					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	7508146	-229805	314.9	478.5	0.66	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	-949154					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	5564303	-262963	411.4	478.5	0.86	北側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	374565					
地盤 パネ 4	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	5376811	-150841	384.6	478.5	0.81	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-1830606					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	4890700	-199373	412.6	478.5	0.87	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	-2041144					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	6840236	-212532	391.8	478.5	0.82	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	-4086501					
	南-下部	③-③断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	3584905	-249154	254.4	478.5	0.54	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	-794102					
地盤 パネ 5	南-上部	③-③断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	5373564	-150026	385.7	478.5	0.81	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13116	D51@150 (7段)	-1853625					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	4902339	-199149	418.9	478.5	0.88	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13392	D51@150 (5段)	-2142545					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	6834818	-210795	393.9	478.5	0.83	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	12180	D51@150 (17段)	-4142814					
	南-下部	②-②断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	3867289	-274732	275.9	478.5	0.58	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13578	D51@150 (4段)	-942835					

注記 *1: 有効高は地中連続壁基礎、中実鉄筋コンクリートを合成した構造物として算出した高さを示す。

*2: 鉄筋仕様は地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートでそれぞれ配筋する引張鉄筋の合計段数を示す。

*3: 評価位置は図 5.2-7 に示す。

南側基礎

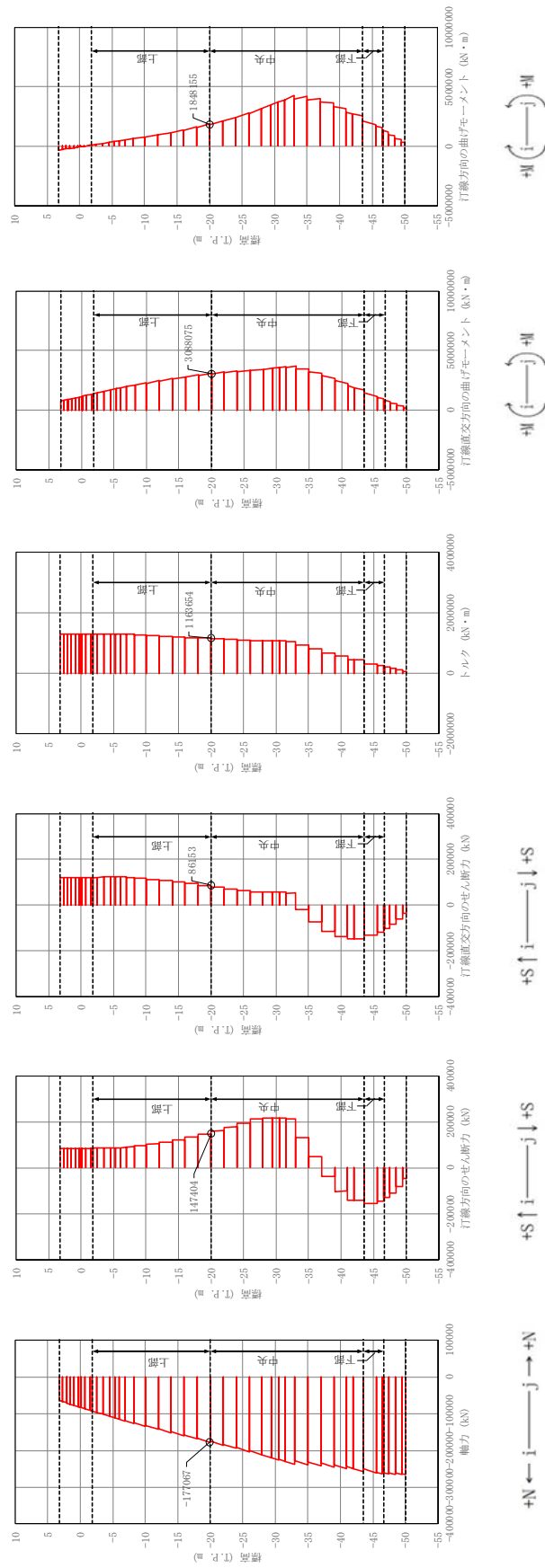


図 5.2-8 (1) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重畳時: 基準津波, 上部, 地盤バネ 5)

北側基礎

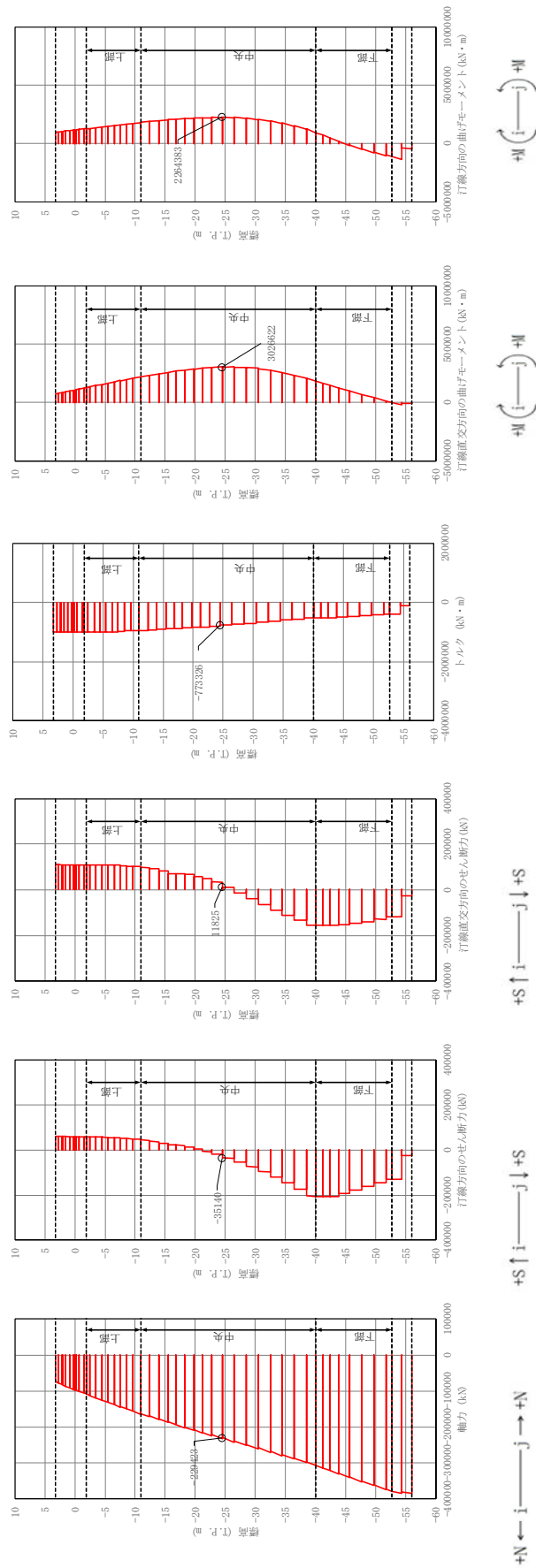


図 5.2-8 (2) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (重畳時: 基準津波, 北-中央, 地盤バネ 5)

南側基礎

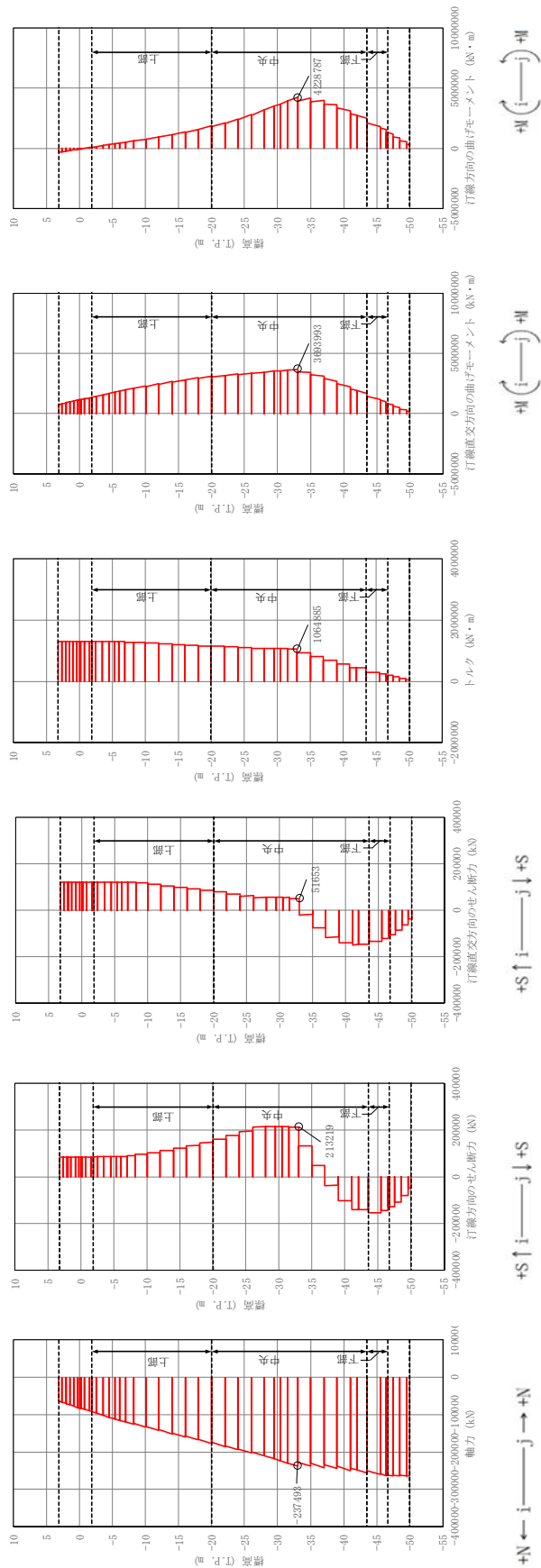


図 5.2-8 (3) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重畳時: 基準津波, 南-中央, 地盤バネ5)

北側基礎

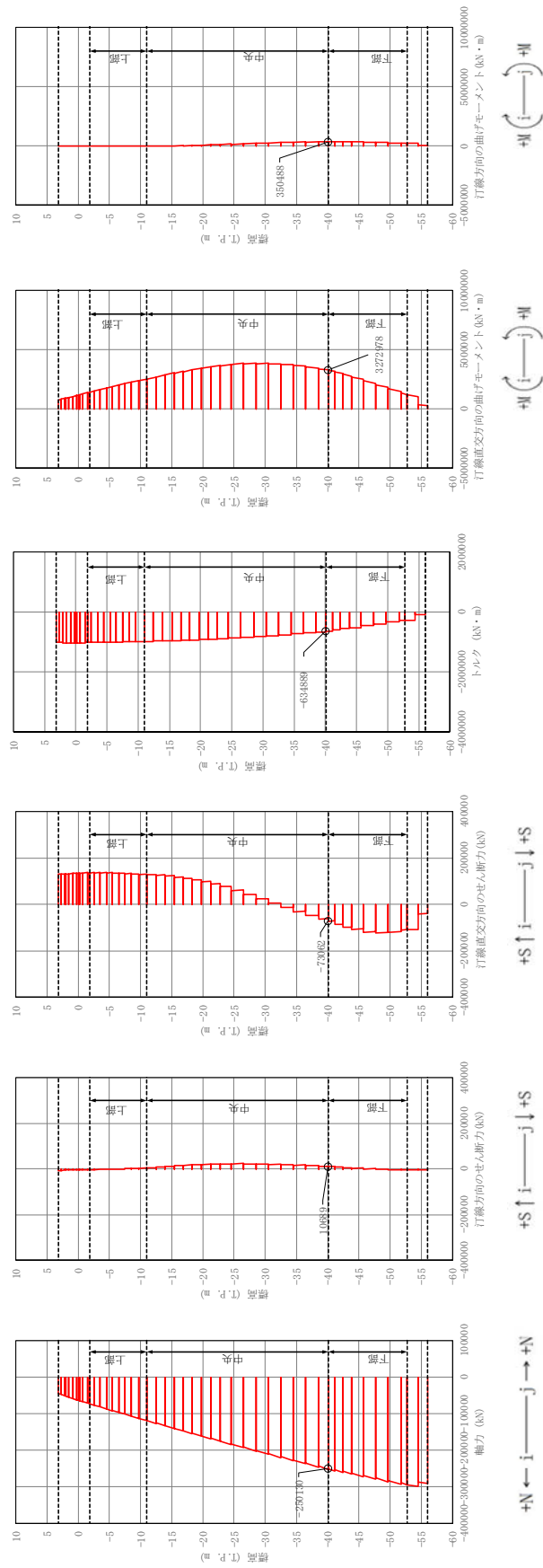


図 5.2-8 (4) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
 ①-①断面, ②-②断面 (重畳時: 基準津波, 下部, 地盤バネ 3)