

東海第二発電所	設計及び工事計画審査資料
資 料 番 号	補足-29 改 0
提 出 年 月 日	2024 年 4 月 23 日

東海第二発電所

設計及び工事計画に係る補足説明資料

(防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に係る補足説明)

2024 年 4 月

日本原子力発電株式会社

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	27
3. 現地施工状況等の反映について	29
3.1 要旨	29
3.2 強度計算に反映する構造変更について	29
3.3 各構造変更の強度計算における反映箇所について	43
4. 強度評価方法	51
4.1 記号の定義	51
4.2 評価対象断面及び部位	53
4.2.1 評価対象断面	53
4.2.2 評価対象部位	53
4.3 荷重及び荷重の組合せ	57
4.3.1 荷重	57
4.3.2 荷重の組合せ	59
4.4 許容限界	63
4.5 評価方法	69
4.5.1 津波時及び重畳時の解析手法	69
4.5.2 地盤沈下の考慮	70
4.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）	71
4.5.4 解析モデル及び諸元（重畳時）	87
4.6 評価方法	108
4.6.1 津波時	108
4.6.2 重畳時	110
5. 評価条件	117
6. 評価結果	127
6.1 津波時の強度評価結果	127
6.1.1 地盤バネ	127
6.1.2 地中連続壁基礎（下部構造）	131
6.1.3 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	189
6.1.4 鋼製防護壁（上部構造）	193
6.1.5 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果	193

6.2 重畳時の強度評価結果	194
6.2.1 地盤バネと1次元有効応力解析結果	194
6.2.2 地中連続壁基礎（下部構造）	203
6.2.3 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	261
6.2.4 鋼製防護壁（上部構造）	265
6.2.5 鋼製防護壁（接合部）	286
6.2.6 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	295
6.2.7 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果	310
6.3 まとめ	311
 (参考1) 地中連続壁と中実鉄筋コンクリートの境界部に発生するせん断力について	313

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-3-別添 1-1 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来襲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。

本資料では、平成 30 年 10 月 18 日付け原規規発第 1810181 号にて認可された工事計画の補足説明資料「6.1.1.2 鋼製防護壁の強度計算書に関する補足説明」の内容に対し、「3. 現地施工状況等の反映について」に示す構造変更の内容を反映した再設計の結果を掲載している。

2. 基本方針

鋼製防護壁の検討対象断面位置は、添付書類「VI-3-別添 1-1 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。

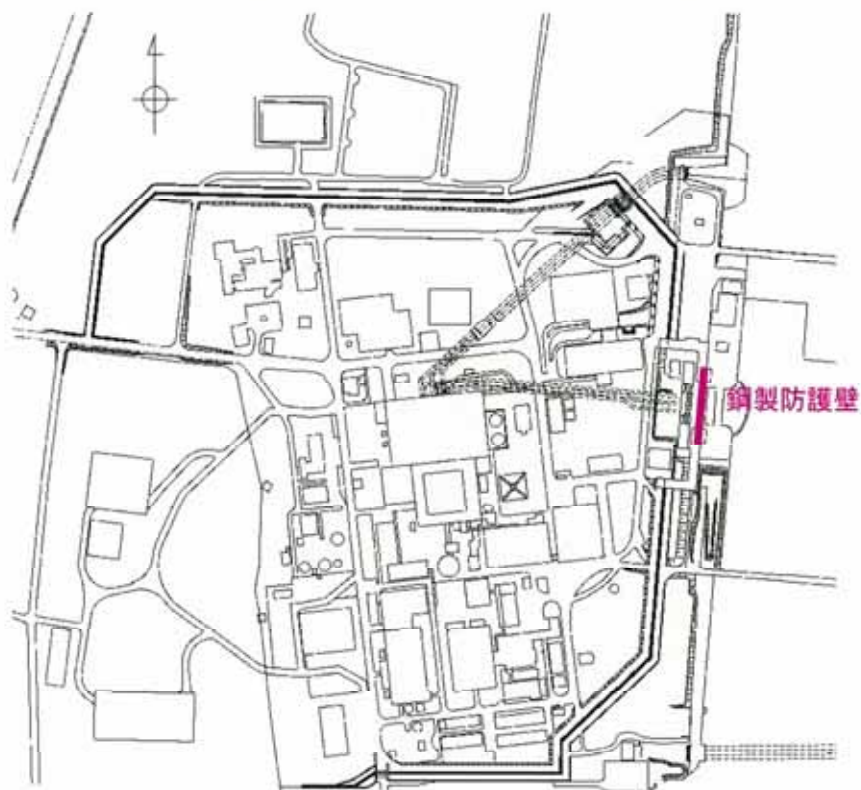


図 2.1-1 鋼製防護壁位置図

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平成 30 年 10 月 18 日付け原規規発第 1810181 号にて認可された工事計画の補足説明資料「6.1.3 止水機構に関する補足説明」による。

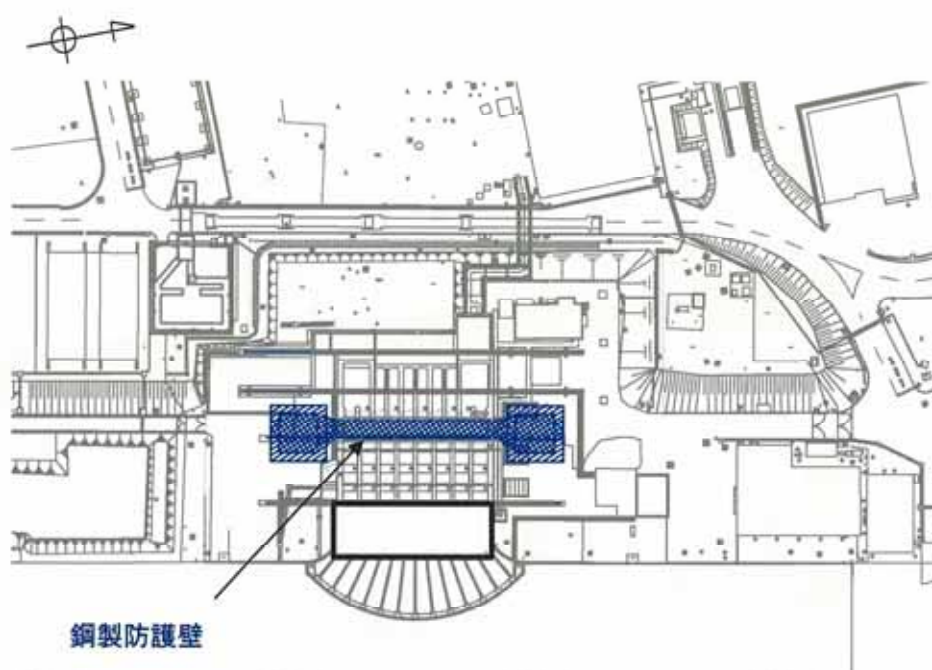


図 2.2-1 鋼製防護壁の検討対象位置平面図

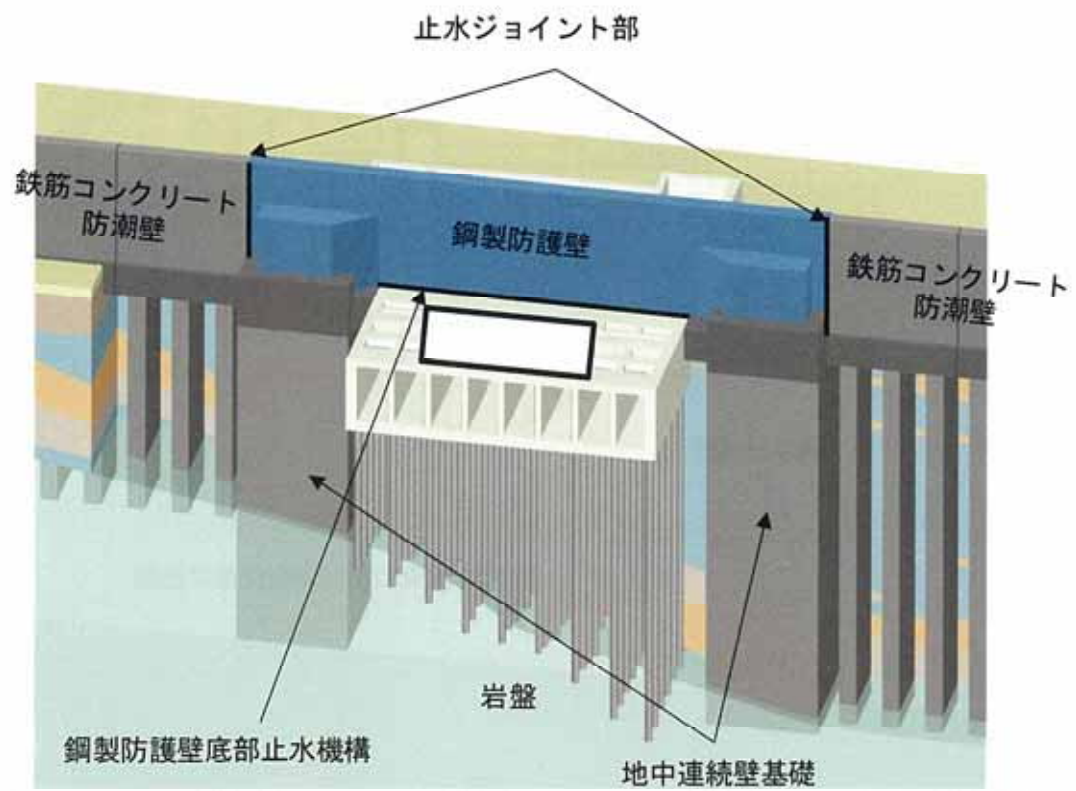


図 2.2-2 鋼製防護壁の構造概要図

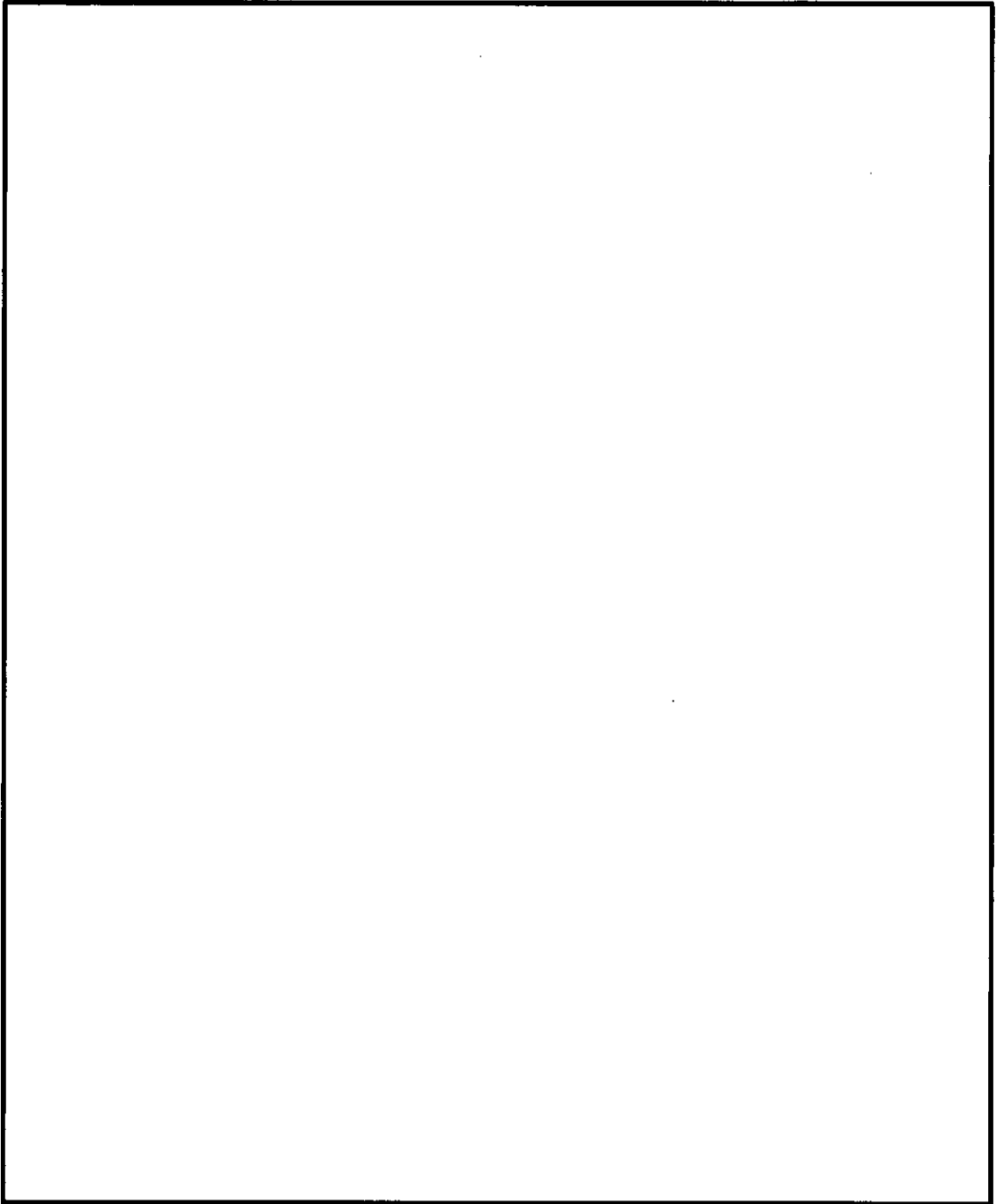


図 2.2-3 鋼製防護壁の構造図

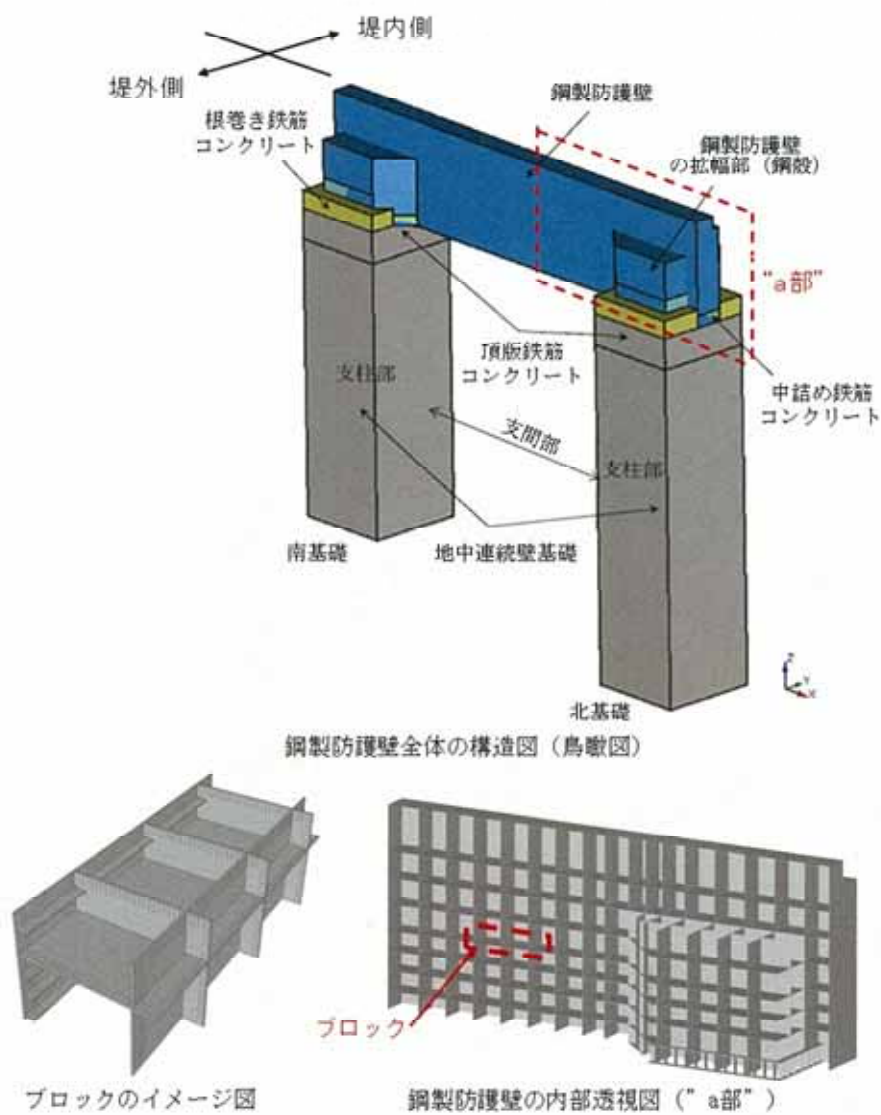


図 2.2-4 鋼製防護壁全体の構造概要図

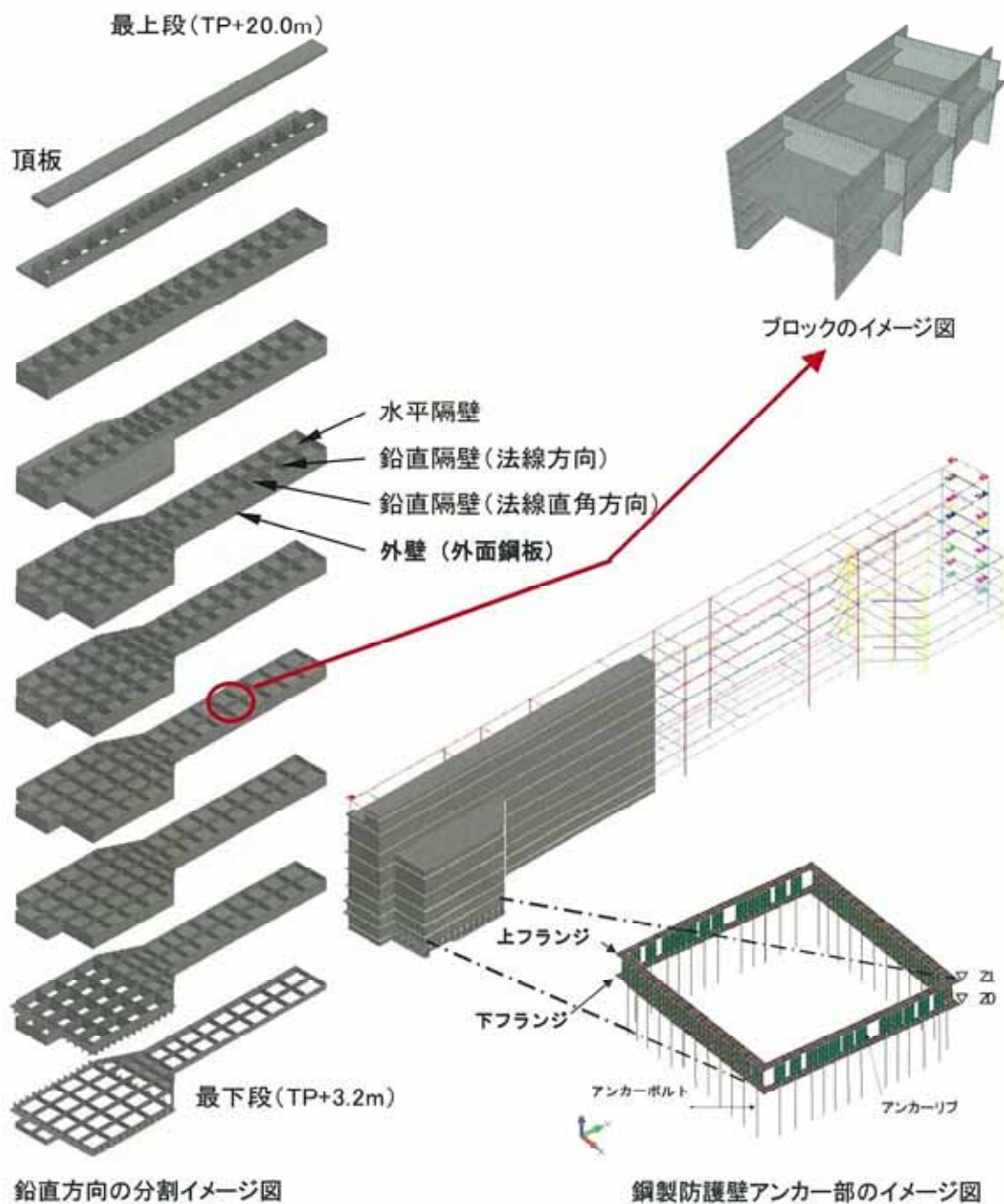


図 2.2-5 (1) 鋼製防護壁上部構造の構造概要図

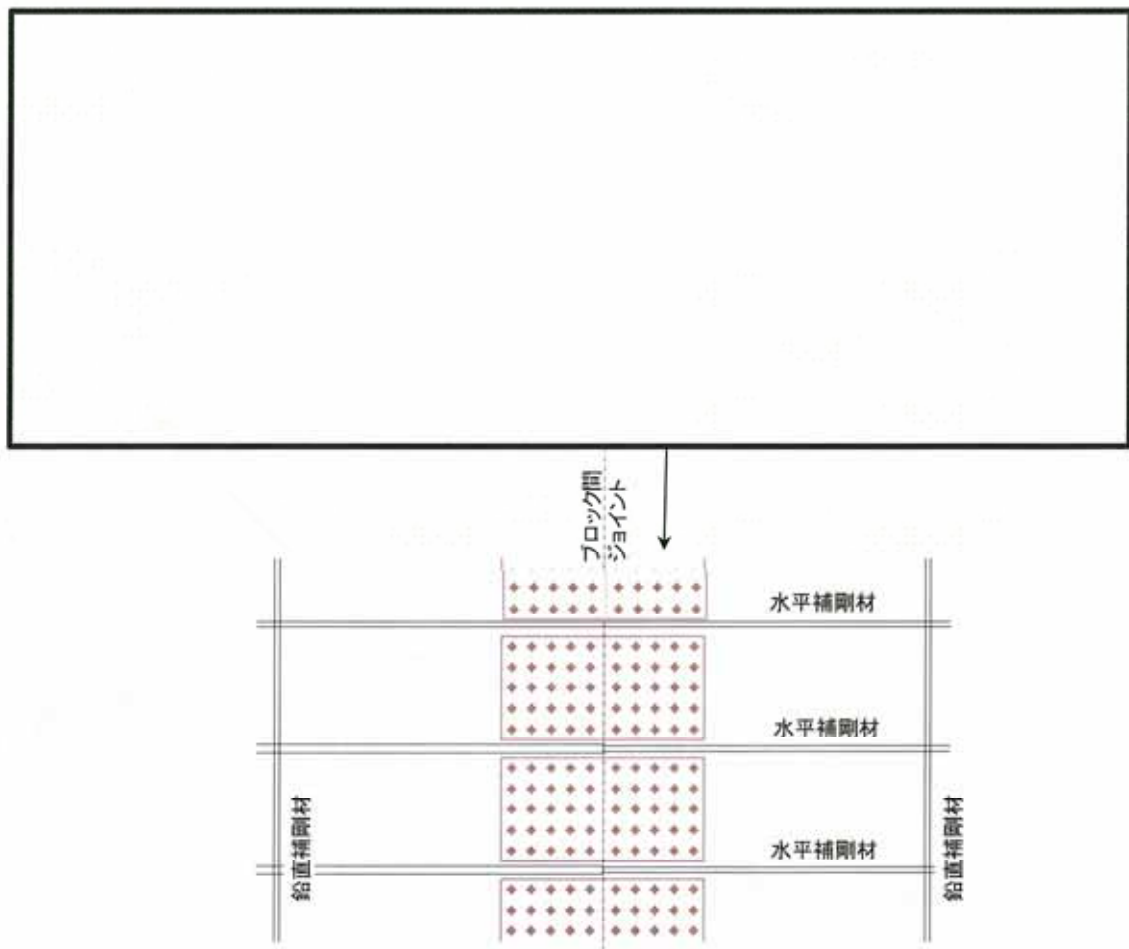


図 2.2-5 (2) 鋼製防護壁上部構造の構造概要図

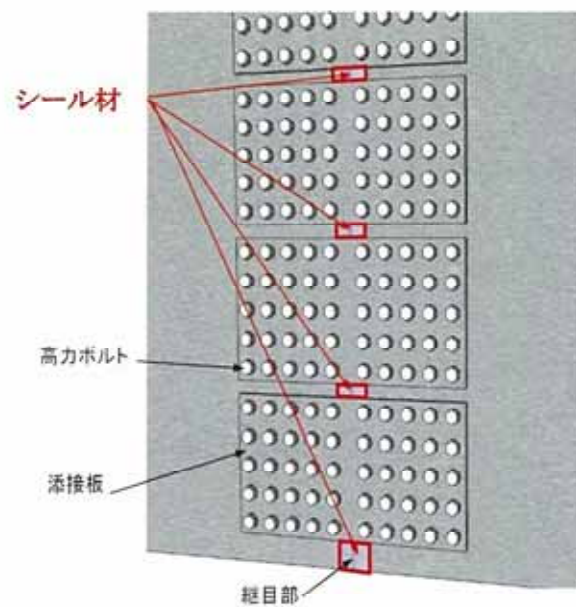


図 2.2-5 (3) シール材の概念図

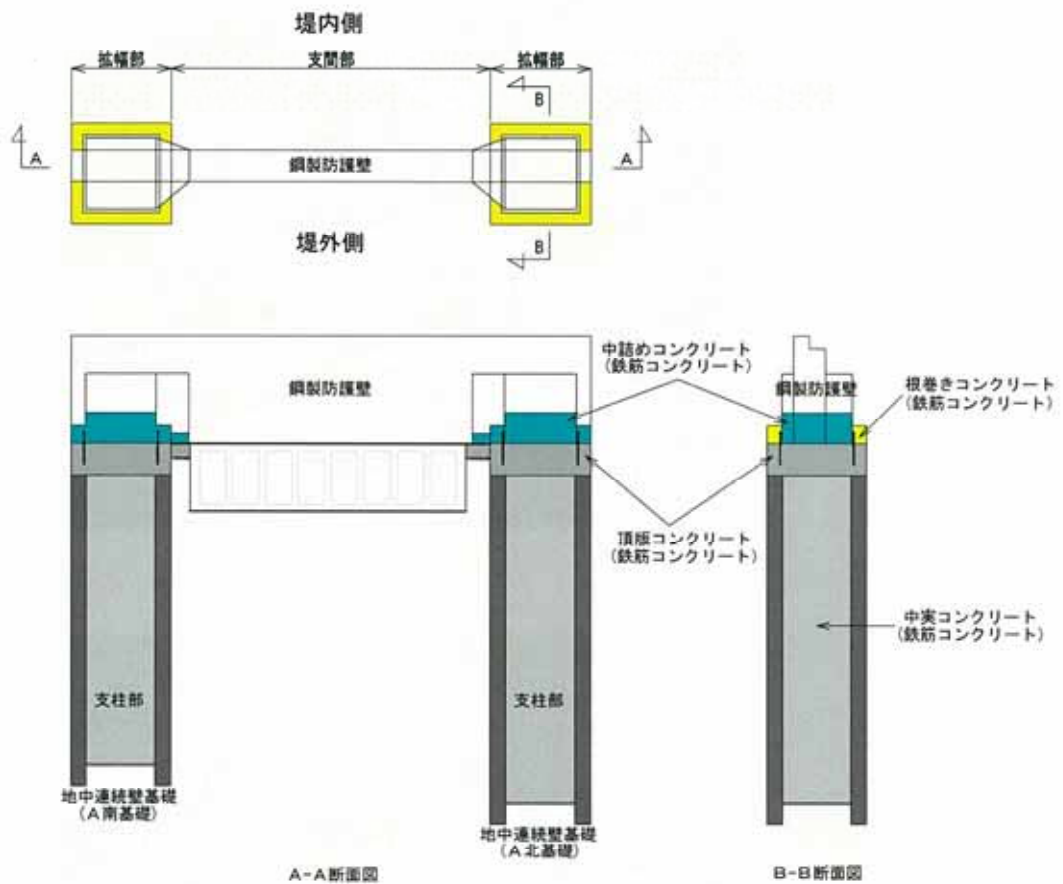


図 2.2-6 (1) 鋼製防護壁の全体構成図

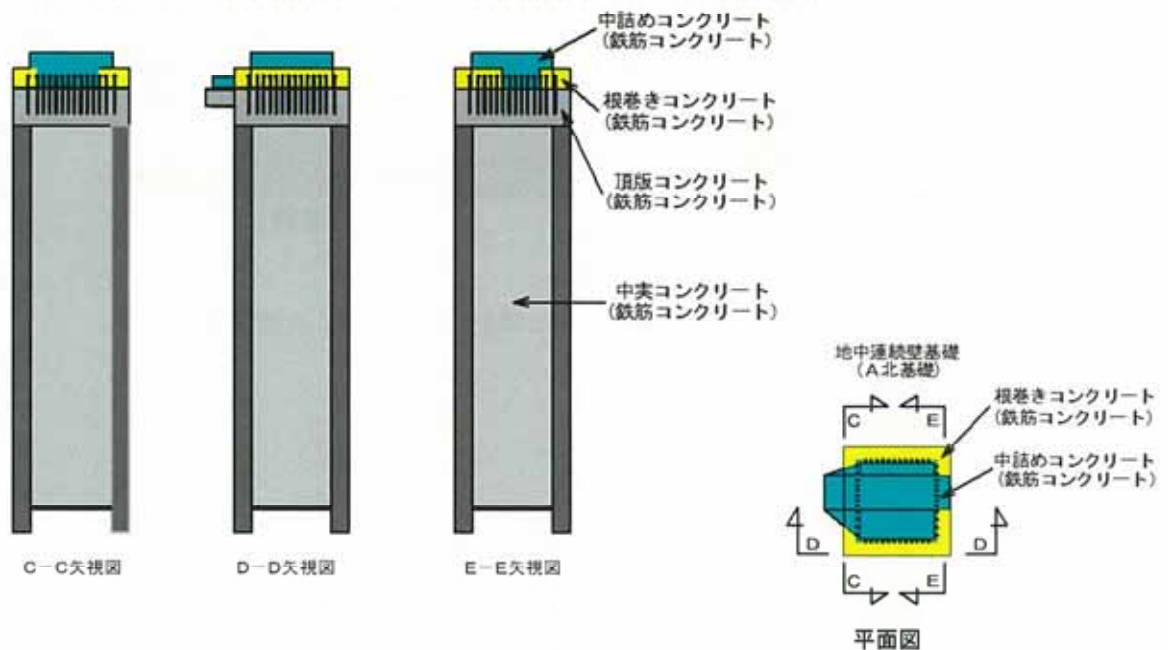


図 2.2-6 (2) 鋼製防護壁（地中連続壁基礎）の構成図

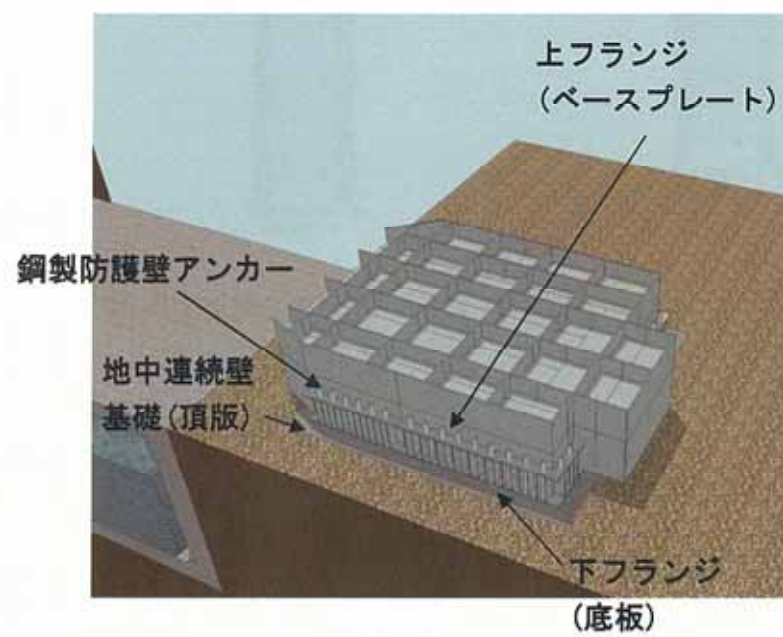


図 2.2-7 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部概要図



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概要図 (A-A 断面)

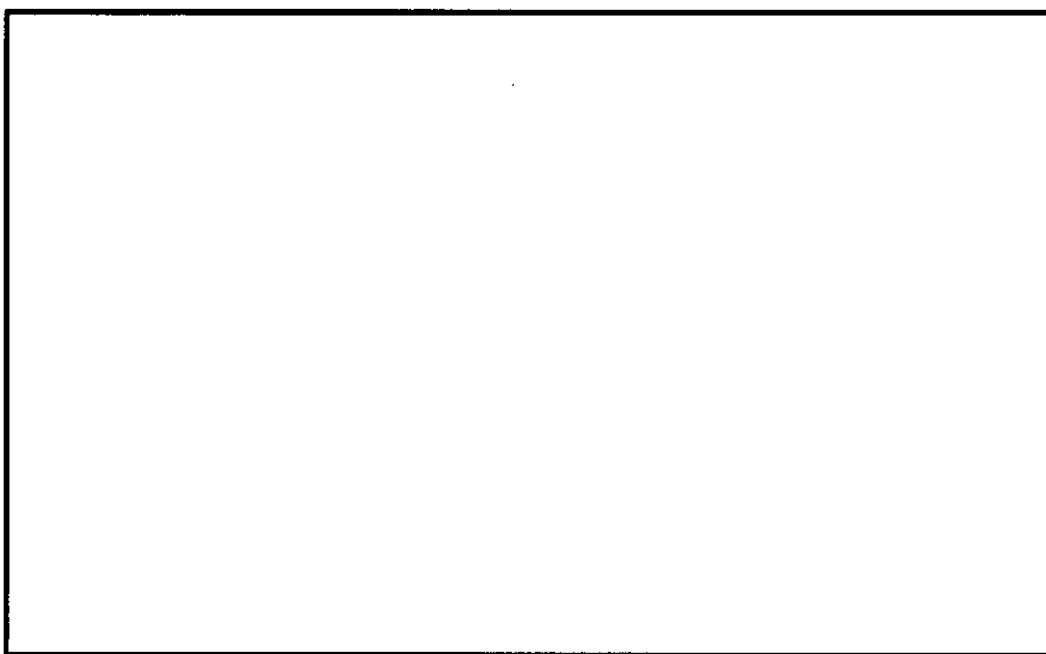


図 2.2-8 (2) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部構造概要図 (B-B 断面)

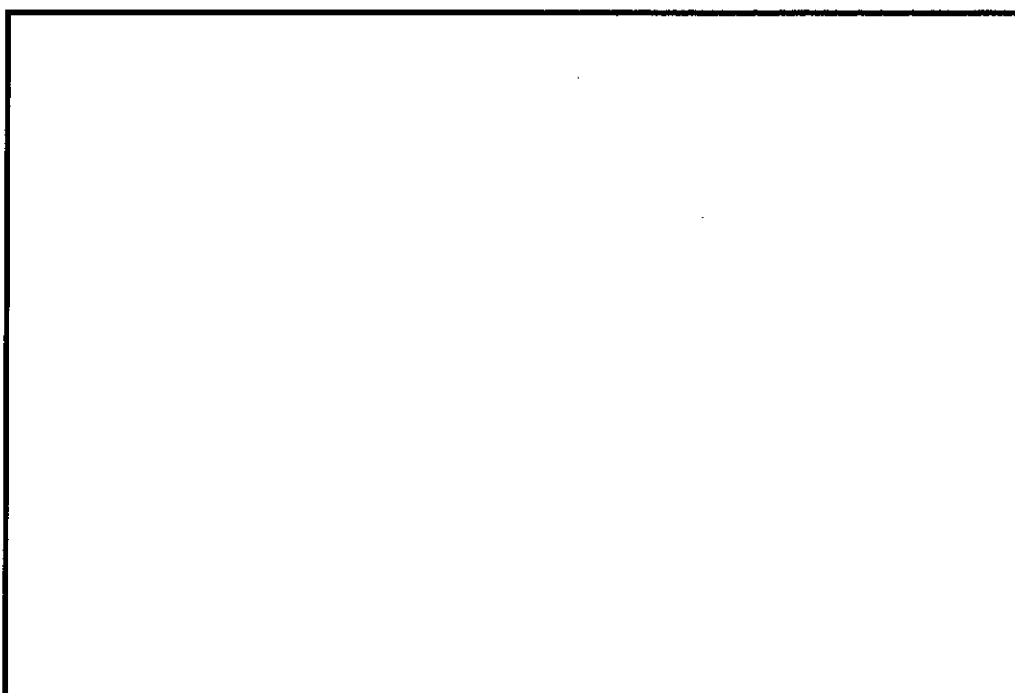


図 2.2-8 (3) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部構造概要図 (C-C断面)

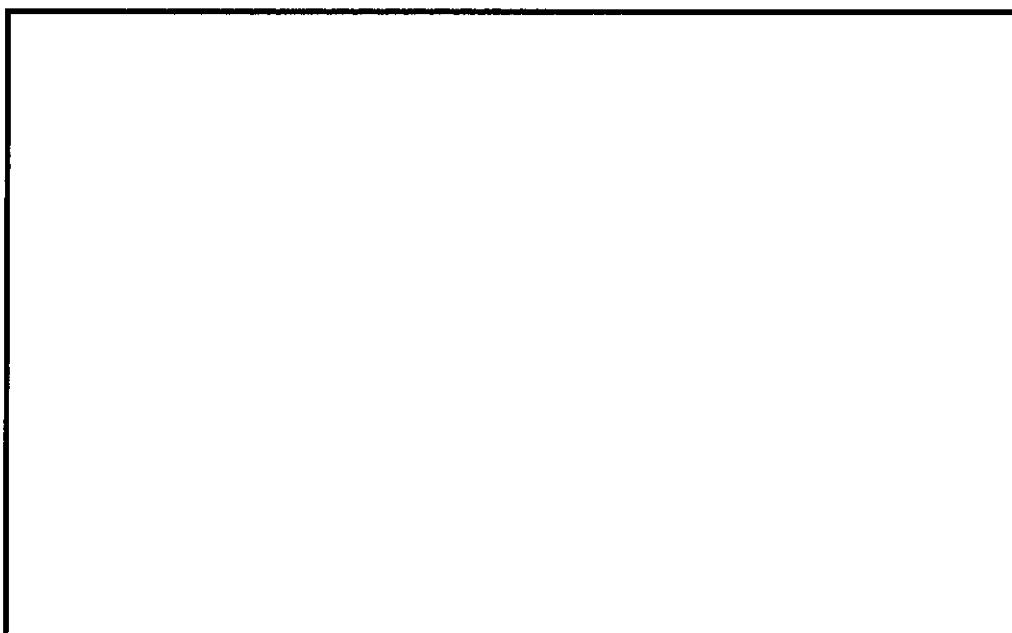


図 2.2-8 (4) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部構造概要図 (D-D断面)

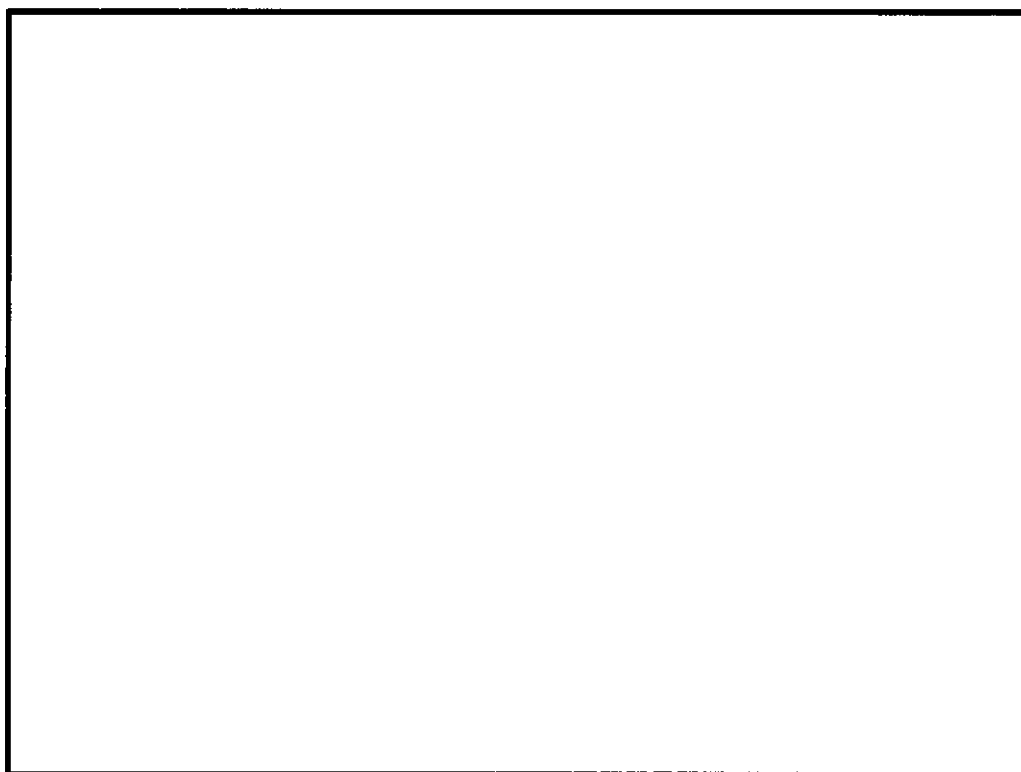


図 2.2-8 (5) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎との接合部構造概要図 (E-E 断面)

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。

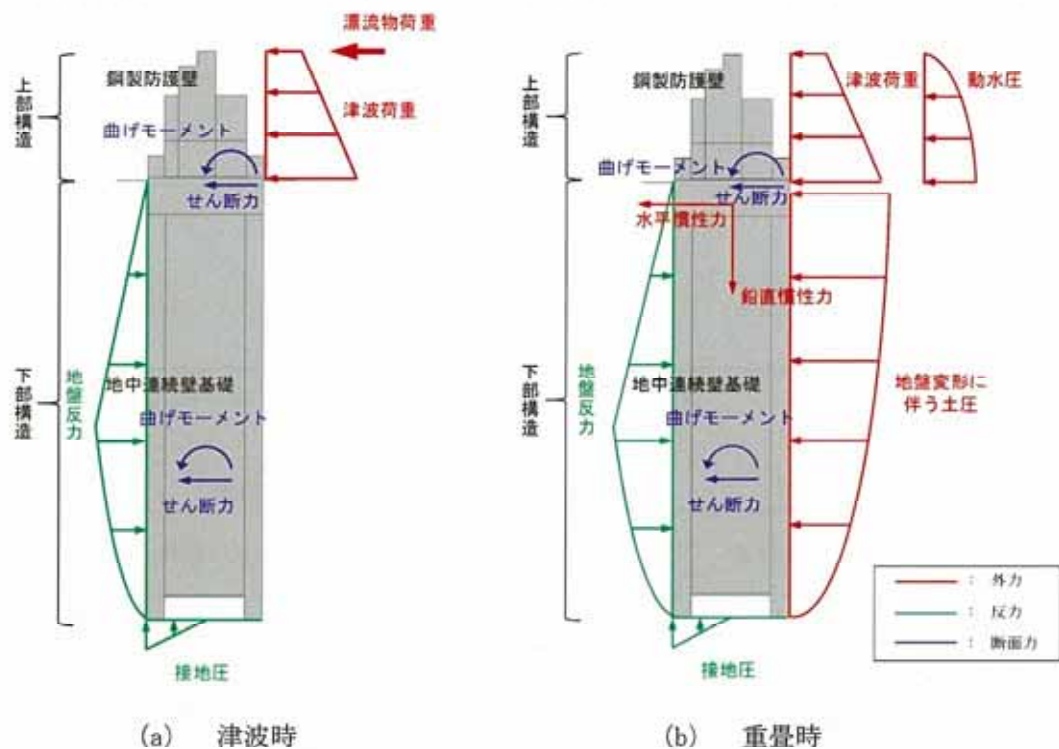


図 2.2-9 津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達概念図

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「VI-3-別添 1-1 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_{JD}1 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は平成 30 年 10 月 18 日付け原規規発第 1810181 号にて認可された工事計画の補足説明資料「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」による。

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	ピーク強度（平均）
	余震時の収束剛性	ピーク強度（ -1σ ）
	地震時の収束剛性	残留強度（平均）
	静弾性係数	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、津波来襲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。

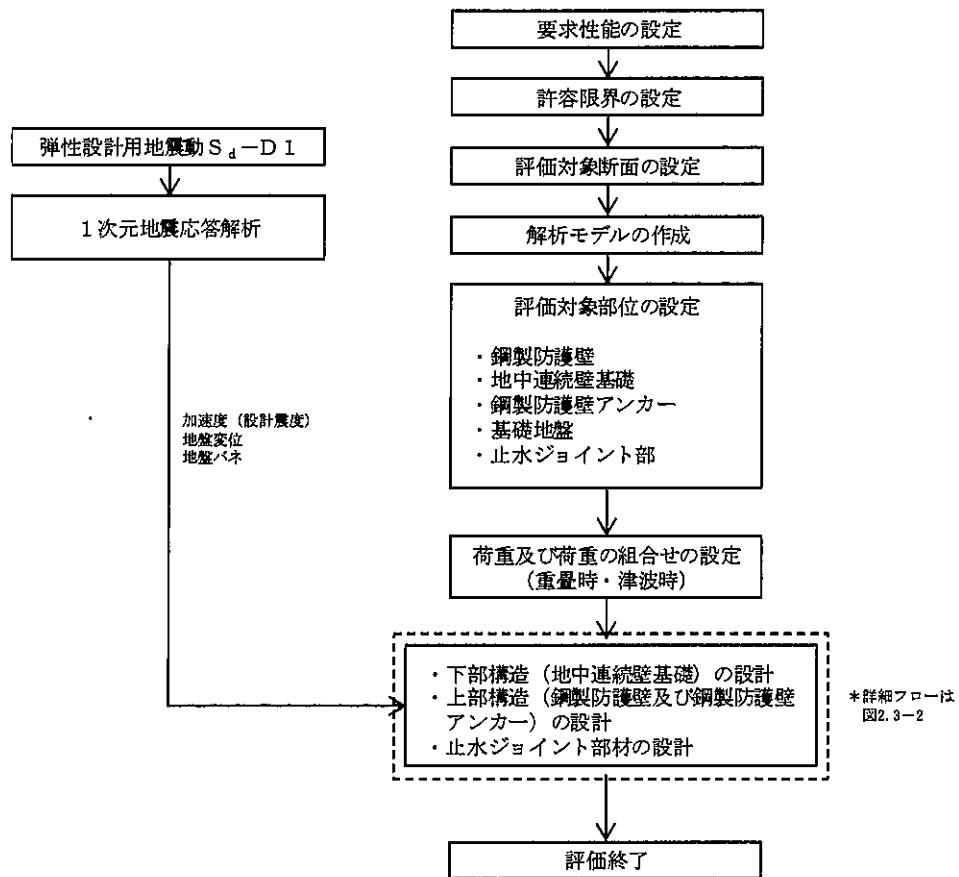
重畳時の検討では、1 次元有効応力解析結果を用いて地盤バネの剛性及び上限値を設定した後に 3 次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、表 2.3-3 (3) に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

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

解析ケース	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(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)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(+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



- 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。変形性評価は平成 30 年 10 月 18 日付け原規規発第 1810181 号にて認可された工事計画の補足説明資料「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」による。

図 2.3-1 鋼製防護壁の耐津波評価フロー

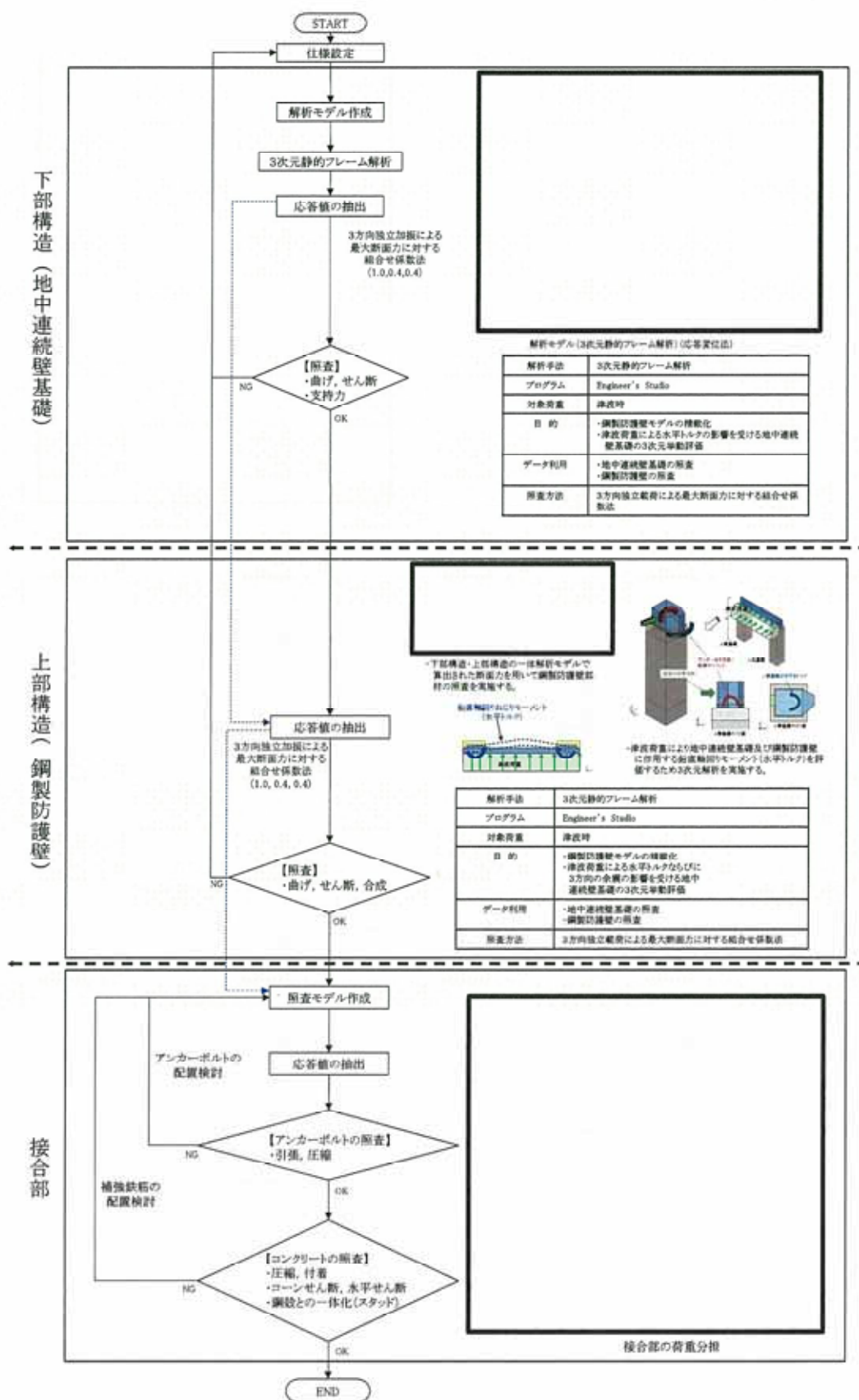


図 2.3-3 津波時の下部構造、上部構造及び接続部の設計フロー

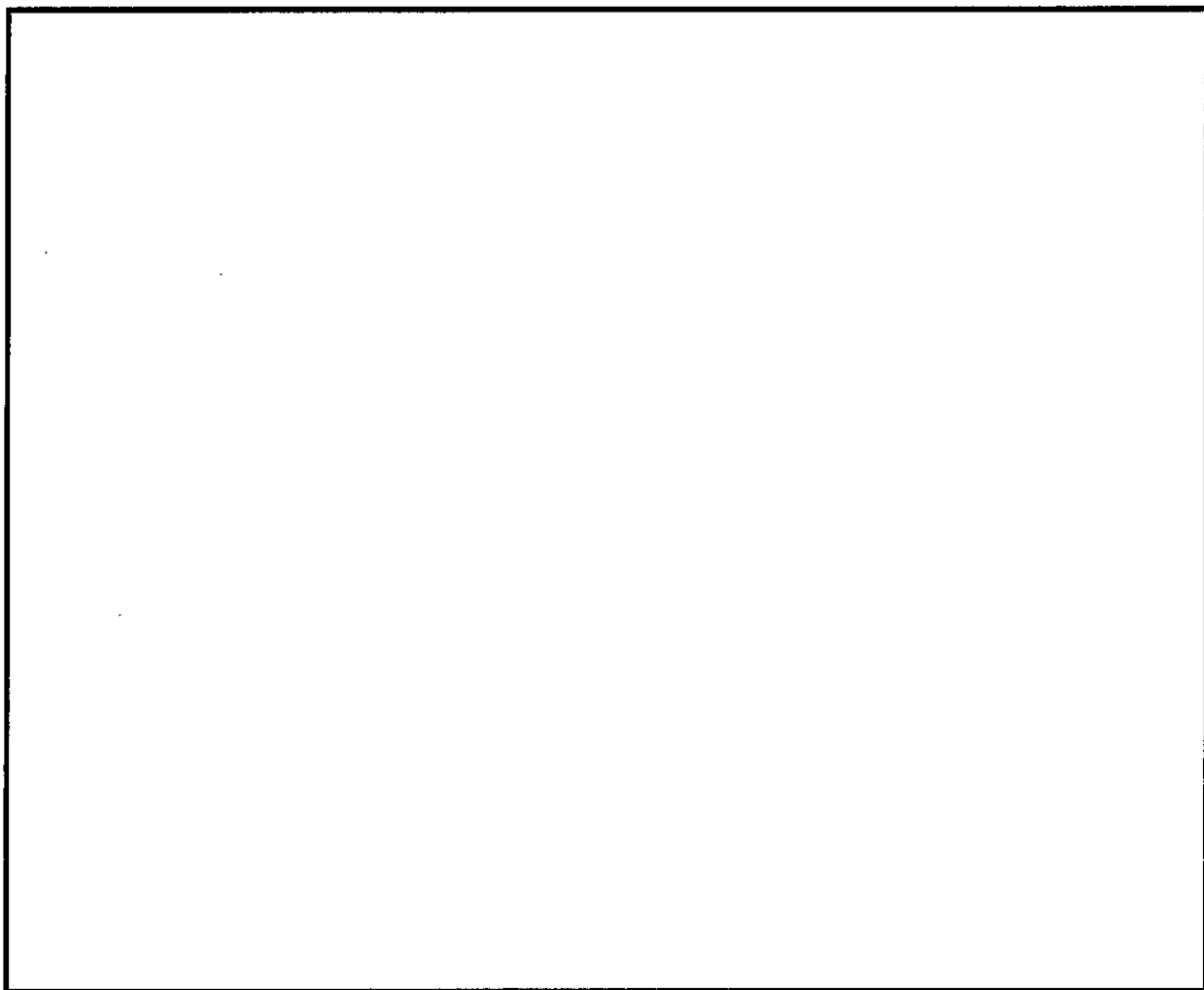


図 2.3-5 (1) 断面力の組合せ方法（下部構造）（余震＋津波時）

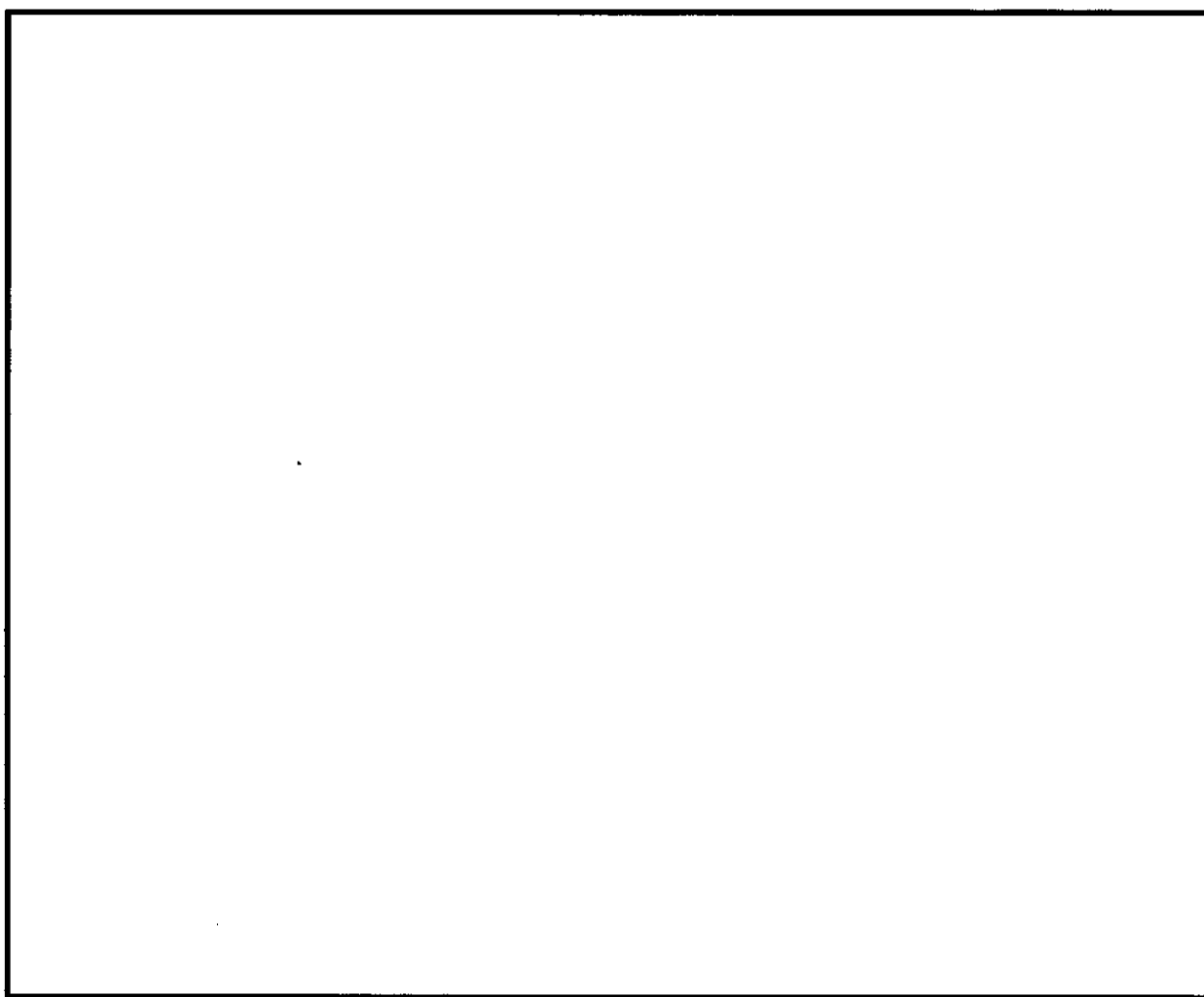


図 2.3-5 (2) 断面力の組合せ方法 (上部構造) (余震+津波時)

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	・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	・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）	・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	・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）	・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	・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	・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	・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		・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）	・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. 現地施工状況等の反映について

3.1 要旨

本項では、補足説明資料「補足-27 地中連続壁の不具合事象の全容とその対策」にて整理した地中連続壁基礎の構造変更を考慮し、これを防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算に対して反映するに当たっての基本方針を説明する。

なお、防潮堤（鋼製防護壁）の施工計画検討においては、品質向上を目的として一部構造部材の変更（部材配置、仕様等の変更）を計画している。本項では、上記の地中連続壁基礎に係る構造変更に加え、品質向上を目的とした各構造部材の変更に係る強度計算への反映方針を合わせて説明する。

3.2 強度計算に反映する構造変更について

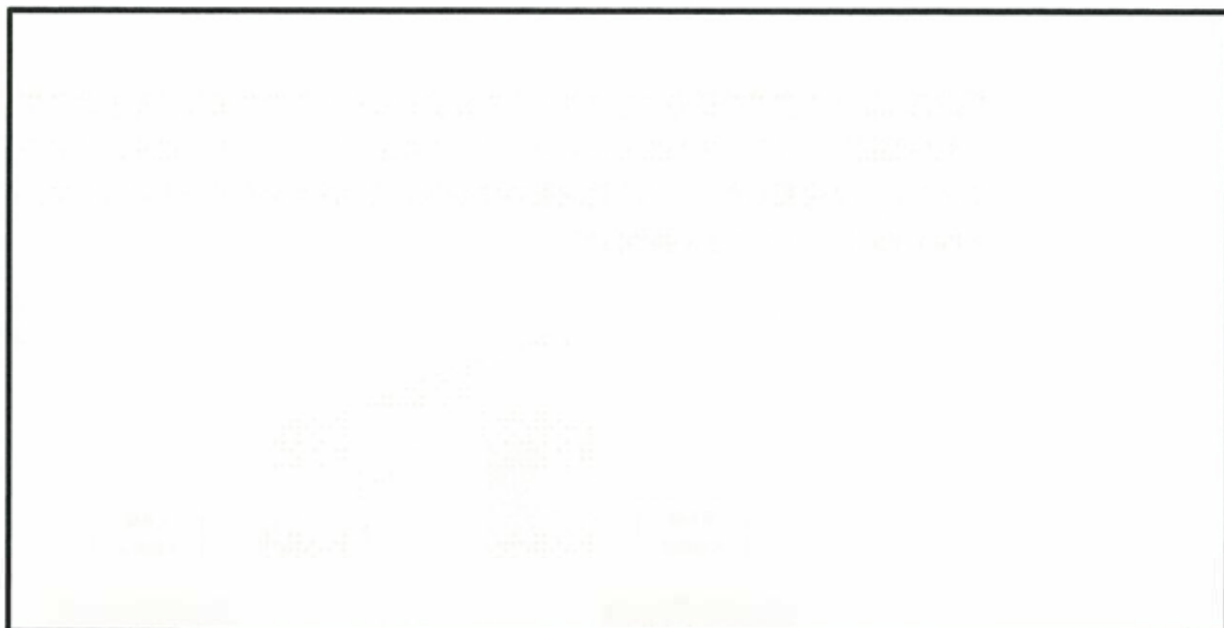
強度計算に反映する構造変更を次頁の図 3.2-1 にとりまとめる。反映すべき構造変更のうち、“地中連続壁基礎の不具合事象”に関連するものは、以下の 3 項目である。

- ・ 構造変更①：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更
- ・ 構造変更②：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更
- ・ 構造変更③：地中連続壁（北基礎）における鉄筋の高止まりを考慮した評価

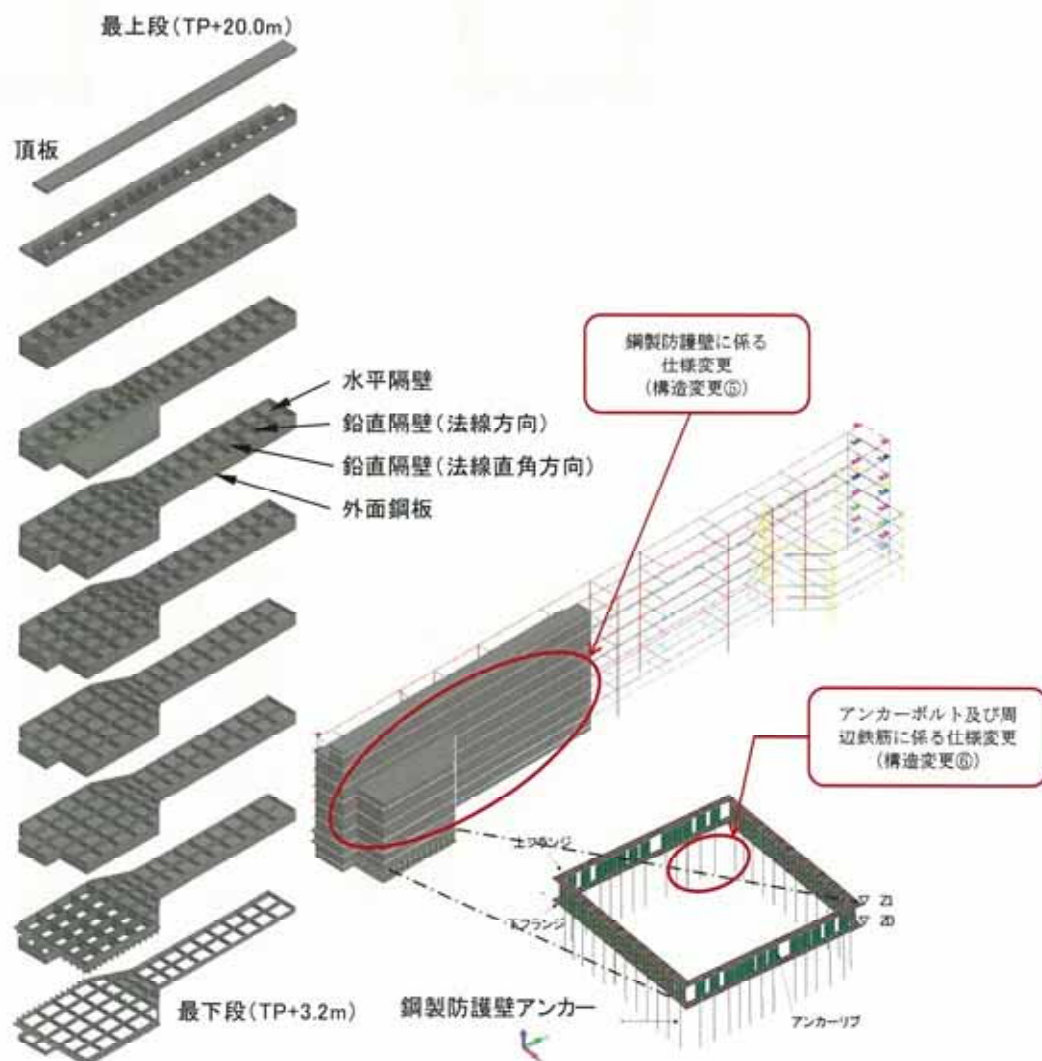
また、上記の不具合事象には関連しないものの、施工計画上の配慮（品質向上）を目的として計画したものは、以下の 3 項目である。

- ・ 構造変更④：ジベル鉄筋に係る仕様変更
- ・ 構造変更⑤：鋼製防護壁に係る仕様変更
- ・ 構造変更⑥：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更

これらの構造変更の内容については、次々頁以降で詳細に説明する。



(地中連続壁基礎)



(鋼製防護壁)

図 3.2-1 各構造部材における変更箇所の概要

・構造変更①：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更〔不具合事象〕

地中連続壁の壁面にて確認したコンクリートの未充填を考慮し、地中連続壁の設計断面を以下のとおり変更した。（地中連続壁の鉄筋剛結継手部コンクリートに対して、深さ 0.2m × 幅 2.5m の断面欠損を 8 箇所設定）

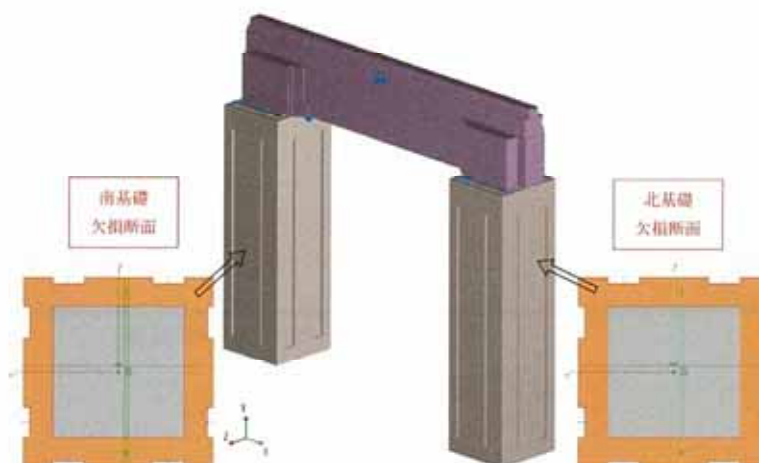


図 3.2-2 地中連続壁における設計断面の変更イメージ

表 3.2-1 地中連続壁基礎の断面性能について

断面	断面積 (m ²)	断面二次モーメント (m ⁴)
既工認断面	240.25	4810.00
変更後の 設計断面	236.16 (既工認断面の 98.3%)	4666.32 (既工認断面の 97.0%)

・ 構造変更②：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更〔不具合事象〕

地中連続壁の壁面にて確認した鉄筋の変形及びコンクリートの未充填箇所に配置された鉄筋を考慮し、地中連続壁において構造強度上期待できる鉄筋とできない鉄筋を判別するとともに、中実鉄筋コンクリートに追加の鉄筋を配置することで補強対策を実施する計画とした。地中連続壁基礎における以上の配筋変更を下図にとりまとめる。

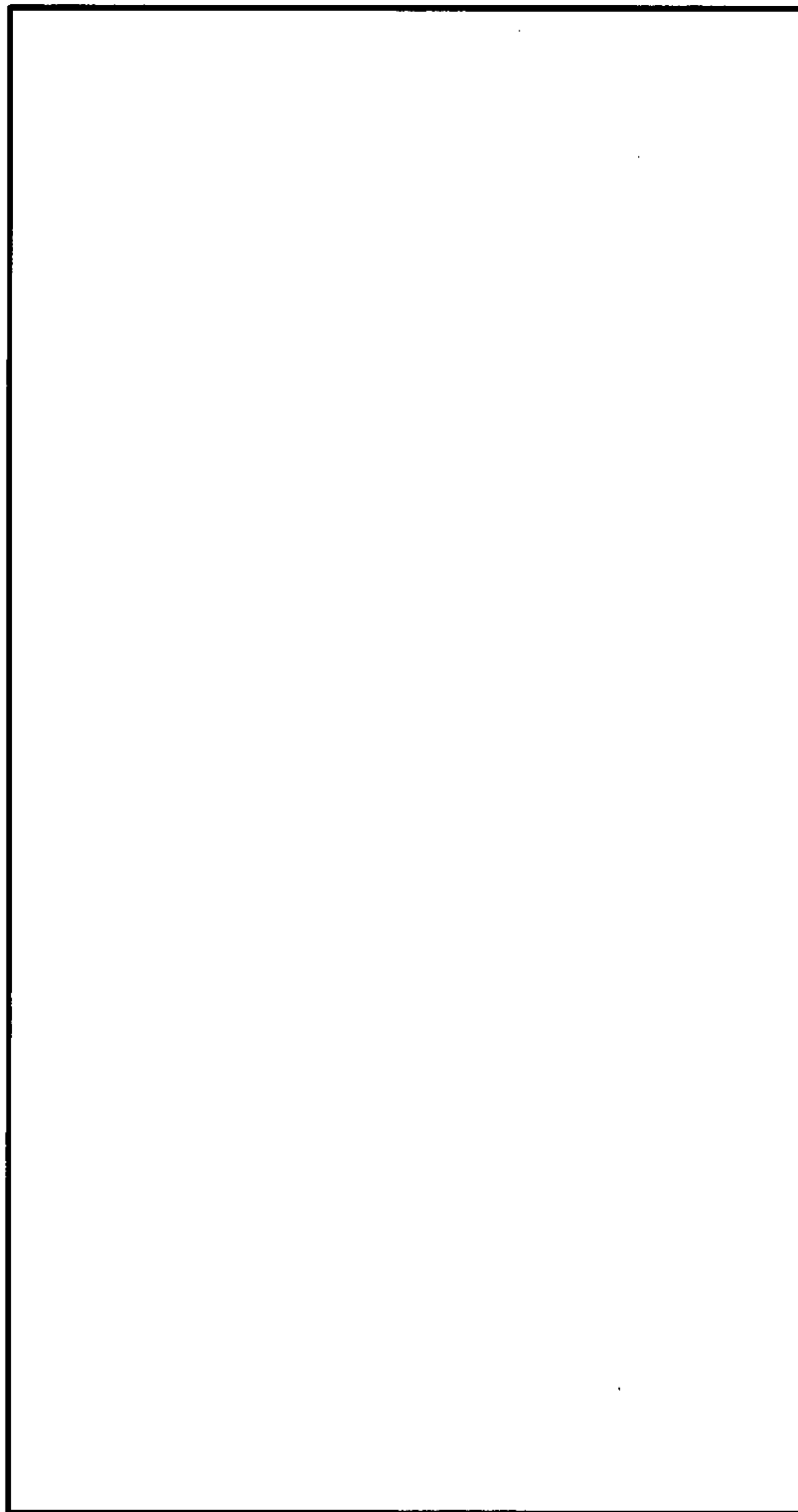


図 3.2-3 (1) 地中連続壁基礎の配筋変更（南基礎：鉛直断面）

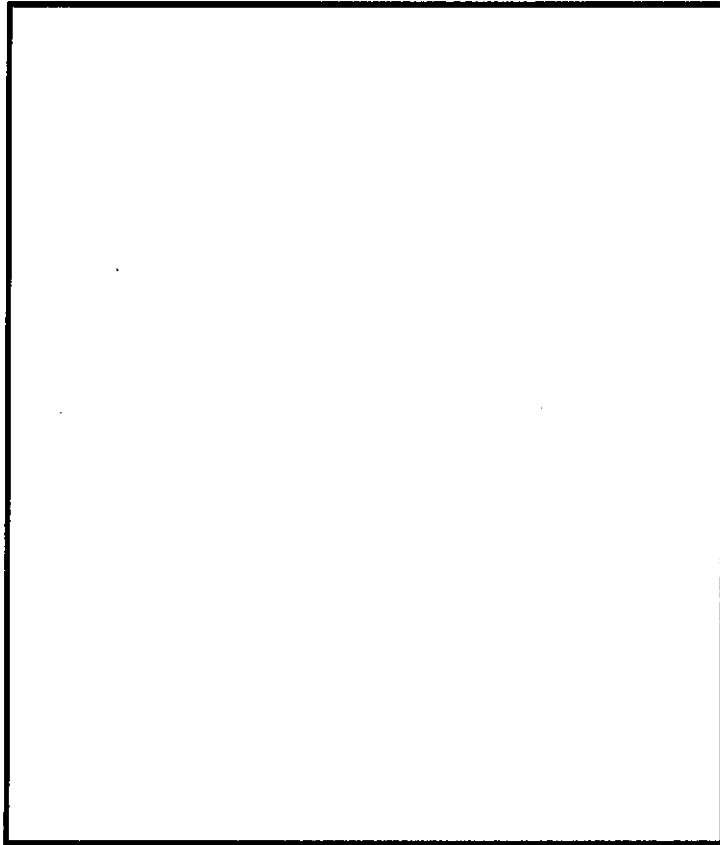


図 3.2-3 (2) 地中連続壁基礎の配筋変更（南基礎上部：A-A断面）

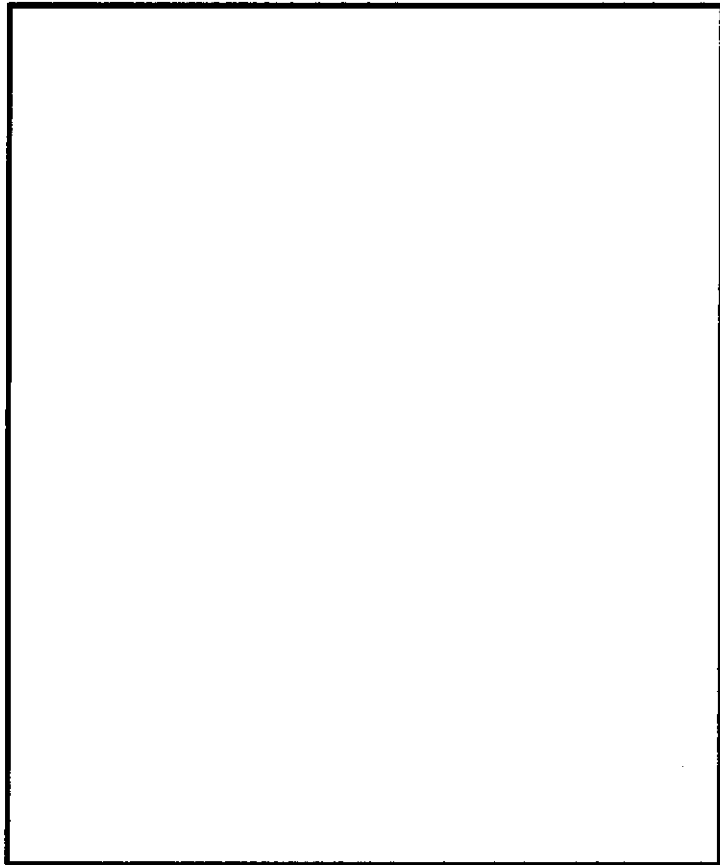


図 3.2-3 (3) 地中連続壁基礎の配筋変更（南基礎上部：B-B断面）

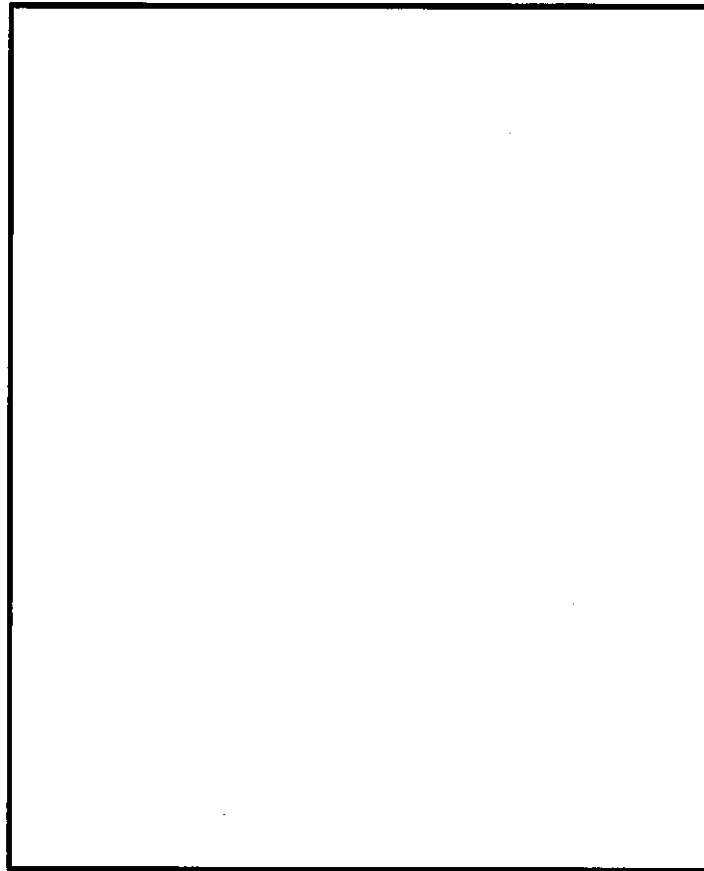


図 3.2-3 (4) 地中連続壁基礎の配筋変更（南基礎上部：C-C断面）

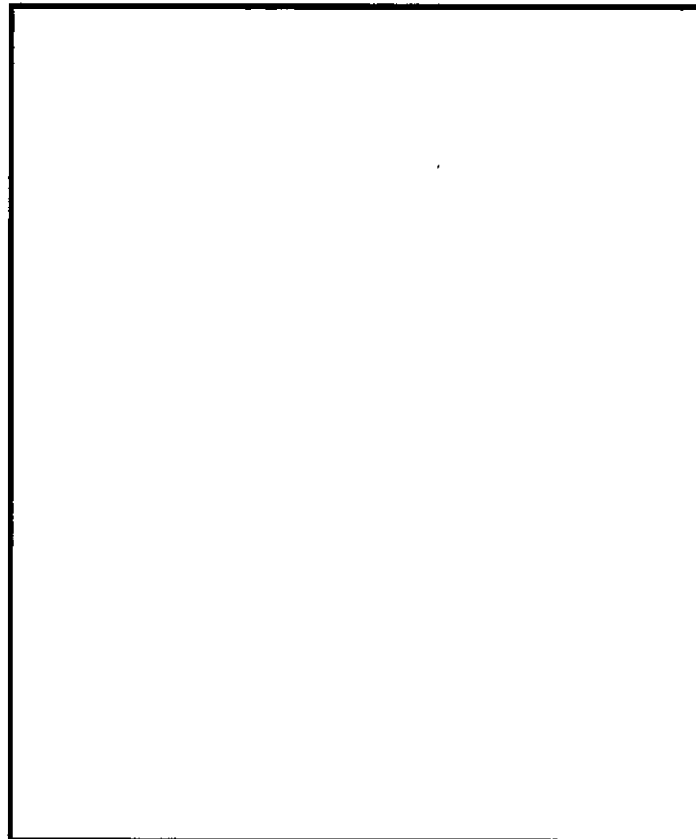


図 3.2-3 (5) 地中連続壁基礎の配筋変更（南基礎中央上：D-D断面）

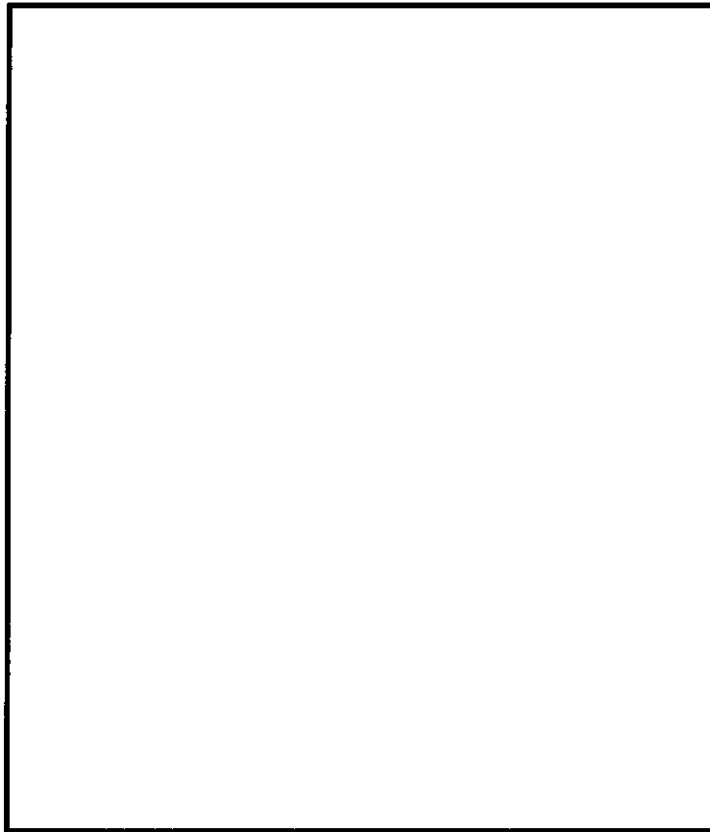


図 3.2-3 (6) 地中連続壁基礎の配筋変更（南基礎中央下：E-E断面）

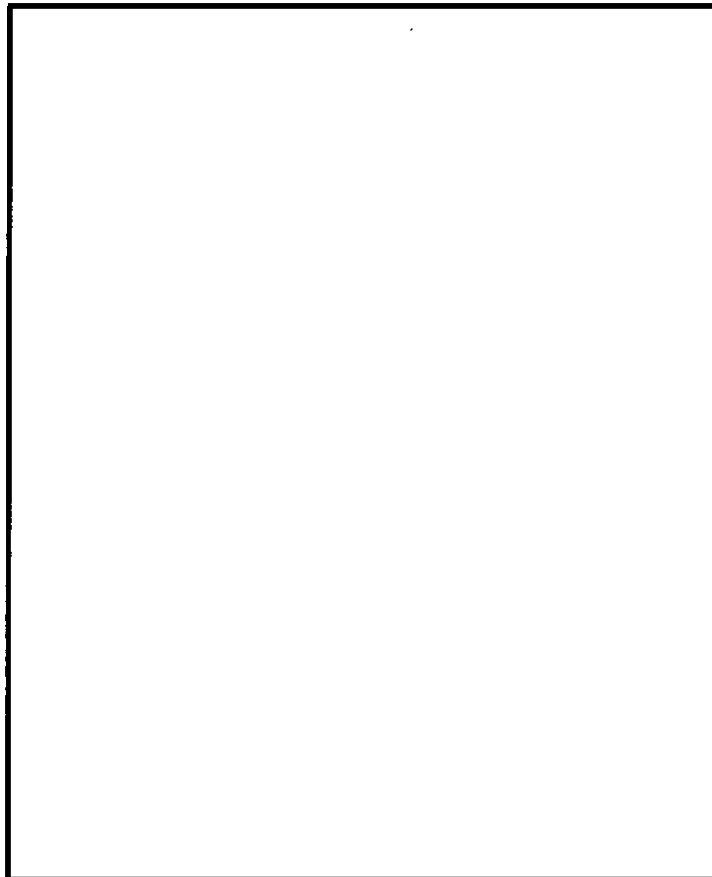


図 3.2-3 (7) 地中連続壁基礎の配筋変更（南基礎下部：F-F断面）

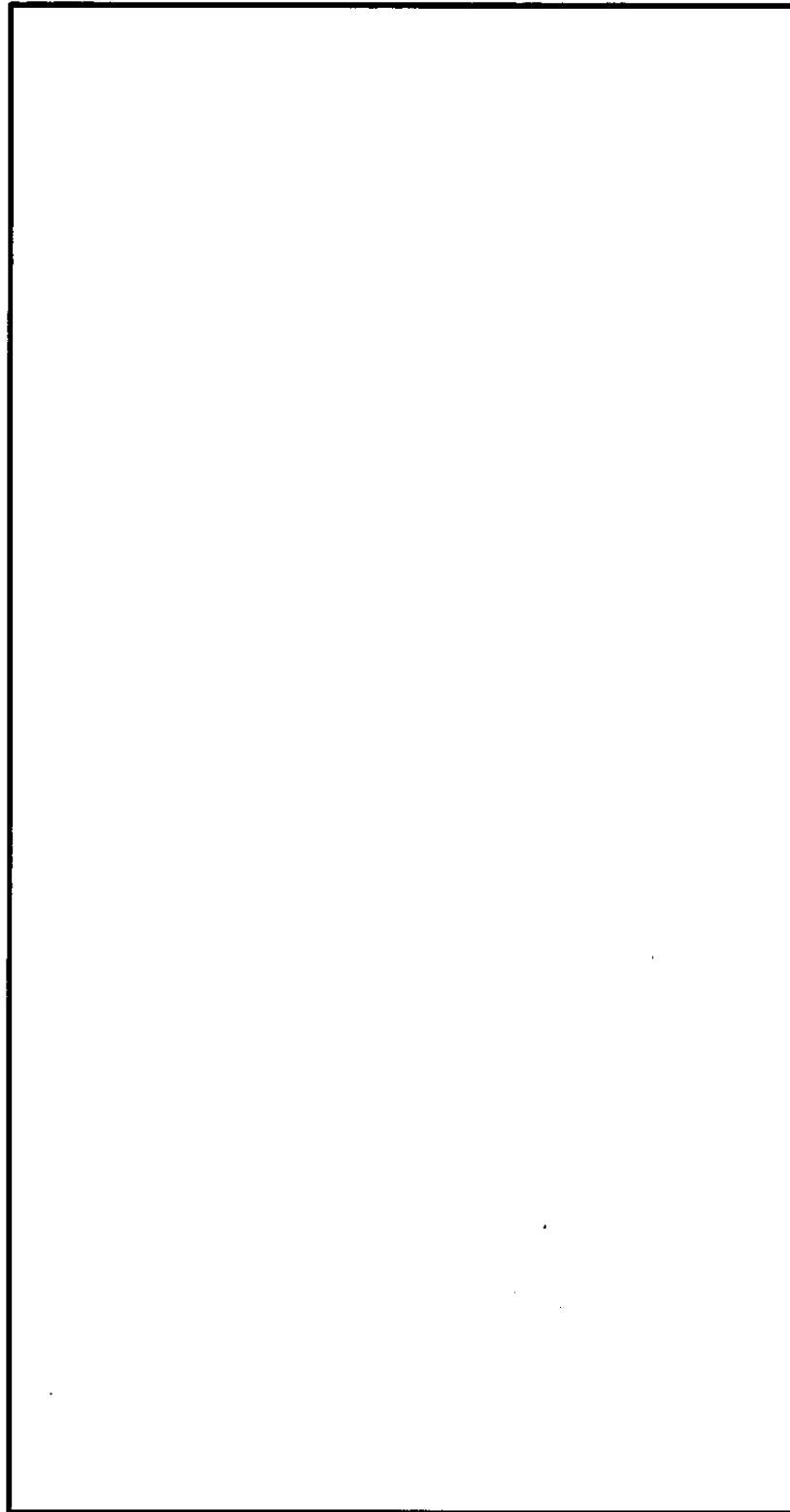


図 3.2-3 (8) 地中連続壁基礎の配筋変更（北基礎：鉛直断面）

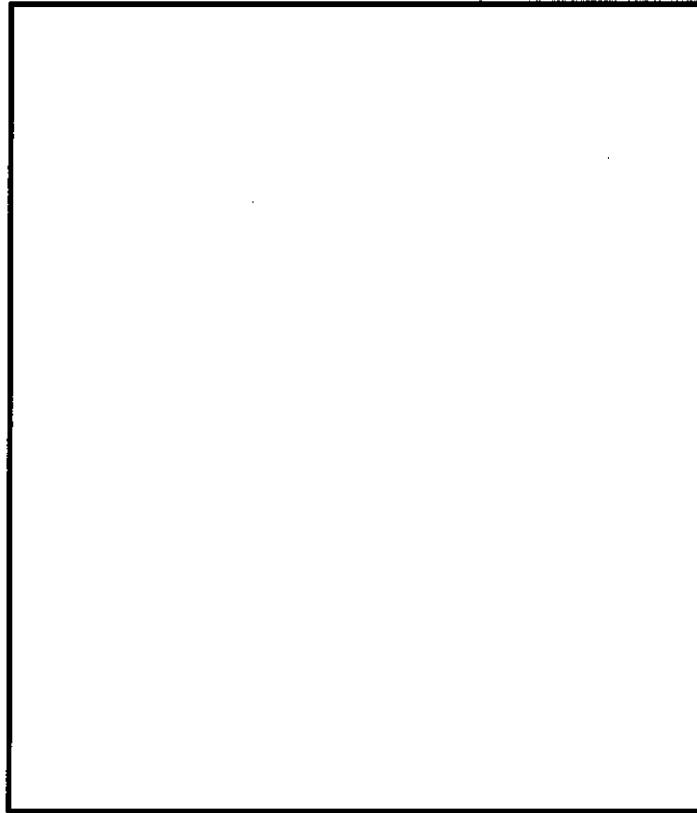


図 3.2-3 (9) 地中連続壁基礎の配筋変更（北基礎上部：A-A断面）

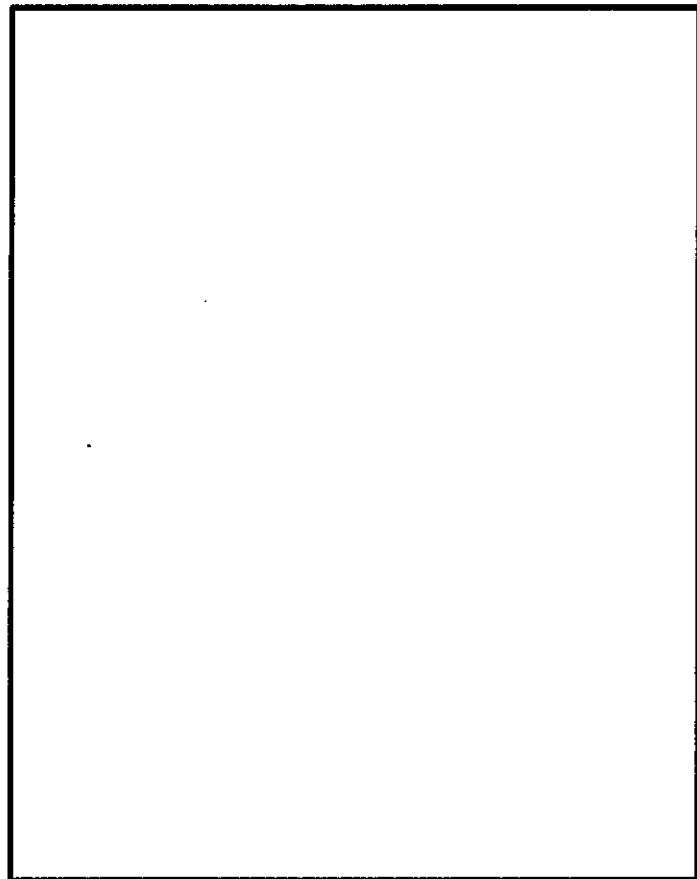


図 3.2-3 (10) 地中連続壁基礎の配筋変更（北基礎中央：B-B断面）

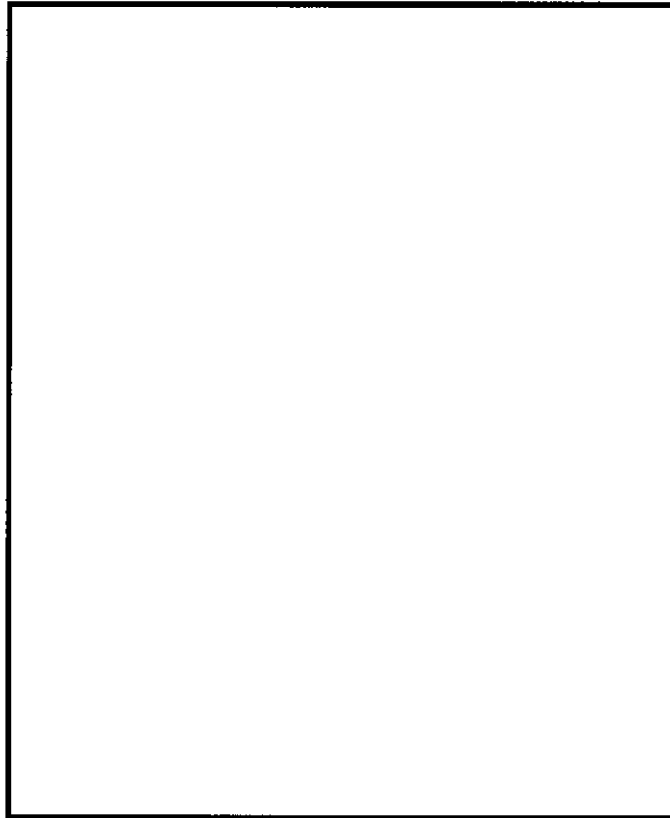


図 3.2-3 (11) 地中連続壁基礎の配筋変更（北基礎中央：C-C断面）

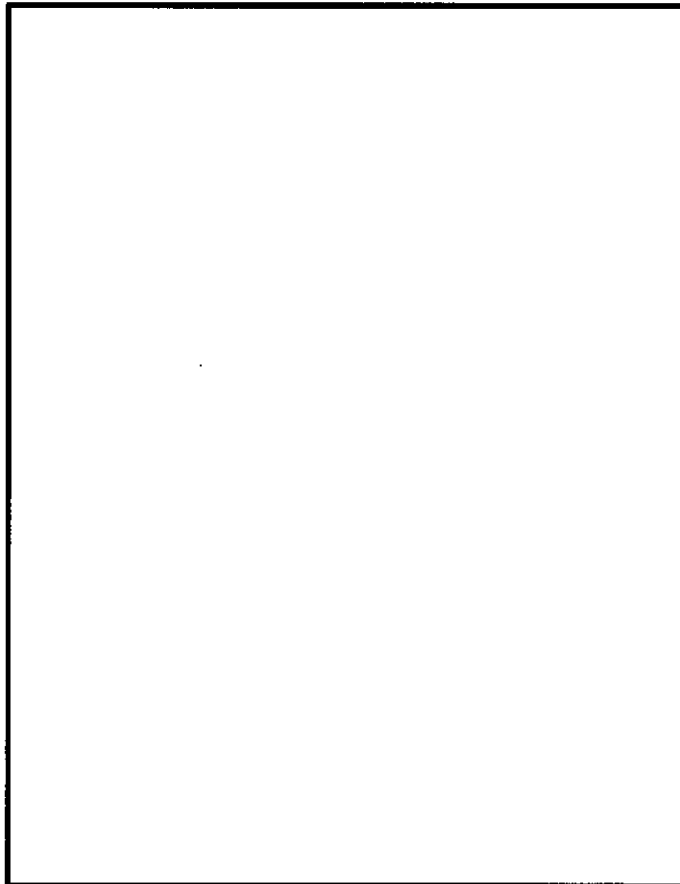


図 3.2-3 (12) 地中連続壁基礎の配筋変更（北基礎下部：D-D断面）

・構造変更③：地中連続壁（北基礎）における鉄筋の高止まりを考慮した評価〔不具合事象〕

地中連続壁（北基礎）において発生した鉄筋の高止まりを考慮し、これにより無筋となるコンクリート区間に対する支持性能照査を実施する。高止まりの発生区画と無筋が想定される範囲を下图にとりまとめる。

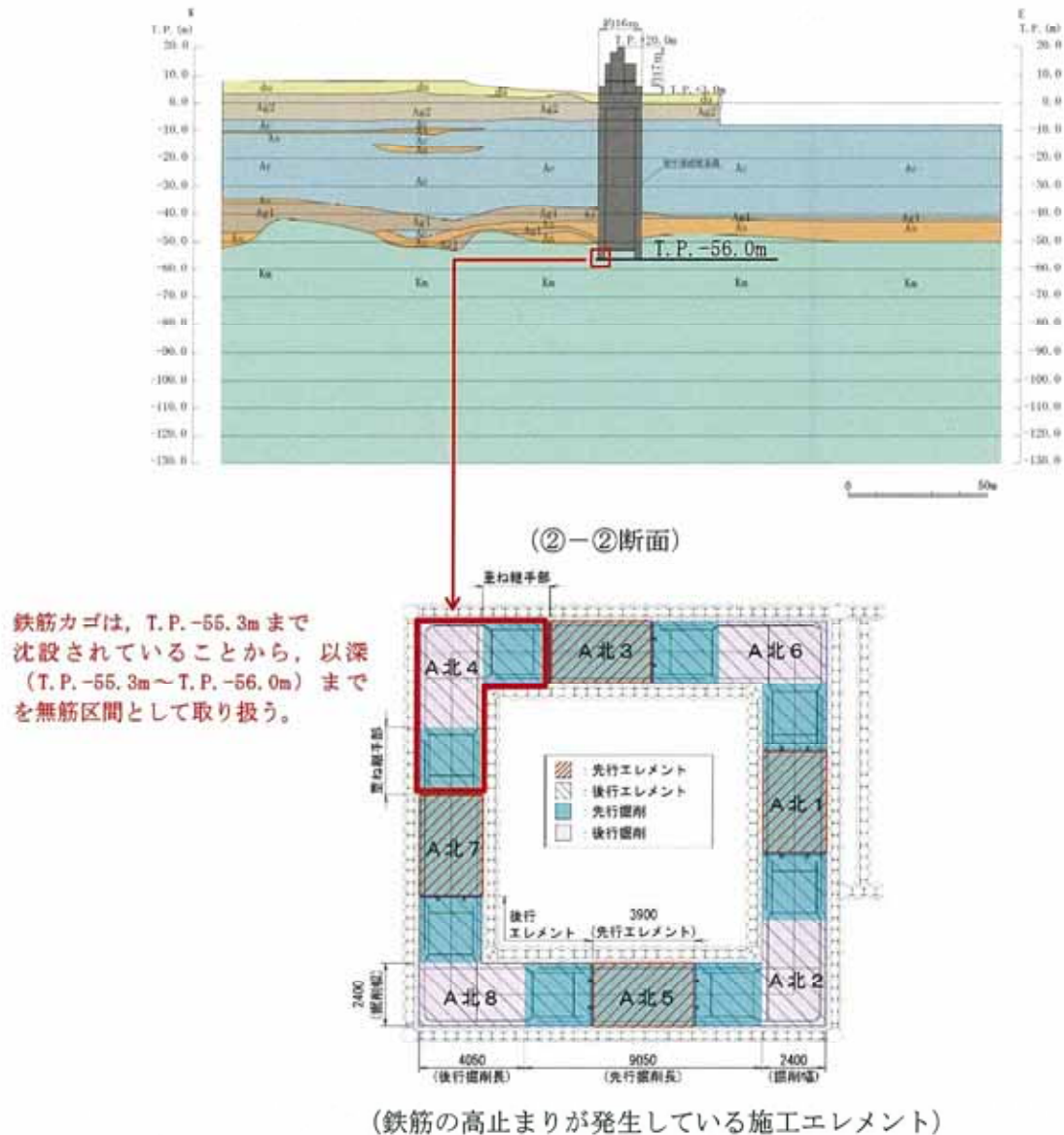


図 3.2-4 地中連続壁（北基礎）における鉄筋の高止まりについて

・構造変更④：ジベル鉄筋に係る仕様変更〔品質向上〕

ジベル鉄筋は、地中連続壁と中実鉄筋コンクリートを一体化することを目的に設置されている。平成 30 年 10 月に認可を受けた工事計画（以降、「既工認」という。）においては、「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 年制定）に基づき、発生せん断力が短期許容せん断力以下であることを確認していた。しかしながら、配置本数が多く、他鉄筋との干渉による施工品質の低下が施工計画上の課題となっていたことから、本課題への対策として以下のとおり仕様を変更した。

(1) ジベル鉄筋における発生せん断力の精緻化

既工認の詳細設計において極端に大きく設定していたジベル鉄筋の発生せん断力について、3 次元解析等の詳細評価（参考 1 を参照）を根拠として、現実的な発生せん断力に精緻化した。

(2) ジベル鉄筋の照査範囲の細区分化

既工認の詳細設計においては、ジベル鉄筋を鉛直方向の 3 区間に分類し、各区間の最大発生せん断力から必要鉄筋量を算定していたが、区間を更に細分化した上で、個々の区間にて必要鉄筋量を算定した。（図 3.2-5 を参照）

(3) ジベル鉄筋の材料仕様変更

既工認の詳細設計においては SD390 を採用していたが、これを SD490 に変更し高強度化した。

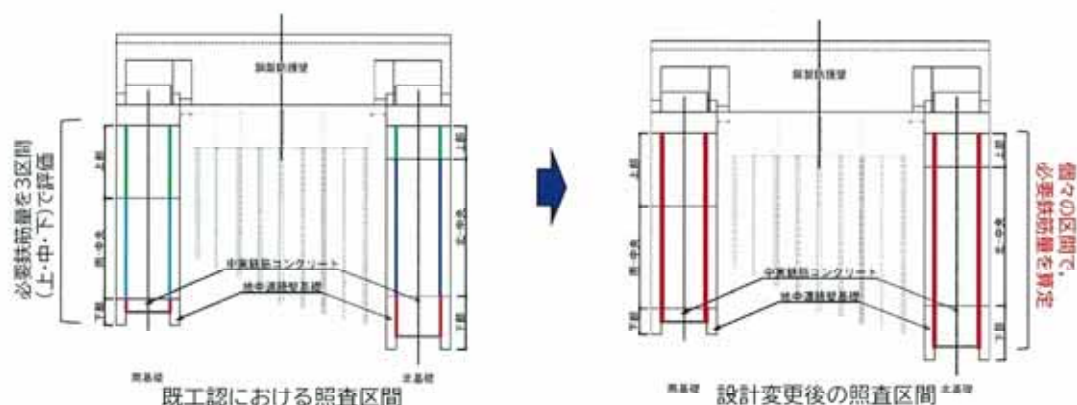
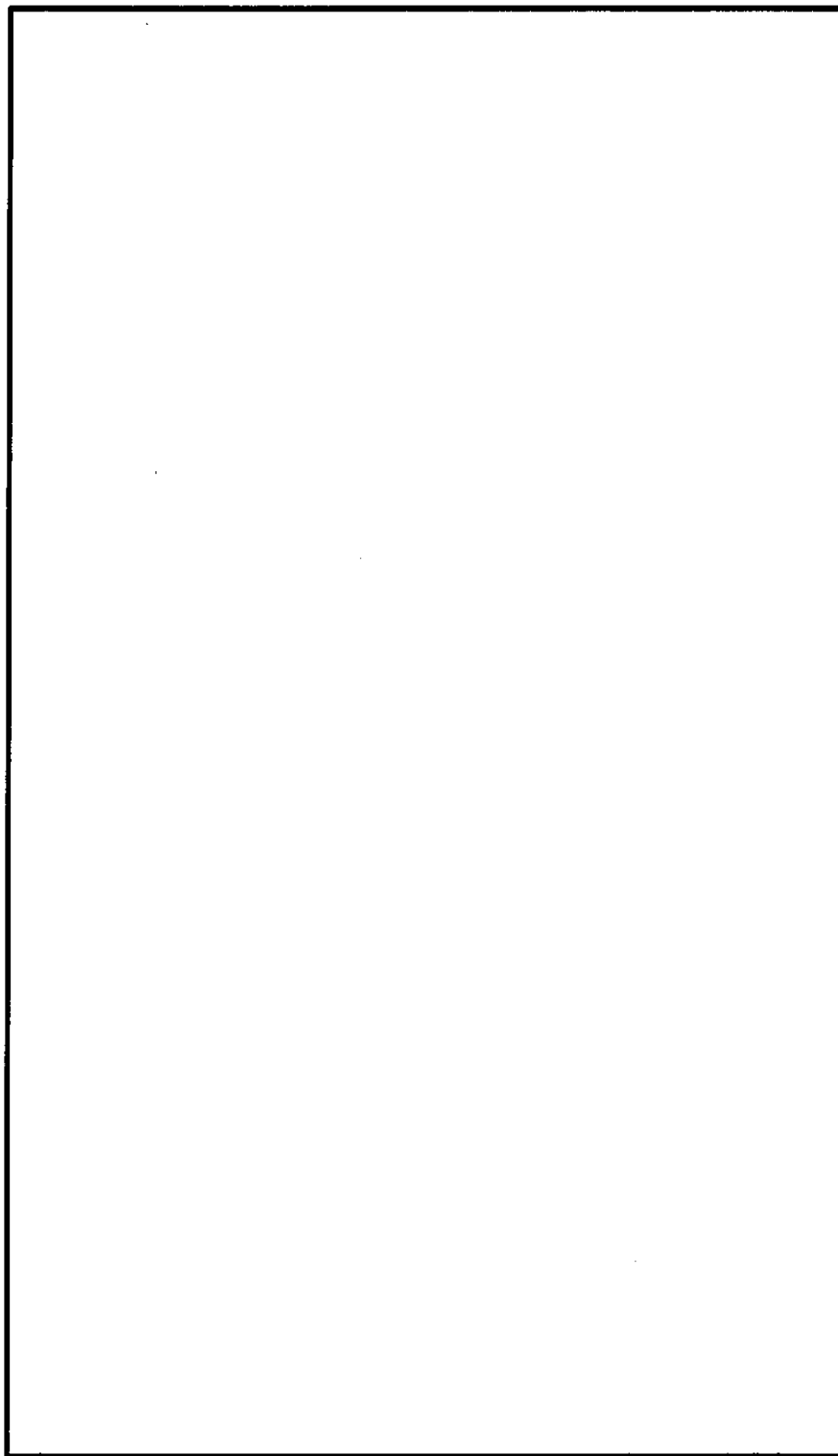


図 3.2-5 ジベル鉄筋の照査範囲の細区分化について

・ 構造変更⑤：鋼製防護壁に係る仕様変更〔品質向上〕

鋼製防護壁について，既工認にて計画していた板厚・材質構成に対し，さらに，工場における実際の製作範囲を考慮した上で，板厚の増厚及び材質の向上を図った。鋼製防護壁に係る仕様変更の一例を図 3.2-6 に示す。



(仕様変更後の鋼材構成[一例])

図 3.2-6 鋼製防護壁の仕様変更について

・構造変更⑥：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更〔品質向上〕

アンカーボルトは、地中連続壁基礎と鋼製防護壁の接合部に配置されており、鋼製防護壁による引抜き力を地中連壁基礎に伝達する。当該箇所においては、地中連続壁基礎側の密な配筋とアンカーボルトの干渉が施工計画上の課題であり、他鉄筋の干渉を回避するためにアンカーボルトを再検討した結果として、安全裕度が同等以上となることを確認した上で配置と本数を見直すこととした。

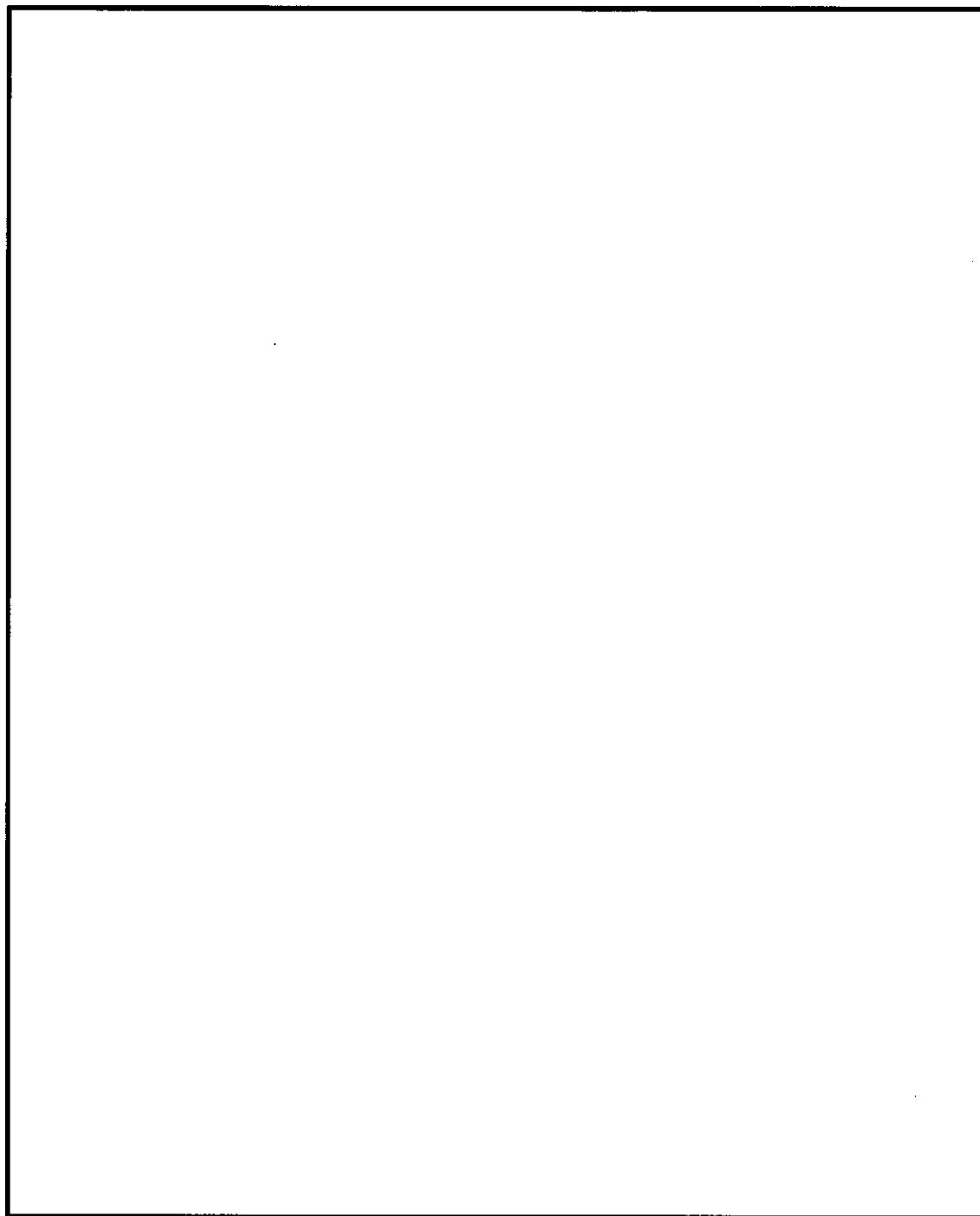


図 3.2-7 アンカーボルト及び周辺鉄筋の仕様変更について

3.3 各構造変更の強度計算における反映箇所について

防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算における各評価項目に対し，3.2に記載の各構造変更による影響の有無を踏まえ，反映すべき設計項目について検討を実施した。検討結果を，表 3.3-1 にて一覧表で整理する。

表 3.3-1 (I) 各構造変更の強度計算における反映箇所 (1/3)

構造強度設計方針					詳細設計内容及び構造変更の反映箇所				
施設名	評価対象部位	応力等の状態	損傷モード	設計に用いる許容境界	設計内容	評価A [応答] (解析ソフト)	左記の「評価A」に対する下記「構造変更」の反映内容について赤字：不具合事象、青字：品質向上	評価B [照査] (許容境界)	左記の「評価B」に対する下記「構造変更」の反映内容について赤字：不具合事象、青字：品質向上
防雨堤 (鋼製防護壁)	下部構造	支持力	支持機能が弾性域に留まらず塑性域に入っている状態	「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。	基礎地盤の支持性能評価	2次元 有効応力解析 (FLIP)	構造変更①：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更②：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更③：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更④：ジベル鉄筋に係る仕様変更 構造変更⑤：鋼製防護壁に係る仕様変更 構造変更⑥：アンカーボルト及び鋼材の腐蝕に係る仕様変更	評価B [照査] (許容境界)	左記の「評価B」に対する下記「構造変更」の反映内容について赤字：不具合事象、青字：品質向上 構造変更①：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更②：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更③：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更④：ジベル鉄筋に係る仕様変更 構造変更⑤：鋼製防護壁に係る仕様変更 構造変更⑥：アンカーボルト及び鋼材の腐蝕に係る仕様変更
							構造変更⑦：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更⑧：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更⑨：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更⑩：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更⑪：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更⑫：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更⑬：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更⑭：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更⑮：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更⑯：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更⑰：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更⑱：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更⑲：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更⑳：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㉑：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㉒：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㉓：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㉔：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㉕：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㉖：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㉗：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㉘：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㉙：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㉚：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㉛：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㉜：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㉝：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㉞：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㉟：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊱：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊲：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊳：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊴：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊵：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊶：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊷：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊸：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊹：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊺：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊻：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊼：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊽：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊾：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊿：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋀：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋁：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋂：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋃：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋄：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋅：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋆：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋇：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋈：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋉：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋊：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋋：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋌：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋍：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋎：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋏：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋐：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋑：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋒：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋓：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋔：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋕：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋖：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋗：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋘：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋙：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋚：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋛：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋜：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋝：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋞：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋟：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋠：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋡：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋢：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋣：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋤：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋥：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋦：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋧：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋨：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋩：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋪：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋫：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋬：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋭：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋮：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋯：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋰：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋱：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋲：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋳：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋴：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋵：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋶：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋷：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋸：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋹：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋺：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋻：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋼：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋽：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋾：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋿：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊀：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊁：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊂：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊃：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊄：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊅：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊆：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊇：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊈：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊉：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊊：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊋：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊌：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊍：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊎：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊏：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊐：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊑：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊒：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊓：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊔：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊕：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊖：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊗：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊘：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊙：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊚：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊛：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊜：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊝：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊞：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊟：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊰：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊱：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊲：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊳：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊴：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊵：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊶：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊷：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊸：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊹：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊺：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊻：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊼：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊽：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊾：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊿：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋀：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋁：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋂：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋃：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋄：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋅：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋆：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋇：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋈：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋉：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋊：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋋：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋌：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋍：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋎：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋏：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋐：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋑：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋒：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋓：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋔：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋕：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋖：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋗：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋘：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋙：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋚：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋛：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋜：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋝：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋞：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋟：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋠：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋡：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋢：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋣：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋤：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋥：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋦：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋧：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋨：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋩：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋪：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋫：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋬：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋭：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋮：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋯：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋰：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋱：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋲：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋳：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋴：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋵：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋶：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋷：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋸：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋹：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋺：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋻：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋼：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋽：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋾：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋿：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊀：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊁：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊂：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊃：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊄：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊅：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊆：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊇：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊈：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊉：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊊：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊋：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊌：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊍：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊎：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊏：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊐：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊑：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊒：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊓：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊔：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊕：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊖：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊗：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊘：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊙：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊚：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊛：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊜：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊝：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊞：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊟：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊰：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊱：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊲：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊳：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊴：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊵：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊶：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊷：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊸：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊹：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊺：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊻：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊼：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊽：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊾：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊿：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋀：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋁：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋂：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋃：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋄：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋅：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋆：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋇：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋈：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋉：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋊：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋋：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋌：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋍：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋎：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋏：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋐：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋑：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋒：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋓：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋔：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋕：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋖：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋗：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋘：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋙：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋚：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋛：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋜：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋝：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋞：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋟：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋠：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋡：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋢：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋣：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋤：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋥：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋦：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋧：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋨：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋩：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋪：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋫：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋬：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋭：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋮：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋯：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋰：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋱：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋲：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋳：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋴：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋵：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋶：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋷：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋸：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋹：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋺：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋻：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋼：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋽：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋾：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋿：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊀：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊁：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊂：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊃：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊄：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊅：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊆：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊇：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊈：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊉：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊊：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊋：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊌：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊍：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊎：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊏：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊐：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊑：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊒：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊓：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊔：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊕：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊖：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊗：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊘：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊙：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊚：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊛：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊜：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊝：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊞：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊟：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊰：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊱：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊲：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊳：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊴：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊵：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊶：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊷：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊸：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊹：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊺：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊻：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊼：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊽：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊾：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊿：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋀：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋁：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋂：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋃：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋄：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋅：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋆：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋇：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋈：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋉：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋊：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋋：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋌：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋍：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋎：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋏：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋐：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋑：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋒：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋓：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋔：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋕：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋖：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋗：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋘：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋙：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋚：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋛：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋜：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋝：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋞：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋟：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋠：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋡：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋢：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋣：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋤：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋥：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋦：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋧：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋨：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋩：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋪：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋫：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋬：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋭：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋮：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋯：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋰：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋱：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋲：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋳：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋴：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋵：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋶：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋷：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋸：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋹：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋺：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋻：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋼：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋽：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋾：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋿：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊀：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊁：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊂：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊃：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊄：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊅：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊆：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊇：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊈：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊉：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊊：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊋：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊌：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊍：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊎：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊏：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊐：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊑：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊒：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊓：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊔：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊕：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊖：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊗：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊘：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊙：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊚：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊛：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊜：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊝：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊞：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊟：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊰：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊱：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊲：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊳：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊴：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊵：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊶：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊷：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊸：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊹：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊺：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊻：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㊼：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㊽：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㊾：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㊿：地中連続壁の鉄筋変形等を考慮した配筋変更 構造変更㋀：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 構造変更㋁：地中連続壁の鉄筋配置等を考慮した配筋変更 構造変更㋂：地中連続壁 (北基礎) における鉄筋の停止位置を考慮した評価 構造変更㋃：地		

表 3.3-1 (2) 各構造変更の強度計算における反映箇所 (2/3)

構造強度設計方針				詳細設計内容及び構造変更の反映箇所			
施設名	評価対象部位	応力等の状態	損傷モード	設計に用いる許容限界	設計内容	左記の「評価A」に対する下記“構造変更”の反映内容について 赤字：不具合事象、青字：品質向上	
						評価A【応答】 (解析プログラム)	評価B【照査】 (許容限界)
防衛用 (橋脚防壊等)	上部構造	アンカーボルト	引抜き	「コンクリート標準示方書」(構造性能照査・鋼筋補強・II 鋼筋補強)「共同通線・鋼筋補強」(鋼筋補強設計基準 (名古屋高速道路公社)「道路土工学」)	アンカーボルトの評価	3次元静的フレーム解析 (Engineer's Studio)	左記の「評価B」に対する下記“構造変更”の反映内容について 赤字：不具合事象、青字：品質向上 構造変更①：地中連続壁のコンクリート未充填を考慮した 形状変更 構造変更②：地中連続壁の鉄筋形状等を考慮した配筋変更 構造変更③：地中連続壁 (北基線) における鉄筋の配置を りを考慮した評価 構造変更④：ジベル鉄筋に係る仕様変更 構造変更⑤：鋼筋防壊壁に係る仕様変更 構造変更⑥：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更 構造変更⑦：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更 →変更後のアンカーボルト仕様にて、応力照査 (引張) を実施する。
							評価B【照査】 (鋼筋設計 短期許容応力 度)
							構造変更⑧：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更 →変更後のアンカーボルト仕様にて、応力照査 (引張) を実施する。
		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	「コンクリート標準示方書」(構造性能照査・鋼筋補強・II 鋼筋補強)「共同通線・鋼筋補強」(鋼筋補強設計基準 (名古屋高速道路公社)「道路土工学」)	アンカーボルトの コーンせん断力評価 水平せん断力・水平曲げモーメントの評価	3次元静的フレーム解析 (Engineer's Studio)	構造変更⑨：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更 →変更後のアンカーボルト仕様にて、応力照査 (引張) を実施する。
							構造変更⑩：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更 →変更後のアンカーボルト仕様にて、応力照査 (引張) を実施する。
							構造変更⑪：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更 →変更後のアンカーボルト仕様にて、応力照査 (引張) を実施する。
防衛用 (橋脚防壊等)	下部構造			接合部の設計方法の妥当性に関する検討【別冊】	直接定式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性に係る検討【別冊】	3次元静的フレーム解析 (Engineer's Studio)	構造変更⑫：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更 →変更後のアンカーボルト仕様にて、応力照査 (引張) を実施する。
							構造変更⑬：アンカーボルト及び周辺鉄筋に係る仕様変更 →変更後のアンカーボルト仕様にて、応力照査 (引張) を実施する。

表 3.3-1 (3) 各構造変更の強度計算における反映箇所 (3/3)

施設名	構造強度設計方針				詳細設計内容及び構造変更の反映箇所		
	評価対象部位	応力等の状態	損傷モード	設計に用いる許容限界	設計内容	評価A [応答] (解析ソフトウェア)	評価B [照査] (許容限界)
防衛堤 (鋼製防護堤)	上部構造 止水ジョイント部	止水ジョイント部材	変形、引張り	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。	止水ジョイント部の相対変位量に対する評価	3次元静的フレーム解析 (Engineer's Studio)	左記の「評価A」に対する下記「構造変更」の反映内容について赤字：不具合事象、青字：品質向上 構造変更①：地中連鉄壁のコンクリート未充填を考慮した形状変更 構造変更②：地中連鉄壁の断面形状等を考慮した配筋変更 構造変更③：地中連鉄壁 (北基盤) における鉄筋の高止まりを考慮した評価 構造変更④：ジベル鉄筋に係る仕様変更 構造変更⑤：鋼製防護堤に係る仕様変更 構造変更⑥：アンカーボルト及び周切鉄筋に係る仕様変更 構造変更⑦：アンカーボルト及び周切鉄筋に係る仕様変更
		鋼製アンカー	引張り、せん断、引抜き	「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。	鋼製アンカーに対する耐津波評価【別冊】	（設計用相対変位は、他工区の防衛堤の応答解析結果により設定されており、鋼製防護堤の応答はこれに包絡されていることから、構造変更による影響はない。）	（鋼製アンカーの構造仕様に変更はない。）
		止水ジョイント部材の鋼製防護部材	曲げ、引張り、せん断	「鋼構造設計規程」に基づき短期許容応力度以下とする。	鋼製防護部材に対する耐津波評価【別冊】	（余震時の設計震度は、地盤の1次元応答解析により設定されているため、構造変更による影響はない。）	（鋼製防護部材の構造仕様に変更はない。）
		底部止水機構	曲げ、せん断	「道路橋示方書・同解説（1 共通編・II 鋼橋）」「水門鉄骨技術基準」に基づき短期許容応力度以下とする。	1次止水機構に対する耐津波評価【別冊】	構造変更①：地中連鉄壁のコンクリート未充填を考慮した構造変更 一南と北の各基礎に対し、深さ20cm×8箇所の断面欠損を考慮すること、応答解析モデルにおける断面性能を低下させる。 注記：*：重量時における設計震度（余震）の算定に反映	（底部止水機構の構造仕様に変更はない。）

なお、表 3.3-1 における一部設計項目（グレーハッチングにて着色）に関しては、以下を根拠として再検討は不要と判断したことから、本補足説明資料には結果を掲載していない。

・余震荷重における 3 次元組合せ係数法の保守性の確認

既工認では、余震荷重に 3 次元組合せ係数法を適用するに当たって、その保守性を確認するために解析的検討を実施している。検討モデルは、鋼製防護壁の耐震評価を目的に作成した 3 次元動的フレーム解析 (TDAPⅢ) であり、2 次元有効応力解析により算定した南基礎及び北基礎天端の変位時刻歴を底部に入力して地震応答解析を実施する。

上記の検討モデルを用いて、本検討においては以下 2 パターンの手法にて要素の断面力を算定し、その大小関係を比較している。

パターン①（3 次元組合せ係数法）

- ・ 3 方向の変位時刻歴を個別に独立入力して算出した最大断面力に組合せ係数（1.0 : 0.4 : 0.4）を乗じて要素毎の断面力を評価する手法
→強度計算において余震荷重を考慮する際に適用している手法

パターン②

- ・ 3 方向の変位時刻歴を同時に並進入力して要素毎の断面力を直接評価する手法

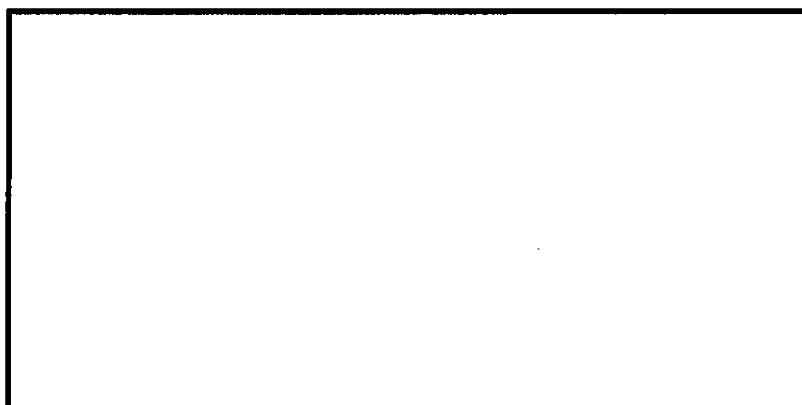
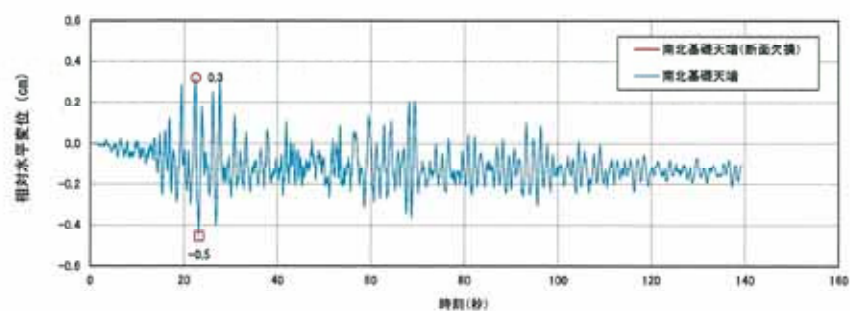


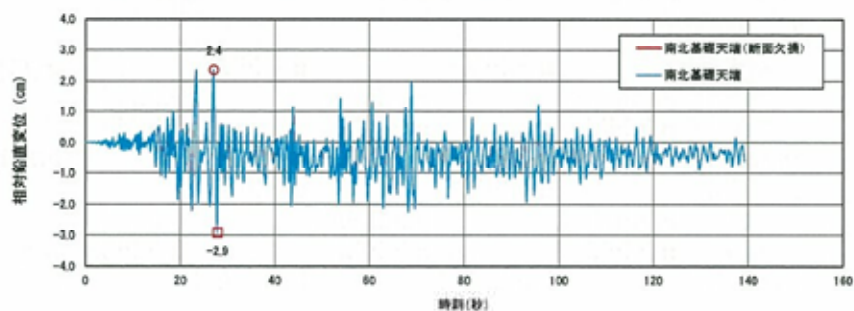
図 3.3-1 3 次元動的フレーム解析 (TDAPⅢ) モデルと変位時刻歴の設定位置

今回、構造変更を考慮した同検討においては、入力条件である 3 方向の変位時刻歴を算出するに当たり、地中連続壁の断面欠損を考慮した地震応答解析を実施することとなるが、図 3.3-2 に示すとおり、南北基礎天端の応答変位に対する断面欠損の影響は非常に軽微であり、検討結果に影響を与えるものではないと判断した。

以上より、今回の再設計においては、3 次元組合せ係数法の保守性についての確認を、改めて実施する必要がないと判断した。

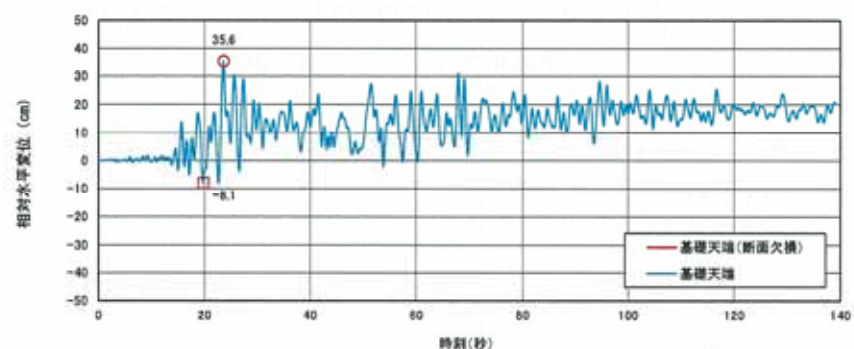


(南北基礎天端の相対水平変位, $S_s - D1$ (H+, V+))

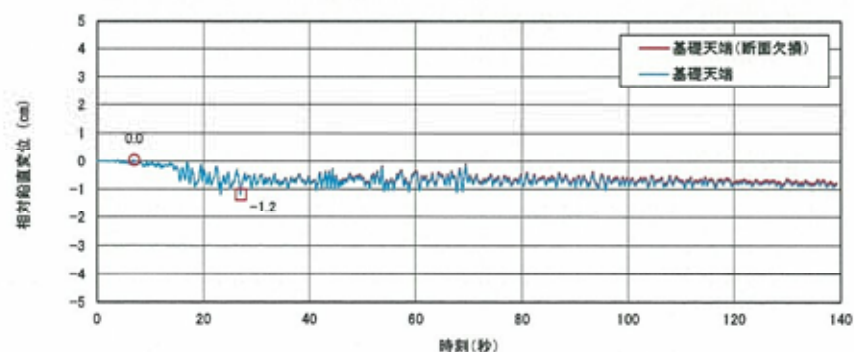


(南北基礎天端の相対鉛直変位, $S_s - D1$ (H+, V+))

図 3.3-2 (1) 相対変位時刻歴 (堤軸方向 (①断面))



(南北基礎天端の相対水平変位, $S_s - D1$ (H-, V+))



(南北基礎天端の相対鉛直変位, $S_s - D1$ (H-, V+))

図 3.3-2 (2) 相対変位時刻歴 (堤軸直交方向 (②③断面))

・ 3次元解析（COM3）を用いた接合部の設計手法に係る妥当性検討

既工認では、直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性や、接合部における設計手法の妥当性確認を目的として、3次元解析（COM3）を用いた応力照査を実施し、接合部の各構成部材に発生する応力が弾性範囲内に留まっていることを確認している。

今回、構造変更を考慮した同検討においては、3次元解析（COM3）の入力荷重となる接合部の応力6成分を算定するに当たり、地中連続壁の断面欠損を考慮した地震応答解析を実施することとなる。また、アンカーボルトや周辺鉄筋の仕様変更により、鉄筋配置や本数が変更となっていることから、これを3次元解析（COM3）モデルに反映することとなる。

一方で、表3.3-2に示すとおり、今回の構造変更を考慮した再設計（3次元静的フレーム解析(Engineer's Studio)による一連の詳細設計を指す。）の結果、接合部における全ての照査値は減少する傾向を示しており、既工認に比べて安全裕度が向上していることを確認した。

この設計結果を考慮すると、3次元解析（COM3）においても同様の傾向が得られる可能性が高く、接合部の各構成部材に発生する応力は弾性範囲内に収まることは自明であることから、今回の再設計においては、3次元解析（COM3）を改めて実施する必要がないと判断した。

表 3.3-2 接合部の各評価項目における安全裕度について
(敷地に遡上する津波と余震との重畳時)

接合部における 評価項目	既工認での 最大照査値	符 号	構造変更を考慮した 再設計による最大照査値
アンカーボルトの 引張り照査	0.61	>	0.58
アンカーボルトの コーンせん断照査	0.52	>	0.34
頂版鉄筋コンクリートの 水平せん断力に対する照査	0.52	>	0.45
中詰鉄筋コンクリートの 水平せん断力に対する照査	0.90	>	0.81
頂版鉄筋コンクリートの 水平回転モーメントに対す る照査	0.77	>	0.56
中詰鉄筋コンクリートの 水平回転モーメントに対す る照査	0.87	>	0.79

・底部止水機構（1次止水機構）の耐津波評価

底部止水機構（1次止水機構）の耐津波評価においては、津波時及び重畳時の各荷重組合せにより、鋼製部材の応力照査を実施しているが、そのうち余震荷重の設定においては、底部止水機構（1次止水機構）が間接支持されている鋼製防護壁の地震応答解析から設定した設計震度を考慮している。

本地震応答解析は図 3.3-1 に示す 3 次元動的フレーム解析 (TDAPⅢ) を用いて実施されるものであり、図 3.3-2 に示すように、本解析の入力条件となる南北の地中連続壁基礎天端の応答変位に対する断面欠損の影響は極めて小さく、底部止水機構（1次止水機構）の余震荷重の設定に影響を与えるものではない。

また、余震荷重と重畳させる基準津波及び敷地に遡上する津波による荷重については、地中連続壁基礎の断面欠損による影響を全く受けない。

以上より、今回の再設計においては、底部止水機構（1次止水機構）の耐津波評価を改めて実施する必要がないと判断した。

4. 強度評価方法

4.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 4.1-1 に示す。

表 4.1-1 (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_{sl}	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_{co1}	N/mm^2	コーンせん断応力度 (コンクリートのみ)
τ_{co2}	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_{sl}	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	$\text{kN}\cdot\text{m}$	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 4.1-1 (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

4.2 評価対象断面及び部位

4.2.1 評価対象断面

鋼製防護壁の評価対象断面は、添付書類「VI-3-別添 1-1 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 4.2-1 に、評価対象の断面図を図 4.2-2 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、「4.5 評価方法」に示す。

4.2.2 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。

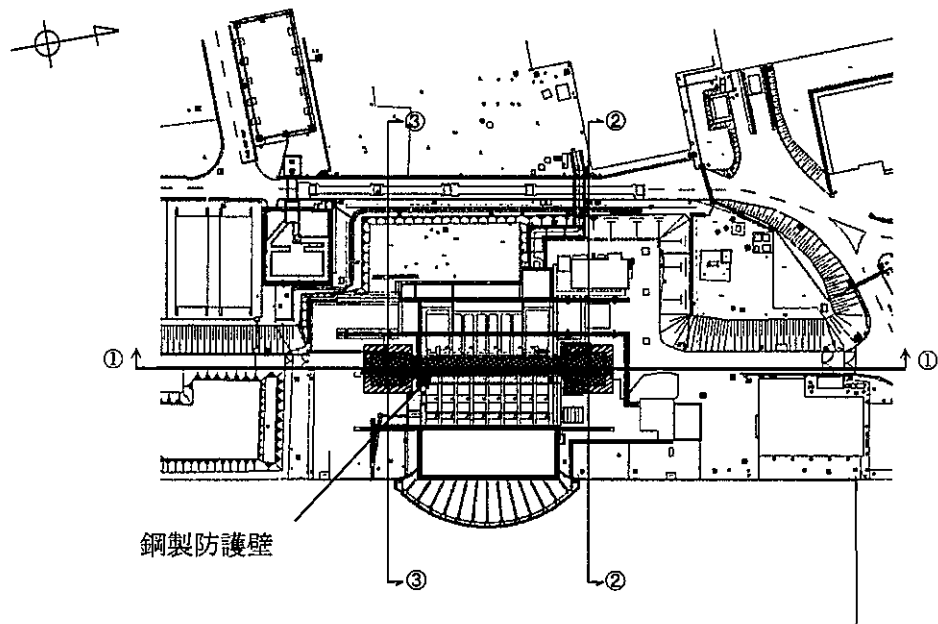


図 4.2-1 鋼製防護壁の検討対象断面位置

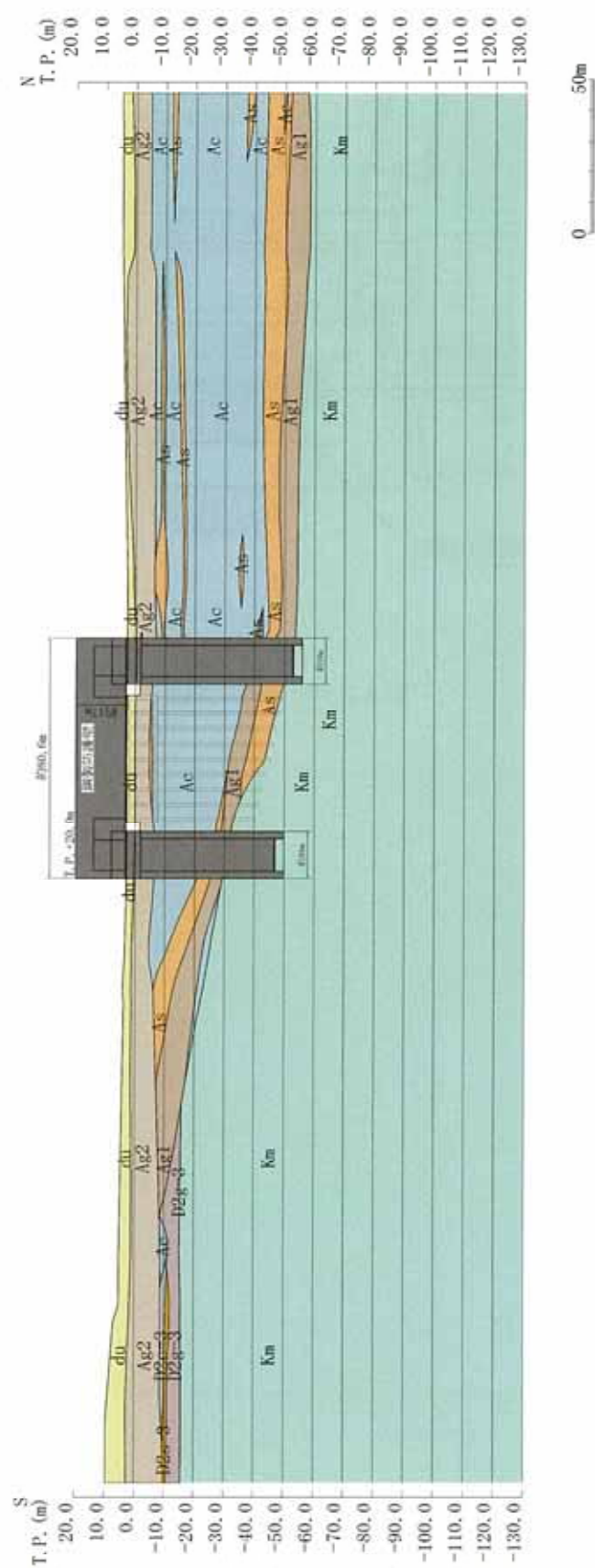


图 4.2-2 (1) 铜裂防護壁断面图 (①-①断面)

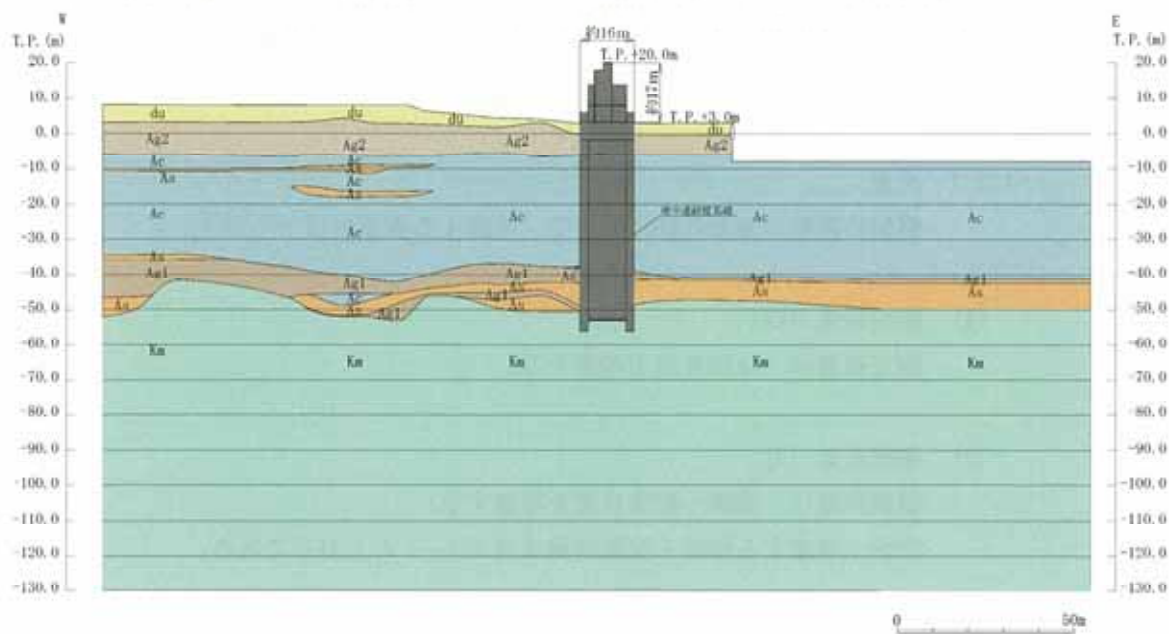


图 4.2-2 (2) 鋼製防護壁断面図 (②-②断面)

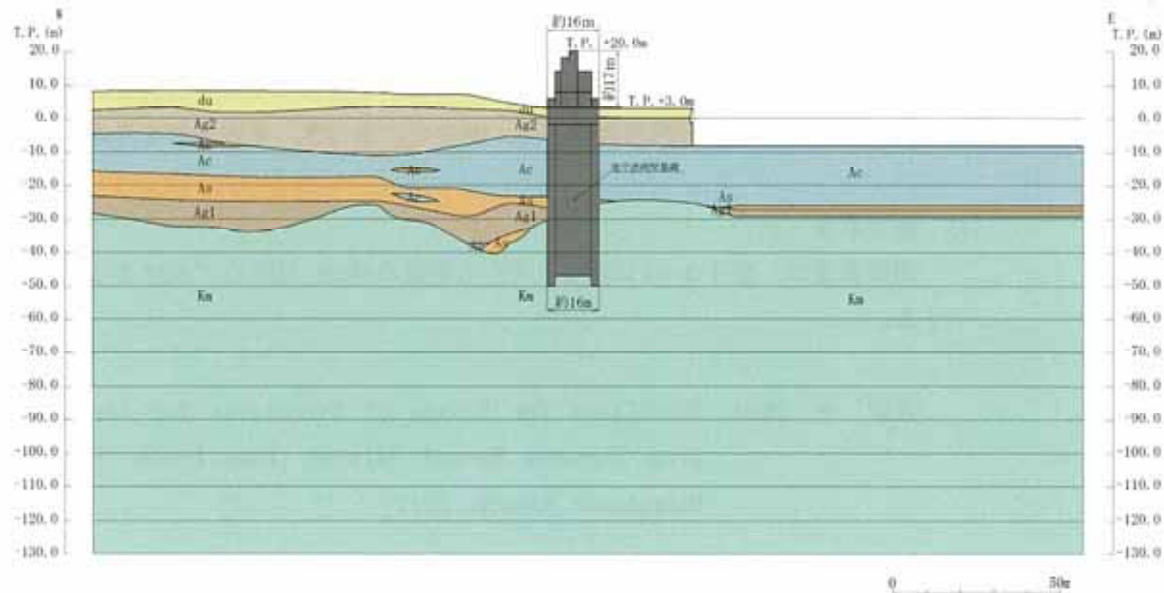


图 4.2-2 (3) 鋼製防護壁断面図 (③-③断面)

4.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 1-1 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。

4.3.1 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 4.3-1 のとおりである。

表 4.3-1 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 4.3-2 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 4.3-2 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。

4.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.3-3 及び表 4.3-4 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 4.3-1～図 4.3-4 に示す。

表 4.3-3 (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 4.3-3 (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。

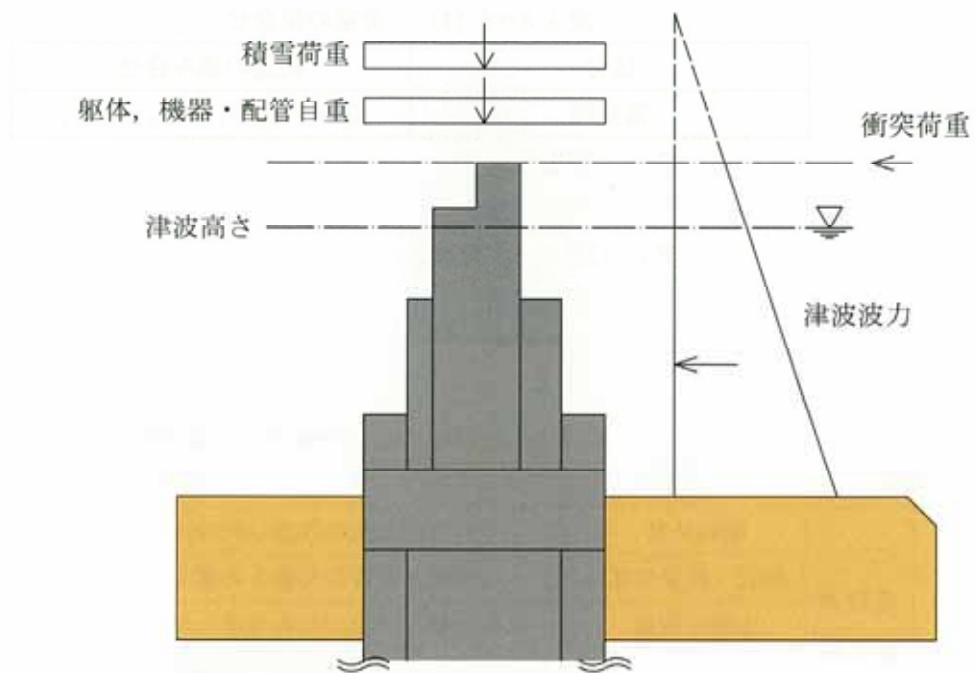


図 4.3-1 津波時（基準津波時）の作用図

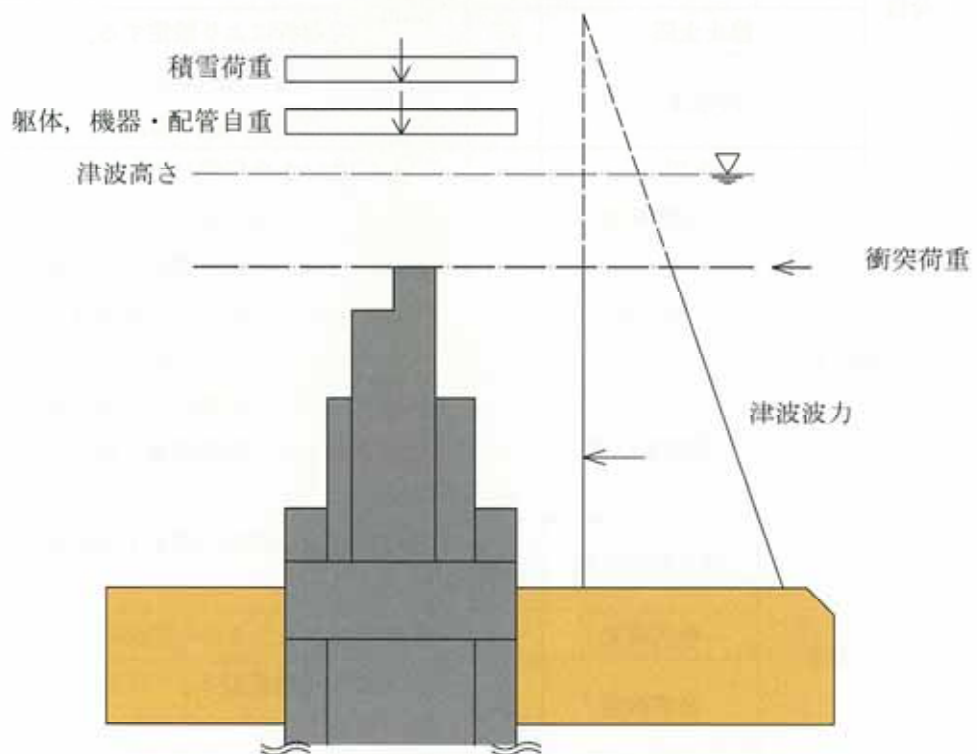


図 4.3-2 津波時（敷地に遡上する津波時）の作用図

表 4.3-4 (1) 荷重の組合せ

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

G : 固定荷重

P : 積載荷重

 P_t : 遡上津波荷重 K_{sd} : 余震荷重 P_s : 積雪荷重

表 4.3-4 (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

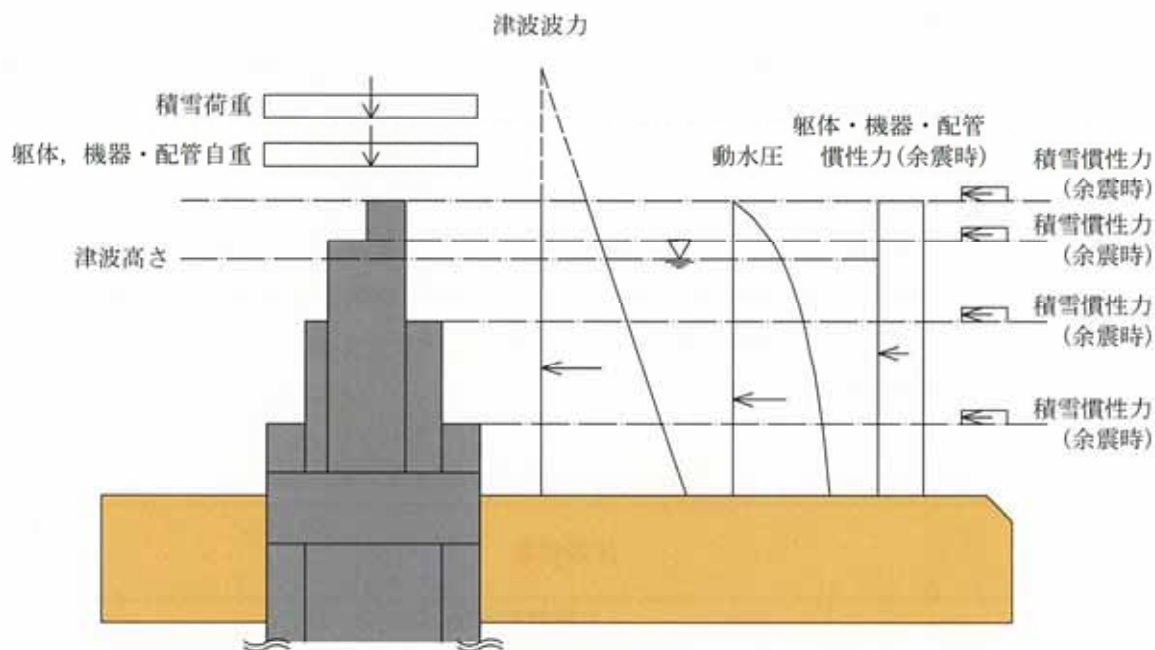


図 4.3-3 重畳時（基準津波時）の作用図

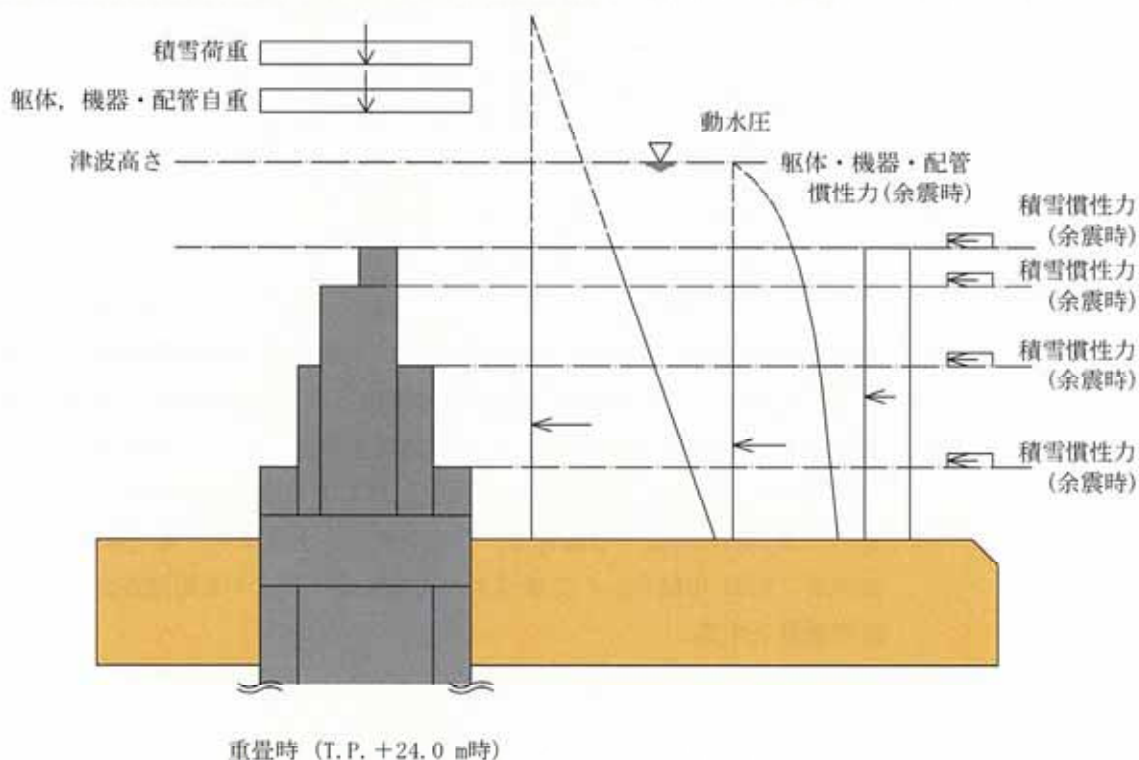


図 4.3-4 重畳時（敷地に遡上する津波時）の作用図

4.4 許容限界

鋼製防護壁の許容限界は、「4.2 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「VI-3-別添 1-1 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 4.4-1 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 4.4-1 (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	$f'_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$ *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
	$f'_{ck}=40 \text{ N/mm}^2$ *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 4.4-1 (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_{con1}	0.825*4
		短期コーンせん断応力度 τ_{con2}	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 4.4-2 に示す。

表 4.4-2 (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 Va
	部材幅	部材高	連壁基礎 有効高	中実鉄筋 コンクリート 有効高	鉄 筋 径	本数 Sb	間隔 Ss	地中連続壁 コンクリート	中実 コンクリート	鉄筋	(Vca1+Vca2)/2 +Vsa
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(本)	(mm)	Vca1 (kN)	Vca2 (kN)	Vsa (kN)	(kN)
上部	15500 (15100 ⁽¹⁾)	15500 (15100 ⁽¹⁾)	13125	10120	D38	21	300	41053	77972	220060	279573
中央 (T. P. ~20.00m ~~34.00m)	15500 (15100 ⁽¹⁾)	15500 (15100 ⁽¹⁾)	13125	9170	D38	39	300	41053	70653	369194	425047
中央 (T. P. ~34.00m ~~43.50m)	15500 (15100 ⁽¹⁾)	15500 (15100 ⁽¹⁾)	13125	9170	D38	45	300	41053	70653	425372	481225
下部	15500 (15100 ⁽¹⁾)	15500 (15100 ⁽¹⁾)	13125	9170	D38	33	300	41053	70653	313016	368869

注記 *1: 剛結継手部 200mm 欠損を考慮した場合の部材幅及び部材高

表 4.4-2 (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 Va
	部材幅	部材高	連壁基礎 有効高	中実鉄筋 コンクリート 有効高	鉄 筋 径	本数 Sb	間隔 Ss	地中連続壁 コンクリート	中実 コンクリート	鉄筋	(Vca1+Vca2)/2 +Vsa
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(本)	(mm)	Vca1 (kN)	Vca2 (kN)	Vsa (kN)	(kN)
上部	15500 (15100 ⁽¹⁾)	15500 (15100 ⁽¹⁾)	13125	10120	D38	21	300	54737	103963	242066	321417
中央 (T. P. ~20.00m ~~34.00m)	15500 (15100 ⁽¹⁾)	15500 (15100 ⁽¹⁾)	13125	9170	D38	39	300	54737	94204	405113	480584
中央 (T. P. ~34.00m ~~43.50m)	15500 (15100 ⁽¹⁾)	15500 (15100 ⁽¹⁾)	13125	9170	D38	45	300	54737	94204	467909	542379
下部	15500 (15100 ⁽¹⁾)	15500 (15100 ⁽¹⁾)	13125	9170	D38	33	300	54737	94204	344318	418788

注記 *1: 剛結継手部 200mm 欠損を考慮した場合の部材幅及び部材高

表 4.4-2 (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 Va
	部材幅	部材高	連壁基礎 有効高	中実鉄筋 コンクリート 有効高	鉄 筋 径	本数 Sb	間隔 Ss	地中連続壁 コンクリート	中実 コンクリート	鉄筋	(Vca1+Vca2)/2 +Vsa
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(本)	(mm)	Vca1 (kN)	Vca2 (kN)	Vsa (kN)	(kN)
上部	15500 (15100 ⁽¹⁾)	15500 (15100 ⁽¹⁾)	13125	10120	D38	18	300	41053	77972	185993	245506
中央	15500 (15100 ⁽¹⁾)	15500 (15100 ⁽¹⁾)	13125	10270	D38	28	300	41053	79128	293611	353702
下部	15500 (15100 ⁽¹⁾)	15500 (15100 ⁽¹⁾)	13125	10345	D38	28	300	41053	79706	295755	356135

注記 *1: 剛結継手部 200mm 欠損を考慮した場合の部材幅及び部材高

表 4.4-2 (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 Va
	部材幅	部材高	連壁基礎有効高	中実鉄筋コンクリート有効高	鉄筋径	本数 Sb	間隔 Ss	地中連続壁コンクリート	中実コンクリート	鉄筋	(Vca1+Vca2)/2 + Vsa
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		(本)	(mm)	Vca1	Vca2	Vsa	(kN)
上部	15500 (15100 ^{*1})	15500 (15100 ^{*1})	13125	10120	D38	18	300	54737	103963	204593	283943
中央	15500 (15100 ^{*1})	15500 (15100 ^{*1})	13125	10270	D38	28	300	54737	105504	322972	403093
下部	15500 (15100 ^{*1})	15500 (15100 ^{*1})	13125	10345	D38	28	300	54737	106275	325331	405837

注記 *1：剛結継手部 200mm 欠損を考慮した場合の部材幅及び部材高

(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 4.4-3 のとおり設定する。表 4.4-3 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 4.4-3 (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 4.4-3 (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「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）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 4.4-4 に示す。

表 4.4-4 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 4.4-5 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 4.4-5 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

4.5 評価方法

鋼製防護壁の評価方法は、添付書類「VI-3-別添 1-1 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「4.4 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。

4.5.1 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。重量時については、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 4.5-1 に示す。

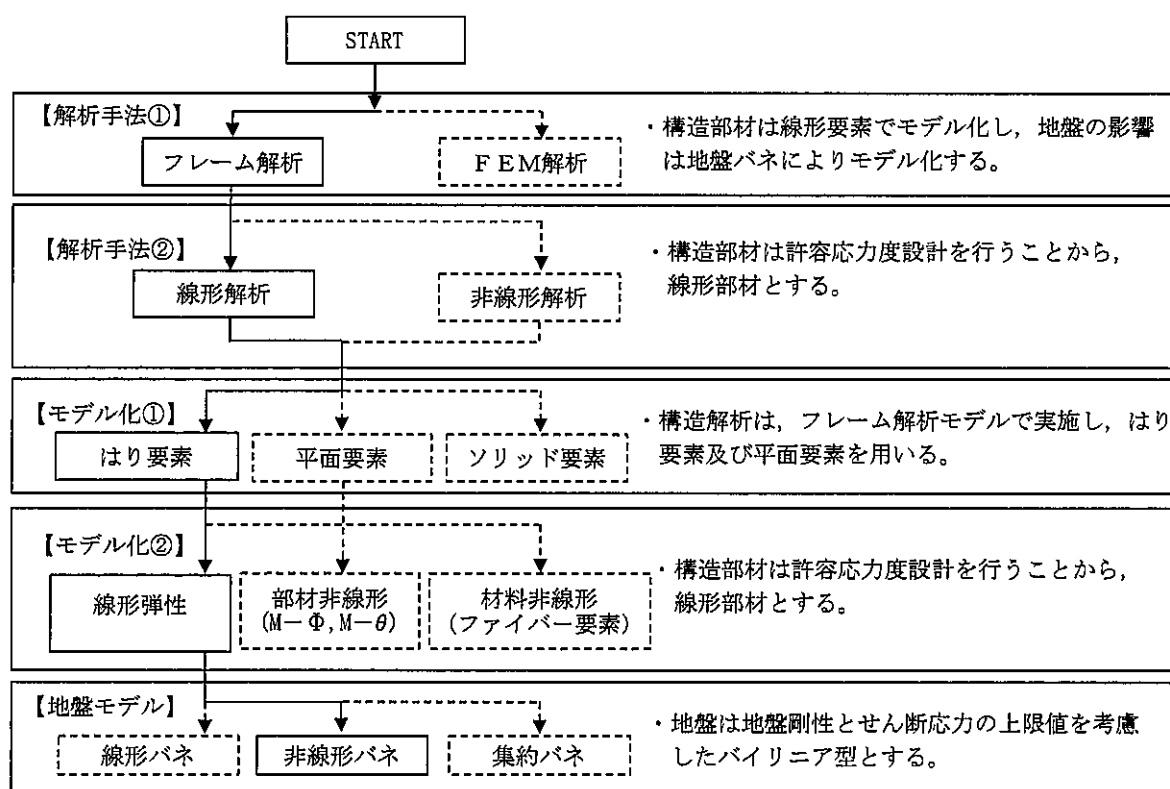


図 4.5-1 構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

4.5.2 地盤沈下の考慮

津波時及び重畳時の検討では、津波来襲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、平成 30 年 10 月 18 日付け原規規発第 1810181 号にて認可された工事計画の補足説明資料「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 4.5-2 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。

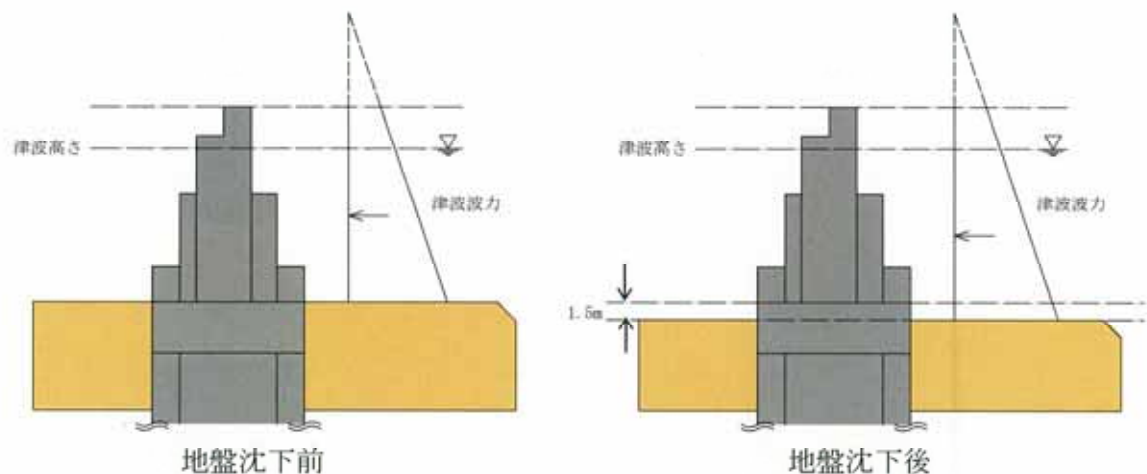


図 4.5-2 地盤沈下の考慮に関する概念図

4.5.3 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4.5-3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、「VI-4 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 4.5-3 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4.5-4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4.5-4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4.5-4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。

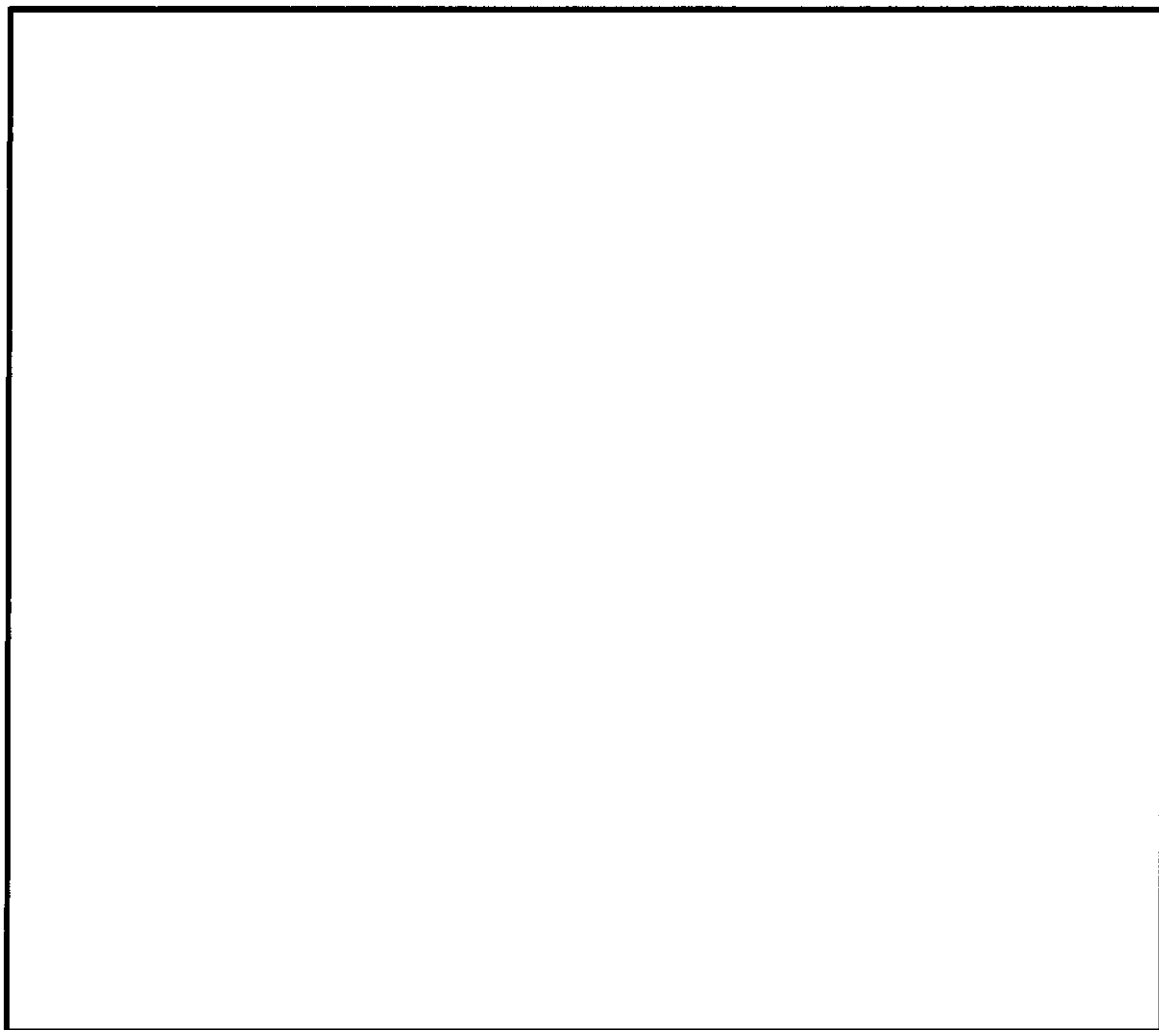


図 4.5-4 鋼製防護壁上部構造のモデル化イメージ図

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 4.5-1 に示し、地盤バネのバイリニアモデルを図 4.5-5 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 4.5-1 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

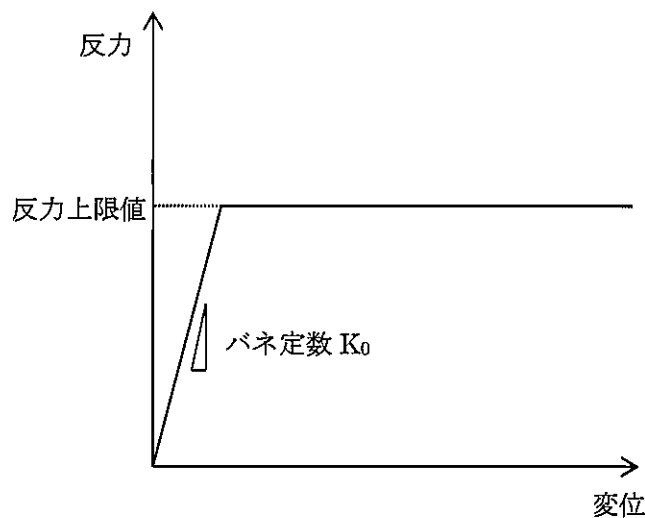


図 4.5-5 地盤バネのバイリニアモデル

(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/m²)

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/m²)

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/m²)

K_{HD} : 基礎側面の水平(面直)方向地盤反力係数 (kN/m²)

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/m²)

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/m²)

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 4.5-6 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。

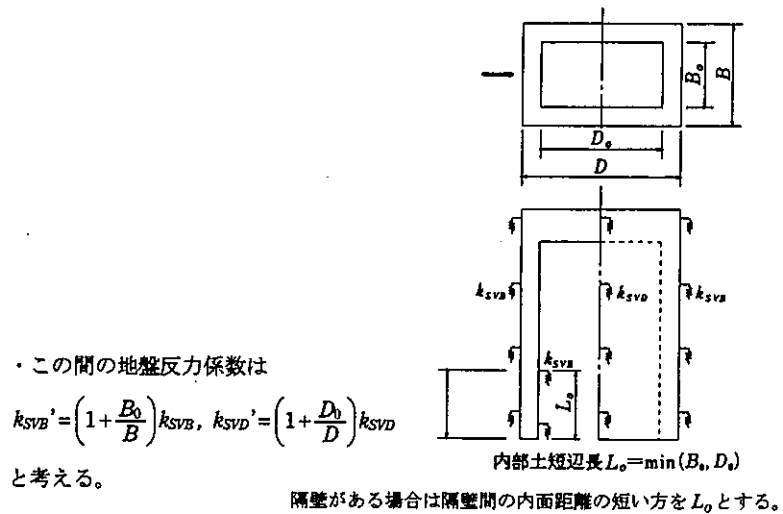


図 4.5-6 基礎内面の鉛直方向地盤反力

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。

$$K_S = 0.3 K_V$$

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/m^2)

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/m^2)

P_{EP} は以下の式により算定する。なお、以下の式は、図 4.5-7 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/m^2)

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/m^2)

ϕ : 土のせん断抵抗角 ($^\circ$)

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

α : 地表面と水平面のなす角度 ($^\circ$)

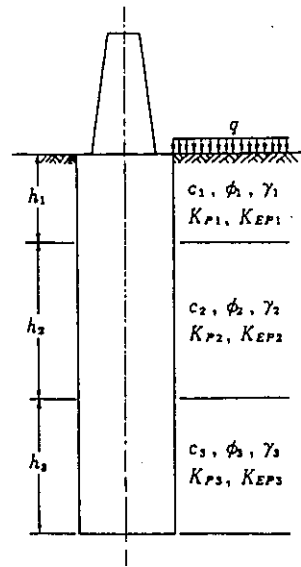


図 4.5-7 受働土圧強度算定式における各層物性
(3 層地盤の場合)

- 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 $\times 2$

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/m^2)

C_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m^2)

岩とコンクリートの付着力 0 kN/m^2

p_V : 基礎底面の鉛直地盤反力度 (kN/m^2)

ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 ($^\circ$)

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 (m^2)

A_i : 基礎内部土の面積 (m^2)

c : 基礎底面地盤 (K_m 層) の粘着力 (kN/m^2)

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 (K_m 層) のせん断抵抗角 ($^\circ$)

(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 4.5-2 に、材料物性値を表 4.5-3 に示す。

地盤の諸定数は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。地盤の物性値を表 4.5-6 に示す。

表 4.5-2 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 4.5-3 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 4.5-4 に、化学成分の比較を表 4.5-5 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 4.5-4 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 4.5-5 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	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。 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 4.5-4 の評価結果からも機械強度は同等である。 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 4.5-4 の評価結果からも機械強度は同等である。									

表 4.5-6 (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	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	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 () は地下水位以浅	σ'_{ms}	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 () は地下水位以浅	G_{ms}	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 4.5-6 (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					
				第四系（非液状化層）				新第三系	捨石
物理特性	密度 () は地下水位以浅	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 () は地下水位以浅	σ'_{ms}	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 () は地下水位以浅	G_{ms}	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 4.5-6 (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)	ポアソン比 ν	粘着力 C_0 (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_0 ($^\circ$)	せん断波 速度 V_s (m/s)	基準初期 せん断剛性 G_{50} (kN/m^2)	基準体積 弾性係数 K_{50} (kN/m^2)	基準平均有効 主応力 σ'_{ms} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 m_0, m_1	最大履歴 減衰率 $h_{max}(\%)$	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度 V_p (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, 540
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, 544
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, 548
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, 551
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, 551
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, 555
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, 538
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, 542
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, 542
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.15	352	23.3	432	320, 993	365, 051	504	0.0	0.107	0.463	1, 546
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, 550
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, 553
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, 557
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, 567
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, 561
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, 544
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, 548
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, 548
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, 552
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.15	412	22.3	440	332, 992	378, 697	504	0.0	0.110	0.462	1, 556
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.15	418	22.2	441	334, 507	380, 420	504	0.0	0.110	0.462	1, 559
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.15	430	22.0	442	336, 025	382, 147	504	0.0	0.110	0.462	1, 563
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.15	442	21.8	444	339, 074	386, 614	504	0.0	0.111	0.462	1, 571
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.15	454	21.6	445	340, 603	387, 352	504	0.0	0.111	0.461	1, 554
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343, 671	390, 842	504	0.0	0.112	0.461	1, 562
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345, 211	392, 593	504	0.0	0.112	0.461	1, 565
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348, 300	381, 471	498	0.0	0.112	0.461	1, 573
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351, 403	384, 870	498	0.0	0.113	0.461	1, 580
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352, 959	386, 574	498	0.0	0.113	0.460	1, 564
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	355, 083	389, 996	498	0.0	0.114	0.460	1, 572
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357, 550	391, 712	498	0.0	0.114	0.460	1, 575
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360, 794	395, 155	498	0.0	0.115	0.459	1, 583
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362, 371	396, 883	498	0.0	0.115	0.459	1, 567
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365, 536	400, 349	498	0.0	0.115	0.459	1, 575
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367, 124	402, 088	498	0.0	0.116	0.459	1, 578
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370, 309	405, 577	498	0.0	0.116	0.459	1, 585
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371, 907	407, 327	498	0.0	0.117	0.459	1, 589
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375, 113	410, 838	498	0.0	0.117	0.458	1, 578
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376, 721	412, 599	498	0.0	0.117	0.458	1, 581
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	378, 948	416, 134	498	0.0	0.118	0.458	1, 589
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385, 415	422, 122	498	0.0	0.118	0.458	1, 596
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387, 051	423, 513	498	0.0	0.118	0.458	1, 599
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	389, 331	427, 505	498	0.0	0.119	0.457	1, 588
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391, 976	429, 307	498	0.0	0.119	0.457	1, 592
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395, 277	432, 922	498	0.0	0.119	0.457	1, 599
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396, 533	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, 035	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, 718
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, 728
58	-84	-85 ~ -83	1.73	0.14	864	14.9	501	434, 232	455, 356	492	0.0	0.124	0.454	1, 720
59	-86	-87 ~ -85	1.73	0.14	876	14.7	504	439, 448	463, 862	492	0.0	0.124	0.454	1, 738
60	-88	-89 ~ -87	1.73	0.14	888	14.5	509	445, 210	473, 111	492	0.0	0.125	0.453	1, 736
61	-104	-105 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455, 282	463, 485	486	0.0	0.126	0.452	1, 733
62	-112	-113 ~ -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, 675	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 4.5-7 のとおりである。

表 4.5-7 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 4.5-8 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 4.5-8 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。

4.5.4 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 4.5-8 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載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。

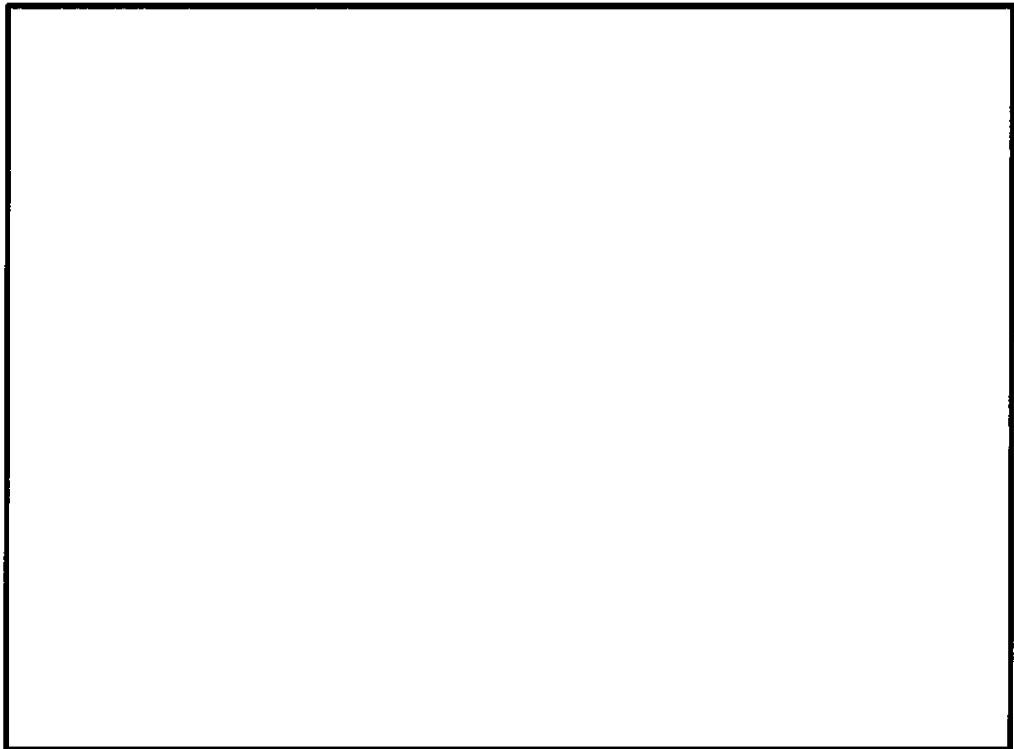


図 4.5-8 断面力の組合せ方法（余震＋津波時）

(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、「VI-4 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 4.5-9 に、1次元有効応力解析モデル概念図を図 4.5-10 に示す。

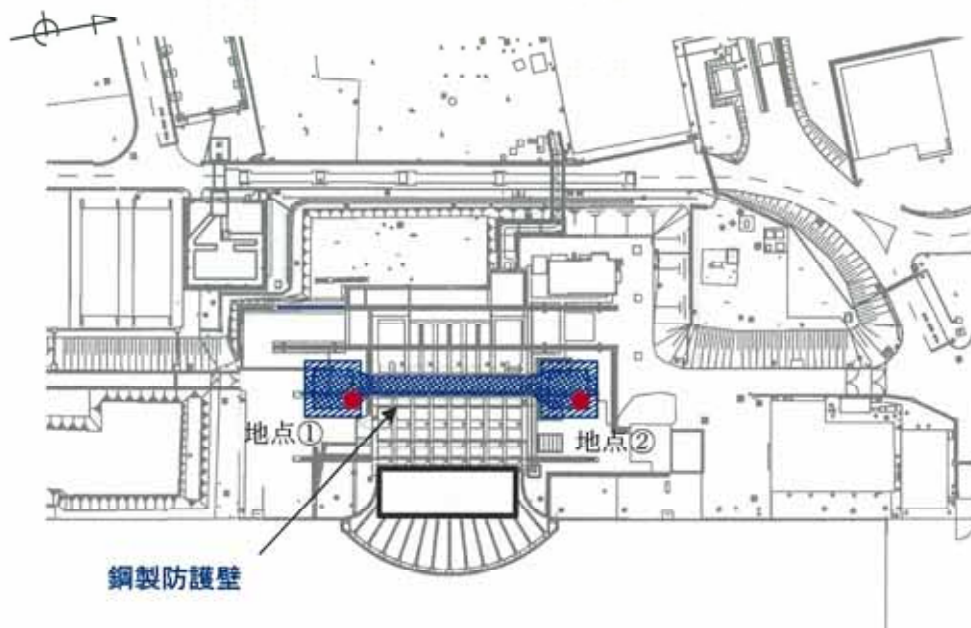


図 4.5-9 1次元有効応力解析実施位置図

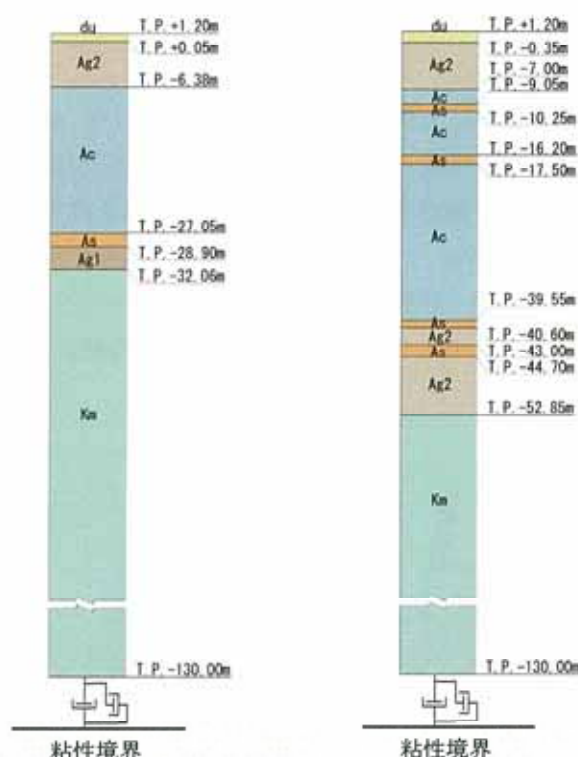


図 4.5-10 1次元有効応力解析モデル概念図（左：地点①，右：地点②）

(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 $\alpha=0$ とす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 $\alpha [M]$ 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 $\alpha [M]$ 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 4.5-11 に、固有値解析結果を表 4.5-9 に示す。

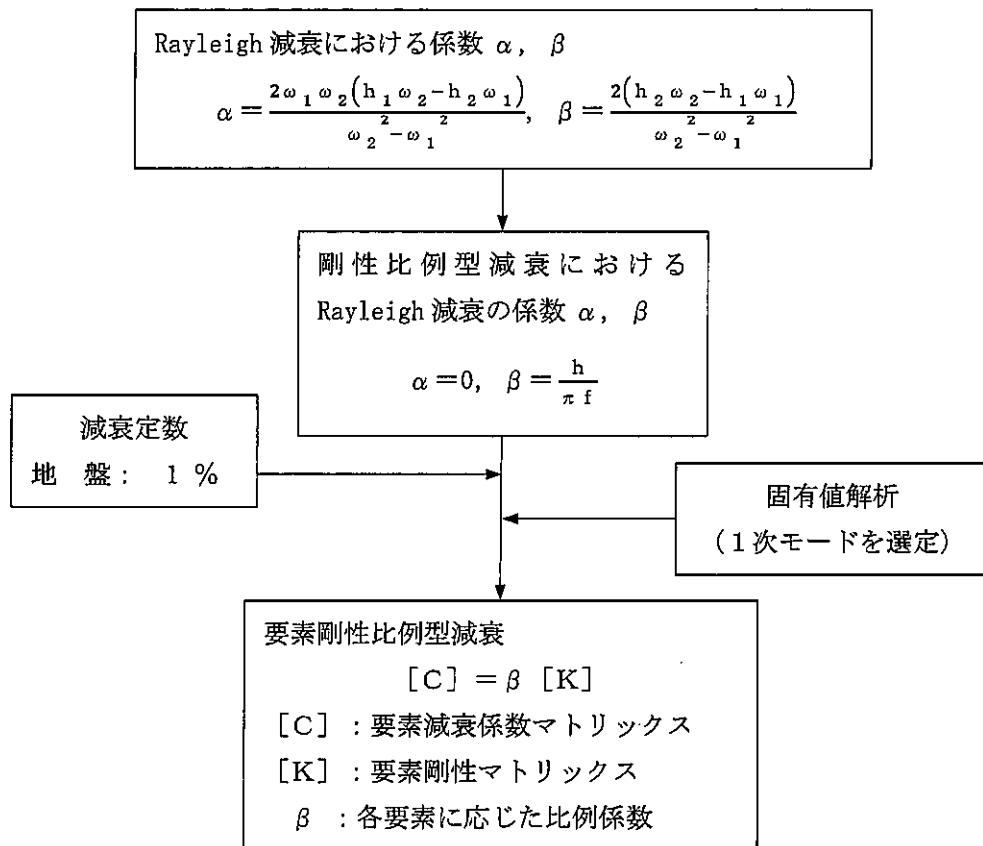


図 4.5-11 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 4.5-9 (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 4.5-9 (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 4.5-9 (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 4.5-9 (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 4.5-9 (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 4.5-9 (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 4.5-9 (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 4.5-9 (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「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

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を用い、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、「VI-4 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4.5-12に、加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図4.5-13に示す。

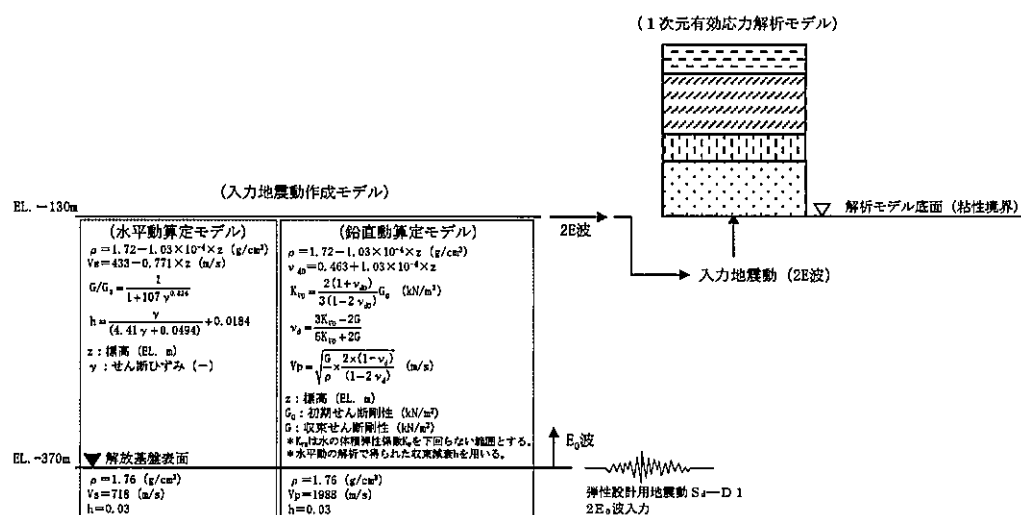
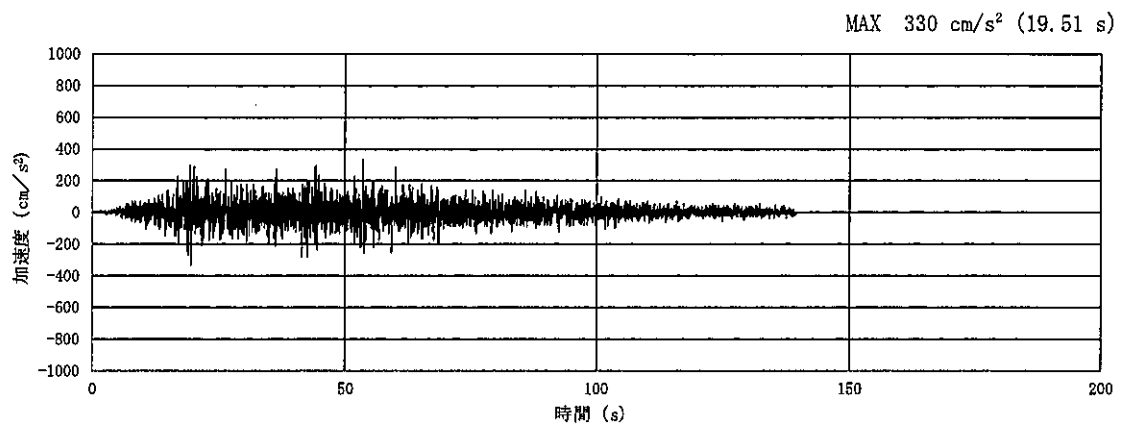
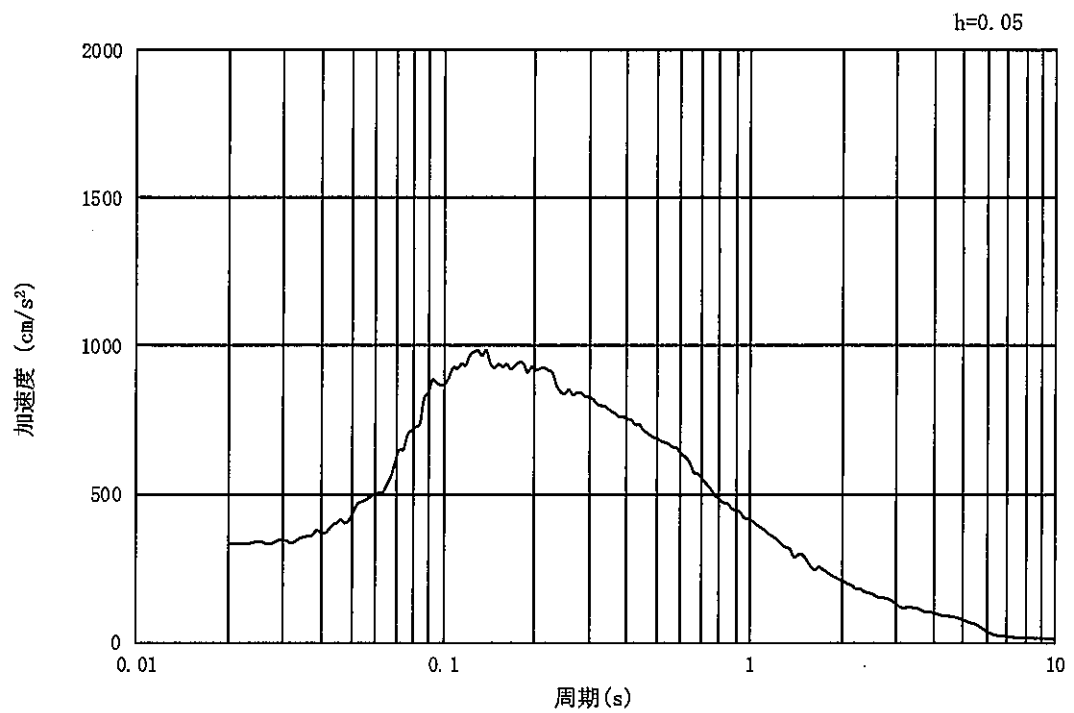


図 4.5-12 入力地震動算定の概念図

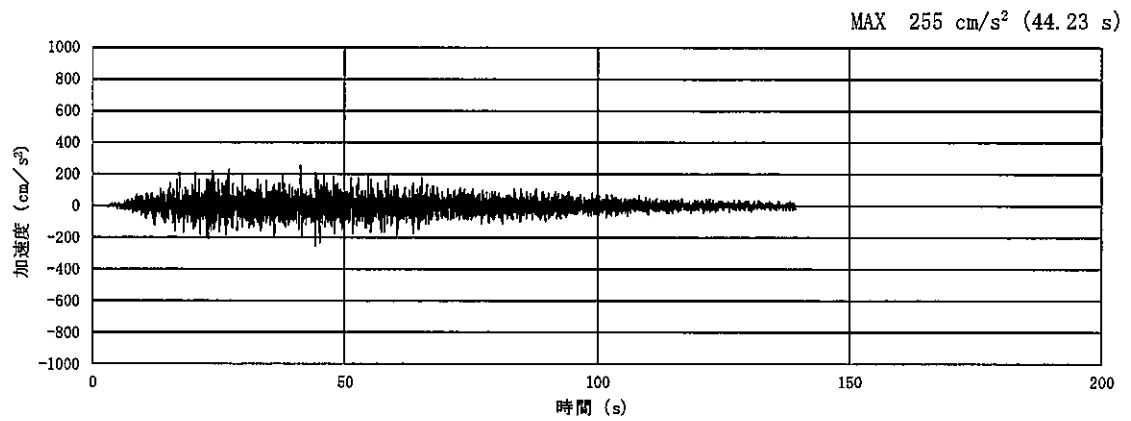


(a) 加速度時刻歴波形

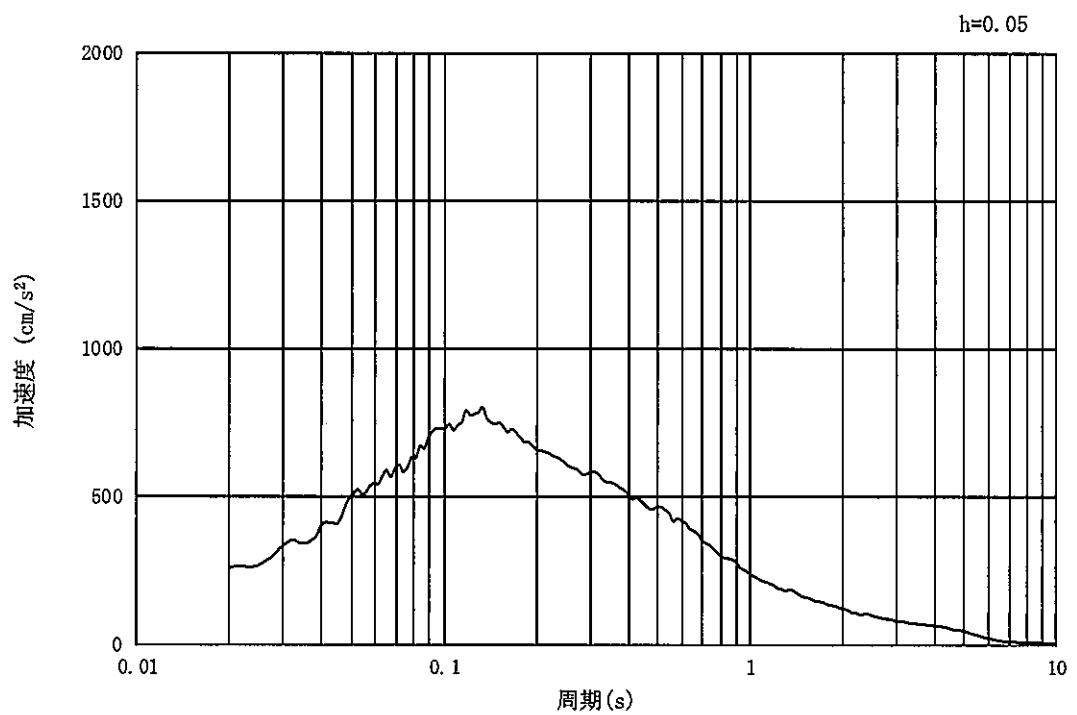


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.5-13 (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-D1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

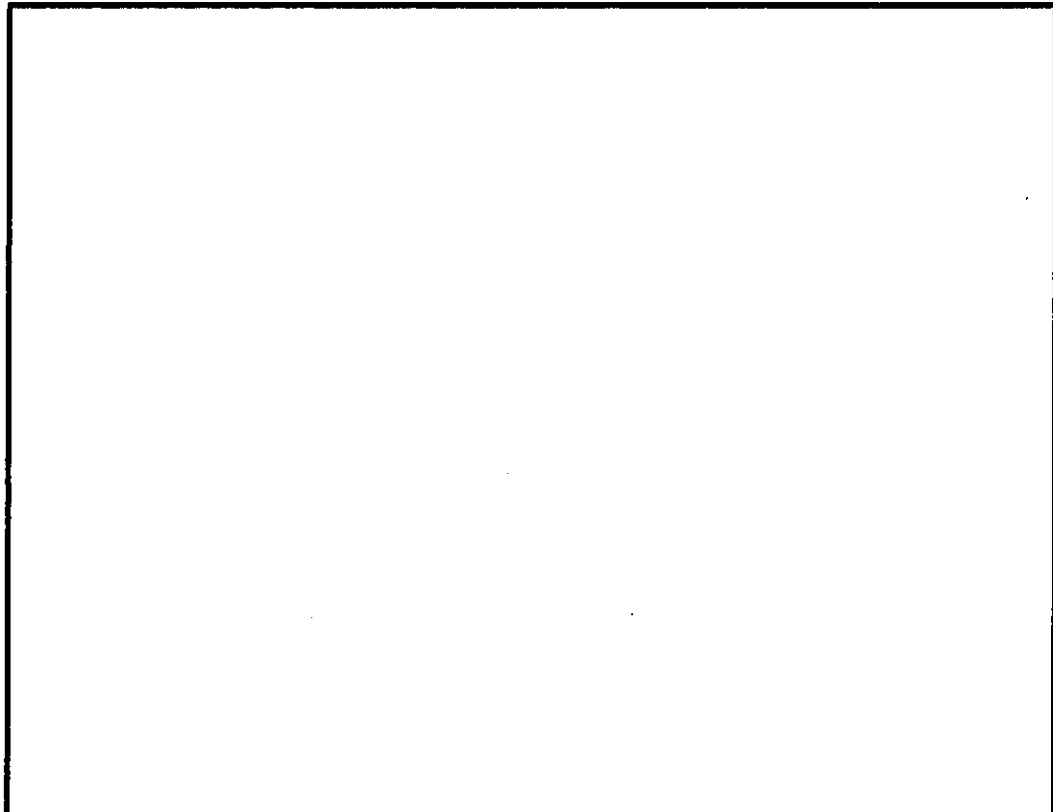
図 4.5-13 (2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(①-①及び②-②断面, 鉛直成分: S_d-D1)

(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 4.5－14 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、「VI-4 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 4.5－14 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

「4.5.3 解析モデル及び諸元（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4.5-10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4.5-11に示す。

表 4.5-10 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 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(+1 σ)した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)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(+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 4.5-11 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、「4.5.3 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、「4.5.3 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、「4.5.3 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、「4.5.3 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、「4.5.3 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。

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、「4.5.3 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。

$$(\text{砂質土}) \quad \tau_f = c_{CD} \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD} \leq 200$$

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

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/m^2)
- c_{CD} : 基礎地盤 (K_m 層) の粘着力 (kN/m^2)
- ϕ_{CD} : 基礎地盤 (K_m 層) のせん断抵抗角 ($^\circ$)
- σ'_m : 時刻 t_{max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m^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。

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

ここで,

- P_{SU} : 基礎底面の水平方向地盤反力度の上限値 (kN/m^2)
- c_{CD} : 基礎地盤 (K_m 層) の粘着力 (kN/m^2)
- ϕ_{CD} : 基礎地盤 (K_m 層) のせん断抵抗角 ($^\circ$)
- σ'_m : 時刻 t_{max} における地盤の平均有効主応力 (kN/m^2)

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、「4.5.4(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、補足説明資料「補足-28 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、補足説明資料「補足-28 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4.5-15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。

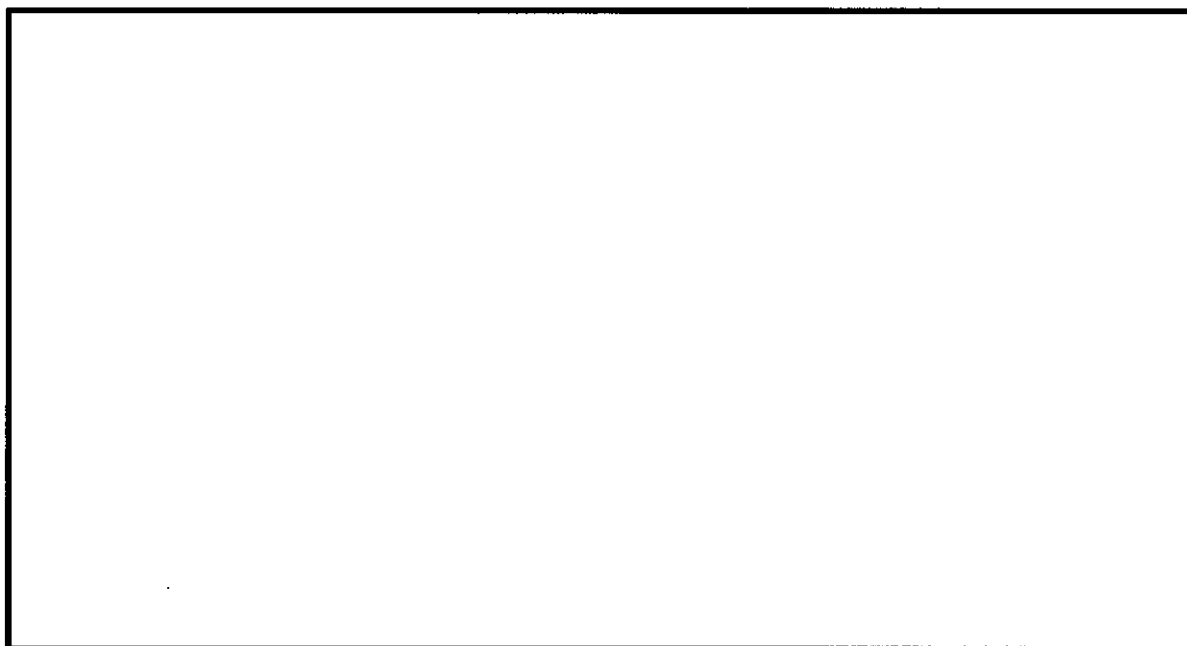
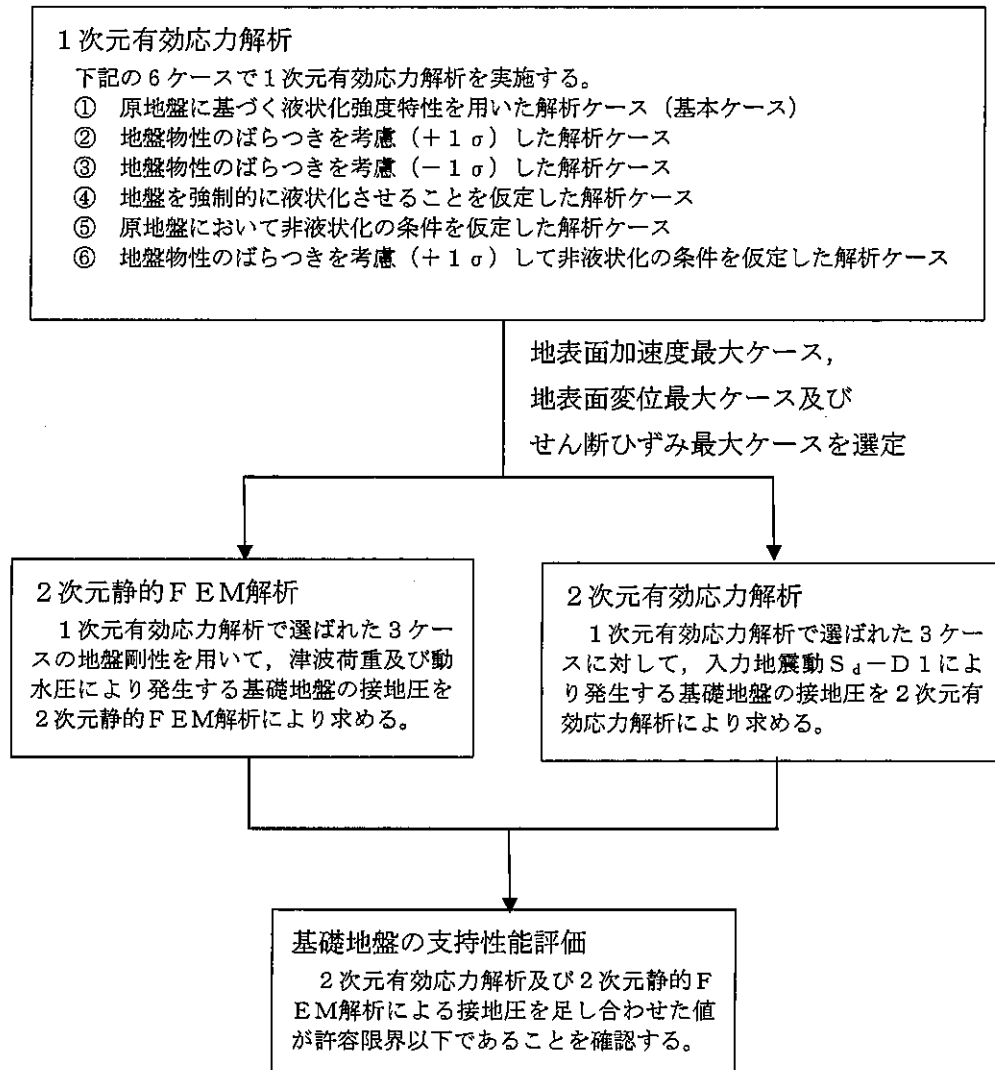


図 4.5-15 2次元静的FEM解析モデル

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 4.5-16 に、接地圧の算出フローを図 4.5-17 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 4.5-16 基礎地盤の支持性能評価フロー

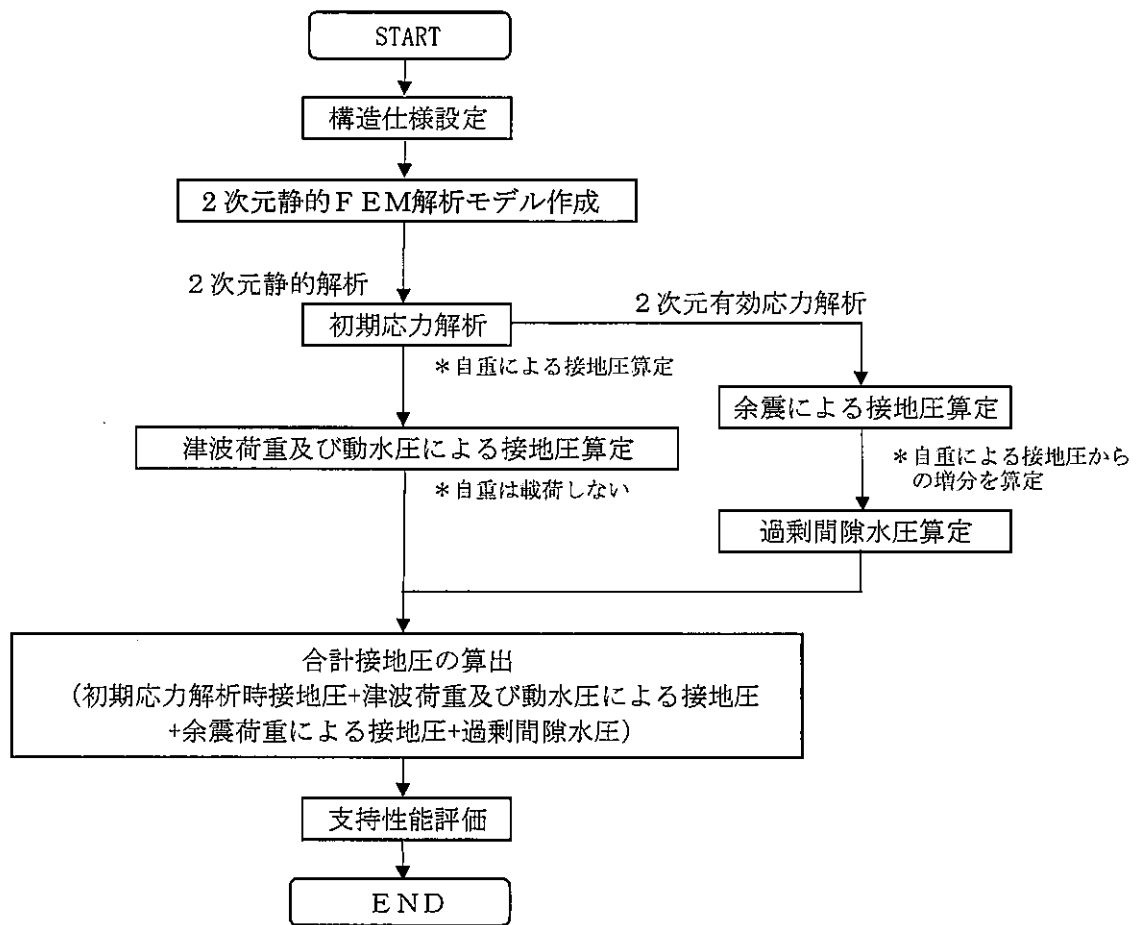


図 4.5-17 接地圧の算出フロー

(d) 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「4.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様に設定する。

(e) 地盤の物性値

地盤の物性値は「4.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様に設定する。

(f) 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。

イ 固定荷重（G）

固定荷重は、躯体自重を考慮する。

ロ 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 4.5-12 のとおりである。

表 4.5-12 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

ハ 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重は、「4.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様に設定する。

ニ 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 S_a-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。

ホ 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重は、「4.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様に設定する。

ヘ 風荷重 (P_k)

風荷重は、「4.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様に設定する。

(g) 地下水位

地下水位は「4.5.3 解析モデル及び諸元（津波時）」と同様に設定する。

4.6 評価方法

4.6.1 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。

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

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

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。

4.6.2 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「4.5.3 解析モデル及び諸元（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「4.5.3 解析モデル及び諸元（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「4.4 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 4.6-1 に示す。

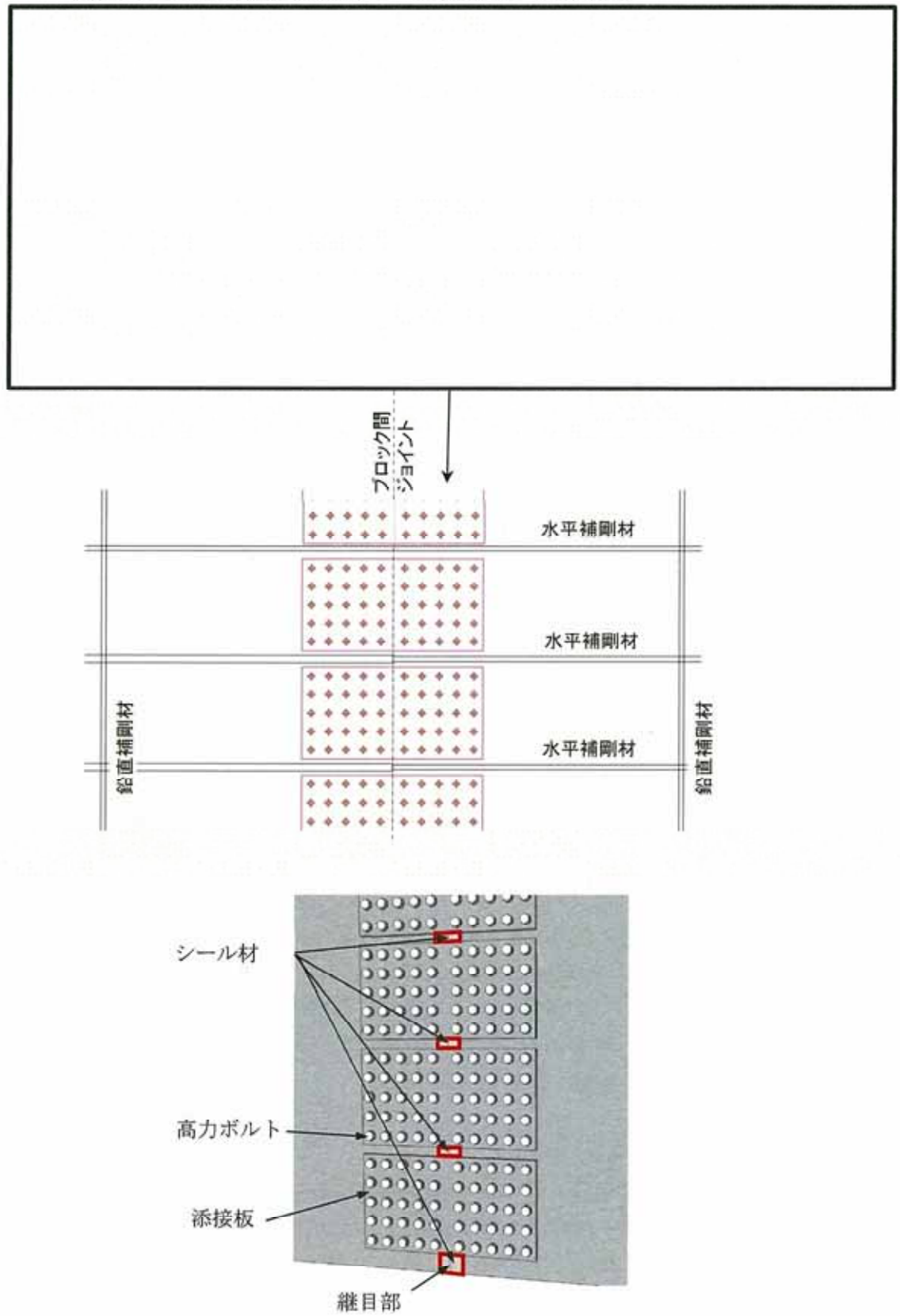


図 4.6-1 鋼殻ブロックの添接板継手部イメージ

(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の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 4.6-2 に示す。

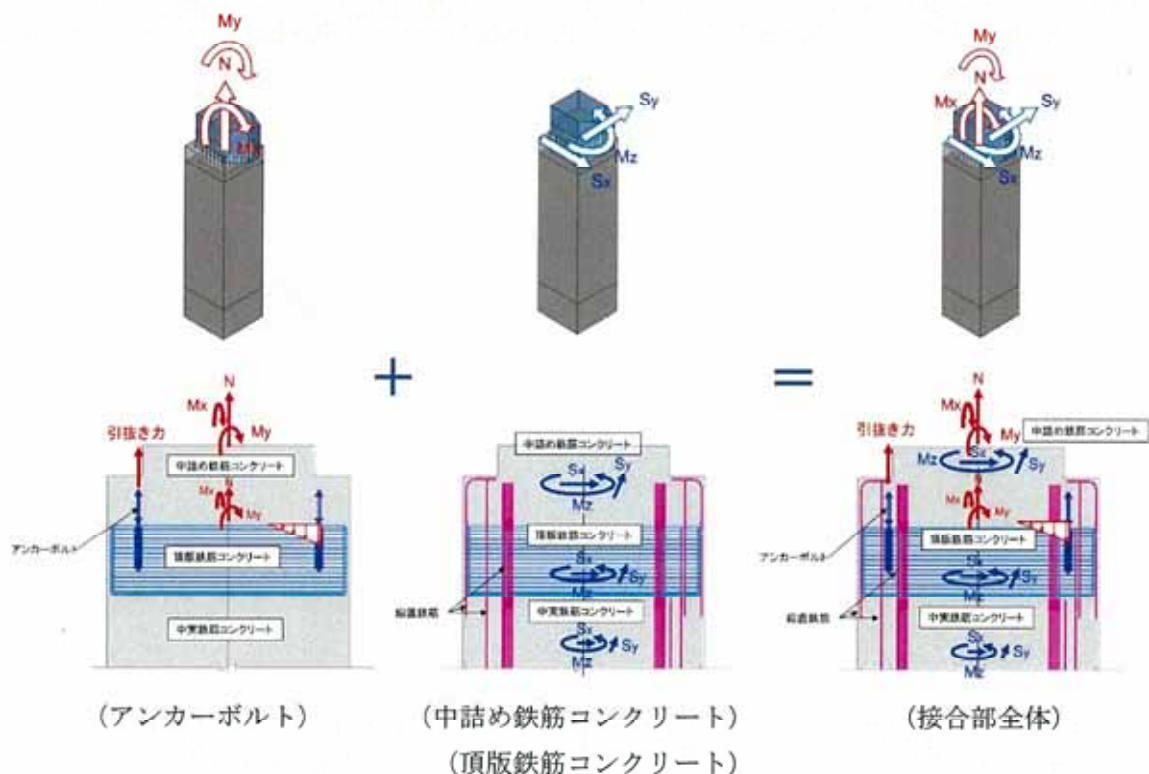


図 4.6-2 接合部の荷重分担の概念図

(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、付着応力及びコーンせん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4.6-3に示す。

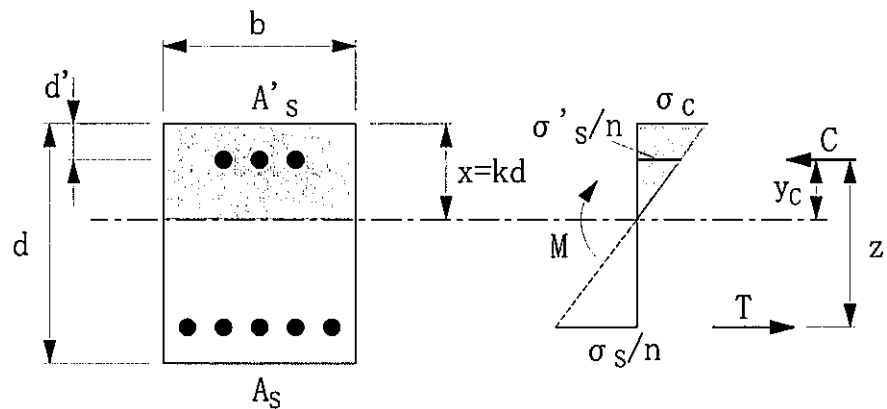


図 4.6-3 2軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面

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4.6-4に示す。

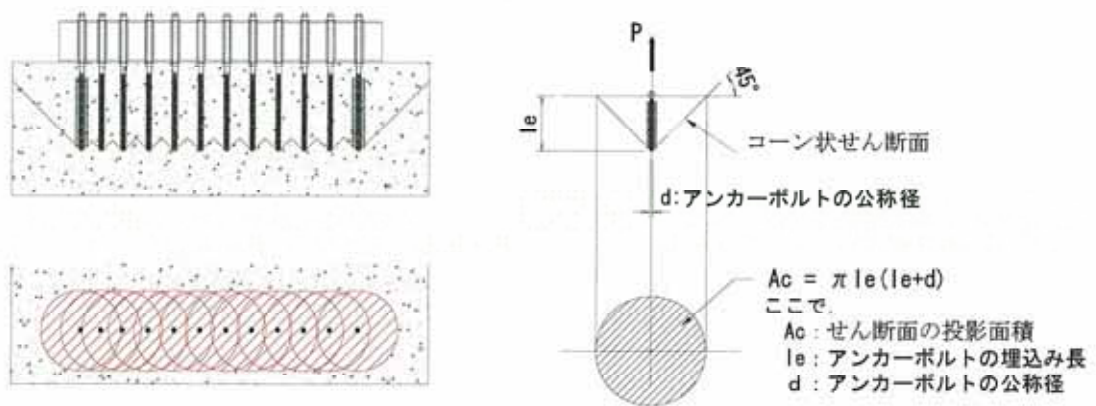


図4.6-4 アンカーが近接する場合の有効水平投影面積

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4.6-5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)

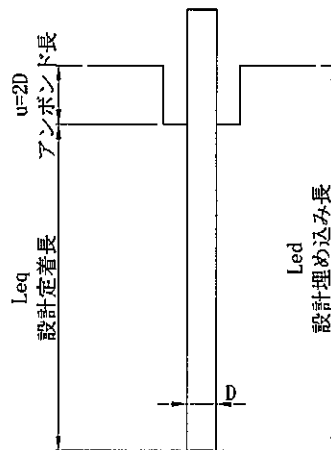


図 4.6-5 アンカー埋め込み長，定着長の概念図

(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。

5. 評価条件

「4. 評価方法」に用いる評価条件を以下の表 5-1 から表 5-10 に示す。

(1) 津波時

表 5-1 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 5-2 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_{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 5-3 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_{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 5-4 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_{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

(2) 重畳時

表 5-5 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_{sd}	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 5-6 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_{sd}	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 5-7 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_{sd}	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 5-8 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_{sd}	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 5-9 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_{sd}	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 5-10 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_{sd}	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

6. 評価結果

6.1 津波時の強度評価結果

6.1.1 地盤パネ

津波時の3次元静的フレーム解析に設定した地盤パネ1及び地盤パネ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6.1-1に示す。

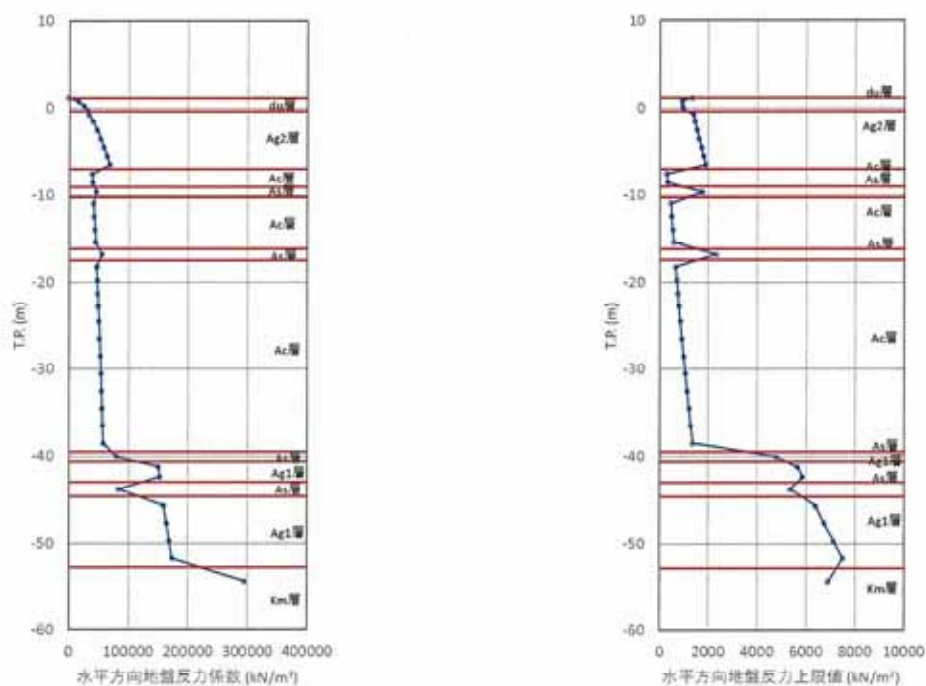


図 6.1-1 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（北側基礎：地盤パネ1）

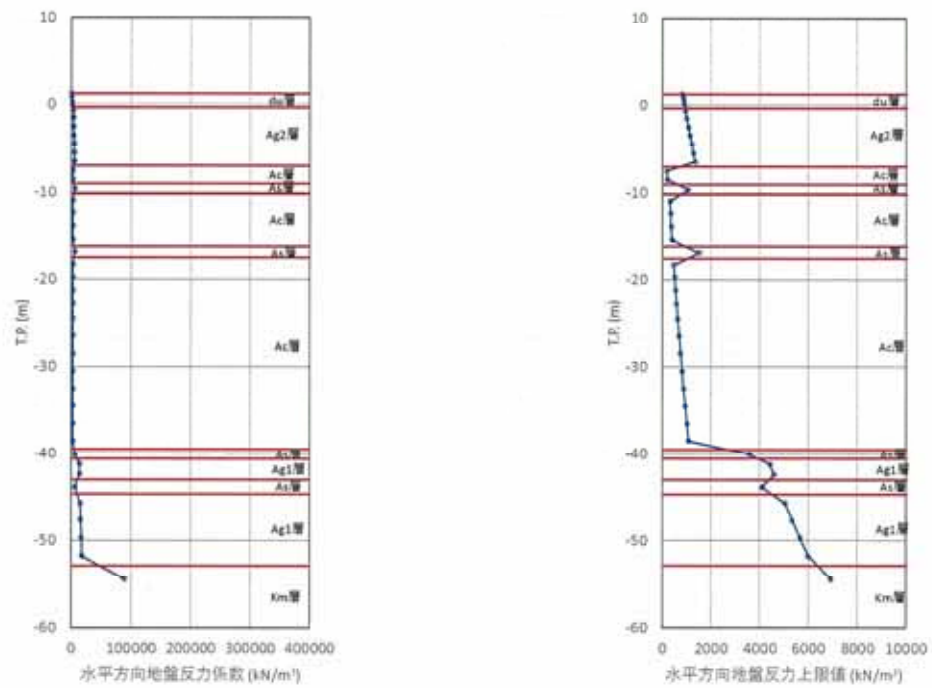


図 6.1-1 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（北側基礎：地盤パネ 2）

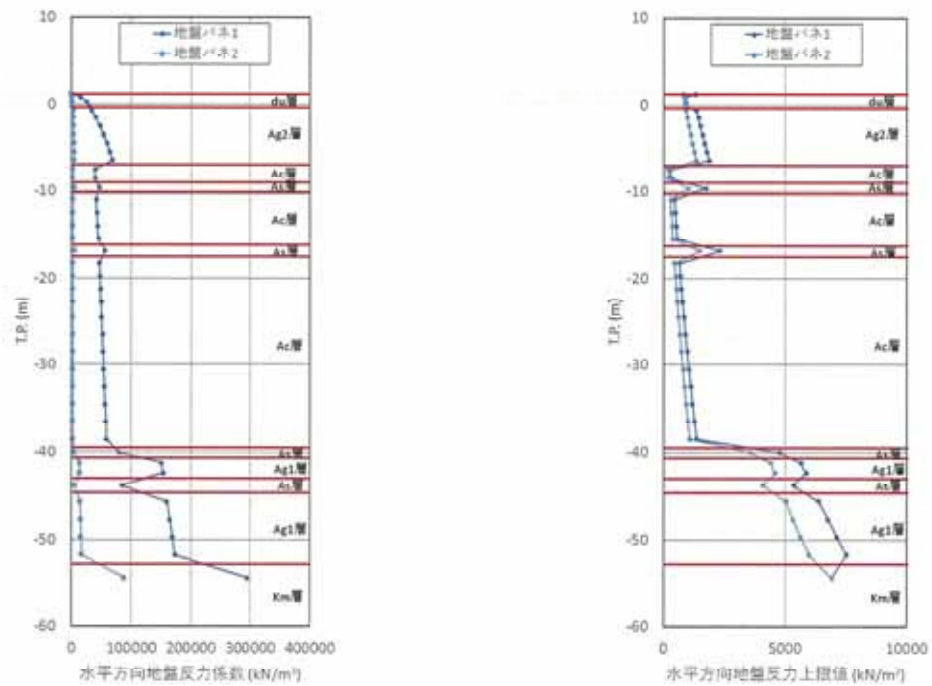


図 6.1-1 (3) 地盤パネ 1 及び地盤パネ 2 の比較（北側基礎）

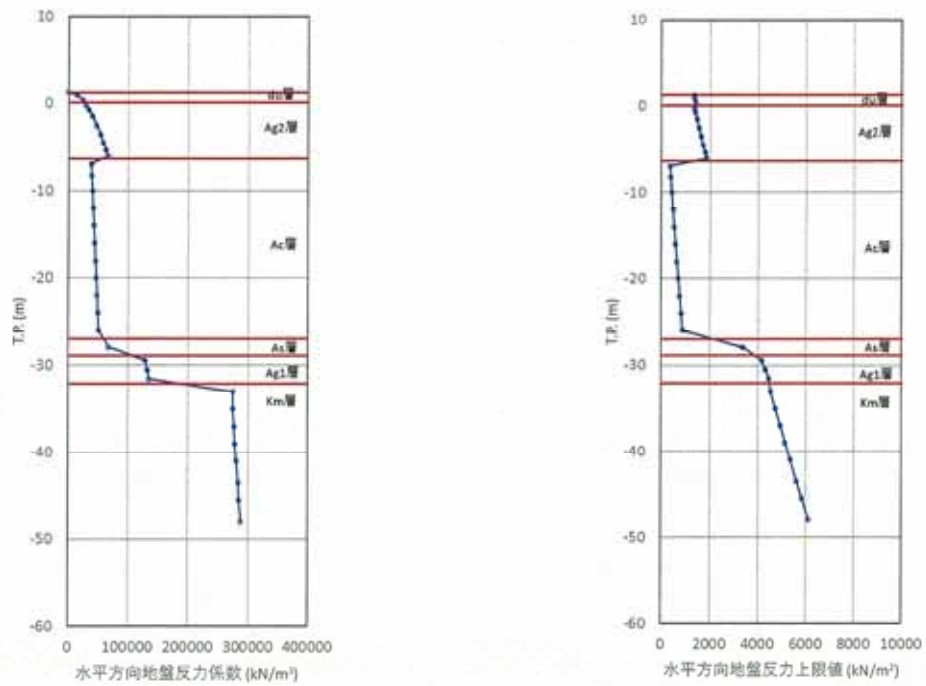


図 6.1-1 (4) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（南側基礎：地盤バネ 1）

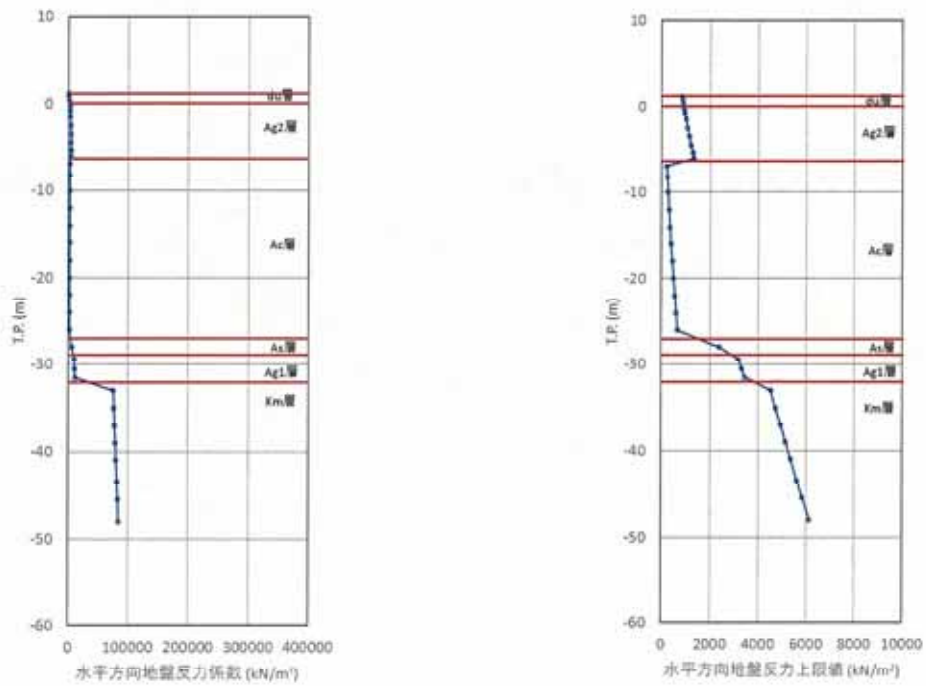


図 6.1-1 (5) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（南側基礎：地盤バネ 2）

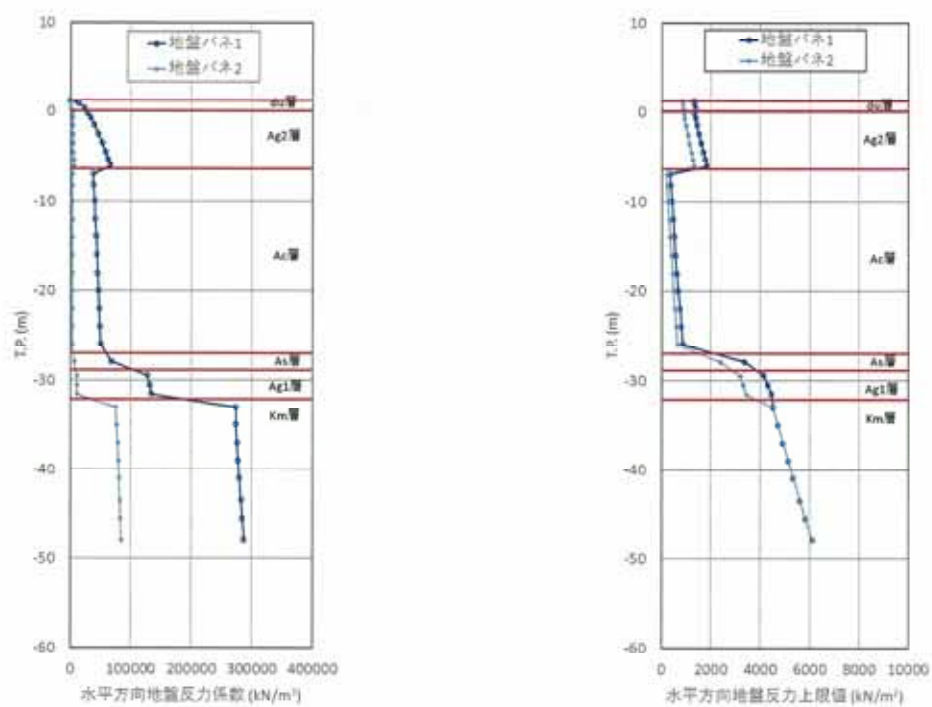


図 6.1-1 (6) 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較 (南側基礎)

6.1.2 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 6.1-1 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 6.1-2 にそれぞれ示す。また、評価位置図を図 6.1-2 に、断面力分布を図 6.1-3、図 6.1-4 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、発生応力は各地盤パネケースにおいて最大となる値を示している。

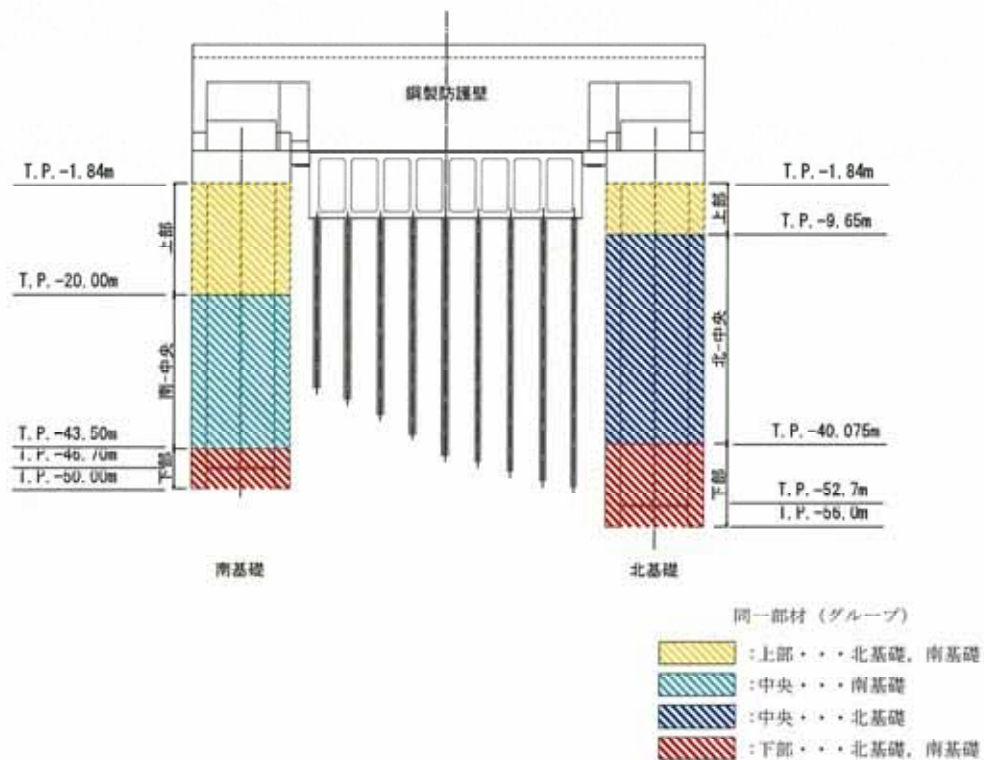


図 6.1-2 評価位置図

表 6.1-1 (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_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{cs}	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	12900	D510150 (9段)	1670974	-136561	3.6	21	0.18	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150 (9段)	-52338					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150 (7段)	1594497	-120438	3.6	21	0.18	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150 (7段)	62137					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150 (23段)	1581771	-157843	2.9	21	0.14	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150 (23段)	-29827					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13250	D510150 (5段) D510300 (1段)	659337	-219567	1.7	21	0.09	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150 (5段) D510300 (1段)	-3668					
	南-上部	③-③断面	15500	15500	12900	D510150 (9段)	2234879	-178369	4.8	21	0.24	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150 (9段)	-84740					
地盤 パネ 2	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150 (7段)	1864928	-164944	4.3	21	0.21	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150 (7段)	83246					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150 (23段)	2373778	-227918	4.4	21	0.22	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150 (23段)	-52771					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13250	D510150 (5段) D510300 (1段)	1379369	-277105	3.2	21	0.16	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150 (5段) D510300 (1段)	27833					

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。

@: 鉄筋の配置間隔

評価位置は図 6.1-2 に示す。

表 6.1-1 (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_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}	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	12900	D510150 (9段)	2784476	-145832	5.9	28	0.22	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150 (9段)	-73456					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150 (7段)	2682021	-134852	6.1	28	0.22	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150 (7段)	79171					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150 (23段)	2645676	-165783	4.8	28	0.18	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150 (23段)	-49734					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13250	D510150 (5段) D510300 (1段)	1140619	-226676	2.6	28	0.10	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150 (5段) D510300 (1段)	5186					
地盤 パネ 2	南-上部	③-③断面	15500	15500	12900	D510150 (9段)	3681257	-183729	7.8	28	0.28	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150 (9段)	-94142					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150 (7段)	3107933	-180154	7.1	28	0.26	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150 (7段)	103987					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150 (23段)	3890237	-232921	7.1	28	0.26	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150 (23段)	-63301					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13250	D510150 (5段) D510300 (1段)	2299206	-284329	5.4	28	0.20	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150 (5段) D510300 (1段)	42936					

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。

◎: 鉄筋の配置間隔

評価位置は図 6.1-2 に示す。

表 6.1-2 (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	12900	D510150(9段)	1627359	-119881	70.3	435	0.17	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	-69914					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	1550104	-107120	77.7	435	0.18	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	74358					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	1581771	-157843	44.4	435	0.11	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	-29827					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	659337	-219567	1.8	435	0.01	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	-3668					
地盤 パネ 2	南-上部	③-③断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	2234879	-178369	92.9	435	0.22	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	-84740					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	1772932	-135568	85.5	435	0.20	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	99292					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	2281137	-188996	70.0	435	0.17	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	-78006					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1379369	-277105	25.3	435	0.06	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	27833					

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。

@: 鉄筋の配置間隔

評価位置は図 6.1-2 に示す。

表 6.1-2 (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_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}	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	12900	D510150(9段)	2761279	-137742	134.2	478.5	0.29	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	-81984					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	2672226	-129207	149.0	478.5	0.32	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	85507					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	2645676	-165783	87.2	478.5	0.19	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	-49734					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1140619	-226676	20.9	478.5	0.05	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	5186					
地盤 パネ 2	南-上部	③-③断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	3681257	-183729	178.4	478.5	0.38	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	-94142					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	3083575	-165485	167.5	478.5	0.36	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	112498					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	3855414	-215156	130.6	478.5	0.28	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	-74625					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	2299206	-284329	86.1	478.5	0.18	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	42936					

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。

◎：鉄筋の配置間隔

評価位置は図 6.1-2 に示す。

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

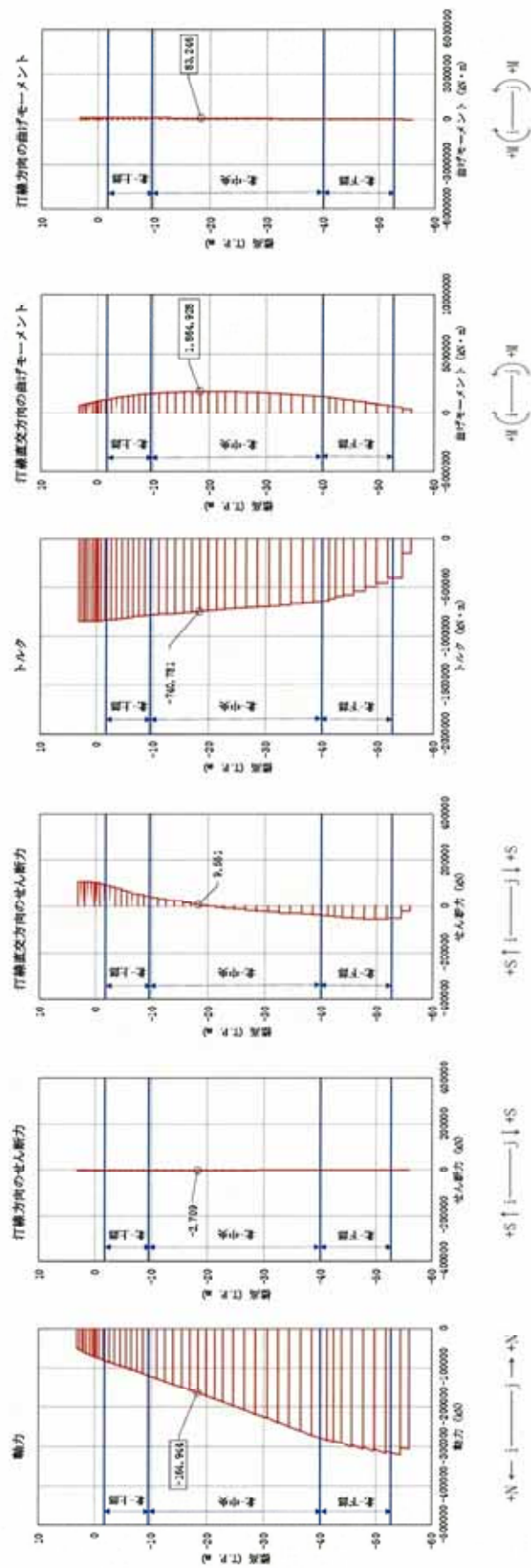


図 6.1-3 (2) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

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

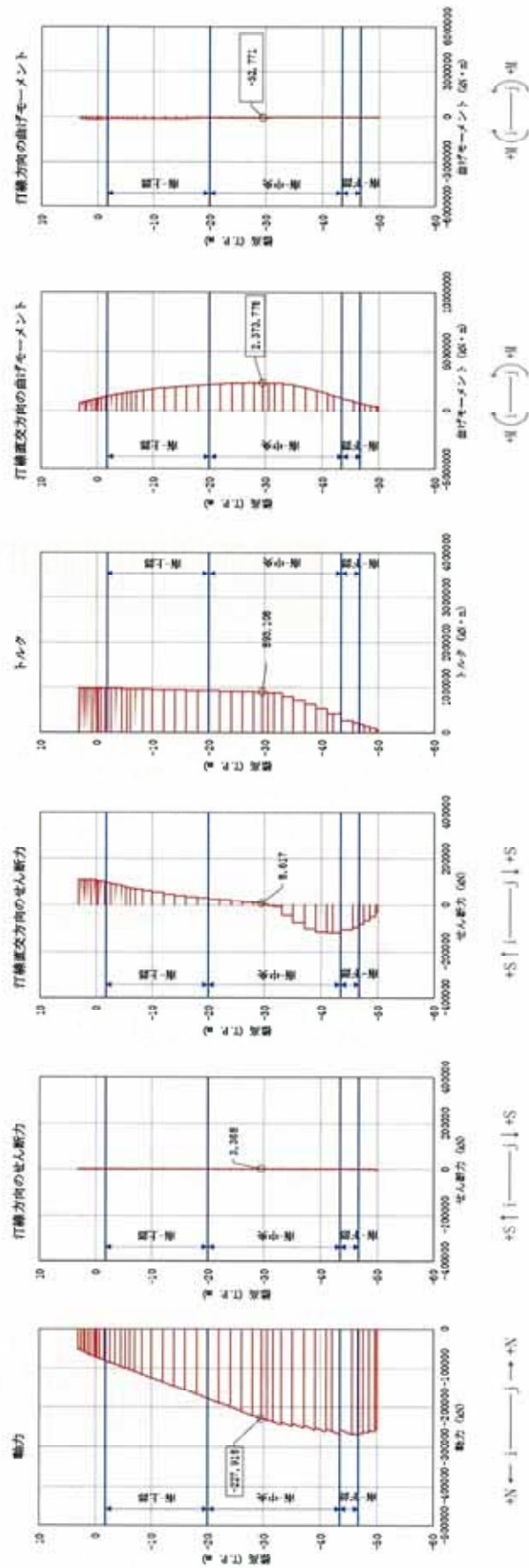


図 6.1-3 (3) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

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

図 6.1-3 (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

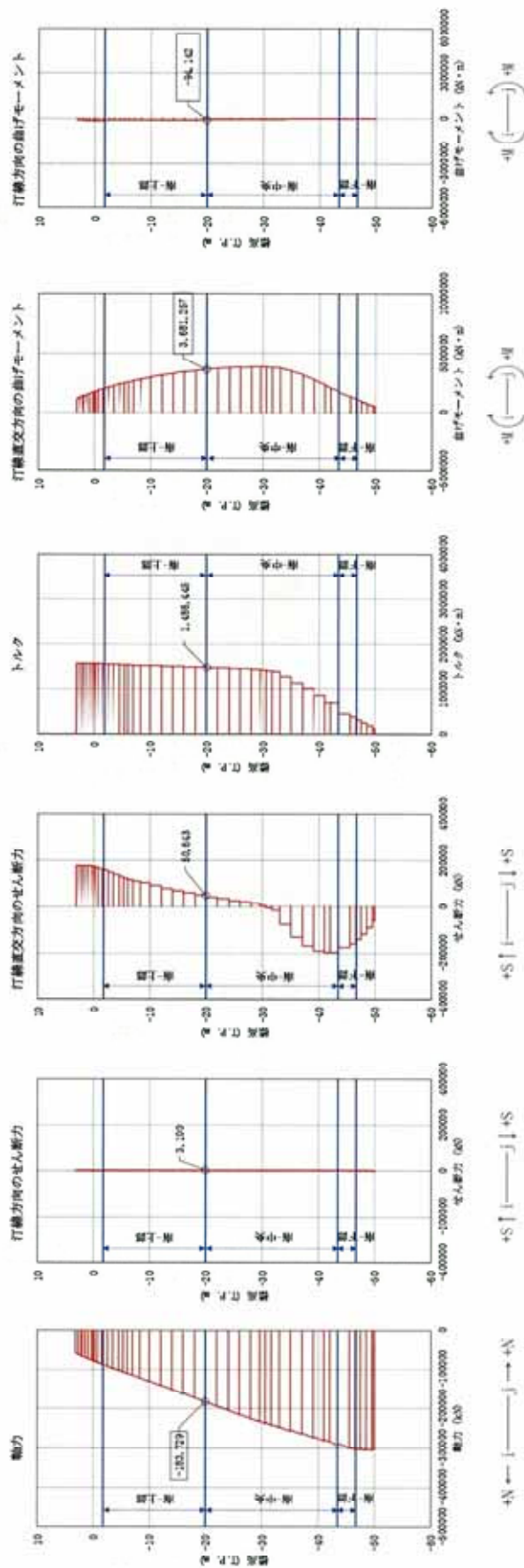


図 6.1-3 (5) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (津波時：敷地に湧上する津波, 上部, 地盤パネ 2)

北側基礎

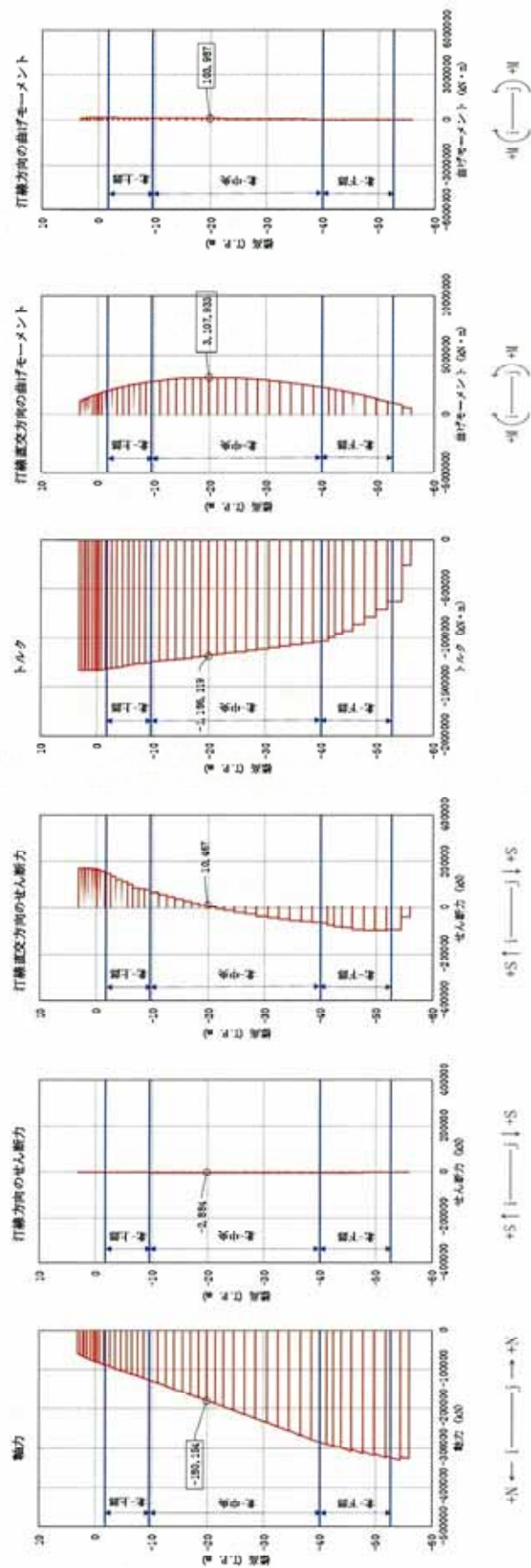


図 6.1-3 (6) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

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

南側基礎

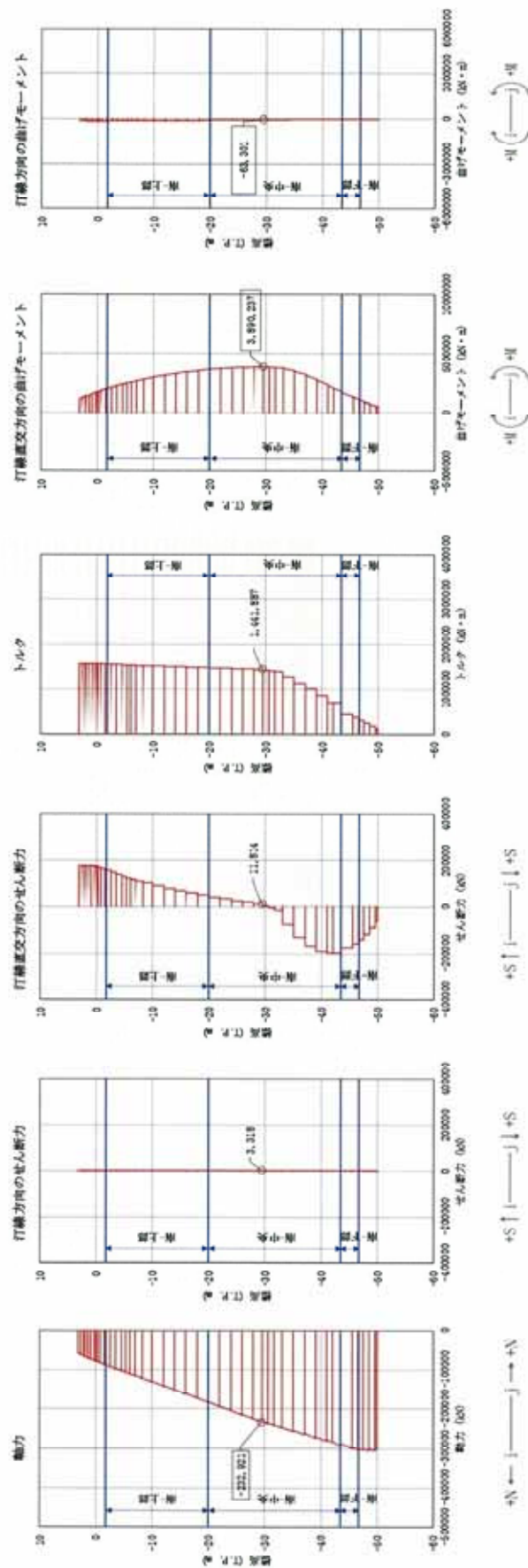


図 6.1-3 (7) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

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)

図 6.1-3 (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、地盤ハネ2）

南側基礎

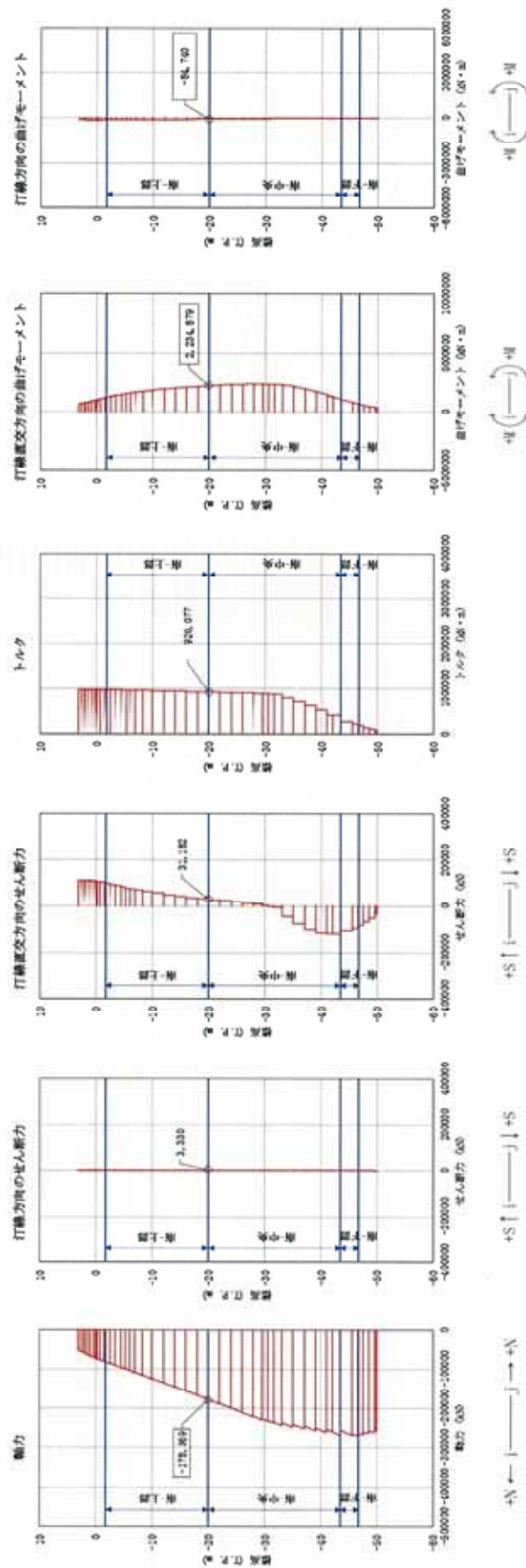


図 6.1-4 (1) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (津波時; 基準津波, 上部, 地盤ベネ 2)

北側基礎

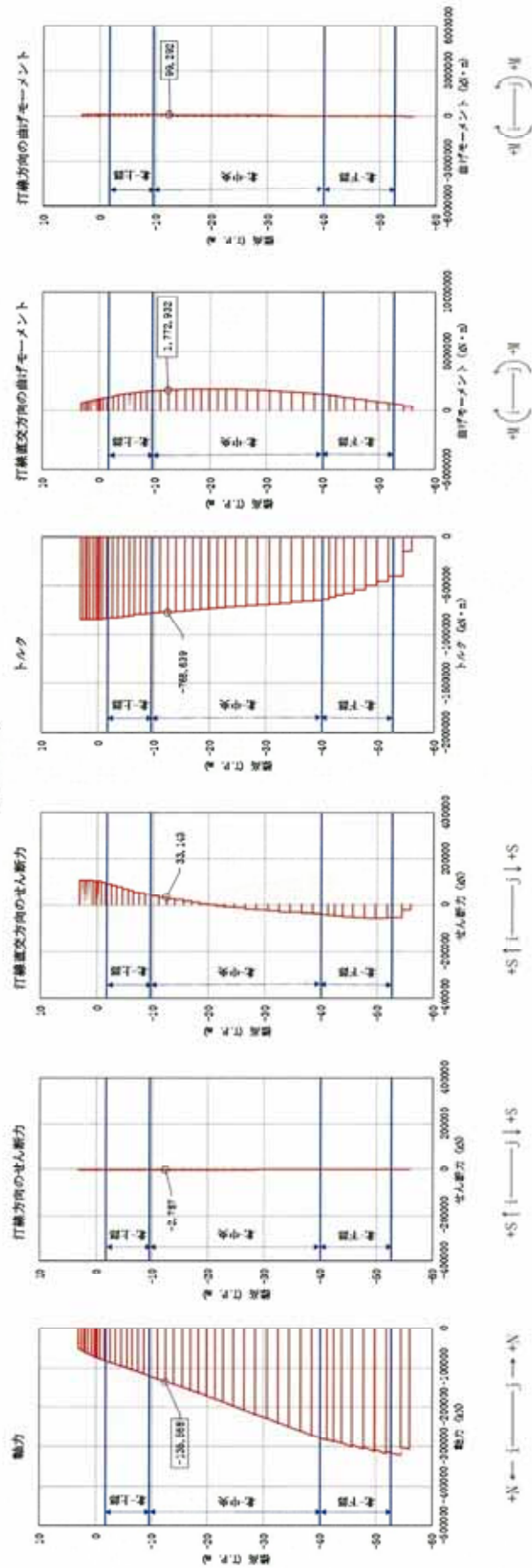


図 6.1-4 (2) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

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

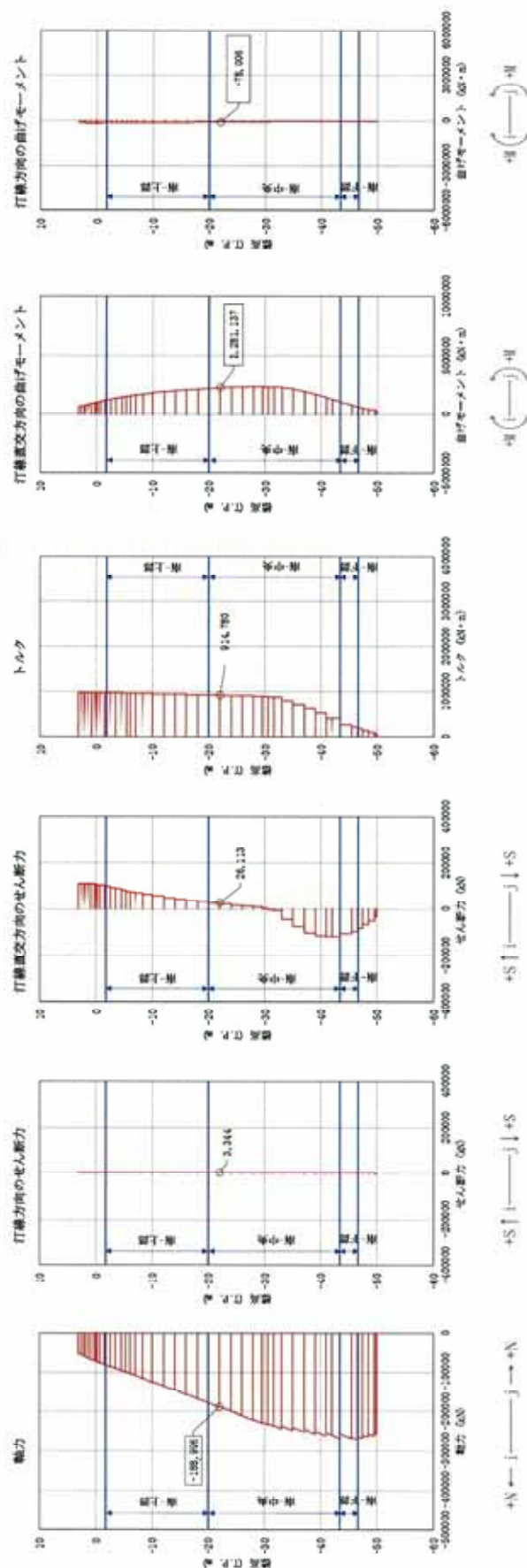


図 6.1-4 (3) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (津波時; 基準津波, 南-中央, 地盤ベネ2)

北側基礎

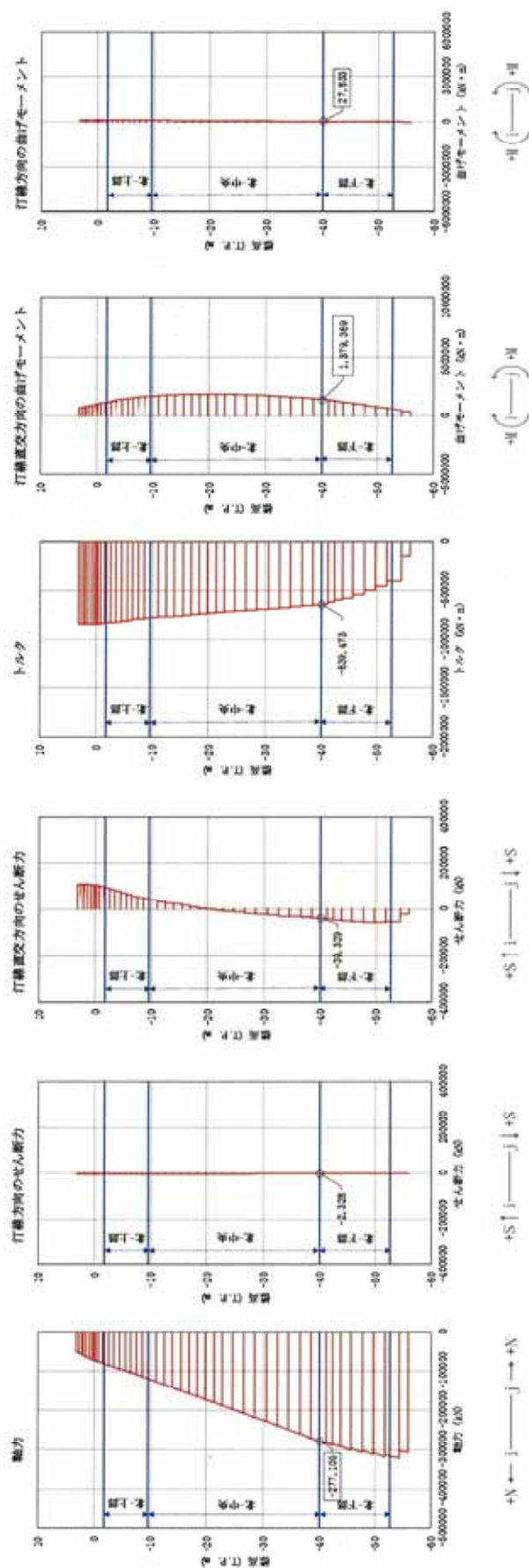


図 6.1-4 (4) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

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

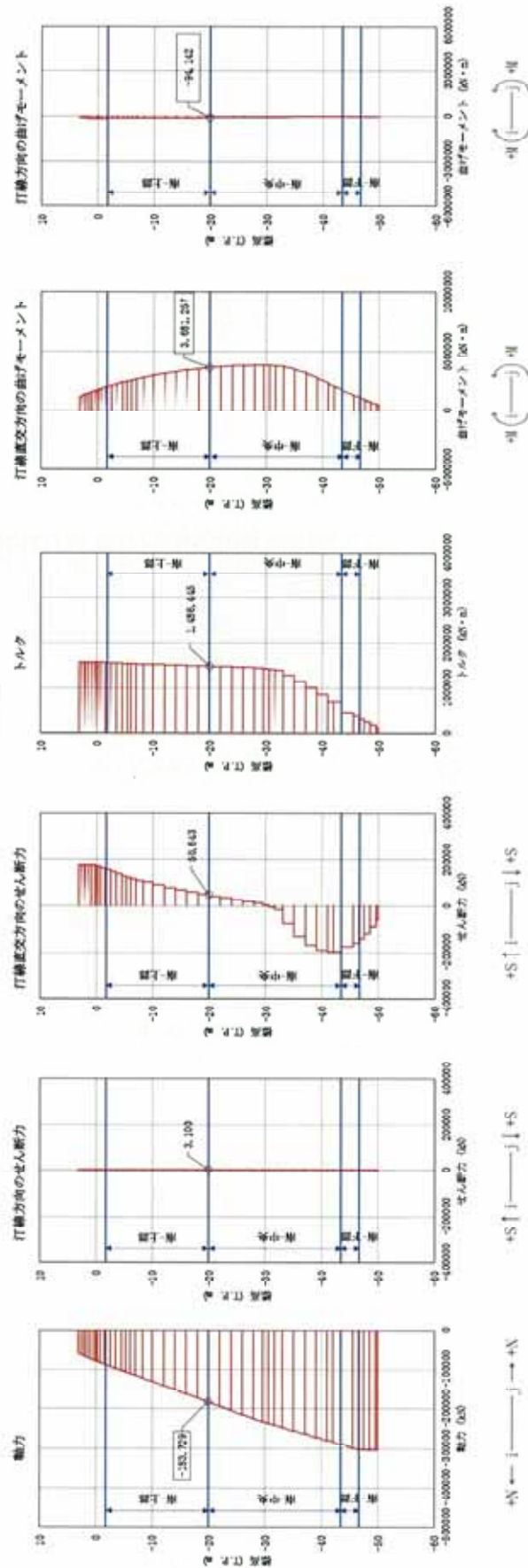


図 6.1-4 (5) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

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

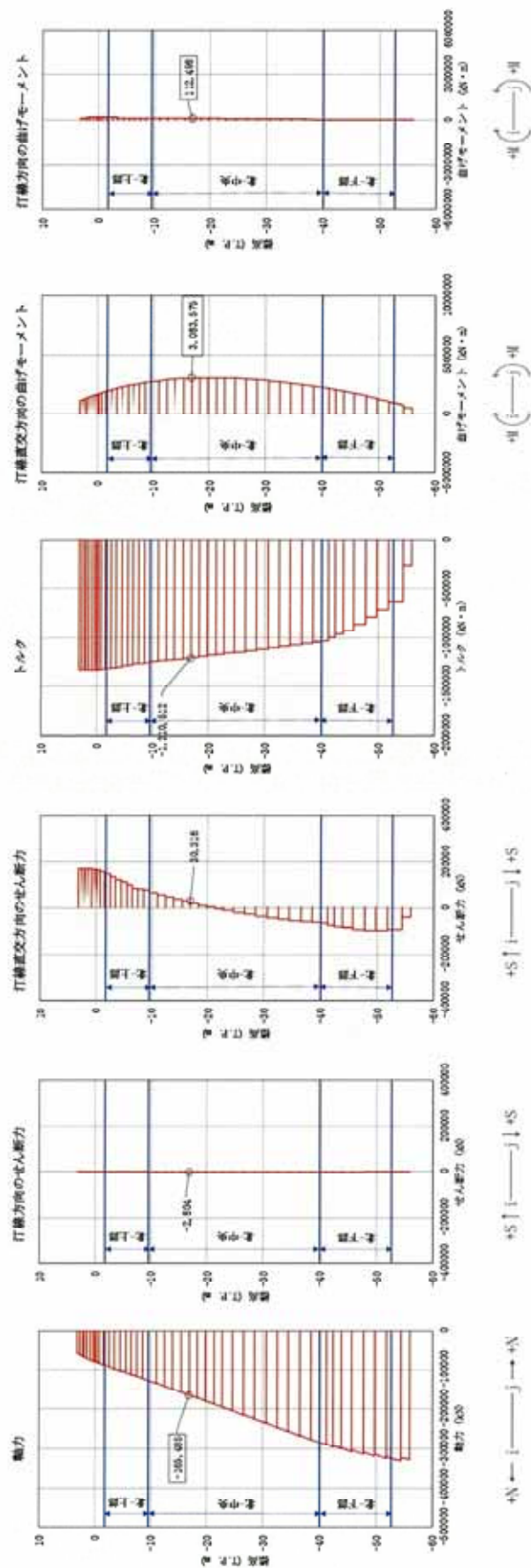


図 6.1-4 (6) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

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

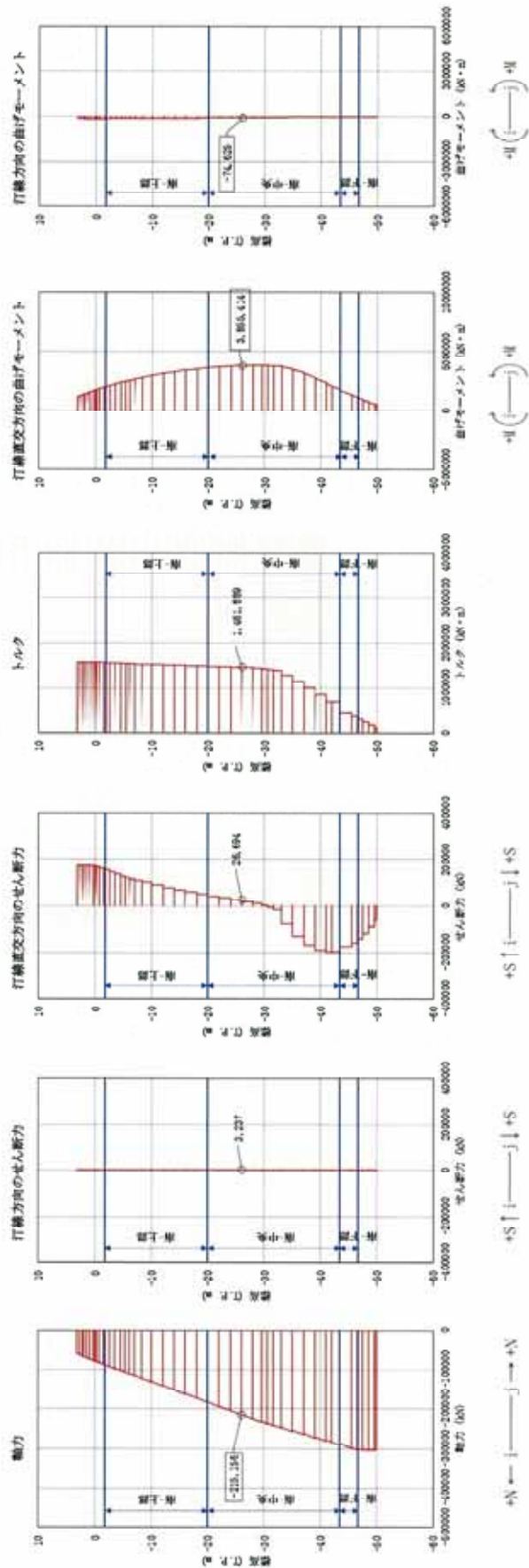


図 6.1-4 (7) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

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

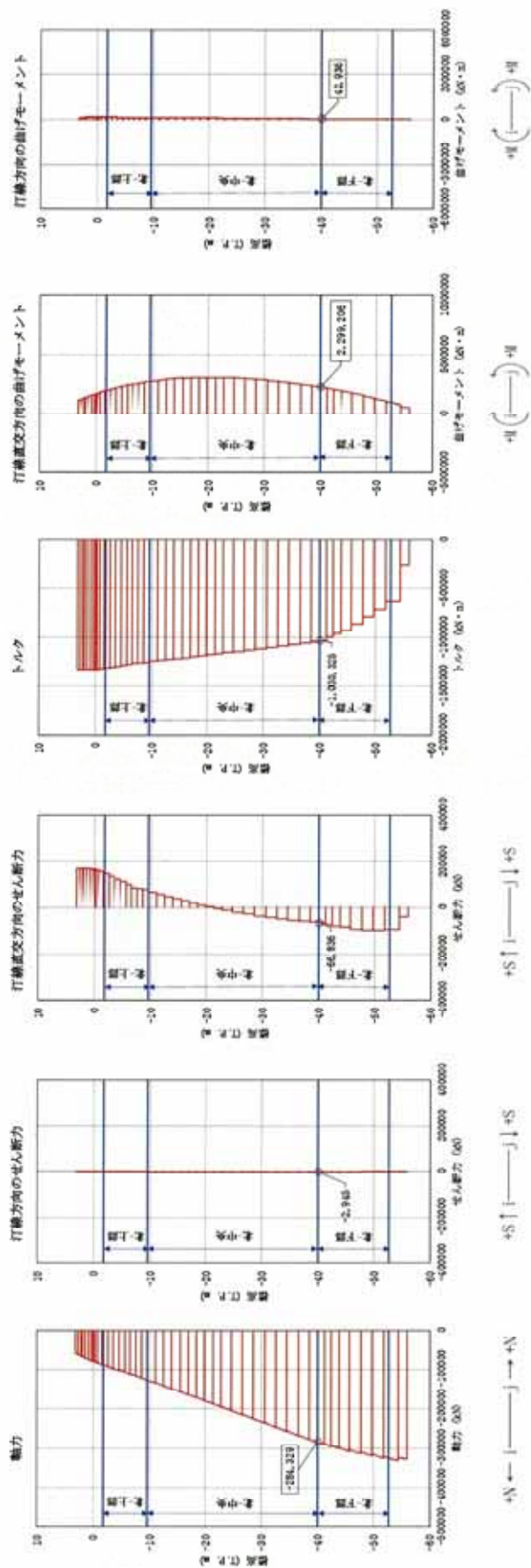


図 6.1-4 (8) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (津波時: 敷地に遡上する津波, 下部, 地盤バネ 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 6.1-3 に示す。また、評価位置を図 6.1-5 に、断面力分布を図 6.1-6 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_{cs}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{ss}) を合わせた短期許容せん断力 (V_s) 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。

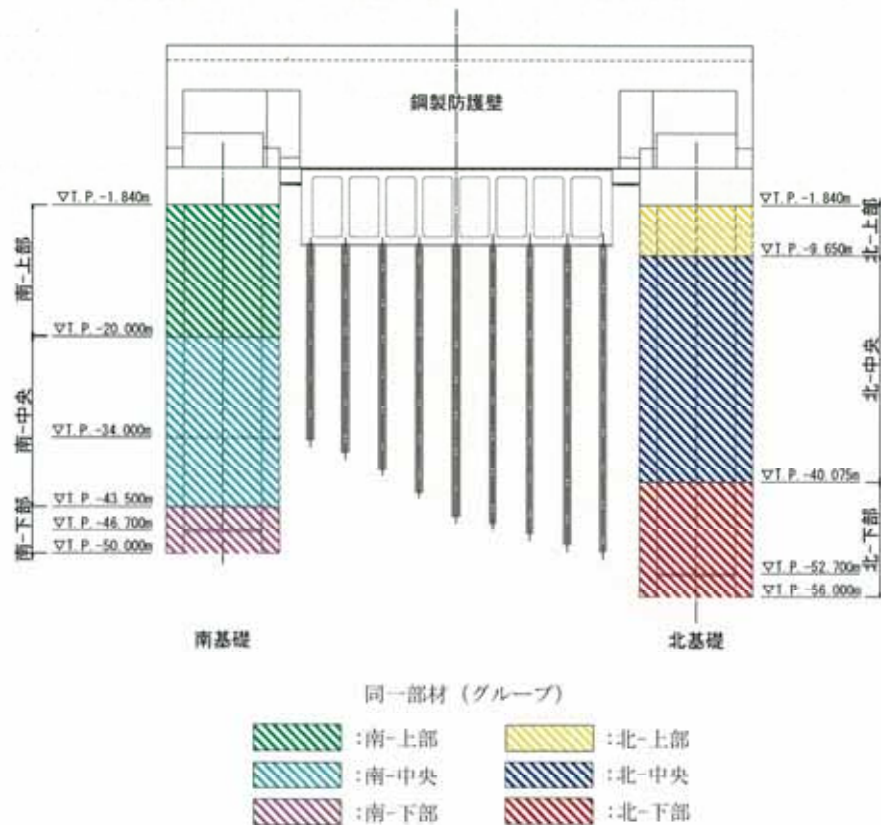


図 6.1-5 評価位置図

表 6.1-3 (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)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	照査値 V/V _s	備考
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)					
地盤 パネ 1	北基礎-上部	②-②断面	15500	15500	13125 10120	18-D38@300	90486	245506	0.37	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10120	18-D38@300	5506	245506	0.03	北側基礎 ○
	北基礎-中央	②-②断面	15500	15500	13125 10270	28-D38@300	46264	353702	0.14	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 10270	28-D38@300	4444	353702	0.02	北側基礎 ○
	北基礎-下部	②-②断面	15500	15500	13125 10345	28-D38@300	46141	356135	0.13	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10345	28-D38@300	972	356135	0.01	北側基礎
	南基礎-上部	③-③断面	15500	15500	13125 10120	21-D38@300	104345	279573	0.38	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10120	21-D38@300	5630	279573	0.03	南側基礎 ○
	南基礎-中央 T. P. -20.00m~ T. P. -34.00m	③-③断面	15500	15500	13125 9170	39-D38@300	54865	425047	0.13	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	39-D38@300	3379	425047	0.01	南側基礎 ○
	南基礎-中央 T. P. -34.00m~ T. P. -43.50m	③-③断面	15500	15500	13125 9170	45-D38@300	59097	481225	0.13	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	45-D38@300	900	481225	0.01	南側基礎
地盤 パネ 2	北基礎-上部	②-②断面	15500	15500	13125 10120	18-D38@300	93024	245506	0.38	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 10120	18-D38@300	2836	245506	0.02	北側基礎
	北基礎-中央	②-②断面	15500	15500	13125 10270	28-D38@300	38854	353702	0.11	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10270	28-D38@300	2798	353702	0.01	北側基礎
	北基礎-下部	②-②断面	15500	15500	13125 10345	28-D38@300	56289	356135	0.16	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 10345	28-D38@300	2328	356135	0.01	北側基礎 ○
	南基礎-上部	③-③断面	15500	15500	13125 10120	21-D38@300	108804	279573	0.39	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 10120	21-D38@300	3330	279573	0.02	南側基礎
	南基礎-中央 T. P. -20.00m~ T. P. -34.00m	③-③断面	15500	15500	13125 9170	39-D38@300	43816	425047	0.11	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	39-D38@300	3368	425047	0.01	南側基礎
	南基礎-中央 T. P. -34.00m~ T. P. -43.50m	③-③断面	15500	15500	13125 9170	45-D38@300	117541	481225	0.25	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	45-D38@300	3068	481225	0.01	南側基礎 ○
	南基礎-下部	③-③断面	15500	15500	13125 9170	33-D38@300	103193	368869	0.28	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	33-D38@300	1646	368869	0.01	南側基礎 ○

注記 @ : 鉄筋の配置間隔

評価位置は図 6.1-5 に示す。

表 6.1-3 (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)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	照査値 V/V _s	備考
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)					
地盤 パネ 1	北基礎-上部	②-②断面	15500	15500	13125 10120	18-D38@300	145240	283943	0.52	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10120	18-D38@300	4492	283943	0.02	北側基礎 ○
	北基礎-中央	②-②断面	15500	15500	13125 10270	28-D38@300	78870	403093	0.20	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 10270	28-D38@300	4324	403093	0.02	北側基礎 ○
	北基礎-下部	②-②断面	15500	15500	13125 10345	28-D38@300	78805	405837	0.20	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10345	28-D38@300	1605	405837	0.01	北側基礎
	南基礎-上部	③-③断面	15500	15500	13125 10120	21-D38@300	167641	321417	0.53	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10120	21-D38@300	4471	321417	0.02	南側基礎 ○
	南基礎-中央 T.P.-20.00m～ T.P.-34.00m	③-③断面	15500	15500	13125 9170	39-D38@300	94044	480584	0.20	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	39-D38@300	3690	480584	0.01	南側基礎
	南基礎-中央 T.P.-34.00m～ T.P.-43.50m	③-③断面	15500	15500	13125 9170	45-D38@300	102220	542379	0.19	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	45-D38@300	1679	542379	0.01	南側基礎
	南基礎-下部	③-③断面	15500	15500	13125 9170	33-D38@300	70220	418788	0.17	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	33-D38@300	251	418788	0.01	南側基礎
地盤 パネ 2	北基礎-上部	②-②断面	15500	15500	13125 10120	18-D38@300	148535	283943	0.53	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 10120	18-D38@300	2552	283943	0.01	北側基礎
	北基礎-中央	②-②断面	15500	15500	13125 10270	28-D38@300	65645	403093	0.17	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10270	28-D38@300	2995	403093	0.01	北側基礎
	北基礎-下部	②-②断面	15500	15500	13125 10345	28-D38@300	97112	405837	0.24	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 10345	28-D38@300	2945	405837	0.01	北側基礎 ○
	南基礎-上部	③-③断面	15500	15500	13125 10120	21-D38@300	174606	321417	0.55	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 10120	21-D38@300	3100	321417	0.01	南側基礎
	南基礎-中央 T.P.-20.00m～ T.P.-34.00m	③-③断面	15500	15500	13125 9170	39-D38@300	76027	480584	0.16	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	39-D38@300	3630	480584	0.01	南側基礎 ○
	南基礎-中央 T.P.-34.00m～ T.P.-43.50m	③-③断面	15500	15500	13125 9170	45-D38@300	196225	542379	0.37	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	45-D38@300	3718	542379	0.01	南側基礎 ○
	南基礎-下部	③-③断面	15500	15500	13125 9170	33-D38@300	174445	418788	0.42	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	33-D38@300	2508	418788	0.01	南側基礎 ○

注記 ③：鉄筋の配置間隔

評価位置は図 6.1-5 に示す。

北側基礎

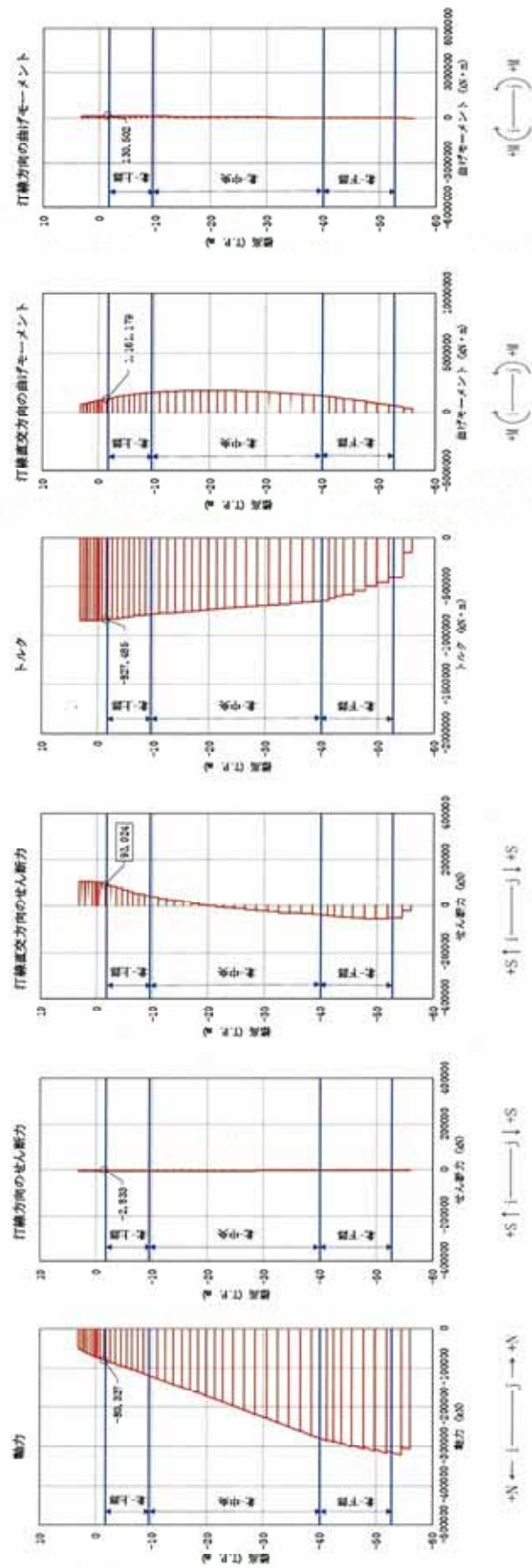


図 6.1-6 (1) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

②-②断面 (津波時：基準津波，北-上部，地盤バネ2)

The figure consists of five sub-graphs, each representing a different type of internal force:

- 軸力 (Axial Force):** Shows the distribution of axial force along the pier. The force is constant at approximately -10,000 kN in the bottom section, increases linearly to about -20,000 kN at the top, and then remains constant.
- せん断力 (Shear Force):** Shows the distribution of shear force. The force is zero in the bottom section, increases linearly to about 10,000 kN at the top, and then remains constant.
- せん断力 (Shear Force):** Shows the distribution of shear force. The force is zero in the bottom section, increases linearly to about 10,000 kN at the top, and then remains constant.
- 曲げモーメント (Bending Moment):** Shows the distribution of bending moment. The moment is zero in the bottom section, increases linearly to about 10,000 kN·m at the top, and then remains constant.
- トルク (Torque):** Shows the distribution of torque. The torque is zero in the bottom section, increases linearly to about 10,000 kN·m at the top, and then remains constant.

図 6.1-6 (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

①-①断面 (津波時: 基準津波, 北-上部, 地盤ハベネ 1)

北側基礎

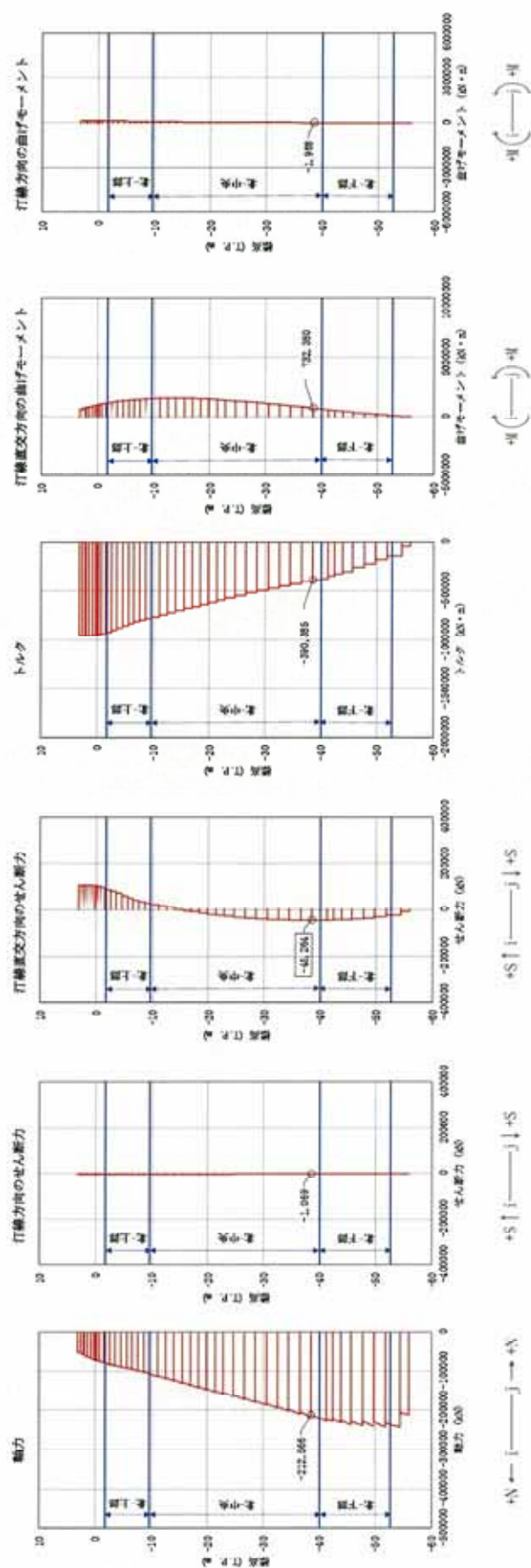


図 6.1-6 (3) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

②—②断面 (津波時：基準津波，北—中央，地盤ハベネ 1)

北側基礎

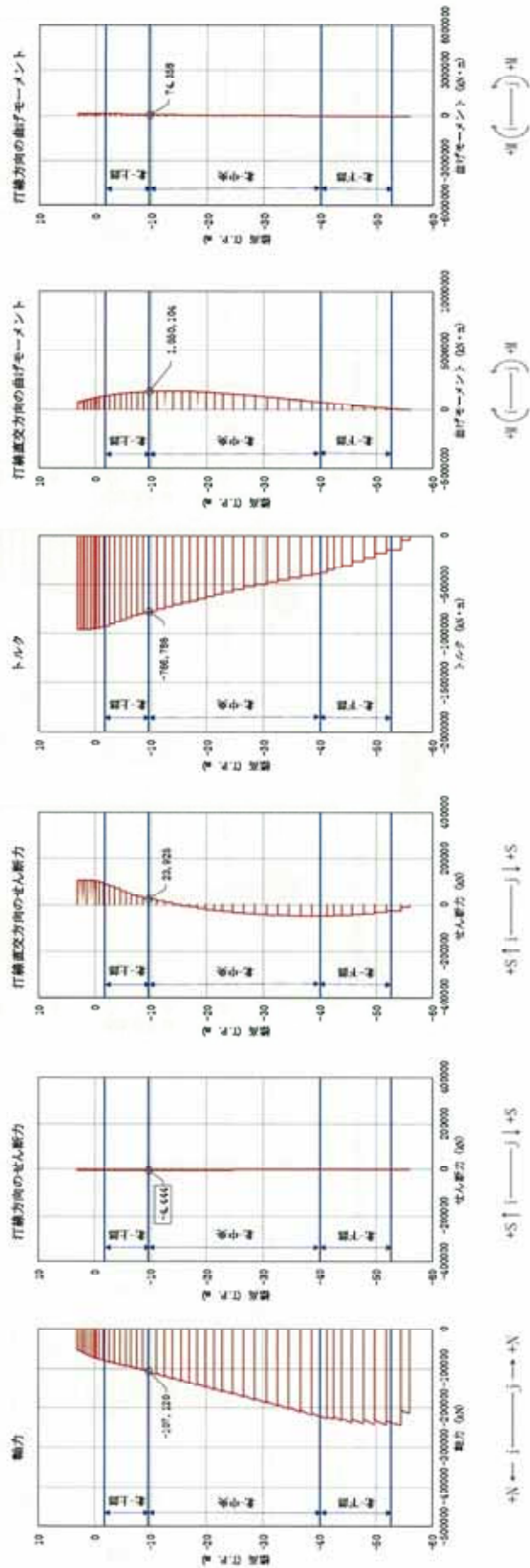


図 6.1-6 (4) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (津波時：基準津波，北-中央，地盤バネ 1)

北側基礎

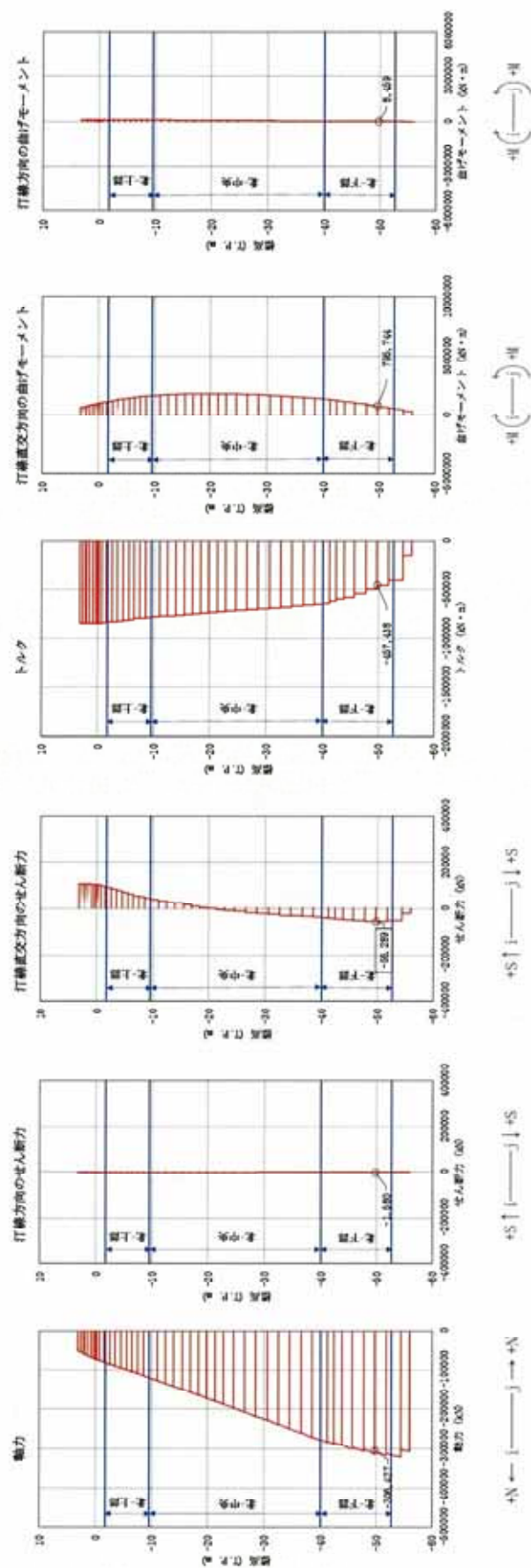


図 6.1-6 (5) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

②-②断面 (津波時：基準津波、北-下部、地盤バネ2)

南側基礎

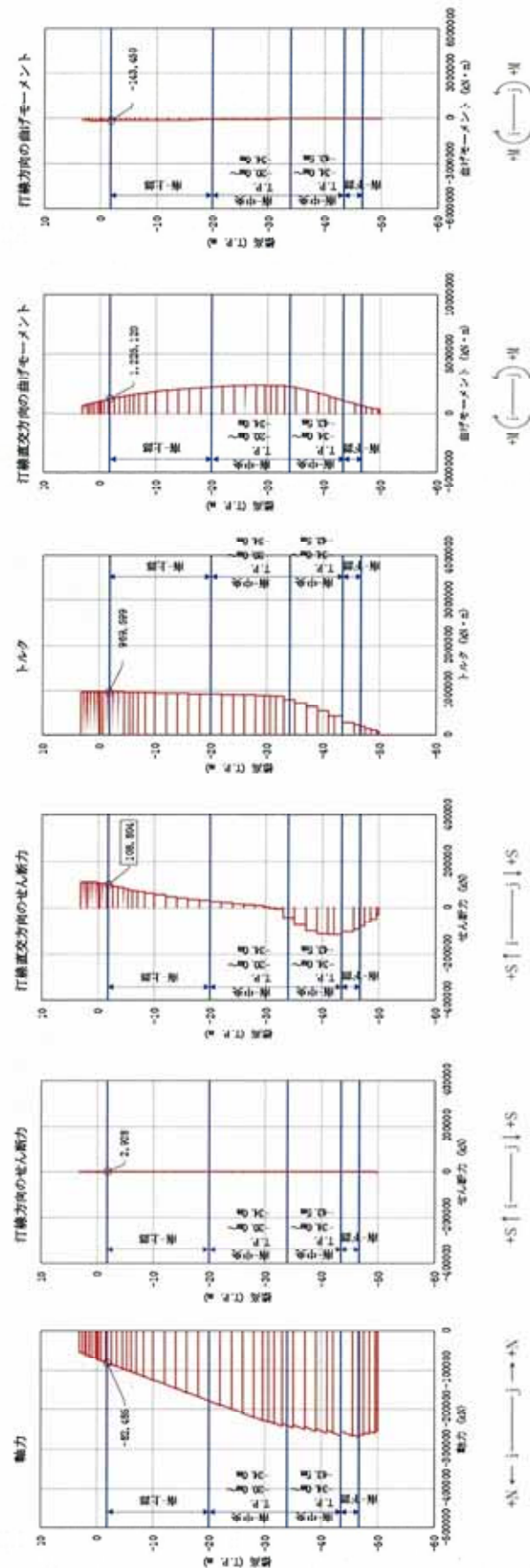


図 6.1-6 (7) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
③-③断面 (津波時：基準津波，南-上部，地盤パネ 2)

南側基礎

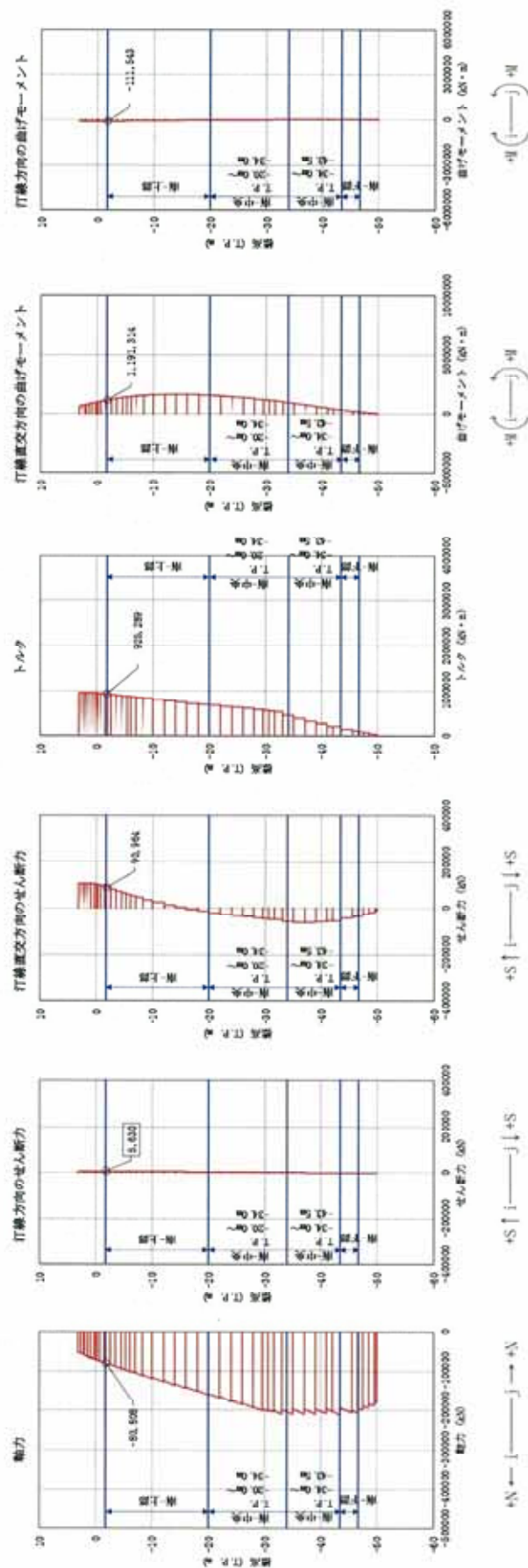


図 6.1-6 (8) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (津波時：基準津波，南-上部，地盤バネ1)

南側基礎

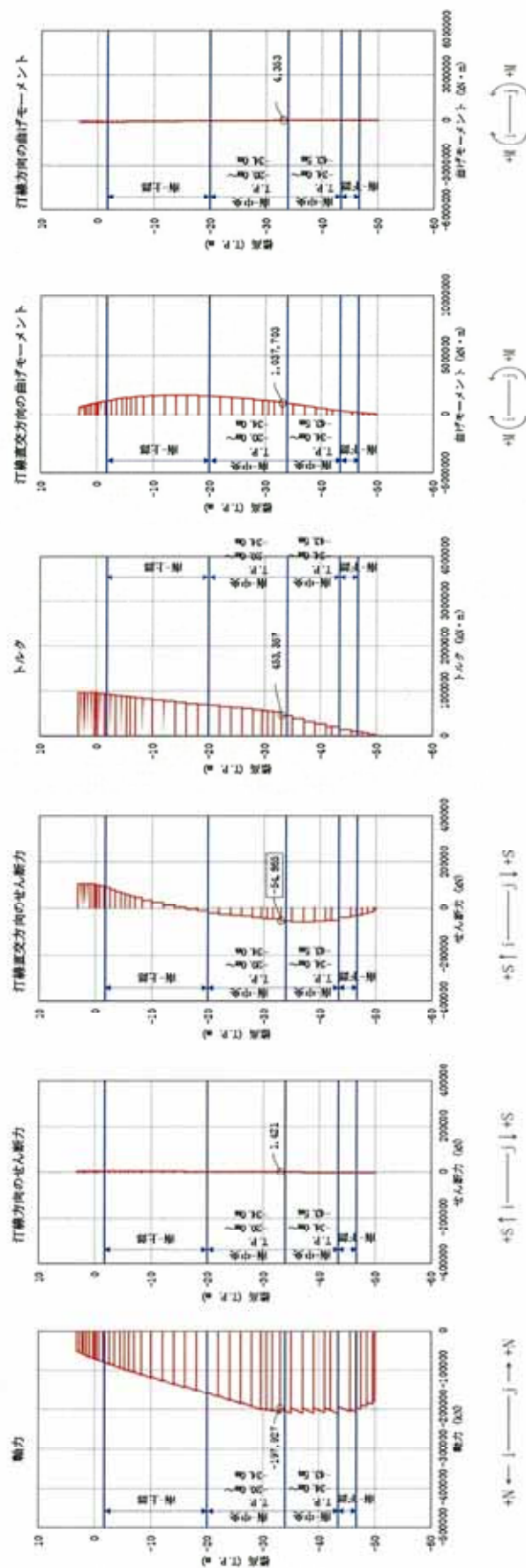


図 6.1-6 (9) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (津波時：基準津波，南-中央 T.P. -20.0m~-34.0m，地盤バネ 1)

Figure 10 displays five graphs showing the distribution of internal forces along the length of the structure. The graphs are labeled as follows:

- 軸力 (Axial Force):** Shows axial force (T, P) in kN. The distribution is relatively uniform, with a slight increase towards the right end. A value of 3,378 is indicated.
- 打撃方向のせん断力 (Shear Force in Impact Direction):** Shows shear force (T, P) in kN. The distribution is zero throughout the length.
- トルク (Torque):** Shows torque (T, P) in kN·m. The distribution is zero throughout the length.
- 打撃直交方向の曲げモーメント (Bending Moment in Impact Perpendicular Direction):** Shows bending moment (T, P, M) in kN·m. The distribution is zero throughout the length.
- 打撃方向の曲げモーメント (Bending Moment in Impact Direction):** Shows bending moment (T, P, M) in kN·m. The distribution is zero throughout the length.

図 6.1-6 (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

南側基礎

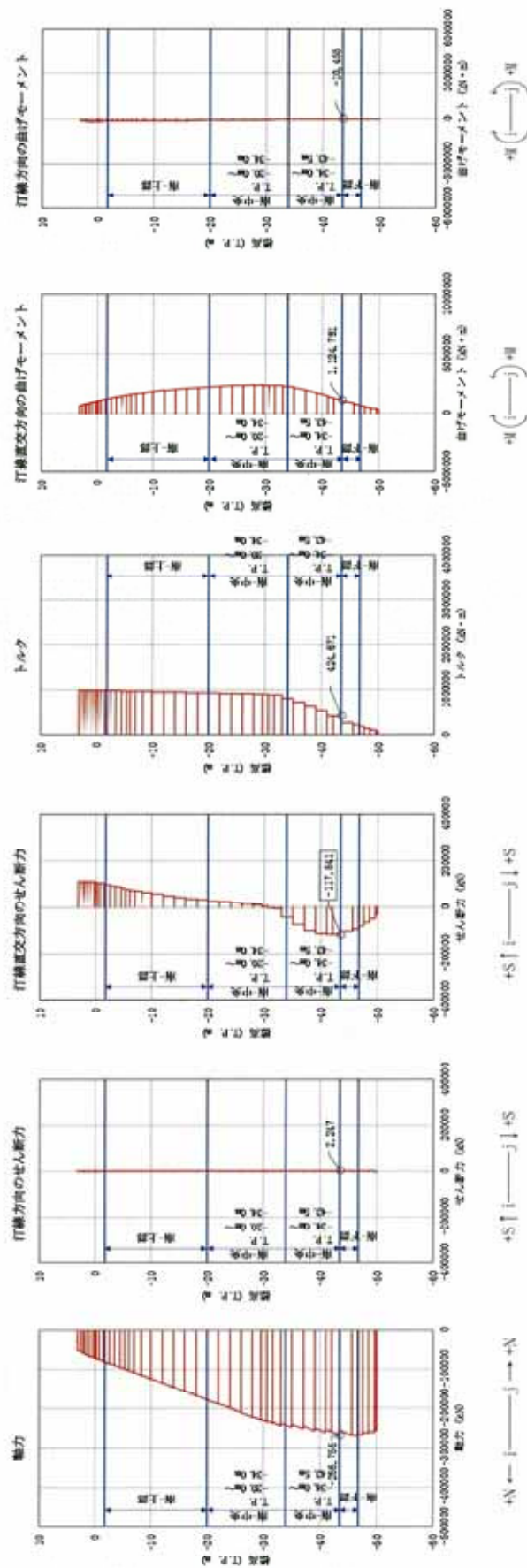


図 6.1-6 (11) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (津波時：基準津波，南-中央 T.P. -34.0m ~ -43.5m，地盤バネ 2)

南側基礎

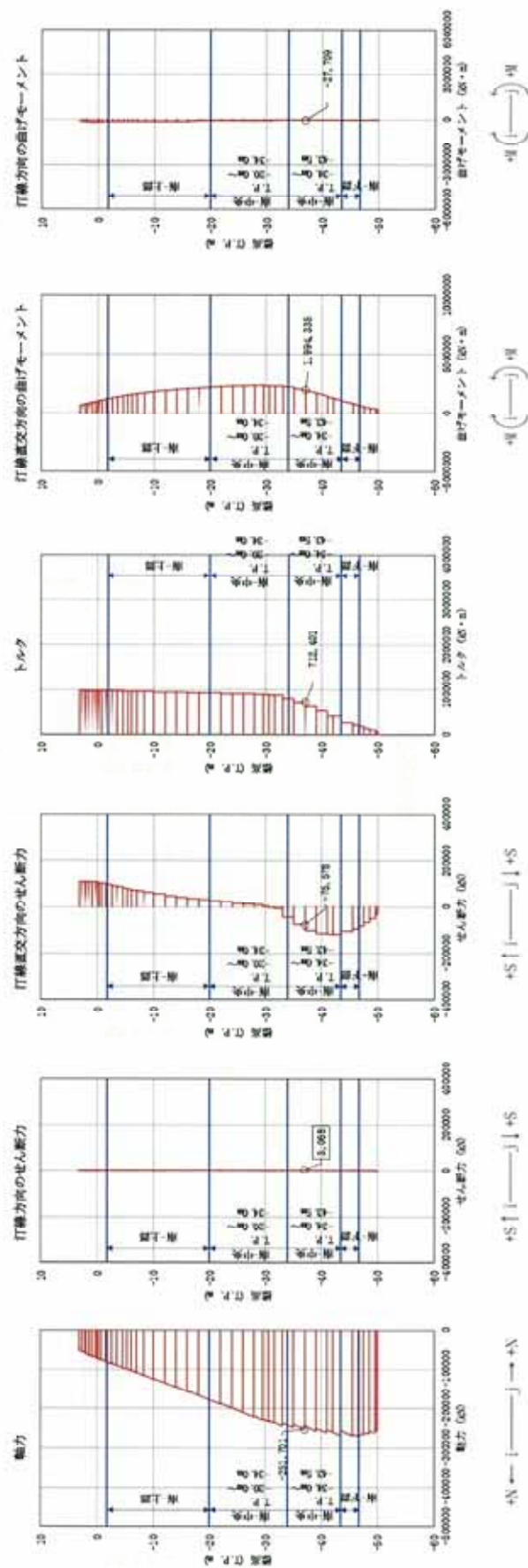


図 6.1-6 (12) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (津波時：基準津波，南-中央 T.P. -34.0m~-43.5m，地盤パネ 2)

南側基礎

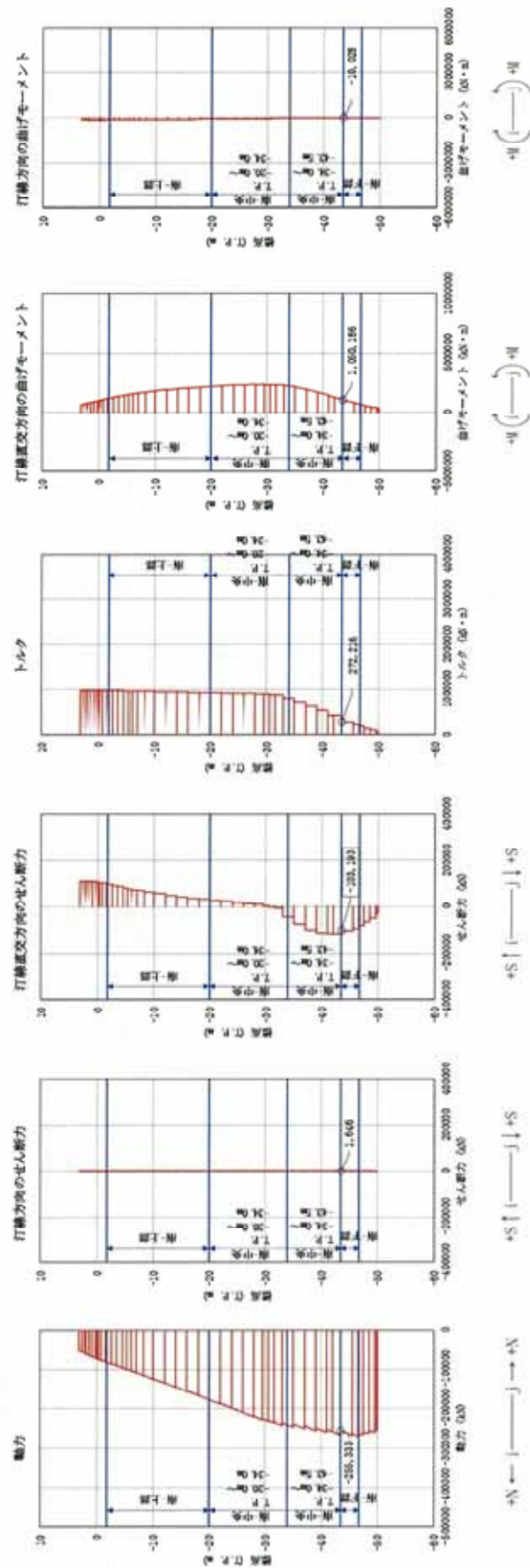


図 6.1-6 (13) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (津波時：基準津波，南下部，地盤バネ 2)

南側基礎

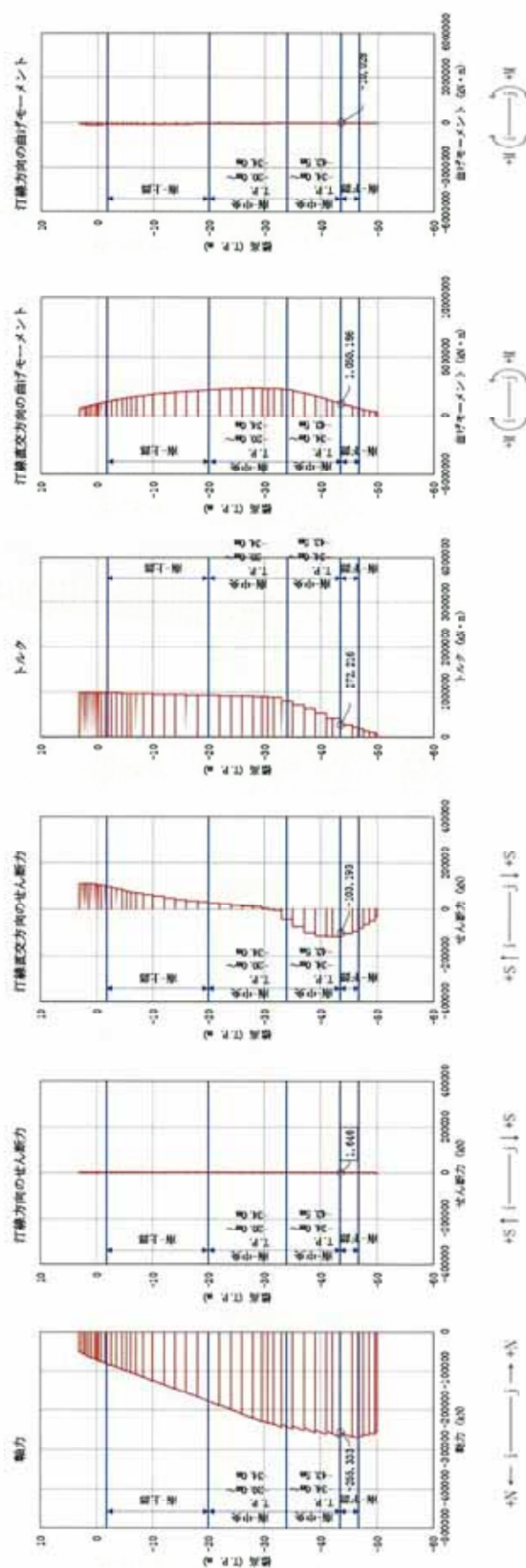


図 6.1-6 (14) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①—①断面 (津波時: 基準津波, 南-下部, 地盤バネ2)

The figure displays five graphs showing the distribution of internal forces along the length of a pile (0 to 40,000 mm). The graphs are labeled as follows:

- 軸力 (Axial Force):** Shows a linear decrease from approximately 35,000 N at the pile head to 0 N at the pile tip. A value of -87,500 is indicated near the head.
- せん断力 (Shear Force):** Shows a constant value of approximately 1,000 N from the pile head to the pile tip. A value of -2,041 is indicated near the head.
- せん断力 (Shear Force):** Shows a constant value of approximately 1,000 N from the pile head to the pile tip. A value of -2,041 is indicated near the head.
- 曲げモーメント (Bending Moment):** Shows a parabolic distribution, starting at 0 at the pile head, reaching a maximum of approximately 1,000 N at the pile center, and returning to 0 at the pile tip. A value of -2,946,206 is indicated near the head.
- トルク (Torque):** Shows a constant value of approximately 1,000 N from the pile head to the pile tip. A value of -1,335,000 is indicated near the head.

図 6.1-6 (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

北側基礎

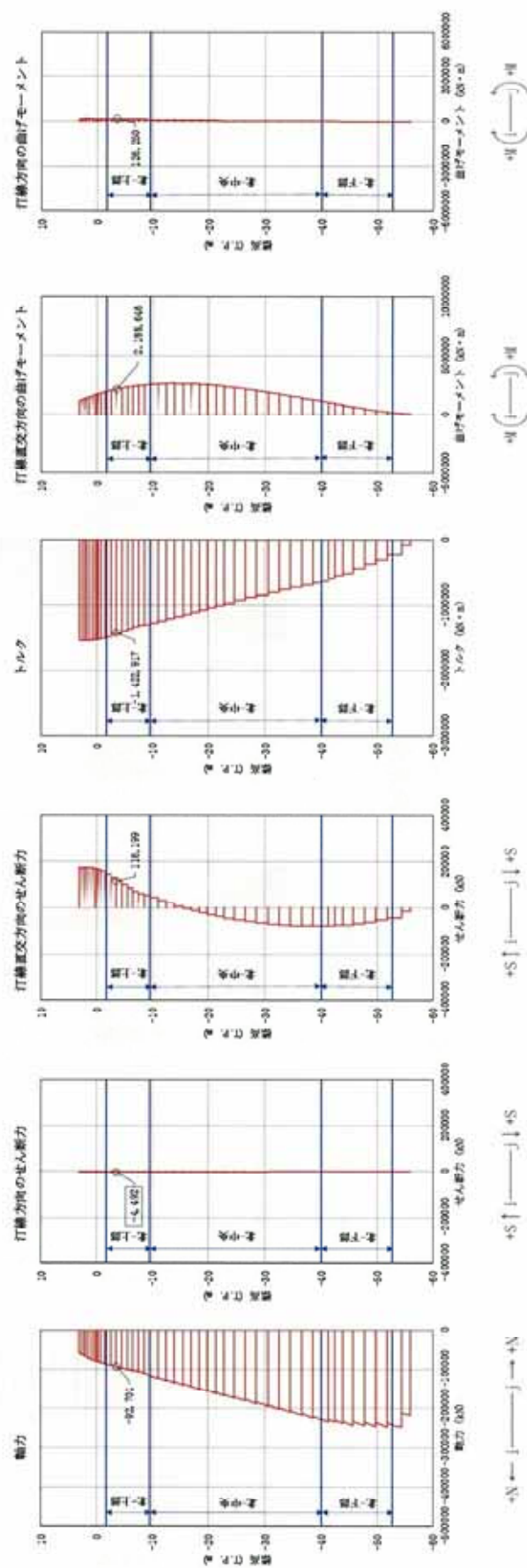


図 6.1-6 (16) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①—①断面 (津波時：敷地に遡上する津波，北-上部，地盤バネ1)

北側基礎

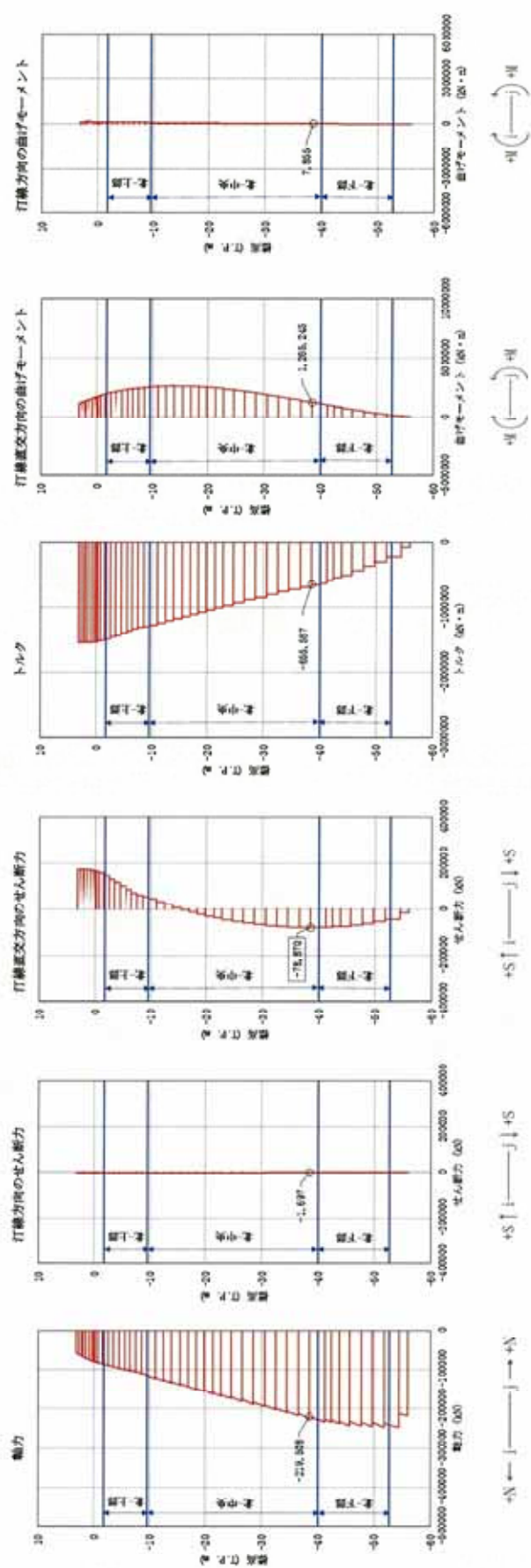


図 6.1-6 (17) 地中連統壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

②—②断面 (津波時：敷地に遡上する津波，北—中央，地盤バネ1)

北側基礎

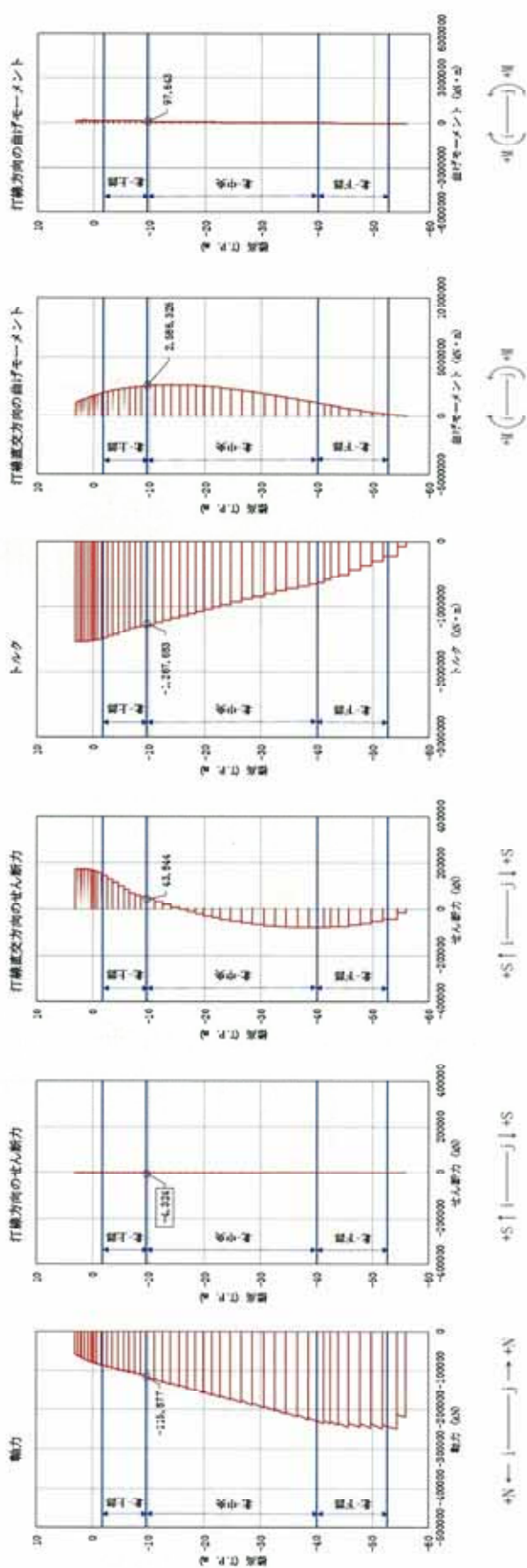


図 6.1-6 (18) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

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

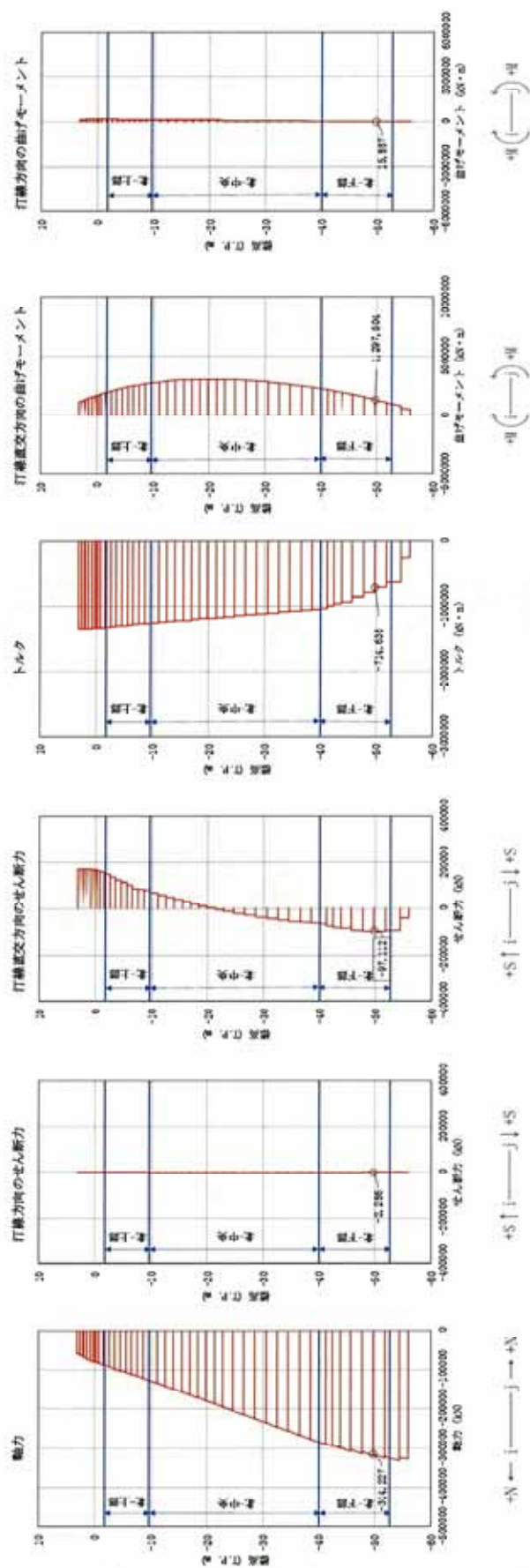


図 6.1-6 (19) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

②-②断面 (津波時：敷地に遡上する津波、北-下部、地盤パネ2)

北側基礎

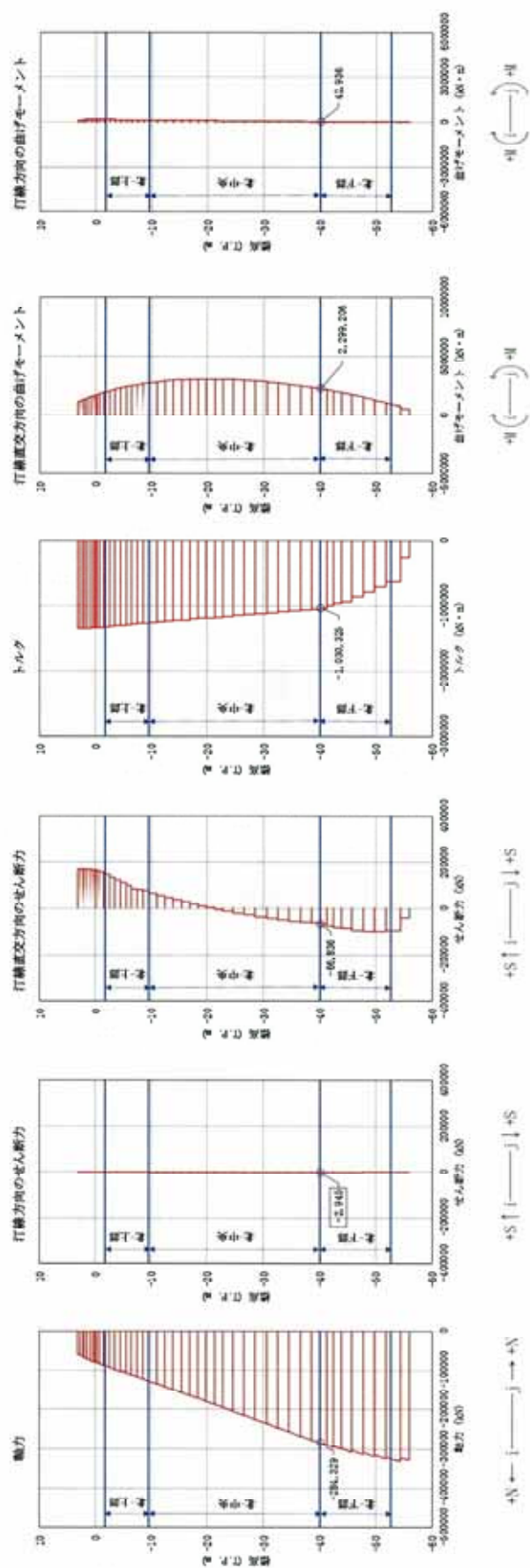


図 6.1-6 (20) 地中連統壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

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

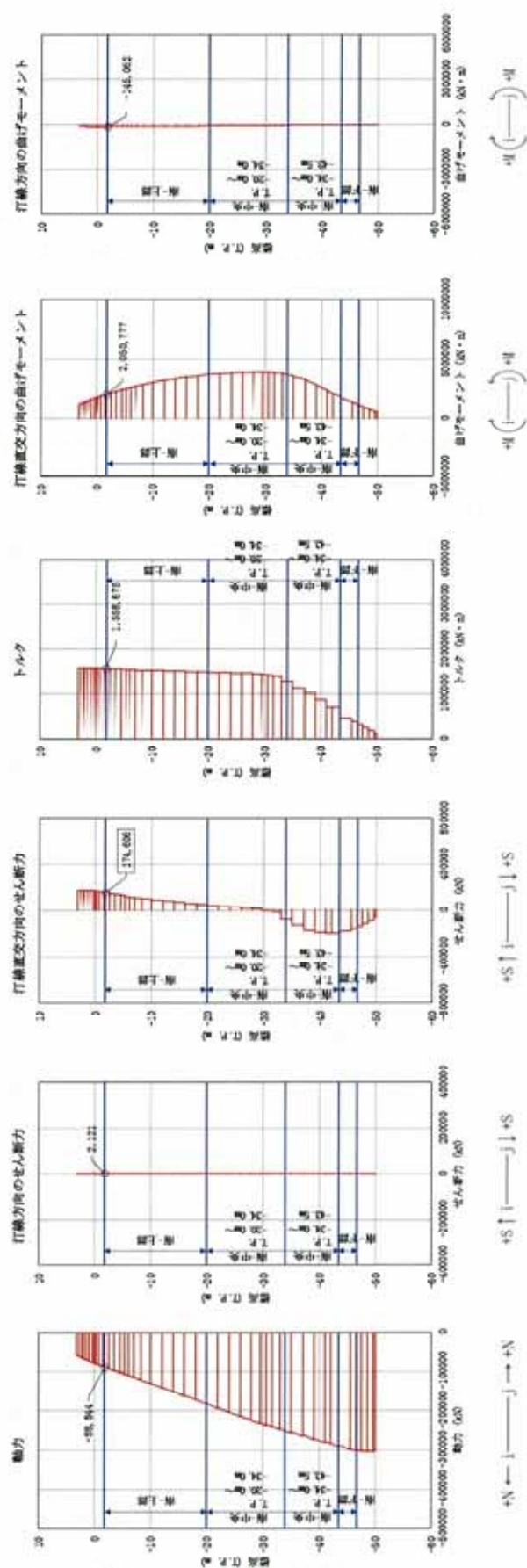


図 6.1-6 (21) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (津波時：敷地に遡上する津波、南-上部、地盤パネ 2)

南側基礎

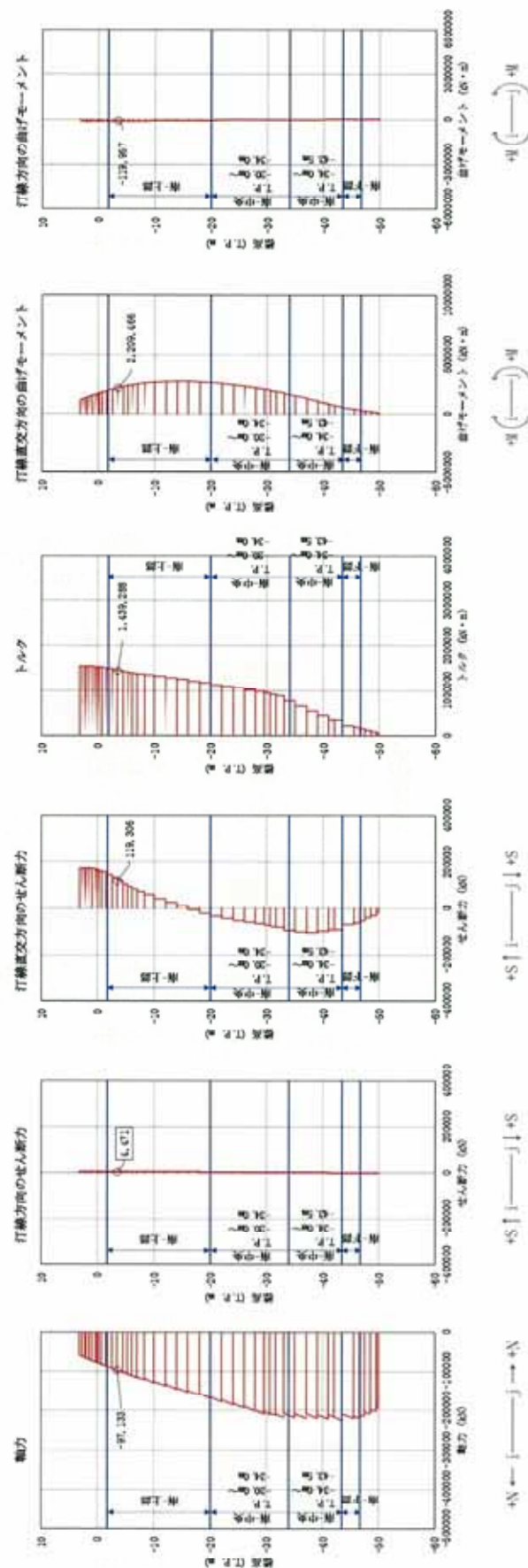


図 6.1-6 (22) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面 (津波時：敷地に遡上する津波，南-上部，地盤バネ1)

The figure displays five graphs showing structural analysis results for a bridge deck cross-section. The graphs are arranged horizontally, each representing a different type of internal force or moment along the length of the structure. The common x-axis for all graphs is '位置 (mm)' (Position (mm)), ranging from -40,000 to 40,000. The common y-axis is '値 (T, P, M)' (Value (T, P, M)), ranging from -50 to 10.

- モーメント (Moment):** The first graph shows the bending moment. The peak value is 1,137,999. The cross-section diagram shows a rectangular section with reinforcement bars.
- トルク (Torque):** The second graph shows the torque. The peak value is 168,023. The cross-section diagram shows a rectangular section with reinforcement bars.
- 打継直方向のせん断力 (Longitudinal Sectional Force):** The third graph shows the sectional force in the longitudinal direction. The peak value is 34,045. The cross-section diagram shows a rectangular section with reinforcement bars.
- 打継方向のせん断力 (Transverse Sectional Force):** The fourth graph shows the sectional force in the transverse direction. The peak value is 2,118. The cross-section diagram shows a rectangular section with reinforcement bars.
- 剪力 (Shear Force):** The fifth graph shows the shear force. The peak value is 208,885. The cross-section diagram shows a rectangular section with reinforcement bars.

Each graph includes a cross-section diagram and a legend for material properties (コンクリート, 鉄筋, etc.).

図 6.1-6 (23) 地中連統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 T. P. -20.0m~-34.0m, 地盤バネ 1)

南側基礎

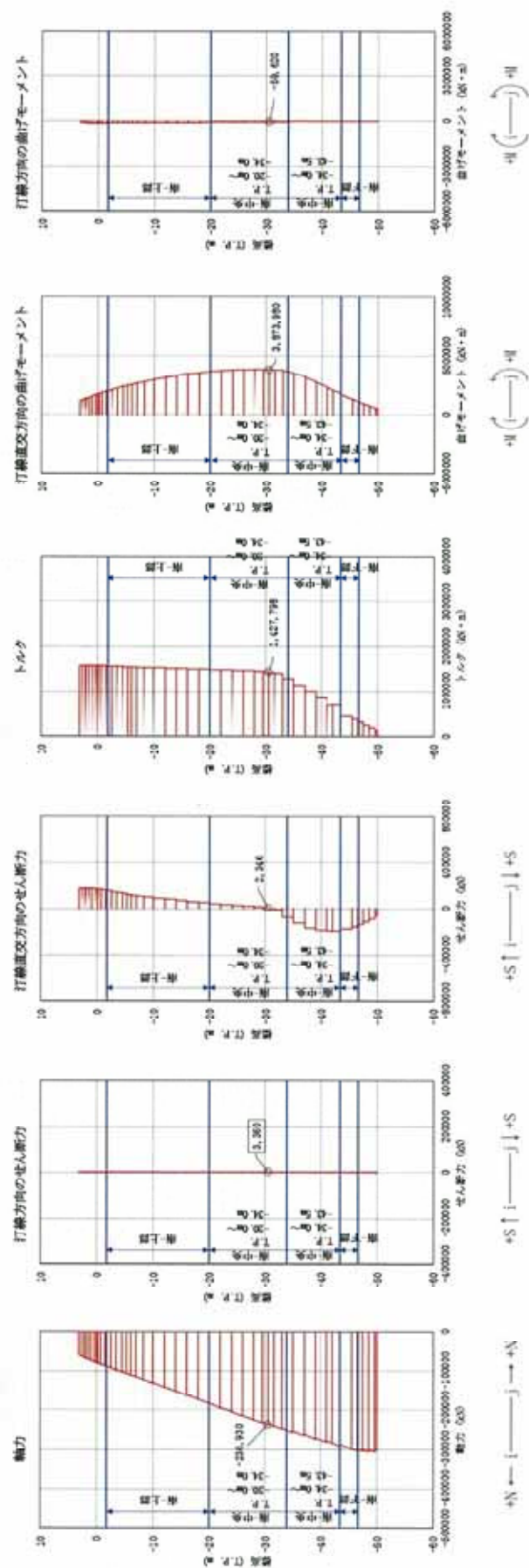


図 6.1-6 (24) 地中連統壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
①—①断面 (津波時：敷地に遡上する津波，南—中央 T. P. -20.0m ~ -34.0m，地盤バネ 2)

南側基礎

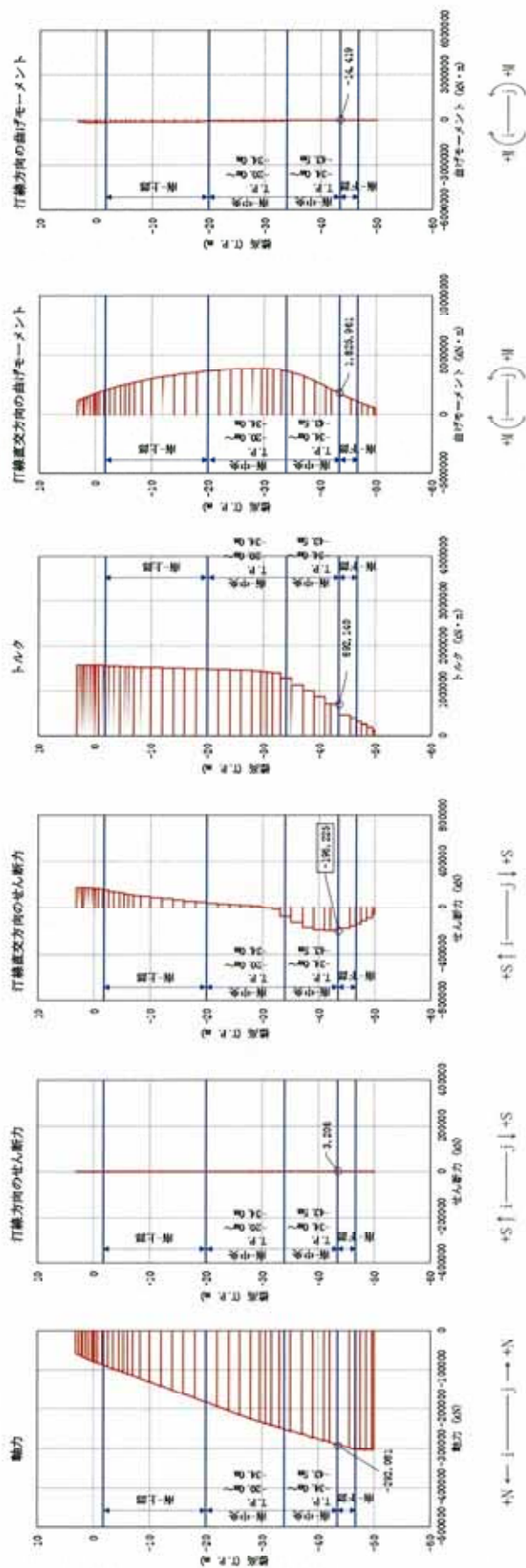


図 6.1-6 (25) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
③-③断面 (津波時：敷地に遡上する津波，南-中央 T.P.-34.0m～43.5m，地盤バネ 2)

南側基礎

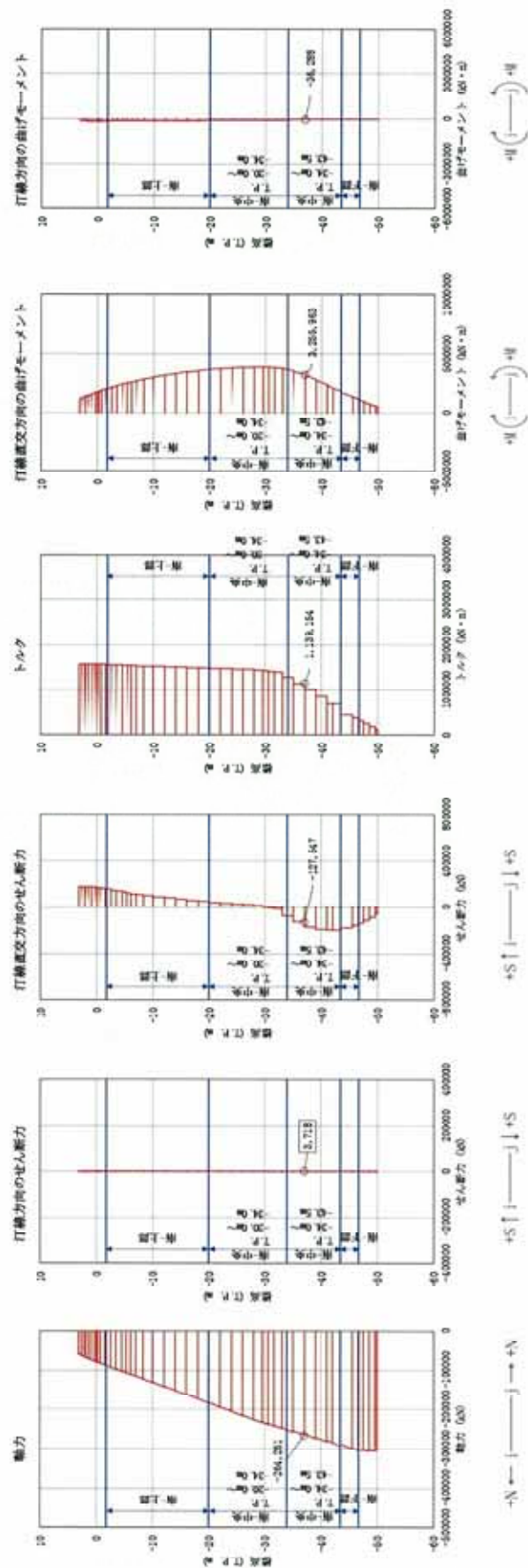


図 6.1-6 (26) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面 (津波時：敷地に遡上する津波，南-中央 T.P. -34.0m~43.5m，地盤バネ 2)

南側基礎

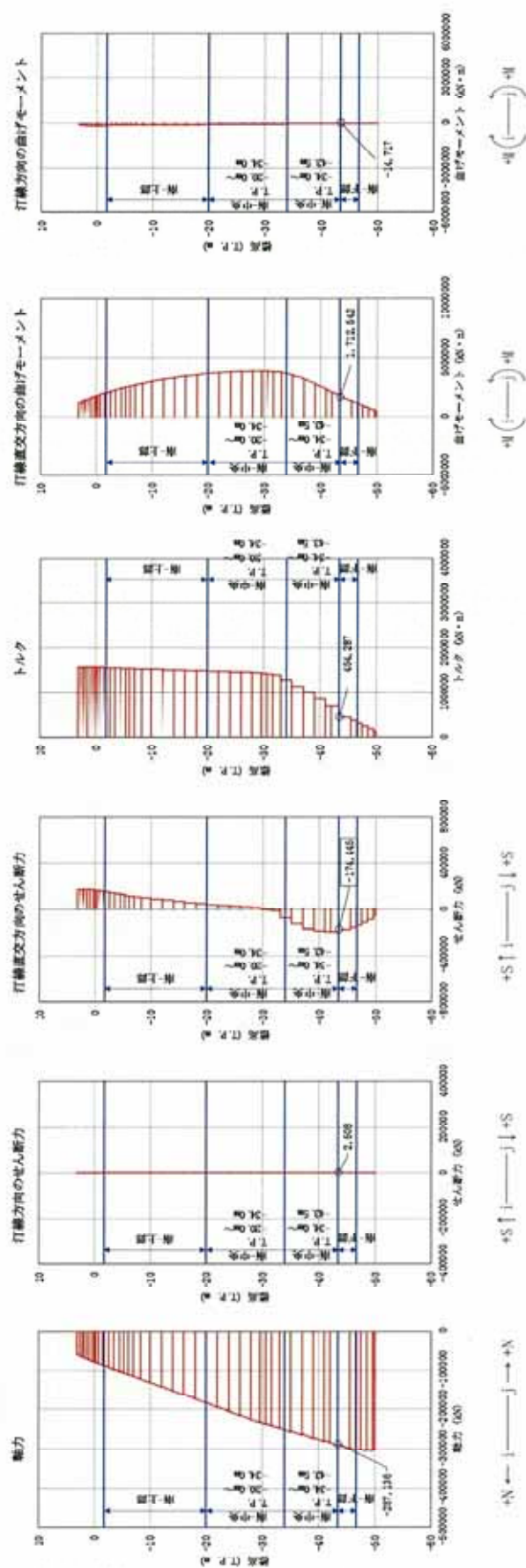


図 6.1-6 (27) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (津波時：敷地に遡上する津波，南-下部，地盤バネ2)

南側基礎

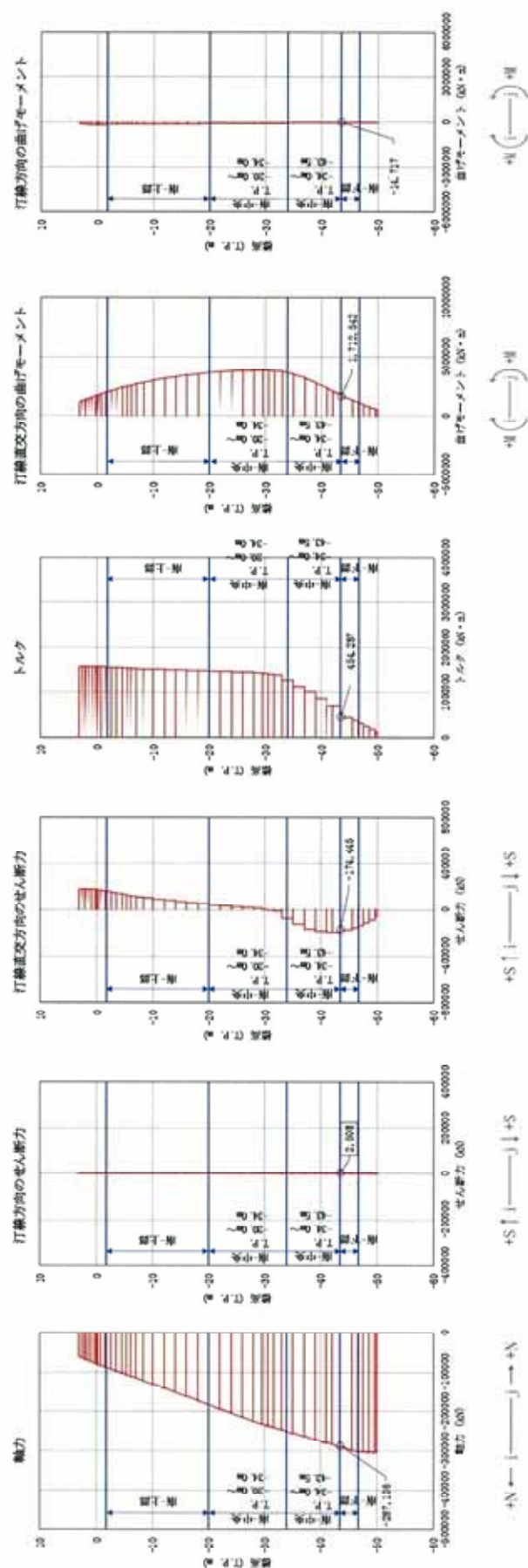


図 6.1-6 (28) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (津波時：敷地に遡上する津波、南-下部、地盤バネ 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 6.1-7 及び図 6.1-8 に、断面諸元一覧を表 6.1-4 及び表 6.1-5 に示す。

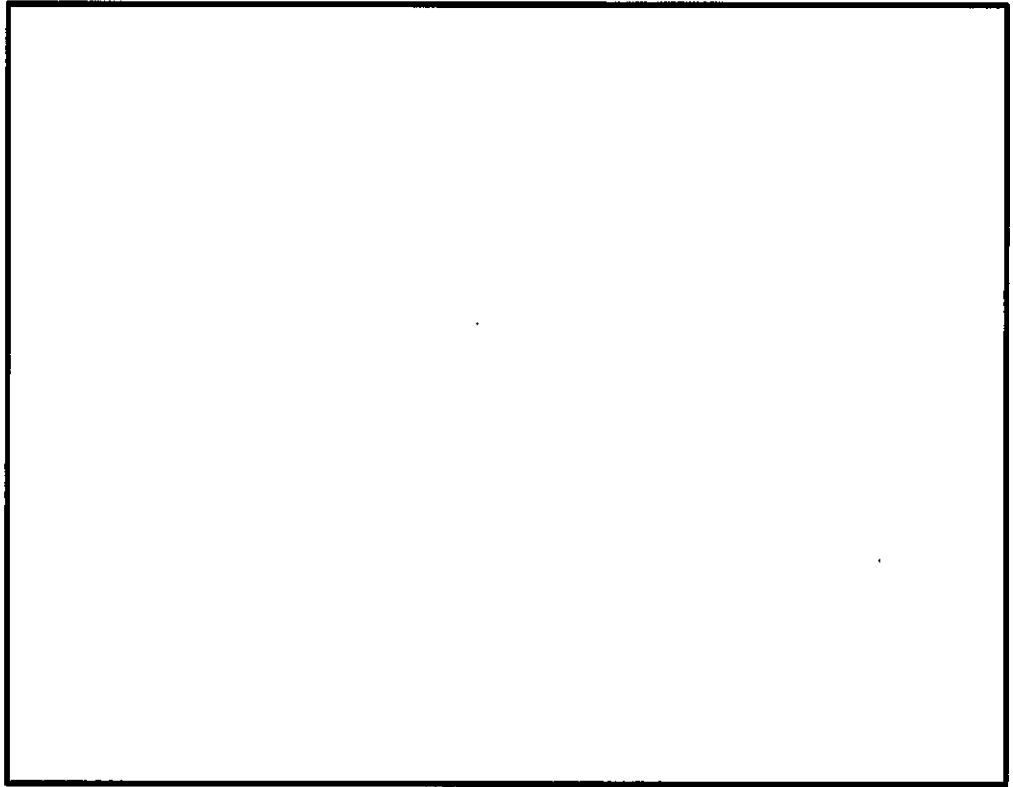


図 6.1-7 (1) 北基礎上部配筋要領図

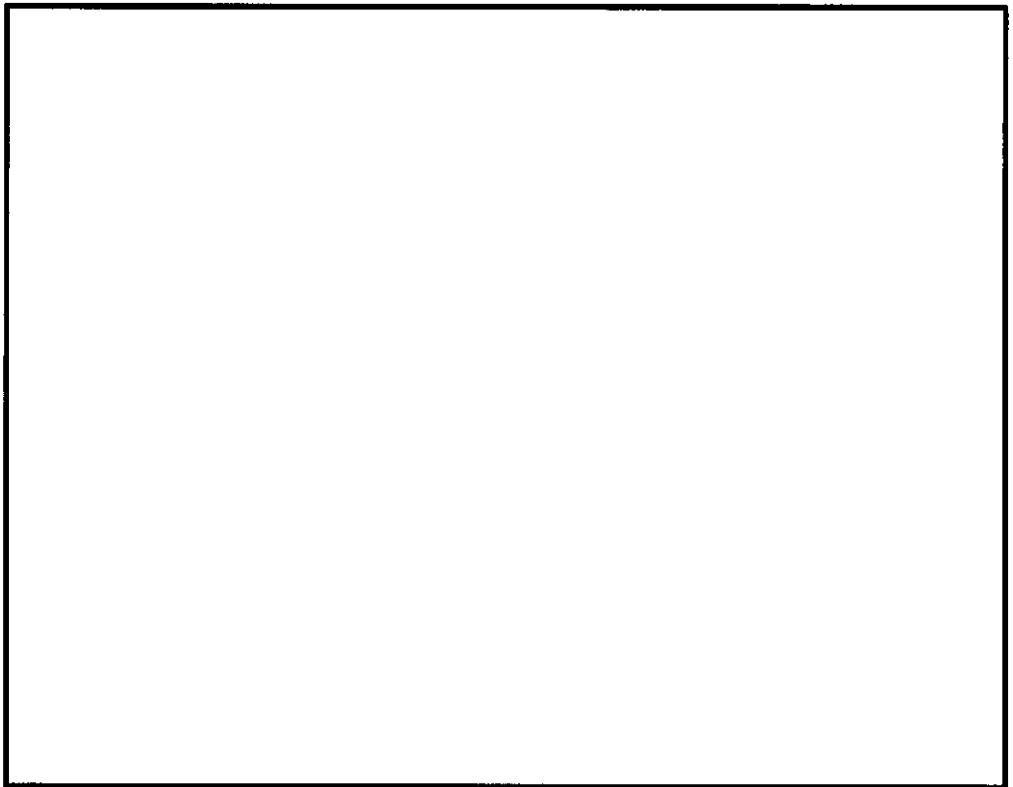


図 6.1-7 (2) 北基礎中央配筋要領図

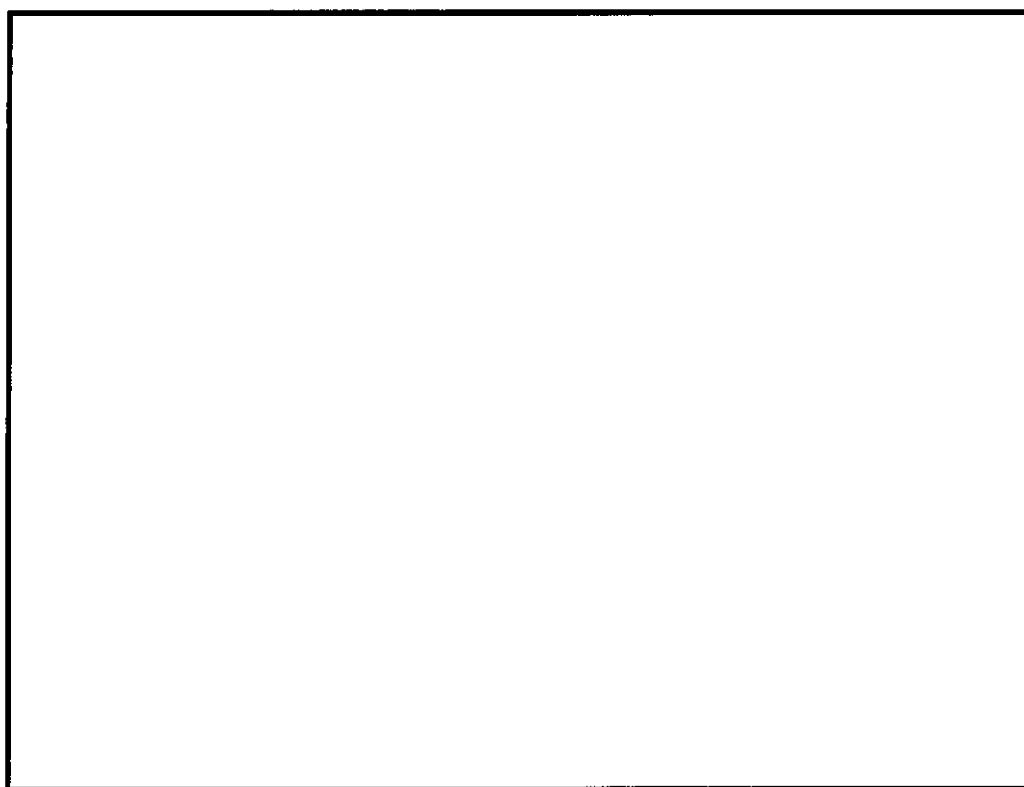


図 6.1-7 (3) 北基礎下部配筋要領図

表 6.1-4 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						せん断補強鉄筋				
	部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)			鉄筋 径 (mm)	間隔 (mm)	段数	箇所	1 基当 り本数	断面積 A _s (mm ²)	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 A _s (mm ²)	間隔 (mm)
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	150	2	2	660	1337820	—	—	—	—	—
			中実鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	上部	D51	150	7	2	1736	3518872	D38 (帯鉄筋)	7	2	15960	300
											D38 (スターラップ)	4	1	4560	300
				中央	D51	150	5	2	1280	2694560	D38 (帯鉄筋)	5	2	11400	300
											D38 (スターラップ)	18	1	20520	300
				下部	D51	150	3	2	792	1605384	D38 (帯鉄筋)	5	2	11400	300
											D38 (スターラップ)	18	1	20520	300
					D51	300	1	2	124	251348					

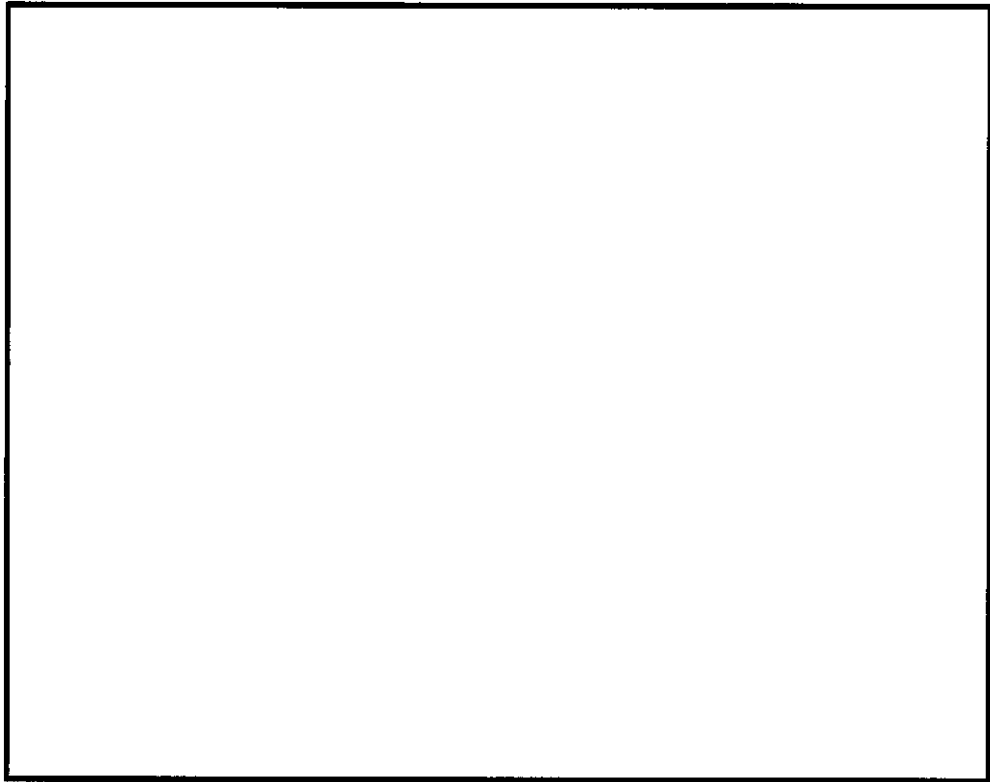


図 6.1-8 (1) (T.P. -1.84m ~ -13.155m) 配筋要領図

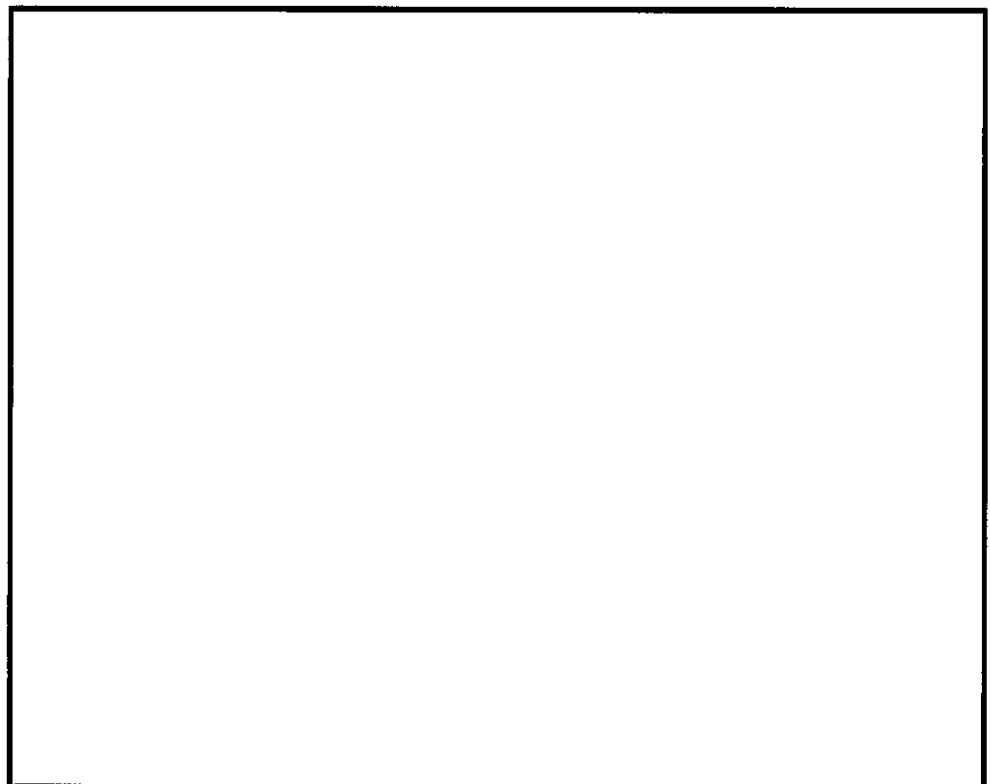


図 6.1-8 (2) 南基礎上部 (T.P. -13.155m ~ -20.00m) 配筋要領図

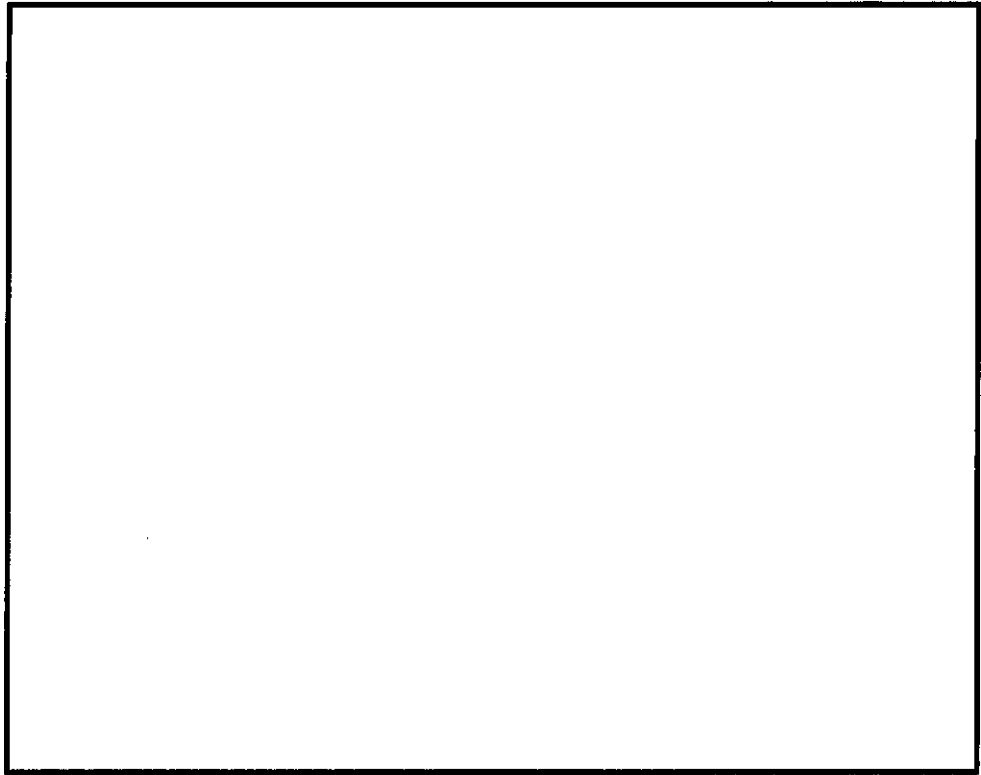


図 6.1-8 (3) 南基礎中央 (T.P. -20.00m~-34.00m) 配筋要領図

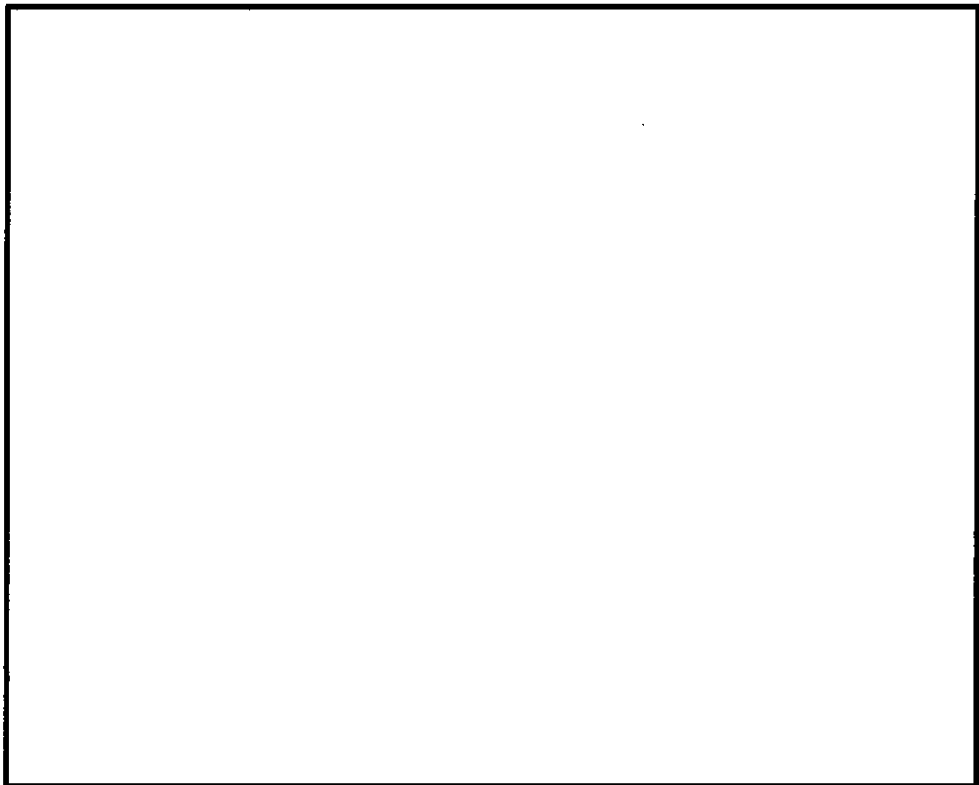


図 6.1-8 (4) 南基礎中央 (T.P. -34.00m~-43.50m) 配筋要領図

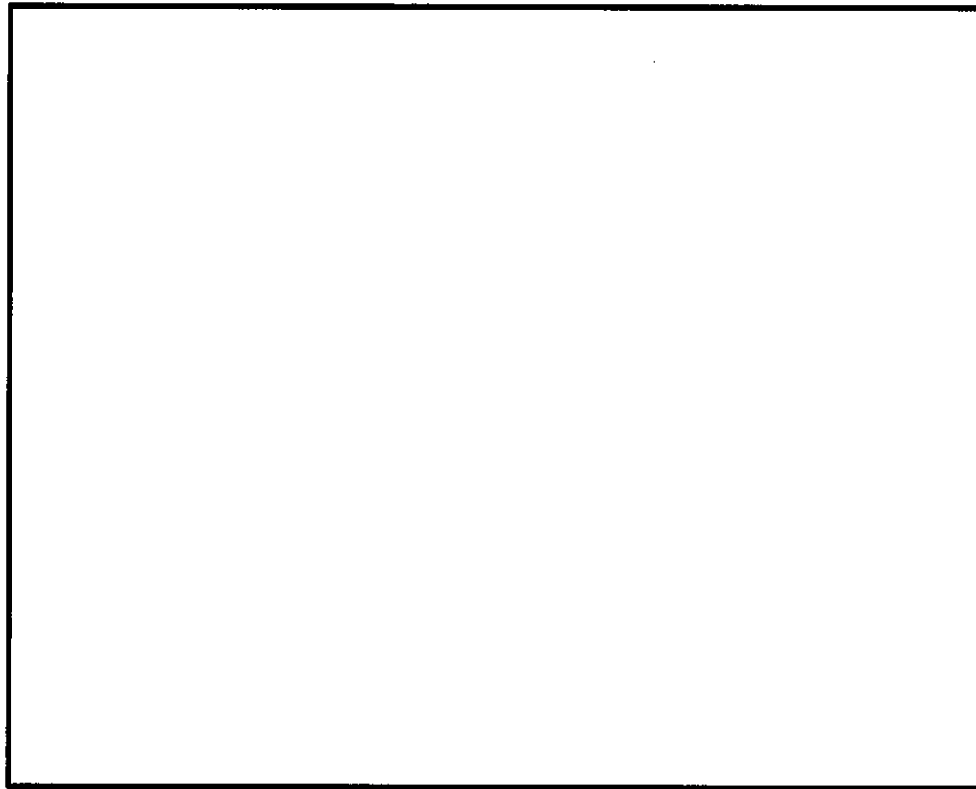


図 6.1-8 (5) 南基礎下部配筋要領図

表 6.1-5 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						せん断補強鉄筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)			鉄筋 径 (mm)	間隔 (mm)	段数	箇所	1 基当 り本数	断面積 A _s (mm ²)	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 A _s (mm ²)	間隔 (mm)
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	150	2	2	660	1337820	D38	1	1	1140	300
			中央鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	上部 (T.P. -1.84m～ -13.155m)	D51	150	7	2	1736	3518872	D38 (帯鉄筋)	7	2	15960	300
					D38 (スターラップ)	6	1	5840	300						
				上部 (T.P. -13.155m ～-20.00m)	D51	150	7	2	1736	3518872	D38	10	2	22800	300
				中央 (T.P. -20.00m～ -34.00m)	D51	150	21	2	4092	8294484	D38	19	2	43320	300
				中央 (T.P. -34.00m～ -43.60m)	D51	150	21	2	4092	8294484	D38 (帯鉄筋)	21	2	47880	300
						D38 (スターラップ)	2	1	2280	300					
					下部	D51	150	3	2	792	1605384	D38	16	2	36480
				D51		300	1	2	124	251348					

6.1.3 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

地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの接合面に生じるずれせん断力 V_B を設計せん断力とし、基礎の曲げによるせん断応力度により求める。せん断応力度は、津波時における最大せん断力により算出する。

$$V_B = \frac{1}{2}(\tau_1 + \tau_2)\ell_1 b + \frac{1}{2}\tau_2\ell_2 b$$

ここで、

V_B : 接合面区間に生じるせん断力

τ_1, τ_2 : 各変化点におけるせん断応力度

ℓ_1, ℓ_2 : 各変化点間距離

b : 単位幅

ずれせん断力 V_B の算定概念図を図 6.1-9 に、ジベル鉄筋の配置及びせん断力の照査結果を表 6.1-6 に示す。ジベル鉄筋の仕様及び配置図を図 6.1-10 に示す。

ジベル鉄筋の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

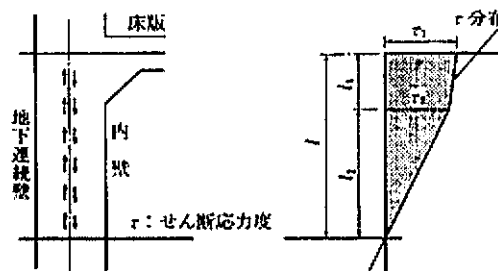


図 6.1-9 ずれせん断力の算定概念図

(「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 年制定))

表 6.1-6 (1) ジベル鉄筋量及びせん断力の照査結果 (南基礎)

標高 (T.P. m)		東西面				南北面			
		鉛直1m 当たりの 鉄筋量 (mm ²)	発生 せん断力 (kN/m)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値	鉛直1m 当たりの 鉄筋量 (mm ²)	発生 せん断力 (kN/m)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
南 上 部	-1.840	16998	8180	11878	0.69	8645	284	5756	0.05
	-2.500	16925	8180	11926	0.69	8486	284	5756	0.05
	-3.500	16724	7732	11938	0.65	8245	279	5756	0.05
	-4.500	16497	7262	11933	0.61	8240	274	5899	0.05
	-5.350	16265	6770	11902	0.57	8563	268	6221	0.05
	-6.040	16082	6414	11881	0.54	8825	263	6482	0.05
	-6.940	15872	6061	11873	0.52	9349	258	6934	0.04
	-8.250	15496	5775	11813	0.49	10249	252	7674	0.04
	-10.000	15019	5361	11751	0.46	11295	244	8568	0.03
	-12.000	14455	4766	11667	0.41	12351	233	9505	0.03
	-14.000	13909	4188	11595	0.37	13220	221	10328	0.03
	-16.000	13383	3634	11536	0.32	13919	212	11048	0.02
	-18.000	12881	3109	11493	0.28	14643	205	11782	0.02
南 中 央	-20.000	19816	2616	16433	0.16	24383	198	18008	0.02
	-22.000	19370	2252	16428	0.14	25465	191	18960	0.02
	-24.000	18970	2723	16454	0.17	26470	183	19866	0.01
	-26.025	18625	3127	16520	0.19	28369	175	21320	0.01
	-27.975	18350	3430	16623	0.21	30069	174	22642	0.01
	-29.450	18117	3759	16683	0.23	27826	174	21793	0.01
	-30.500	17949	4023	16725	0.25	25723	175	20366	0.01
	-31.530	17573	4261	16625	0.26	21434	177	17905	0.01
	-33.030	16461	4857	16100	0.31	18719	188	16742	0.02
	-35.000	11982	6588	13389	0.50	9944	192	11418	0.02
	-37.000	20038	8594	19079	0.46	4422	192	8349	0.03
	-39.000	25924	9798	23316	0.43	4136	190	8542	0.03
	-41.000	30054	10135	26377	0.39	8862	181	11645	0.02
	-42.000	29774	10135	26336	0.39	8554	166	11604	0.02
	-43.500	29354	10135	26275	0.39	9778	166	12566	0.02
南 下 部	-45.500	30374	9010	27252	0.34	11178	130	13712	0.01
	-46.500	26775	8188	24988	0.33	9632	114	12917	0.01
	-46.700	22176	7156	21936	0.33	7412	97	11594	0.01

表 6.1-6 (2) ジベル鉄筋量及びせん断力の照査結果 (北基礎)

標高 (T. P. m)		東西面				南北面			
		鉛直1m 当たりの 鉄筋量 (mm ²)	発生 せん断力 (kN/m)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値	鉛直1m 当たりの 鉄筋量 (mm ²)	発生 せん断力 (kN/m)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
北 上 部	-1.840	25293	7672	17435	0.45	8868	284	5892	0.05
	-2.500	25258	7672	17508	0.44	8661	284	5862	0.05
	-3.500	25068	7087	17528	0.41	8343	279	5815	0.05
	-4.500	24838	6476	17520	0.37	8022	273	5767	0.05
	-5.500	24564	5840	17484	0.34	7695	266	5715	0.05
	-6.500	24246	5182	17417	0.30	7754	257	5898	0.05
	-7.500	23881	4503	17320	0.27	8066	248	6234	0.04
	-8.525	23487	4279	17207	0.25	8297	243	6526	0.04
	-9.650	23062	4033	17087	0.24	8603	237	6877	0.04
北 中 央	-10.975	28063	3391	20632	0.17	11294	230	8711	0.03
	-12.450	27382	2934	20393	0.15	11600	221	9065	0.03
	-13.950	26596	2467	20086	0.13	12060	214	9442	0.03
	-15.450	25589	2011	19632	0.11	12150	208	9831	0.03
	-16.850	24390	1566	19035	0.09	12556	202	10342	0.02
	-18.250	23178	1132	18428	0.07	12821	196	10710	0.02
	-19.750	21523	1583	17540	0.10	13051	189	11070	0.02
	-21.250	19607	1990	16477	0.13	13204	182	11384	0.02
	-22.750	17426	2357	15236	0.16	13281	174	11651	0.02
	-24.500	14928	2785	13820	0.21	13272	166	11902	0.02
	-26.500	11141	3147	11577	0.28	13155	156	12125	0.02
	-28.500	7769	3443	9138	0.38	13325	155	12522	0.02
	-30.500	8033	3676	9593	0.39	13490	155	12916	0.02
	-32.500	13882	3852	13449	0.29	13497	155	13215	0.02
	-34.500	19788	3973	17339	0.23	15611	155	14970	0.02
	-36.500	25688	4046	21583	0.19	19730	154	17776	0.01
北 下 部	-38.525	32605	4074	27722	0.15	24343	154	20884	0.01
	-40.075	32428	4074	27831	0.15	24139	153	20987	0.01
	-41.200	32289	4070	27903	0.15	23969	152	21050	0.01
	-42.400	32121	4226	27967	0.16	23784	149	21113	0.01
	-43.850	14549	4430	16408	0.27	9169	146	12352	0.02
	-45.700	14186	4804	16437	0.30	7650	144	11698	0.02
	-47.700	13790	5005	16465	0.31	5558	136	10717	0.02
	-49.700	13011	5016	16237	0.31	3441	128	9718	0.02
-51.775	11631	5016	15618	0.33	1508	118	8837	0.02	
-52.700	9926	4796	14612	0.33	1459	106	8851	0.02	

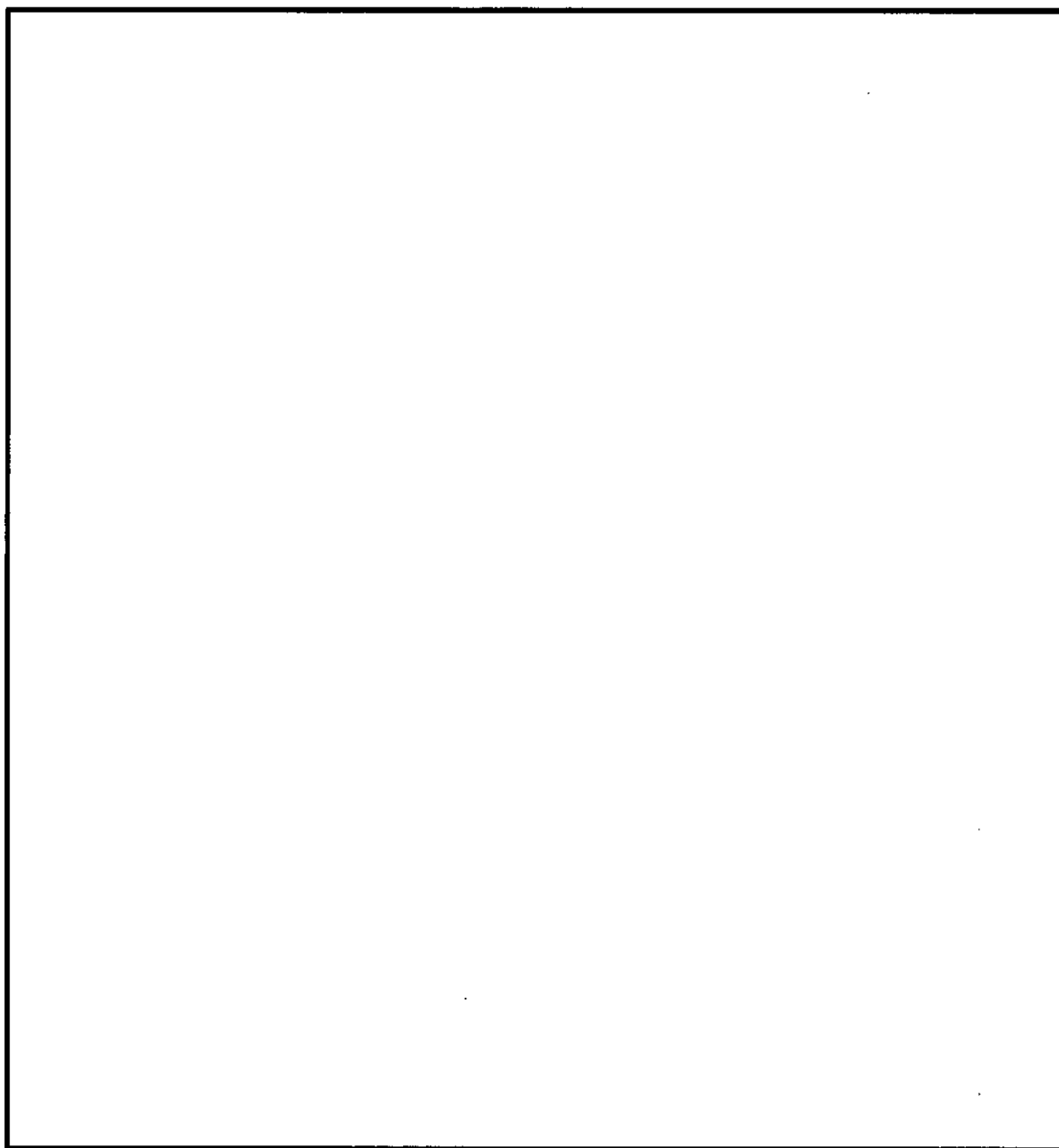


図 6.1-10 ジベル鉄筋の仕様

6.1.4 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。

6.1.5 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 6.1-7 及び表 6.1-8 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 6.1-7 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）	0.032	0.241	0.015		
地震時最終変位（鉄筋コンクリート防潮壁）	0.201	0.399	0.019		
津波時（鋼製防護壁）	0.002	0.218	0.005		
合計	0.235	0.858	0.039	0.890	2.0

表 6.1-8 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）	0.032	0.241	0.015		
地震時最終変位（鉄筋コンクリート防潮壁）	0.201	0.399	0.019		
津波時（鋼製防護壁）	0.000	0.149	0.005		
合計	0.233	0.789	0.039	0.824	2.0

6.2 重疊時の強度評価結果

6.2.1 地盤バネと1次元有効応力解析結果

(1) 北側基礎

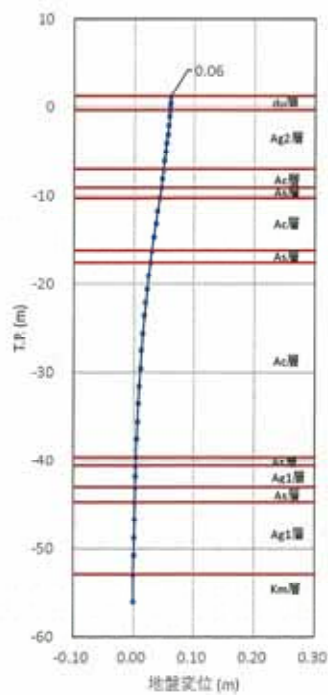
北側基礎における1次元有効応力解析結果から地表面水平最大加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみを表6.2-1に示す。

表 6.2-1 1次元有効応力解析結果（北側基礎）

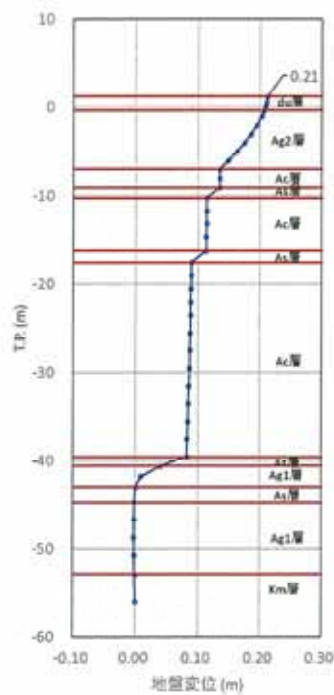
検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	127.01	128.97	135.67	82.35	189.20	191.15
地表面最大変位 (cm)	9.77	8.47	12.30	21.22	10.24	8.82
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 6.2-1 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（+1 σ ）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。

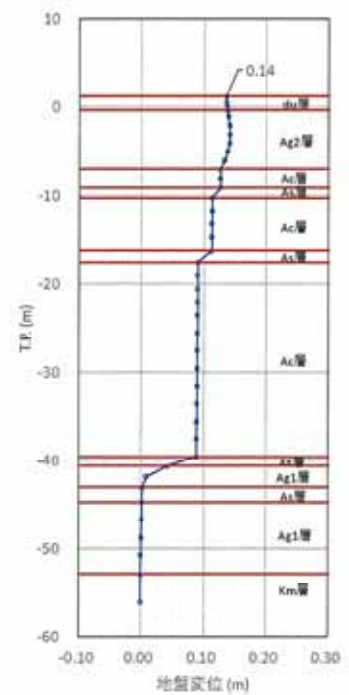
各地盤バネケースにおいて地中連続壁基礎に与える地盤変位は，それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図6.2-1及び図6.2-2に，水平方向地盤反力係数，水平方向地盤反力上限値及びその比較を図6.2-3に示す。



地盤バネ 3



地盤バネ 4



地盤バネ 5

図 6.2-1 地盤バネケースの地盤変位分布図（北側基礎）

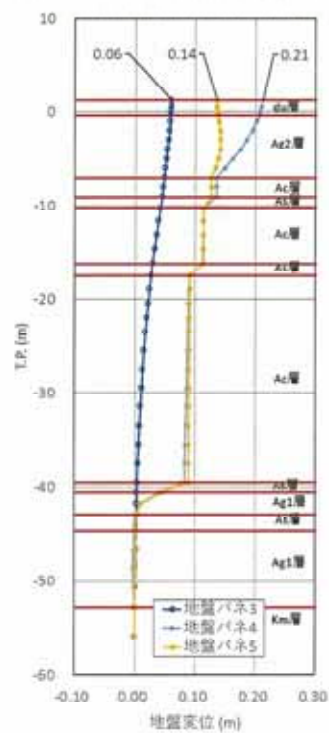


図 6.2-2 地盤バネケースの地盤変位比較図（北側基礎）

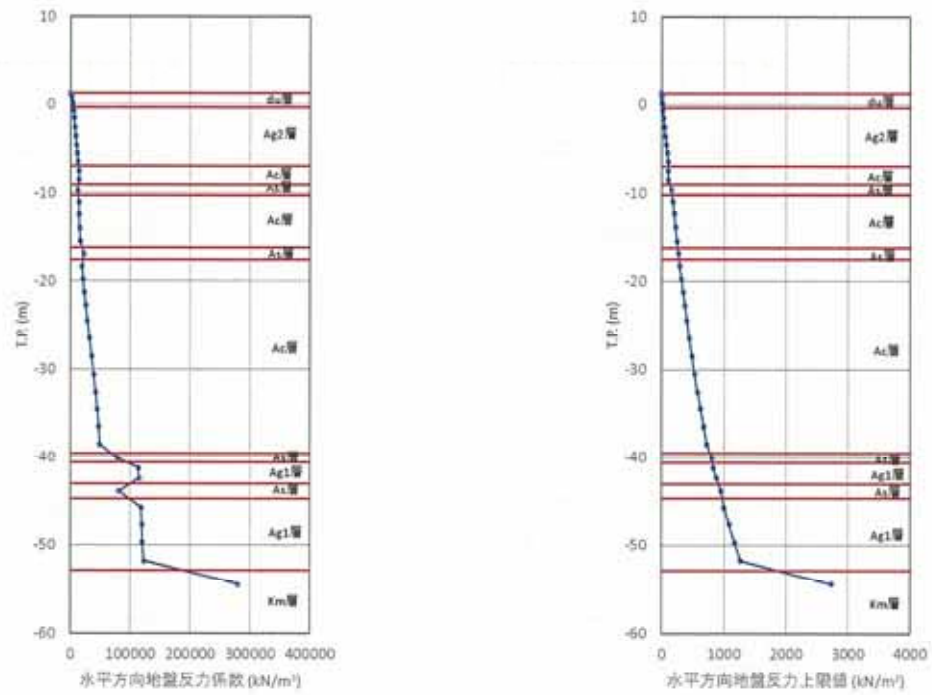


図 6.2-3 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（北側基礎：地盤バネ 3）

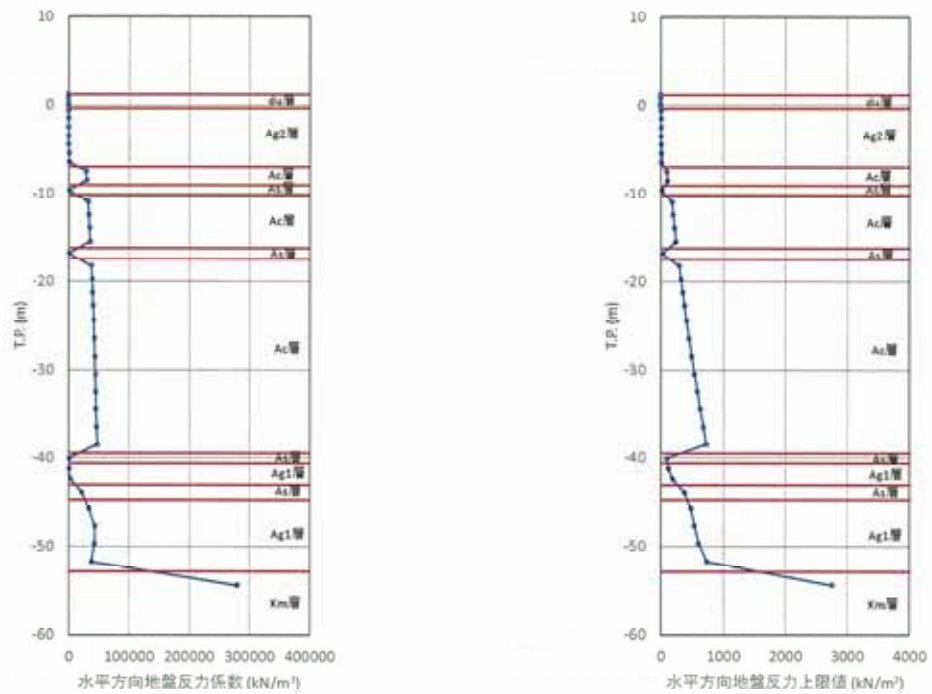


図 6.2-3 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（北側基礎：地盤バネ 4）

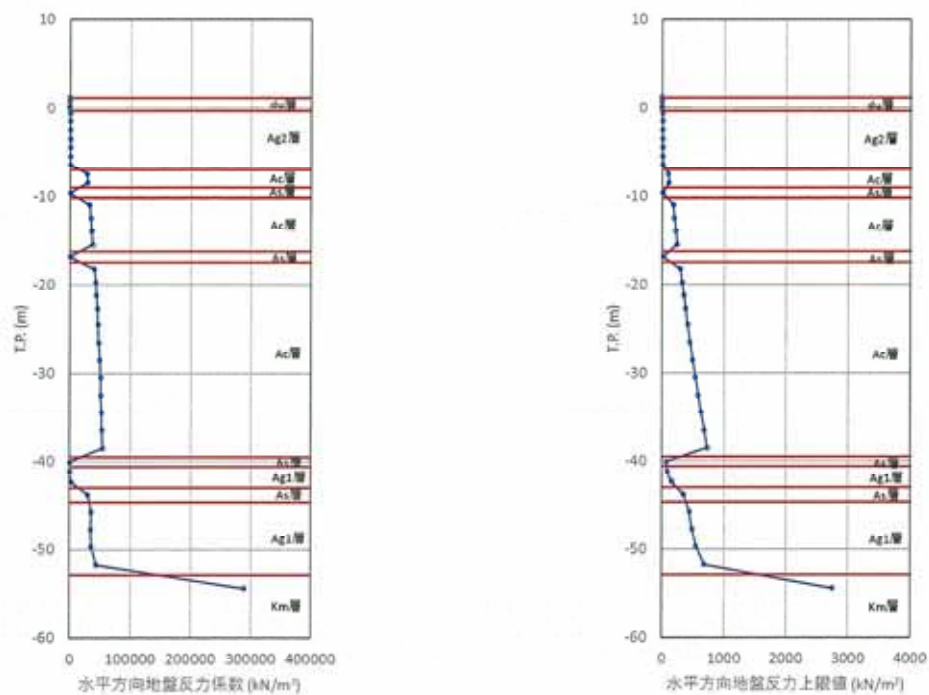


図 6.2-3 (3) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（北側基礎：地盤パネ 5）

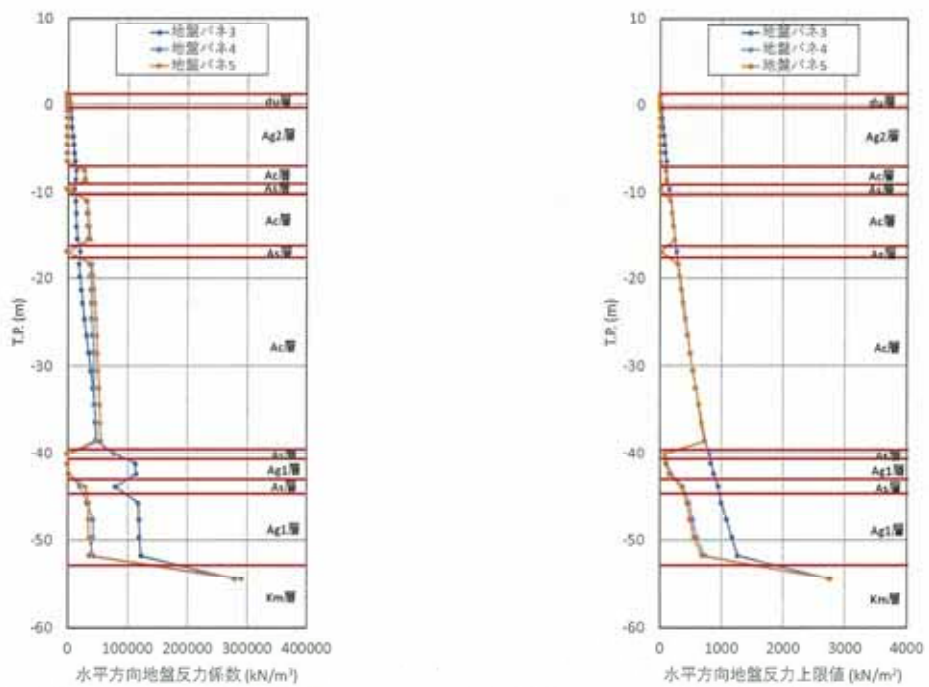


図 6.2-3 (4) 地盤パネ 3，地盤パネ 4 及び地盤パネ 5 の地盤変位比較図（北側基礎）

(2) 南側基礎

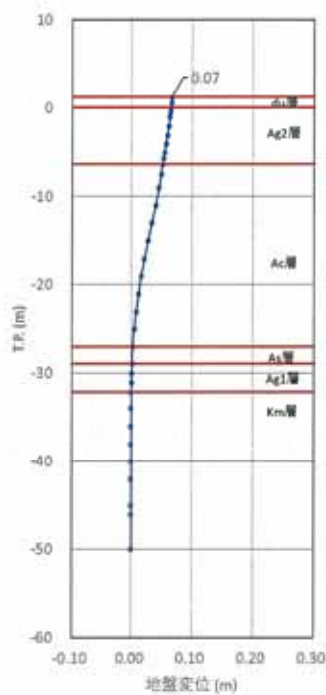
南側基礎における1次元有効応力解析結果から地表面水平最大加速度、地表面最大変位、最大せん断ひずみをまとめたものを表6.2-2に示す。

表 6.2-2 1次元有効応力解析結果（南側基礎）

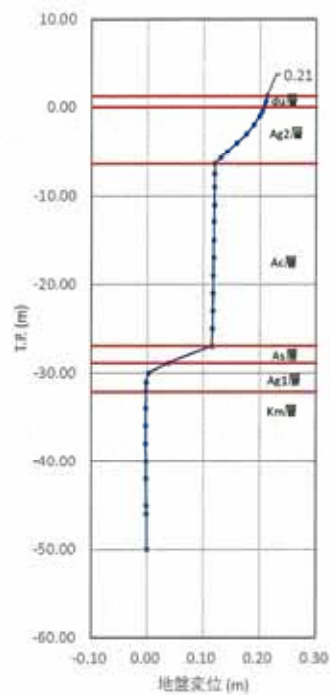
検討ケース	① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース）	② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース	③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース	④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース	⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース	⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース
地表面最大水平加速度 (cm/s ²)	193.47	163.82	195.14	86.26	215.61	219.92
地表面最大変位 (cm)	11.00	8.57	10.11	21.27	7.84	7.05
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 6.2-2 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（+1 σ ）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'_v 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。

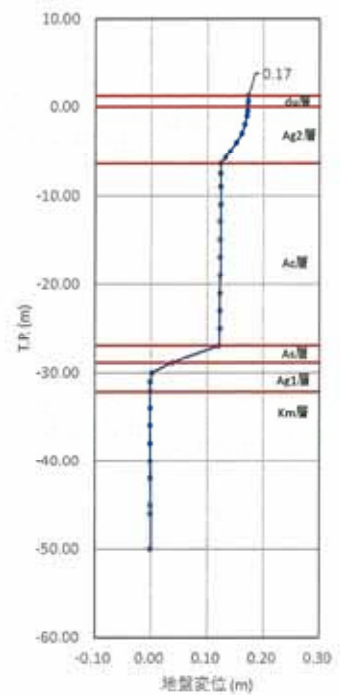
各地盤バネケースにおいて地中連続壁基礎に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図6.2-4及び図6.2-5に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図6.2-6に示す。



地盤バネ3



地盤バネ4



地盤バネ5

図 6.2-4 地盤バネケースの地盤変位分布図（南側基礎）

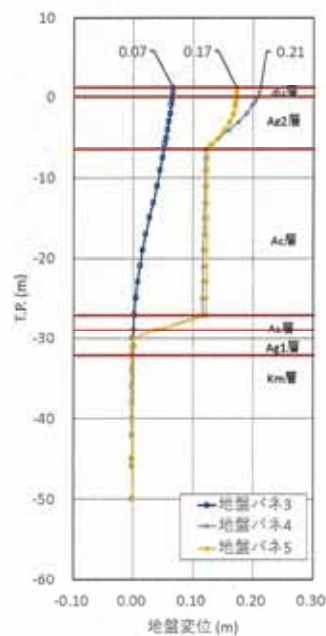


図 6.2-5 地盤バネケースの地盤変位比較図（南側基礎）

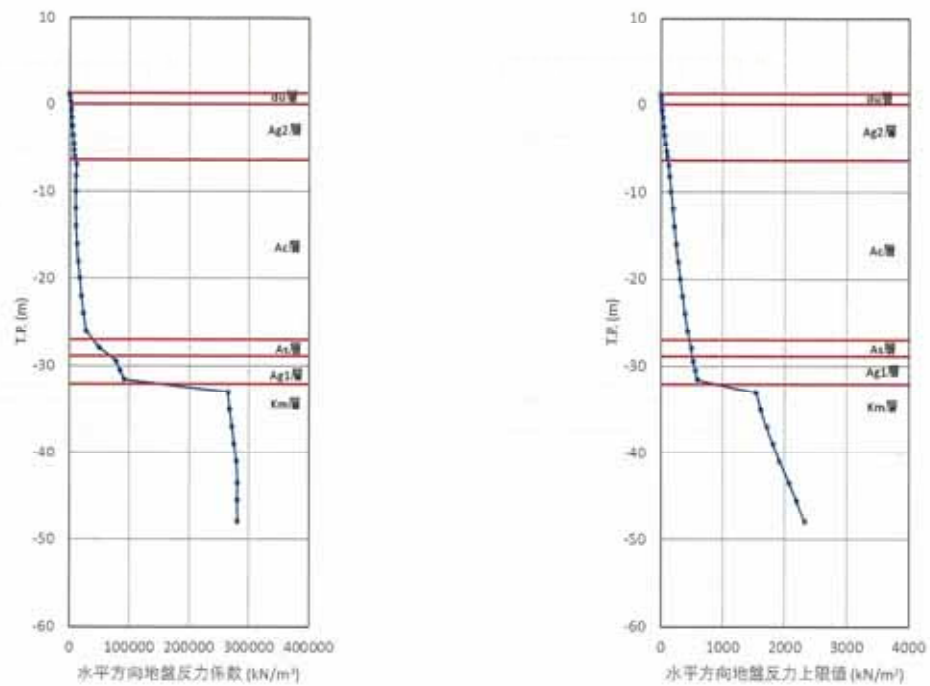


図 6.2-6 (1) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（南側基礎：地盤バネ 3）

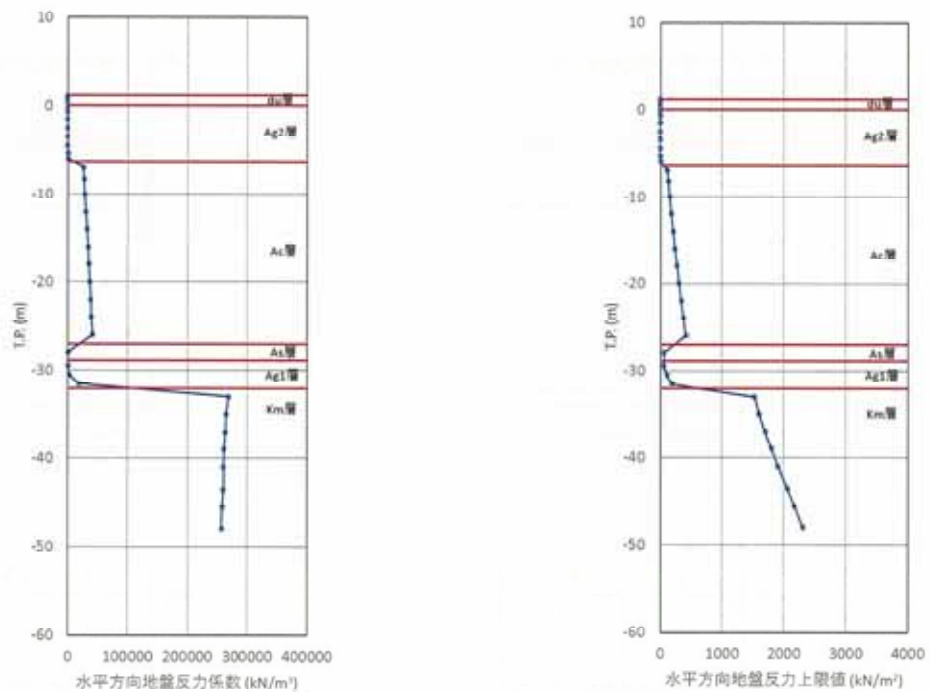


図 6.2-6 (2) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（南側基礎：地盤バネ 4）

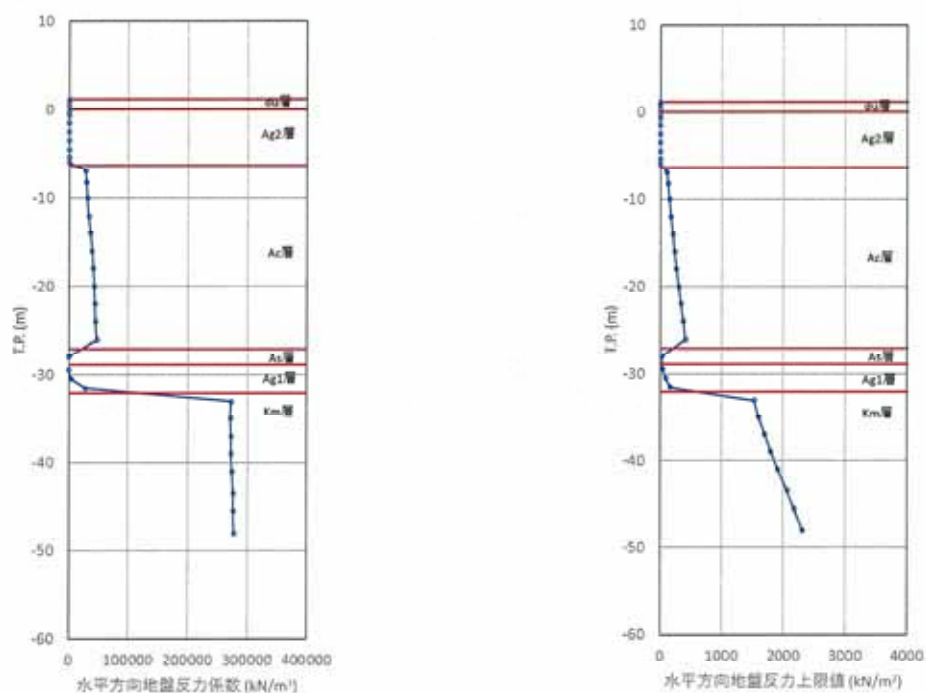


図 6.2-6 (3) 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（南側基礎：地盤パネ 5）

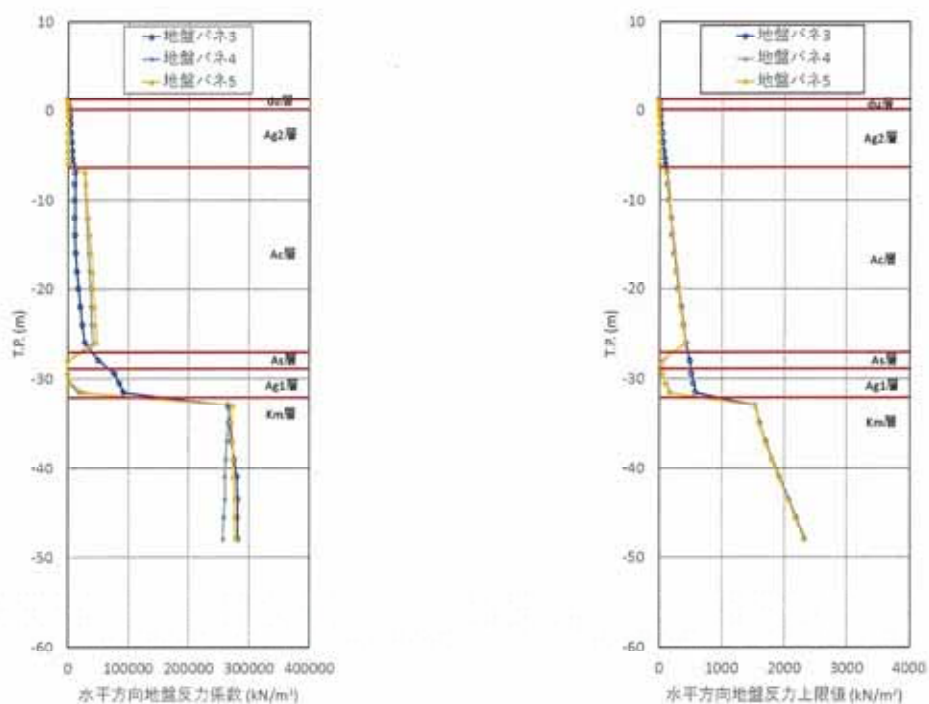


図 6.2-6 (4) 地盤パネ 3，地盤パネ 4 及び地盤パネ 5 の地盤変位比較図（南側基礎）

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 6.2-3 に示す。

表 6.2-3 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 6.2-4 及び表 6.2-5 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 6.2-4 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 6.2-5 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

6.2.2 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 6.2-6 に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表 6.2-7 にそれぞれ示す。また、評価位置を図 6.2-7 に、断面力の分布を図 6.2-8、図 6.2-9 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、発生応力は各地盤パネケースにおいて最大となる値を示している。

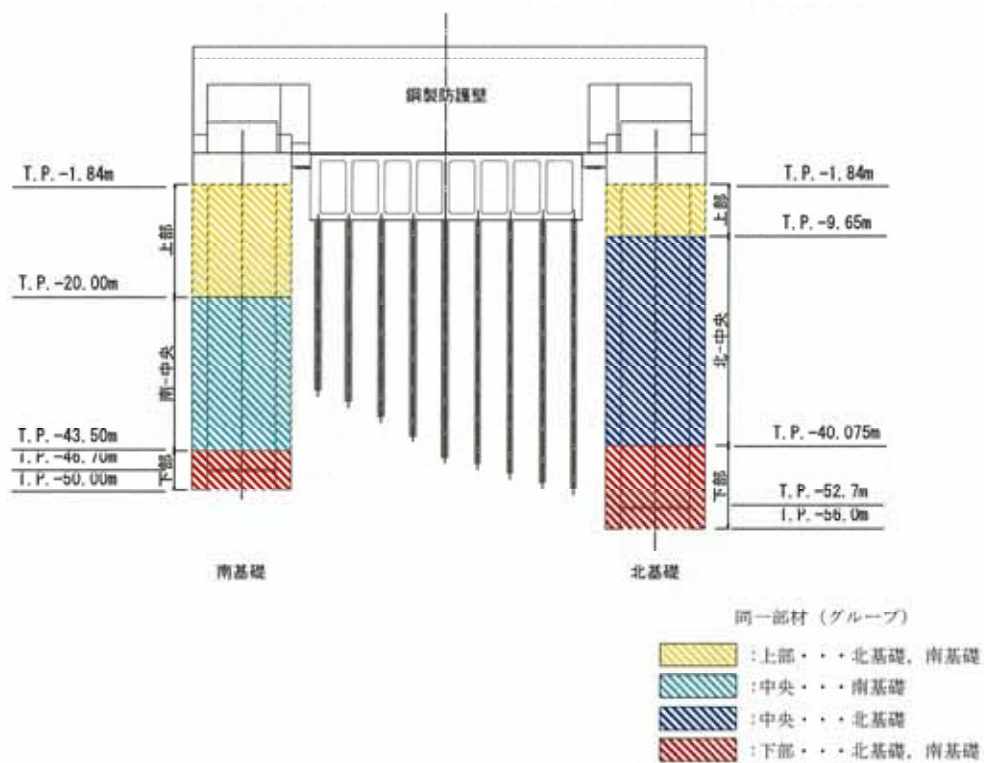


図 6.2-7 評価位置図

表 6.2-6 (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	12900	D510150(9段)	3124417	-158392	9.3	21	0.45	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	-1210407					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	3879509	-208422	9.1	21	0.44	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	258023					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	3550342	-231964	10.7	21	0.51	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	2257368					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	3255672	-247108	8.5	21	0.41	北側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	349701					
地盤 パネ 4	南-上部	③-③断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	3101777	-175850	10.6	21	0.51	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	1805583					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	2980476	-202280	12.1	21	0.58	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	2213595					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	3728032	-235978	14.5	21	0.70	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	4149623					
	南-下部	③-③断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1424280	-244581	8.3	21	0.40	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	2054949					
地盤 パネ 5	南-上部	③-③断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	3083978	-175553	10.7	21	0.51	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	1838549					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	3024655	-202096	12.3	21	0.59	北側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	2263506					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	3686049	-234906	14.6	21	0.70	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	4215879					
	南-下部	③-③断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1423202	-247481	8.4	21	0.40	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	2105903					

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。

@: 鉄筋の配置間隔

評価位置は図 6.2-7 に示す。

表 6.2-6 (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	12900	D510150(9段)	6139114	-201073	13.9	28	0.50	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	-554247					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	6372161	-262530	14.7	28	0.53	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	318683					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	6010894	-222144	15.2	28	0.55	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	-2308212					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	5548248	-259612	13.9	28	0.50	北側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	373824					
地盤 パネ 4	南-上部	③-③断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	5398845	-180910	15.5	28	0.56	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	1814105					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	4890840	-224260	16.4	28	0.59	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	2214937					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	6840443	-240726	20.2	28	0.73	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	4155165					
	南-下部	③-③断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	2826670	-264129	11.9	28	0.43	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	2057470					
地盤 パネ 5	南-上部	③-③断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	5395536	-180606	15.6	28	0.56	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	1846914					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	4932307	-224010	16.6	28	0.60	北側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	2268899					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	6833326	-239551	20.3	28	0.73	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	4221465					
	南-下部	③-③断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	2847192	-267664	12.0	28	0.44	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	2108016					

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。

@: 鉄筋の配置間隔

評価位置は図 6.2-7 に示す。

表 6.2-7 (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	12900	D510150(9段)	3870633	-163625	210.0	435	0.49	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	-514382					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	3885749	-199702	216.9	435	0.50	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	224842					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	4863920	-220795	195.1	435	0.45	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	-908995					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	3255672	-247108	184.7	435	0.43	北側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	349701					
地盤 パネ 4	南-上部	③-③断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	3076741	-144319	219.2	435	0.51	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	-1808680					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	2949969	-175146	245.0	435	0.57	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	-2141296					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	3722002	-205222	255.9	435	0.59	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	-4062011					
	南-下部	③-③断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1422541	-230162	141.3	435	0.33	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	-1988150					
地盤 パネ 5	南-上部	③-③断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	3058876	-143508	219.4	435	0.51	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	-1831119					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	2993417	-174745	250.8	435	0.58	北側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	-2194237					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	3681526	-203593	256.9	435	0.60	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	-4118234					
	南-下部	③-③断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	1423898	-232346	144.0	435	0.34	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	-2034337					

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。
 @: 鉄筋の配置間隔
 評価位置は図 6.2-7 に示す。

表 6.2-7 (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	12900	D510150(9段)	6144480	-169988	346.8	478.5	0.73	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	-550767					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	6404290	-217944	388.9	478.5	0.82	北側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	293212					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	7490699	-227115	302.9	478.5	0.64	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	-942451					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	5548248	-259612	365.0	478.5	0.77	北側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	373824					
地盤 パネ 4	南-上部	③-③断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	5373435	-149218	354.9	478.5	0.75	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	-1822058					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	4890670	-197461	363.6	478.5	0.76	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	-2037605					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	6834145	-209819	376.0	478.5	0.79	南側連壁
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	-4074553					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	3924559	-274922	249.6	478.5	0.53	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	-861356					
地盤 パネ 5	南-上部	③-③断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	5370070	-148403	355.8	478.5	0.75	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	12900	D510150(9段)	-1844701					
	北-中央	②-②断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	4902424	-197319	369.1	478.5	0.78	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13121	D510150(7段)	-2138515					
	南-中央	③-③断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	6828548	-208091	377.8	478.5	0.79	南側連壁 ○
		①-①断面	15500	15500	11789	D510150(23段)	-4130367					
	北-下部	②-②断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	3866659	-272040	249.5	478.5	0.53	北側連壁
		①-①断面	15500	15500	13250	D510150(5段) D510300(1段)	-938382					

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。
 @: 鉄筋の配置間隔
 評価位置は図 6.2-7 に示す。

南側基礎

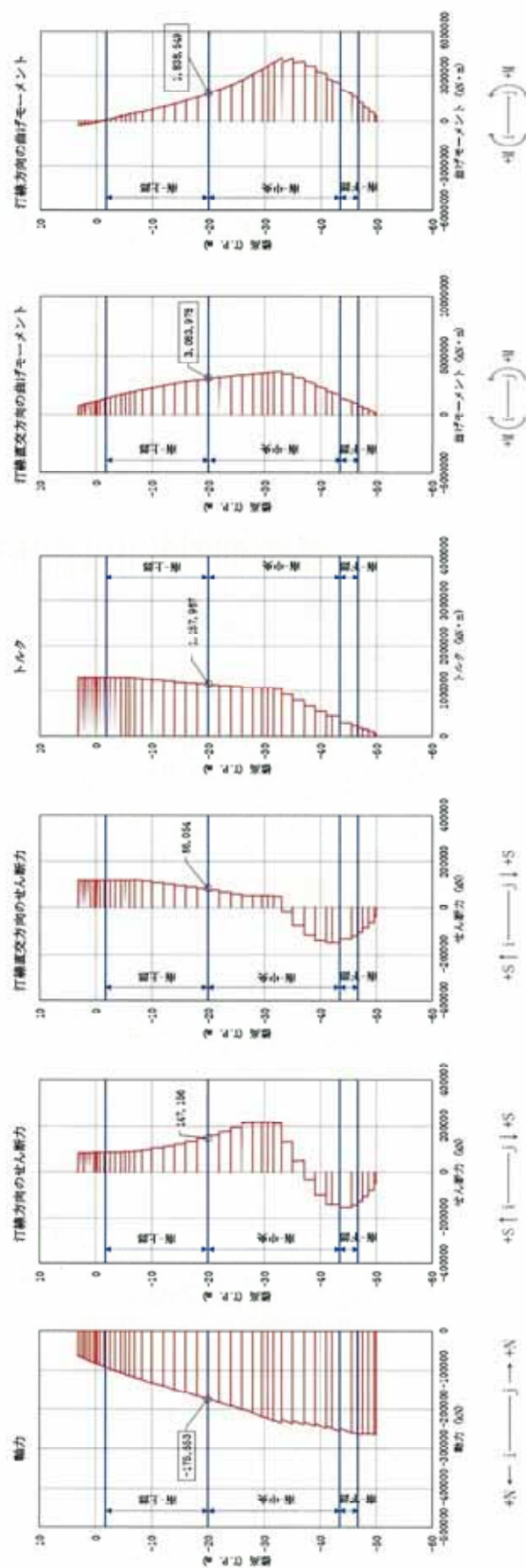


図 6.2-8 (1) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重畳時: 基準津波, 上部, 地盤バネ5)

南側基礎

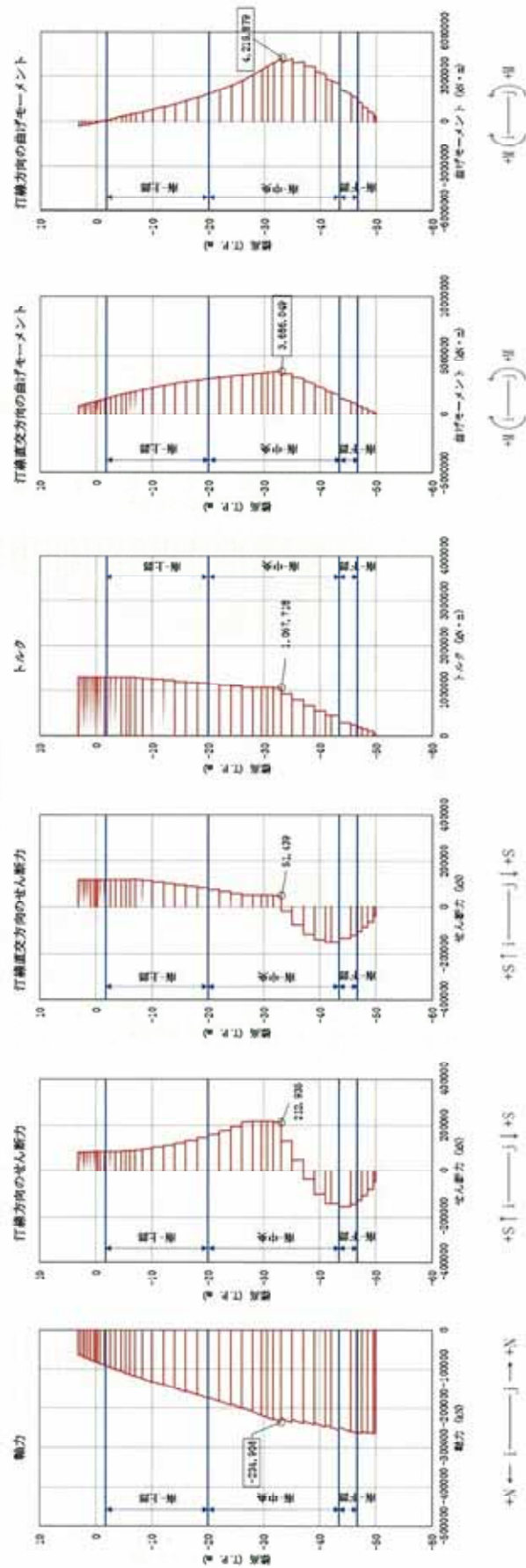


図 6.2-8 (3) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①—①断面, ③—③断面 (重疊時: 基準津波, 南-中央, 地盤バネ5)

北側基礎

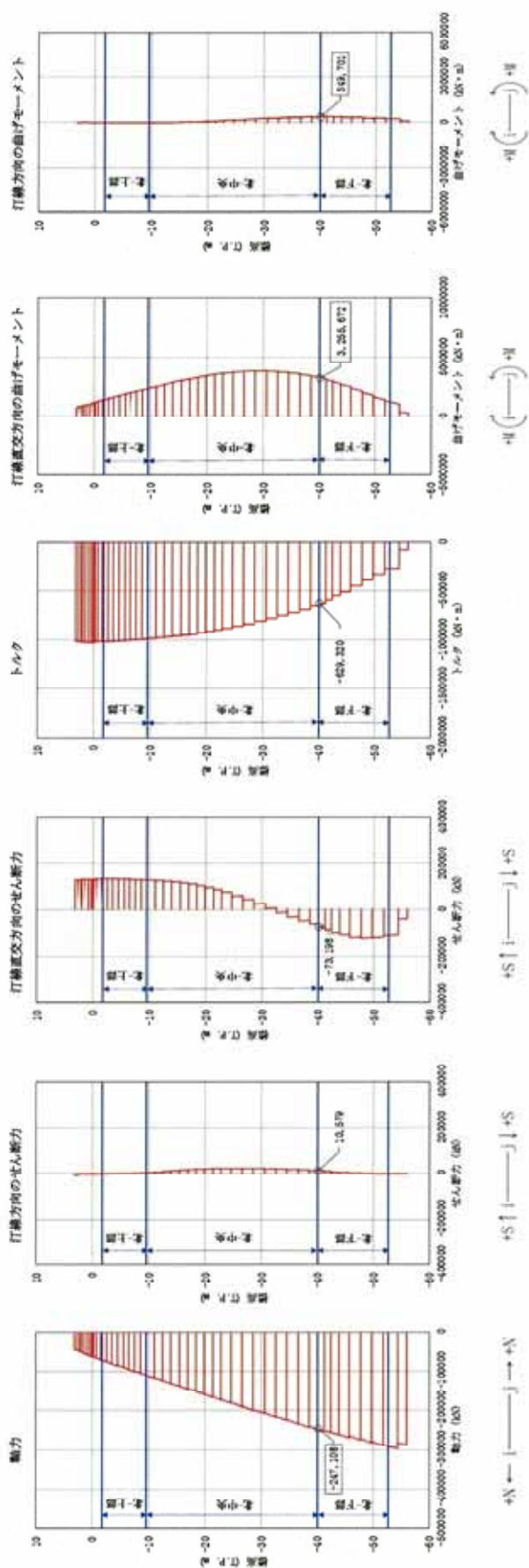


図 6.2-8 (4) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①—①断面, ②—②断面 (重疊時: 基準津波, 下部, 地盤バネ3)

南側基礎

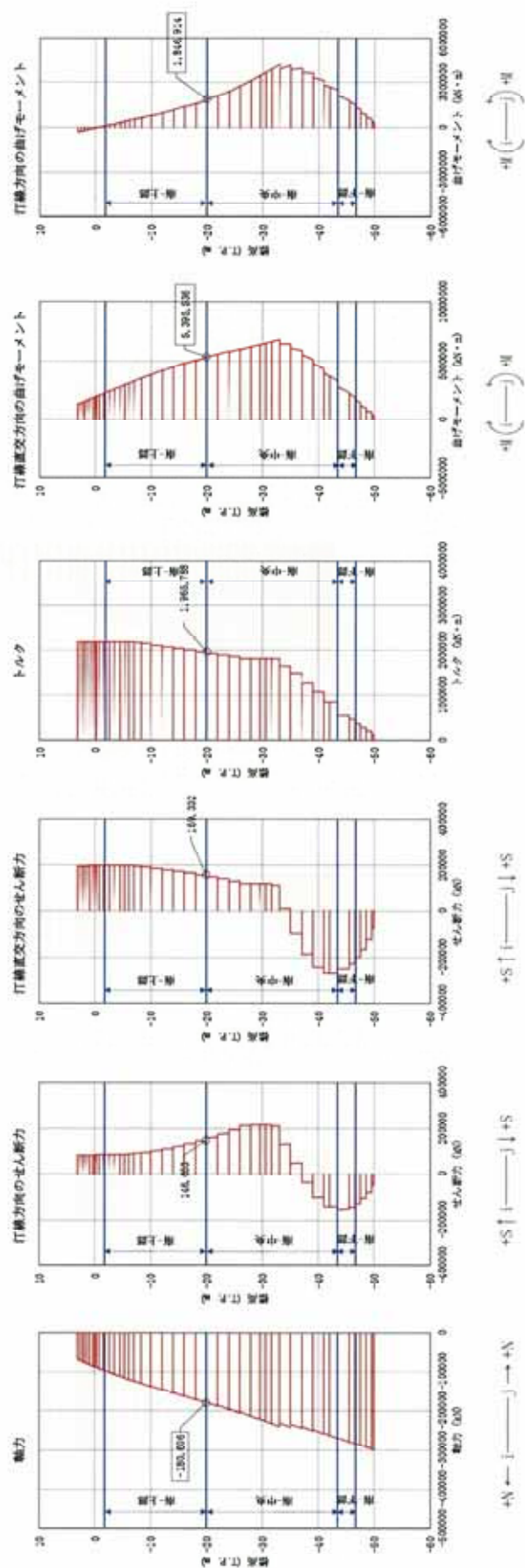


図 6.2-8 (5) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重畳時: 敷地に遡上する津波, 上部, 地盤パネ 5)

南側基礎

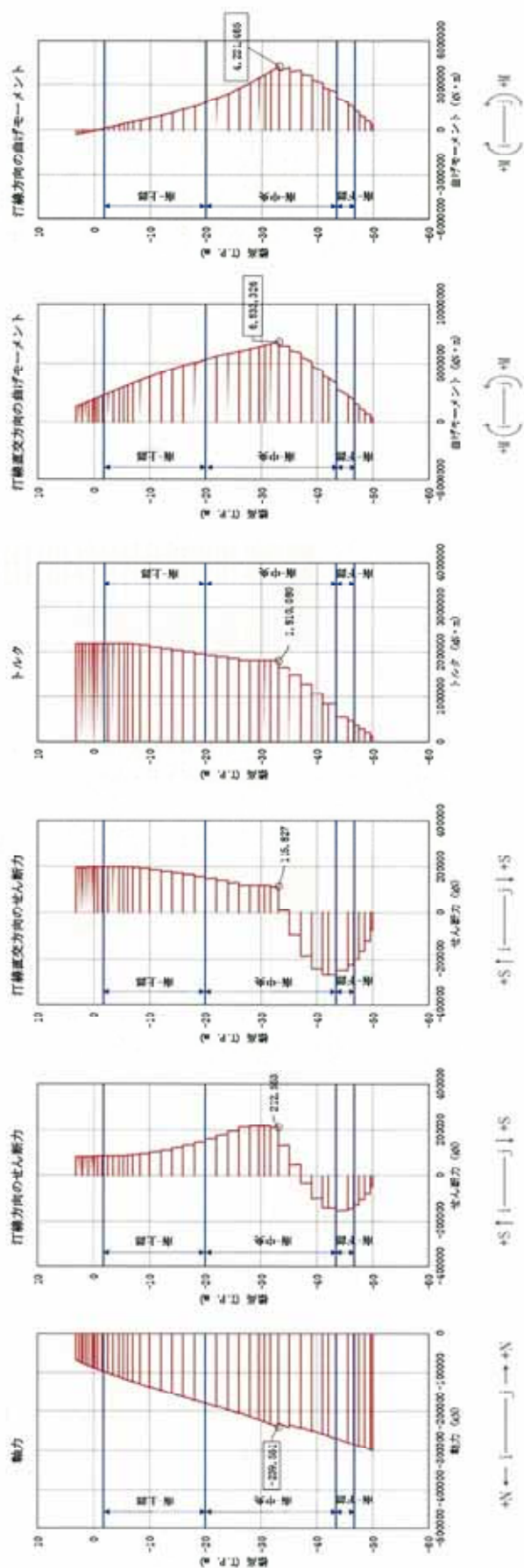


図 6.2-8 (7) 地中連続壁基礎においてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重畳時: 敷地に遡上する津波, 南-中央, 地盤パネ 5)

南側基礎

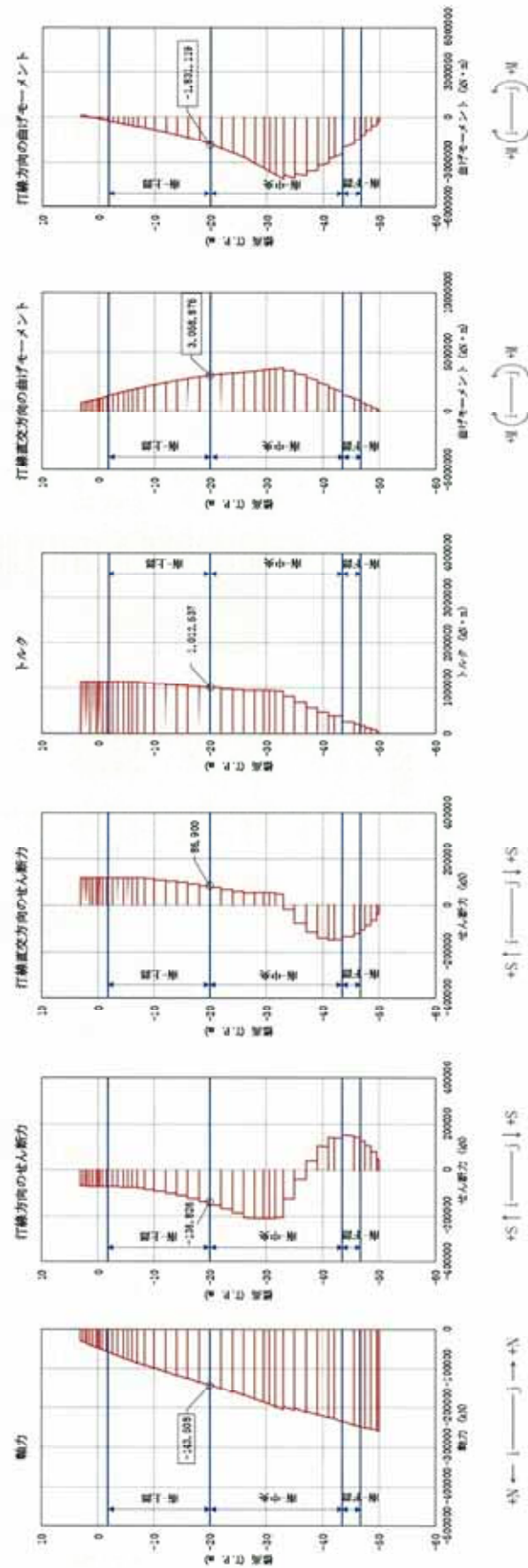


図 6.2-9 (1) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重畳時: 基準津波, 上部, 地盤バネ 5)

北側基礎

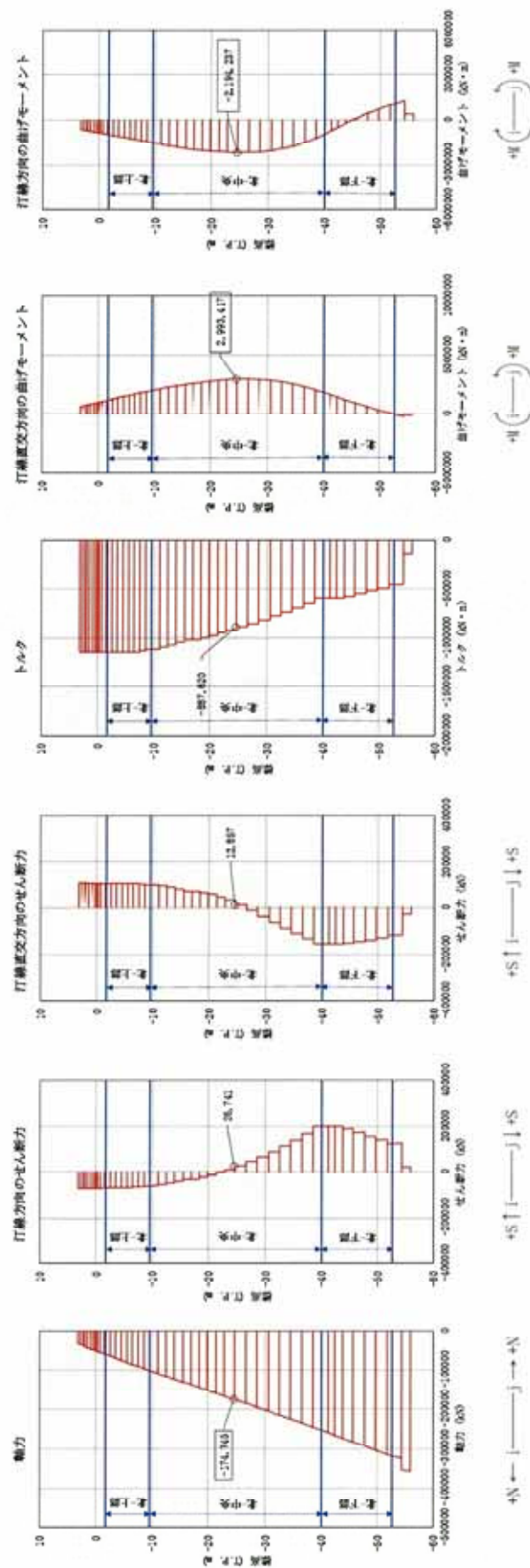


図 6.2-9 (2) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面, ②-②断面 (重畳時: 基準津波、北-中央、地盤バネ 5)

南側基礎

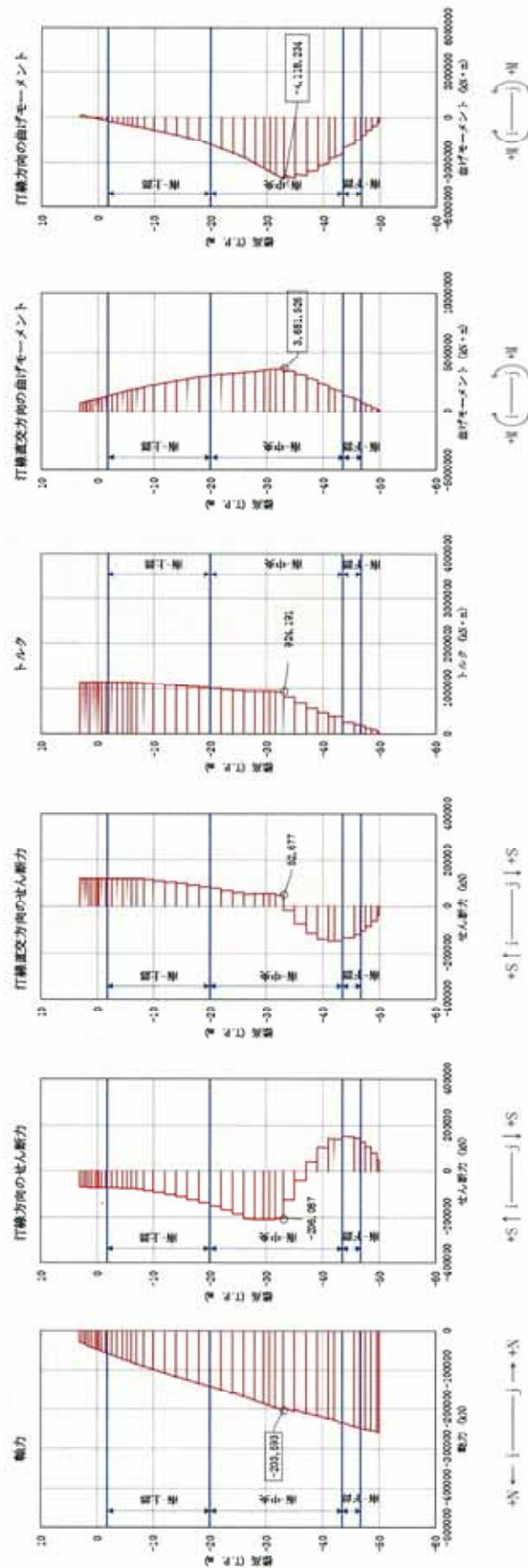


図 6. 2-9 (3) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重畳時: 基準津波, 南-中央, 地盤バネ 5)

北側基礎

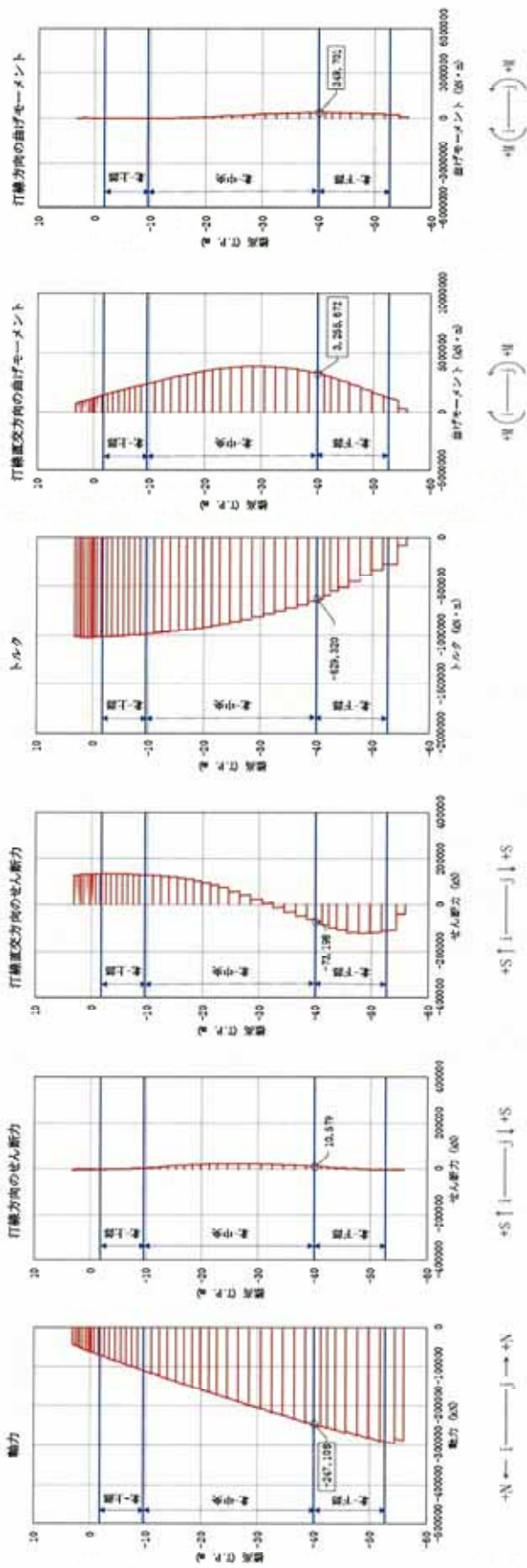


図 6.2-9 (4) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面, ②-②断面 (重量時・基準津波, 下部, 地盤バネ 3)

南側基礎

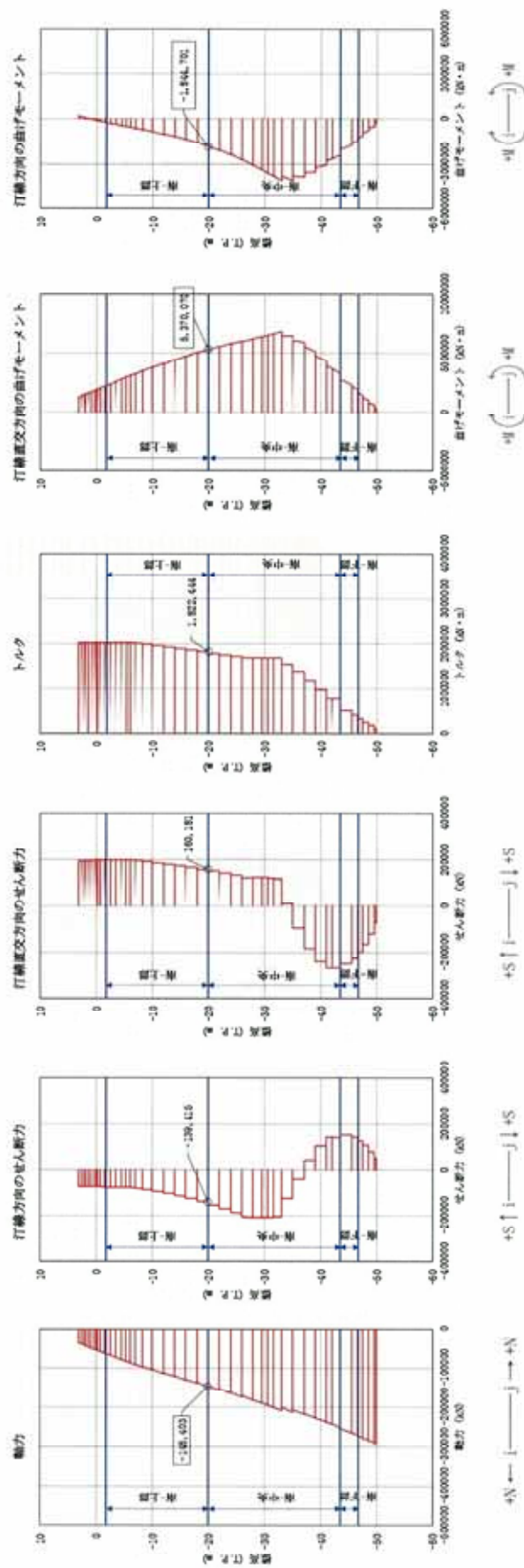


図 6.2-9 (5) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重畳時: 敷地に遡上する津波, 上部, 地盤ベネ 5)

北側基礎

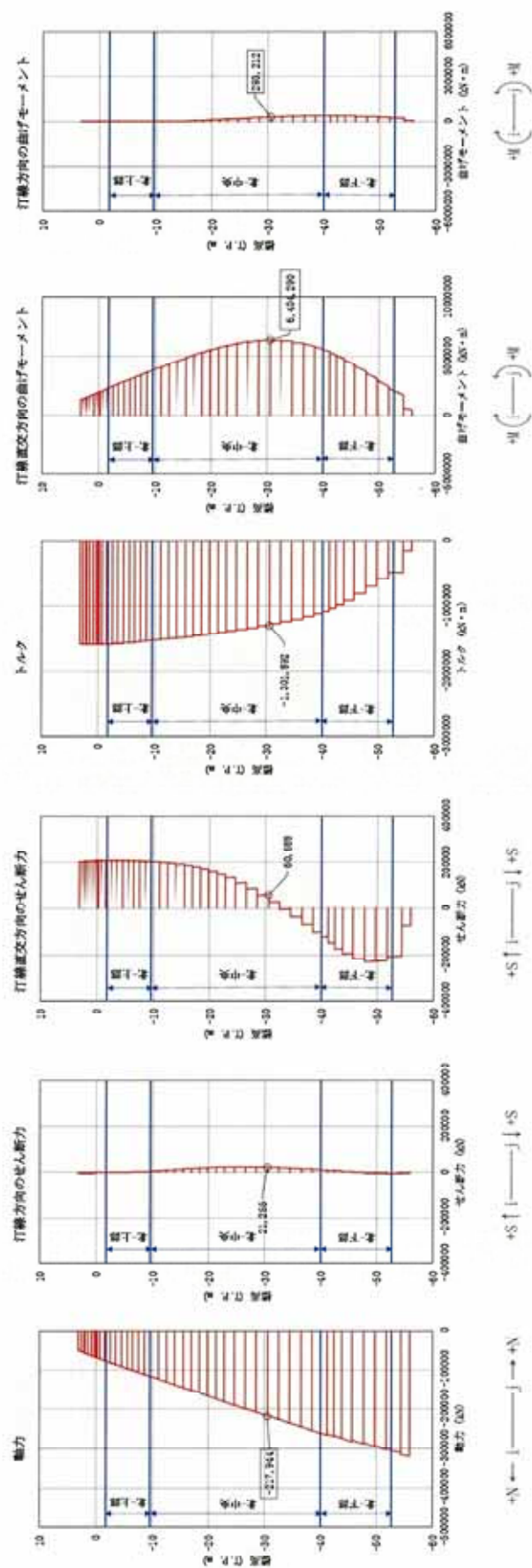


図 6.2-9 (5) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ②-②断面 (重畳時: 敷地に遡上する津波, 北-中央, 地盤バネ 3)

南側基礎

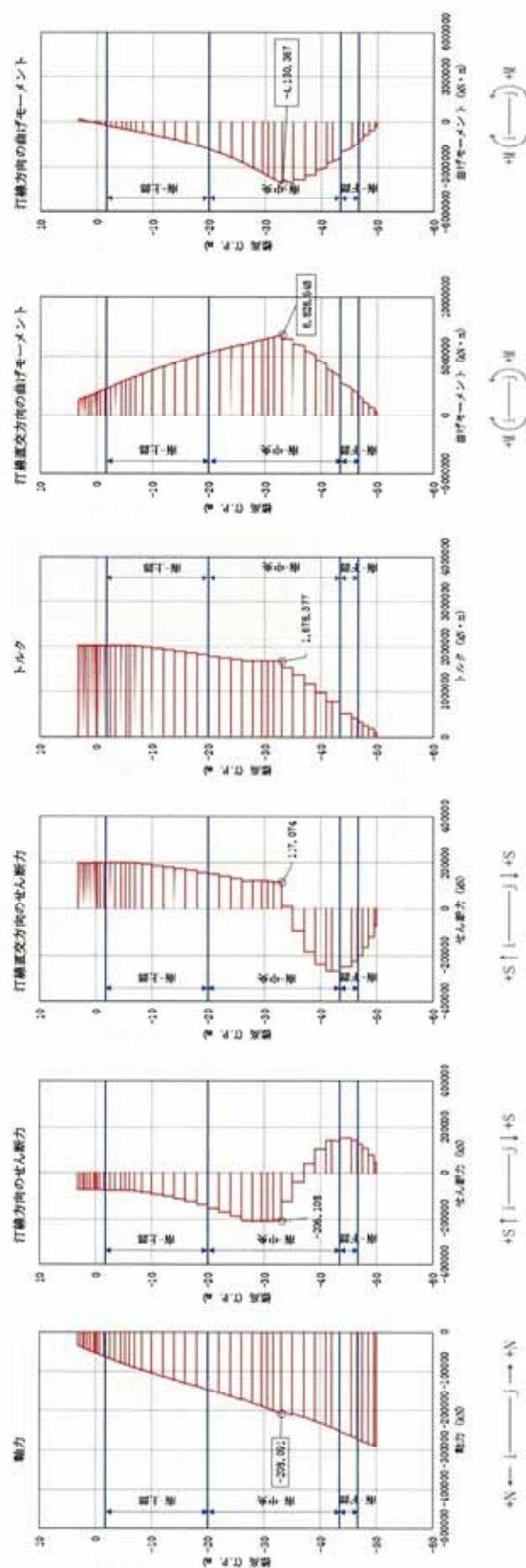


図 6.2-9 (7) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面, ③-③断面 (重畳時: 敷地に週上する津波, 南-中央, 地盤パネ 5)

北側基礎

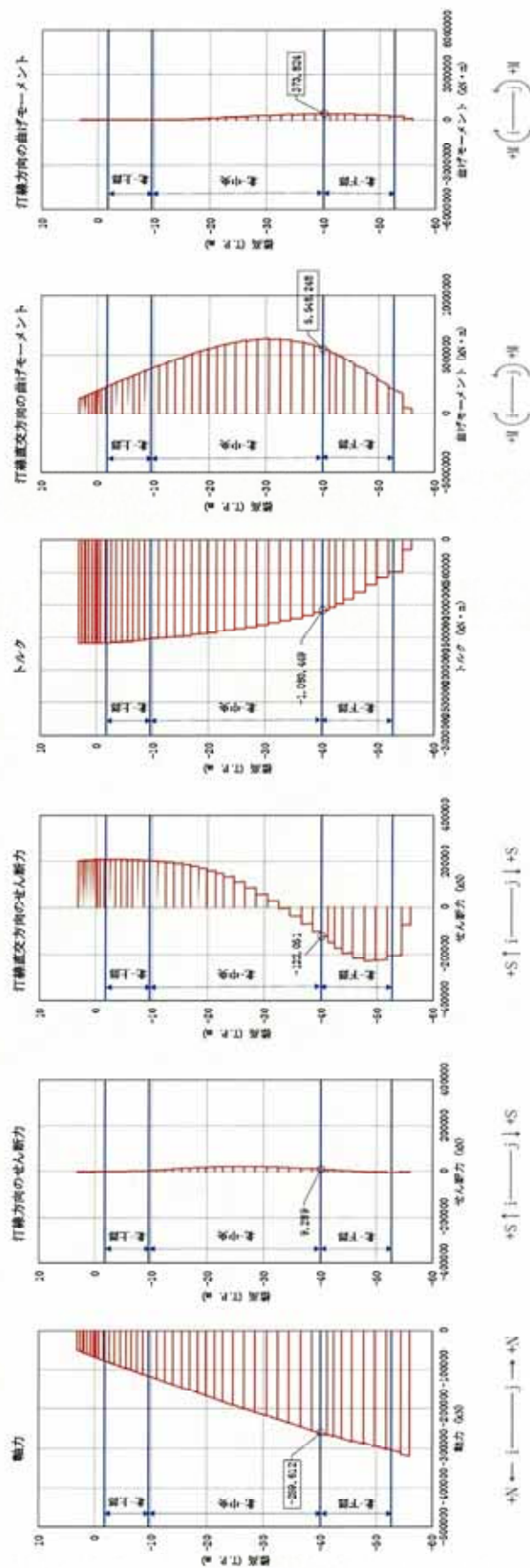


図 6.2-9 (8) 地中連続壁基礎において鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力

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

(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 6.2-8 に示す。また、評価位置を図 6.2-10 に、断面力分布を図 6.2-11 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_{cs}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{ss}) を合わせた短期許容せん断力 (V_s) 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。

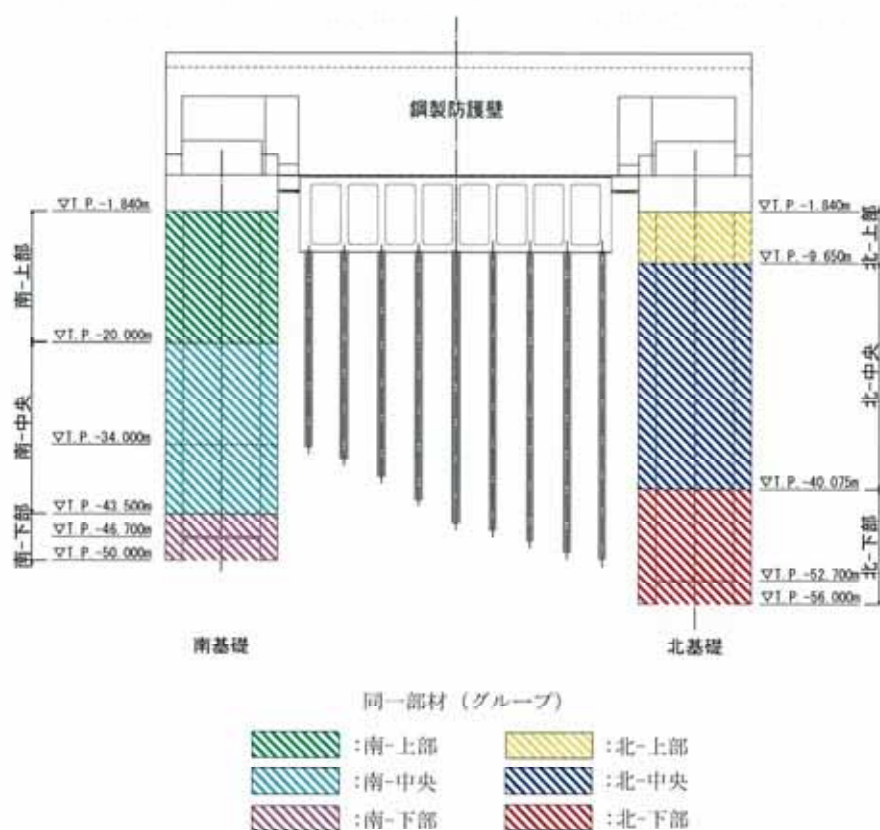


図 6.2-10 評価位置図

表 6.2-8 (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)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	照査値 V/V _s	備考
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)					
地盤 パネ 3	北基礎-上部	②-②断面	15500	15500	13125 10120	18-D38@300	136807	245506	0.56	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 10120	18-D38@300	20258	245506	0.09	北側基礎
	北基礎-中央	②-②断面	15500	15500	13125 10270	28-D38@300	131016	353702	0.38	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10270	28-D38@300	68106	353702	0.20	北側基礎
	北基礎-下部	②-②断面	15500	15500	13125 10345	28-D38@300	122344	356135	0.35	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10345	28-D38@300	34011	356135	0.10	北側基礎
	南基礎-上部	③-③断面	15500	15500	13125 10120	21-D38@300	142368	279573	0.51	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 10120	21-D38@300	106002	279573	0.38	南側基礎
	南基礎-中央 T.P.-20.00m~ T.P.-34.00m	③-③断面	15500	15500	13125 9170	39-D38@300	137862	425047	0.33	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	39-D38@300	113474	425047	0.27	南側基礎
	南基礎-中央 T.P.-34.00m~ T.P.-43.50m	③-③断面	15500	15500	13125 9170	45-D38@300	196475	481225	0.41	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	45-D38@300	85907	481225	0.18	南側基礎
	南基礎-下部	③-③断面	15500	15500	13125 9170	33-D38@300	174477	368869	0.48	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	33-D38@300	81755	368869	0.23	南側基礎
地盤 パネ 4	北基礎-上部	②-②断面	15500	15500	13125 10120	18-D38@300	110662	245506	0.46	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10120	18-D38@300	69168	245506	0.29	北側基礎
	北基礎-中央	②-②断面	15500	15500	13125 10270	28-D38@300	246126	353702	0.70	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10270	28-D38@300	205046	353702	0.58	北側基礎
	北基礎-下部	②-②断面	15500	15500	13125 10345	28-D38@300	247340	356135	0.70	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10345	28-D38@300	206542	356135	0.58	北側基礎
	南基礎-上部	③-③断面	15500	15500	13125 10120	21-D38@300	141129	279573	0.51	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10120	21-D38@300	145810	279573	0.53	南側基礎
	南基礎-中央 T.P.-20.00m~ T.P.-34.00m	③-③断面	15500	15500	13125 9170	39-D38@300	161995	425047	0.39	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	39-D38@300	214358	425047	0.51	南側基礎
	南基礎-中央 T.P.-34.00m~ T.P.-43.50m	③-③断面	15500	15500	13125 9170	45-D38@300	219226	481225	0.46	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	45-D38@300	150579	481225	0.32	南側基礎 ○
	南基礎-下部	③-③断面	15500	15500	13125 9170	33-D38@300	204655	368869	0.56	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	33-D38@300	162444	368869	0.45	南側基礎 ○
地盤 パネ 5	北基礎-上部	②-②断面	15500	15500	13125 10120	18-D38@300	110868	245506	0.46	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10120	18-D38@300	70542	245506	0.29	北側基礎 ○
	北基礎-中央	②-②断面	15500	15500	13125 10270	28-D38@300	249757	353702	0.71	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 10270	28-D38@300	205253	353702	0.59	北側基礎 ○
	北基礎-下部	②-②断面	15500	15500	13125 10345	28-D38@300	251001	356135	0.71	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 10345	28-D38@300	206702	356135	0.59	北側基礎 ○
	南基礎-上部	③-③断面	15500	15500	13125 10120	21-D38@300	140651	279573	0.51	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 10120	21-D38@300	147858	279573	0.53	南側基礎 ○
	南基礎-中央 T.P.-20.00m~ T.P.-34.00m	③-③断面	15500	15500	13125 9170	39-D38@300	165086	425047	0.39	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	39-D38@300	217258	425047	0.52	南側基礎 ○
	南基礎-中央 T.P.-34.00m~ T.P.-43.50m	③-③断面	15500	15500	13125 9170	45-D38@300	203776	481225	0.43	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	45-D38@300	142548	481225	0.30	南側基礎
	南基礎-下部	③-③断面	15500	15500	13125 9170	33-D38@300	190324	368869	0.52	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	13125 9170	33-D38@300	154271	368869	0.42	南側基礎

注記 ②：鉄筋の配置間隔
評価位置は図 6.2-10 に示す。

表 6.2-8 (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)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	照査値 V/V _s	備考
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)					
地盤 パネ 3	北基礎-上部	②-②断面	15500	15500	13125	18-D38@300	210370	283943	0.75	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	10120	18-D38@300	20701	283943	0.08	北側基礎
	北基礎-中央	②-②断面	15500	15500	13125	28-D38@300	203532	403093	0.51	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	10270	28-D38@300	68325	403093	0.17	北側基礎
	北基礎-下部	②-②断面	15500	15500	13125	28-D38@300	229431	405837	0.57	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	10345	28-D38@300	34102	405837	0.09	北側基礎
	南基礎-上部	③-③断面	15500	15500	13125	21-D38@300	221850	321417	0.70	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	10120	21-D38@300	106369	321417	0.34	南側基礎
	南基礎-中央 T.P.-20.00m~ T.P.-34.00m	③-③断面	15500	15500	13125	39-D38@300	195488	480584	0.41	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	9170	39-D38@300	113807	480584	0.24	南側基礎
	南基礎-中央 T.P.-34.00m~ T.P.-43.50m	③-③断面	15500	15500	13125	45-D38@300	304059	542379	0.57	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	9170	45-D38@300	88454	542379	0.17	南側基礎
	南基礎-下部	③-③断面	15500	15500	13125	33-D38@300	269555	418788	0.65	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	9170	33-D38@300	83884	418788	0.21	南側基礎
地盤 パネ 4	北基礎-上部	②-②断面	15500	15500	13125	18-D38@300	167366	283943	0.59	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	10120	18-D38@300	67704	283943	0.24	北側基礎
	北基礎-中央	②-②断面	15500	15500	13125	28-D38@300	270573	403093	0.68	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	10270	28-D38@300	206847	403093	0.52	北側基礎
	北基礎-下部	②-②断面	15500	15500	13125	28-D38@300	272808	405837	0.68	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	10345	28-D38@300	208343	405837	0.52	北側基礎
	南基礎-上部	③-③断面	15500	15500	13125	21-D38@300	220447	321417	0.69	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	10120	21-D38@300	145311	321417	0.46	南側基礎
	南基礎-中央 T.P.-20.00m~ T.P.-34.00m	③-③断面	15500	15500	13125	39-D38@300	215223	480584	0.45	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	9170	39-D38@300	213972	480584	0.45	南側基礎
	南基礎-中央 T.P.-34.00m~ T.P.-43.50m	③-③断面	15500	15500	13125	45-D38@300	341747	542379	0.64	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	9170	45-D38@300	150666	542379	0.28	南側基礎 ○
	南基礎-下部	③-③断面	15500	15500	13125	33-D38@300	322346	418788	0.77	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	9170	33-D38@300	162233	418788	0.39	南側基礎 ○
地盤 パネ 5	北基礎-上部	②-②断面	15500	15500	13125	18-D38@300	166956	283943	0.59	北側基礎
		①-①断面	15500	15500	10120	18-D38@300	69080	283943	0.25	北側基礎 ○
	北基礎-中央	②-②断面	15500	15500	13125	28-D38@300	274543	403093	0.69	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	10270	28-D38@300	207026	403093	0.52	北側基礎 ○
	北基礎-下部	②-②断面	15500	15500	13125	28-D38@300	277342	405837	0.69	北側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	10345	28-D38@300	208475	405837	0.52	北側基礎 ○
	南基礎-上部	③-③断面	15500	15500	13125	21-D38@300	220340	321417	0.69	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	10120	21-D38@300	147380	321417	0.46	南側基礎 ○
	南基礎-中央 T.P.-20.00m~ T.P.-34.00m	③-③断面	15500	15500	13125	39-D38@300	216622	480584	0.46	南側基礎 ○
		①-①断面	15500	15500	9170	39-D38@300	216890	480584	0.46	南側基礎 ○
	南基礎-中央 T.P.-34.00m~ T.P.-43.50m	③-③断面	15500	15500	13125	45-D38@300	327018	542379	0.61	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	9170	45-D38@300	142474	542379	0.27	南側基礎
	南基礎-下部	③-③断面	15500	15500	13125	33-D38@300	309295	418788	0.74	南側基礎
		①-①断面	15500	15500	9170	33-D38@300	154022	418788	0.37	南側基礎

注記 ②：鉄筋の配置間隔
評価位置は図 6.2-10 に示す。

北側基礎

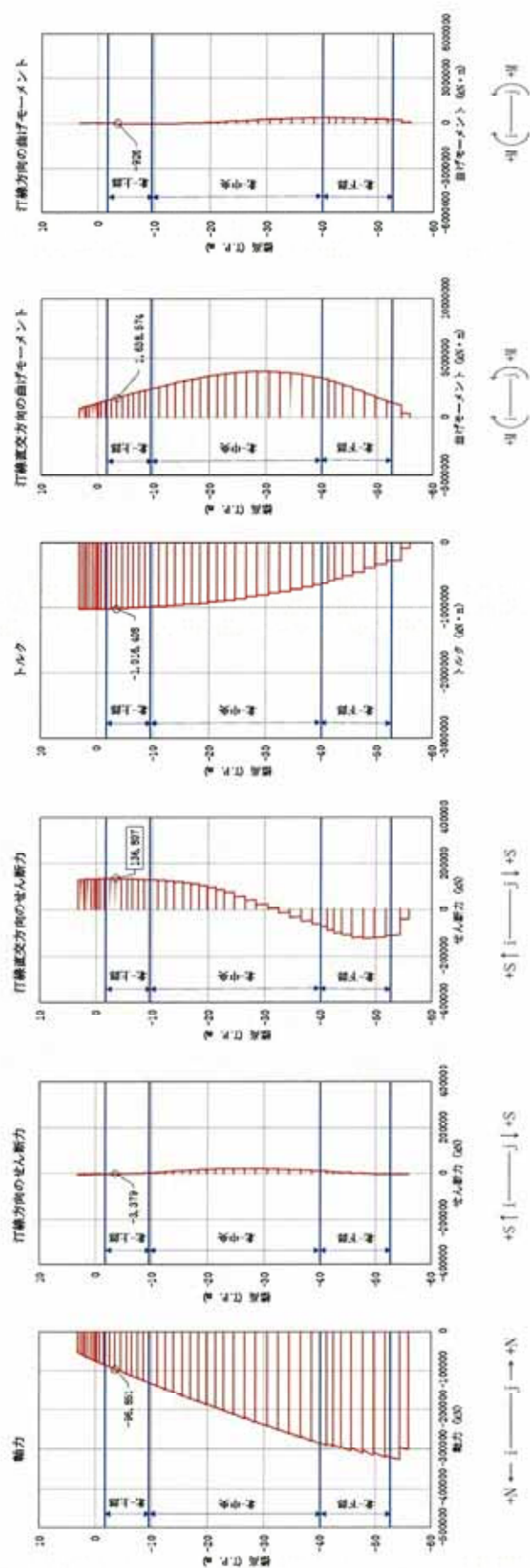


図 6.2-11 (1) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

②-②断面 (重畳時：基準津波、北-上部、地盤バネ 3)

北側基礎

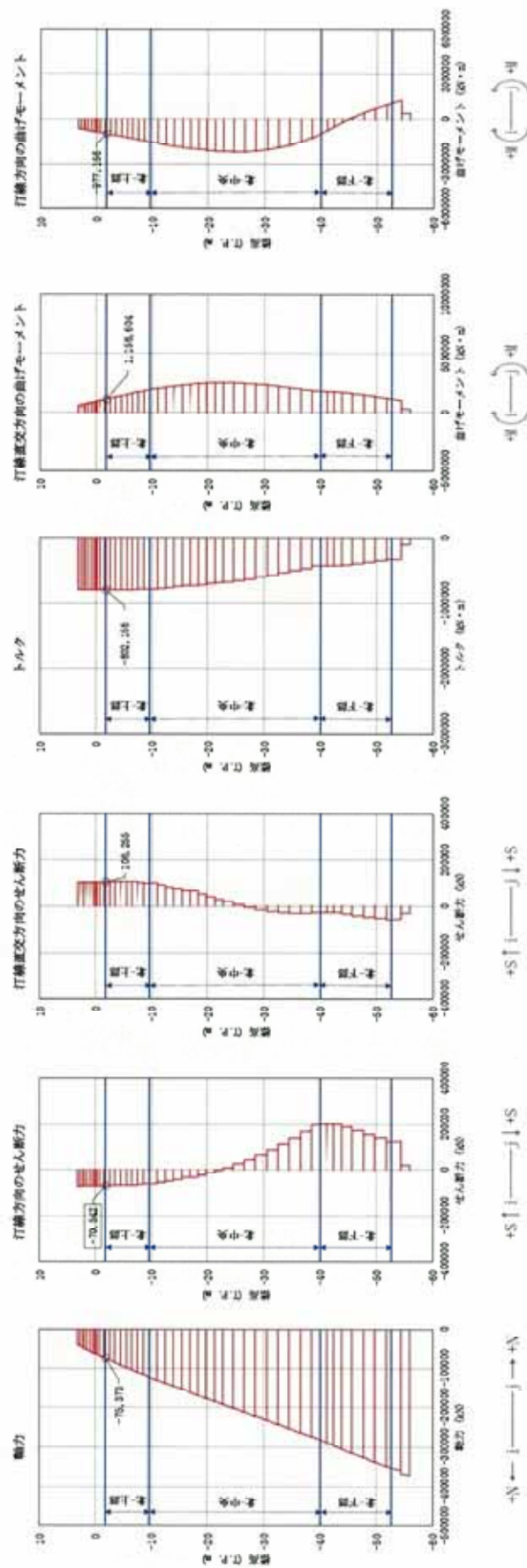


図 6.2-11 (2) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (重畳時：基準津波、北-上部、地盤パネ 5)

北側基礎

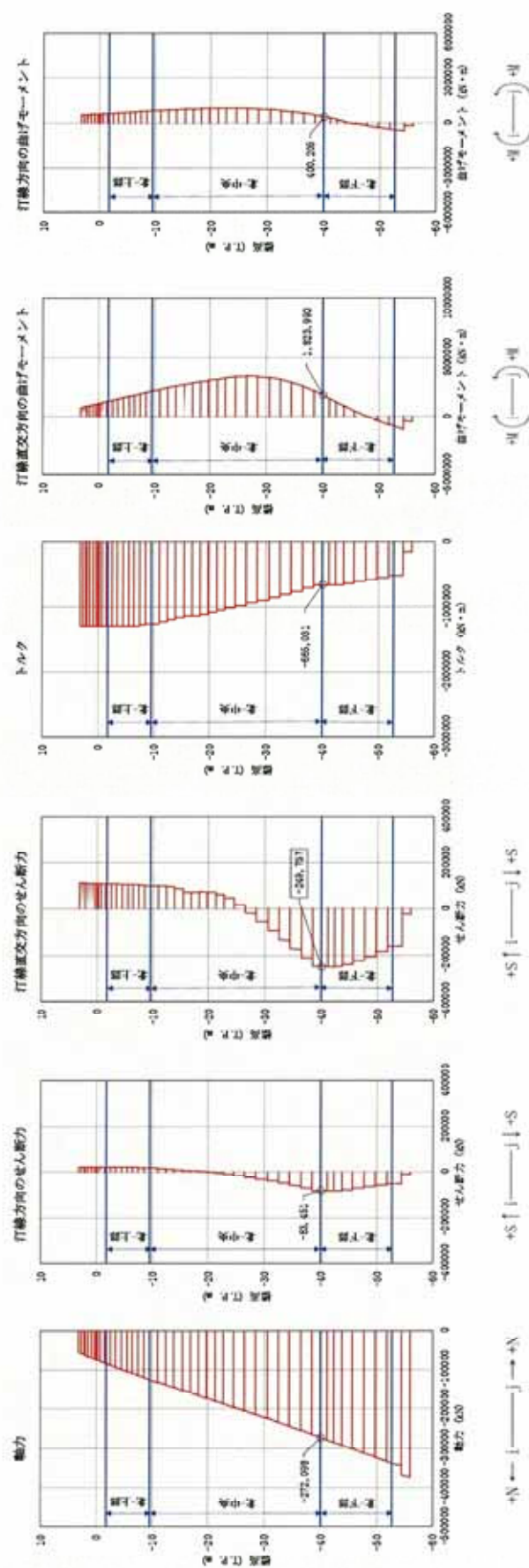


図 6.2-11 (3) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

②-②断面 (重疊時: 基準津波, 北-中央, 地盤バネ5)

北側基礎

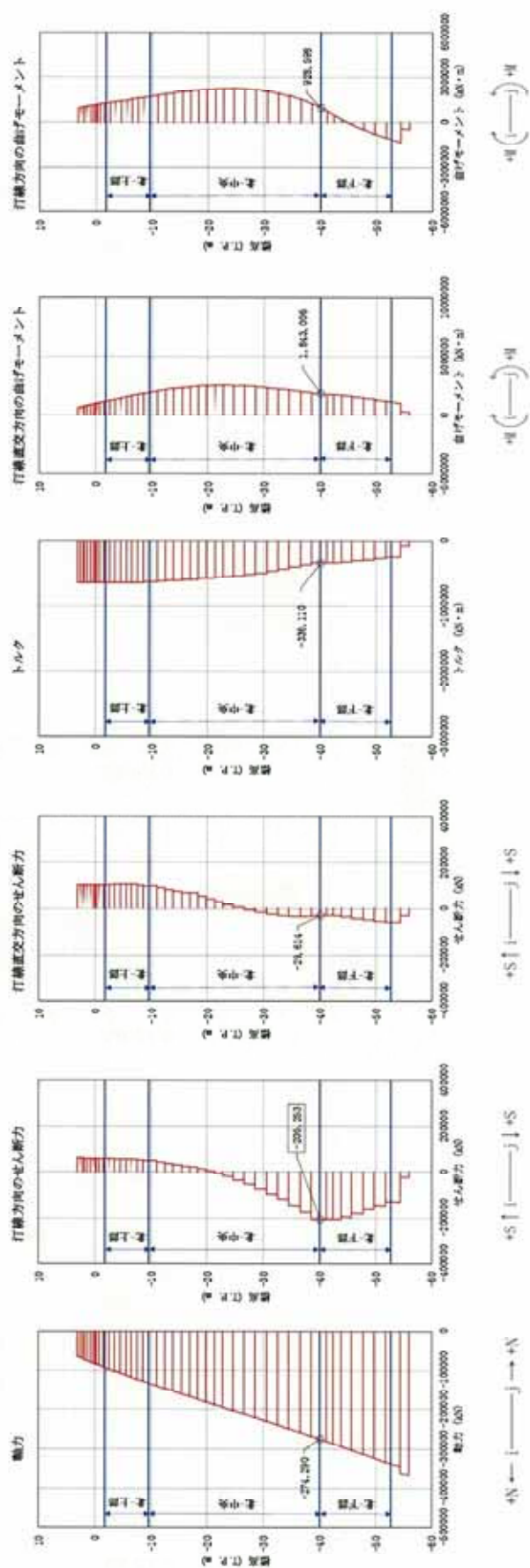


図 6.2-11 (4) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (重疊時: 基準津波, 北-中央, 地盤バネ5)

図 6.2-11 (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

②-②断面(重疊時:基準津波,北-下部,地盤バネ5)

北側基礎

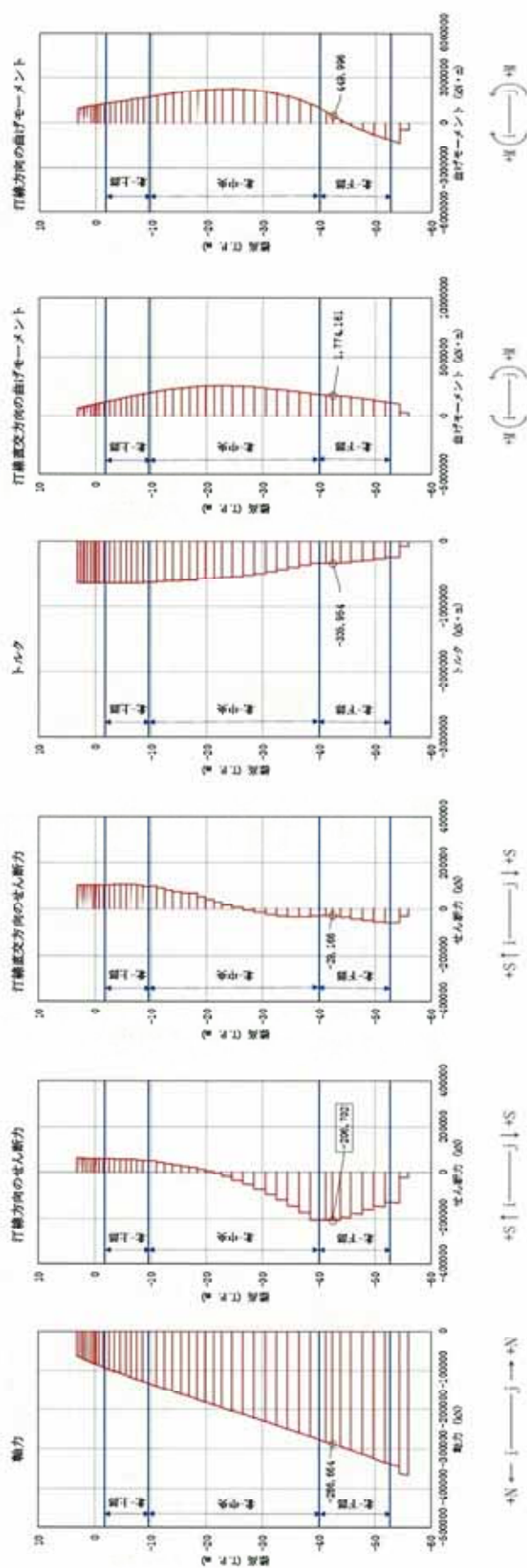


図 6.2-11 (6) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①—①断面 (重疊時: 基準津波, 北-下部, 地盤パネ5)

南側基礎

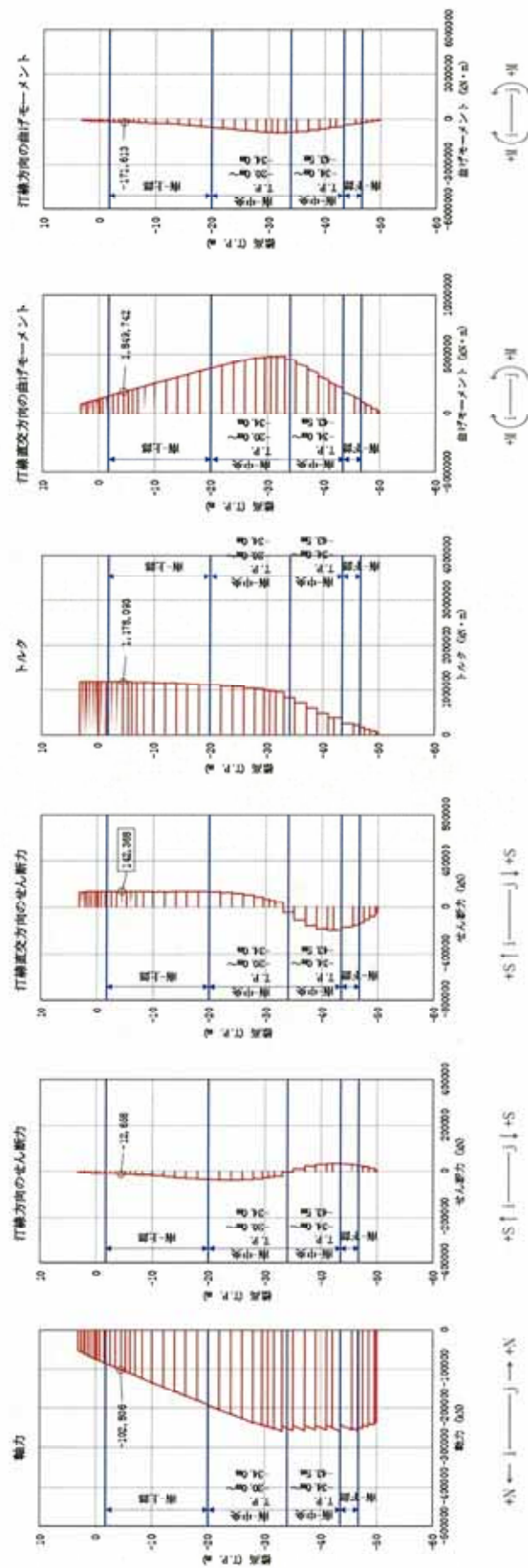


図 6.2-11 (7) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (重畳時：基準津波、南-上部、地盤パネ 3)

南側基礎

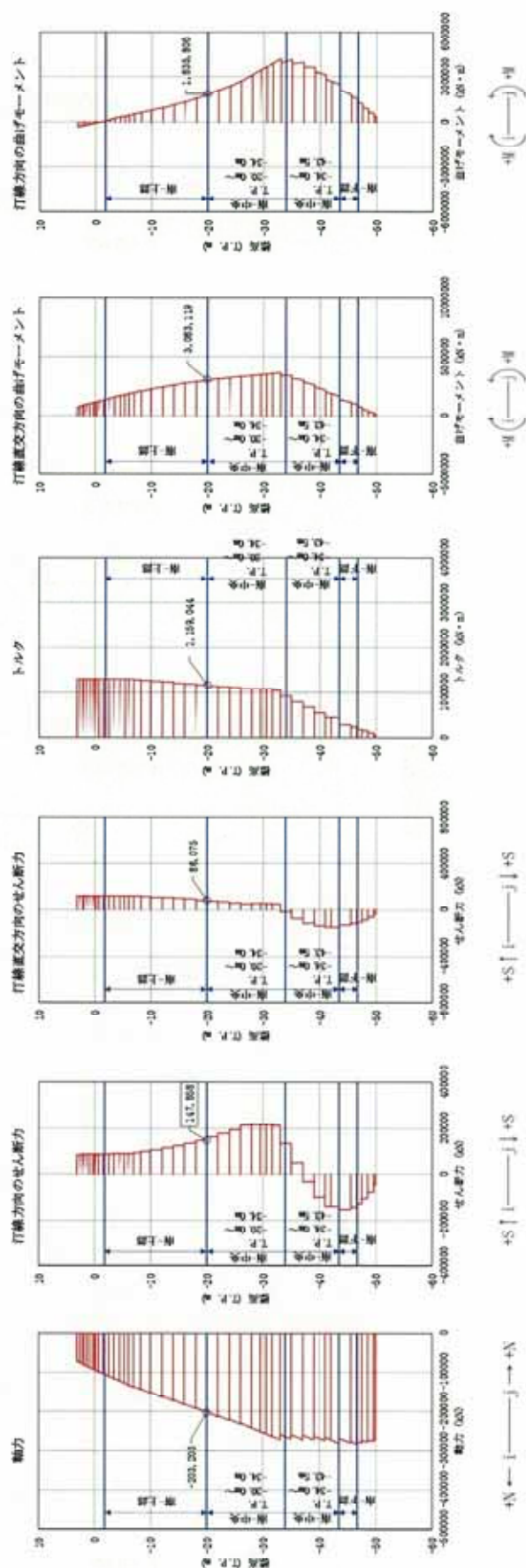


図 6.2-11 (8) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面（重畳時：基準津波、南-上部、地盤ベネ5）

南側基礎

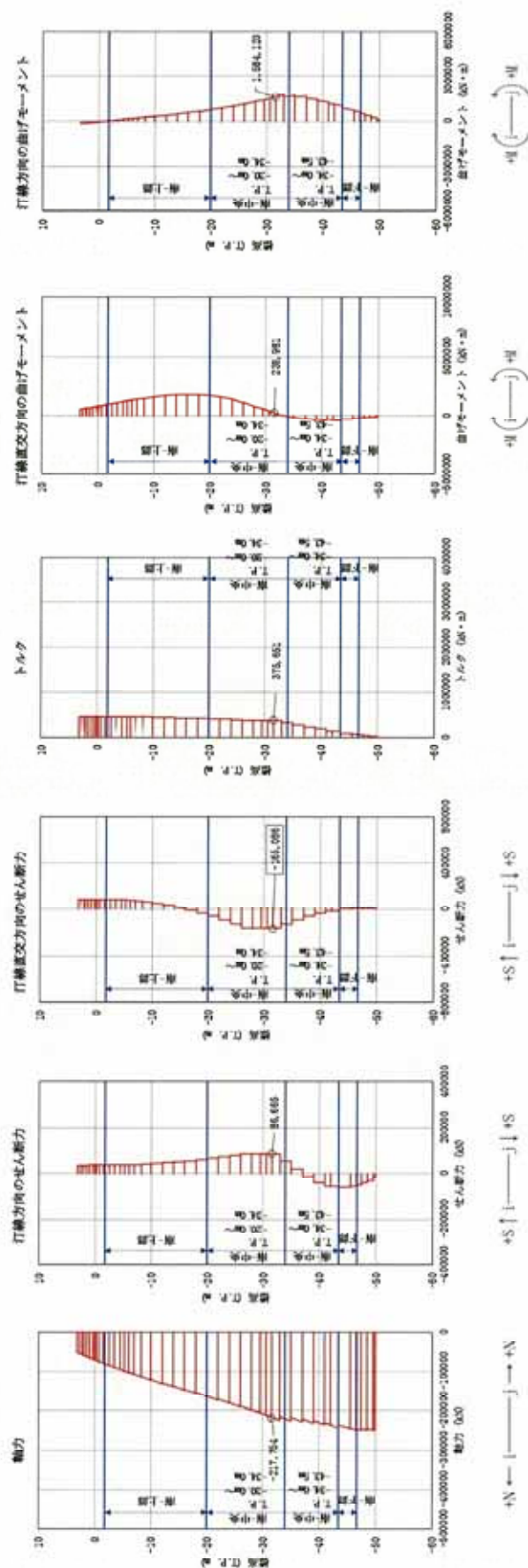


図 6.2-11 (9) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (重疊時: 基準津波, 南-中央 T. P. -20.0m~-34.0m, 地盤ハネ5)

南側基礎

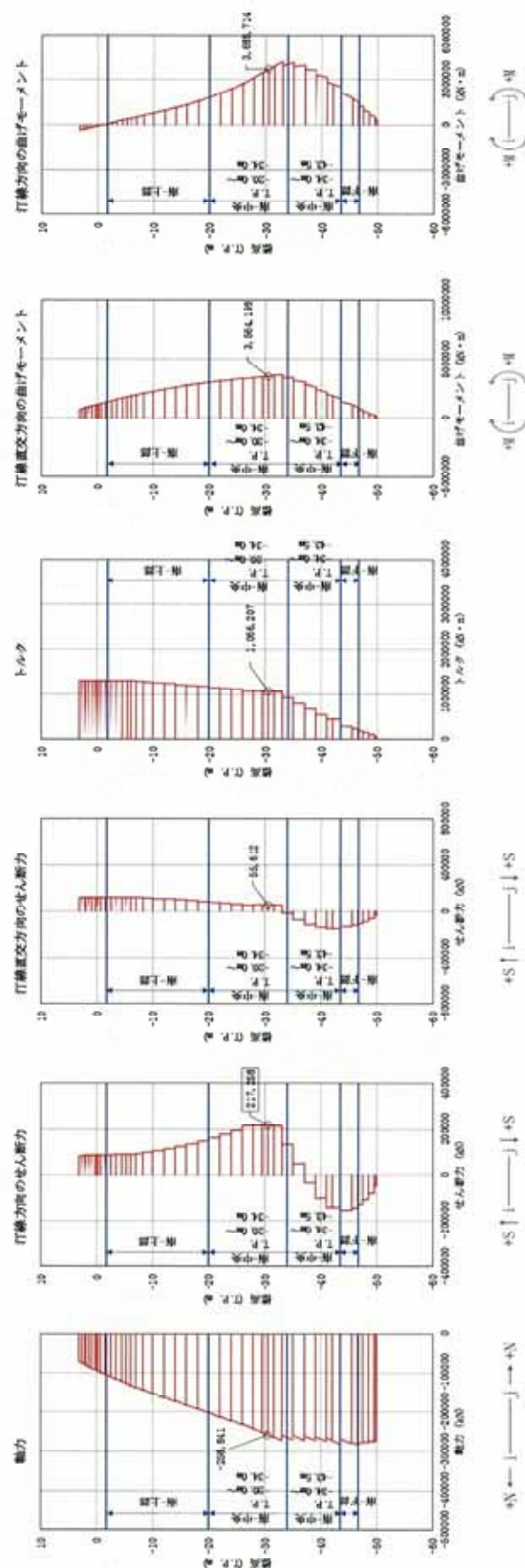


図 6.2-11 (10) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (重畳時：基準津波，南-中央 T.P. -20.0m ~ -34.0m，地盤バネ 5)

[illegible]

③-③断面 (重疊時: 基準津波, 南-中央 T. P. -34.0m~-43.5m, 地盤バネ4)

南側基礎

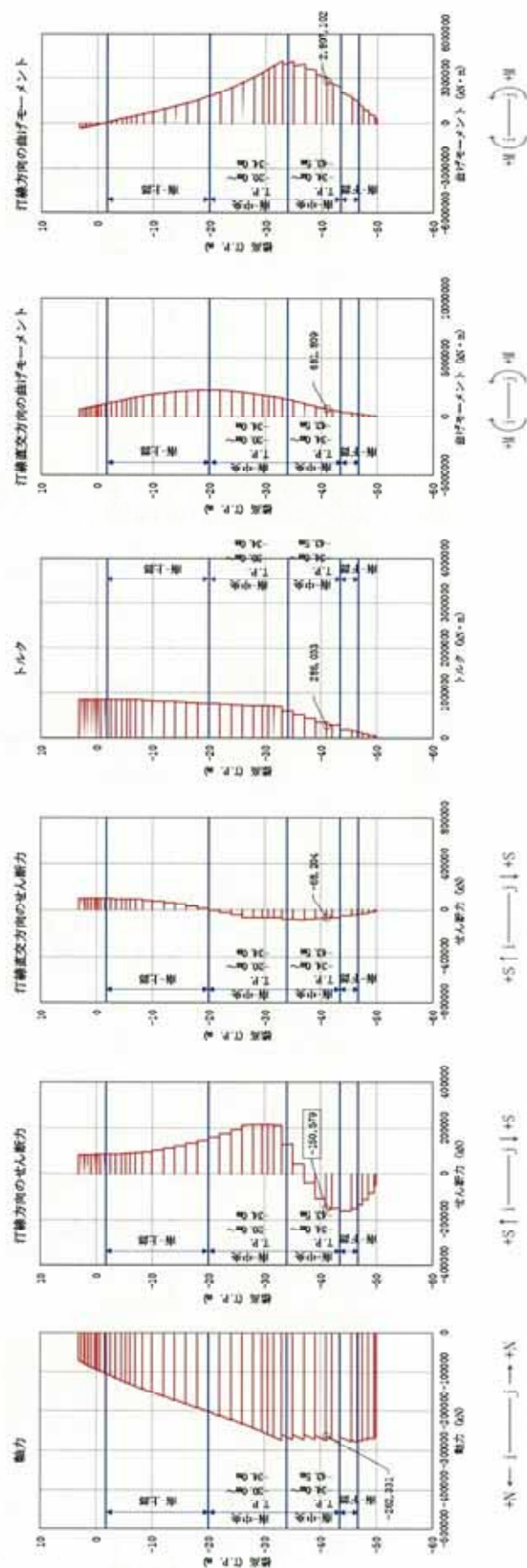


図 6.2-11 (12) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (重疊時: 基準津波, 南-中央 T.P. -34.0m ~ -43.5m, 地盤バネ4)

南側基礎

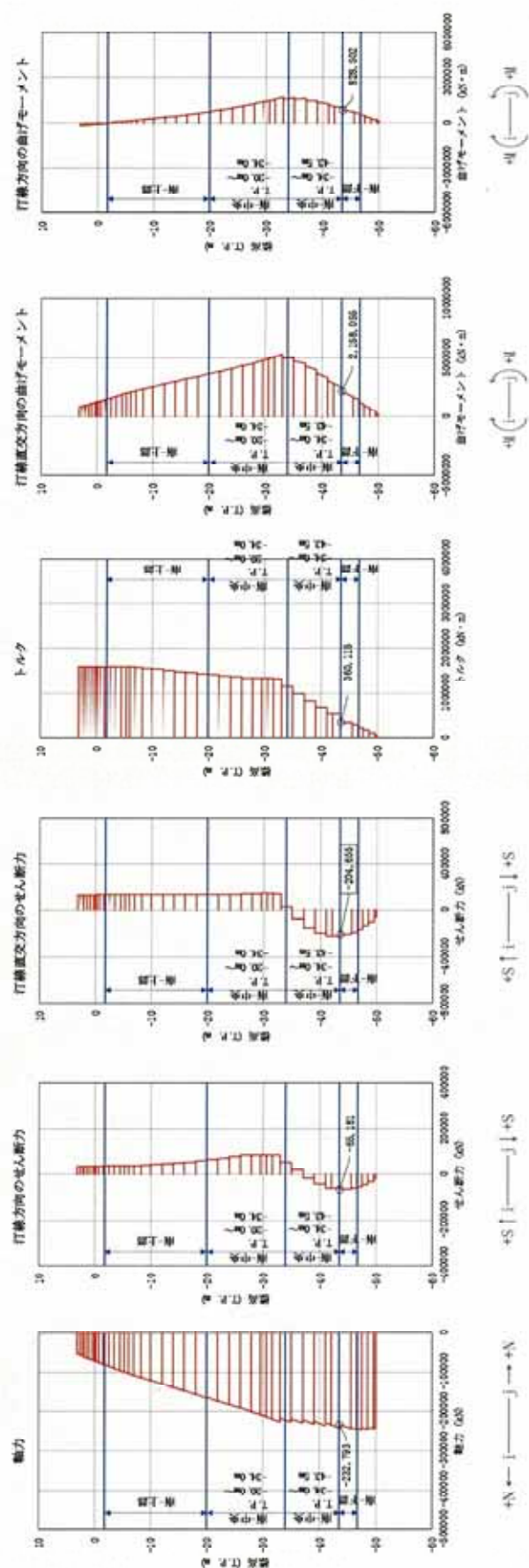


図 6.2-11 (13) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (重疊時: 基準津波, 南-下部, 地盤バネ4)

南側基礎

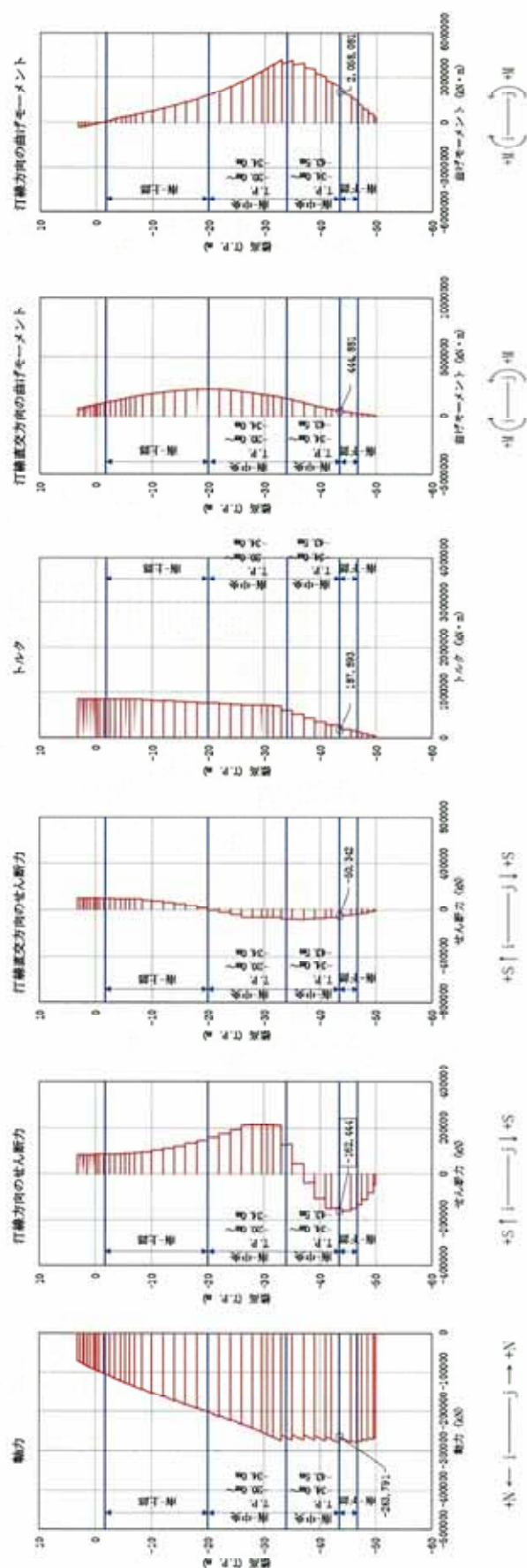


図 6.2-11 (14) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (重量時：基準津波，南-下部，地盤バネ4)

北側基礎

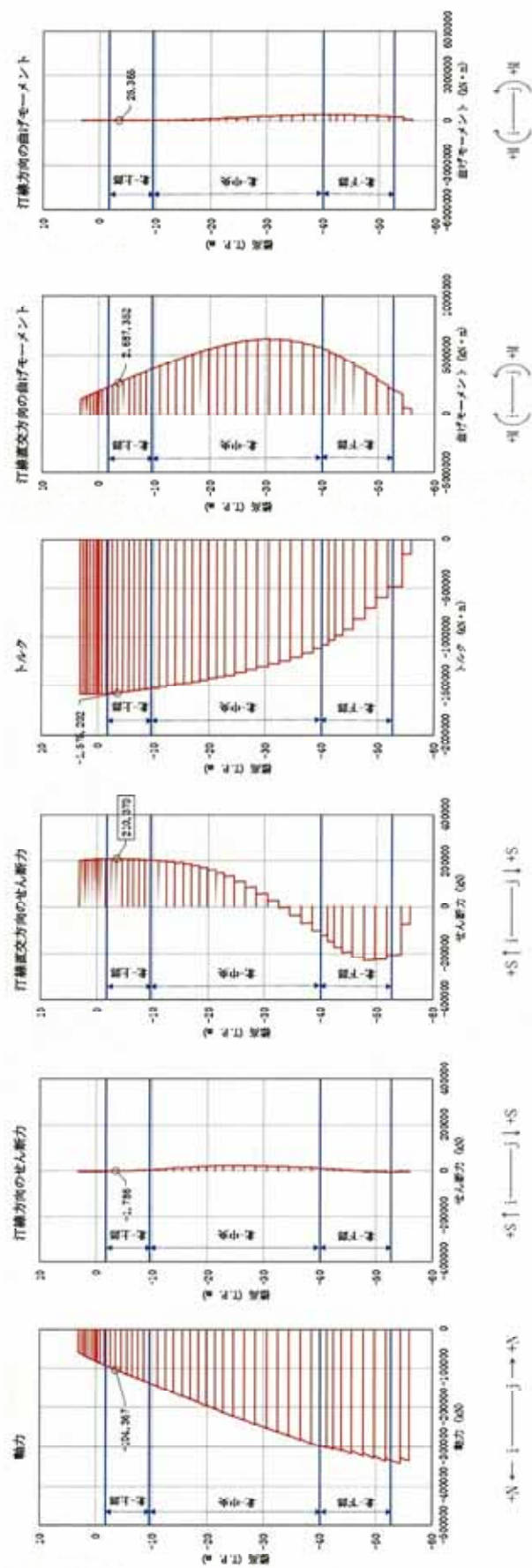


図 6.2-11 (15) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③—③断面（重疊時：敷地に遡上する津波、北-上部、地盤バネ3）

北側基礎

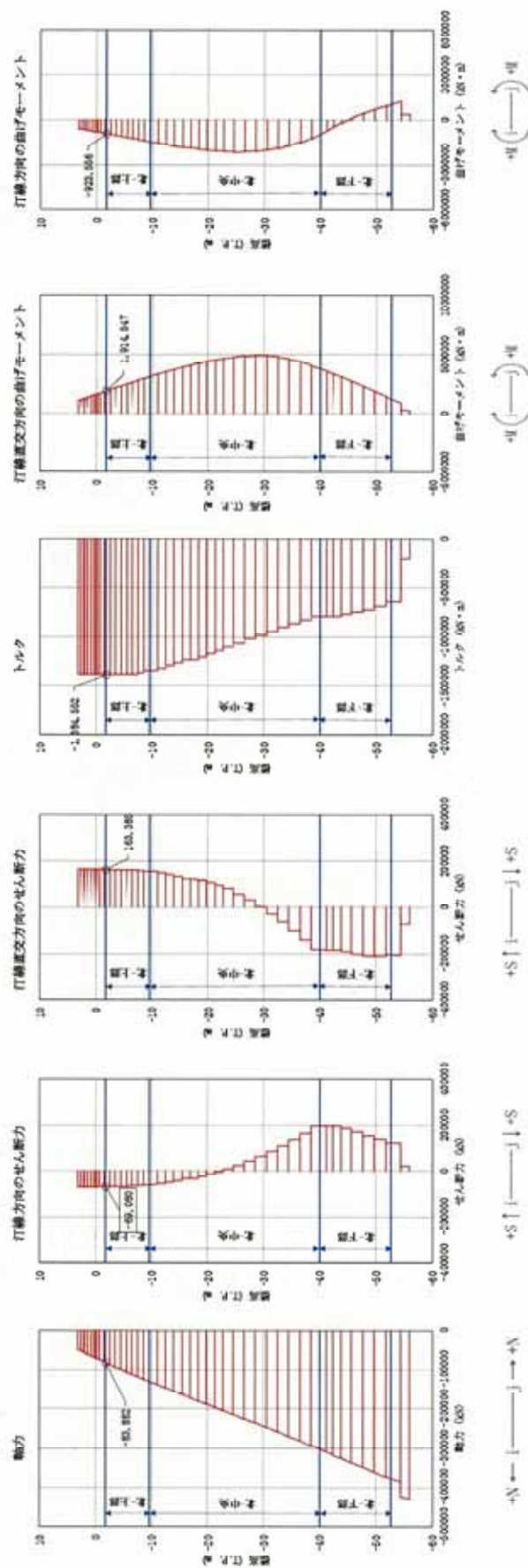


図 6.2-11 (16) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (重疊時: 敷地に遡上する津波, 北-上部, 地盤バネ5)

北側基礎

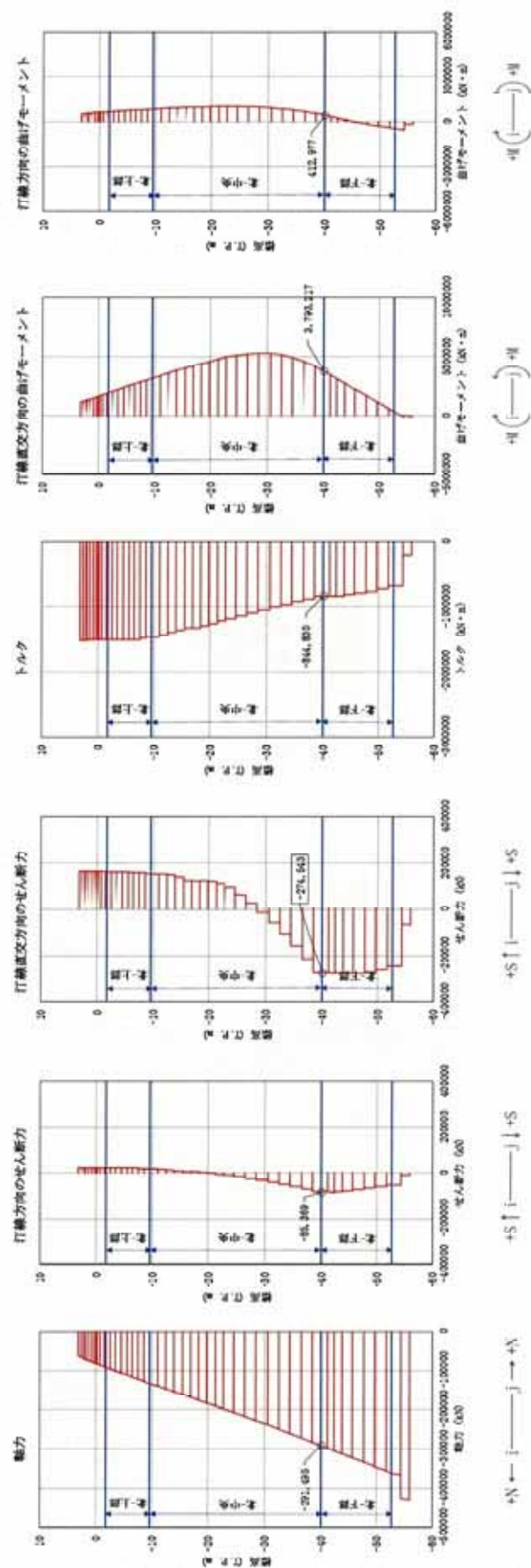


図 6.2-11 (17) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

②-②断面 (重畳時：敷地に遡上する津波、北中央、地盤バネ5)

The figure consists of five sub-diagrams, each representing a different type of internal force distribution along a horizontal axis. The vertical axis for all diagrams is labeled '軸端 (T, P) 点' (Axis end (T, P) point) and ranges from 0 to 10. The horizontal axis represents the length of the structure, with specific points marked as '固定端 (Q, R) 点' (Fixed end (Q, R) point).

- 軸力 (Axial force):** The distribution is linear, starting at 0 at the left end and increasing to a maximum value of 10 at the right end. The maximum value is labeled as 10.
- せん断力 (Shear force):** The distribution is constant, starting at 0 at the left end and increasing to a maximum value of 10 at the right end. The maximum value is labeled as 10.
- せん断力 (Shear force):** The distribution is constant, starting at 0 at the left end and increasing to a maximum value of 10 at the right end. The maximum value is labeled as 10.
- 曲げモーメント (Bending moment):** The distribution is parabolic, starting at 0 at the left end and increasing to a maximum value of 10 at the right end. The maximum value is labeled as 10.
- ねじりモーメント (Torsional moment):** The distribution is linear, starting at 0 at the left end and increasing to a maximum value of 10 at the right end. The maximum value is labeled as 10.

図 6.2-11 (18) 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（重疊時：敷地に遡上する津波、北-中央、地盤バネ5）

図 6.2-11 (19) 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（重疊時：敷地に遡上する津波、北-下部、地盤バネ5）

北側基礎

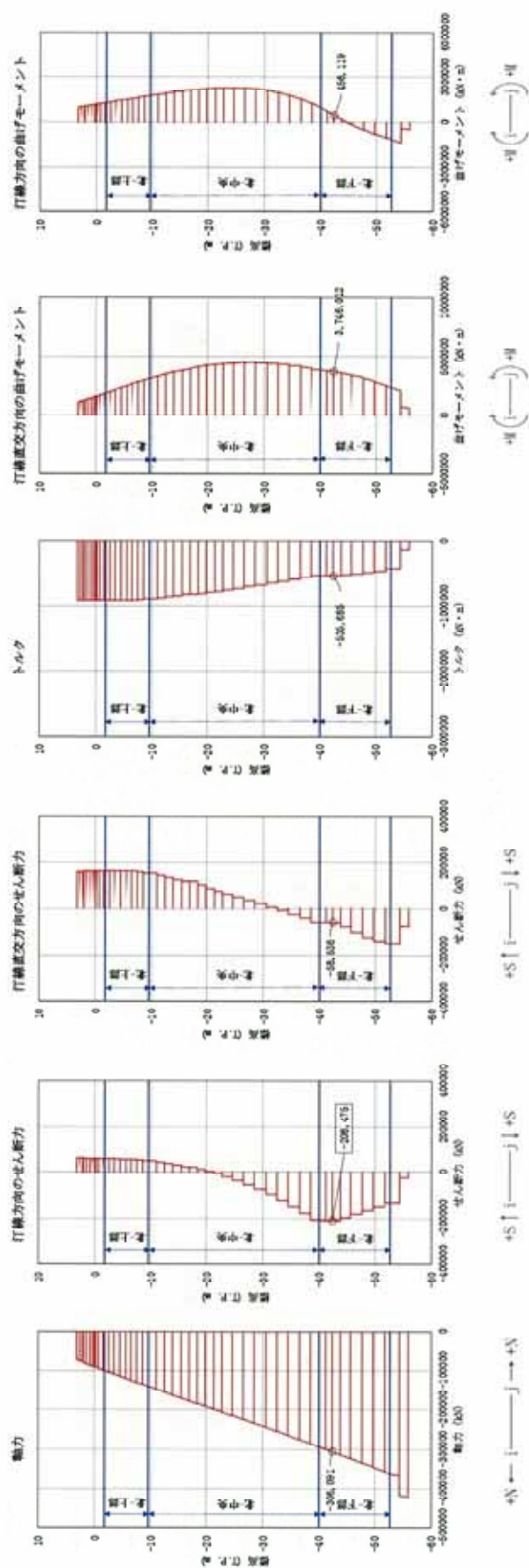


図 6.2-11 (20) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (重畳時：敷地に遡上する津波，北-下部，地盤パネ5)

南側基礎

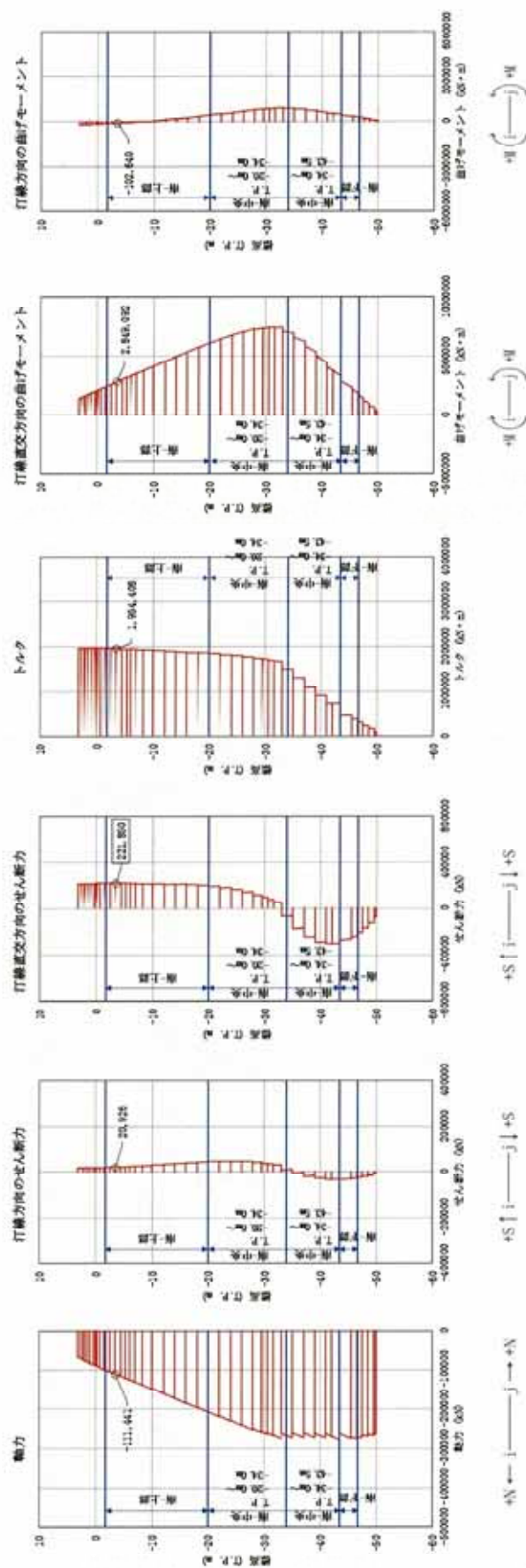


図 6.2-11 (21) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (重畳時：敷地に遡上する津波、南-上部、地盤ベネ 3)

南側基礎

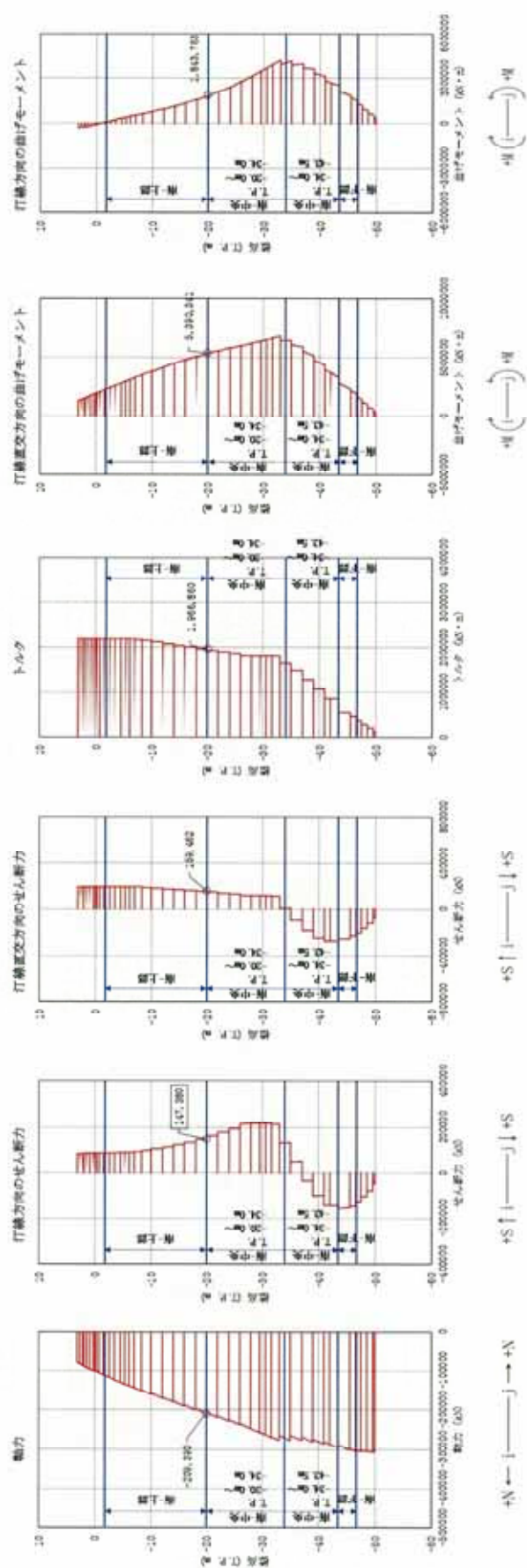


図 6.2-11 (22) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

①-①断面 (重疊時:敷地に遡上する津波、南-上部、地盤バネ5)

南側基礎

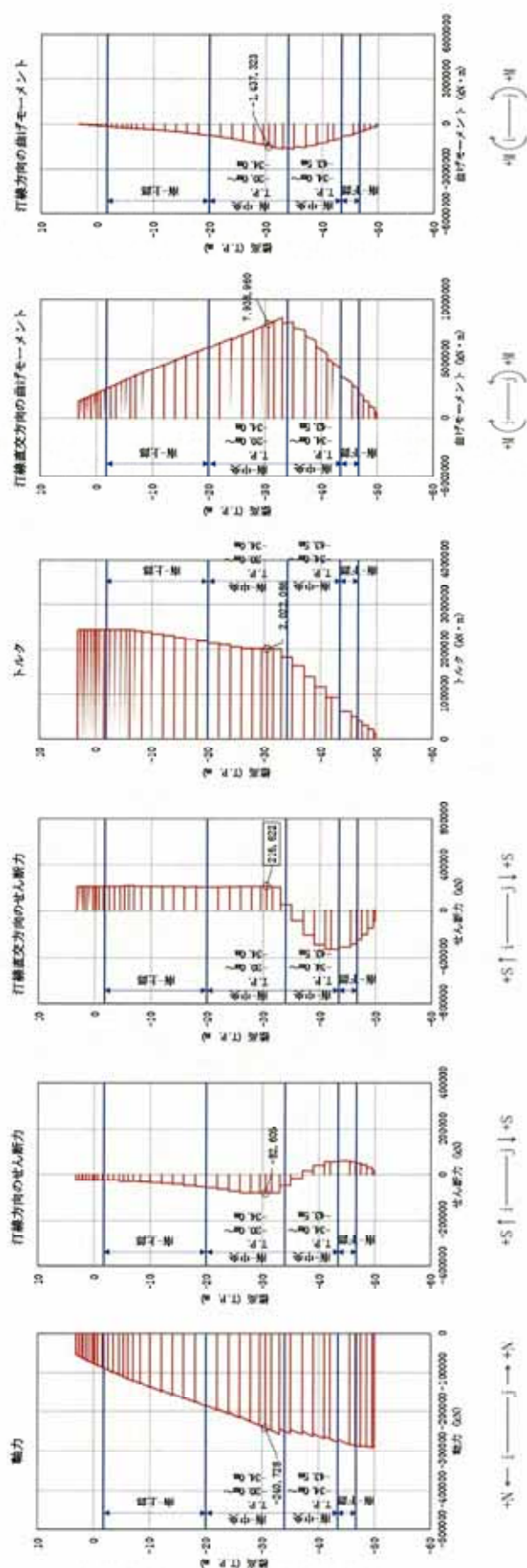


図 6.2-11 (23) 地中連統壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力

③-③断面 (重疊時：敷地に遡上する津波、南-中央 T.P. -20.0m~-34.0m, 地盤バネ5)

南側基礎

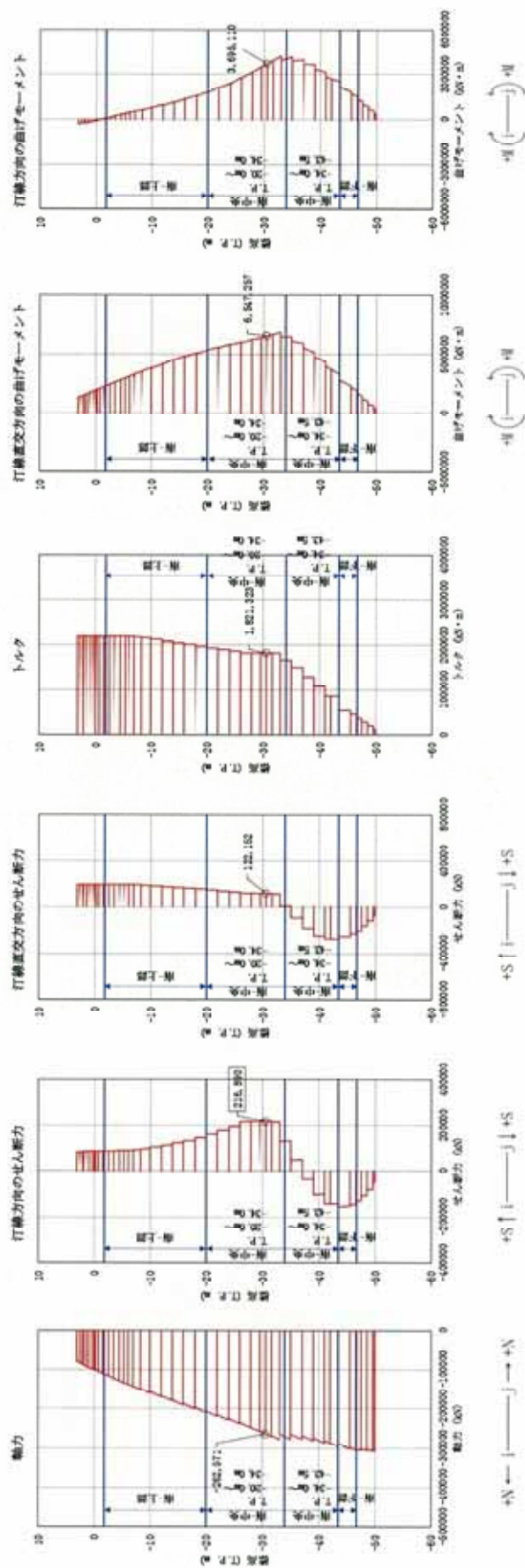


図 6.2-11 (24) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面 (重量時：敷地に遡上する津波，南-中央 T.P.-20.0m～-34.0m，地盤バネ 5)

南側基礎

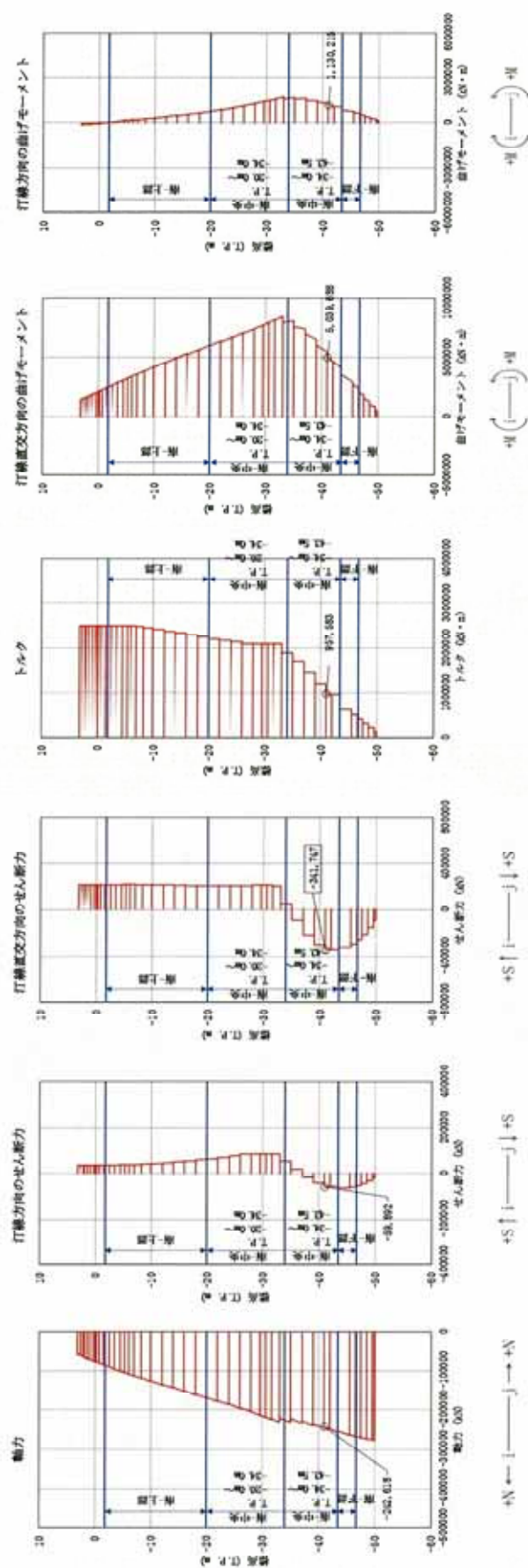


図 6.2-11 (25) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
③-③断面 (重畳時: 敷地に遡上する津波, 南-中央 T. P. -34.0m~-43.5m, 地盤バネ 4)

南側基礎

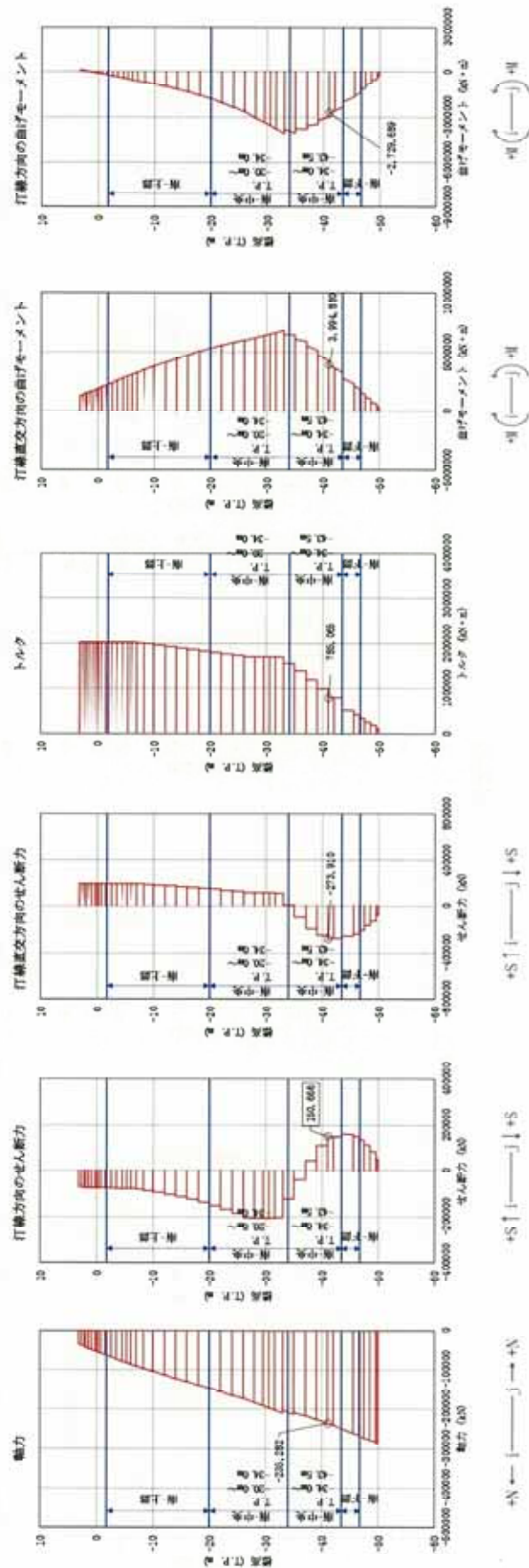


図 6.2-11 (26) 地中連続壁基礎においてせん断力照査結果が最も厳しい断面力
①-①断面 (重疊時：敷地に遡上する津波、南-中央 T.P.-34.0m ~ -43.5m, 地盤バネ 4)

図 6.2-11 (27) 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 (重畳時：敷地に遡上する津波，南-下部，地盤バネ4)

(3) 概略配筋図

各部材の評価結果で決定された配筋を図 6.2-12 及び図 6.2-13 に、断面諸元一覧を表 6.2-9 及び表 6.2-10 に示す。

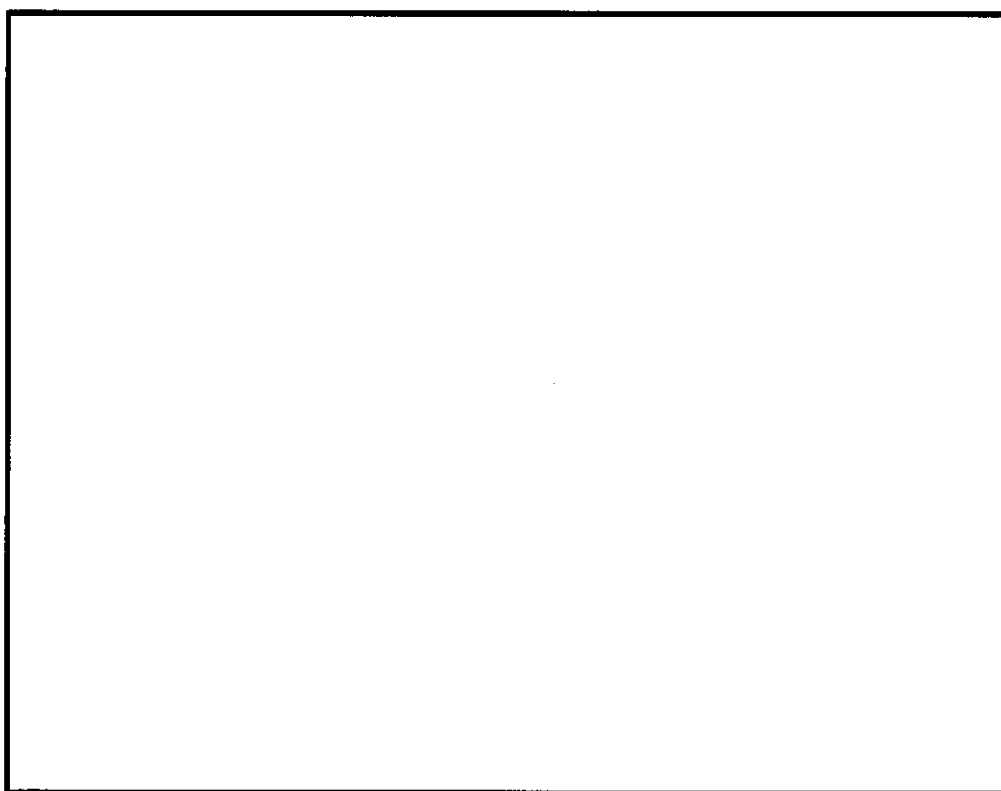


图 6.2-12 (1) 北基础上部配筋要领图

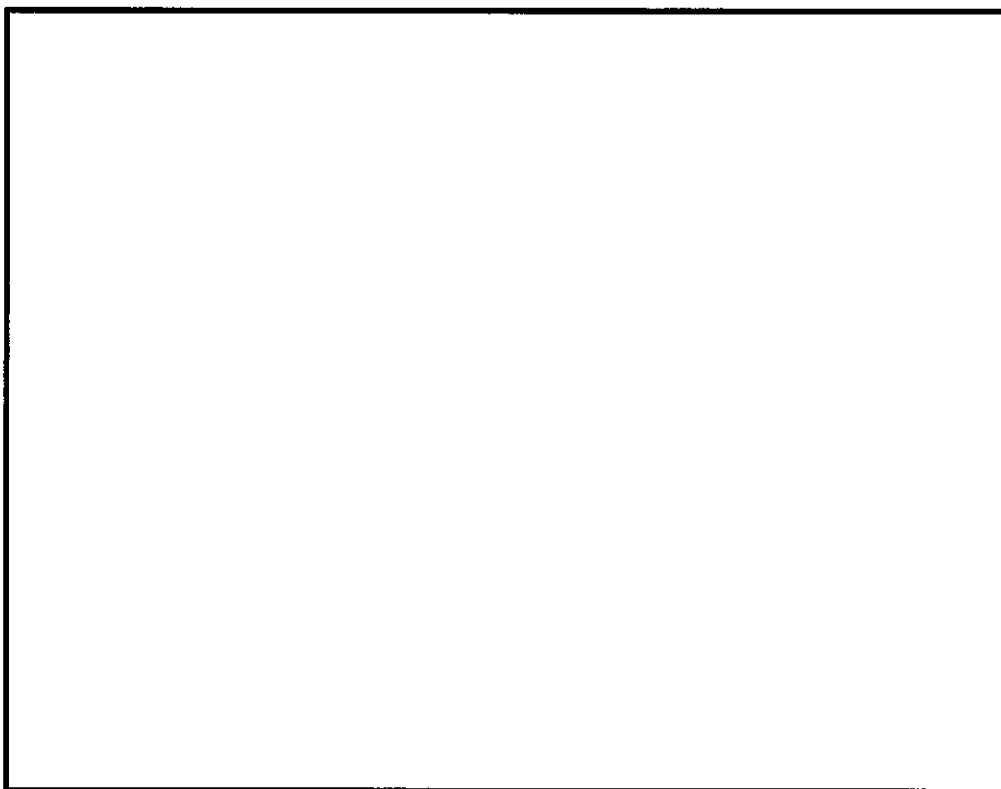


图 6.2-12 (2) 北基础中央配筋要领图

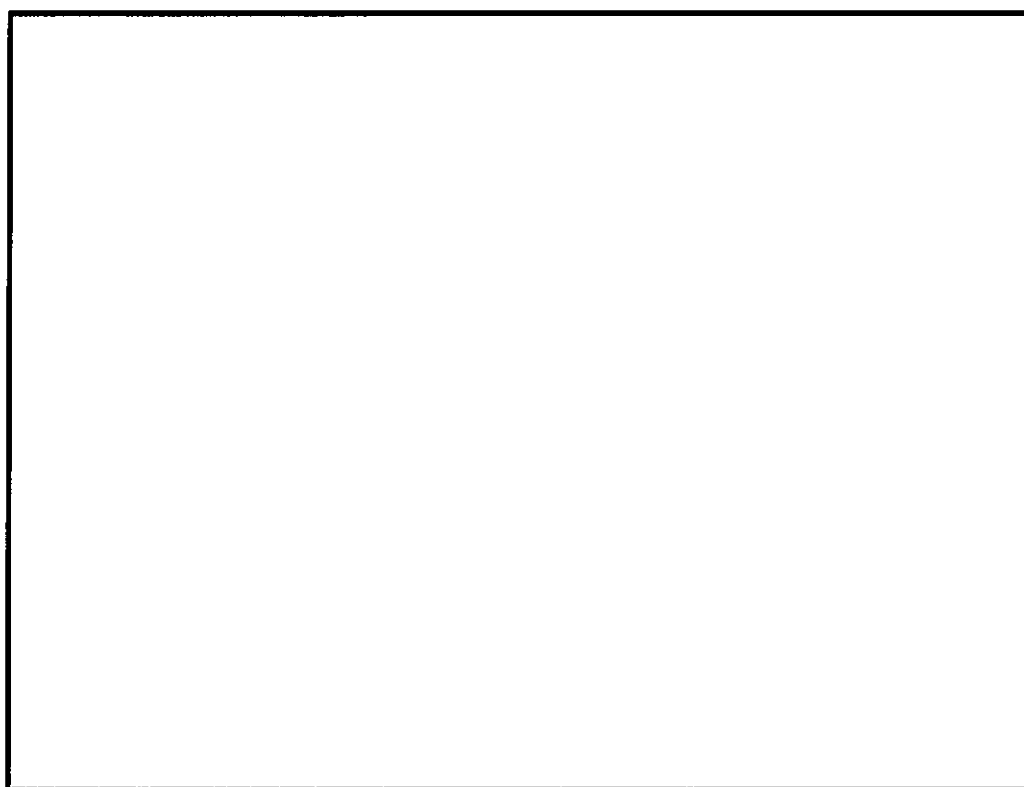


図 6.2-12 (3) 北基礎下部配筋要領図

表 6.2-9 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						せん断補強鉄筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)			鉄筋 径 (mm)	間隔 (mm)	段数	箇所	1 基当 り本数	断面積 A_s (mm ²)	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 A_s (mm ²)	間隔 (mm)
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	150	2	2	660	1337820	—	—	—	—	—
			中実鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	上部	D51	150	7	2	1736	3518972	D38 (消鉄筋)	7	2	15960	300
											D38 (スターラップ)	4	1	4560	300
				中央	D51	150	5	2	1280	2594560	D38 (消鉄筋)	5	2	11400	300
											D38 (スターラップ)	18	1	20520	300
				下部	D51	150	3	2	792	1605384	D38 (消鉄筋)	5	2	11400	300
											D38 (スターラップ)	18	1	20520	300

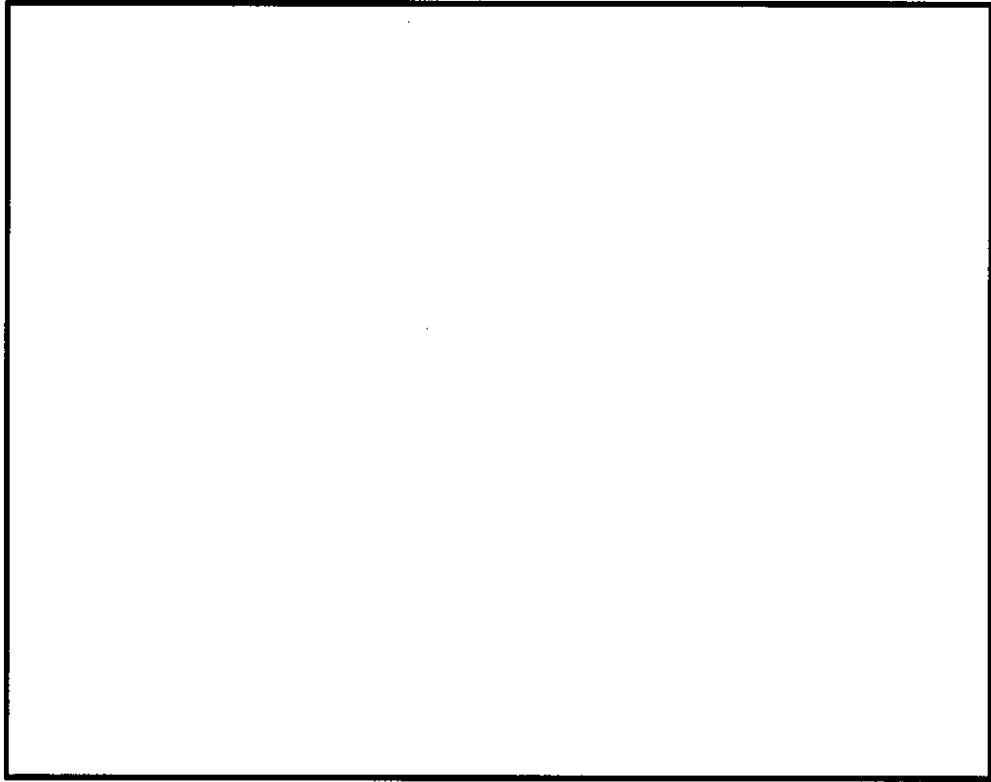


図 6.2-13 (1) (T.P. -1.84m~-13.155m) 配筋要領図

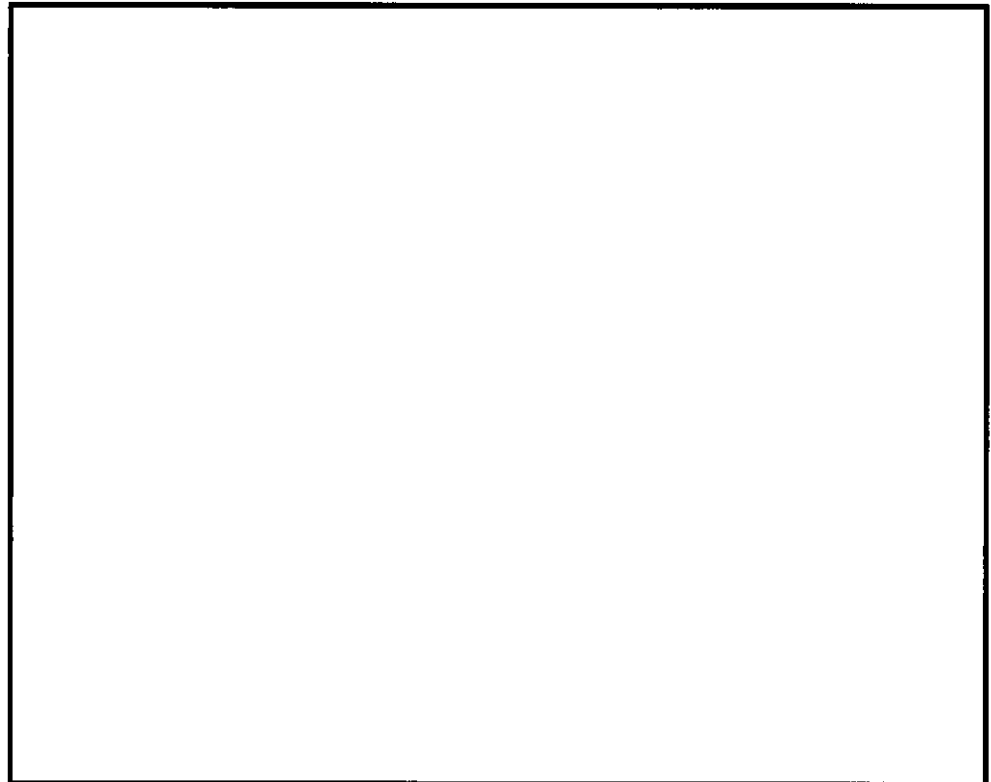


図 6.2-13 (2) 南基礎上部 (T.P. -13.155m~-20.00m) 配筋要領図

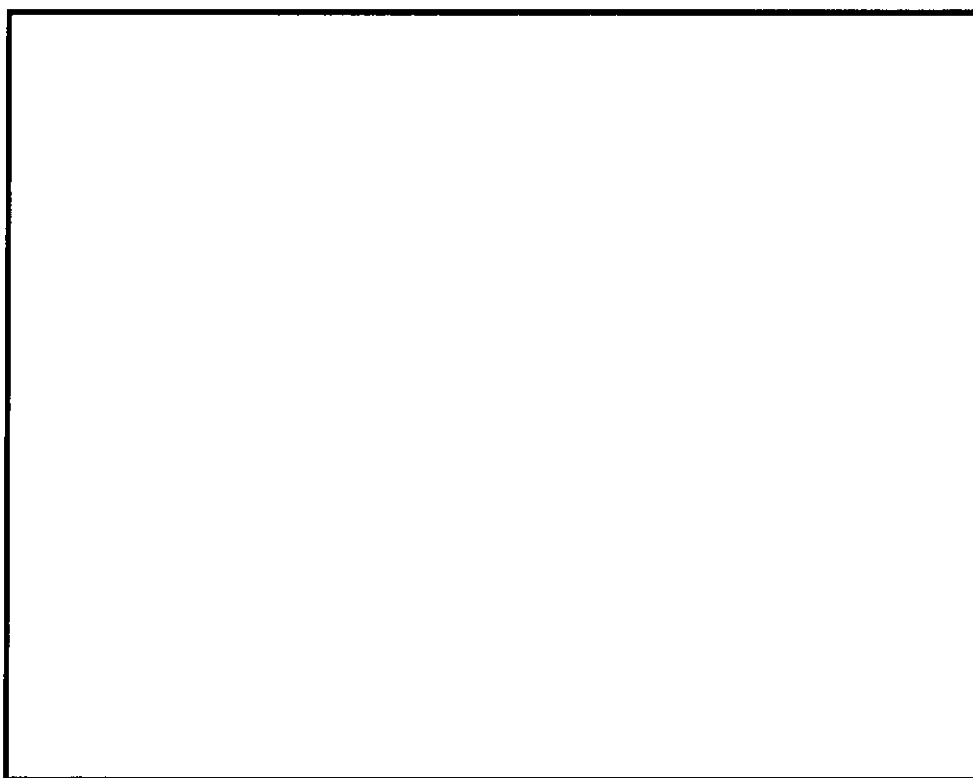


図 6.2-13 (3) 南基礎中央 (T. P. -20.00m~-34.00m) 配筋要領図

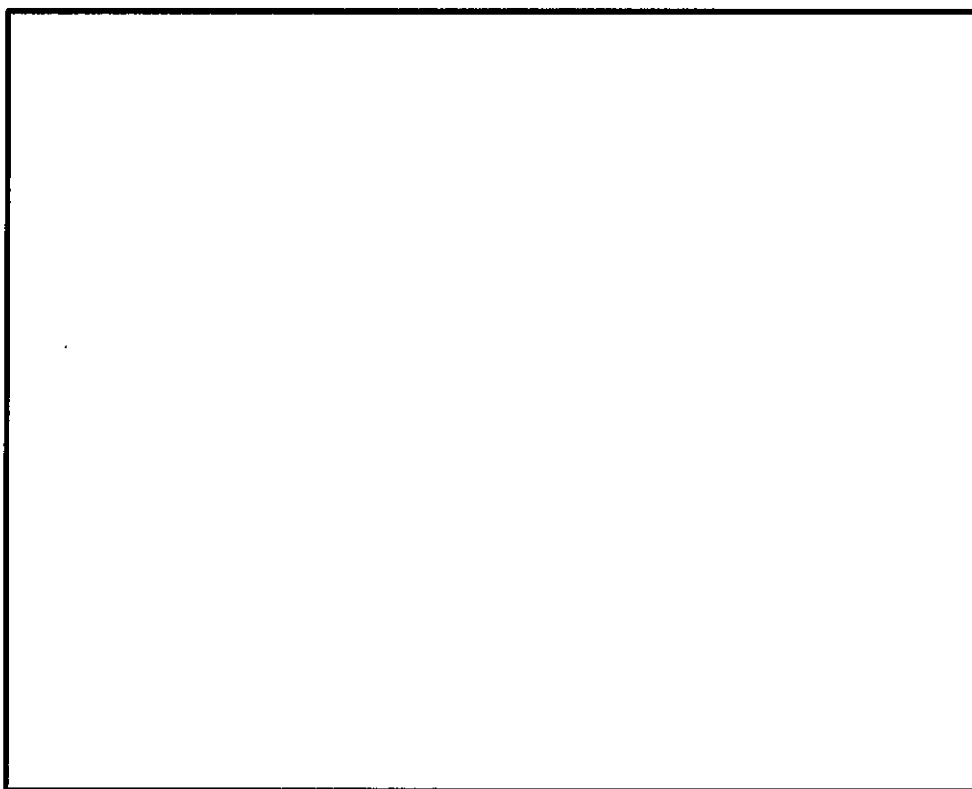


図 6.2-13 (4) 南基礎中央 (T. P. -34.00m~-43.50m) 配筋要領図

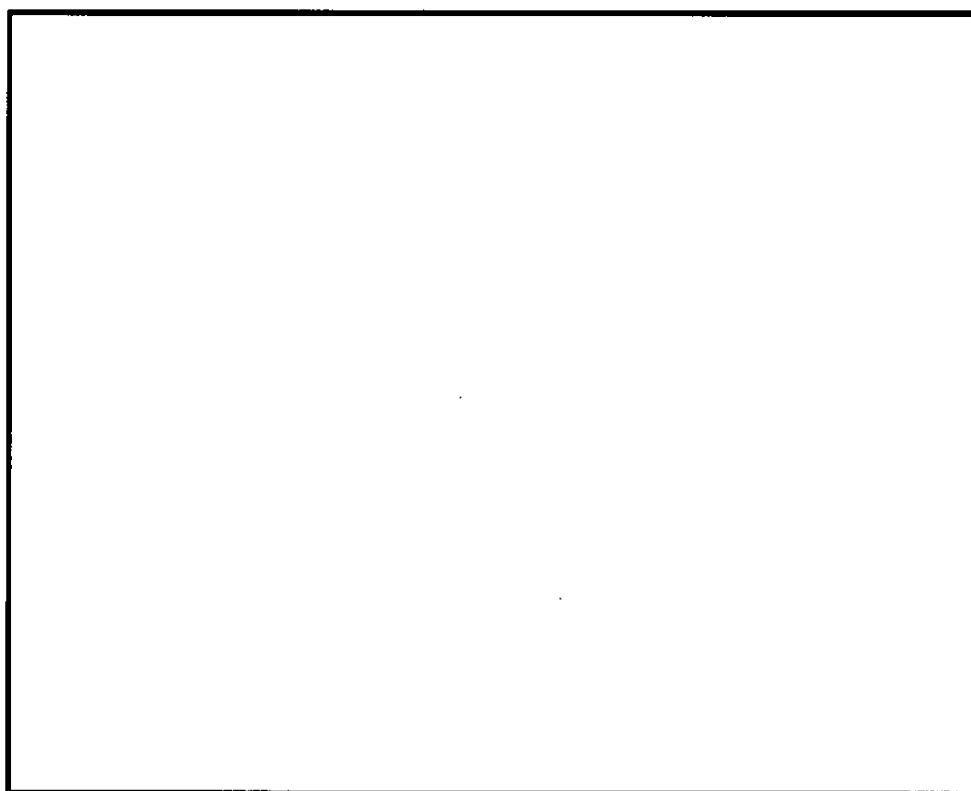


図 6.2-13 (5) 南基礎下部配筋要領図

表 6.2-10 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						せん断補強鉄筋				
	部材幅 b (m)	部材高 h (m)			鉄筋 径 (mm)	間隔 (mm)	段数	箇所	1 基当 り本数	断面積 A _s (mm ²)	鉄筋径 (mm)	本数	箇所	断面積 A _s (mm ²)	間隔 (mm)
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	150	2	2	660	1337820	D38	1	1	1140	300
			中央鉄筋 コンクリート (h=10.7m)	上部 (T. P. -1.84m～ -13.155m)	D51	150	7	2	1736	3516872	D38 (帯鉄筋)	7	2	15960	300
				上部 (T. P. -13.155m ～-20.00m)	D51	150	7	2	1736	3516872	D38 (スターラップ)	6	1	6840	300
				中央 (T. P. -20.00m～ -34.00m)	D51	150	21	2	4092	8294484	D38	10	2	22800	300
				中央 (T. P. -34.00m～ -43.50m)	D51	150	21	2	4092	8294484	D38 (帯鉄筋)	21	2	47680	300
				下部	D51	150	3	2	792	1605384	D38 (スターラップ)	2	1	2280	300
					D51	300	1	2	124	251348	D38	16	2	36480	300

6.2.3 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

地中連続壁基礎と中実鉄筋コンクリートの接合面に生じるずれせん断力 V_B を設計せん断力とし、基礎の曲げによるせん断応力度により求める。せん断応力度は、重畳時における最大せん断力により算出する。

$$V_B = \frac{1}{2}(\tau_1 + \tau_2)\ell_1 b + \frac{1}{2}\tau_2\ell_2 b$$

ここで、

- V_B : 接合面区間に生じるせん断力
- τ_1, τ_2 : 各変化点におけるせん断応力度
- ℓ_1, ℓ_2 : 各変化点間距離
- b : 単位幅

ずれせん断力 V_B の算定概念図を図 6.2-14 に、ジベル鉄筋の配置及びせん断力の照査結果を表 6.2-11 に示す。ジベル鉄筋の仕様及び配置図を図 6.2-15 に示す。

ジベル鉄筋の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

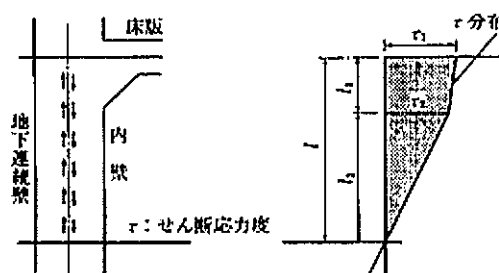


図 6.2-14 ずれせん断力の算定概念図

(「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 年制定))

表 6.2-11 (1) ジベル鉄筋量及びせん断力の照査結果 (南基礎)

標高 (T.P. m)		東西面				南北面			
		鉛直1m 当たりの 鉄筋量 (mm ²)	発生 せん断力 (kN/m)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値	鉛直1m 当たりの 鉄筋量 (mm ²)	発生 せん断力 (kN/m)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
南 上 部	-1.840	16998	11403	11878	0.96	8645	4458	5756	0.78
	-2.500	16925	11449	11926	0.96	8486	4478	5756	0.78
	-3.500	16724	11460	11938	0.96	8245	4509	5756	0.79
	-4.500	16497	11456	11933	0.96	8240	4541	5899	0.77
	-5.350	16265	11426	11902	0.96	8563	4569	6221	0.74
	-6.040	16082	11406	11881	0.96	8825	4593	6482	0.71
	-6.940	15872	11398	11873	0.96	9349	4754	6934	0.69
	-8.250	15496	11341	11813	0.96	10249	4999	7674	0.66
	-10.000	15019	11281	11751	0.96	11295	5377	8568	0.63
	-12.000	14455	11200	11667	0.96	12351	5824	9505	0.62
	-14.000	13909	11131	11595	0.96	13220	6337	10328	0.62
	-16.000	13383	11074	11536	0.96	13919	6922	11048	0.63
南 中 央	-18.000	12881	11034	11493	0.96	14643	7583	11782	0.65
	-20.000	19816	11010	16433	0.67	24383	8323	18008	0.47
	-22.000	19370	11007	16428	0.67	25465	9146	18960	0.49
	-24.000	18970	11024	16454	0.67	26470	10056	19866	0.51
	-26.025	18625	11069	16520	0.67	28369	11082	21320	0.52
	-27.975	18350	11137	16623	0.67	30069	11152	22642	0.50
	-29.450	18117	11178	16683	0.67	27826	11193	21793	0.52
	-30.500	17949	11206	16725	0.67	25723	11221	20366	0.56
	-31.530	17573	11139	16625	0.67	21434	11186	17905	0.63
	-33.030	16461	10787	16100	0.67	18719	11022	16742	0.66
	-35.000	11982	8970	13389	0.67	9944	6864	11418	0.61
	-37.000	20038	12783	19079	0.67	4422	3027	8349	0.37
	-39.000	25924	15622	23316	0.67	4136	5714	8542	0.67
	-41.000	30054	17672	26377	0.67	8862	7782	11645	0.67
	-42.000	29774	17645	26336	0.67	8554	7755	11604	0.67
	-43.500	29354	17604	26275	0.67	9778	8390	12566	0.67
南 下 部	-45.500	30374	16624	27252	0.61	11178	8336	13712	0.61
	-46.500	26775	15242	24988	0.61	9632	7852	12917	0.61
	-46.700	22176	13381	21936	0.61	7412	7047	11594	0.61

注記 : 照査値は3方向独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法 (1.0:0.4:0.4) により算定

表 6.2-11 (2) ジベル鉄筋量及びせん断力の照査結果 (北基礎)

標高 (T. P. m)		東西面				南北面			
		鉛直1m 当たりの 鉄筋量 (mm ²)	発生 せん断力 (kN/m)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値	鉛直1m 当たりの 鉄筋量 (mm ²)	発生 せん断力 (kN/m)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
北 上 部	-1.840	25293	10809	17435	0.62	8868	3643	5892	0.62
	-2.500	25258	10854	17508	0.62	8661	3626	5862	0.62
	-3.500	25068	10865	17528	0.62	8343	3597	5815	0.62
	-4.500	24838	10860	17520	0.62	8022	3567	5767	0.62
	-5.500	24564	10836	17484	0.62	7695	3535	5715	0.62
	-6.500	24246	10793	17417	0.62	7754	3502	5898	0.60
	-7.500	23881	10732	17320	0.62	8066	3467	6234	0.56
	-8.525	23487	10661	17207	0.62	8297	3336	6526	0.52
	-9.650	23062	10585	17087	0.62	8603	3187	6877	0.47
北 中 央	-10.975	28063	10512	20632	0.51	11294	3138	8711	0.37
	-12.450	27382	10389	20393	0.51	11600	2844	9065	0.32
	-13.950	26596	10230	20086	0.51	12060	2506	9442	0.27
	-15.450	25589	9996	19632	0.51	12150	2444	9831	0.25
	-16.850	24390	9690	19035	0.51	12556	2731	10342	0.27
	-18.250	23178	9379	18428	0.51	12821	2964	10710	0.28
	-19.750	21523	8925	17540	0.51	13051	3161	11070	0.29
	-21.250	19607	8381	16477	0.51	13204	3309	11384	0.30
	-22.750	17426	7747	15236	0.51	13281	3412	11651	0.30
	-24.500	14928	7024	13820	0.51	13272	3512	11902	0.30
	-26.500	11141	5880	11577	0.51	13155	3529	12125	0.30
	-28.500	7769	4582	9138	0.51	13325	3933	12522	0.32
	-30.500	8033	4892	9593	0.51	13490	5071	12916	0.40
	-32.500	13882	6859	13449	0.51	13497	6304	13215	0.48
	-34.500	19788	8843	17339	0.51	15611	7635	14970	0.51
	-36.500	25688	11007	21583	0.51	19730	9066	17776	0.51
	-38.525	32605	14138	27722	0.51	24343	10651	20884	0.51
-40.075	32428	14194	27831	0.51	24139	10704	20987	0.51	
-41.200	32289	14231	27903	0.51	23969	10735	21050	0.51	
-42.400	32121	14263	27967	0.51	23784	10768	21113	0.51	
北 下 部	-43.850	14549	14275	16408	0.87	9169	10741	12352	0.87
	-45.700	14186	14300	16437	0.87	7650	10173	11698	0.87
	-47.700	13790	14324	16465	0.87	5558	9320	10717	0.87
	-49.700	13011	14125	16237	0.87	3441	8451	9718	0.87
	-51.775	11631	13584	15618	0.87	1508	7680	8837	0.87
	-52.700	9926	12708	14612	0.87	1459	6812	8851	0.77

注記 : 照査値は3方向独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法 (1.0 : 0.4 : 0.4) により算定

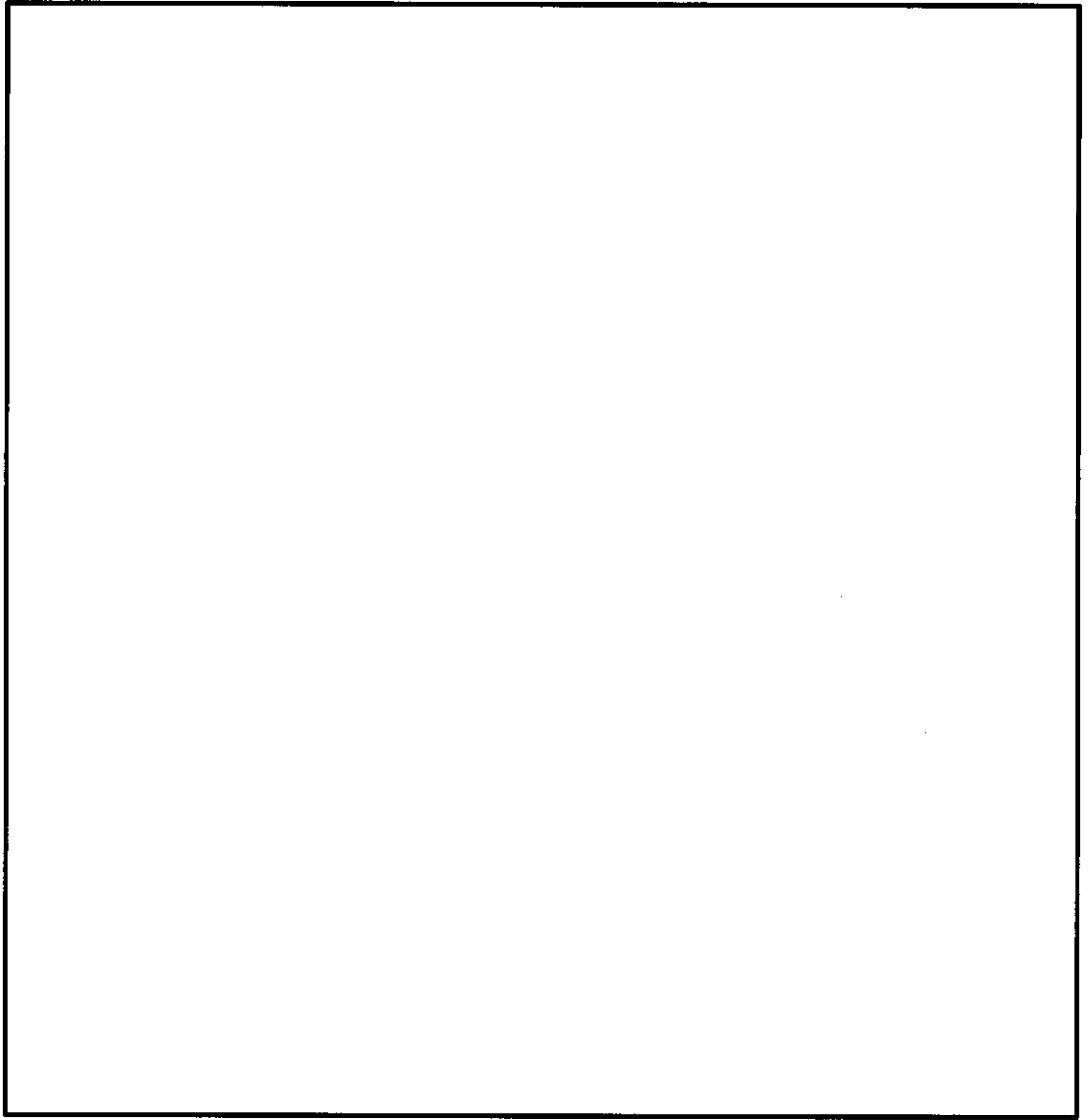


図 6.2-15 ジベル鉄筋の仕様

6.2.4 鋼製防護壁（上部構造）

(1) 部材断面諸元

鋼製防護壁の板厚構成図を図 6.2-16 に示す。

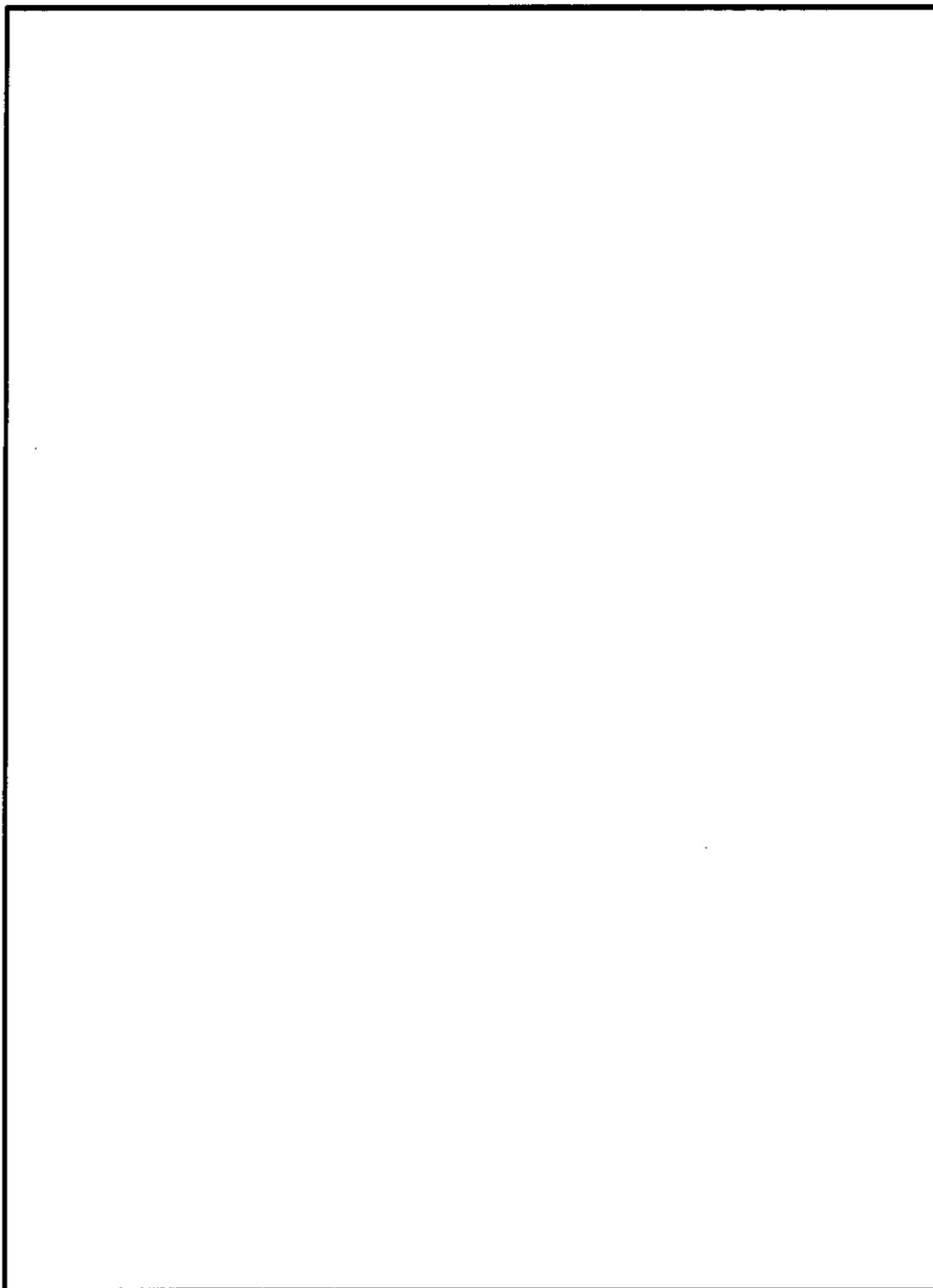


図 6.2-16 (1) 板厚構成図（その 1）

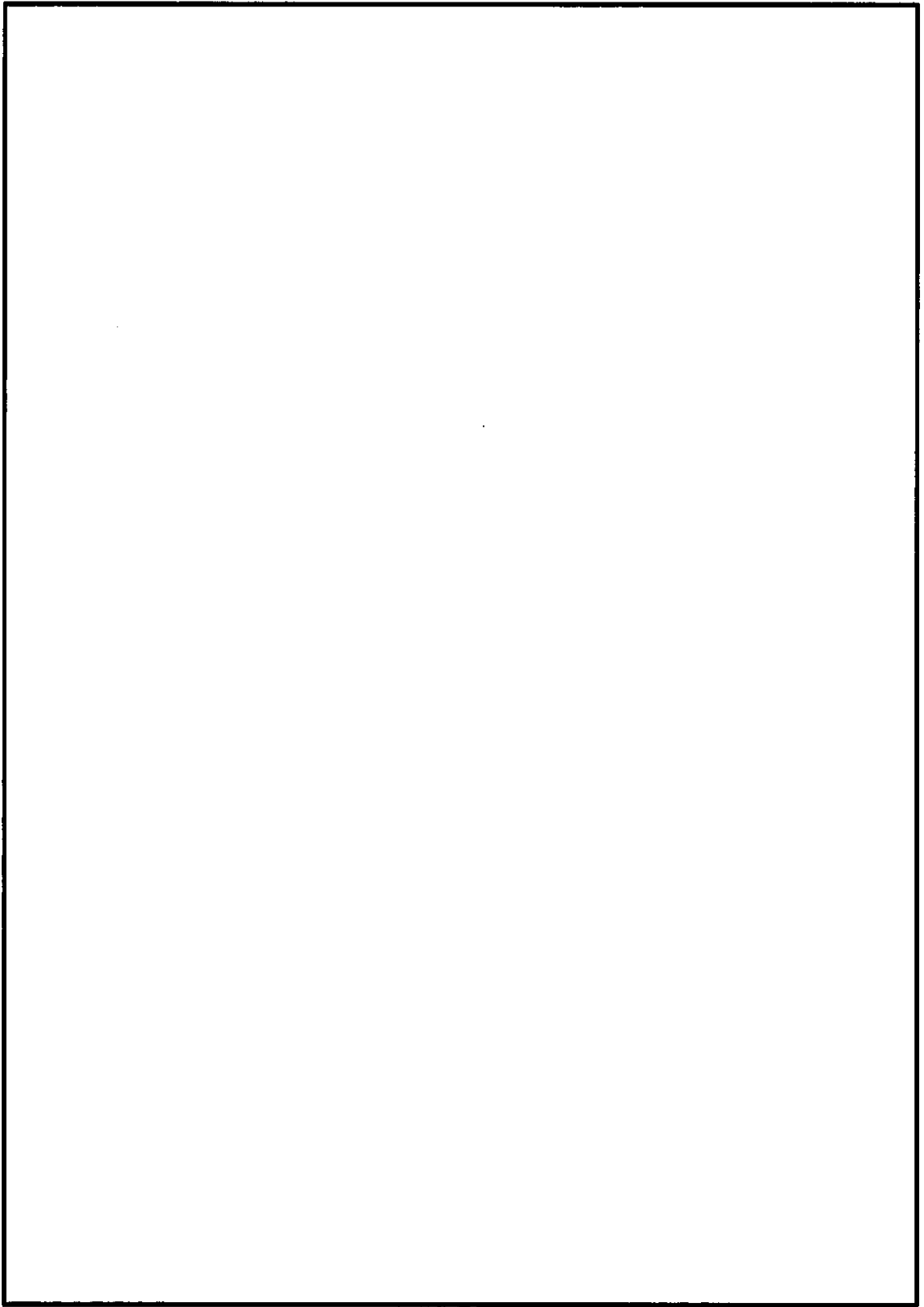


図 6.2-16 (2) 板厚構成図 (その2)

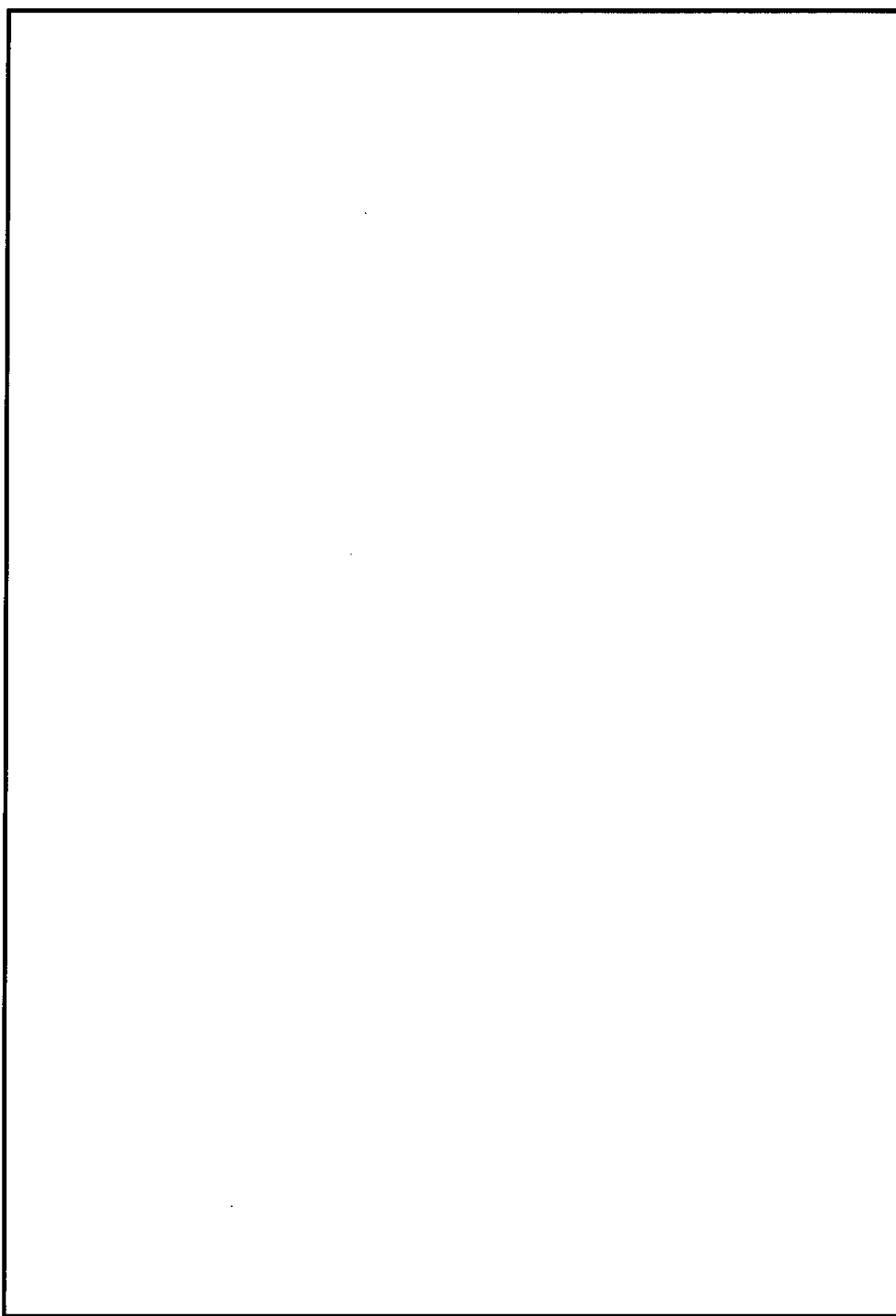


図 6.2-16 (3) 板厚構成図 (その 3)

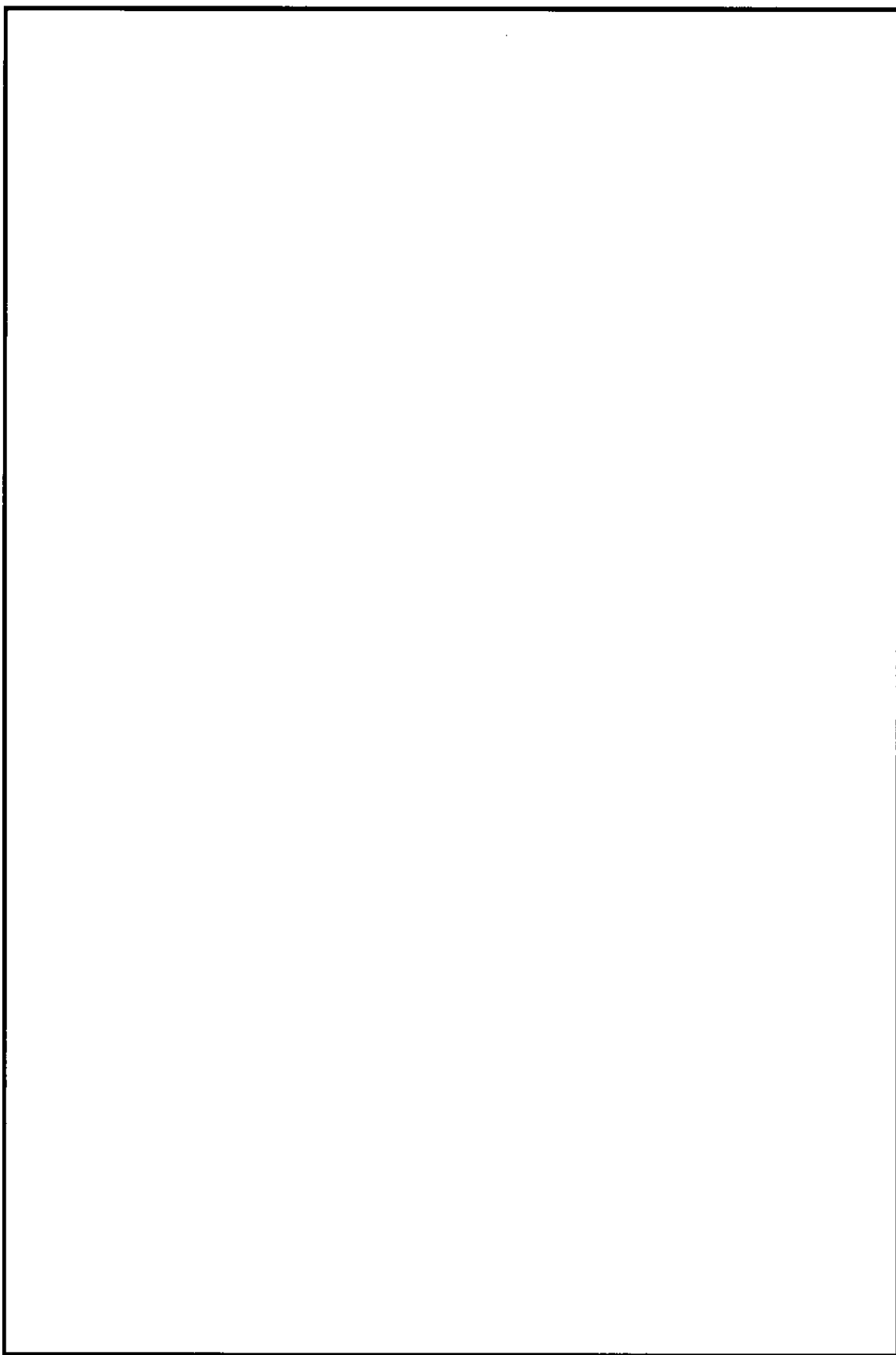


図 6.2-16 (4) 板厚構成図 (その 4)

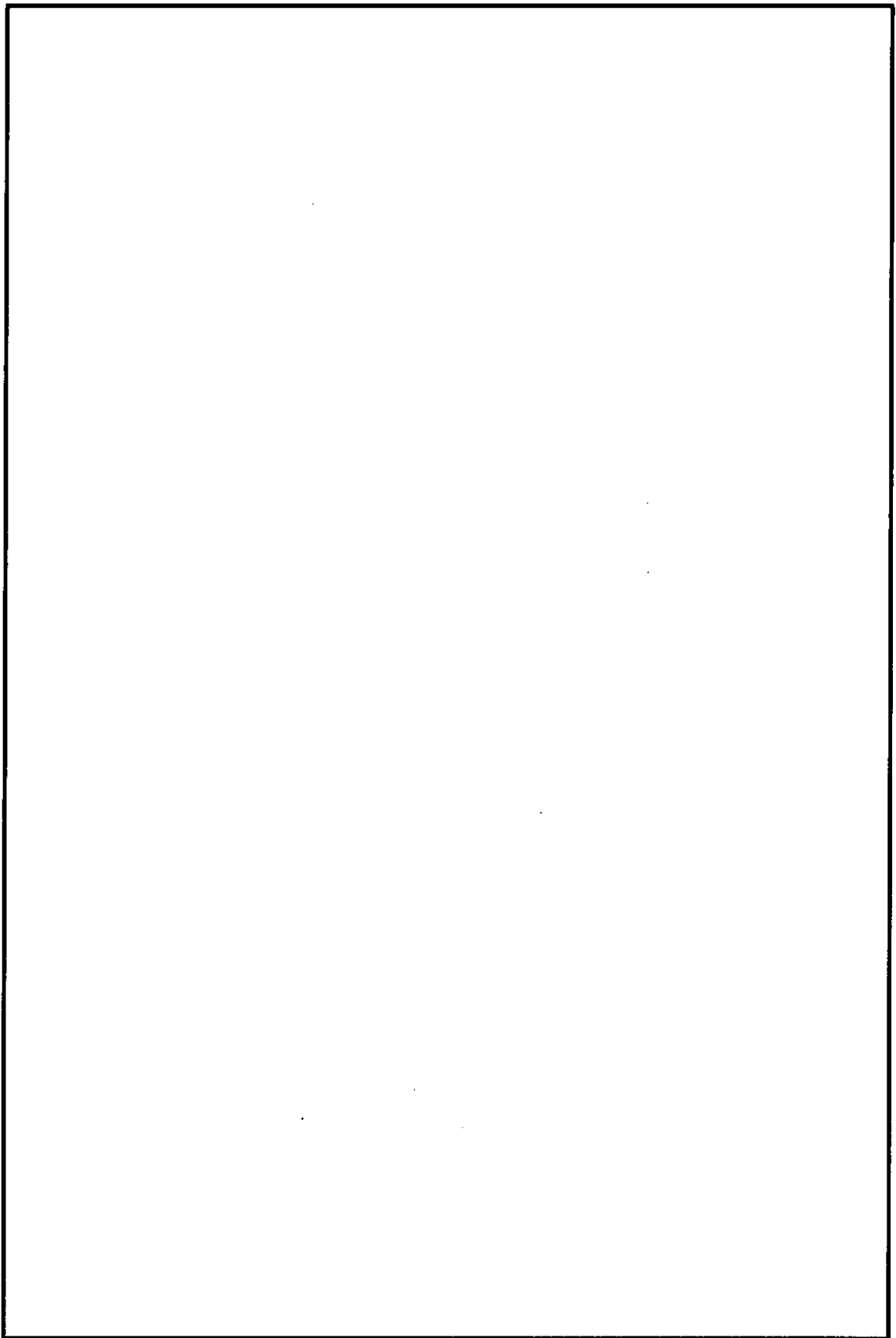


図 6.2-16 (5) 板厚構成図 (その 5)

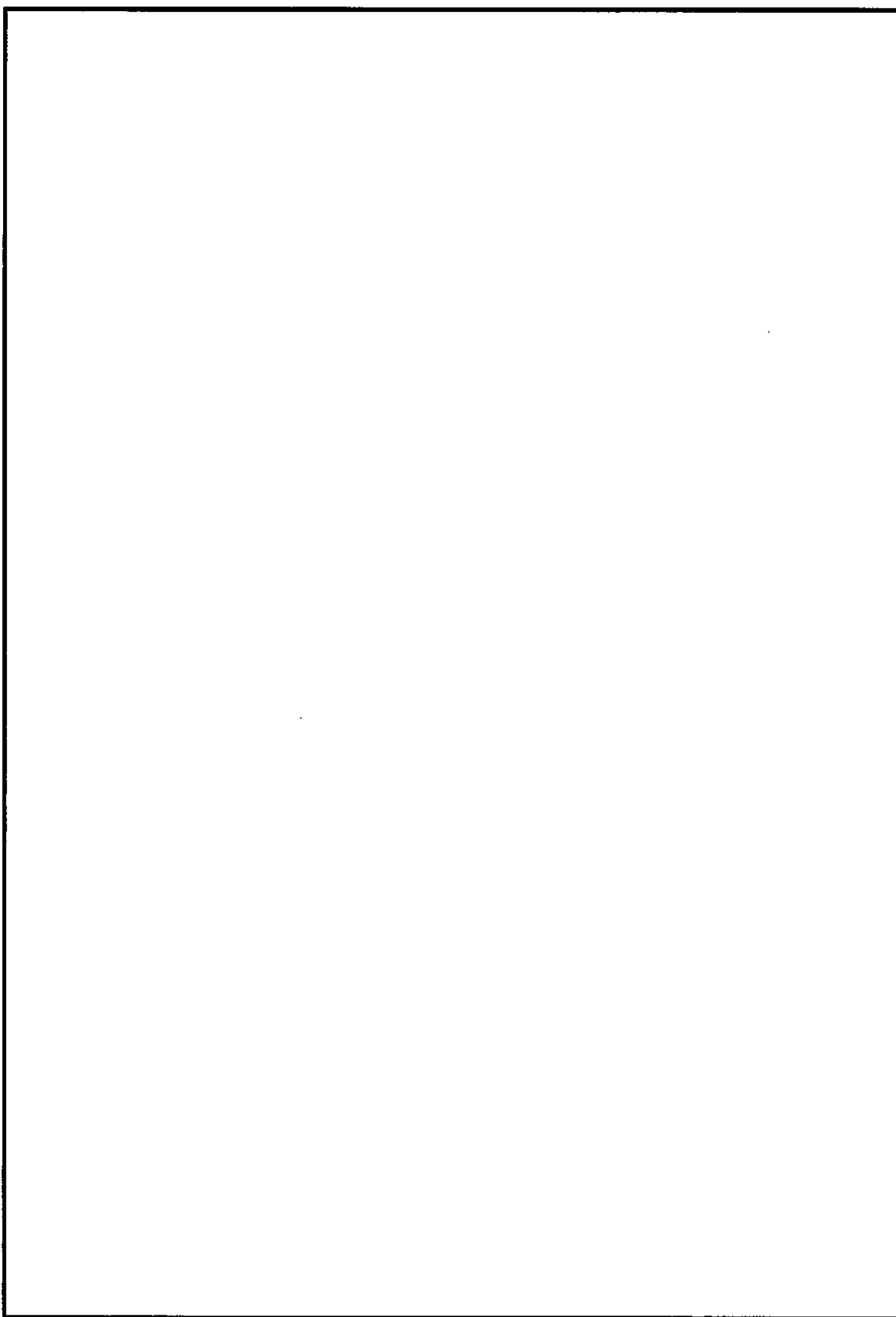


図 6.2-16 (6) 板厚構成図 (その 6)

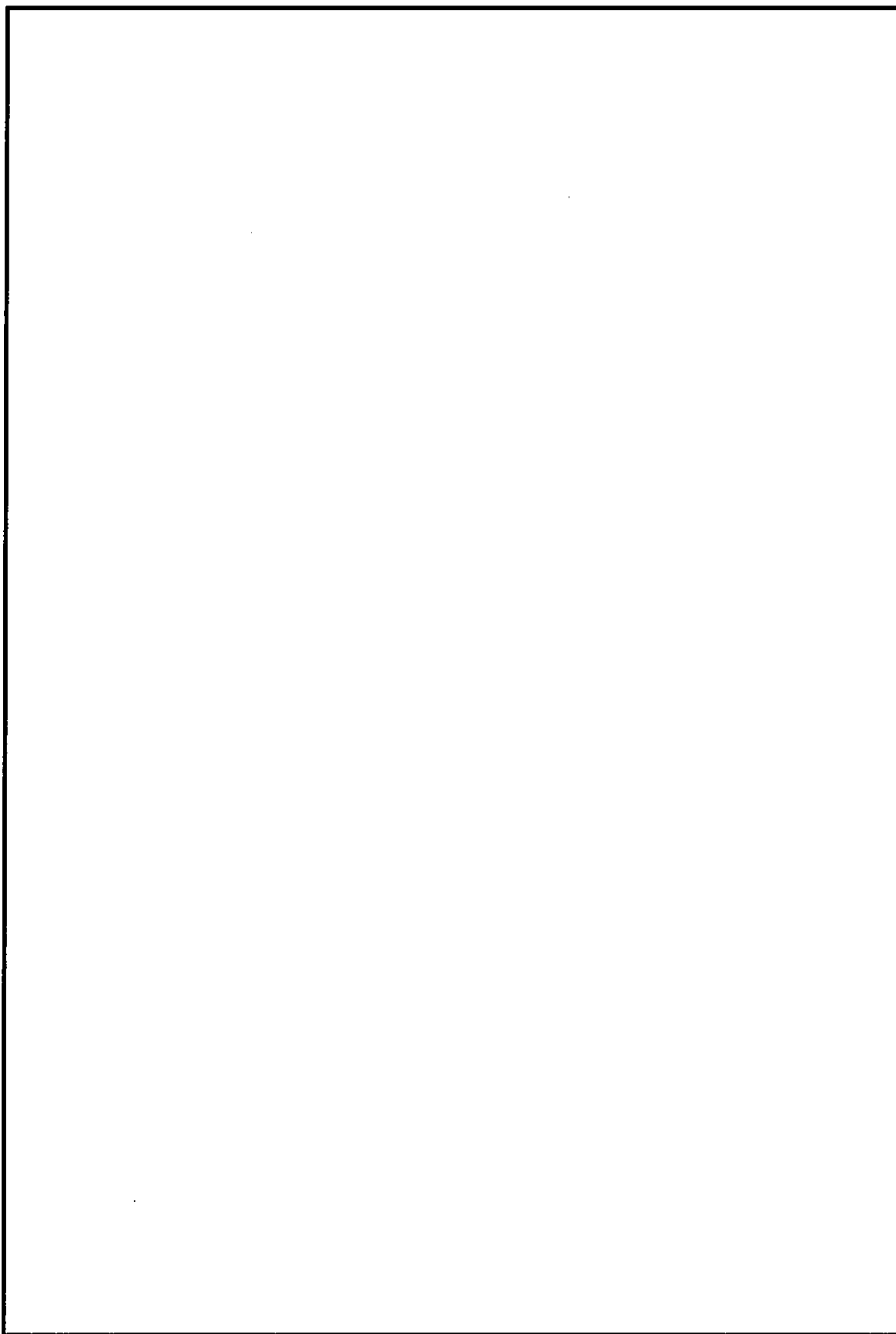


図 6.2-16 (7) 板厚構成図 (その 7)

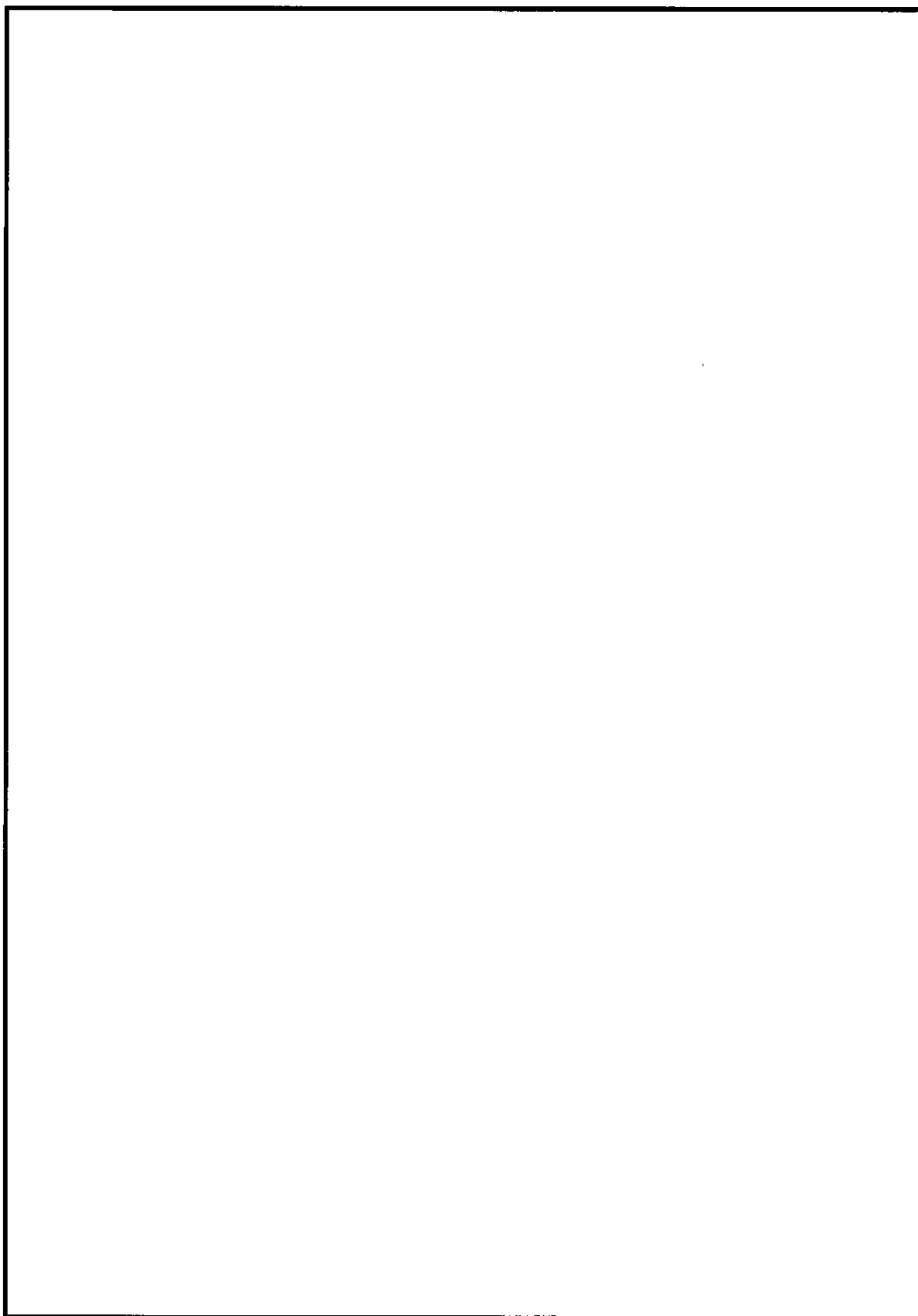


図 6.2-16 (8) 板厚構成図 (その 8)

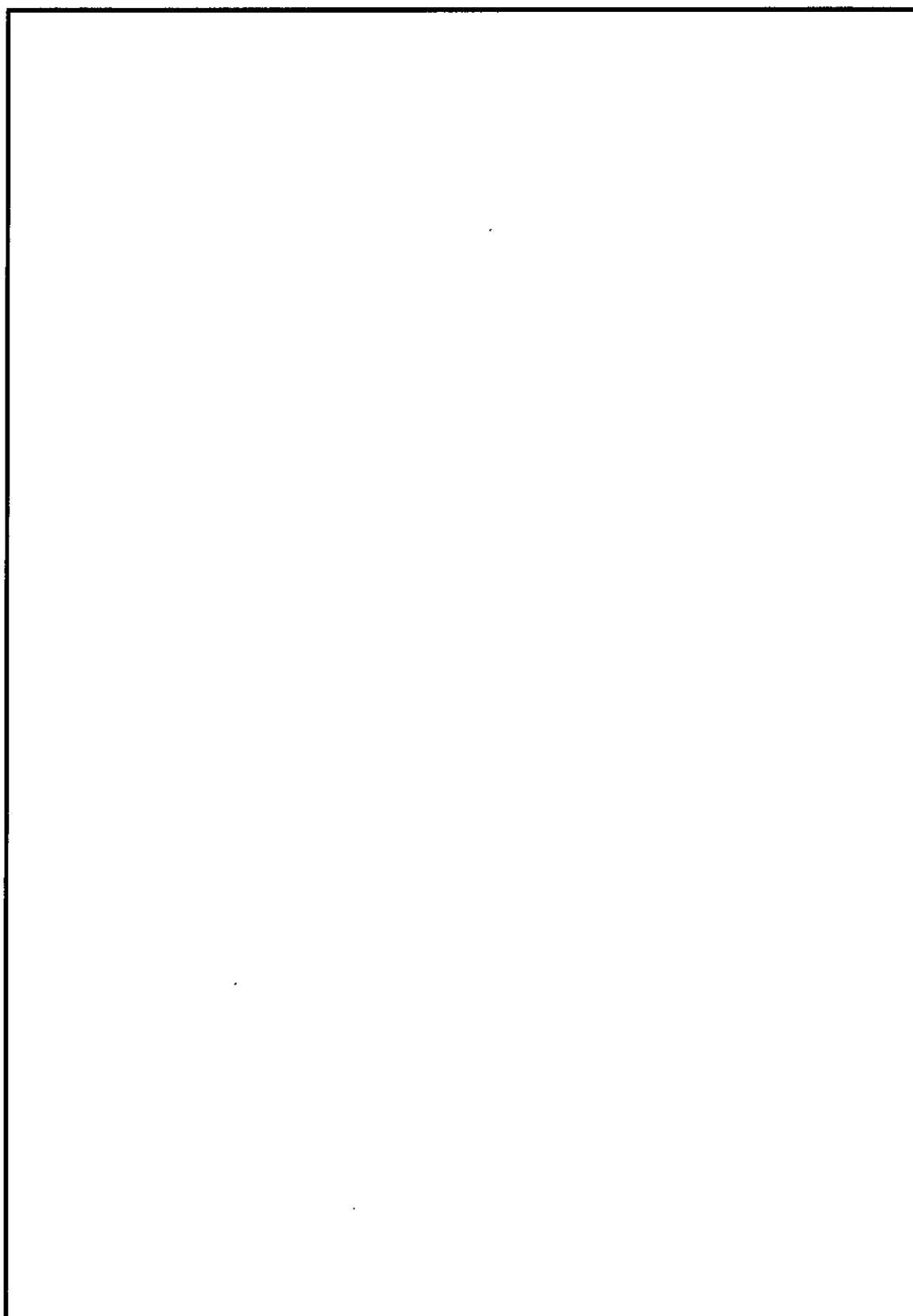


図 6.2-16 (9) 板厚構成図 (その 9)

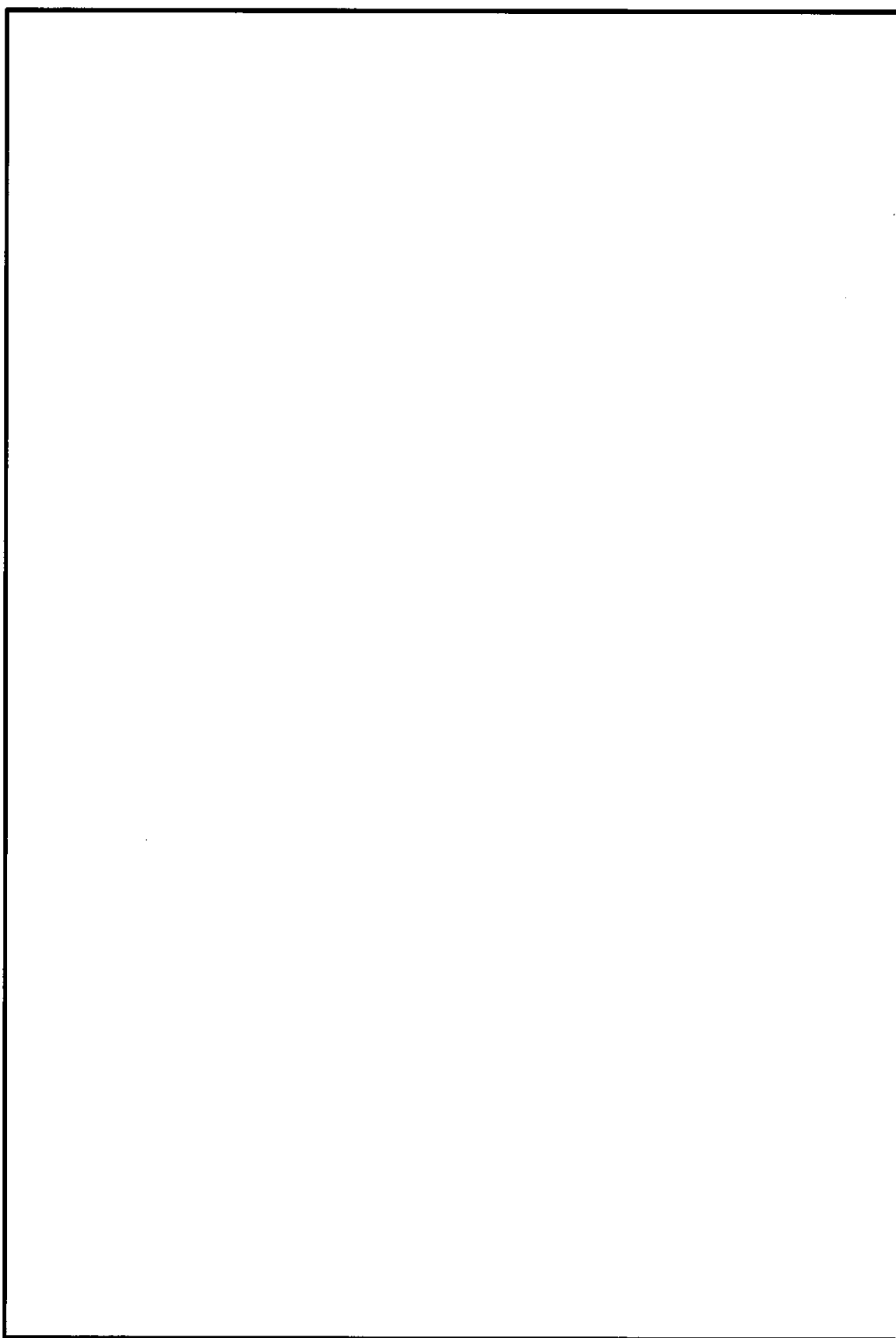


図 6.2-16 (10) 板厚構成図 (その 10)

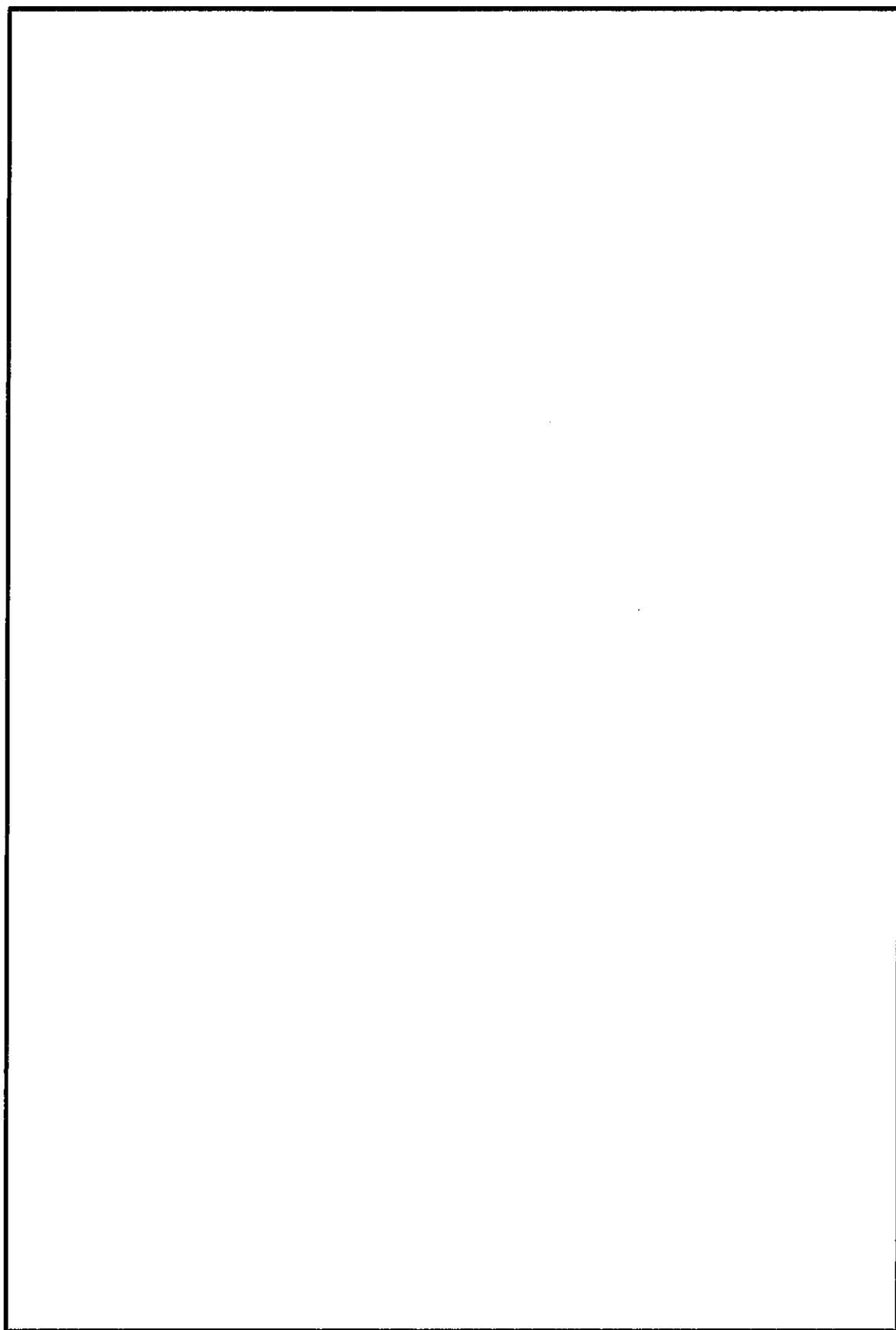


図 6.2-16 (11) 板厚構成図 (その 1 1)

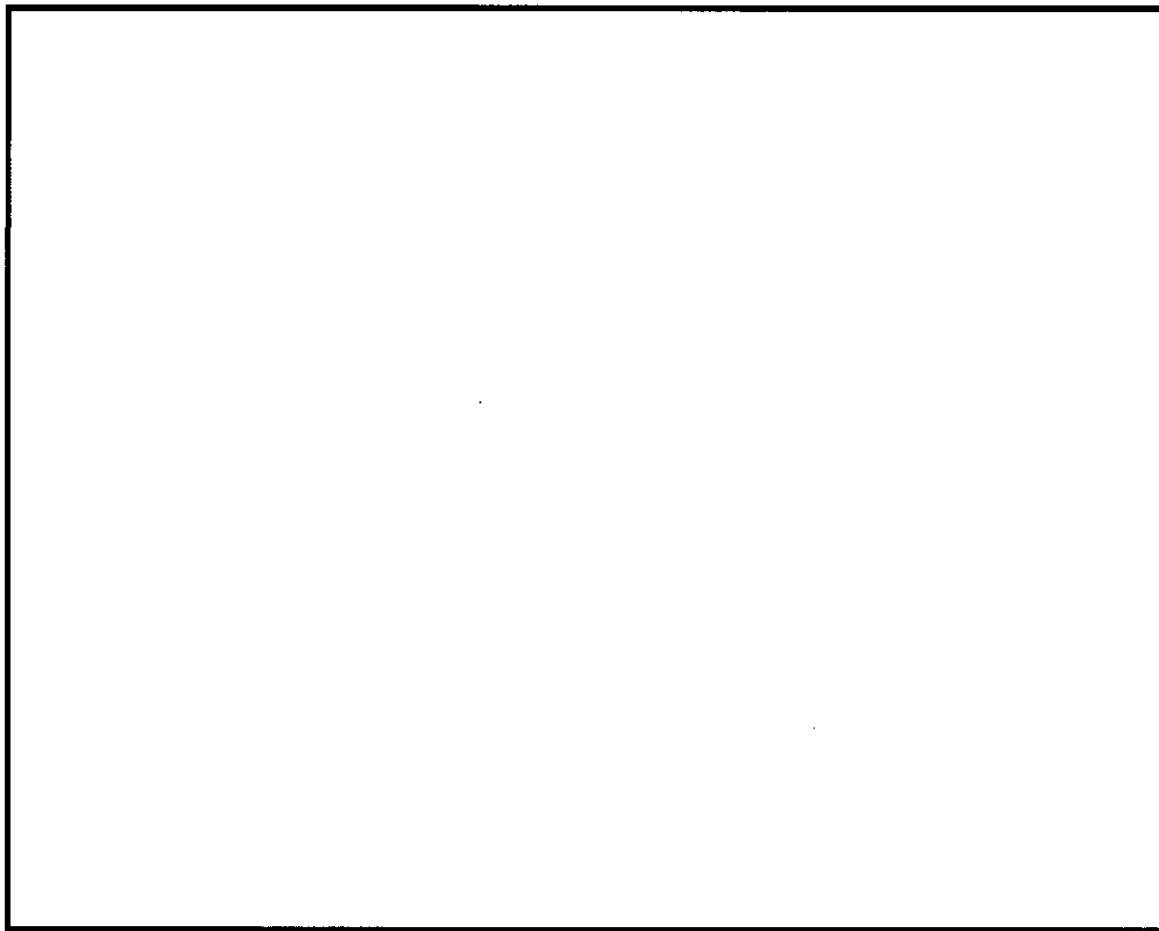
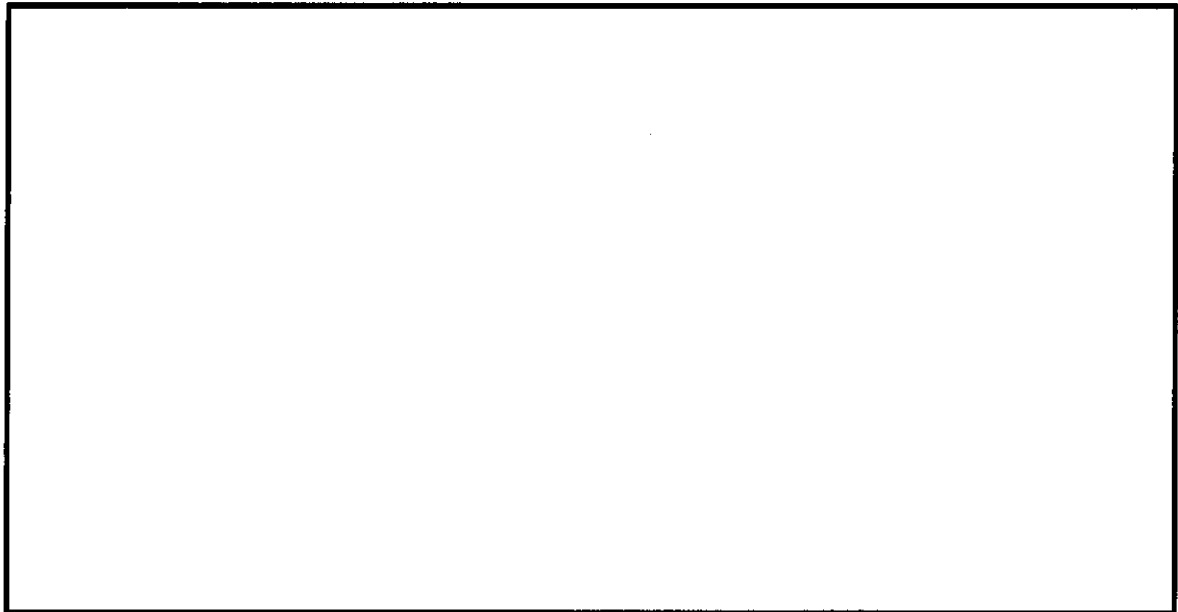


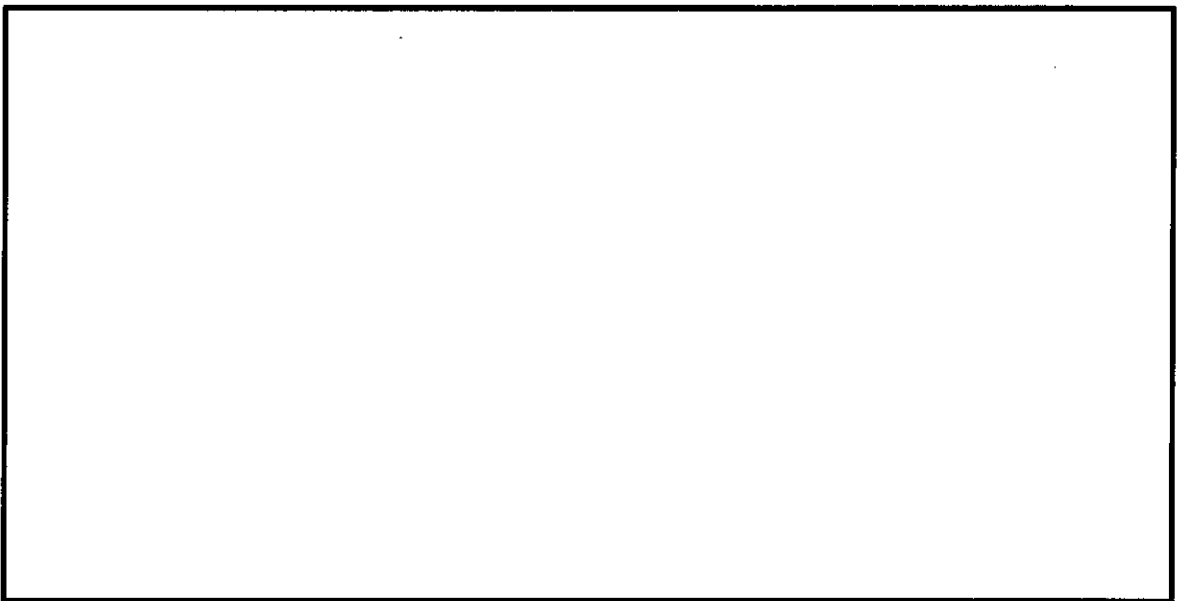
図 6.2-16 (12) 板厚構成図 (その 1 2)

(2) 断面力図

3次元フレーム解析によって求められた断面力図を図 6.2-17 に示す。

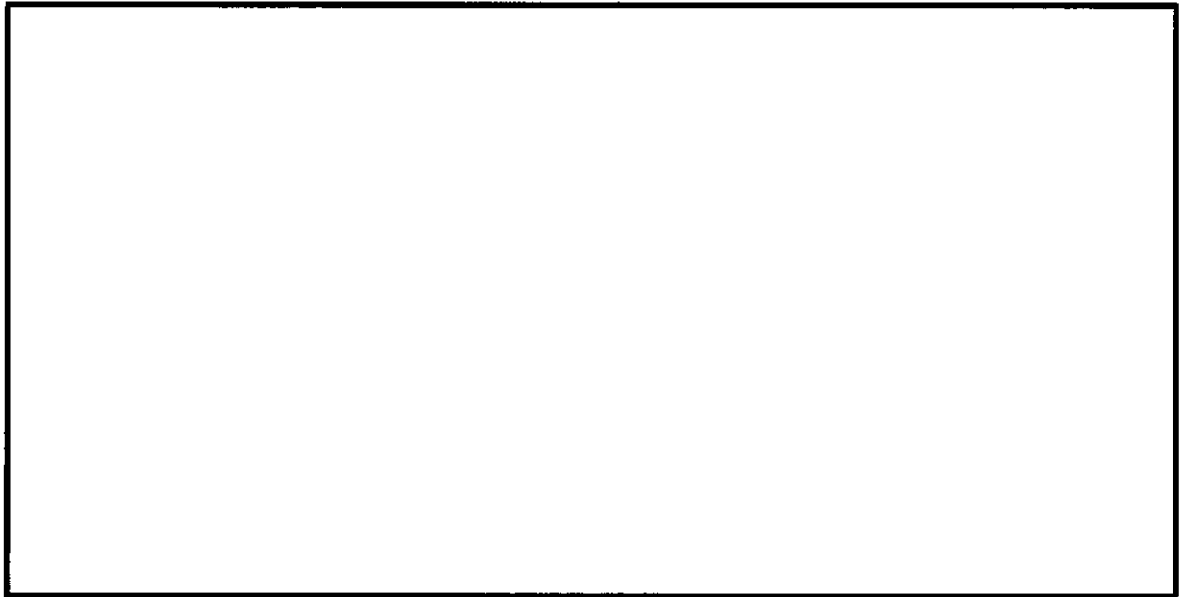


(軸力)

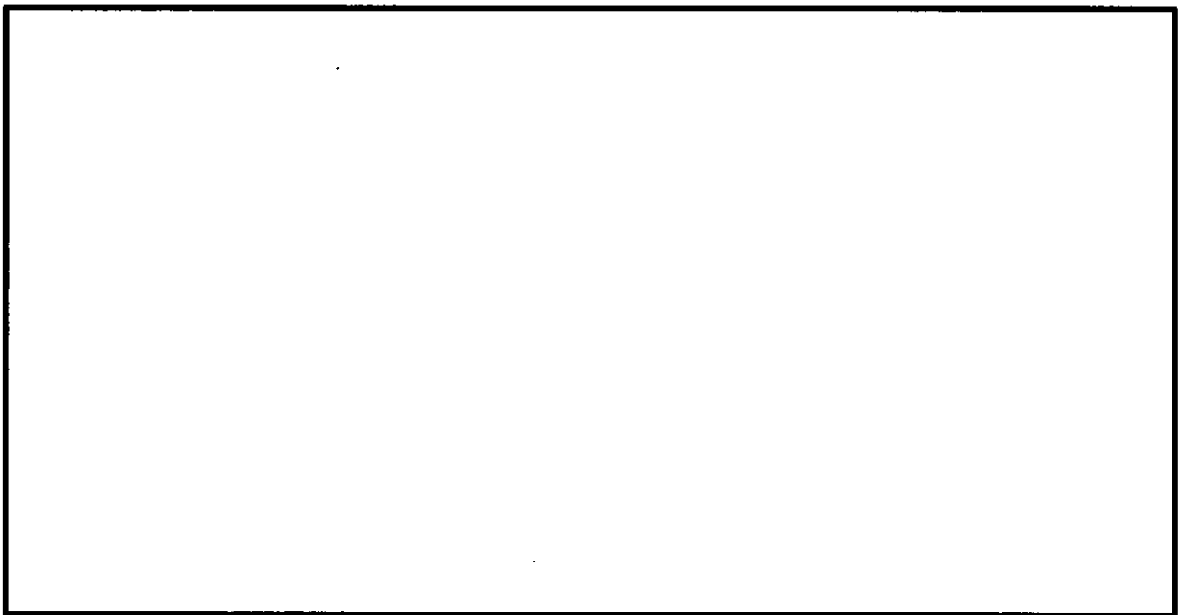


(面外せん断力)

図 6.2-17 (1) 断面力図 (その 1)
(重畳時：敷地に遡上する津波 地盤バネ 5)

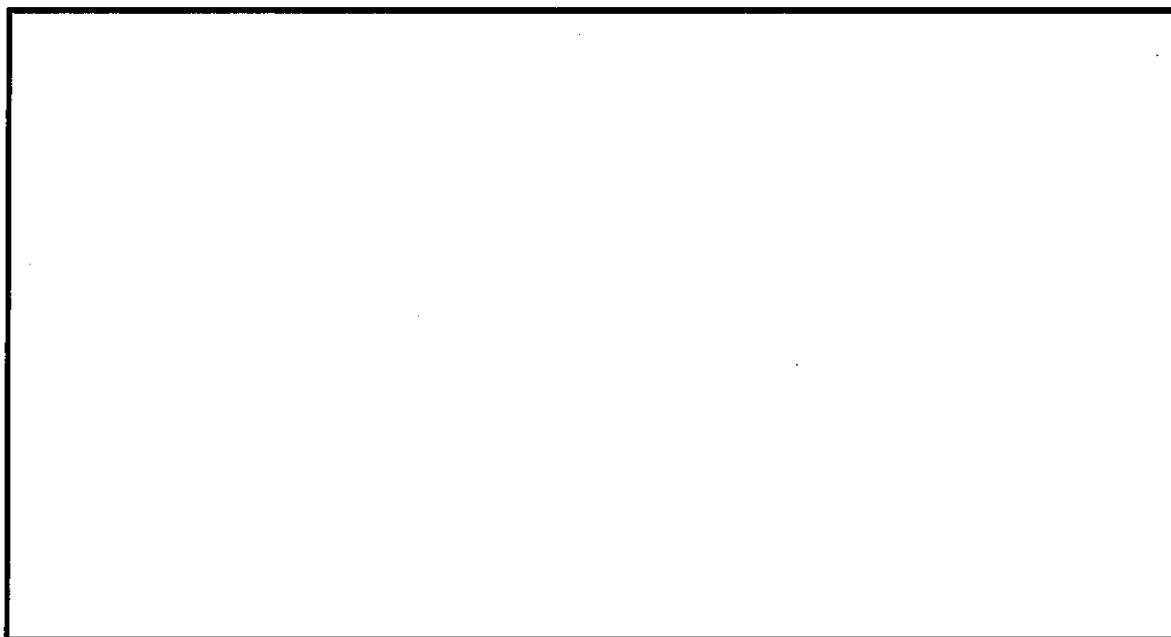


(面内せん断力)

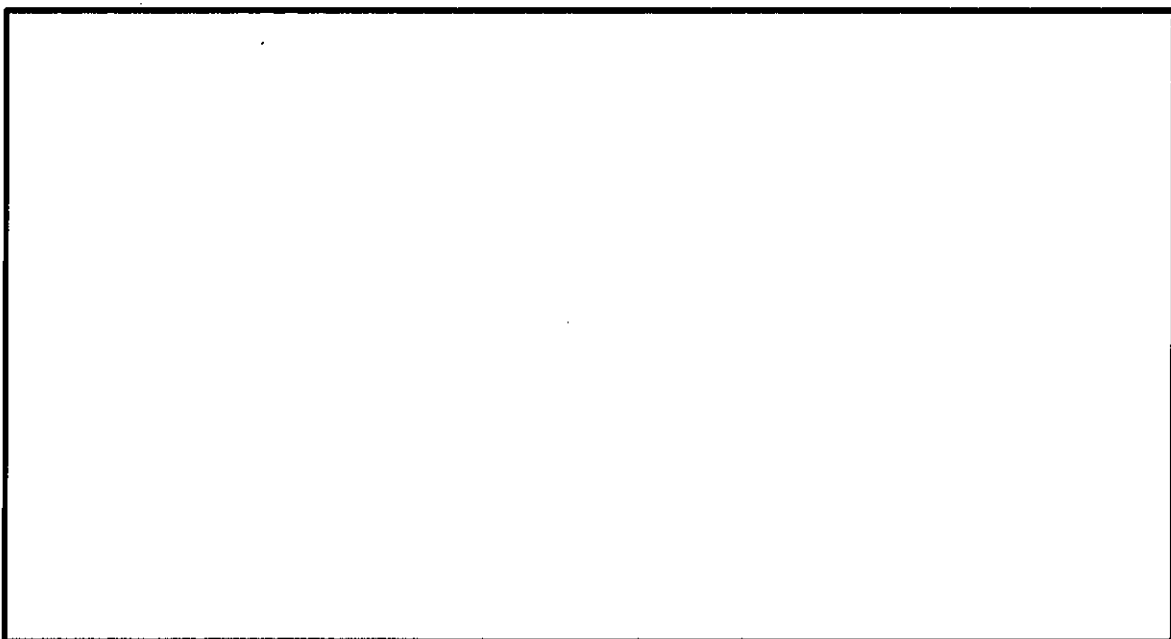


(ねじりモーメント)

図 6.2-17 (2) 断面力図 (その 2)
(重畳時：敷地に遡上する津波 地盤バネ 5)



(面外曲げモーメント)



(面内曲げモーメント)

図 6.2-17 (3) 断面力図 (その 3)
(重畳時：敷地に遡上する津波 地盤バネ 5)

(3) 部材照査

解析によって求められた断面力に対して、部材照査を行う。

主部材について、各荷重組合せ時の垂直応力度、合成応力度を算出し、許容値以下であることを確認する。

a. 外壁及び隔壁からなる主部材の評価結果

外壁及び隔壁からなる主部材の照査結果を表 6.2-12 に示す。

外壁及び隔壁からなる主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 6.2-12 外壁及び隔壁からなる主部材の照査結果

検討ケース	材質	応力成分	発生応力	許容限界	照査値*2
敷地に遡上する 津波時	SBHS700	直応力度 σ (N/mm ²)	433	697	0.62
	SBHS700	せん断応力度 τ (N/mm ²)	253	399.5	0.63
	SBHS500	合成応力度 k^* (—)	0.72	1.2	0.60

注記 *1: 合成応力度 $k = (\sigma/\sigma_s)^2 + (\tau/\tau_s)^2$

*2: 照査値は水平 2 方向及び鉛直方向地震力の独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法 (1.0 : 0.4 : 0.4) により算定

b. 補剛材

「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」（日本道路協会，平成 14 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。

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 14 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。

補剛材の例を図 6.2-18 に，主部材に対する補剛材の評価結果を表 6.2-13 に示す。

(a) 縦リブの必要断面積

$$A L_{\text{req}} = b \cdot t / (10 \cdot n)$$

(b) 縦リブの必要剛度

$$I L_{\text{req}} = b \cdot t^3 / 11 \cdot \gamma L_{\text{req}}$$

(c) 横リブの必要剛度

$$I c_{\text{req}} = (b \cdot t^3 / 11) \cdot (1 + n \cdot \gamma L_{\text{req}}) / (4 \cdot \alpha^3)$$

(d) 縦リブの必要剛度比

($\alpha \leq \alpha_0$ かつ横リブの剛度が $I c_{\text{req}}$ を満足する場合)

$$\gamma L_{\text{req}} = 4 \cdot \alpha^2 \cdot n \cdot (t_0 / t)^2 \cdot (1 + n \cdot \delta L) - (\alpha^2 + 1)^2 / n \quad (t \geq t_0)$$

$$\gamma L_{\text{req}} = 4 \cdot \alpha^2 \cdot n \cdot (1 + n \cdot \delta L) - (\alpha^2 + 1)^2 / n \quad (t < t_0)$$

(上記以外の場合)

$$\gamma L_{\text{req}} = \left[\left\{ 2 \cdot n^2 \cdot (t_0 / t)^2 \cdot (1 + n \cdot \delta L) - 1 \right\}^2 - 1 \right] / n \quad (t \geq t_0)$$

$$\gamma L_{\text{req}} = \left[\left\{ 2 \cdot n^2 \cdot (1 + n \cdot \delta L) - 1 \right\}^2 - 1 \right] / n \quad (t < t_0)$$

ここで，

t : 補剛材の板厚 (mm)

b : 補剛材の全幅 (mm)

a : 横リブ間隔 (mm)

n : パネルが縦リブによって区切られる数

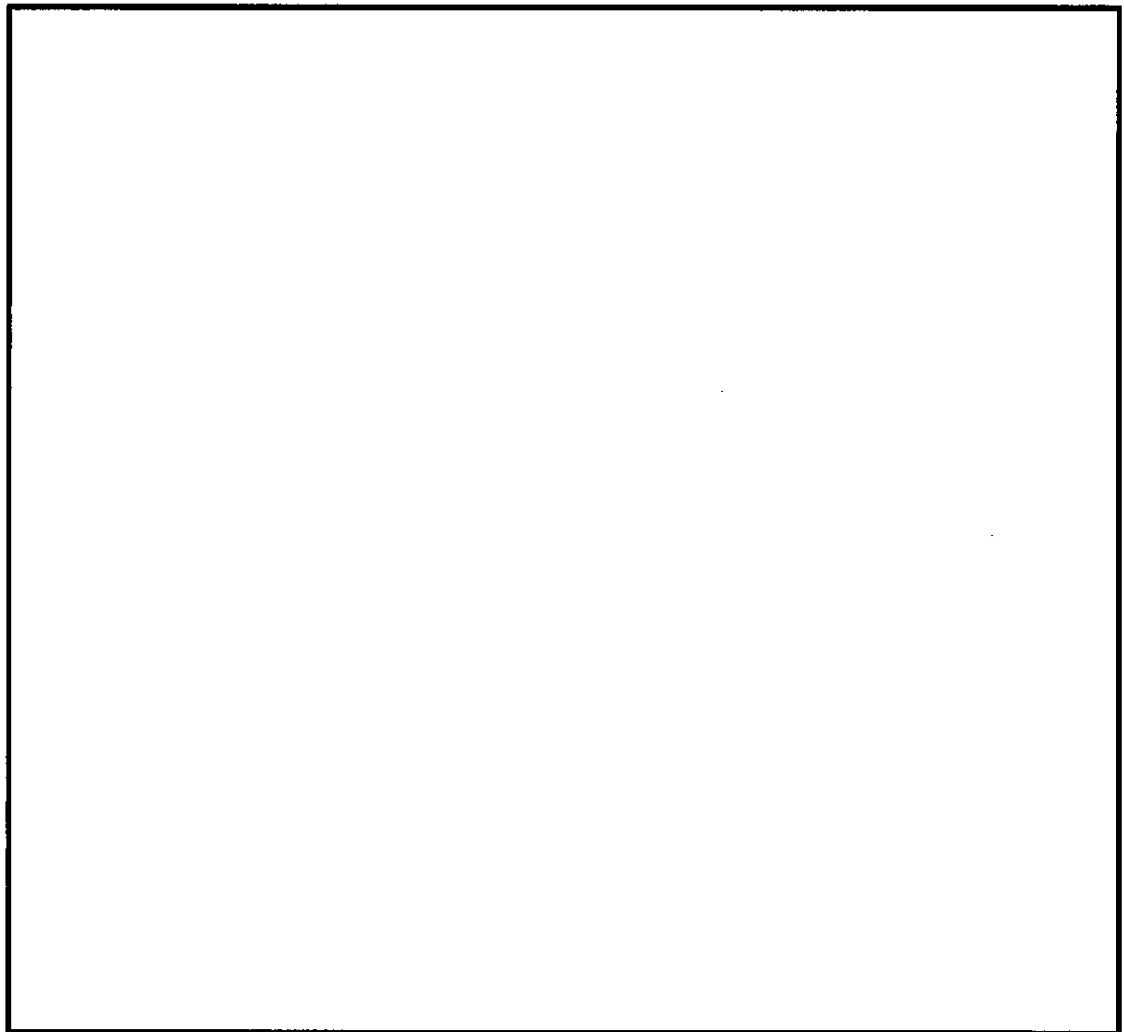
α : 補剛材の縦横寸法比

α_0 : 限界縦横寸法比

δL : 縦リブ 1 個の断面積比

γL : 縦リブの剛比

- t_0 : 「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」表-4.2.6 に示す板厚（mm）
f : 応力勾配による係数（= 1）
AL : 縦リブ 1 本の断面積（mm²）
IL : 縦リブ 1 本の断面 2 次モーメント（mm⁴）
I_c : 横リブ 1 本の断面 2 次モーメント（mm⁴）



（A－A断面図）

図 6.2－18 補剛材の一例

表 6.2-13 (1) 補剛材の評価結果 (その 1)

主部材			補剛材		
部位	材質	板厚 (mm)	成分	必要量	配置量*
Z0-Z1	SBHS700	65	断面積 (cm ²)	31.42	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	18506	37137
Z0-Z1	SBHS500	60	断面積 (cm ²)	29.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	10129	37137
Z0-Z1	SBHS500	40	断面積 (cm ²)	19.33	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14583	37137
Z0-Z1	SBHS500	30	断面積 (cm ²)	14.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	14106	37137
Z0-Z1	SBHS500	25	断面積 (cm ²)	12.08	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	12879	37137
Z1-Z2	SBHS700	65	断面積 (cm ²)	35.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	26483	37137
Z1-Z2	SBHS700	60	断面積 (cm ²)	33.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	27226	37137
Z1-Z2	SBHS500	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	17224	37137
Z1-Z2	SBHS700	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	17048	37137
Z1-Z2	SBHS500	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	10717	37137
Z2-Z3	SBHS500	60	断面積 (cm ²)	33.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	15895	37137
Z2-Z3	SBHS700	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	25715	37137
Z2-Z3	SBHS500	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	15771	37137
Z2-Z3	SBHS500	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	10717	37137
Z3-Z4	SBHS700	40	断面積 (cm ²)	22.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	25715	37137
Z3-Z4	SBHS700	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	20475	37137

注記 * : 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査による評価結果

表 6.2-13 (2) 補剛材の評価結果 (その2)

主部材			補剛材		
部位	材質	板厚 (mm)	成分	必要量	配置量*
Z3-Z4	SBHS700	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	12879	37137
Z4-Z5	SBHS700	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	21515	37137
Z4-Z5	SBHS700	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13481	37137
Z4-Z5	SBHS500	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	16529	37137
Z5-Z6	SBHS700	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	11155	37137
Z5-Z6	SBHS500	30	断面積 (cm ²)	16.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	19971	37137
Z5-Z6	SBHS500	25	断面積 (cm ²)	13.75	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13481	37137
Z6-Z7	SBHS700	20	断面積 (cm ²)	10.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	8883	37137
Z6-Z7	SBHS500	30	断面積 (cm ²)	15.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	15487	37137
Z6-Z7	SBHS500	25	断面積 (cm ²)	12.50	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	15480	37137
Z6-Z7	SBHS500	20	断面積 (cm ²)	10.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	7354	37137
Z6-Z7	SBHS500	16	断面積 (cm ²)	8.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	5161	37137
Z6-Z7	SM490Y	12	断面積 (cm ²)	6.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	1058	37137
Z7-Z8	SBHS700	20	断面積 (cm ²)	10.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	8883	37137
Z7-Z8	SBHS500	16	断面積 (cm ²)	8.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	4272	37137
Z7-Z8	SM570	16	断面積 (cm ²)	8.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	5161	37137

注記 * : 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査による評価結果

表 6.2-13 (3) 補剛材の評価結果 (その3)

主部材			補剛材		
部位	材質	板厚 (mm)	成分	必要量	配置量*
Z7-Z8	SM490Y	12	断面積 (cm ²)	6.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	1058	37137
Z8-Z9	SBHS500	20	断面積 (cm ²)	10.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	8883	37137
Z8-Z9	SBHS500	16	断面積 (cm ²)	8.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	4272	37137
Z8-Z9	SM570	16	断面積 (cm ²)	8.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	5161	37137
Z8-Z9	SM490Y	16	断面積 (cm ²)	8.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	4272	37137
Z8-Z9	SM490Y	12	断面積 (cm ²)	6.00	108.80
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	1058	37137

注記 * : 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時加振による同時刻の断面力の組合せを用いた照査による評価結果

6.2.5 鋼製防護壁（接合部）

(1) 強度評価に用いる断面力

接合部の強度評価に用いる断面力は、鋼製防護壁の3次元フレーム解析結果から抽出する。接合部の強度評価に用いる断面力を表 6.2-14 に示す。断面力の概念図を図 6.2-19 に示す。

表 6.2-14 接合部の強度評価に用いる断面力

基礎	荷重ケース	津波の種類	地盤バネ	堤軸方向 (①-①断面)			堤軸直交方向 (北基礎②-②断面, 南基礎③-③断面)			トルク (kN・m)
				曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)	曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)	
南基礎	重畳時	敷地に遡上する津波	地盤バネ 3	-299108	73436	37390	1394787	50273	215083	1959891
			地盤バネ 4	-331539	79211	81710	1421203	58759	214912	2503402
			地盤バネ 5	-330809	79372	83064	1414710	68952	214909	2505250
北基礎	重畳時	敷地に遡上する津波	地盤バネ 3	248793	58164	-9062	1333035	58164	203461	-1563511
			地盤バネ 4	586363	49534	-70625	1075397	49678	161908	-1066398
			地盤バネ 5	597576	49373	-71979	1069921	49373	161911	-1067551

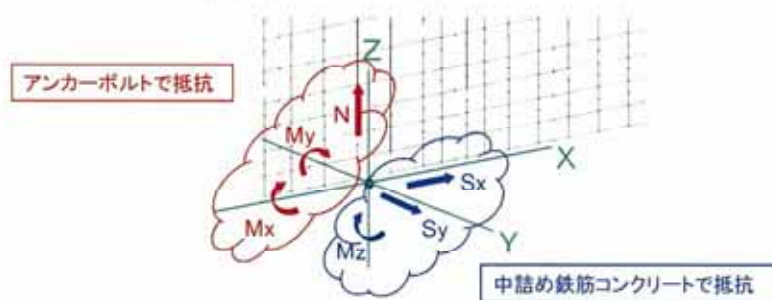


図 6.2-19 断面力の概念図

(2) アンカーボルトの評価結果

アンカーボルトの評価結果を表 6.2-15 に、アンカーボルトの仕様を図 6.2-20 に示す。
配置と仕様を図 6.2-24 (1) に示す。

表 6.2-15 アンカーボルトの照査結果

断面	基礎	津波の種類	解析 ケース	断面力		アンカーボルト		
				曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	引張応力度 (N/mm ²)		照査値*
						発生応力	短期許容 応力度	
①-①断面	南基礎	敷地に遡上 する津波	地盤バネ 3	-299108	73436	10	355	0.03
			地盤バネ 4	-331539	79211	12	355	0.04
			地盤バネ 5	-330809	79372	12	355	0.04
	北基礎	敷地に遡上 する津波	地盤バネ 3	248793	58164	10	355	0.03
			地盤バネ 4	586363	49534	70	355	0.20
			地盤バネ 5	597576	49373	72	355	0.21
②-②断面	北基礎	敷地に遡上 する津波	地盤バネ 3	1333035	58164	188	355	0.53
			地盤バネ 4	1075397	49678	150	355	0.43
			地盤バネ 5	1069921	49373	149	355	0.43
③-③断面	南基礎	敷地に遡上 する津波	地盤バネ 3	1394787	50273	205	355	0.58
			地盤バネ 4	1421203	58759	203	355	0.58
			地盤バネ 5	1414710	68952	195	355	0.55

注記 * : 照査値は水平 2 方向及び鉛直方向地震力の独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法
(1.0 : 0.4 : 0.4) により算定

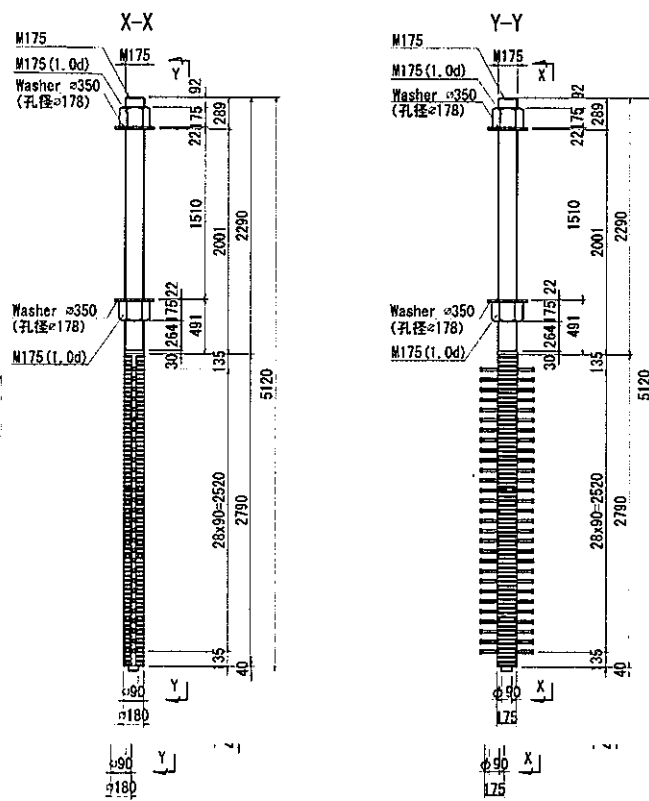


図 6.2-20 アンカーボルトの仕様

(3) アンカーボルトの定着長

アンカーボルトの定着長を表 6.2-16 に示す。

表 6.2-16 アンカーボルトの定着長

定着長 (cm)	必要定着長 (cm)	照査値*
270.0	236.9	0.88

注記 * : 照査値は水平 2 方向及び鉛直方向地震力の独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法 (1.0 : 0.4 : 0.4) により算定

(4) アンカーボルトのコーンせん断

アンカーボルトのコーンせん断に対する評価結果を表 6.2-17 に示す。

表 6.2-17 アンカーボルトのコーンせん断

基礎	定着部の コーンせん断に 対する 許容限界 (N/mm ²)	コンクリート 強度で 決まる コーン せん断力強度 (N/mm ²)	鉄筋補強 による コーンせん断力 強度の増加 (N/mm ²)	必要 鉄筋量 (mm ² /m ²)	配置 鉄筋量 4-D25@ 300 (mm ² /m ²)	照査値
南基礎	1.082	0.825	0.695	2230	6756	0.34
北基礎	0.994	0.825	0.582	1940	6756	0.29

注記 * : 照査値は 3 方向独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法 (1.0 : 0.4 : 0.4) により算定

(5) 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力

頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する評価結果を表 6.2-18 に示す。

表 6.2-18 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する照査結果

基礎	部位	設計 せん断力 (kN)	必要 鉄筋量 (mm ²)	配置 鉄筋	配置 鉄筋量 (mm ²)	照査値
南基礎	頂版鉄筋コンクリート	215083	8090	10-D38 13-D25	17987	0.45
	中詰め鉄筋コンクリート	215083	10793	14-D35	13392	0.81
北基礎	頂版鉄筋コンクリート	203461	7462	10-D38 13-D25	17987	0.42
	中詰め鉄筋コンクリート	203461	10019	14-D35	13392	0.75

注記 *1: 照査値は3方向独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法 (1.0:0.4:0.4) により算定

*2: 平成30年10月18日付け原規規発第1810181号にて認可された工事計画の補足説明資料「6.1.2 鋼製防護壁の接合部アンカーに関する補足説明」において実施した3次元解析の結果を反映して安全余裕を高める目的で鉄筋量を増加。

(6) 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメント

頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する評価結果を表 6.2-19 に示す。

表 6.2-19 頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対する照査結果

基礎	部位	設計 水平回転 モーメント (kN・m)	水平鉄筋				鉛直鉄筋			
			配置 鉄筋	発生応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値*	配置 鉄筋	発生応力 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	照査値*
南 基 礎	頂版鉄筋 コンクリート	2505250	2-D38@200 2-D35@200 2-D25@200	266	478.5	0.56	9-D51	91	478.5	0.20
	中詰め鉄筋 コンクリート	2505250	7-D38@200	377	478.5	0.79	7-D51	217	478.5	0.46
北 基 礎	頂版鉄筋 コンクリート	1563511	2-D38@200 2-D35@200 2-D25@200	166	478.5	0.35	9-D51	57	478.5	0.12
	中詰め鉄筋 コンクリート	1563511	7-D38@200	235	478.5	0.50	7-D51	135	478.5	0.29

注記 *：照査値は3方向独立載荷による最大断面力に対する組合せ係数法（1.0：0.4：0.4）により算定

(7) 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻の接合部の評価結果

中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻とは、鋼殻側にずれ止めのためのスタッドを配置し一体化する。南北基礎の各断面力成分が最大値をとる時刻の発生断面力の足し合わせを設計断面力として必要スタッド量を算定した。評価結果を表 6.2-20 に、スタッドの仕様及び配置図を図 6.2-21 に示す。

表 6.2-20 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻の一体化のためのスタッドの検討結果

部位	面外 せん断力 (kN)	面内 せん断力 (kN)	水平回転 モーメント (kN・m)	面外回転 モーメント (kN・m)	面内回転 モーメント (kN・m)	必要 スタッド量
南北面	214909	35839	2505250	1414711	179684	115 mm 格子
東西面	214909	35839	2505250	1414711	179684	145 mm 格子

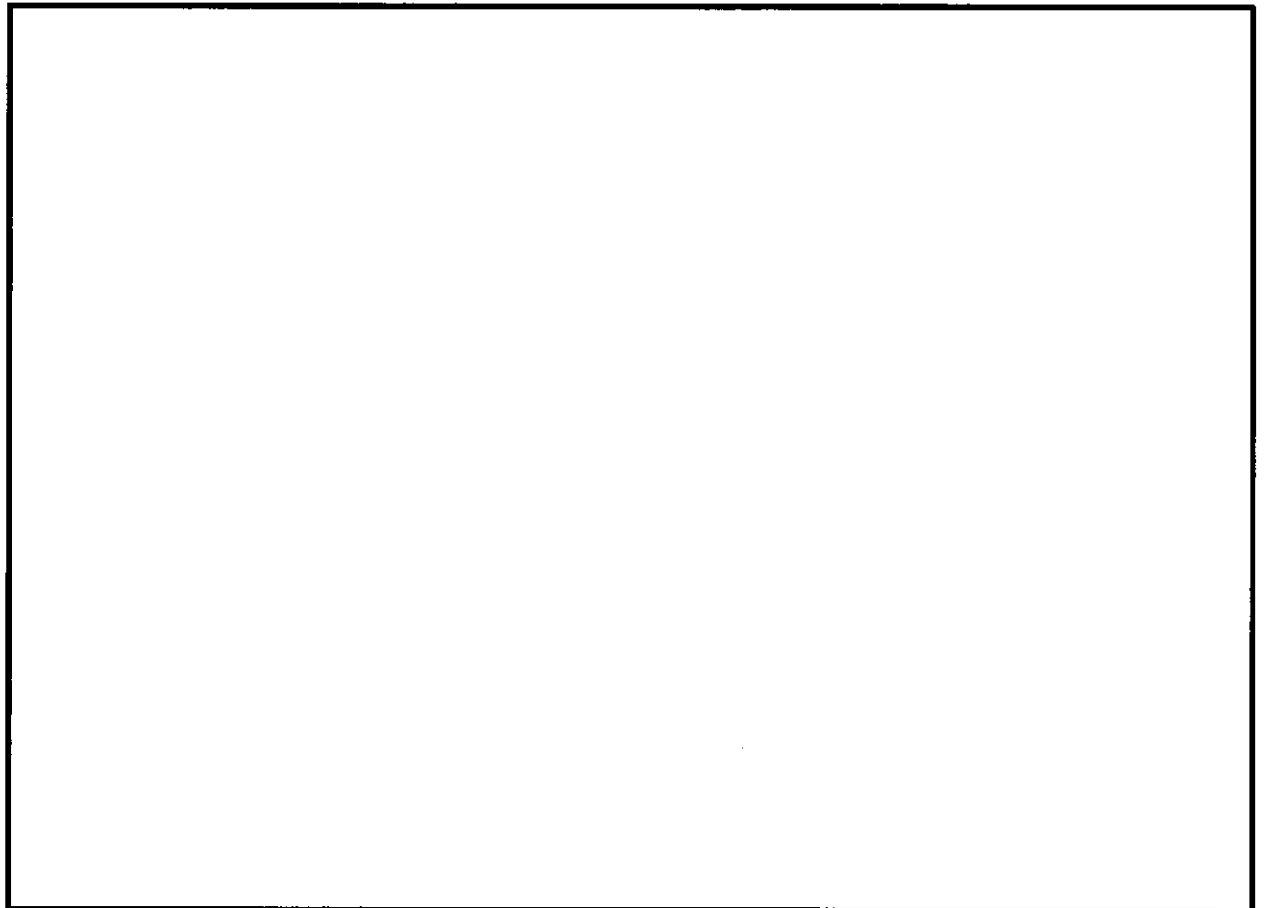


図 6.2-21 スタッドの仕様及び配置図

- (8) アンカーボルトの配置，頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの概略配筋図

アンカーボルトの配置，頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートの概略配筋図を図 6.2-22 に示す。

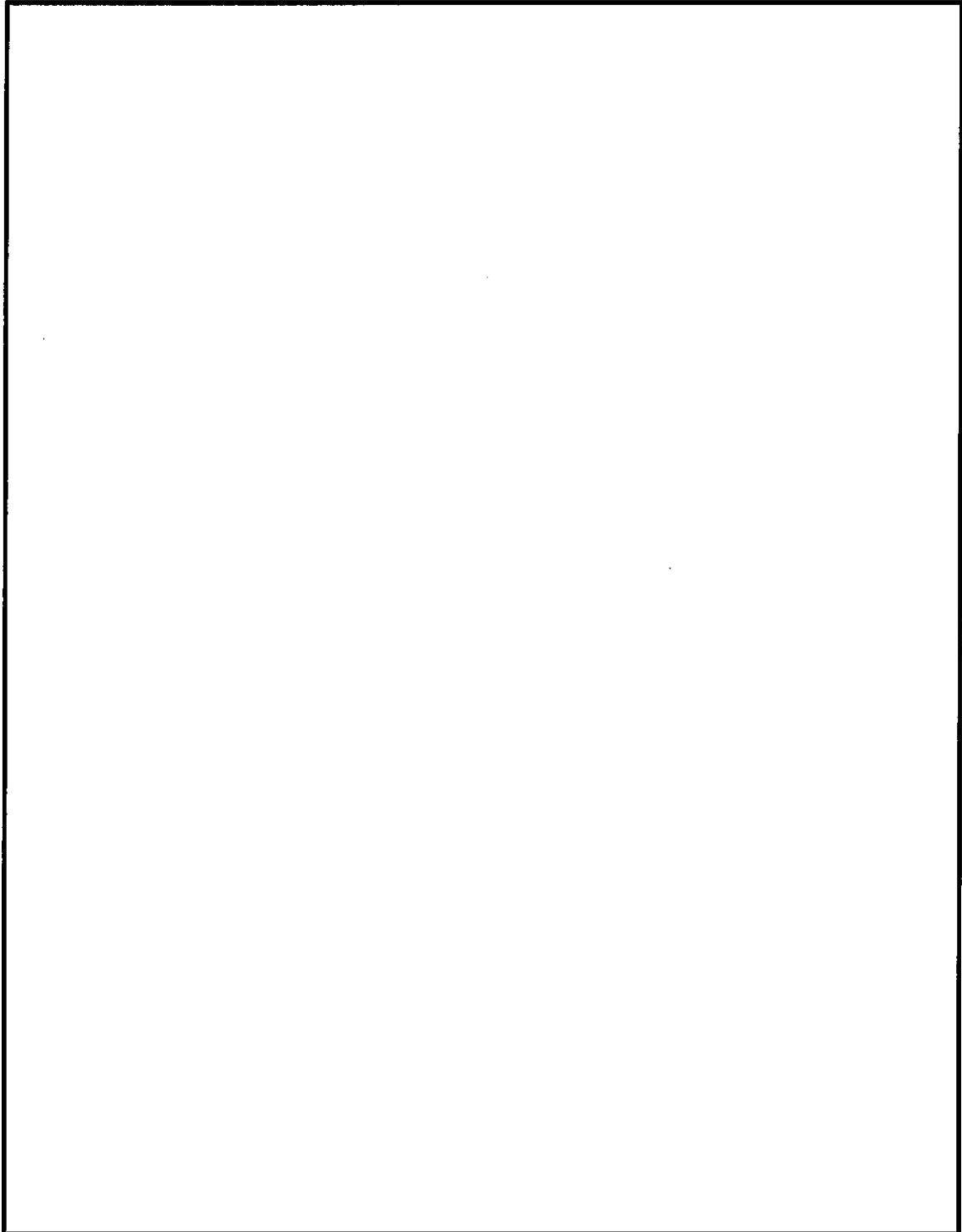


図 6.2-22 (1) アンカーボルトの配置，頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図

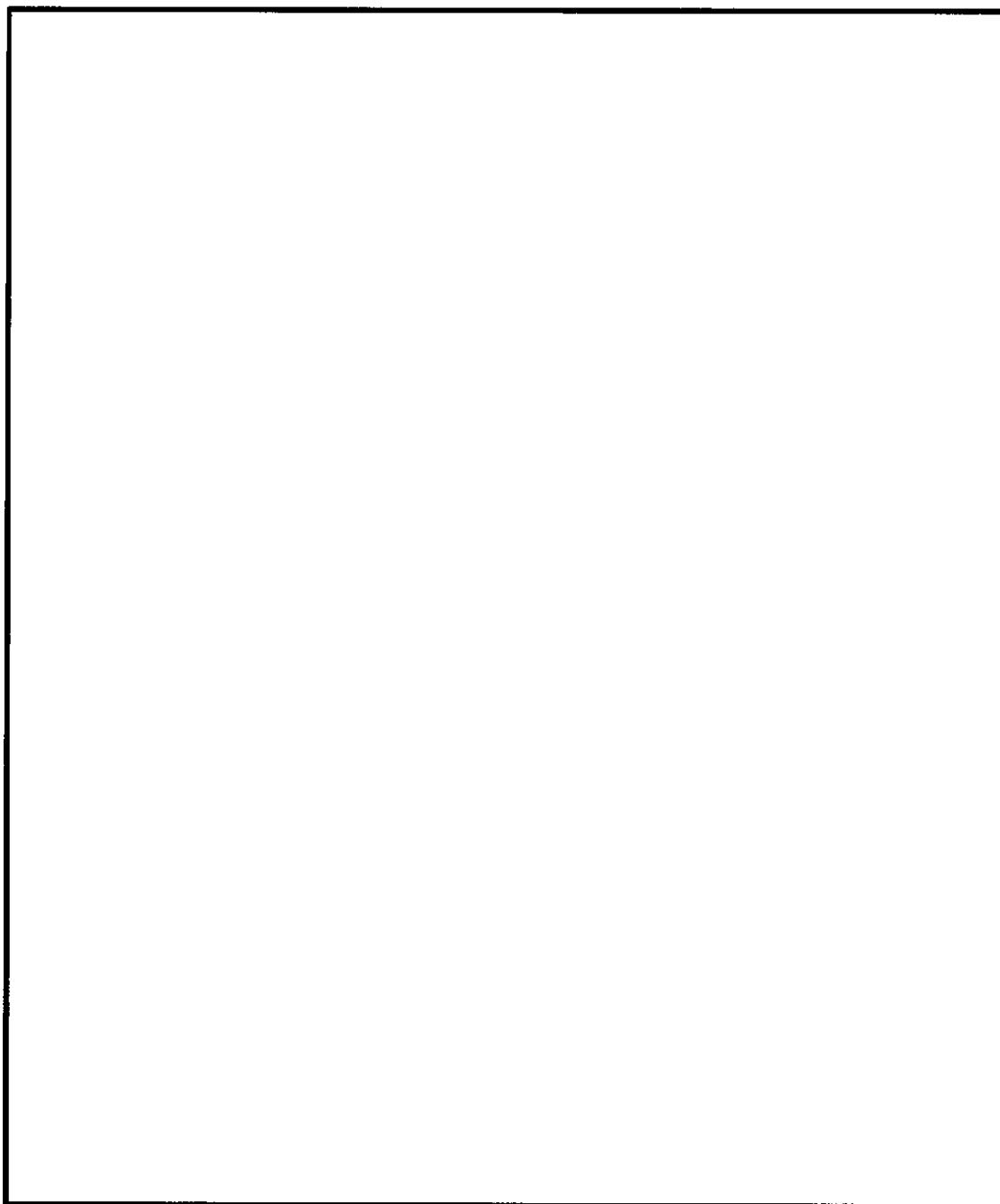


図 6.2-22 (2) 中詰め鉄筋コンクリートの概略配筋図

(9) 鋼製防護壁（接合部）の設計の妥当性について

鋼製防護壁（接合部）におけるアンカーボルト，頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの設計の妥当性については，平成 30 年 10 月 18 日付け原規規発第 1810181 号にて認可された工事計画の補足説明資料「6.1.2 鋼製防護壁の接合部アンカーに関する補足説明」の 3 次元解析による。

6.2.6 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

(1) 基礎地盤の支持性能評価

支持性能評価結果を表 6.2-21 に、基礎地盤の接地圧分布を図 6.2-23 に示す。

鋼製防護壁による最大接地圧は、南基礎において敷地に遡上する津波時の検討ケース③で 2472 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 5991 kN/m^2 以下である。また、北基礎において敷地に遡上する津波時の検討ケース③で 3630 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 6116 kN/m^2 以下である。

以上のことから、鋼製防護壁の基礎地盤は、重畳時に対し、支持性能を有することを確認した。

表 6.2-21 (1) 重畳時における基礎地盤の支持性能評価結果（南基礎）

検討ケース		最大接地圧 (kN/m^2)	極限支持力度 (kN/m^2)
基準津波	①	2132	5991
	②	2064	5991
	③	2144	5991
	④	2088	5991
	⑤	2150	5991
	⑥	2123	5991
敷地に遡上する津波	①	2444	5991
	②	2355	5991
	③	2472	5991
	④	2401	5991
	⑤	2466	5991
	⑥	2427	5991

注記 * : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

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

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 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 6.2-21 (2) 重畳時における基礎地盤の支持性能評価結果（北基礎）

検討ケース		最大接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)
基準津波	①	2902	6116
	②	2795	6116
	③	3034	6116
	④	2928	6116
	⑤	2976	6116
	⑥	2866	6116
敷地に遡上 する津波	①	3444	6116
	②	3283	6116
	③	3630	6116
	④	3480	6116
	⑤	3526	6116
	⑥	3377	6116

注記 * : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース

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

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 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

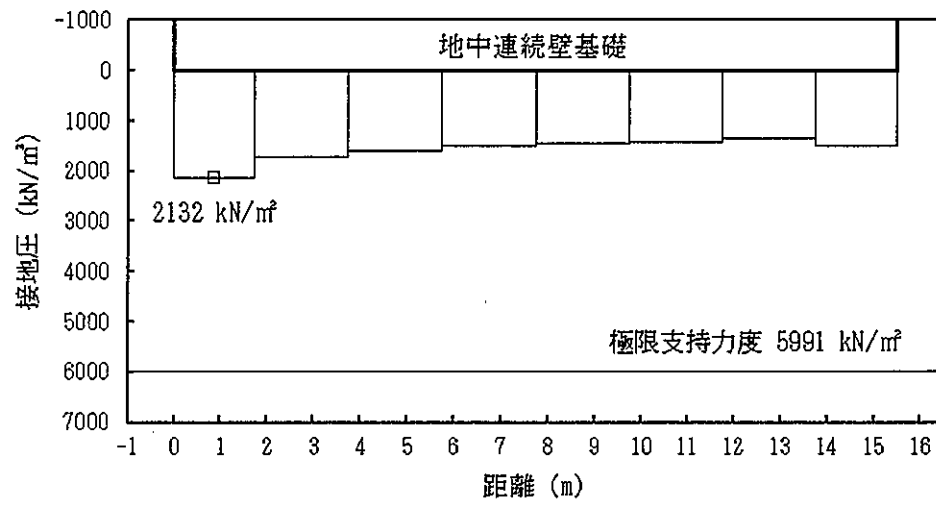


図 6.2-23 (1) 接地圧分布図 (③-③断面) (基準津波時)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

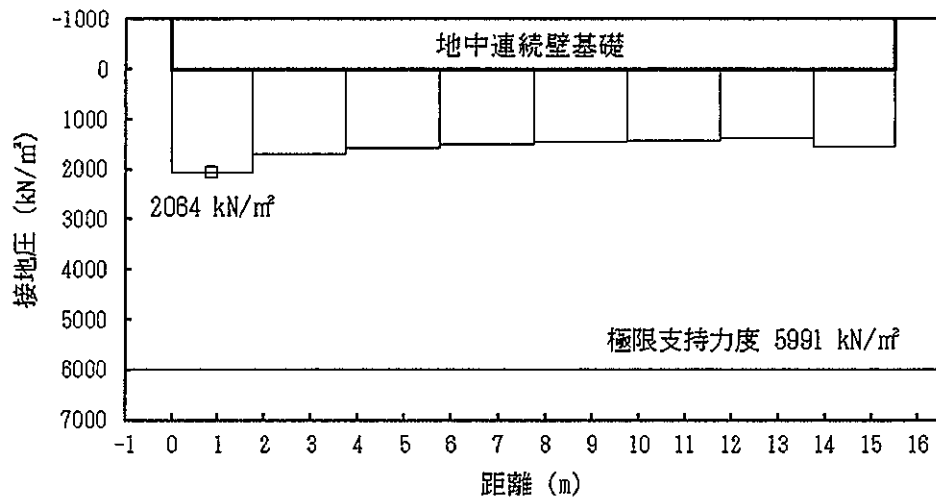


図 6.2-23 (2) 接地圧分布図 (③-③断面) (基準津波時)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

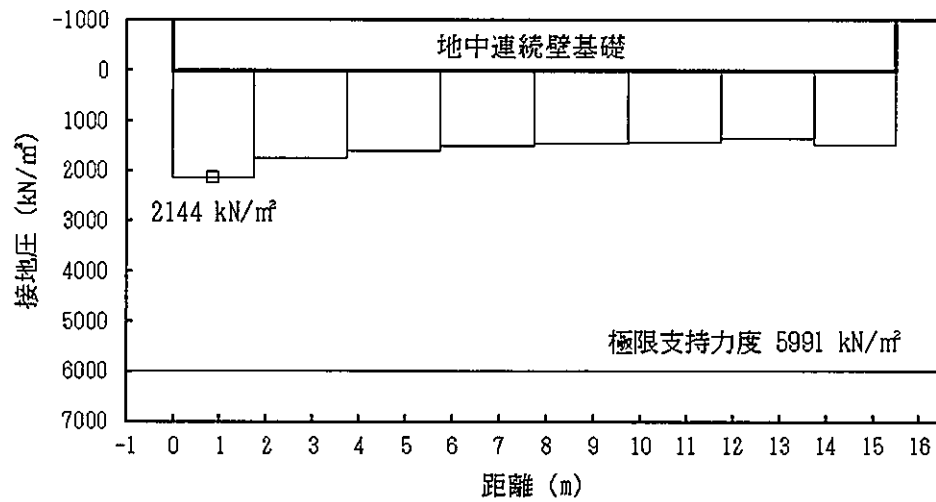


図 6.2-23 (3) 接地圧分布図 (③-③断面) (基準津波時)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

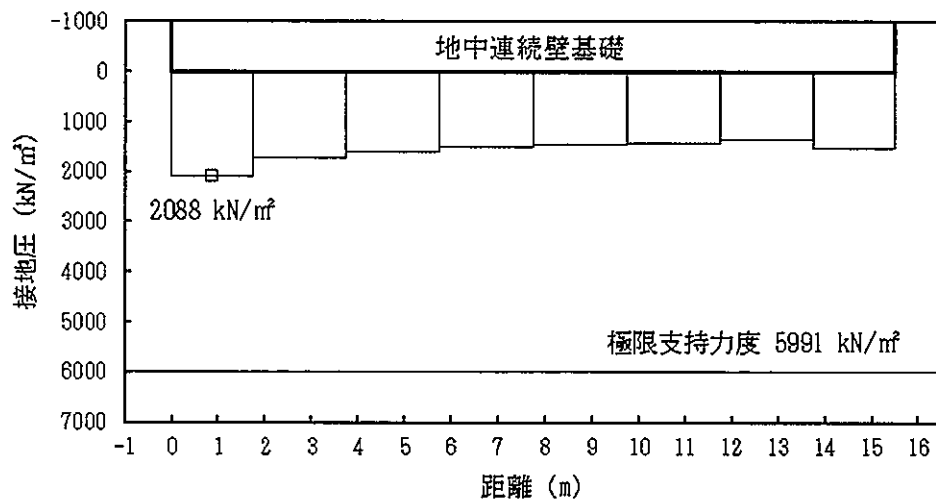


図 6.2-23 (4) 接地圧分布図 (③-③断面) (基準津波時)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

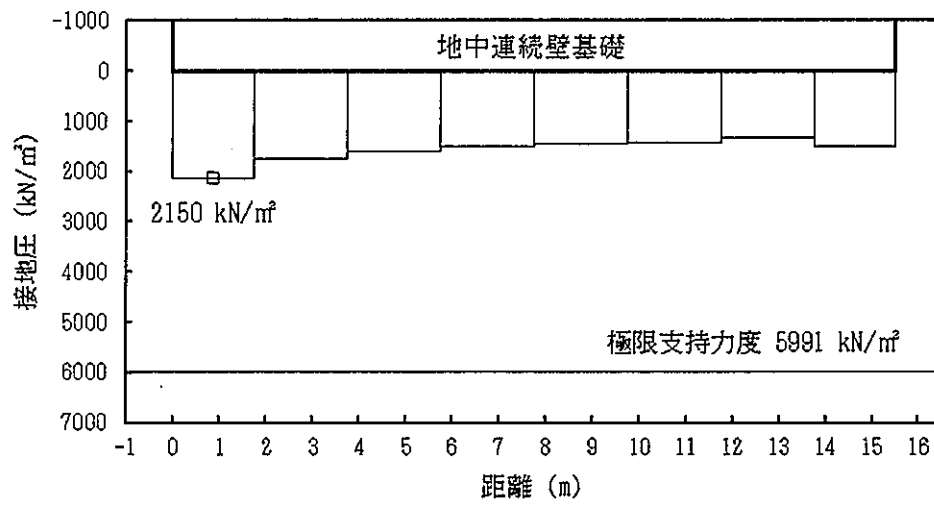


図 6.2-23 (5) 接地圧分布図 (③-③断面) (基準津波時)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

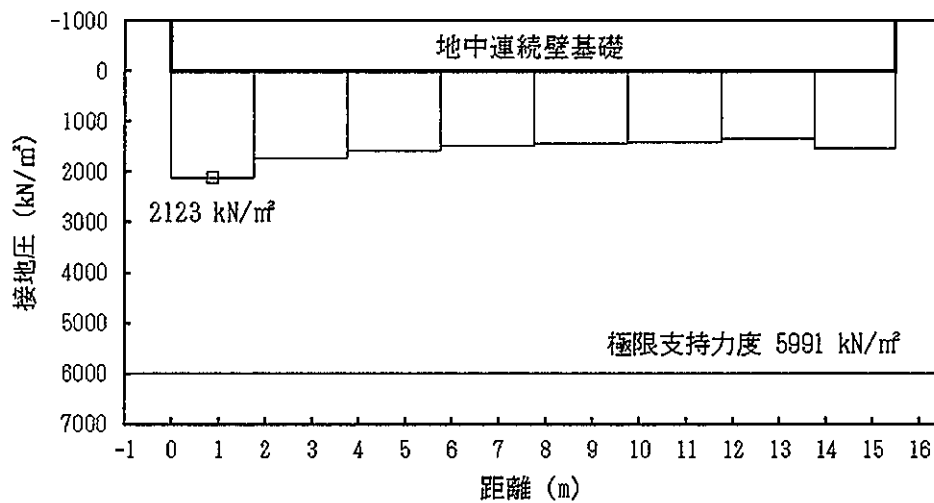


図 6.2-23 (6) 接地圧分布図 (③-③断面) (基準津波時)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

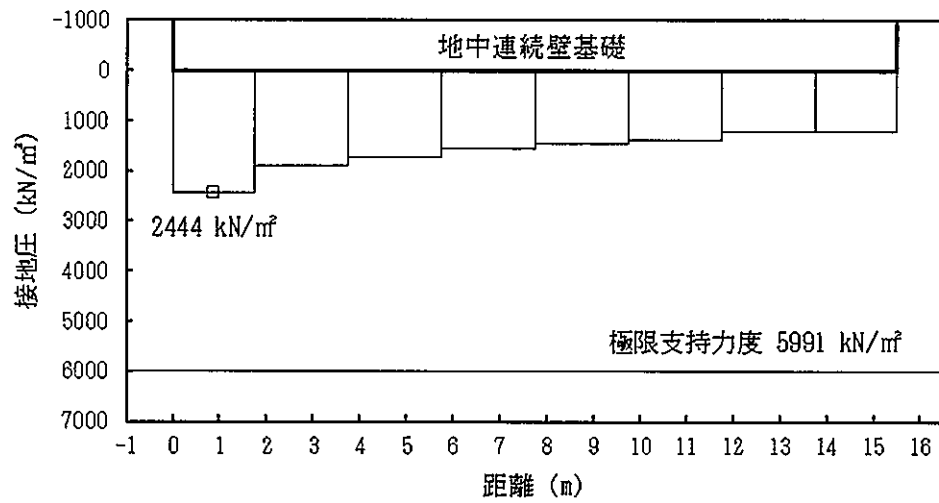


図 6.2-23 (7) 接地圧分布図 (③-③断面) (敷地に遡上する津波時)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

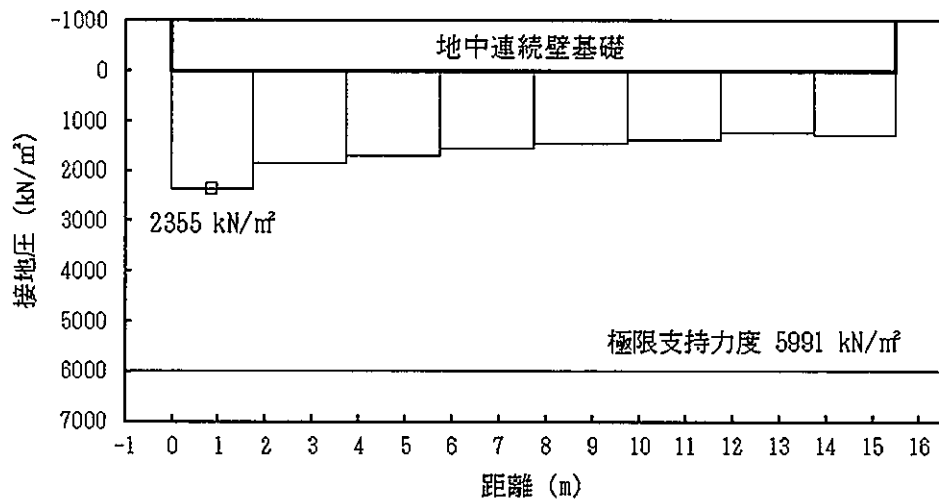


図 6.2-23 (8) 接地圧分布図 (③-③断面) (敷地に遡上する津波時)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

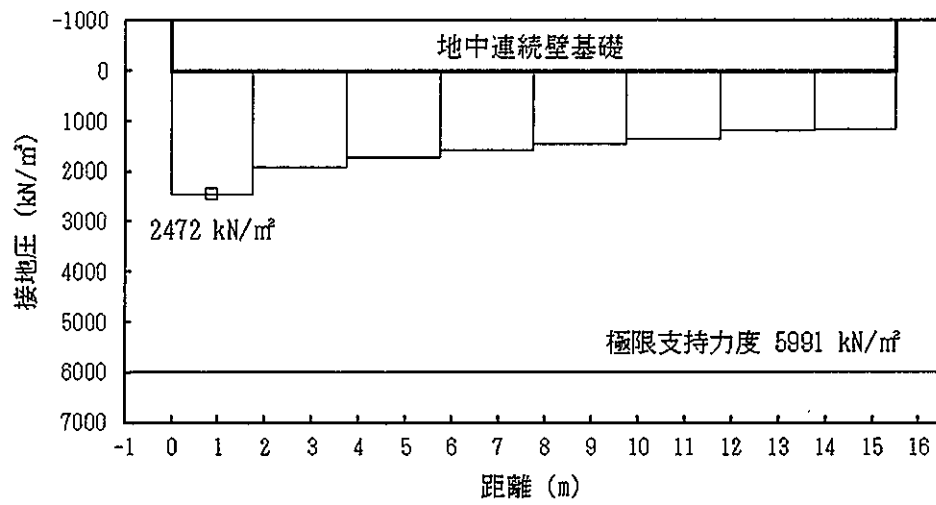


図 6.2-23 (9) 接地圧分布図 (③-③断面) (敷地に遡上する津波時)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

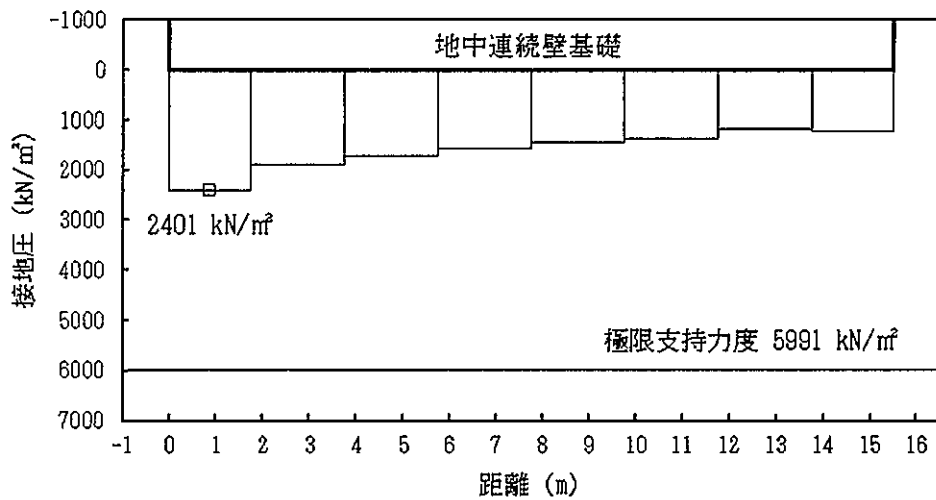


図 6.2-23 (10) 接地圧分布図 (③-③断面) (敷地に遡上する津波時)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

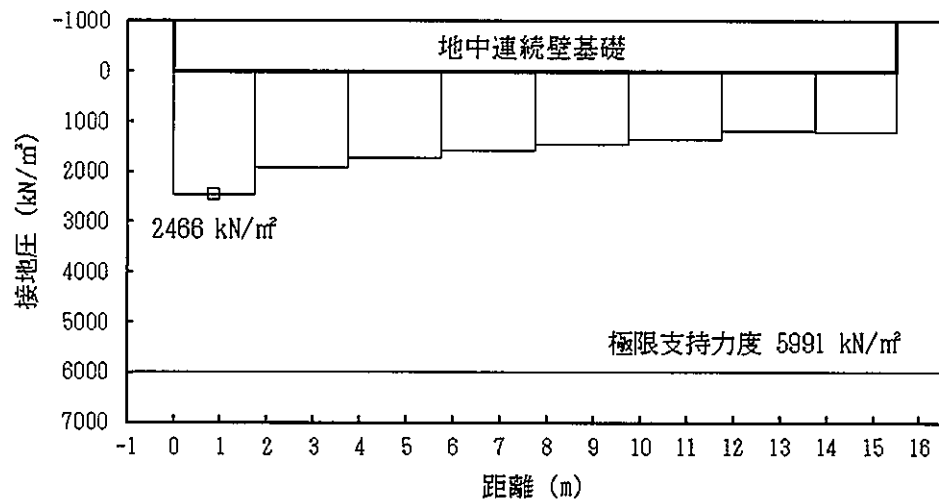


図 6.2-23 (11) 接地圧分布図 (③-③断面) (敷地に遡上する津波時)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

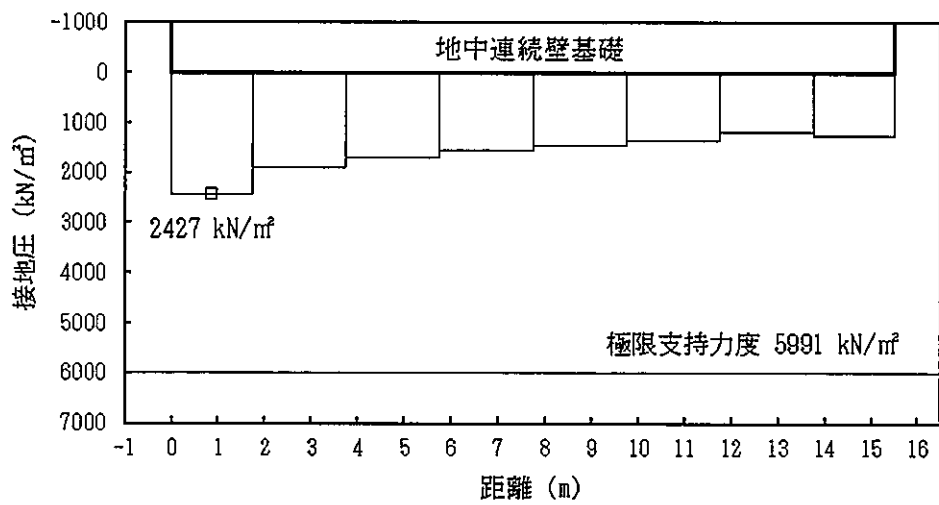


図 6.2-23 (12) 接地圧分布図 (③-③断面) (敷地に遡上する津波時)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

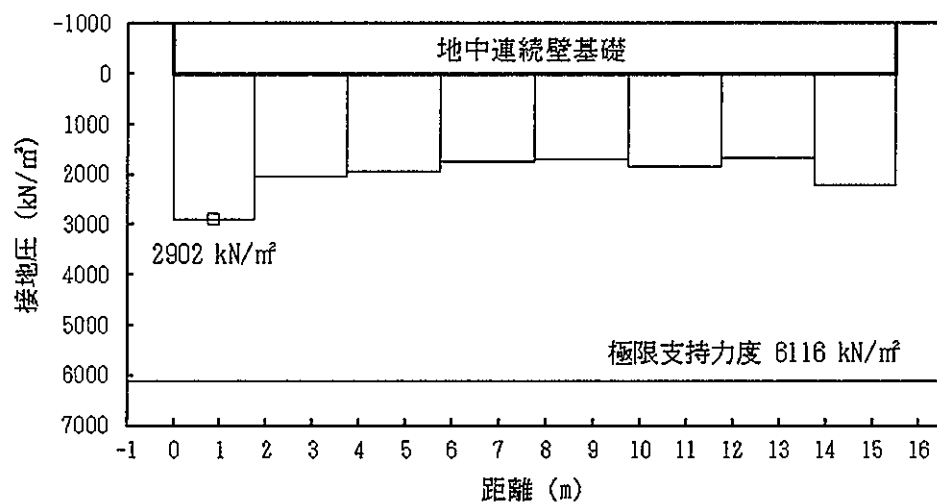


図 6.2-23 (13) 接地圧分布図 (②-②断面) (基準津波時)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

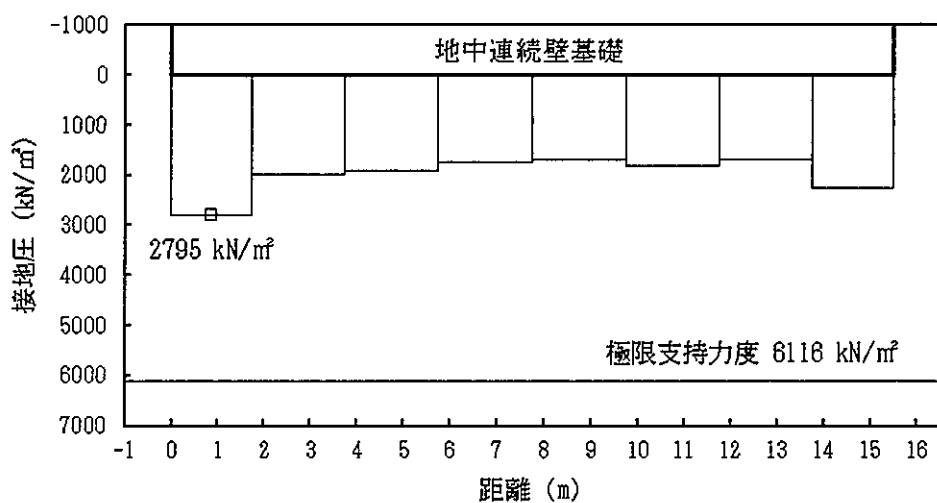


図 6.2-23 (14) 接地圧分布図 (②-②断面) (基準津波時)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

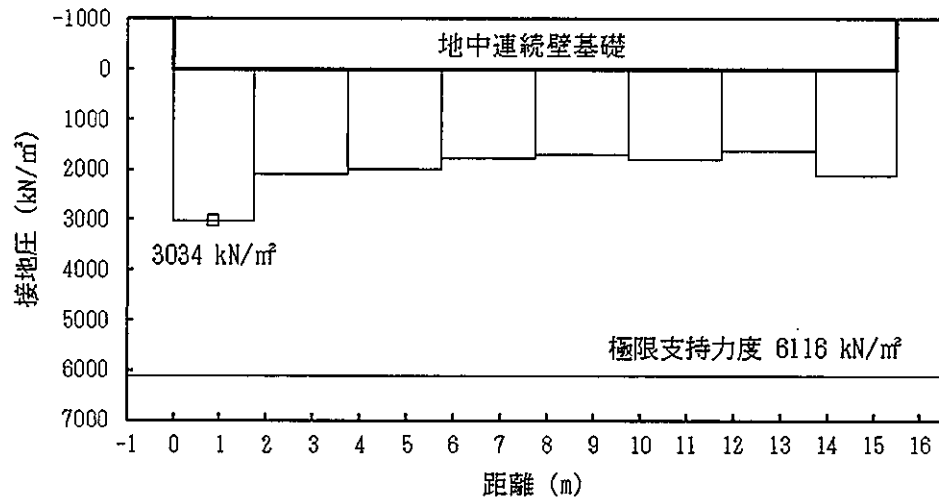


図 6.2-23 (15) 接地圧分布図 (②-②断面) (基準津波時)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

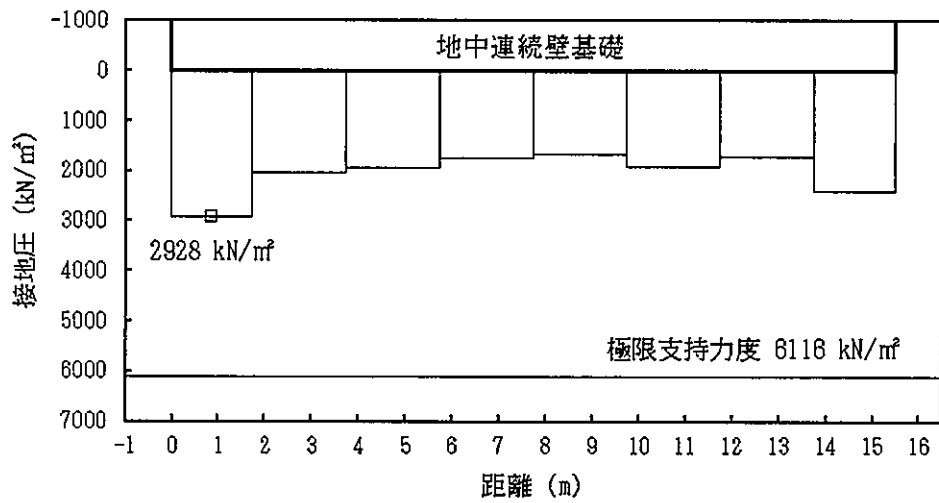


図 6.2-23 (16) 接地圧分布図 (②-②断面) (基準津波時)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

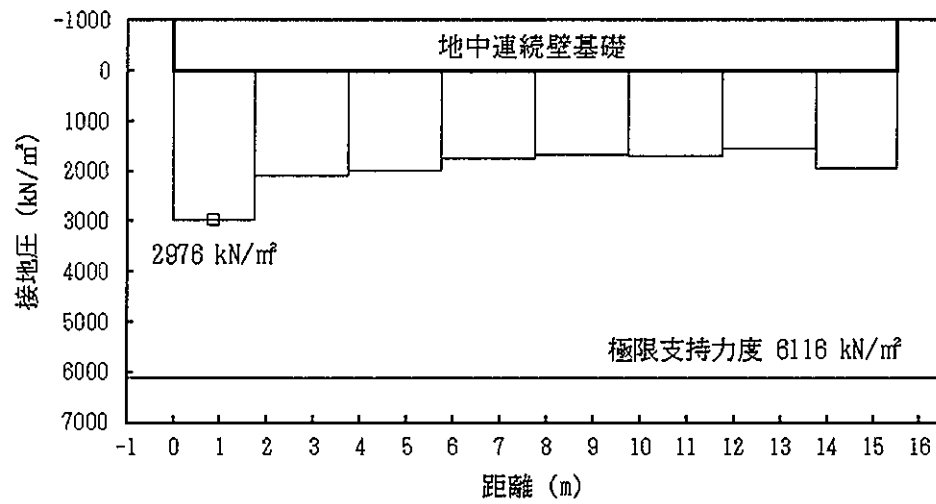


図 6.2-23 (17) 接地圧分布図 (②-②断面) (基準津波時)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

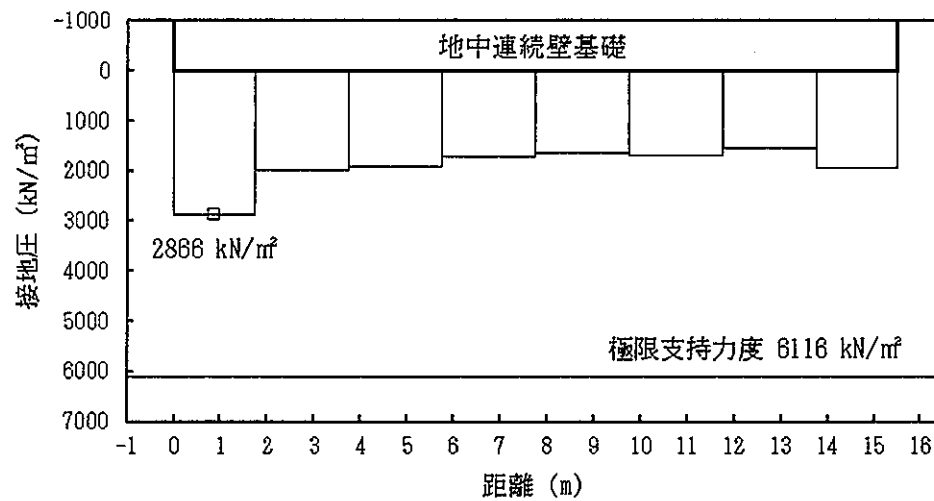


図 6.2-23 (18) 接地圧分布図 (②-②断面) (基準津波時)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

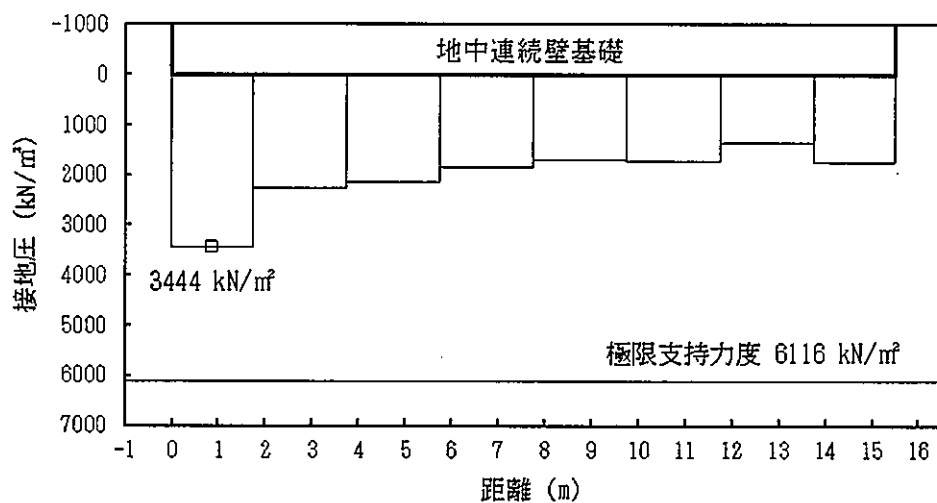


図 6.2-23 (19) 接地圧分布図 (②-②断面) (敷地に遡上する津波時)
(検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

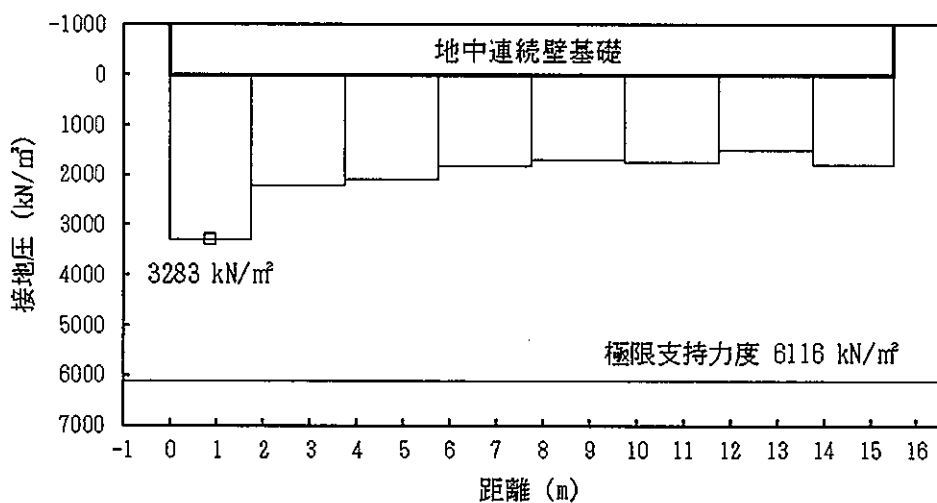


図 6.2-23 (20) 接地圧分布図 (②-②断面) (敷地に遡上する津波時)
(検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

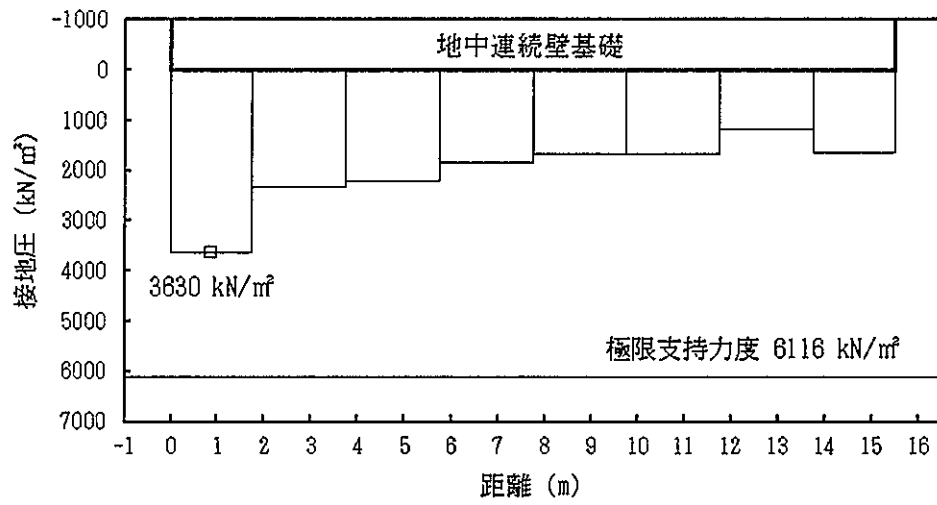


図 6.2-23 (21) 接地圧分布図 (②-②断面) (敷地に遡上する津波時)
(検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

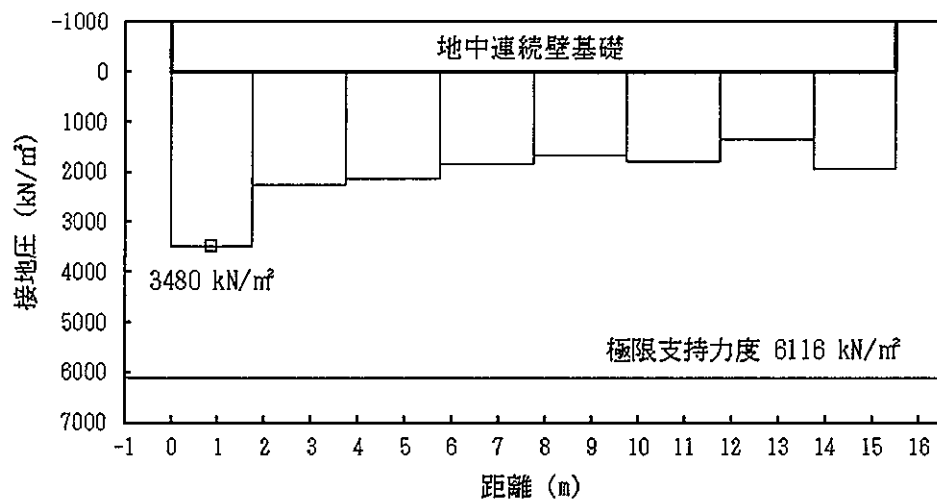


図 6.2-23 (22) 接地圧分布図 (②-②断面) (敷地に遡上する津波時)
(検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

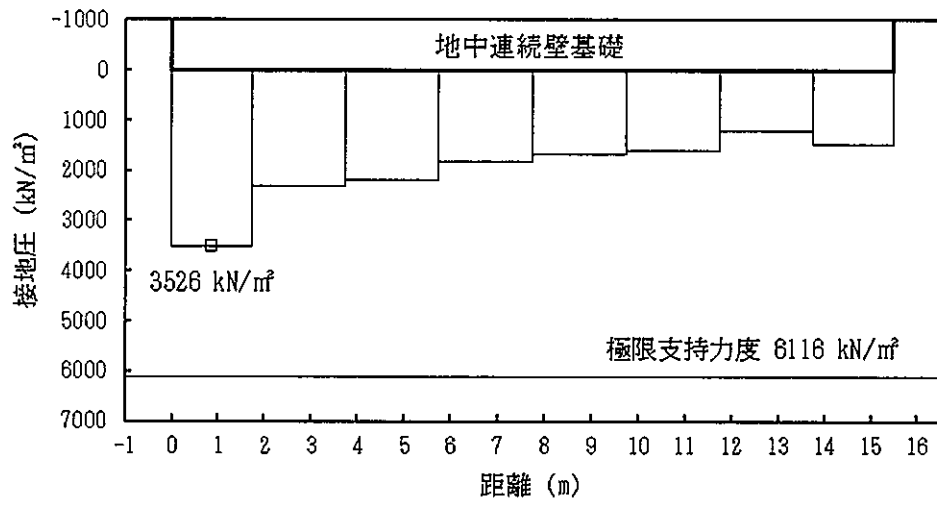


図 6.2-23 (23) 接地圧分布図 (②-②断面) (敷地に遡上する津波時)
(検討ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

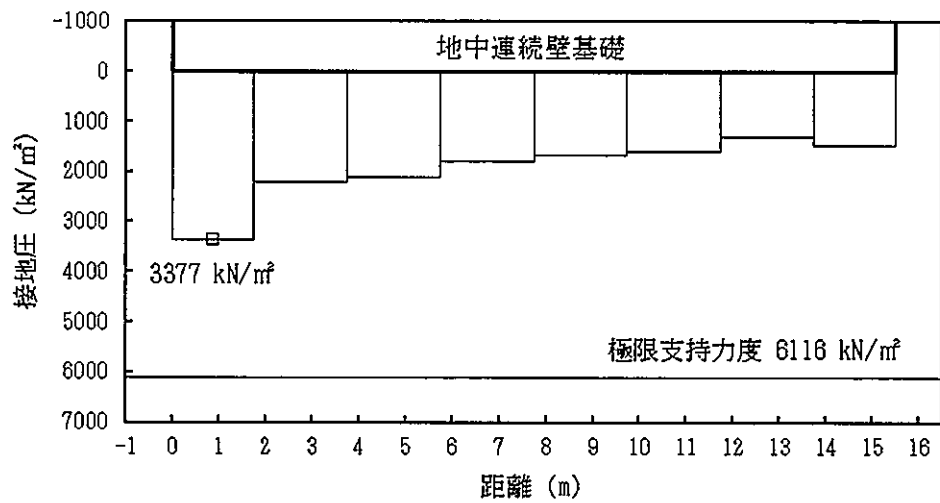


図 6.2-23 (24) 接地圧分布図 (②-②断面) (敷地に遡上する津波時)
(検討ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

(2) 北基礎における鉄筋の高止まりを考慮した無筋区間の支持性能評価

北基礎における鉄筋の高止まりにより想定される無筋区間（図 3.2-4 参照）は、基礎地盤である久米層と地中連続壁の間（T.P. -55.3m ～ -56m）に位置しており、地中連続壁からの荷重を久米層に伝達する機能（支持性能）を有している。

本項では、当該無筋区間が引張応力により局所的に破壊するか否かを確認することにより、支持性能評価を実施する。

津波時及び重畳時の検討にて、地中連続壁基礎の梁要素に発生する曲げモーメントと軸力から、無筋区間が想定される部材断面位置に発生する引張応力を求め、図 6.2-24 のとおりグラフにプロットする（オレンジ線）。赤線で示すコンクリートの引張強度に対し、引張応力度は十分に小さく、津波評価において当該区間は全圧縮となる*。

以上より、当該無筋区間は、津波時及び重畳時においても支持性能を発揮することを確認した。

注記 *：津波時及び重畳時において最も支配的な荷重は津波波圧であり、地中連続壁基礎は津波波圧により、西側（陸側）へ向かって傾斜するように変形する。このため、北基礎の南西隅角部付近の無筋区間は堤軸直交方向における圧縮縁になり、上記のように引張応力が発生しない応力状態となった。

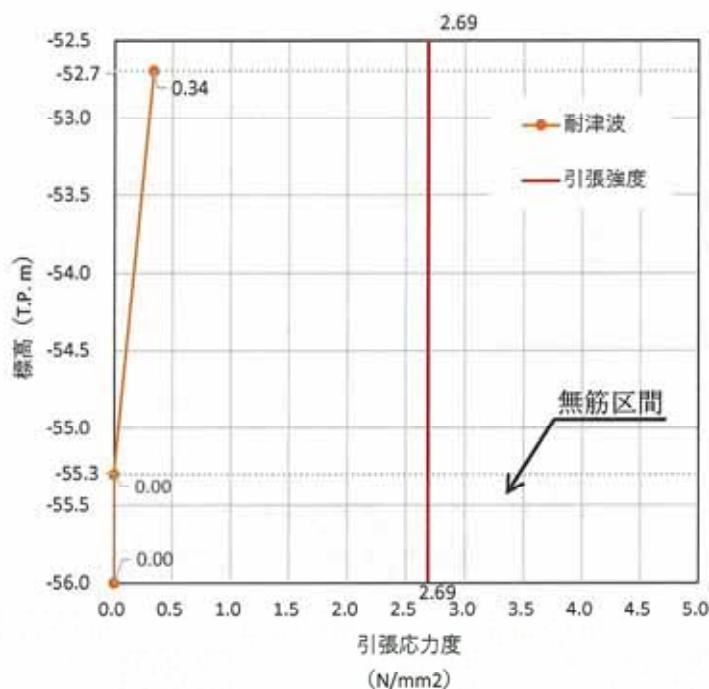


図 6.2-24 北基礎の無筋区間における発生応力について

6.2.7 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

重畳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 6.2-22 及び表 6.2-23 に示す。

表 6.2-22 重畳時相対変位量（天端）

	$\delta_x(\text{m})$	$\delta_y(\text{m})$	$\delta_z(\text{m})$	3 成分 合成 (m)	許容限 界 (m)
地震時最終変位（鋼製防護壁）	0.032	0.241	0.015		
地震時最終変位（鉄筋コンクリート防潮壁）	0.201	0.399	0.019		
重畳時（鋼製防護壁）	0.080	0.439	0.011		
合計	0.313	1.079	0.045	1.124	2.0

表 6.2-23 重畳時相対変位量（地表面）

	$\delta_x(\text{m})$	$\delta_y(\text{m})$	$\delta_z(\text{m})$	3 成分 合成 (m)	許容限 界 (m)
地震時最終変位（鋼製防護壁）	0.032	0.241	0.015		
地震時最終変位（鉄筋コンクリート防潮壁）	0.201	0.399	0.019		
重畳時（鋼製防護壁）	0.077	0.321	0.012		
合計	0.310	0.961	0.046	1.011	2.0

6.3 まとめ

鋼製防護壁について、現地施工状況等を反映した条件の下で、津波時及び重畳時に対し、構造物の曲げ軸力及びせん断力並びに基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認した。また、重畳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が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、鋼製防護壁は、津波時及び重畳時に対して、要求機能を維持できる。

なお、鋼製防護壁（接合部）におけるアンカーボルト、頂版及び中詰め鉄筋コンクリートの設計の妥当性については、平成 30 年 10 月 18 日付け原規規発第 1810181 号にて認可された工事計画の補足説明資料「6.1.2 鋼製防護壁の接合部アンカーに関する補足説明」にて、検証・確認がなされている。

鋼製防護壁の強度評価に係る参考資料

(参考 1) 地中連続壁と中実鉄筋コンクリートの境界部に発生するせん断力について

1. はじめに

ジベル鉄筋は、地中連続壁と中実鉄筋コンクリートを一体化することを目的に設置されている。ジベル鉄筋の照査においては、「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 年制定）に基づき，発生せん断力が短期許容せん断力以下であることを確認しているが，既工認においては，保守側の配慮として，その発生せん断力を極端に大きく設定する設計方針を採用していた。

一方で，上記により設計されたジベル鉄筋は，配置本数が非常に多く，他鉄筋との干渉による施工品質の低下が防潮堤（鋼製防護壁）における施工計画上の課題となっていたことから，本課題への対策として，ジベル鉄筋の発生せん断力を，規格基準に基づく現実的な値に見直すことを指向している。

以上の検討経緯を踏まえ，本参考資料においては，見直しを行ったジベル鉄筋における発生せん断力設定の考え方を示すとともに，その傍証として実施した 3 次元解析（COM 3）との比較により，発生せん断力の妥当性を説明する。

2. ジベル鉄筋における発生せん断力の考え方

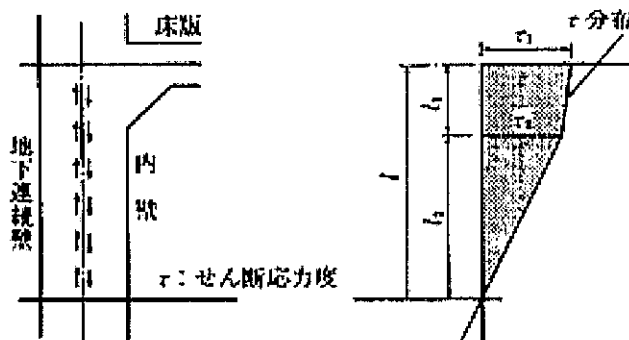
地中連続壁と中実鉄筋コンクリートの境界面に生じるずれせん断力 V_B を設計せん断力とし，地中連続壁基礎の曲げによるせん断応力度分布より，下式のとおり算定する。せん断応力度は，重畳時における最大せん断力により算出する。

$$V_B = \frac{1}{2}(\tau_1 + \tau_2)\ell_1 b + \frac{1}{2}\tau_2\ell_2 b$$

ここで，

V_B : 接合面区間に生じるせん断力
 τ_1, τ_2 : 各変化点におけるせん断応力度
 ℓ_1, ℓ_2 : 各変化点間距離
 b : 単位幅

ずれせん断力 V_B の算定概念図を参考図 1 に示す。



参考図 1 ずれせん断力の算定概念図

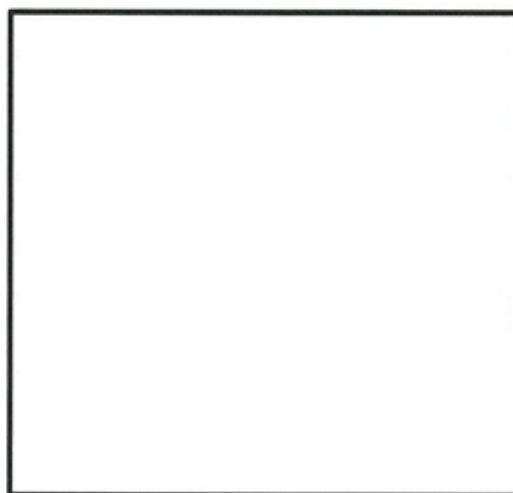
(「トンネル標準示方書[共通編]・同解説／[開削工法編]・同解説」（土木学会，2006 年制定）)

3. ジベル鉄筋における発生せん断力の妥当性について

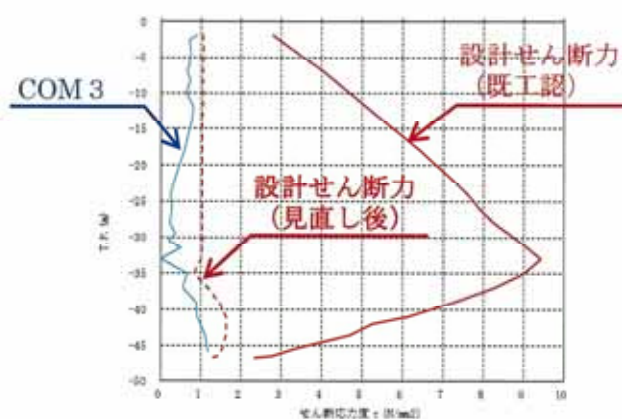
2. の考え方により算定したずれせん断力 V_B (ジベル鉄筋における発生せん断力) の妥当性を確認するため、地中連続壁基礎の3次元解析 (COM3) を実施し、地中連続壁と中実鉄筋コンクリートの接合面に生じるせん断力を直接算定し比較を行った。

3次元解析 (COM3) における解析メッシュを参考図2に示す。本解析モデルに対し、ジベル鉄筋照査における照査値最大ケースである“敷地に遡上する津波と余震との重畳時”の荷重を入力して算定した接合面の発生せん断力と2. により算定した設計せん断力の比較を参考図3に示す。なお、本図には、参考情報として既工認において保守的に算出していた設計せん断力を掲載する。

ジベル鉄筋の設計せん断力は、3次元解析 (COM3) により精緻に算出した接合面の発生せん断力を上回っており、その考え方が妥当であることを確認した。



参考図2 3次元解析 (COM3) における解析メッシュ



(南基礎、東西方向接合面におけるせん断力)

参考図3 3次元解析 (COM3) による発生せん断力との比較結果

