

東海第二発電所 第 5 回設計及び工事計画審査資料	
資 料 番 号	補足-28 改 2
提 出 年 月 日	2026 年 8 月 27 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

第 5 回申請

(防潮堤（鋼製防護壁）の耐震・強度計算書に係る補足説明)

<2 章>

2026 年 8 月

日本原子力発電株式会社

本資料中の は、商業秘密又は防護上の観点で公開できません。

目 次

1. 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算書に関する補足説明
2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明
3. 防潮堤（鋼製防護壁）の地中連続壁部の残置影響評価に関する補足説明
4. 防潮堤（鋼製防護壁）の接合部アンカーに関する補足説明
5. 防潮堤（鋼製防護壁）の止水機構に関する補足説明

2. 防潮堤（鋼製防護壁）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.2.1 構造概要	3
2.2.2 鋼製防護壁の平面配置	17
2.2.3 津波時及び重畳時の荷重伝達	19
2.3 耐津波評価方針	20
2.3.1 要求機能，設計方針及び評価方針	20
2.3.2 耐津波評価について	23
2.4 適用基準	28
3. 設計条件	30
4. 耐津波評価	33
4.1 記号の定義	33
4.2 評価対象断面，部位及び評価する性能	34
4.2.1 評価対象断面	34
4.2.2 評価対象部位及び評価する性能	37
4.3 使用材料及び材料の物性値	38
4.4 地盤の物性値	40
4.5 荷重及び荷重の組合せ	43
4.5.1 荷重	43
4.5.2 荷重の組合せ	45
4.6 許容限界	47
4.6.1 構造部材	47
4.6.2 基礎地盤	51
4.6.3 止水ジョイント部	54
4.7 評価の考え方	55
4.7.1 津波時及び重畳時の解析手法	55
4.7.2 地盤沈下の考慮	56
4.8 解析モデル，解析条件及び評価方法	57
4.8.1 解析モデル及び解析条件（津波時）	57
4.8.2 解析モデル及び解析条件（重畳時）	87
4.8.3 評価項目及び詳細評価方法	135
4.9 評価条件	161
4.9.1 津波時の評価条件	161

4.9.2 重畳時の評価条件	169
4.10 評価結果	187
4.10.1 評価結果総括	187
4.10.2 評価結果詳細	191
5. まとめ	545

防潮堤（鋼製防護壁）の耐津波安全性評価に関する参考資料

- （参考1）1次元有効応力解析における減衰定数の設定について
- （参考2）本震後における地盤の剛性低下について
- （参考3）鉄筋コンクリート部材におけるヤング係数比及びコンクリートの許容応力度
- （参考4）中実鉄筋コンクリートにおける釣合い鉄筋比について
- （参考5）地盤改良（セメント系）の考慮方法の妥当性
- （参考6）頂版鉄筋コンクリート内巻立て鉄筋コンクリート接合部の支圧応力度及び押抜きせん断
照査
- （参考7）中実鉄筋コンクリートの基礎底面地盤におけるせん断抵抗性能評価について
- （参考8）巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭のスタッドによる一体化について
- （参考9）解析結果の整合確認（静的震度法による応答比較）
- （参考10）3次元静的フレーム解析による支持性能評価について
- （参考11）基礎地盤の鋼管杭に対する引抜き抵抗性能評価について
- （参考12）鋼製防護壁の慣性力を1次元有効応力解析の地表面加速度に基づき設定する手法の妥当性
確認
- （参考13）頂版鉄筋コンクリートで局所的に発生する曲げ軸力について
- （参考14）構造変更による裕度向上効果について

1. 概要

本書類は、添付書類「VI-3-別添 1-1(2) 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の設計方針に基づき、防潮堤（鋼製防護壁）が地震後の津波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及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な構造強度及び支持性能並びに止水機能を有していることを確認するものである。

防潮堤（鋼製防護壁）に要求される機能維持の確認は、基準津波による津波荷重及び敷地に遡上する津波による津波荷重に対する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により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

防潮堤（鋼製防護壁）位置図を図 2.1-1 に示す。

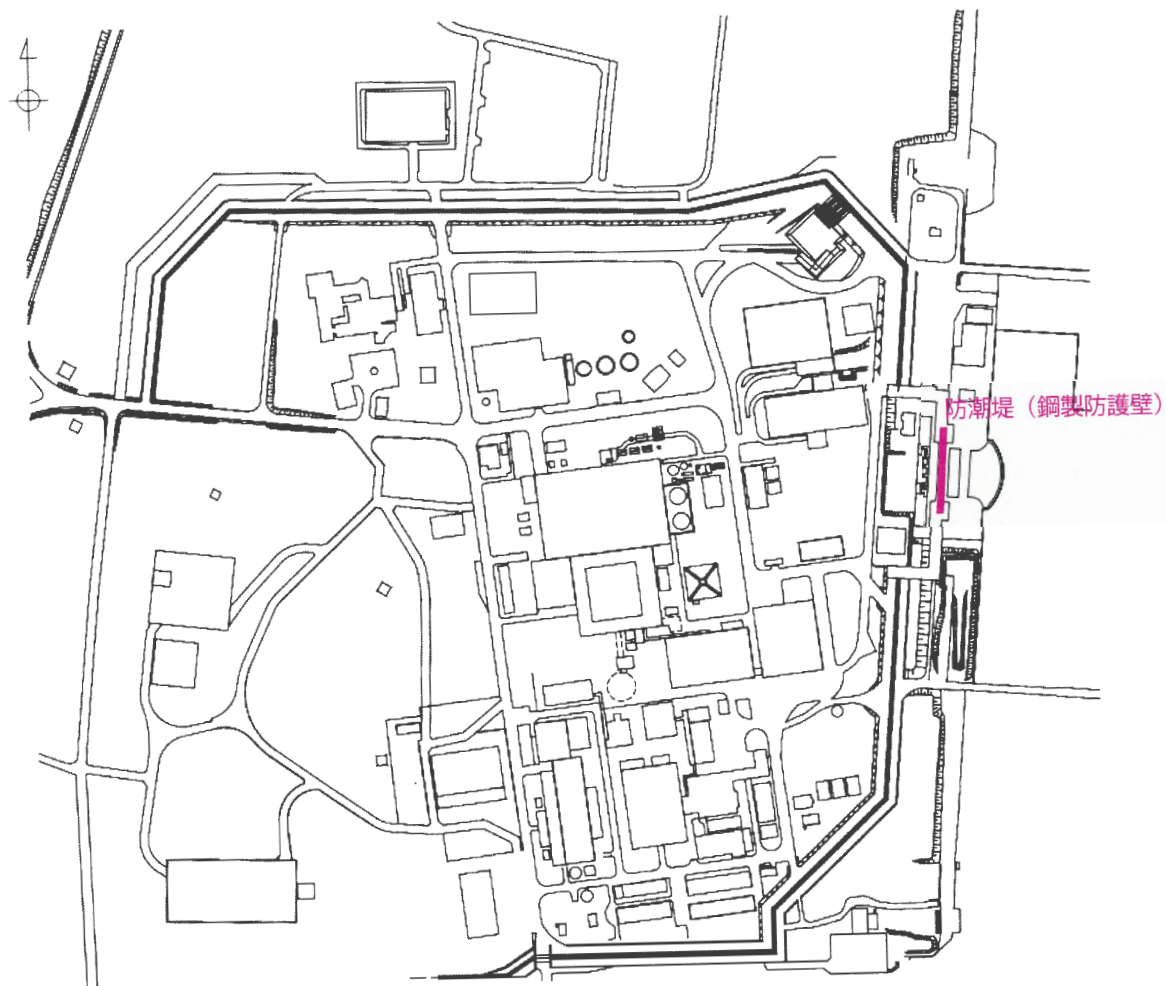


図 2.1-1 防潮堤（鋼製防護壁）位置図

2.2 構造概要

2.2.1 構造概要

防潮堤（鋼製防護壁）の評価対象位置平面図を図 2.2-1 に、構造概念図を図 2.2-2 及び図 2.2-3 に、構造図を図 2.2-4 に示す。また、各部材の設計上の役割を表 2.2-1 に示す。

防潮堤（鋼製防護壁）は図 2.2-2 に示すとおり、上部構造（以下「鋼製防護壁」という。）と下部構造（以下「鋼製防護壁基礎」という。）から構成される。鋼製防護壁は、図 2.2-4 に示すとおり、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 の既設構造物を横断し、既設構造物の側方の鋼製防護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。

鋼製防護壁は図 2.2-5 に示すとおり、下端標高 T.P. +3.20 m から天端標高 T.P. +20.0 m までを頂板鋼板を含めて 10 層の鋼殻で構成される構造とする。各層は、堤軸方向の内部隔壁、堤軸直交方向の鉛直隔壁及び水平隔壁並びにこれらを取り囲む外面鋼板により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を組合せることにより全体を構成する。

各ブロックの継手部は、図 2.2-6 及び図 2.2-7 に示すとおり添接板と高力ボルトを用いた摩擦接合により固定する。また、継手部には図 2.2-7 に示すとおり、外側鋼板間及び添接板間の隙間にシール材を設置し、敷地内への津波の流入を防止する。

鋼製防護壁基礎は、図 2.2-8 及び図 2.2-9 に示すとおり、既設構造物の南北両側に配置し、津波荷重等を受ける鋼製防護壁を支持する。鋼製防護壁基礎は中実鉄筋コンクリート、鋼管杭、巻立て鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートで構成される。巻立て鉄筋コンクリートは鋼管杭頭部に設置し、スタッドにより鋼管杭と一体化する構造とする。

鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎との接合部の概要図を図 2.2-10 に示す。また、接合部の構造図を図 2.2-11～図 2.2-16 に示す。鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎はアンカーボルト及びベースプレートによって剛結合されており、アンカーボルトは鋼製防護壁からの引抜き力を頂版鉄筋コンクリートに伝達する。鋼製防護壁の鋼殻内部の中詰め鉄筋コンクリートは、鋼製防護壁からのせん断力、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。アンカーボルト頭部には防食等を目的に根巻き鉄筋コンクリートを配置する。根巻き鉄筋コンクリートは、アンカーバーにより鋼殻と固定する。アンカーバーの配置図を図 2.2-17 に示す。

止水性維持のために図 2.2-2 に示すとおり、止水ジョイントと止水機構を設置する。止水ジョイントは鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁との境界部に設置する。止水機構は鋼製防護壁の底面と既設構造物との境界部に設置する。止水機構の構造健全性及び追従性の評価は「5. 防潮堤（鋼製防護壁）の止水機構に関する補足説明」による。

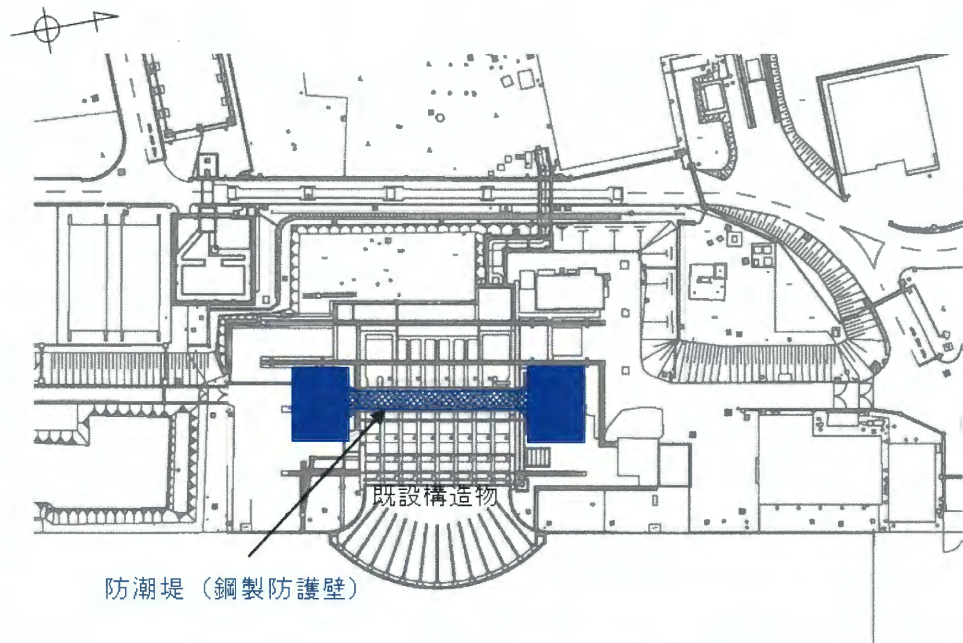


図 2.2-1 評価対象位置平面図

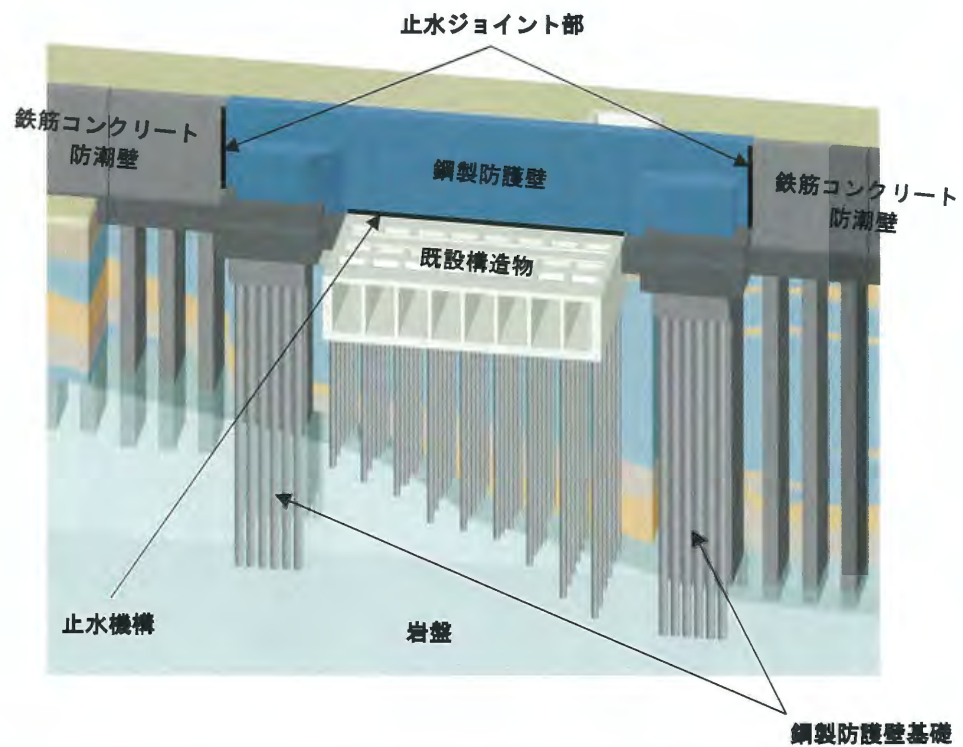
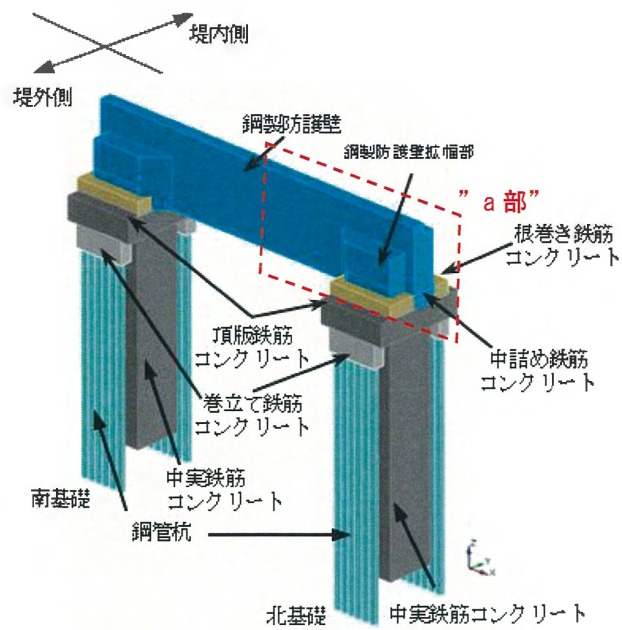


図 2.2-2 防潮堤（鋼製防護壁）の構造概念図(1)



防潮堤（鋼製防護壁）の構造図（鳥瞰図）

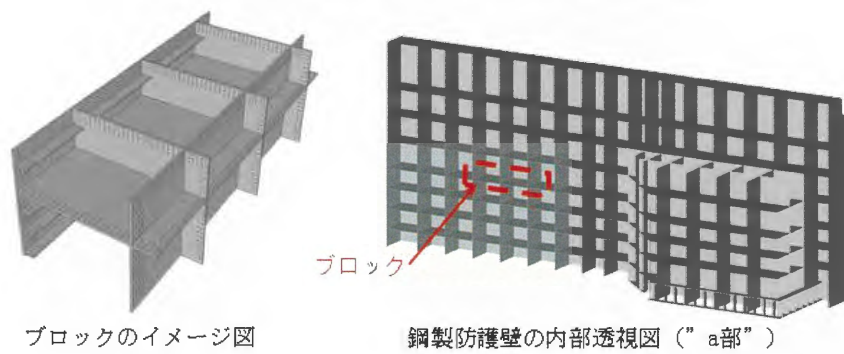


図 2.2-3 防潮堤（鋼製防護壁）の構造概念図(2)

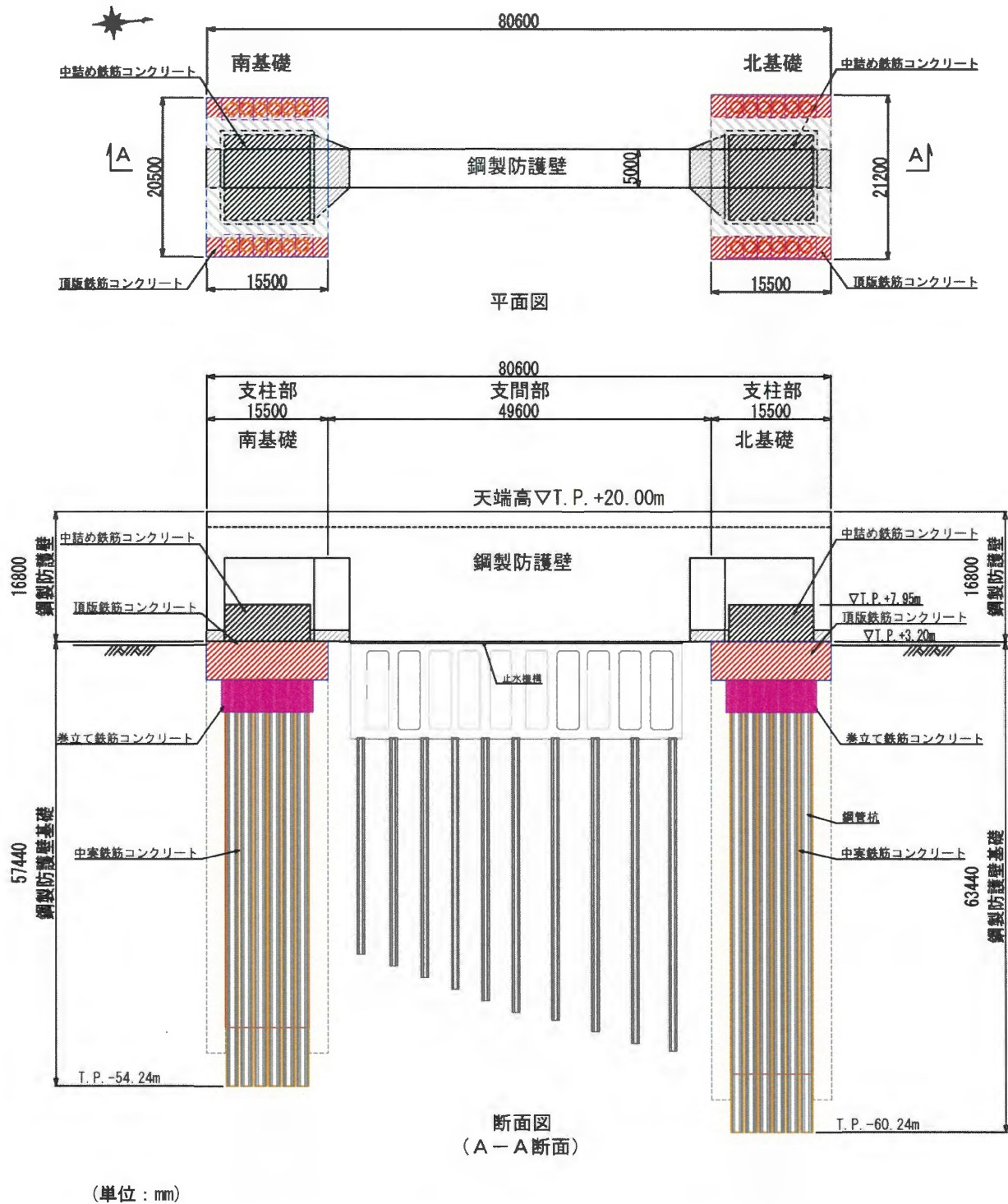


図 2.2-4 防潮堤（鋼製防護壁）全体の構造図

表 2.2-1 各部材の設計上の役割

部材名	設計上の役割
鋼製防護壁 (SM490Y, SM570, SBHS500, SBHS700)	・地震後の繰返しの来襲する津波及び余震に対して構造健全性を維持し、施設の安全性を確保するとともに、浸水防護施設としての機能を維持する。 ・地震に伴う荷重により発生する曲げ軸力、せん断力を負担する。
中詰め鉄筋コンクリート ($f'_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	・地震後の繰返しの来襲する津波及び余震に対して構造健全性を維持し、施設の安全性を確保する。 ・鋼製防護壁の支柱部下端に設置する鋼殻内部の鉄筋コンクリートで、鋼製防護壁からの荷重を鋼製防護壁基礎に伝達する。 ・鋼製防護壁からのせん断力、水平回転モーメントを負担する。
アンカーボルト (SM520B 相当)	・地震後の繰返しの来襲する津波及び余震に対して構造健全性を維持し、施設の安全性を確保する。 ・鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎を一体化する部材で、鋼製防護壁からの荷重を鋼製防護壁基礎に伝達する。 ・鋼製防護壁からの引抜き力を負担する。
ベースプレート (SM490Y, SM570)	・地震後の繰返しの来襲する津波及び余震に対して構造健全性を維持し、施設の安全性を確保する。 ・鋼製防護壁とアンカーボルトを一体化する部材で、鋼製防護壁からの荷重を、アンカーボルトを介して鋼製防護壁基礎に伝達する。 ・アンカーボルトからの曲げ軸力、せん断力を負担する。
根巻き鉄筋コンクリート ($f'_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$)	・アンカーボルト頭部の防食等を目的とし、非構造部材として配置する。 ・根巻き鉄筋コンクリートは、アンカーバーにより鋼殻と固定する。
頂版鉄筋コンクリート ($f'_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	・地震後の繰返しの来襲する津波及び余震に対して構造健全性を維持し、施設の安全性を確保する。 ・鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートと強固に接合し、鋼製防護壁からの荷重を中実鉄筋コンクリート、鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートに伝達する。 ・鋼製防護壁からの曲げ軸力、せん断力を負担する。また、地震に伴う荷重によって頂版鉄筋コンクリートに発生する曲げ軸力、せん断力を負担する。 ・アンカーボルト、鋼管杭及び中詰め鉄筋コンクリート、中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート内の鉄筋を定着する。
中実鉄筋コンクリート ($f'_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	・地震後の繰返しの来襲する津波及び余震に対して構造健全性を維持し、施設の安全性を確保する。 ・鋼製防護壁からの荷重を基礎地盤に伝達する。 ・鋼製防護壁からの曲げ軸力、せん断力を負担する。また、地震に伴う荷重によって中実鉄筋コンクリートに発生する曲げ軸力、せん断力を負担する。
鋼管杭 (SBHS500)	・地震後の繰返しの来襲する津波及び余震に対して構造健全性を維持し、施設の安全性を確保する。 ・頂版鉄筋コンクリートと強固に接合し、鋼製防護壁からの荷重を基礎地盤に伝達する。 ・鋼製防護壁からの曲げ軸力、せん断力を負担する。また、地震に伴う荷重によって鋼管杭に発生する曲げ軸力、せん断力を負担する。
巻立て鉄筋コンクリート ($f'_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)	・地震後の繰返しの来襲する津波及び余震に対して構造健全性を維持し、施設の安全性を確保する。 ・鋼管杭を補強するとともに、頂版鉄筋コンクリートと強固に接合し、鋼製防護壁からの荷重を鋼管杭に伝達する。 ・鋼製防護壁からの曲げ軸力、せん断力を負担する。また、地震に伴う荷重によって巻立て鉄筋コンクリートに発生する曲げ軸力、せん断力を負担する。

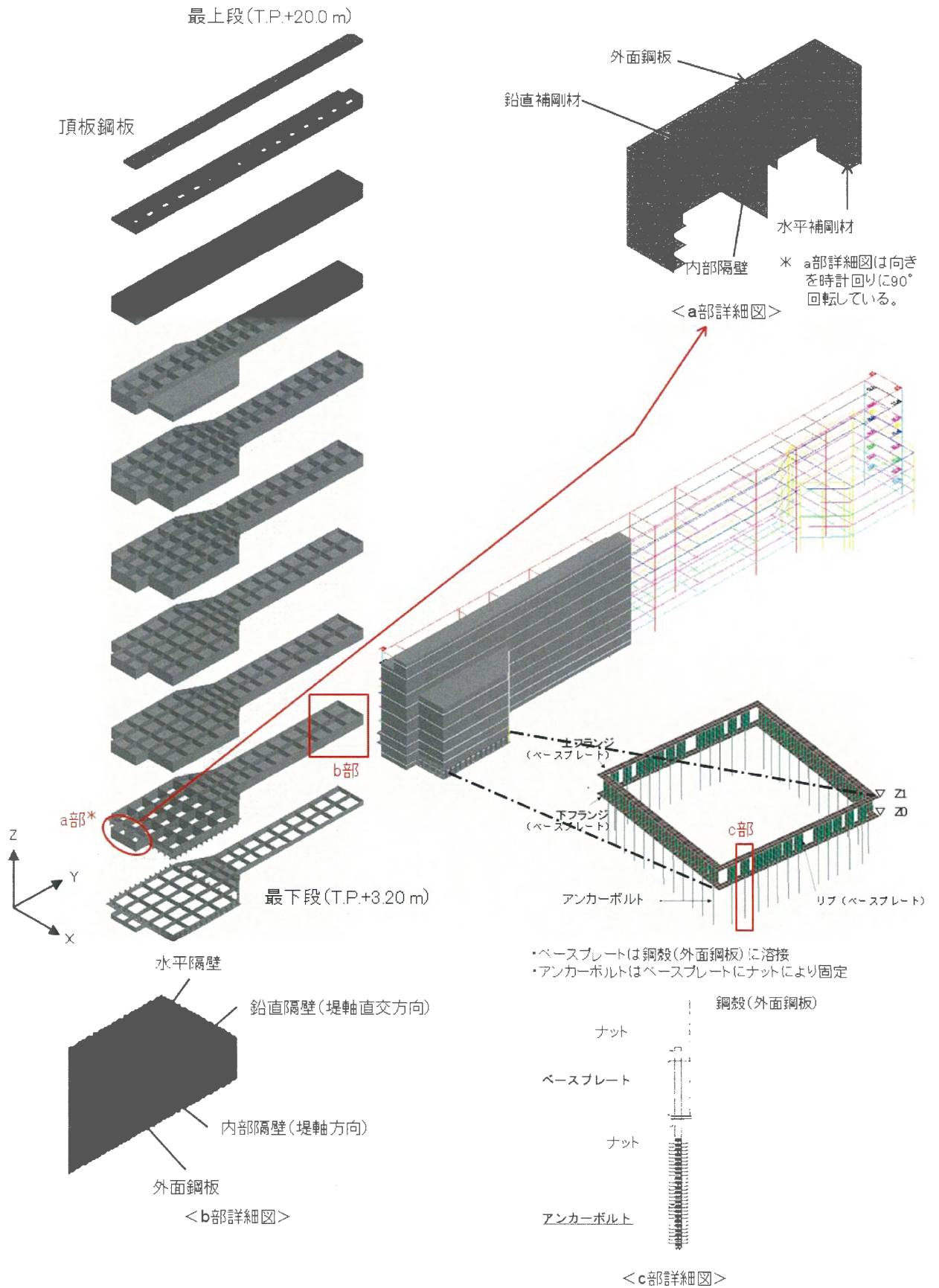


図 2.2-5 鋼製防護壁の構造概要図

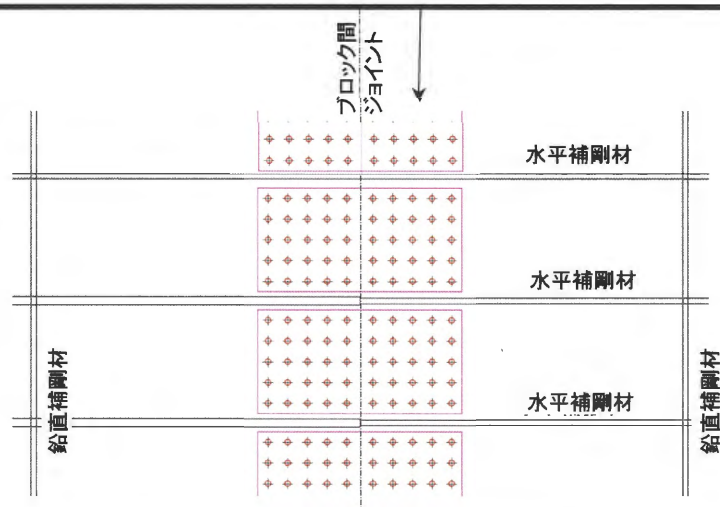
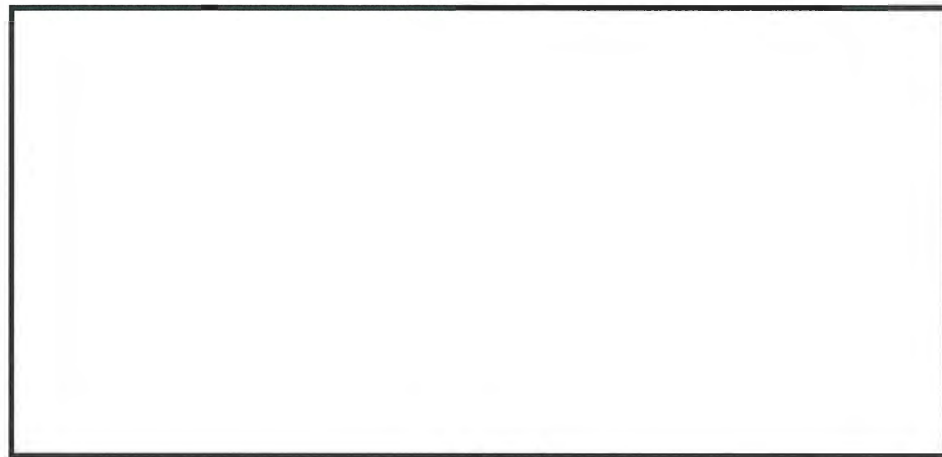


図 2.2-6 鋼製防護壁の添接板概念図

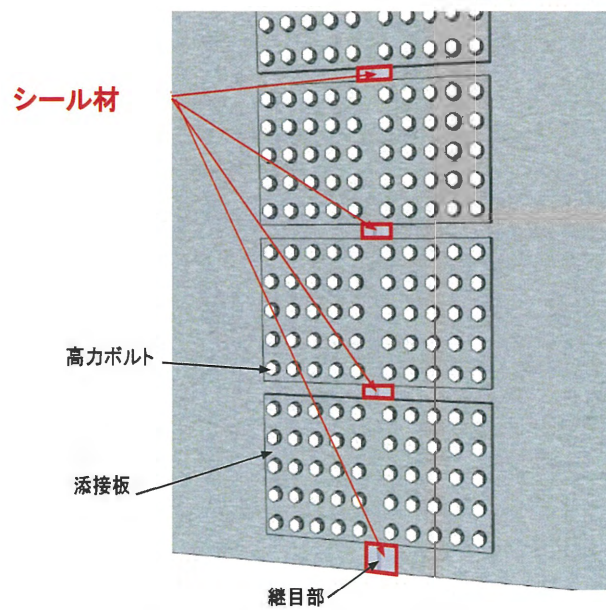


図 2.2-7 シール材の概念図

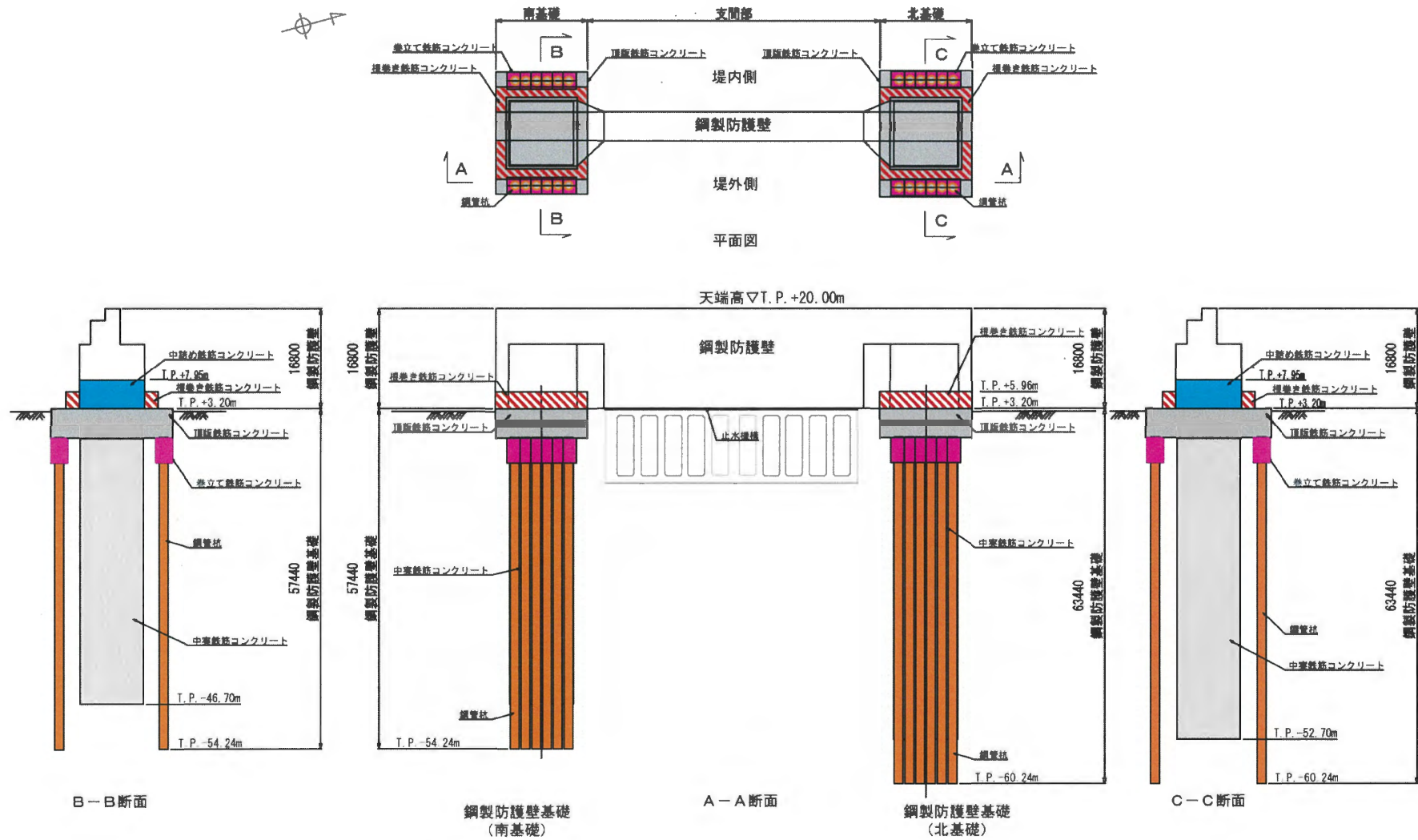


図 2.2-8 鋼製防護壁基礎の構造概念図

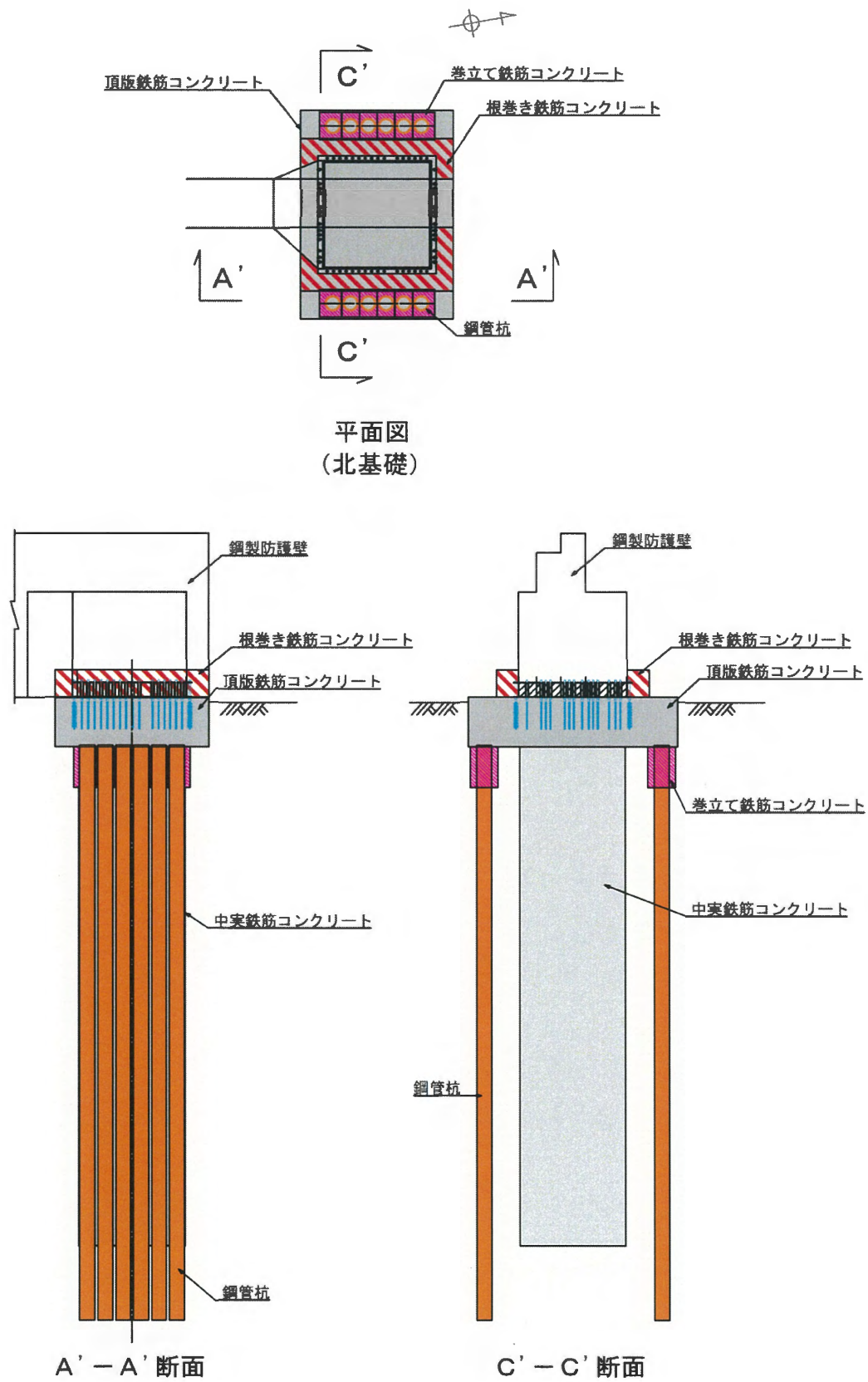


図 2.2-9 鋼製防護壁基礎の構造概要図（北基礎）

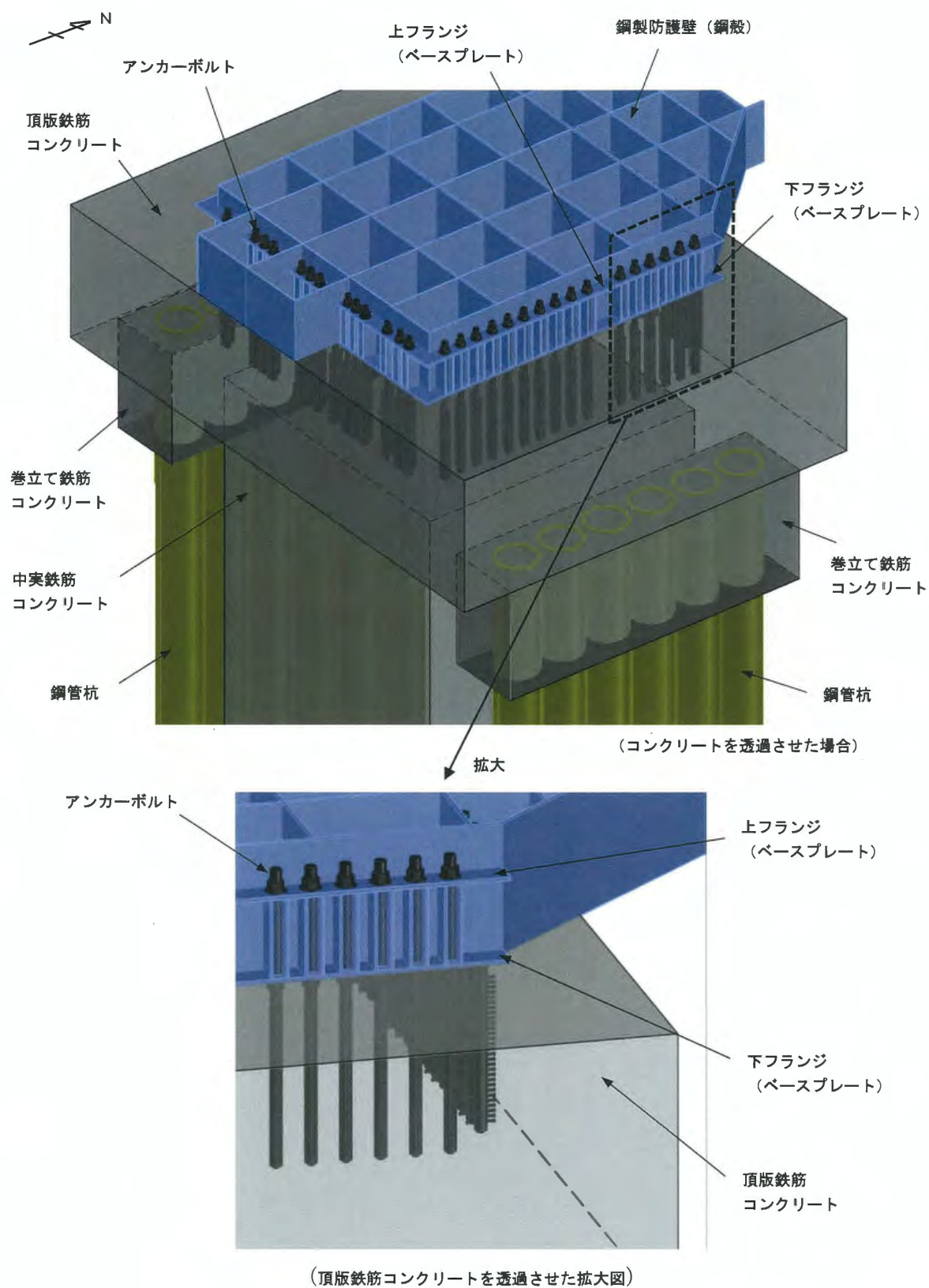


図 2.2-10 鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎の接合部概要図

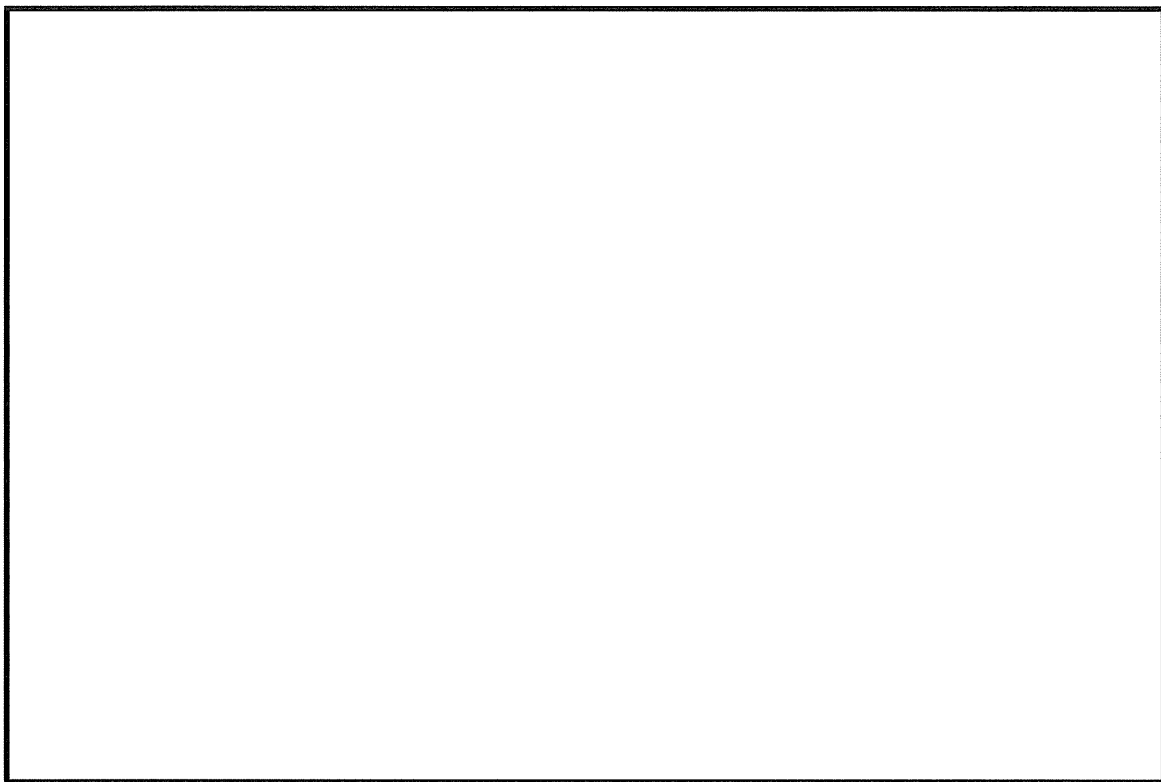


図 2.2-11 鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎の接合部構造図(南基礎：A－A断面)

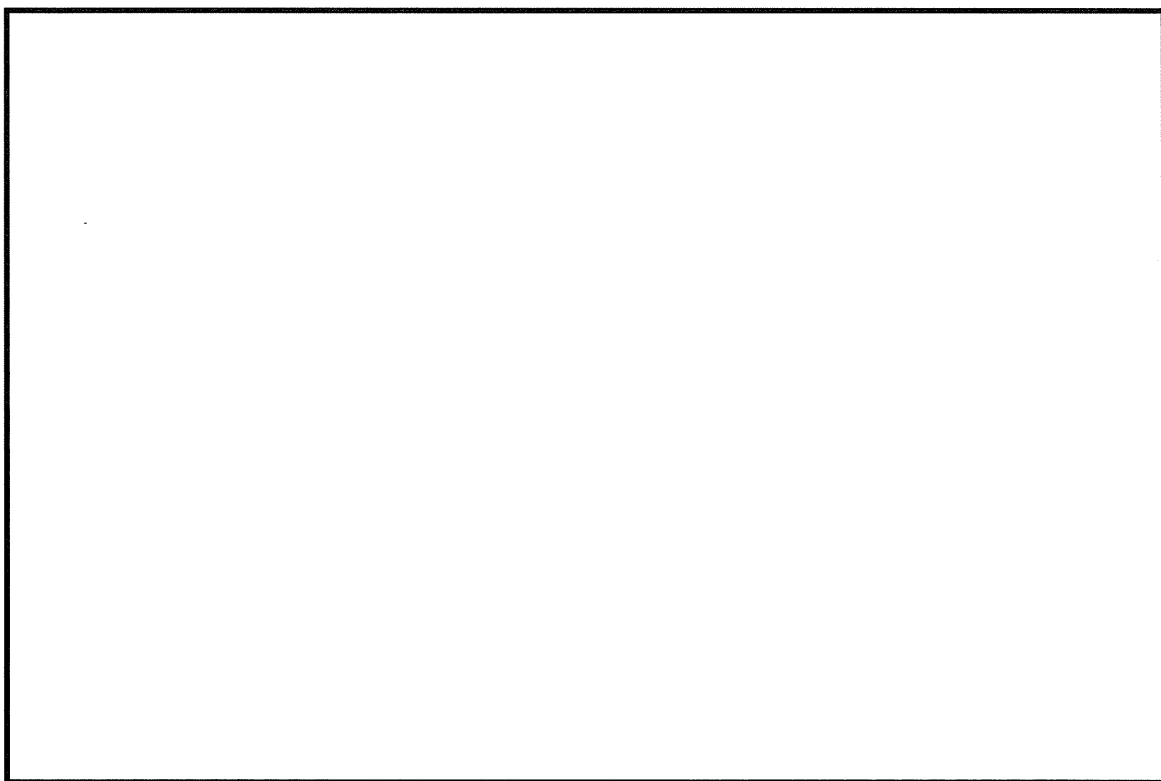


図 2.2-12 鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎の接合部構造図(南基礎：B－B断面)

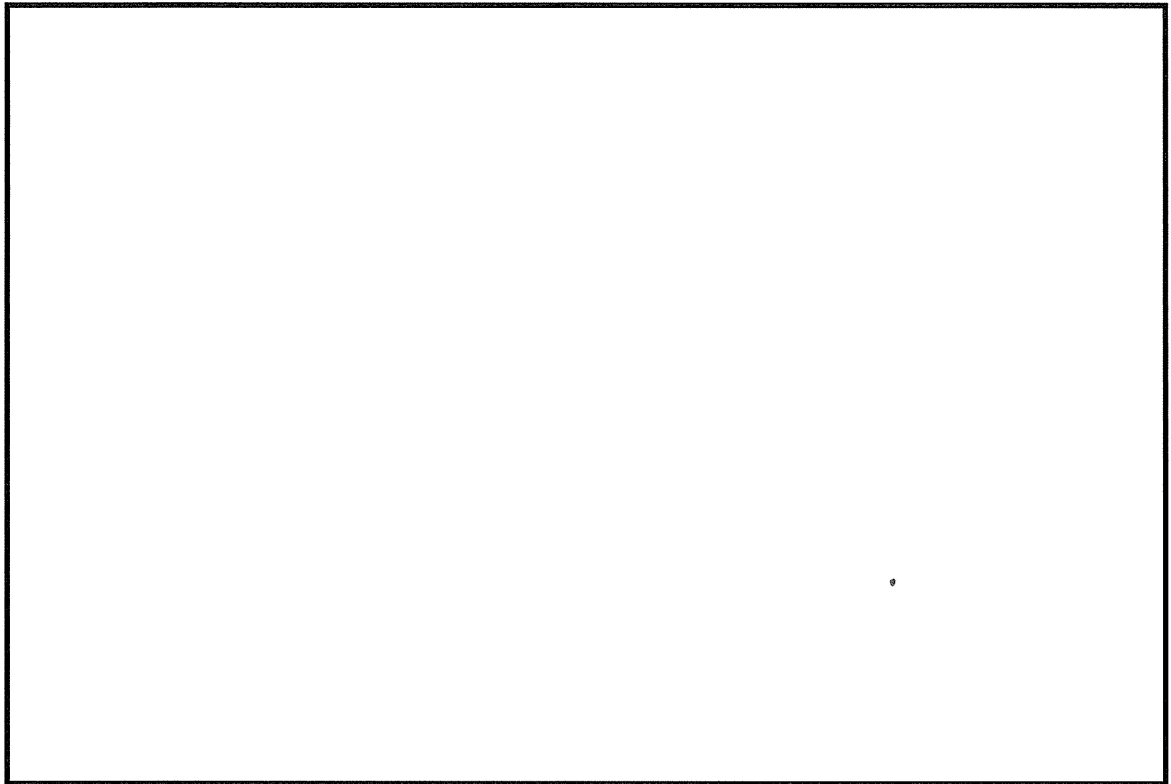


図 2.2-13 鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎の接合部構造図(南基礎：C－C断面)

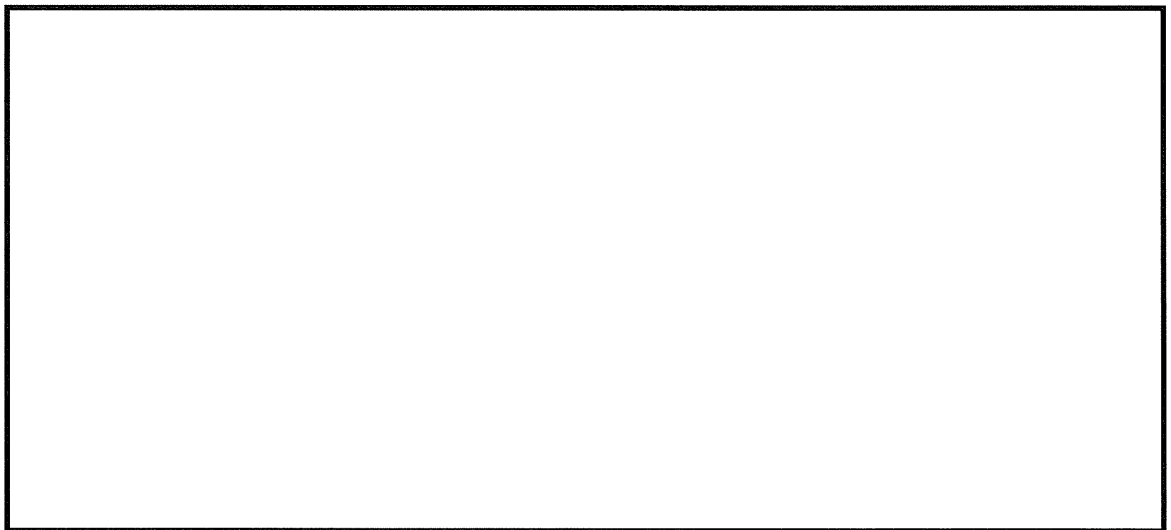


図 2.2-14 鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎の接合部構造図(南基礎：D－D断面)

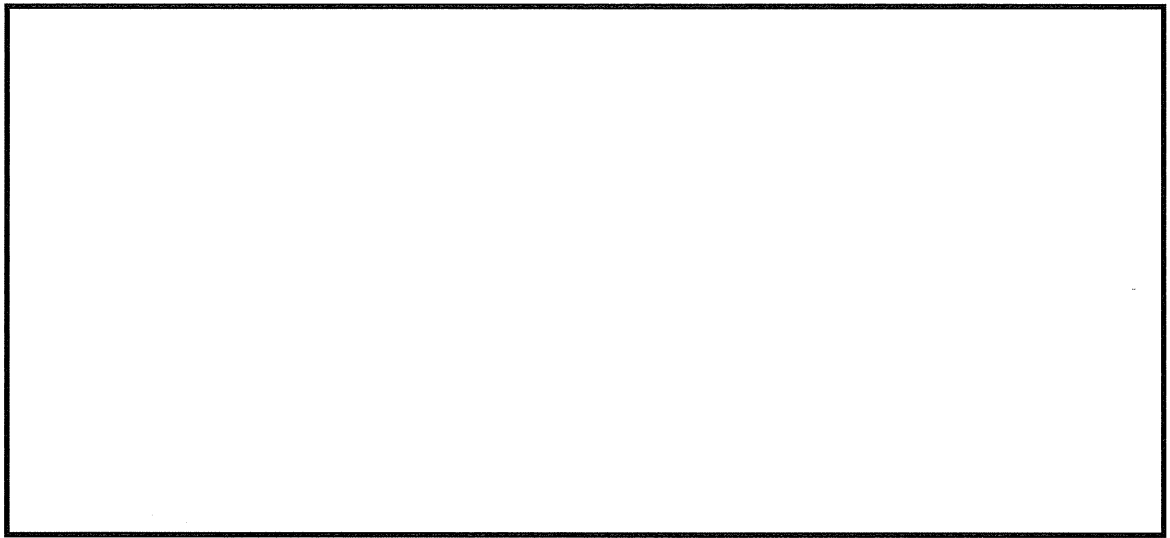


図 2.2-15 鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎の接合部構造図(南基礎：E－E断面)

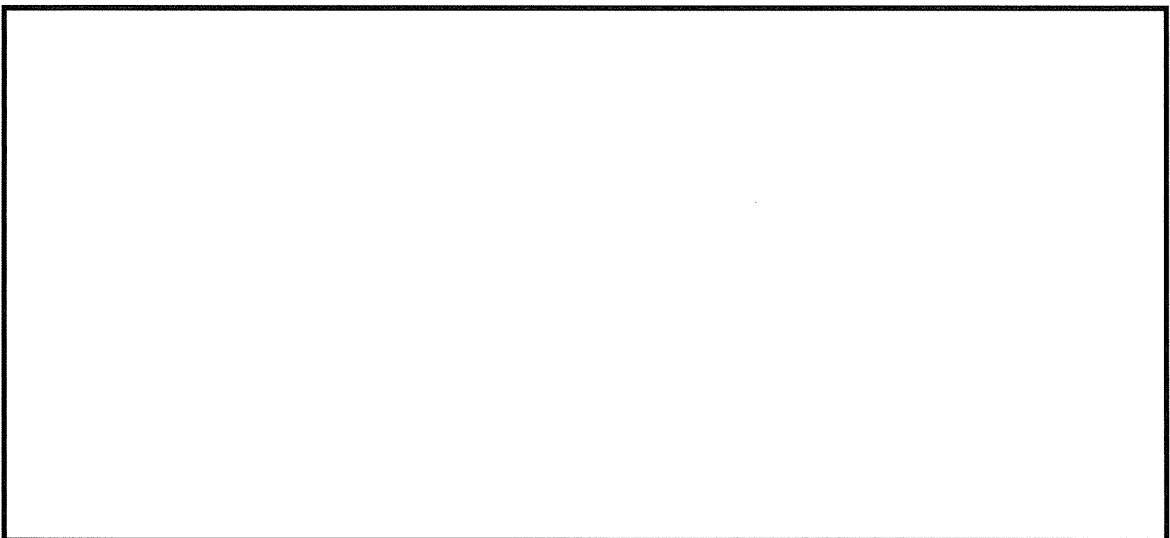


図 2.2-16 鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎の接合部構造図(南基礎：F－F断面)

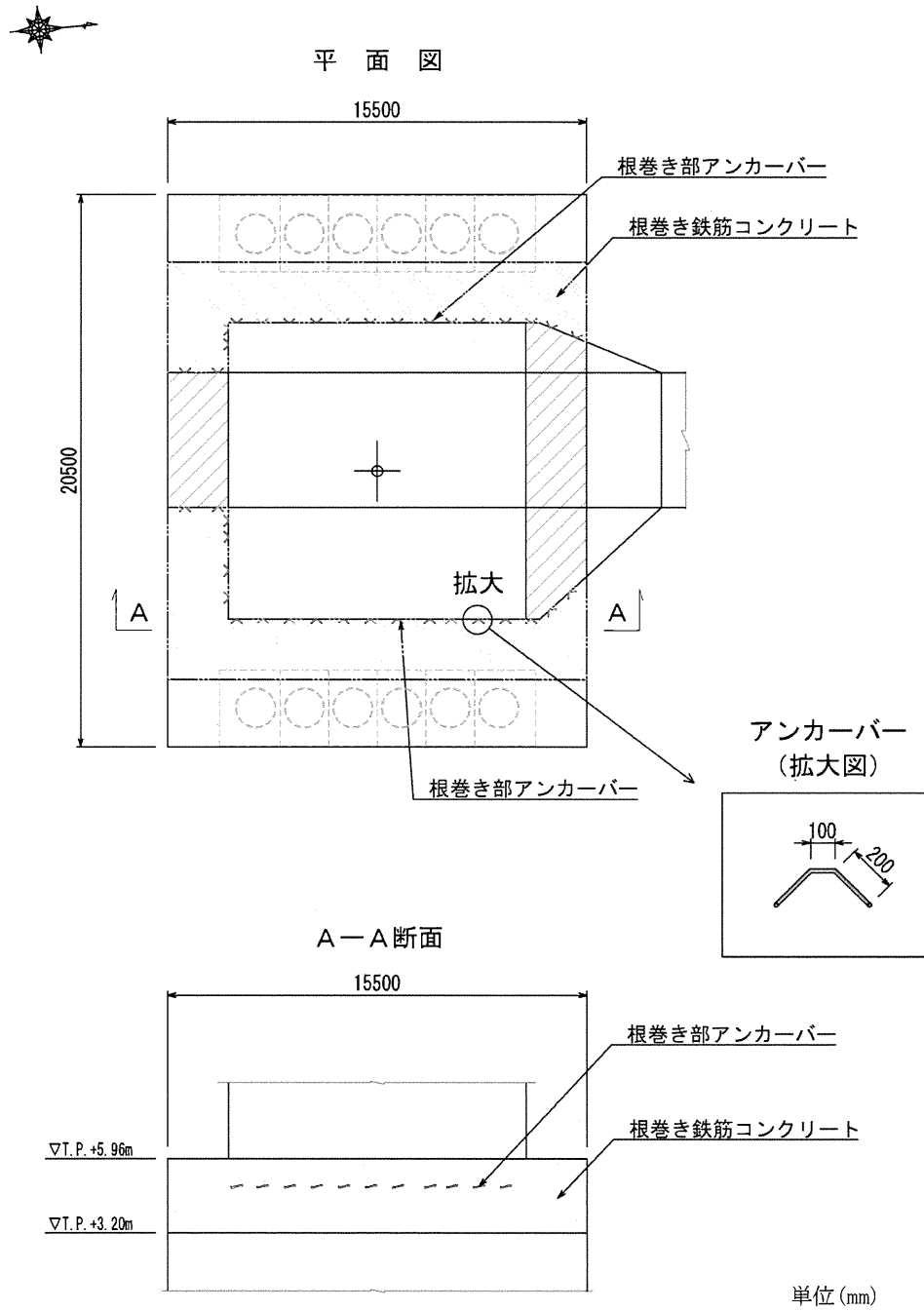


図 2.2-17 アンカーバー配置図

2.2.2 鋼製防護壁の平面配置

鋼製防護壁は、地震時の変位により支間部が既設構造物と接触しないように、必要離隔が確保できる鋼製防護壁基礎上の位置に設置する。

鋼製防護壁の平面配置における設置位置の状況を図 2.2-18 に示す。地震時の動的解析から得られる堤外側の最大変位量を考慮して、必要離隔を 0.7 m と設定する。また、鋼製防護壁の下部の前面（堤外側）には、厚さ 0.5 m の止水板押えを設置する。以上より、堤外側角落としから、変位による必要離隔と止水板押えの厚さを考慮した離隔 1.2 m の確保が必要となる。

鋼製防護壁は、堤外側角落としから 1.2 m の離隔を確保するために、鋼製防護壁基礎中心から鋼製防護壁中心を堤内側へ 1.15 m 程度シフトした位置に配置する。

2.2.3 津波時及び重畳時の荷重伝達

耐津波評価は、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。）で設定する荷重及び荷重の組合せについて行う。津波時及び重畳時の荷重伝達概念図を図 2.2-19 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鋼製防護壁に曲げ及びせん断力が発生する。鋼製防護壁に発生した曲げモーメント及びせん断力は、鋼製防護壁と一体化した鋼製防護壁基礎に伝達され、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・動水圧によって、鋼製防護壁に曲げモーメント及びせん断力が発生する。鋼製防護壁に発生した曲げ及びせん断力は、鋼製防護壁と一体化した鋼製防護壁基礎に伝達され、地震による地盤変形に伴う土圧の作用も相まって、水平方向の地盤反力及び鉛直方向の接地圧が生じる。なお、重畳時に考慮する荷重のうち、慣性力、動水圧及び地盤変形に伴う土圧（応答変位）は、1次元有効応力解析により設定する。詳細については、「4.9.2 (2) 余震による慣性力、動水圧及び応答変位」に示す。

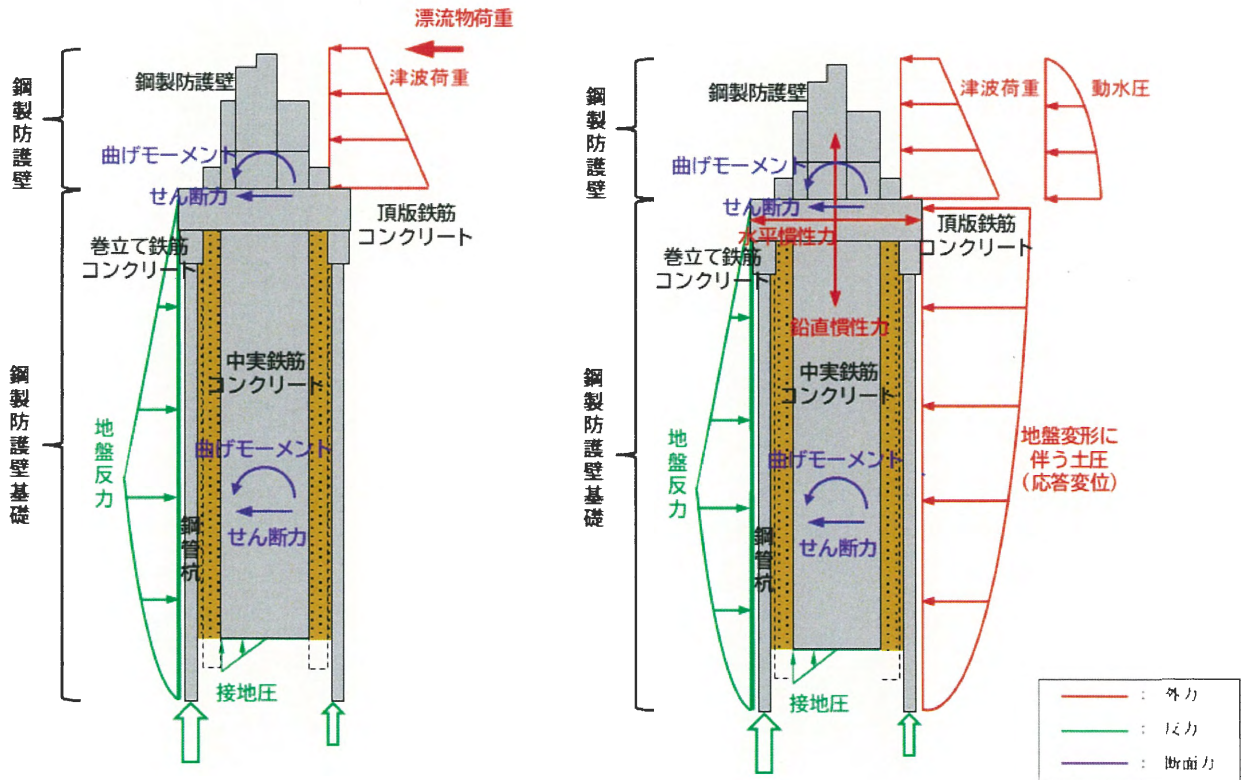


図 2.2-19 津波時及び重畳時の荷重伝達概念図（左図：津波時 右図：重畳時）

2.3 耐津波評価方針

2.3.1 要求機能、設計方針及び評価方針

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。防潮堤（鋼製防護壁）に関する要求性能と設計評価方針を表 2.3-1 に示す。また、評価項目を表 2.3-2 に示す。

防潮堤（鋼製防護壁）の強度評価は、添付書類「VI-3-別添 1-1(2) 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。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。

表 2.3-1 防潮堤（鋼製防護壁）に関する要求性能と設計評価方針

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計					設計に用いる許容限界		
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計 (評価方針)	評価対象部位		応力等の 状態		損傷モード	
防潮堤 (鋼製防護壁)	基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド											
	5.1 津波防護施設の設計											
	津波防護施設については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐力にも配慮した上で、 入力津波^{※1}に対する津波防護機能が十分に保持できる よう設計すること。 (1)要求事項に適合する設計方針であることを確認する。 (2)設計方針の確認に加え、入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため、以下の項目について、設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。 ① 荷重組合せ a)余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ：常時＋津波、常時＋津波＋地震（余震） ② 荷重の設定 a)津波による荷重（波圧、衝撃力）の設定に関して、考慮する知見（例えば、国交省の暫定指針等）及びそれらの適用性。 b)余震による荷重として、サイト特性（余震の震源、ハザード）が考慮され、合理的な頻度、荷重レベルが設定される。 c)地震により周辺地盤に液状化が発生する場合、防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考慮すること。 ③ 許容限界 a)津波防護機能に対する機能保持限界として、当該構造物全体の変形能力（終局耐力時の変形）に対して十分な余裕を有し、津波防護機能を保持すること。（なお、機能損傷に至った場合、補修にある程度の期間が必要となることから、 地震、津波後の再使用性に留意する必要がある。 ）	・防潮堤（鋼製防護壁）は、 地震後の繰返しの来襲を想定した入力津波 に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護施設に要求される機能を損なう恐れがないよう、津波による浸水を防止することが要求される。	・防潮堤（鋼製防護壁）は、 地震後の繰返しの来襲を想定した遡上波^{※2} に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さの設定及び構造物の境界部等への止水処置により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。	・防潮堤（鋼製防護壁）は、 地震後の繰返しの来襲を想定した遡上波 に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、①想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さ T.P.+17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.+20.0m）の設定により、敷地前面に設置する設計とする。 ②取水口横断部の鋼製防護壁は、鋼製のブロックから成る津波防護壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ③取水口横断部の南北に繋がる区間は、鉄筋コンクリートにより防潮壁を構築し、止水性を保持する設計とする。 ④鋼製防護壁を、アンカーボルト等を介して鋼製防護壁基礎に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。 ⑤鋼製防護壁の施工境界部や異種構造物間との境界部は、波圧による変形に追従する止水性を確認した止水ジョイント部材を設置することにより止水処置を講ずる設計とする。 ⑥津波の波力による浸食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有する頂版鉄筋コンクリート・中詰め鉄筋コンクリート厚を設定することにより、止水性を保持する設計とする。	・防潮堤（鋼製防護壁）は、 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、十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに、構造部材の境界部には止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。	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、十分な支持性能を有する地盤に支持されることを確認する。 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、鋼管杭及び中実鉄筋コンクリート基礎の変形を抑制する設計とし、改良地盤に滑り破壊が生じないことを確認する。 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、鋼管杭及び中実鉄筋コンクリート基礎の変形を抑制する設計とし、地盤改良体が液状化しないことを確認する。 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、構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である頂版鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 地震後の繰返しの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、構造部材である中実鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 地震後の繰返しの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、構造部材である鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 地震後の繰返しの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、構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	地盤	基礎地盤	支持力	支持機能を喪失する状態	「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。	
						地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、鋼管杭及び中実鉄筋コンクリート基礎の変形を抑制する設計とし、改良地盤に滑り破壊が生じないことを確認する。		改良地盤（セメント系）	せん断	滑り破壊、変形抑制機能を喪失する状態	「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」, 「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を踏まえ、安全余裕を考慮した受動せん断面方向等のせん断耐力以内とする。	
						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、鋼管杭及び中実鉄筋コンクリート基礎の変形を抑制する設計とし、地盤改良体が液状化しないことを確認する。		地盤改良（薬液注入）	—	地盤改良体が液状化する状態	設計仕様（液状化しない）を満足することを確認する。	
						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、構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である頂版鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		頂版鉄筋コンクリート	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」, 「コンクリート標準仕様書」に基づき短期許容応力度以下とする。	
						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、構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である中実鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	鋼製防護壁基礎	中実鉄筋コンクリート	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」, 「コンクリート標準仕様書」に基づき短期許容応力度以下とする。	
						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、構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		鋼管杭	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」, 「コンクリート標準仕様書」に基づき短期許容応力度以下とする。	
						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、構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		巻立て鉄筋コンクリート				
						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、構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		鋼製防護壁	曲げ、せん断、ねじれ	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説」, 「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」に基づき短期許容応力度以下とする。	
						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、構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	鋼製防護壁	止水ジョイント部	止水ジョイント部材	変形、引張り	有意な漏えいに至る変形、引張り	メーカー規格及び基準並びに必要な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。
						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、構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。			鋼製アンカー	引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
						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、構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。			止水ジョイントの鋼製防護部材	曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計規準」に基づき短期許容応力度以下とする。
						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、構造部材の構造健全性を保持する設計とするため、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		底部止水機構	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ鋼橋編）・同解説」, 「水門鉄管技術基準」に基づき短期許容応力度以下とする。	
						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、鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎を連結するアンカー部が構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。	接合部	アンカーボルト（頂版鉄筋コンクリート）	引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ下部構造編・同解説」, 「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」に基づき短期許容応力度以下とする。	
						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、鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎を連結するアンカー部が構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である鋼材が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		ベースプレート	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」に基づき短期許容応力度以下とする。	
						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、構造部材の構造健全性を保持する設計とするために、構造部材である中詰め鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。		中詰め鉄筋コンクリート	曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」, 「コンクリート標準仕様書」に基づき短期許容応力度以下とする。	

※1 「入力津波」は、基準津波と敷地に遡上する津波の各々に対して設定している。

※2 「遡上波」は、津波の流入の形態を示すもの（取水路等の経路から伝搬してくる津波（経路からの津波）と地上を遡上してくる津波（遡上波）の区分）

表 2.3-2 防潮堤（鋼製防護壁）の評価項目

評価方針	評価項目	評価部位	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	鋼製防護壁基礎 中実鉄筋コンクリート 鋼管杭 巻立て鉄筋コンクリート 杭頭接合部 頂版鉄筋コンクリート	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	短期許容応力度又は短期許容せん断力
		鋼製防護壁 鋼製防護壁	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	短期許容応力度又は短期許容せん断力
		接合部 アンカーボルト (頂版鉄筋コンクリート)	下記発生応力が許容限界以下であることを確認 ・アンカーボルトの引張応力 ・アンカーボルトとコンクリートの定着 ・コンクリートのコーンせん断力	短期許容応力度又は短期許容せん断力
		ベースプレート 中詰め鉄筋コンクリート	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	
	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	極限支持力度
		地盤改良（セメント系）	改良地盤に滑り破壊を生じないことを確認	滑り破壊を生じない
止水性を損なわないこと	構造部材の健全性	鋼製防護壁基礎 中実鉄筋コンクリート 鋼管杭 巻立て鉄筋コンクリート 杭頭接合部 頂版鉄筋コンクリート	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	短期許容応力度又は短期許容せん断力
		鋼製防護壁 鋼製防護壁	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	短期許容応力度又は短期許容せん断力
		接合部 アンカーボルト (頂版鉄筋コンクリート)	下記発生応力が許容限界以下であることを確認 ・アンカーボルトの引張応力 ・アンカーボルトとコンクリートの定着 ・コンクリートのコーンせん断力	短期許容応力度又は短期許容せん断力
		ベースプレート 中詰め鉄筋コンクリート	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	
	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	極限支持力度
		地盤改良（セメント系）	改良地盤に滑り破壊を生じないことを確認	滑り破壊を生じない
	構造物の変形性	止水ジョイント部材	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

2.3.2 耐津波評価について

防潮堤（鋼製防護壁）の耐津波評価フローとして評価の全体の手順を図 2.3-1 に示す。

赤線囲みの防潮堤（鋼製防護壁）を構成する各部材（鋼製防護壁基礎、鋼製防護壁、接合部及び止水ジョイント部材）及び基礎地盤の評価に着目した詳細設計フローを図 2.3-2 に示す。また、強度評価の荷重条件である津波時（津波荷重が主要荷重）及び重畳時（津波荷重とともに余震荷重が主要荷重）に着目して細分化した鋼製防護壁基礎、鋼製防護壁及び接合部の設計フローを図 2.3-3 及び図 2.3-4 に示す。

防潮堤（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することで評価対象部位を設定し、許容限界に対する健全性を確認する。具体的には以下のとおりとする。

防潮堤（鋼製防護壁）は、鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎がアンカーボルトによって剛結され、鋼製防護壁からの軸力と水平軸回りの曲げモーメントを引抜き力、押込み力として鋼製防護壁基礎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ため、鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎を一体とした 3 次元モデルで強度評価を行う。中実鉄筋コンクリート及び鋼管杭を梁要素、鋼製防護壁を格子状の梁要素でモデル化する。梁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。梁部材の健全性評価では、梁部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。中実鉄筋コンクリートに隣接する地中連続壁部については、構造部材として考慮しない設計とするが、地中連続壁部の残置影響に関する評価は「3. 防潮堤（鋼製防護壁）の地中連続壁部の残置影響評価に関する補足説明」に示す。

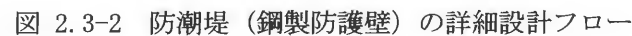
基礎地盤の支持性能評価については、鋼製防護壁基礎を支持する基礎地盤に発生する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。なお、津波時に発生する接地圧は、地震時及び重畳時に発生する接地圧に包絡されるため、強度評価における基礎地盤の支持性能評価は重畳時のみ実施する。重畳時の支持性能評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものを用いる。また、地下水位は地表面位置に設定する。

鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁との境界部に設置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される。止水ジョイント部の変形性評価については、止水ジョイント部に生じる相対変位量を算出し、その変形量が有意な漏えいを生じないことを確認した許容限界以下であることをもって評価する。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（以下「既工認」という。）の補足説明資料「補足-60-1（津波への配慮に関する説明書）」の「6.12 止水ジョイント部の相対変位量に関する補足説明」及び「6.13 止水ジョイント部の漂流物対策に関する補足説明」に示す。



- 注記 *1: 解放基礎表面(EL. -370 m)で定義される弾性設計用地震動 S_d -D 1 を 1 次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置(EL. -130 m)での入力地震動として作成する
- *2: 構造部材の健全性評価により, 要求性能「構造強度を有すること」と要求性能「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する
- *3: 基礎地盤の支持性能評価により, 要求性能「構造強度を有すること」と要求性能「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する
- *4: 止水ジョイント部材の変形性評価により, 要求性能「止水性を損なわないこと」を満足することを確認する

図 2.3-1 防潮堤（鋼製防護壁）の耐津波評価フロー



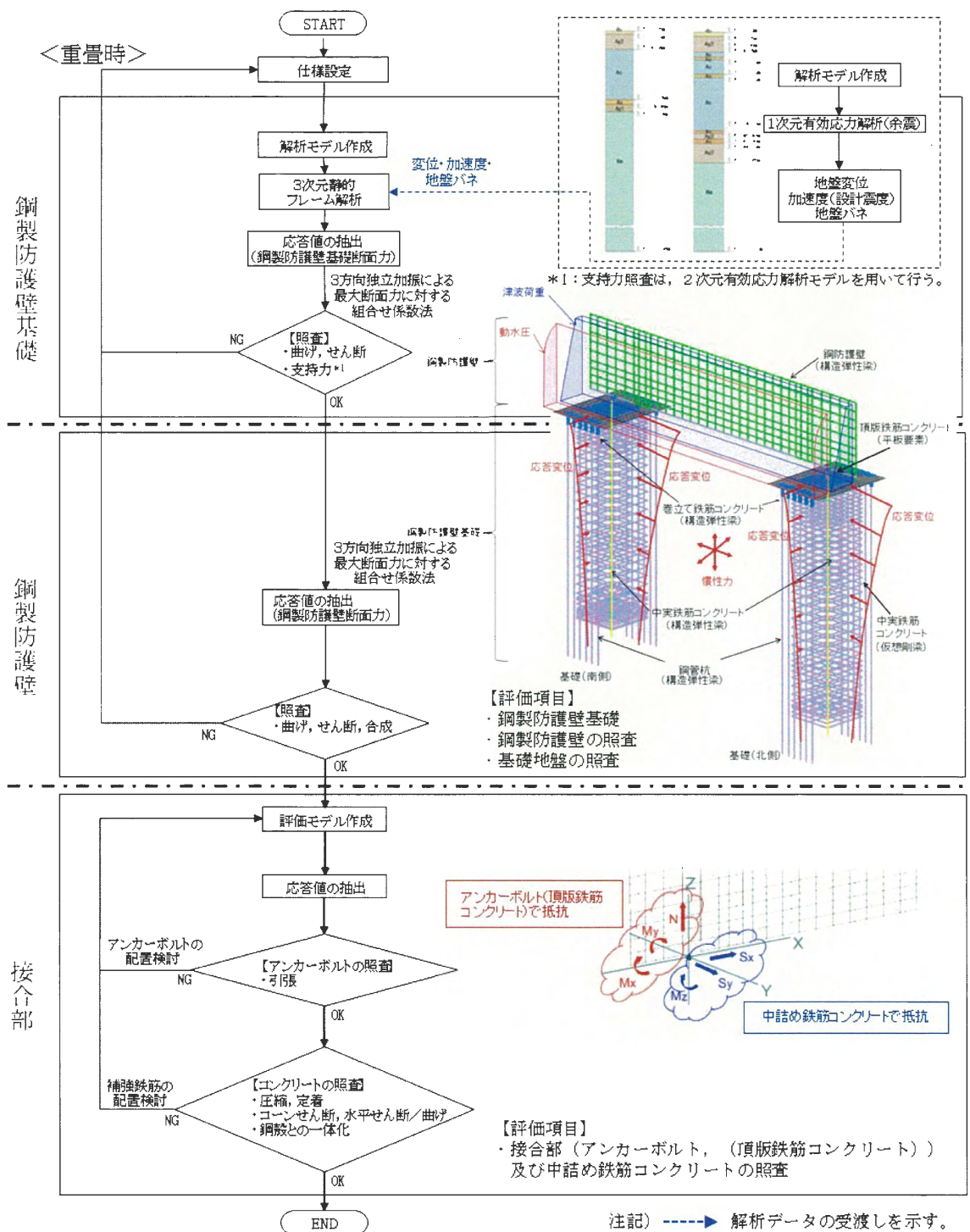


図 2.3-4 重畳時における鋼製防護壁基礎、鋼製防護壁及び接合部の設計フロー

2.4 適用基準

適用する規格・基準類を以下に示す。また、項目ごとに適用する規格・基準類を表 2.4-1 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)
- ・コンクリート標準示方書[設計編](土木学会, 2022 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(I 共通編・III コンクリート橋編)・同解説(日本道路協会, 平成 24 年 3 月)
- ・道路橋示方書(V 耐震設計編)・同解説(日本道路協会, 平成 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)
- ・杭基礎設計便覧(日本道路協会, 令和 2 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)
- ・鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)(国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編, 令和 5 年 1 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)
- ・2018 年版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針ーセメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法ー ((財) 日本建築センター)

表 2.4-1 項目ごとに適用する規格・基準類

項目毎に適用する規格・基準類	備考
使用材料及び材料の物性値 ・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(I 共通編・III コンクリート橋編)・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) ・コンクリート標準示方書[設計編](土木学会, 2022年制定) ・鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)(国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編, 令和5年1月) ・2018年版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針 ーセメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法ー (財) 日本建築センター)	-
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
許容限界 鉄筋コンクリート ・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) 鋼材 ・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) ・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) ・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)	曲げ軸力に対する照査 発生応力度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 発生応力度又は発生力が短期許容応力度又は短期許容せん断力以下であることを確認
耐震設計 ・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) ・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)	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. 設計条件

耐津波設計に用いる条件を整理した設計条件総括表を表 3-1 に示す。

表 3-1 に示す解析モデルに設定する地盤バネは、非線形地盤バネ要素でモデル化する。地盤バネの非線形材料特性は、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

地盤バネは、表 3-2 に示すとおり津波時 2 ケース（地盤バネ 1 及び地盤バネ 2）及び重畳時 3 ケース（地盤バネ 3、地盤バネ 4 及び地盤バネ 5）を考慮する。津波時の地盤バネと重畳時の地盤バネの設定の違いは、地盤反力係数と地盤反力上限値の算定において考慮する地盤の変形係数と地盤強度の設定による余震考慮の有無である。

津波時においては、余震を考慮しないため、添付書類「VI-2-1-3(2) 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している地盤の物性値に基づき直接設定もしくは算出した地盤の変形係数及び地盤強度から地盤バネを設定する。なお、地盤バネ 1 は、地盤抵抗が最大の場合を想定した地盤バネであるため、地盤の動的せん断特性における初期せん断剛性に基づき地盤の変形係数を算定し、平均 V_s の地盤特性におけるピーク強度に基づき地盤強度を算定する。一方、地盤バネ 2 は、地盤抵抗が最小の場合を想定した地盤バネであるため、静弾性係数に基づき地盤の変形係数を設定し、地盤物性のばらつき -1σ を考慮したせん断波速度 V_s の地盤物性における残留強度に基づき設定する。これらの地盤の剛性及び地盤強度を考慮して地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 を設定する。

これに対し、重畳時においては、余震を考慮するため、余震に伴い地盤が受ける影響（剛性及び強度低下）を 1 次元有効応力解析により評価することで地盤バネを設定する。1 次元有効応力解析は、弾性設計用地震動 S_d-D1 （余震）に対して実施し、解析対象の地盤ケースは地盤ケース⑤、⑥、③' の 3 ケースである。余震に伴い地盤が受ける影響を考慮した収束剛性及び収束強度は、これら 3 種類の地盤ケースにおいて下記の各応答値が最大となる時刻において算出する。算出した収束剛性及び収束強度に基づき、下記のとおり地盤バネ 3、地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 を設定する。

地表面加速度：地表面加速度が最大になる地盤ケース及び最大値発生時刻の収束剛性及び収束強度を算出し、これらに基づき「地盤バネ 3」を設定する。

地表面変位：地表面変位が最大になる地盤ケース及び最大値発生時刻の収束剛性及び収束強度を算出し、これらに基づき「地盤バネ 4」を設定する。

地盤のせん断ひずみ：地盤のせん断ひずみが最大になる地盤ケース及び最大値発生時刻の収束剛性及び収束強度を算出し、これらに基づき「地盤バネ 5」を設定する。

なお、1 次元有効応力解析では、防潮堤（鋼製防護壁）の周辺地盤に地盤改良（薬液注入）を実施することを踏まえ、表 3-2 に示す液状化パラメータを適用する地盤ケース①～④は考慮せず、液状化パラメータを適用しない地盤ケース⑤、⑥及び③' を採用する。また、地盤ケース③' は、既工認では設定していない地盤物性のばらつき（ -1σ ）を考慮した非液状化ケースとして、新たに設定する。

表 3-1 設計条件総括表

項目		内容
使用材料	鉄筋コンクリート 鉄筋 コンクリート	SD390, SD490, SD685 $f'_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$
	鋼材 鋼製防護壁 鋼管杭 アンカーボルト ベースプレート	SM490Y, SM570, SBHS500, SBHS700 SBHS500 SM520B相当 SM490Y, SM570
地盤の 物性値	地盤(K _m 層以外)	地盤のばらつきを考慮
	地盤(K _m 層)	深度に応じて設定
	地下水位	地表面として設定
	地盤改良体	改良手法に応じて物性値を設定
荷重及び荷重の組合せ		津波時 固定荷重G+積載荷重P+遡上津波荷重P_t+衝突荷重P_c+積雪荷重P_s。 重畳時 固定荷重G+積載荷重P+遡上津波荷重P_t+余震荷重K_{sd}+積雪荷重P_s。 G:躯体自重, 静止土圧, 外水圧 P:機器・配管荷重(スクリーン室クレーン) P_t:基準津波及び敷地に遡上する津波による水平波圧 P_c:0.69 tの車両の漂流物荷重 K_{sd}:弾性設計用地震動S_d-D1による余震に伴う慣性力, 動水圧 P_s:積雪量30 cmの積雪を考慮 ※津波時・重畳時は堤外側からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用せず, 堤内側からの風荷重は考慮しない方が保守的であるため, 風荷重は考慮しない
入力地震動		弾性設計用地震動 S_d-D1 を用いて, 1次元波動論により算定
許容限界	構造部材	基準津波時 コンクリート:許容応力度に対し割増係数を1.5とする。 鉄筋:許容応力度に対し割増係数を1.5とする。 鋼材:許容応力度に対し割増係数を1.5とする。 敷地に遡上する津波時 コンクリート:許容応力度に対し割増係数を2.0とする。 鉄筋:許容応力度に対し割増係数を1.65とする。 鋼材:許容応力度に対し割増係数を1.7とする。
	基礎地盤	中実鉄筋コンクリート:基礎底面地盤の許容限界は, K _m 層の極限支持力度とする。 鋼管杭:基礎底面地盤の許容限界は, K _m 層の極限支持力度とする。
	止水ジョイント部	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に基づき設定する。
解析手法 解析コード	鋼製防護壁基礎	3次元静的フレーム解析・Engineer's Studio Ver.11.02.00
	鋼製防護壁及び接合部	
解析モデル	鋼製防護壁基礎	鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎を一体とした3次元静的フレーム解析モデルで構造部材の強度評価を行う。
	鋼製防護壁及び接合部	

表 3-2 地盤バネケースの設定概要（津波時及び重畳時）

地盤バネのケース	余震の有無	地盤ケース*1	地盤反力係数	地盤反力上限値	バネ値の大小関係
地盤バネ1	余震なし	余震を考慮しない地盤物性値	道路橋示方書IVに基づき設定することを基本*2とする。 (入力条件である変形係数は、原地盤の初期せん断弾性係数より設定する。)	道路橋示方書IVに基づき設定（入力条件である c 、 ϕ は、原地盤のピーク強度（平均）の強度定数とする。)	最大
地盤バネ2	津波時	添付書類「VI-2-1-3(2) 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している地盤の物性値に基づき直接設定もしくは算出	道路橋示方書IVに基づき設定することを基本*2とする。 (入力条件である変形係数は、原地盤の静弾性係数より設定する。)	道路橋示方書IVに基づき設定（入力条件である c 、 ϕ は、原地盤の残留強度（平均 -1σ ）の強度定数とする。)	最小
地盤バネ3	余震あり 重畳時	以下に示す3種類の地盤ケースに対して1次元有効応力解析を実施して、地盤の応答値が最大となる地盤条件を選定	道路橋示方書IVに基づき設定することを基本*2とする。（入力条件である変形係数は、地表面加速度が最大となる時刻の収束剛性とする。)	地表面加速度が最大となる時刻の収束強度より設定	大
地盤バネ4		地盤ケース⑤ (平均 V_s による地盤物性非液化化条件)	道路橋示方書IVに基づき設定することを基本*2とする。（入力条件である変形係数は、地表面変位が最大となる時刻の収束剛性とする。)	地表面変位が最大となる時刻の収束強度より設定	小
地盤バネ5		地盤ケース⑥ ($+1\sigma V_s$ による地盤物性非液化化条件) 地盤ケース③' ($-1\sigma V_s$ による地盤物性非液化化条件)	道路橋示方書IVに基づき設定することを基本*2とする。（入力条件である変形係数は、せん断ひずみが最大となる時刻の収束剛性とする。)	せん断ひずみが最大となる時刻の収束強度より設定	小

注記 *1：地盤ケース⑤、⑥、③' に対し1次元有効応力解析を行い、地盤の応答値が最大となる地盤条件を選定

σ ：せん断波速度 V_s の標準偏差

*2：構造物同士（鋼管杭と鋼管杭、鋼管杭と中実鉄筋コンクリート）を接続するバネにおいては、道路橋示方書IVの地盤バネではなく、 E_0 (変形係数)/1(連結バネの長さ)で算出した連結バネとして設定する。

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

注記 地盤ケース③' は、既工認では考慮していない地盤のばらつき（ -1σ ）の非液化化ケースとして、新たに設定する。

地盤ケース	原地盤条件	地盤改良条件	
		薬液注入	セメント系
地盤ケース⑤	非液化化	非液化化、平均 V_s	設計基準 V_{sc}
地盤ケース⑥	非液化化 $+1\sigma V_s$	非液化化、平均 $+1\sigma V_s$	$V_{sc} (+1\sigma_c)$
地盤ケース③'	非液化化 $-1\sigma V_s$	非液化化、平均 $-1\sigma V_s$	$V_{sc} (-1\sigma_c)$

注記 地盤ケース⑤：原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース

地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液化化の条件を仮定した解析ケース

地盤ケース③'：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）して非液化化の条件を仮定した解析ケース

V_s ：原地盤のせん断波速度

σ ：原地盤のせん断波速度 V_s の標準偏差

V_{sc} ：地盤改良（セメント系）のせん断波速度

σ_c ：地盤改良（セメント系）のせん断波速度 V_{sc} の標準偏差

4. 耐津波評価

4.1 記号の定義

表 4.1-1 に耐津波評価に用いる記号を示す。

表 4.1-1 耐津波評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN	積載荷重
P_s	kN/m^2	積雪荷重
P_t	kN/m	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	コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
τ_{a1}	N/mm^2	コンクリートの短期許容せん断応力度
τ_a	N/mm^2	コンクリートの短期許容付着応力度
τ_{coa1}	N/mm^2	コーンせん断応力度(コンクリートのみ)
τ_{coa2}	N/mm^2	コーンせん断応力度(鉄筋補強をする場合)
σ_{sa}	N/mm^2	鉄筋及び鋼材の短期許容引張応力度
τ_{sa}	N/mm^2	鋼材の短期許容せん断応力度
V_a	kN	斜め引張鉄筋を考慮する場合の短期許容せん断力
V_{ca}	kN	コンクリートの短期許容せん断力
V_{sa}	kN	斜め引張鉄筋の短期許容せん断力
τ_{a1}	N/mm^2	斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度
b_w	m	有効幅
j	m	$1/1.15$
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
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	kN/m	動水圧合力
y	T. P. m	動水圧の作用高さ

4.2 評価対象断面，部位及び評価する性能

4.2.1 評価対象断面

3次元静的フレーム解析に用いる評価対象断面は，防潮堤（鋼製防護壁）の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて，図 4.2-1 に示すとおり堤軸方向 1 断面（①－①断面），堤軸直交方向 2 断面（北基礎②－②断面及び南基礎③－③断面）を選定する。評価対象断面を図 4.2-2～図 4.2-4 に示す。

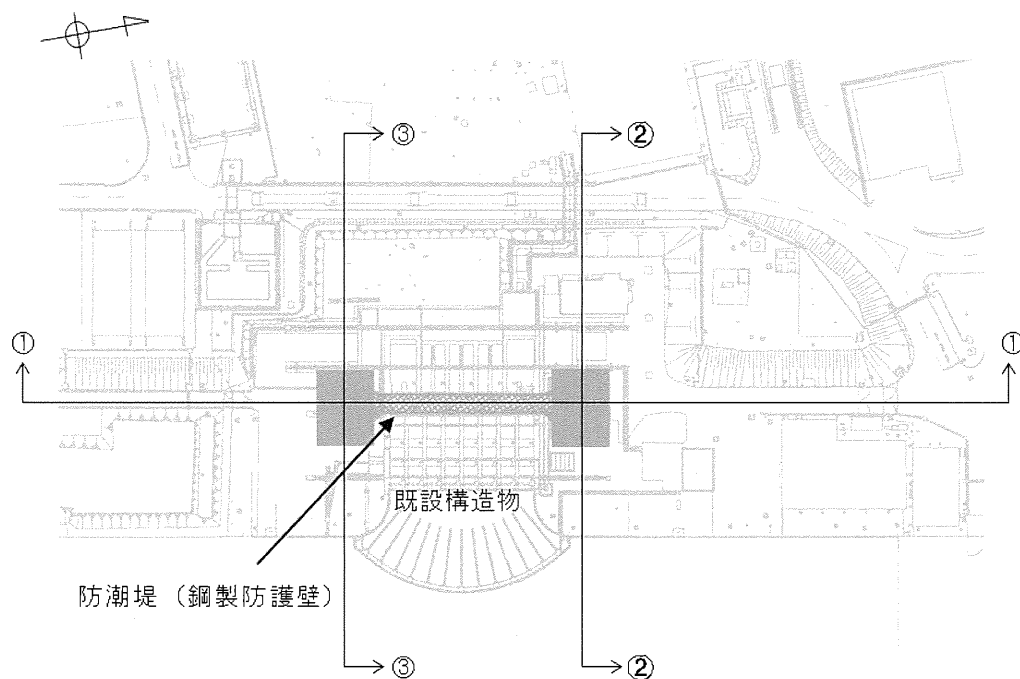


図 4.2-1 防潮堤（鋼製防護壁）の評価対象断面位置図

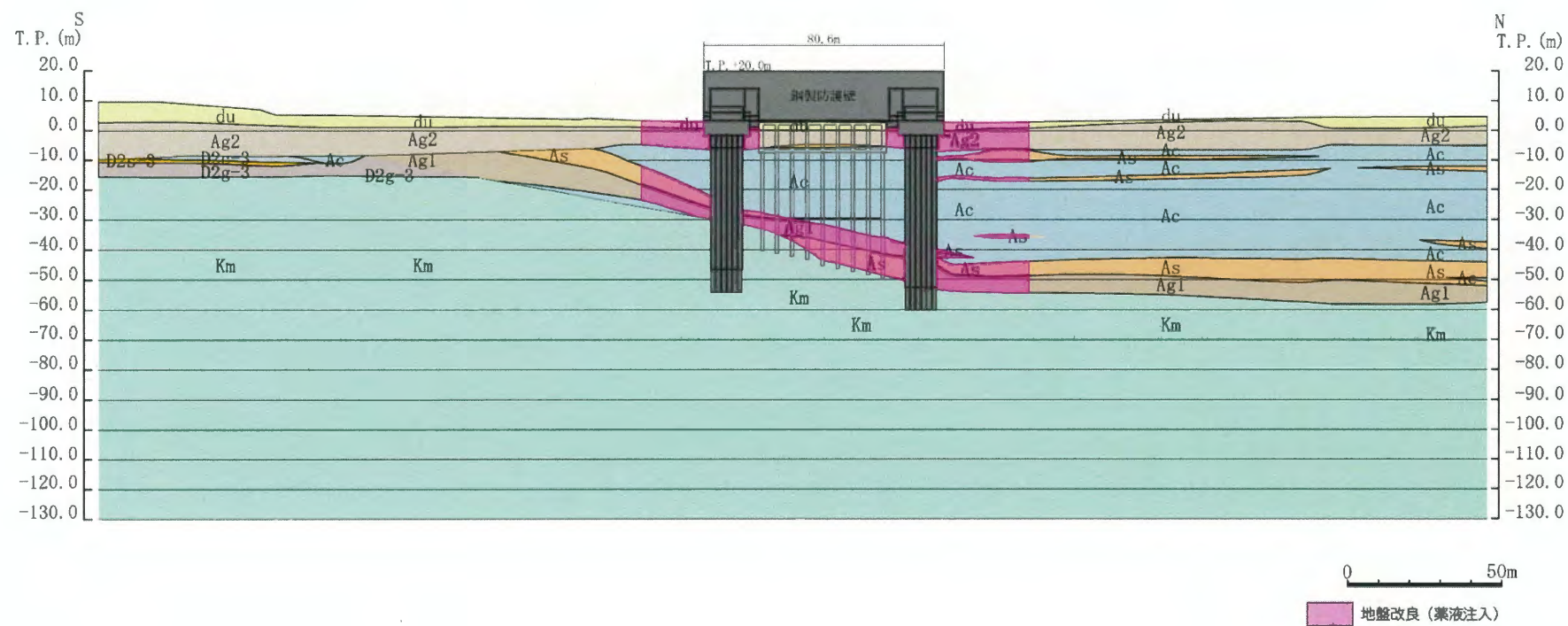


図 4.2-2 防潮堤（鋼製防護壁）評価対象断面図（①—①断面）

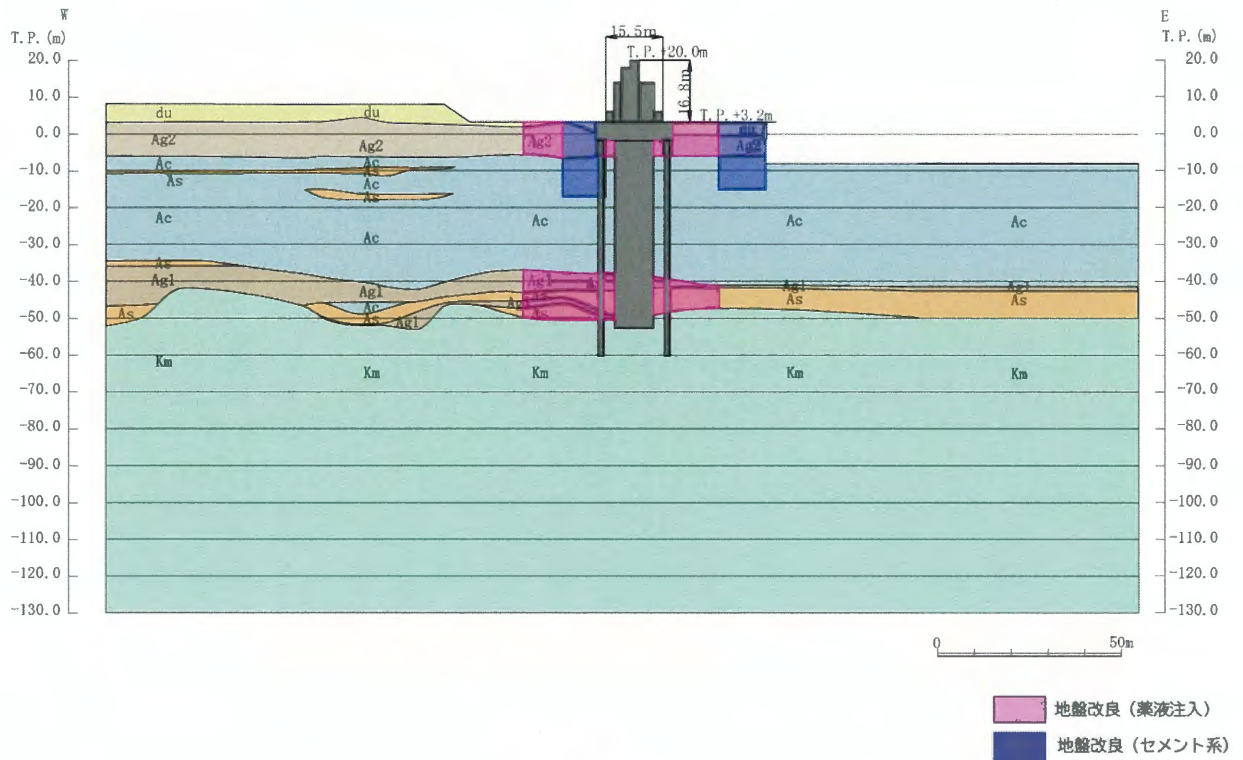


図 4.2-3 防潮堤（鋼製防護壁）評価対象断面図（②—②断面）

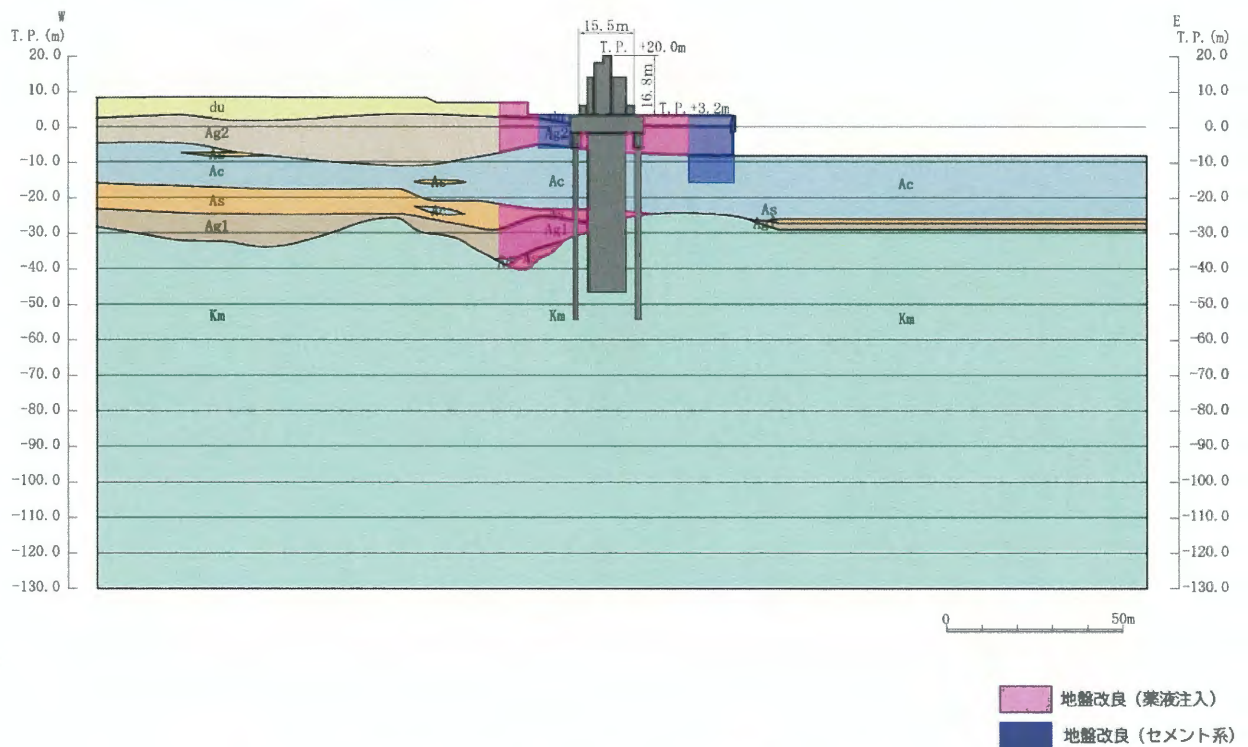


図 4.2-4 防潮堤（鋼製防護壁）評価対象断面図（③—③断面）

4.2.2 評価対象部位及び評価する性能

評価対象は、(1) 構造部材の健全性、(2) 基礎地盤の支持性能及び (3) 構造物の変形性であり、それぞれに含まれる評価対象部位は以下のとおりである。また、これらの部位の要求性能と設計評価方針は表 2.3-1 に示すとおりである。

(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、鋼製防護壁基礎、接合部とする。これらの部位の要求性能と設計評価方針は、表 2.3-1 に示すとおりである。

(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、鋼製防護壁基礎を支持する基礎地盤とする。基礎地盤の要求性能と設計評価方針は、表 2.3-1 に示すとおりである。

(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、止水ジョイント部とする。止水ジョイント部の要求性能と設計評価方針は、表 2.3-1 に示すとおりである。

4.3 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、表 4.3-1 に示すとおりとする。

表 4.3-1 使用材料及び材料の物性値

材料	諸元	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	鉄筋 SD390, SD490, SD685 ^{*1*2} コンクリート 設計基準強度50 N/mm^2 ^{*1*3}	24.5 ^{*1}	3.3×10^4 ^{*1}	0.2 ^{*1}	5 ^{*4}
頂版鉄筋コンクリート					
中詰め鉄筋コンクリート					
巻立て鉄筋コンクリート					
中実鉄筋コンクリート					
鋼材	SM490Y ^{*6} , SM520B相当 ^{*7} , SM570 ^{*6} , SBHS500 ^{*8*9} , SBHS700 ^{*9}	77.0 ^{*6*7}	2.0×10^5 ^{*6*7}	0.3 ^{*6*7}	3 ^{*10}
鋼製防護壁					
鋼管杭 ^{*5}					
アンカーボルト					
ベースプレート					

注記 *1: コンクリート標準示方書[設計編](土木学会, 2022年制定)

*2: 鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)(国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編, 令和5年1月)

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

*4: 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)

*5: 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29年11月)に基づき
腐食代1 mm を考慮する。杭の断面計算及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代の断面積の低減を考慮する。

*6: 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)

*7: 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)

*8: 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)

*9: 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)

*10: 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)

接合部に用いるアンカーボルトについては、橋梁の設計を想定した「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)」に基づいて設計する。

アンカーボルトには、直接定着方式のアンカーボルトとアンカーフレーム方式のアンカーボルトがある。アンカーフレーム方式は、複数のアンカーボルトを鋼製フレームで一体化して設置する構造であるため、アンカーボルトの軸力が大きくなるとアンカービームが大きくなり平面寸法の制約を受ける。これに伴い、アンカーフレーム方式では、定着するコンクリートの縁端距離不足や輸送・架設上の問題が生じる可能性が高くなることに加えて、高密度に配筋された頂版鉄筋コンクリート内の鉄筋との干渉も想定されることから、同基準において原則としている直接定着方式のアンカーボルトを採用する。直接定着方式のアンカーボルトは、道路・橋梁施設において適用実績がある。

また、同基準では、接合部に用いる定着式アンカーボルトの材料として、スタッドの溶接性を確保するため、化学成分を調整した SM520B 相当を用いることが規定されている。SM520B 相当の鋼材は、表 4.3-2 に示すとおり、機械的性質及び化学成分が J I S 規格の SM520B と同等の力学特性を満たしている。このため、接合部に用いるアンカーボルトは SM520B 相当とする。同基準の引用箇所を表 4.3-3 に示す。

表 4.3-2 SM520B 相当と SM520B の比較

項目	SM520B相当 (使用材料)	SM520B (比較材料)	SM520B相当とSM520Bの比較
機械的性質			引張強さ及び降伏点は同等である。
引張強さ	520 N/mm ² 以上	520～640 N/mm ² 以上	
降伏点又は耐力	355 N/mm ² 以上	315 N/mm ² 以上	
化学成分			C, Mnの成分規定に差異があるが、以下により、本施設の環境下での使用は問題ないと考える。 ・Cは、一般的に機械的性質に影響を与える成分であり、Cの増加とともに引張強さが増加するが、上記に示すとおり機械的性質は同等である。 ・Mnは、一般的に機械的性質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なく、上記に示すとおり機械的性質は同等である。
C	0.22 %以下	0.20 %以下	
Si	0.55 %以下	0.55 %以下	
Mn	1.60 %以下	1.65 %以下	
P	0.035 %以下	0.035 %以下	
S	0.035 %以下	0.035 %以下	
Cu, Ni, Cr, Mo, V	－	－	
判定	SM520B相当は、機械的性質、化学成分ともにSM520Bと同等であることを確認したため、本施設においてSM520B相当を材料として使用することに問題はないと考える。		

表 4.3-3 「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)」の引用箇所

表 3.1-1 アンカーボルトの材料

定着方式	直接定着方式		アンカーフレーム方式			
鋼 種	SM490A 相当	SM520B 相当	SS400	S30CN	S35CN	S45CN
降伏点	315 N/mm ²	355 N/mm ²	235 N/mm ²	285 N/mm ²	305 N/mm ²	345 N/mm ²
または耐力	以上	以上	以上	以上	以上	以上
JIS (注1)	(G3106) (注2)	(G3106) (注2)	G3101	G4051 (注3)	G4051 (注3)	G4051 (注3)

注 1) アンカーボルトの鋼種表示は鉄鋼記号による。

注 2) JIS G 3106「溶接構造用圧延鋼材」には、鋼板、鋼帯、形鋼および平鋼が規定されており、直接定着方式のアンカーボルトに用いる棒鋼はこれらには含まれないが、スタッドの溶接性を確保するため、この化学成分を参考にし、表 3.1-2、表 3.1-3、表 3.1-4 を満足させるものとした。本基準では、直接定着方式のアンカーボルトの材質を、「SM490A 相当」、「SM520B 相当」と表記することとした。

注 3) 機械構造用鋼 S30CN、S35CN、S45CN は JIS G 4051 に示される材質 S30C、S35C、S45C に熱処理として焼きなましを施し、その規格の解説付表に示される機械的性質を満足する材料とする。

表 3.1-2 直接定着方式アンカーボルトに用いる鋼材の化学成分

記 号	化 学 成 分 (%)				
	C	Si	Mn	P	S
SM490A 相当	0.22 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下
SM520B 相当	0.22 以下 (注1)	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下

注 1) JIS G 3106 には、厚さ 100mm を超える場合の C 数値が記載されていないが、機械的性質を考慮して決定した。

表 3.1-3 直接定着方式アンカーボルトに用いる鋼材の機械的性質

記 号	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
SM490A 相当	315 以上	490 以上	23 以上
SM520B 相当	355 以上	520 以上	21 以上

表 3.1-4 直接定着方式アンカーボルトに用いる鋼材のシャルピー吸収エネルギー

記 号	試験温度	シャルピー吸収 エネルギー	試験片
SM520B 相当	0℃	27J 以上	Vノッチ試験片

注 1) 試験片形状 : JIS Z 2202 (金属材料衝撃試験片) による。

注 2) 試験方法 : JIS Z 2242 (金属材料衝撃方法) による。

4.4 地盤の物性値

耐津波評価の検討においては、添付書類「VI-2-1-3(2) 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している地盤の物性値を用いる。

地盤の物性値を表 4.4-1 に、地盤改良（セメント系）の物性値を表 4.4-2 に示す。

また、地盤改良（薬液注入）は、改良対象の原地盤の解析用物性値と同様の物性値を用いるとともに、非液状化層として扱う。

なお、Km 層の物性値は、深度に応じて設定するものとし、具体的な値を表 4.4-3 に示す。

表 4.4-1 地盤の物性値

検討条件			原地盤条件									
			平均 V_s									-
対象地盤			埋戻土	第四系							新第三系	
項目			f1	du	Ag2	Ac	As	Ag1	D2c-3	D2s-3	D2g-3	Km
物理特性	密度 ()は地下水位で浅	ρ g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.65	1.74	2.01 (1.89)	1.77	1.92	2.15 (2.11)	深度に応じて 設定
	間隙比	e	0.75	0.75	0.67	1.59	1.20	0.67	1.09	0.79	0.43	
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	0.26	0.26	0.25	0.10	0.26	0.25	0.22	0.19	0.26	
	基準平均有効主応力 ()は地下水位で浅	σ'_{ma} kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	480	378	814 (814)	696	966	1167 (1167)	
	基準初期せん断剛性 ()は地下水位で浅	G_{ma} kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	121829	143284	392073 (392073)	285223	650611	1362035 (1362035)	
	最大履歴減衰率	h_{max}	0.220	0.220	0.233	0.200	0.216	0.221	0.186	0.192	0.130	
	粘着力	C_{CD} N/mm ²	0	0	0	0.025	0.012	0	0.026	0.01	0	
	内部摩擦角	ϕ_{CD} °	37.3	37.3	37.4	29.1	41.0	37.4	35.6	35.8	44.4	
液状化強度特性	液状化パラメータ	ϕ_p	34.8	34.8	34.9	-	38.3	34.9	-	33.4	41.4	
		S_1	0.047	0.047	0.028		0.046	0.029		0.048	0.030	
		W_1	6.5	6.5	56.5		6.9	51.6		17.6	45.2	
		P_1	1.26	1.26	9.00		1.00	12.00		4.80	8.00	
		P_2	0.80	0.80	0.60		0.75	0.60		0.96	0.60	
		C_1	2.00	2.00	3.40		2.27	3.35		3.15	3.82	

表 4.4-2 地盤改良（セメント系）の物性値

項目		地盤改良（セメント系）	
		一軸圧縮強度（ ≤ 8.5 N/mm ² の場合）*	一軸圧縮強度（ > 8.5 N/mm ² の場合）
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³)	改良対象の現地盤の平均密度 $\times 1.1$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm ²)	581	2159
	静ポアソン分布 ν_s	0.260	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強さ (kgf/cm ²)	
	動ポアソン比 ν_d	0.431	
	動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma/0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma/0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
	減衰定数 $h \sim \gamma$	$h = 0.152 \frac{\gamma/0.000537}{1 + \gamma/0.000537}$ γ : せん断ひずみ (-)	$h = 0.178 \frac{\gamma/0.001560}{1 + \gamma/0.001560}$ γ : せん断ひずみ (-)
強度特性	ピーク強度 C (N/mm ²)	$C = q_u / 2$ q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強さ (N/mm ²)	
	残留強度 τ_0 (N/mm ²)	粘着力 $C = 0$ (N/mm ²) 内部摩擦角 $\phi = 29.1$ (度)	
	引張強度 σ_t (N/mm ²)	下記の式を用いて、 $S_t (= \sigma_t)$ を求める。 $q_u = \frac{S_t \cdot q_u}{\sqrt{S_t \cdot (q_u - 3 \cdot S_t)}}$ $S_t (= \sigma_t)$: 地盤改良体の引張強度 (N/mm ²) q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強さ (N/mm ²)	

注記 * : 地盤改良（セメント系）の一軸圧縮強度 : 1.0 N/mm², 1.5 N/mm², 3.0 N/mm²

表 4.4-3 Km 層の物性値

区分 番号	設定深度 TP (m) Z	適用深度 TP (m) Z	密度 ρ (g/cm^3)	静ポアソン比 ν_0	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_{max} (kN/m^2)	基準体積 弾性係数 K_{max} (kN/m^2)	基準平均有効 主応力 σ'_{max} (kN/m^2)	拘束圧 依存係数 mG, mK	最大履歴 減衰率 hmax(-)	動ポアソン比 ν_d	疎密波 速度 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	1,640
2	9	8.5 ~ 9.5	1.72	0.16	304	24.1	426	312, 139	354, 982	504	0.0	0.105	0.464	1,644
3	8	7.5 ~ 8.5	1.72	0.16	310	24.0	427	313, 606	356, 650	504	0.0	0.105	0.464	1,648
4	7	6.5 ~ 7.5	1.72	0.16	316	23.9	428	315, 076	358, 322	504	0.0	0.105	0.464	1,651
5	6	5.5 ~ 6.5	1.72	0.16	322	23.8	428	315, 076	358, 322	504	0.0	0.106	0.464	1,651
6	5	4.5 ~ 5.5	1.72	0.16	328	23.7	429	316, 551	359, 999	504	0.0	0.106	0.464	1,655
7	4	3.5 ~ 4.5	1.72	0.16	334	23.6	430	318, 028	361, 679	504	0.0	0.106	0.463	1,638
8	3	2.5 ~ 3.5	1.72	0.16	340	23.5	431	319, 509	363, 363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
9	2	1.5 ~ 2.5	1.72	0.16	346	23.4	431	319, 509	363, 363	504	0.0	0.107	0.463	1,642
10	1	0.5 ~ 1.5	1.72	0.16	352	23.3	432	320, 993	365, 051	504	0.0	0.107	0.463	1,646
11	0	-0.5 ~ 0.5	1.72	0.16	358	23.2	433	322, 481	366, 743	504	0.0	0.107	0.463	1,650
12	-1	-1.5 ~ -0.5	1.72	0.16	364	23.1	434	323, 972	368, 439	504	0.0	0.108	0.463	1,653
13	-2	-2.5 ~ -1.5	1.72	0.16	370	23.0	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
14	-3	-3.5 ~ -2.5	1.72	0.16	376	22.9	435	325, 467	370, 139	504	0.0	0.108	0.463	1,657
15	-4	-4.5 ~ -3.5	1.72	0.16	382	22.8	436	326, 965	371, 843	504	0.0	0.108	0.463	1,661
16	-5	-5.5 ~ -4.5	1.72	0.16	388	22.7	437	328, 467	373, 551	504	0.0	0.109	0.462	1,644
17	-6	-6.5 ~ -5.5	1.72	0.16	394	22.6	438	329, 972	375, 262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
18	-7	-7.5 ~ -6.5	1.72	0.16	400	22.5	438	329, 972	375, 262	504	0.0	0.109	0.462	1,648
19	-8	-8.5 ~ -7.5	1.72	0.16	406	22.4	439	331, 480	376, 977	504	0.0	0.109	0.462	1,652
20	-9	-9.5 ~ -8.5	1.72	0.16	412	22.3	440	332, 992	378, 697	504	0.0	0.110	0.462	1,656
21	-10	-11 ~ -9.5	1.72	0.16	418	22.2	441	334, 507	380, 420	504	0.0	0.110	0.462	1,659
22	-12	-13 ~ -11	1.72	0.16	430	22.0	442	336, 026	382, 147	504	0.0	0.110	0.462	1,663
23	-14	-15 ~ -13	1.72	0.16	442	21.8	444	339, 074	385, 614	504	0.0	0.111	0.462	1,671
24	-16	-17 ~ -15	1.72	0.16	454	21.6	445	340, 603	387, 352	504	0.0	0.111	0.461	1,654
25	-18	-19 ~ -17	1.72	0.16	467	21.4	447	343, 671	390, 842	504	0.0	0.112	0.461	1,662
26	-20	-21 ~ -19	1.72	0.16	479	21.2	448	345, 211	392, 593	504	0.0	0.112	0.461	1,665
27	-22	-23 ~ -21	1.72	0.15	491	21.0	450	348, 300	381, 471	498	0.0	0.112	0.461	1,673
28	-24	-25 ~ -23	1.72	0.15	503	20.8	452	351, 403	384, 870	498	0.0	0.113	0.461	1,680
29	-26	-27 ~ -25	1.72	0.15	515	20.6	453	352, 959	386, 574	498	0.0	0.113	0.460	1,664
30	-28	-29 ~ -27	1.72	0.15	527	20.4	455	356, 083	389, 996	498	0.0	0.114	0.460	1,672
31	-30	-31 ~ -29	1.72	0.15	539	20.2	456	357, 650	391, 712	498	0.0	0.114	0.460	1,675
32	-32	-33 ~ -31	1.72	0.15	551	20.0	458	360, 794	395, 155	498	0.0	0.115	0.460	1,683
33	-34	-35 ~ -33	1.72	0.15	563	19.8	459	362, 371	396, 883	498	0.0	0.115	0.459	1,667
34	-36	-37 ~ -35	1.72	0.15	575	19.6	461	365, 536	400, 349	498	0.0	0.115	0.459	1,675
35	-38	-39 ~ -37	1.72	0.15	587	19.4	462	367, 124	402, 088	498	0.0	0.116	0.459	1,678
36	-40	-41 ~ -39	1.72	0.15	599	19.2	464	370, 309	405, 577	498	0.0	0.116	0.459	1,685
37	-42	-43 ~ -41	1.72	0.15	611	19.0	465	371, 907	407, 327	498	0.0	0.117	0.459	1,689
38	-44	-45 ~ -43	1.72	0.15	623	18.8	467	375, 113	410, 838	498	0.0	0.117	0.458	1,678
39	-46	-47 ~ -45	1.72	0.15	635	18.6	468	376, 721	412, 599	498	0.0	0.117	0.458	1,681
40	-48	-49 ~ -47	1.72	0.15	647	18.4	470	379, 948	416, 134	498	0.0	0.118	0.458	1,688
41	-50	-51 ~ -49	1.73	0.15	660	18.3	472	385, 416	422, 122	498	0.0	0.118	0.458	1,696
42	-52	-53 ~ -51	1.73	0.15	672	18.1	473	387, 051	423, 913	498	0.0	0.118	0.458	1,699
43	-54	-55 ~ -53	1.73	0.15	684	17.9	475	390, 331	427, 505	498	0.0	0.118	0.457	1,688
44	-56	-57 ~ -55	1.73	0.15	696	17.7	476	391, 976	429, 307	498	0.0	0.119	0.457	1,692
45	-58	-59 ~ -57	1.73	0.15	708	17.5	478	395, 277	432, 922	498	0.0	0.119	0.457	1,699
46	-60	-61 ~ -59	1.73	0.15	720	17.3	479	396, 933	434, 736	498	0.0	0.120	0.457	1,702
47	-62	-63 ~ -61	1.73	0.14	732	17.1	481	400, 255	422, 491	492	0.0	0.120	0.457	1,709
48	-64	-65 ~ -63	1.73	0.14	744	16.9	482	401, 921	424, 250	492	0.0	0.120	0.456	1,695
49	-66	-67 ~ -65	1.73	0.14	756	16.7	484	405, 263	427, 778	492	0.0	0.120	0.456	1,702
50	-68	-69 ~ -67	1.73	0.14	768	16.5	485	406, 939	429, 547	492	0.0	0.121	0.456	1,705
51	-70	-71 ~ -69	1.73	0.14	780	16.3	487	410, 302	433, 097	492	0.0	0.121	0.456	1,712
52	-72	-73 ~ -71	1.73	0.14	792	16.1	489	413, 679	436, 661	492	0.0	0.121	0.456	1,719
53	-74	-75 ~ -73	1.73	0.14	804	15.9	490	415, 373	438, 449	492	0.0	0.122	0.455	1,705
54	-76	-77 ~ -75	1.73	0.14	816	15.7	492	418, 771	442, 036	492	0.0	0.122	0.455	1,712
55	-78	-79 ~ -77	1.73	0.14	828	15.5	493	420, 475	443, 835	492	0.0	0.122	0.455	1,716
56	-80	-81 ~ -79	1.73	0.14	840	15.3	495	423, 893	447, 443	492	0.0	0.122	0.455	1,723
57	-82	-83 ~ -81	1.73	0.14	852	15.1	496	425, 608	449, 253	492	0.0	0.123	0.455	1,726
58	-88	-90 ~ -85	1.73	0.14	889	14.5	501	434, 232	458, 356	492	0.0	0.124	0.454	1,726
59	-92	-95 ~ -90	1.73	0.14	913	14.1	504	439, 448	463, 862	492	0.0	0.124	0.454	1,736
60	-98	-101 ~ -95	1.73	0.14	949	13.5	509	448, 210	473, 111	492	0.0	0.125	0.453	1,736
61	-104	-108 ~ -101	1.73	0.13	985	12.9	513	455, 282	463, 485	486	0.0	0.126	0.452	1,733
62	-112	-115 ~ -108	1.73	0.13	1,033	12.1	519	465, 995	474, 391	486	0.0	0.127	0.451	1,737
63	-118	-122 ~ -115	1.73	0.13	1,070	11.5	524	475, 016	483, 575	486	0.0	0.127	0.451	1,754
64	-126	-130 ~ -122	1.73	0.13	1,118	10.7	530	485, 957	494, 713	486	0.0	0.128	0.450	1,758

4.5 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-3-別添 1-1(2) 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以下のとおり設定する。

4.5.1 荷重

(1) 固定荷重

固定荷重は、躯体自重、静止土圧、外水圧を考慮する。

(2) 積載荷重

積載荷重は、表 4.5-1 に示す機器・配管荷重を考慮する。

表 4.5-1 機器・配管荷重

機器	荷重 (kN)
スクリーン室クレーン	840

(3) 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、朝倉式*に基づき、設計用浸水深の3倍を考慮して算定する。設計用浸水深は、防潮堤前面の(最大津波水位標高 - 防潮堤設置地盤標高)の1/2倍とする。なお、遡上津波荷重は、基準津波及び敷地に遡上する津波について、それぞれ設定する。

注記 *朝倉式の引用文献：「防潮堤に作用する津波波力に関する模型実験」，朝倉良介，岩瀬浩二，池谷毅，高尾誠，金戸俊道，藤井直樹，海岸工学論文集 第47巻，pp.941-945，2000

(4) 衝突荷重

衝突荷重は、0.69 tの車両の漂流物荷重を考慮して、FEMA*に基づき算定する。表 4.5-2 に衝突荷重を示す。なお、衝突荷重は津波時のみに考慮する。

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

表 4.5-2 衝突荷重

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

(5) 余震荷重

余震荷重は、弾性設計用地震動 S_a-D1 による慣性力、動水圧及び地盤変形に伴う土圧（応答変位）を考慮する。

(6) 積雪荷重

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行細則第 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 210 N/m^2 を考慮する。

(7) 風荷重

風荷重は、考慮しない。これは、津波時は堤外側からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用せず、堤内側からの風荷重は考慮しない方が保守的であるためである。

(8) 地下水位

地下水位は地表面に設定する。

4.5.2 荷重の組合せ

(1) 津波時

津波時の荷重の組合せを表 4.5-3 に示し、荷重概念図を図 4.5-1 に示す。

表 4.5-3 荷重の組合せ(津波時)

区分	荷重の組合せ
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

種別	荷重	算定方法
永久荷重	固定荷重 (G)	
	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。
	静止土圧	○ ・初期応力解析により設定する。
	外水圧	○ ・地下水の密度を考慮し、地下水位に応じた静水圧として設定する。
	内水圧	- ・内水はないため考慮しない。
	積載荷重 (P)	
	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。
偶発荷重	遡上津波荷重 (P_t)	
	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 (P_c)	
	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	
	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。
変動荷重	積雪荷重 (P_s)	
	積雪荷重	○ ・積雪荷重を考慮する。
	風荷重	
	風荷重	- ・津波時は堤外側からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用せず、堤内側からの風荷重は考慮しない方が保守的であるため、風荷重は考慮しない。
	その他	- ・発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組合せるべき変動荷重はない。

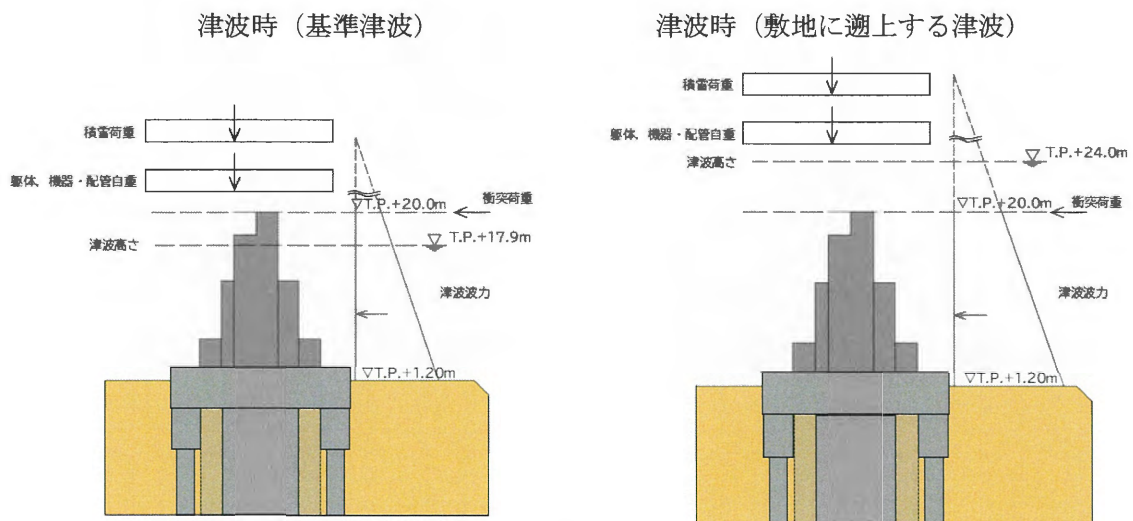


図 4.5-1 荷重概念図(津波時)

(2) 重畳時

重畳時の荷重の組合せを表 4.5-4 に示し、荷重概念図を図 4.5-2 に示す。

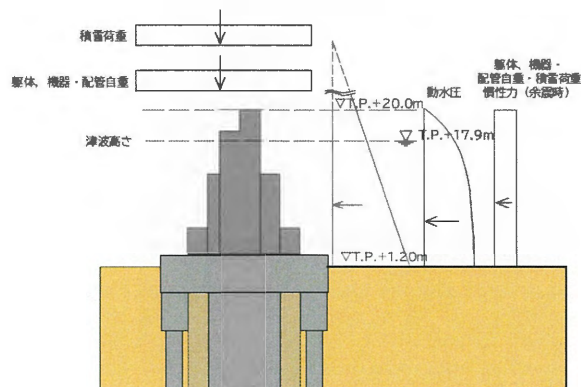
表 4.5-4 荷重の組合せ(重畳時)

区分	荷重の組合せ
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

種別	荷重	算定方法
永久荷重	固定荷重 (G)	
	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。
	静止土圧	○ ・初期応力解析により設定する。
	外水圧	○ ・地下水の密度を考慮し、地下水位に応じた静水圧として設定する。
	内水圧	- ・内水はないため考慮しない。
	積載荷重 (P)	
	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。
偶発荷重	遡上津波荷重 (P_t)	
	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	
	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 (K_{sd})	
	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。
変動荷重	積雪荷重 (P_s)	
	積雪荷重	○ ・積雪荷重を考慮する。
	風荷重	
	風荷重	- ・重畳時は堤外側からの風荷重は受圧面となる防潮壁には作用せず、堤内側からの風荷重は考慮しない方が保守的であるため、風荷重は考慮しない。
	その他	
	その他	- ・発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重と組合せるべき変動荷重はない。

重畳時 (基準津波)



重畳時 (敷地に遡上する津波)

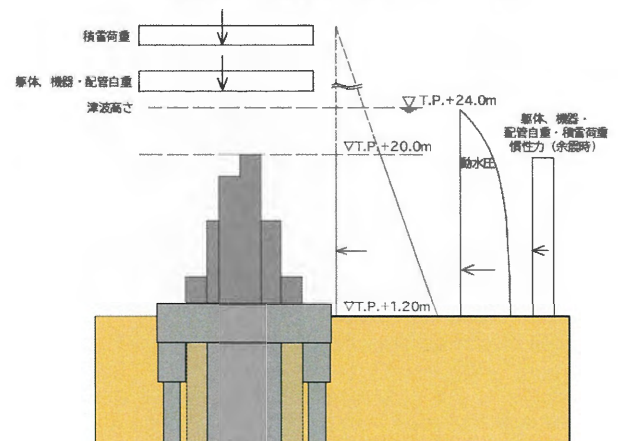


図 4.5-2 荷重概念図(重畳時)

4.6 許容限界

許容限界は、添付書類「VI-3-別添1-1(2) 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に基づき設定する。

4.6.1 構造部材

(1) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界を表 4.6-1 に示す。許容応力度の割増係数は「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）」に基づき設定する。基準津波時は地震の影響を考える場合に準じて、コンクリート及び鉄筋に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また、敷地に遡上する津波時は、極めてまれな荷重を考える場合とし、コンクリートに対して 2.0 倍、鉄筋に対して 1.65 倍の割増を考慮する。

表 4.6-1 鉄筋コンクリートの許容限界

項目		津波種別			
		基準津波時		敷地に遡上する津波時	
コンクリート		割増係数*2	許容限界 (N/mm ²)	割増係数*2	許容限界 (N/mm ²)
f'ck=50 N/mm ² *1	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	1.5	24.0	2.0	32.0
	短期許容せん断応力度 τ_{a1}		0.825*4		1.1*4
	短期許容付着応力度 τ_a		4.5*5		6.0*5
	短期許容コーンせん断応力度 τ_{cos1}		0.825*5		1.1*5
	短期許容コーンせん断応力度 τ_{cos2}		1.815*5		2.42*5
鉄筋		割増係数*2	許容限界 (N/mm ²)	割増係数*2	許容限界 (N/mm ²)
SD390*2	短期許容引張応力度 σ_{sa}	1.5	309	1.65	339.9
SD490*3	短期許容引張応力度 σ_{sa}		435		478.5
SD685*3	短期許容引張応力度 σ_{sa}		600		660

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・IV 下部構造編)・同解説(日本道路協会，平成24年3月)

*4: 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

*5: 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。

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は、表 4.6-2～表 4.6-4 に示すとおり設定する。

表 4.6-2 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
(中実鉄筋コンクリート)

項目			単位	北基礎	南基礎				
				上下一律	上部	中央（上）	中央（下）	下部	
適用深度			T. P. m	-1.840 ～-52.700	-1.840 ～-18.000	-18.000 ～-24.000	-24.000 ～-39.805	-39.805 ～-46.700	
堤軸 方向	断面形状								
	部材幅		mm	10700	10700	10700	10700	10700	
	部材高		mm	10700	10700	10700	10700	10700	
	有効高		mm	10050	9976	9759	9262	9759	
	斜め引張鉄筋								
	鋼材仕様		-	SD390	SD390	SD390	SD390	SD390	
	径		-	D29	D29	D29	D29	D29	
	本数* ¹		本	14	18	20	22	14	
	間隔		mm	150	150	150	150	150	
	許容限界： 基準津波時	コンクリート	V _{c a}	kN	38573	38289	37456	35549	37455
		斜め引張鉄筋	V _{s a}	kN	161908	206640	224602	234484	157222
		合計 (V _a = V _{c a} + V _{s a})	V _a	kN	200481	244929	262058	270033	194677
	許容限界： 敷地に遡上 する津波時	コンクリート	V _{c a}	kN	51430	76309	74648	70847	49941
		斜め引張鉄筋	V _{s a}	kN	178099	202048	222356	234484	172944
		合計 (V _a = V _{c a} + V _{s a})	V _a	kN	229529	278357	297004	305331	222885
堤軸 直交 方向	断面形状								
	部材幅		mm	10700	10700	10700	10700	10700	
	部材高		mm	10700	10700	10700	10700	10700	
	有効高		mm	10050	9976	9759	9262	9759	
	斜め引張鉄筋								
	鋼材仕様		-	SD390	SD390	SD390	SD390	SD390	
	径		-	D29	D29	D29	D29	D29	
	本数* ¹		本	14	16	16	18	14	
	間隔		mm	150	150	150	150	150	
	許容限界： 基準津波時	コンクリート	V _{c a}	kN	38573	38289	37456	35549	37455
		斜め引張鉄筋	V _{s a}	kN	161908	183680	179682	191850	157222
		合計 (V _a = V _{c a} + V _{s a})	V _a	kN	200481	221969	217138	227399	194677
	許容限界： 敷地に遡上 する津波時	コンクリート	V _{c a}	kN	51430	51053	49941	47399	49941
		斜め引張鉄筋	V _{s a}	kN	178099	202048	197650	211035	172944
		合計 (V _a = V _{c a} + V _{s a})	V _a	kN	229529	253101	247591	258434	222885

注記 *1: せん断補強筋については、軸方向鉄筋（鉛直鉄筋）の機械式継手範囲には配置できないため、実配筋では機械式継手の上下に振り分けて配置する。よって、表中に示す設計上の本数と概略配筋図（実配筋）に示す本数は一致しない。表中には設計上の本数を示す。

表 4.6-3 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
(巻立て鉄筋コンクリート)

項目			単位	北基礎		南基礎	
				端部	中間部	端部	中間部
堤軸 方向	断面形状						
	部材幅		mm	2800	2800	2800	2800
	部材高		mm	2250	1800	2250	1800
	有効高		mm	1875	1275	1875	1275
	斜め引張鉄筋						
	鋼材仕様		-	SD390	SD390	SD390	SD390
	径		-	D32	D32	D32	D32
	本数		本	4	4	4	4
	間隔		mm	300	300	300	300
	許容限界： 基準津波時	コンクリート V_{ca}	kN	989	672	989	672
		斜め引張鉄筋 V_{sa}	kN	5335	3628	5335	3628
		合計 ($V_a = V_{ca} + V_{sa}$) V_a	kN	6324	4300	6324	4300
	許容限界： 敷地に遡上 する津波時	コンクリート V_{ca}	kN	1319	896	1319	896
		斜め引張鉄筋 V_{sa}	kN	5868	3991	5868	3991
		合計 ($V_a = V_{ca} + V_{sa}$) V_a	kN	7187	4887	7187	4887
堤軸 直交 方向	断面形状						
	部材幅		mm	2250	1800	2250	1800
	部材高		mm	2800	2800	2800	2800
	有効高		mm	2375	2375	2300	2300
	斜め引張鉄筋						
	鋼材仕様		-	SD390	SD390	SD390	SD390
	径		-	D32	D32	D32	D32
	本数		本	3	2	3	2
	間隔		mm	300	300	300	300
	許容限界： 基準津波時	コンクリート V_{ca}	kN	780	392	755	380
		斜め引張鉄筋 V_{sa}	kN	5068	3379	4908	3272
		合計 ($V_a = V_{ca} + V_{sa}$) V_a	kN	5848	3771	5663	3652
	許容限界： 敷地に遡上 する津波時	コンクリート V_{ca}	kN	1039	522	1006	506
		斜め引張鉄筋 V_{sa}	kN	5575	3717	5399	3599
		合計 ($V_a = V_{ca} + V_{sa}$) V_a	kN	6614	4239	6405	4105

表 4.6-4 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
(頂版鉄筋コンクリート)

項目		単位	北基礎		南基礎	
斜め引張鉄筋			西	東	西	東
鋼材仕様		-	SD390	SD390	SD390	SD390
径		-	D35	D38	D35	D38
本数		本	3.333	3.333	3.333	3.333
間隔		mm	150	150	150	150
許容限界： 基準津波時	コンクリート V_{ca}	kN	1682	1431	1682	1431
	斜め引張鉄筋 V_{sa}	kN	26790	27161	26790	27161
	合計 ($V_a = V_{ca} + V_{sa}$) V_a	kN	28472	28592	28472	28592
許容限界： 敷地に遡上 する津波時	コンクリート V_{ca}	kN	2243	1908	2243	1908
	斜め引張鉄筋 V_{sa}	kN	29469	29877	29469	29877
	合計 ($V_a = V_{ca} + V_{sa}$) V_a	kN	31712	31785	31712	31785

注記 : せん断応力の許容限界は堤軸方向と堤軸直交方向の断面を合成して設定する。

(2) 鋼材

鋼材の許容限界を表 4.6-5 に示す。許容応力度の割増係数は「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)」に基づき設定する。基準津波時については地震の影響を考慮する場合に準じて 1.5 倍, 敷地に遡上する津波時については特殊荷重を考慮する場合の 1.7 倍とする。なお, 基準津波時については, 鋼製防護壁基礎の鋼管杭以外は後述する「4.8.3 (2) b. 鋼製防護壁」に示すとおり, 鋼材の評価を行わない。

表 4.6-5 鋼材の許容限界

項目		津波種別			
		基準津波時		敷地に遡上する津波時	
鋼材		割増係数	許容限界 (N/mm ²)	割増係数	許容限界 (N/mm ²)
SM490Y	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	-	-	1.7	355 ^{*1}
	短期許容せん断応力度 τ_{sa}		-		204 ^{*1}
	短期許容応力度 σ_a (ベースプレート)	-	-	-	355 ^{*2}
SM520B相当	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	-	-	-	355 ^{*2}
SM570	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	-	-	1.7	433.5 ^{*1}
	短期許容せん断応力度 τ_{sa}	-	-		246.5 ^{*1}
	短期許容応力度 σ_{wa} (ベースプレート)	-	-	-	450 ^{*2}
	短期許容せん断応力度 τ_a (ベースプレート)	-	-	-	260 ^{*2}
SBHS500	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	1.5	442.5 ^{*1*3}	-	500 ^{*4}
	短期許容せん断応力度 τ_{sa}		255 ^{*1*3}		285 ^{*4}
SBHS700	短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	-	-	1.7	697 ^{*1*3}
	短期許容せん断応力度 τ_{sa}		-		399.5 ^{*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40mm以下の値を示す。

板厚が40mmを超える場合は, 道路橋示方書(Ⅰ共通編・Ⅱ鋼橋編)・同解説の 3.2.1, 3.2.3, 14.3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)

敷地に遡上する津波時は, 1.7倍の割増を考慮した短期許容応力度が降伏応力度を超えるため, 降伏応力度を短期許容応力度とする。

*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)

*4: 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)

敷地に遡上する津波時は, 1.7倍の割増を考慮した短期許容応力度が降伏応力度を超えるため, 降伏応力度を短期許容応力度とする。

4.6.2 基礎地盤

基礎地盤の許容限界は、添付書類「VI-2-1-3(2) 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 24 年 3 月)」(以下「道路橋示方書IV」という。)より設定する。

(1) 中実鉄筋コンクリート

中実鉄筋コンクリート基礎底面地盤の許容限界は、Km 層の極限支持力度とする。極限支持力は、道路橋示方書IVによる地中連続壁基礎の支持力算定式に基づき設定する。その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(中実鉄筋コンクリート)の底面積 (m²)

上記にて求められる基礎地盤の極限支持力度を表 4.6-6 に示す

表 4.6-6 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

項目	許容限界
極限支持力度 q_d (kN/m ²) (北基礎)	6116
極限支持力度 q_d (kN/m ²) (南基礎)	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)

(2) 鋼管杭

鋼管杭の基礎底面地盤の許容限界は、Km 層の極限支持力度とする。なお、極限支持力度は、表 4.6-7 に示すとおり、群杭の影響を考慮し、鋼管杭間の土塊も一体としたケーソン基礎とみなして設定する。

表 4.6-7 基礎地盤の支持性能に対する許容限界（鋼管杭）

項目	単位	北基礎	南基礎	算定式
基礎地盤標高	Z	T. P. m	-60.24	-54.24
基礎地盤の非排水せん断強度	C_{cu}	kN/m^2	1045.4	1024.7
形状係数	α	-	1.043	1.043
支持力係数	N_c	-	5.1	5.1
ケーソン基礎底面積	A_G	m^2	15.244	15.244
置き換えられる土の有効重量	W	kN	7149.8	6272.6
極限支持力	Q_p	kN	77624	76818
許容限界 (極限支持力度)	q_d	kN/m^2	5092	5039

注記 *1: 極限支持力は、道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会、平成24年3月)

記載の式を用いて求める。

$$Q_p = A_G q_d' - W$$

$$= A_G \cdot (\alpha \cdot C_{cu} \cdot N_c + 1/2 \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q) - W$$

ここで、

Q_p : 極限支持力 (kN)

A_G : ケーソン基礎底面積 (m^2)

W : ケーソンで置き換えられる土の有効重量 (kN)

q_d : 極限支持力度 (kN/m^2)

q_d' : ケーソン基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m^2)

C_{cu} : 基礎地盤の非排水せん断強度 (kN/m^2)

α, β : 形状係数

形状係数	基礎底面の形状	帯状	正方形, 円形	長方形, 楕円形, 小判形
α		1.0	1.3	$1 + 0.3 \times (B/D)$
β		1.0	0.6	$1 - 0.4 \times (B/D)$

B : ケーソン側面幅 (m)

D : ケーソン前面幅 (m)

N_c, N_γ, N_q : 支持力係数

γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m^3)

D_f : 有効根入れ深さ (m)

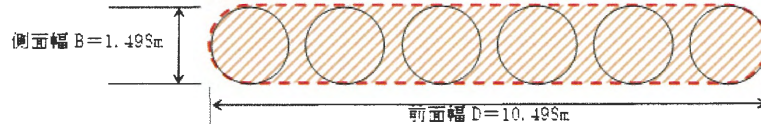
支持性能評価における保守的な配慮として、支持力算定式の第3項 $\gamma_2 D_f N_q$ は0と仮定する。

支持力係数は、せん断抵抗角 $\phi=0$ を踏まえ、 $N_c=5.1$, $N_\gamma=0$ と設定する。

以上より、極限支持力は下式より求める。

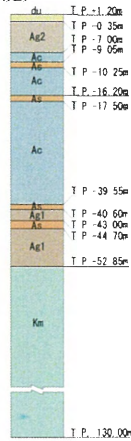
$$Q_p = A_G \cdot (\alpha \cdot C_{cu} \cdot N_c) - W$$

*2: ケーソン基礎底面積は、下記斜線部の面積を求める。



*3: ケーソンで置き換えられる土の有効重量は、以下のとおりである。

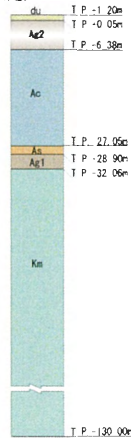
(北基礎)



地盤	層厚 (m)	水中重量 (kN/m^3)	有効重量 (kN/m^2)
du層	1.55	9.6	14.9
Ag2層	6.65	9.9	65.8
Ac層	2.05	6.4	13.1
As層	1.20	7.3	8.8
Ac層	5.95	6.4	38.1
As層	1.30	7.3	9.5
Ac層	22.05	6.4	141.1
As層	1.05	7.3	7.7
Ag1層	2.40	9.9	23.8
As層	1.70	7.3	12.4
Ag1層	8.15	9.9	80.7
Km層	7.39	7.2	53.2

合計 469.0 $\times A_G = 7149.8 \text{ (kN)}$

(南基礎)



地盤	層厚 (m)	水中重量 (kN/m^3)	有効重量 (kN/m^2)
du層	1.15	9.6	11.0
Ag2層	6.43	9.9	63.7
Ac層	20.67	6.4	132.3
As層	1.85	7.3	13.5
Ag1層	3.16	9.9	31.3
Km層	22.18	7.2	159.7

合計 411.5 $\times A_G = 6272.6 \text{ (kN)}$

支持力算定式の各支持力係数は図 4.6-1 より求める。

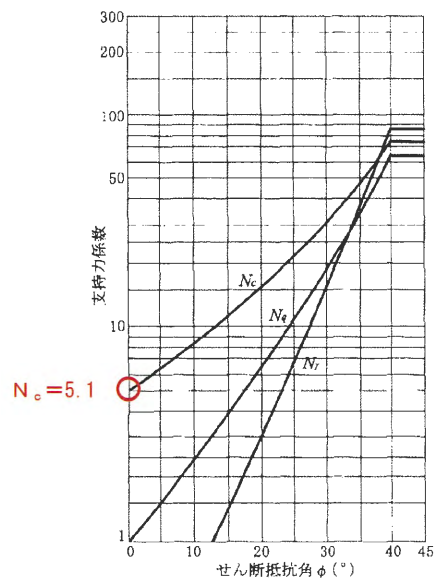


図 4.6-1 支持力係数を求めるグラフ

「道路橋示方書・同解説 (I 共通編 IV 下部構造編, 日本道路協会, 平成 24 年 3 月)」

4.6.3 止水ジョイント部

止水ジョイント部の変形性能は、止水ジョイント部の異種構造物間（鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁）の相対変位量により評価する。止水ジョイント部の概念図を図 4.6-2 に示す。

相対変位量は、地震時の2次元有効応力解析及び津波時・重畳時の3次元静的フレーム解析結果から得られる最大相対変位量とし、止水ジョイント部の許容限界は、その最大相対変位量に余裕を持たせて2 mとする。止水ジョイント部の変形性評価に対する許容限界を表 4.6-8 に示す。

なお、止水ジョイント部の部材は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、敷地に遡上する津波来襲時の最大津波荷重条件においても有意な漏えいが生じないことを確認しており、実際に設置する止水シートは、許容限界以上の余長を考慮する。

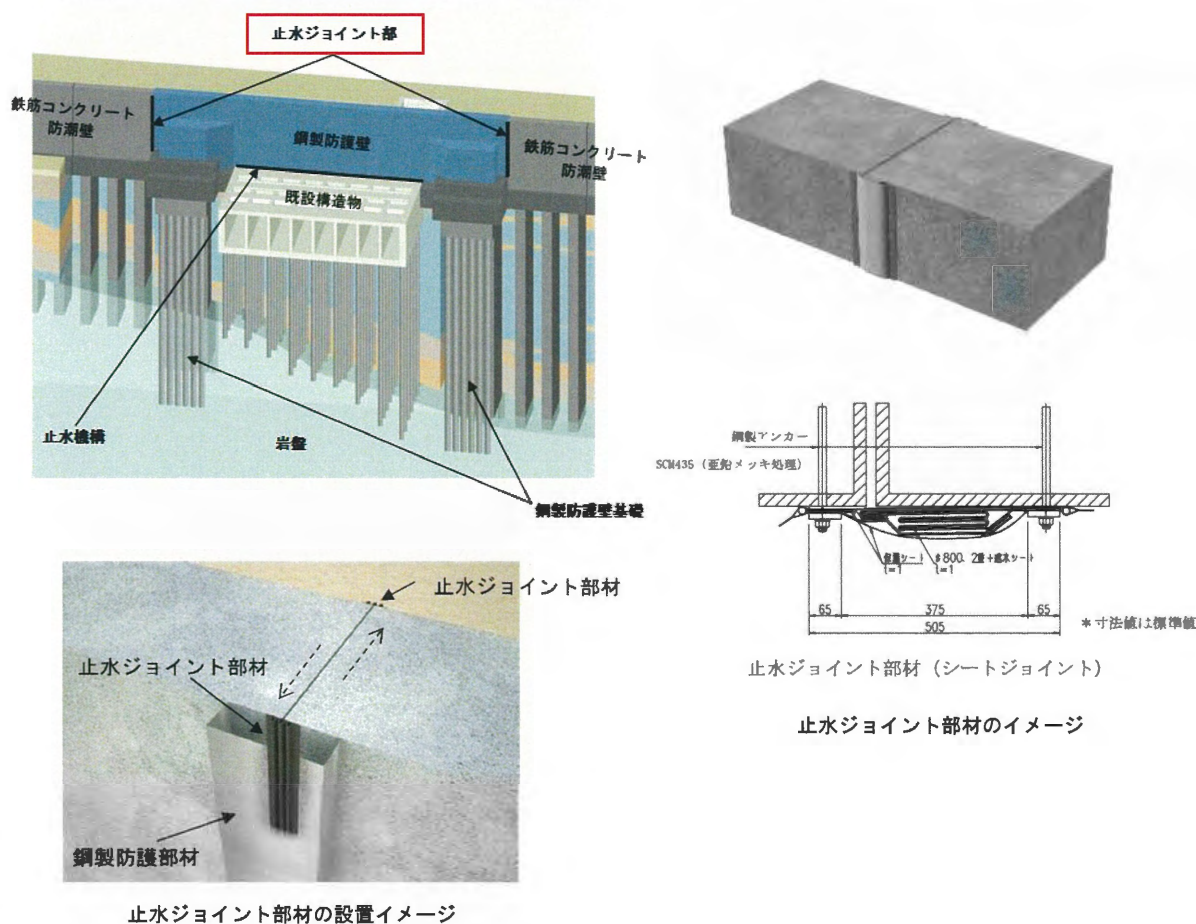


図 4.6-2 止水ジョイント部の概念図

表 4.6-8 止水ジョイント部の変形性評価に対する許容限界

項目	許容限界
止水ジョイント部材の変形性	2.0 m

4.7 評価の考え方

防潮堤（鋼製防護壁）の強度評価方法は、添付書類「VI-3-別添 1-1(2) 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。

強度評価は、解析により得られる照査用応答値が「4.6 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。

4.7.1 津波時及び重畳時の解析手法

解析手法として、鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎を一体とした3次元静的フレーム解析を用い、地盤は地盤バネを用いてモデル化する。解析コードは、「Engineer's Studio Ver. 11.02.00」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性の確認は、添付書類「VI-4-3(2) 計算機プログラム(解析コード)の概要・Engineer's Studio」に示す。

防潮堤（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。鋼製防護壁及び鋼製防護壁基礎については線形の梁要素とし、地盤抵抗については、津波時は受働土圧強度及びせん断強度、重畳時は軸圧縮応力及びせん断応力を上限値とするバイリニア型の非線形バネをモデルに付与する。

津波荷重については地表面から鋼製防護壁天端までの間に分布荷重として載荷する。漂流物については鋼製防護壁に加わる曲げモーメントが最大となるように鋼製防護壁天端に載荷する。重畳時については、1次元有効応力解析により算定された地盤変位を地盤バネの外側から入力する。さらに、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 4.7-1 に示す。

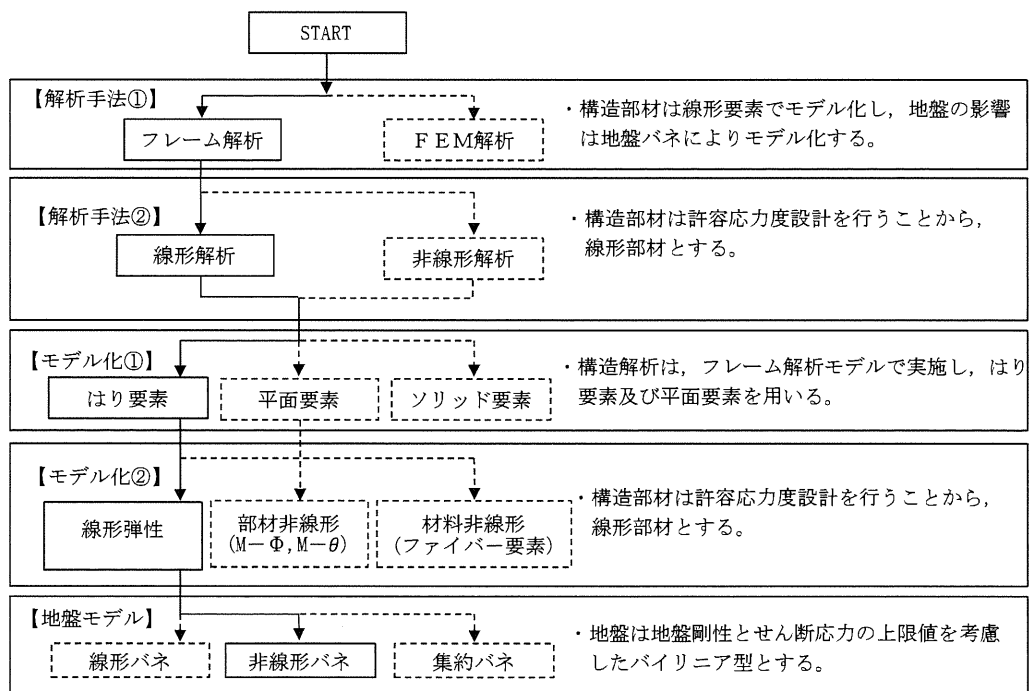


図 4.7-1 構造部材の津波時及び重畳時の解析手法の選定フロー

4.7.2 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、既工認の補足説明資料「補足-60-1（津波への配慮に関する説明書）」の「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 4.7-2 に示す。

(1) 荷重

津波波力及び動水圧による荷重は、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、図 4.7-2 に示す現地盤 T.P. +2.7 m から地表面沈下 1.5 m を考慮した地表面標高 T.P. +1.2 m 以深に設定するものとする。

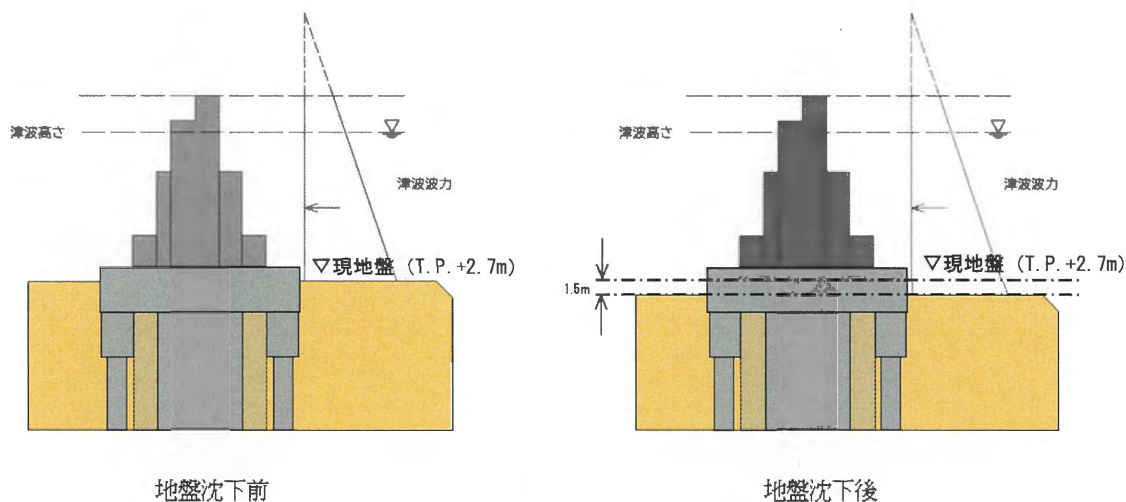


図 4.7-2 本震に伴う地盤沈下の考慮に関する概念図

4.8 解析モデル，解析条件及び評価方法

4.8.1 解析モデル及び解析条件（津波時）

防潮堤（鋼製防護壁）の津波時の評価に用いる解析モデル及び解析条件を以下に示す。

(1) 防潮堤（鋼製防護壁）の解析モデル

a. 解析モデル

津波時における防潮堤（鋼製防護壁）は，鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎を一体とした 3 次元静的フレーム解析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 4.8-1 に，頂版鉄筋コンクリート（平板要素）の剛域を図 4.8-2

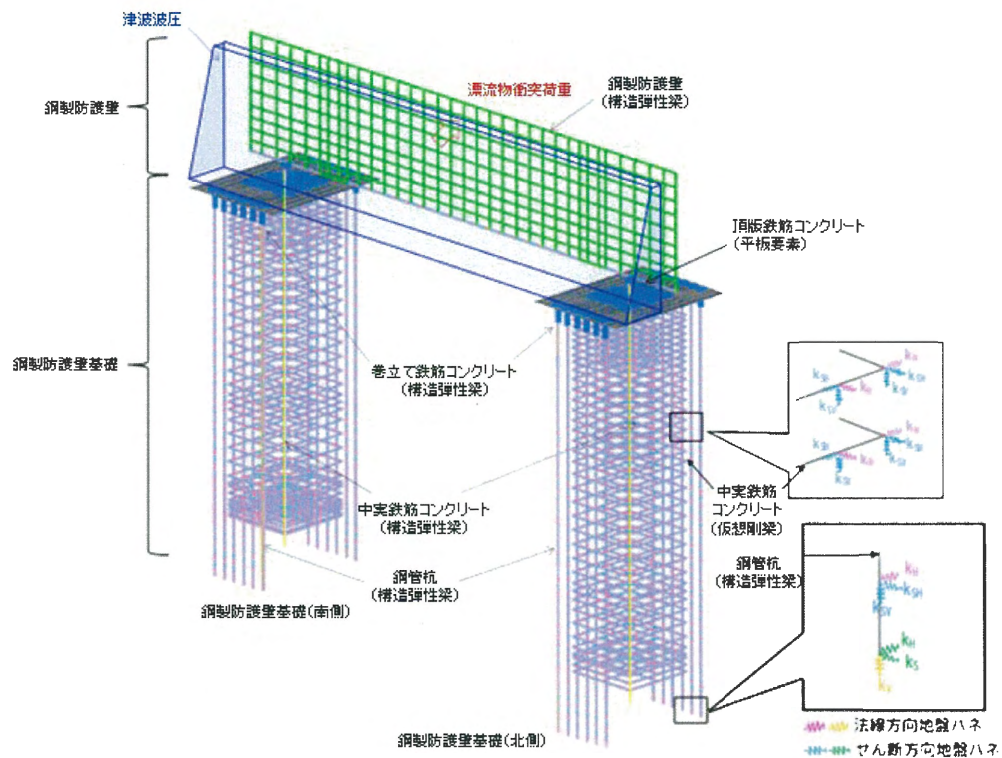


図 4.8-1 3次元静的フレーム解析モデル概念図（津波時）

b. 構造物のモデル化

防潮堤（鋼製防護壁）は、鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎を一体とし、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載荷して評価する。地中連続壁部（構造部材として考慮しない）の質量は、中実鉄筋コンクリートのモデル化において構造弾性梁を取り囲む正方形の水平梁（仮想梁）の節点に付加質量として設定する。なお、地中連続壁部の付加質量は堤軸方向と堤軸直交方向の水平方向にのみ設定し、鉛直方向には設定しない。このように設定することで、中実鉄筋コンクリートの曲げモーメント及びせん断力を生じさせる水平荷重にのみ地中連続壁部の付加質量が考慮され、軸力には寄与しない設定となる。以上より、曲げ軸力及びせん断力に対して保守的な部材評価を行う。

鋼製防護壁は、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、それらを結合した梁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 4.8-3 に示す。

- i) 主桁部材（水平方向）は、外面鋼板及び内部隔壁をフランジ、水平隔壁をウェブとみなした断面とする。隔壁間の剛性、重量を構造弾性梁要素（堤軸方向の水平梁要素）に集約する（図 4.8-3 の青色表示部分）。
- ii) 横桁部材（鉛直方向）は、外面鋼板及び内部隔壁をフランジ、鉛直隔壁をウェブとみなした断面とする。隔壁間の剛性、重量を構造弾性梁要素（鉛直梁要素）に集約する（図 4.8-3 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主桁部材及び横桁部材に考慮する。

格子モデルによりモデル化された鋼製防護壁の断面形状を可視化すると、水平梁要素が図 4.8-4 に、鉛直梁要素が図 4.8-5 に示すとおりとなる。

鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎の中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭は、構造梁要素でモデル化し、頂版鉄筋コンクリートは平板要素でモデル化する。中実鉄筋コンクリートをモデル化した梁要素には仮想剛梁要素を配置し、中実鉄筋コンクリートの幅を考慮する。

鋼製防護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）」に従う。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又は有効高さの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。中実鉄筋コンクリートの部材厚で設定すると要素分割が粗くなるため、鋼管杭の厚さ（径）に従って1.5 m前後で要素分割を設定する。中実鉄筋コンクリートと巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭は連結バネで連結するため、相互の要素分割を合わせて設定する。なお、鋼製防護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鋼製防護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。

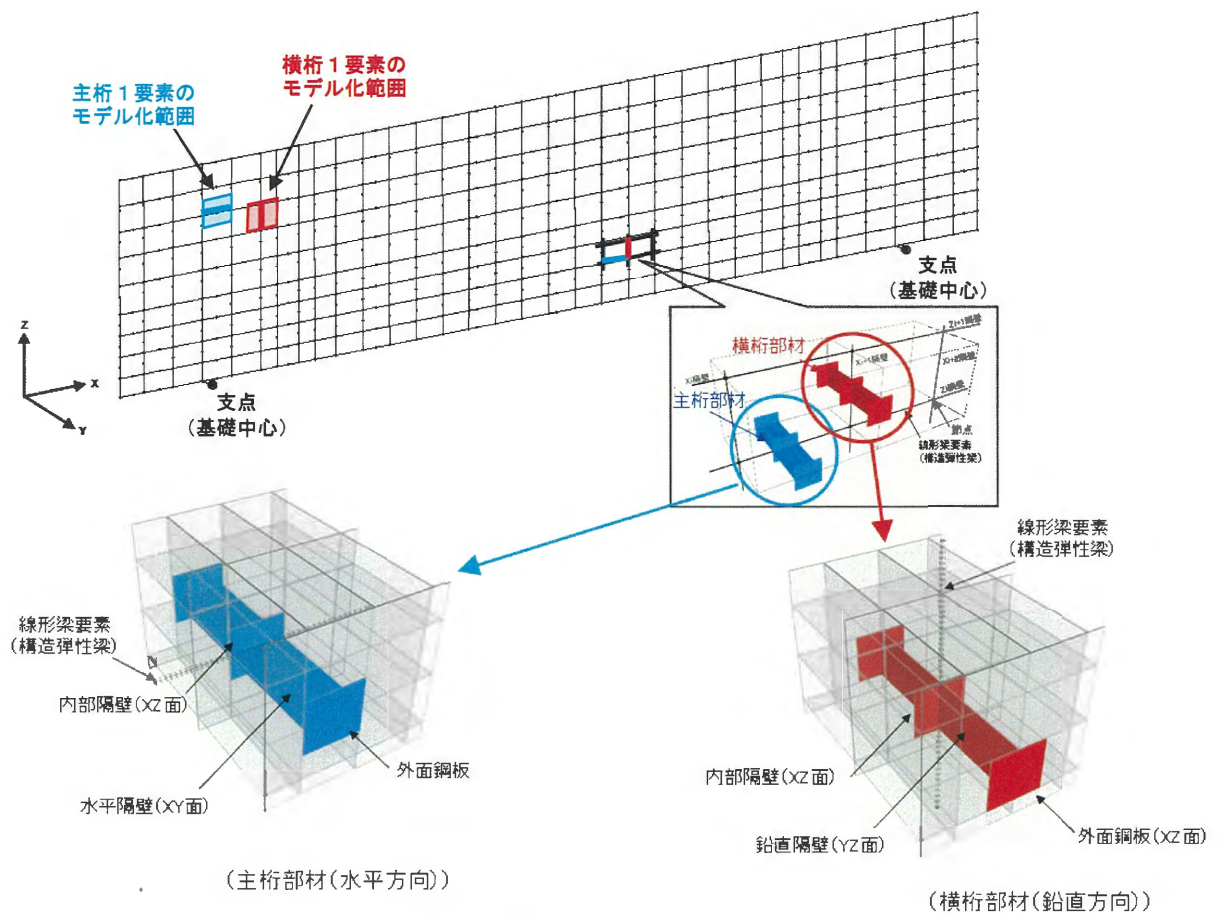
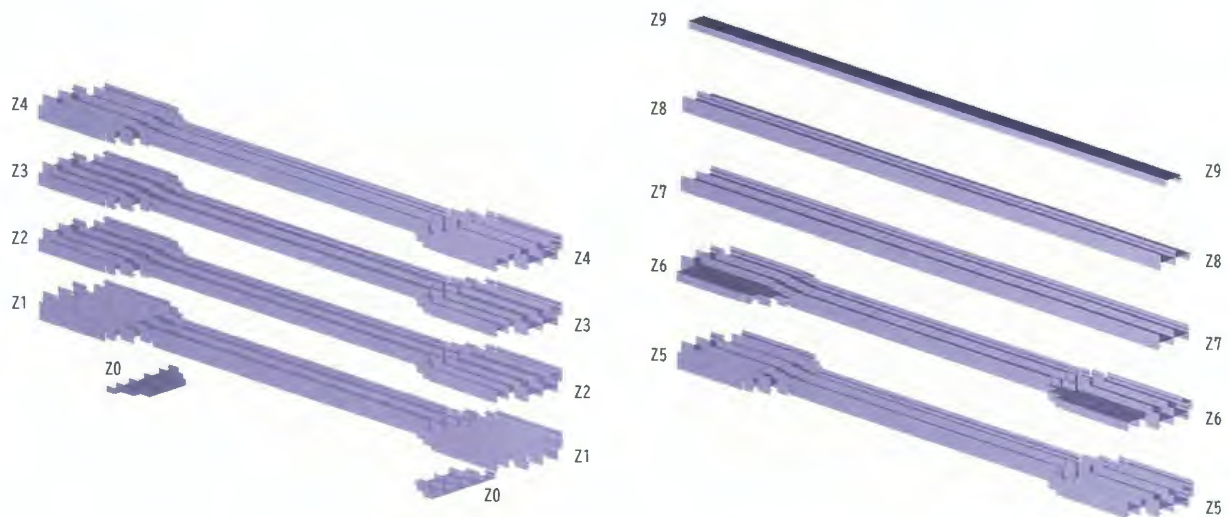
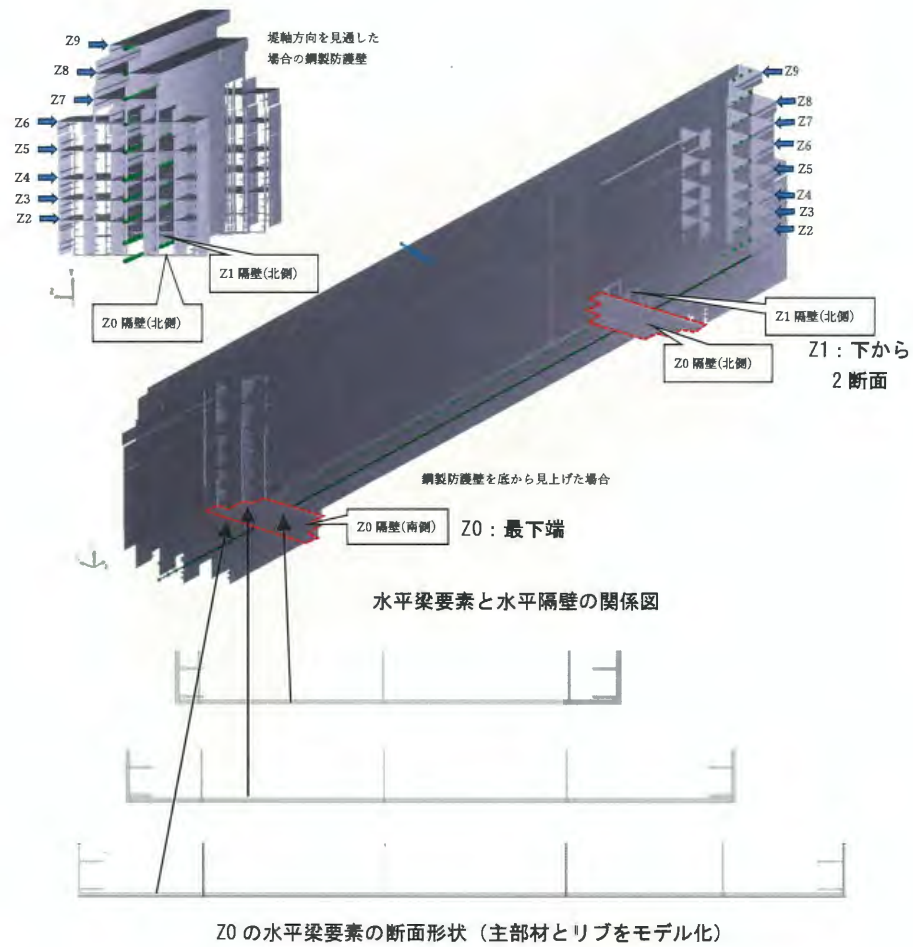


図 4.8-3 鋼製防護壁における構成部材のモデル化イメージ



水平梁要素の断面形状 (Z0(最下端)～Z9(頂板)隔壁)

図 4.8-4 鋼製防護壁の格子モデルを構成する水平梁要素のモデル化

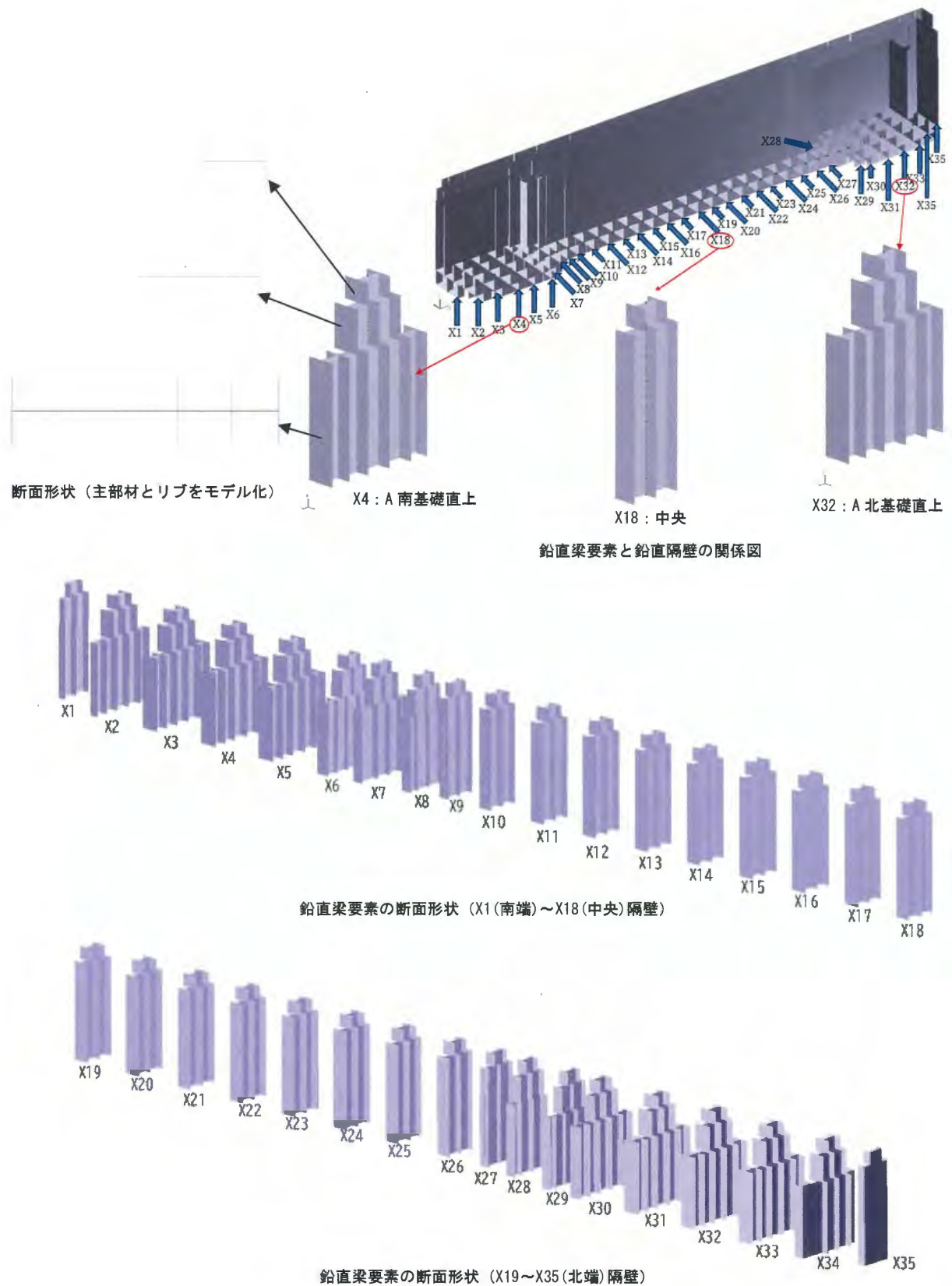


図 4.8-5 鋼製防護壁の格子モデルを構成する鉛直梁要素のモデル化

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Ⅳに準拠し、地盤反力係数と反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

津波時の地盤反力係数及び地盤反力上限値は、図 4.8-6 に示す地盤剛性 4 種類及び地盤反力上限値 4 種類を用いて設定する。具体的には、地盤の最も高い剛性（初期剛性）と最も大きい強度（平均 V_s 地盤物性のピーク強度）の組合せ及び地盤の最も低い剛性（静弾性係数）と最も小さい強度（ばらつき -1σ を考慮した地盤物性の残留強度）との組合せを採用することで、各構造部位において安全側となる設計とする。

津波時の地盤バネは、上記設定に基づき地盤反力係数及び地盤反力上限値を与えた図 4.8-6 に示す地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 とし、津波来襲前に発生する地震動に起因した地盤の軟化を考慮する。

ここで、地盤バネ 1 を地盤抵抗が最大となるケース、地盤バネ 2 を地盤抵抗が最小となるケースとして設定していることの妥当性を確認するため、後述する重畳時の地盤バネ 3 ～ 5 及び本震 S_{s-D1} 、 S_{s-31} における収束剛性との比較を行った。

なお、これらの収束剛性は 1 次元有効応力解析により算出したものである。地盤剛性の比較結果を図 4.8-7 に示す。同図より、すべてのケースにおいて地盤バネ 1 が最大の地盤剛性を有し、地盤バネ 2 が最小の地盤剛性を有していることを確認した。

以上より、地盤条件の設定に当たり仮定した地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 が、それぞれ地盤抵抗の最大条件及び最小条件となる妥当性を確認した。

荷重条件	地盤剛性	地盤反力上限値
津波時	動的せん断剛性の初期剛性 余震時の収束剛性 本震時の収束剛性 静弾性係数	ピーク強度（平均 V_s の地盤物性） ピーク強度（地盤物性のばらつき -1σ を考慮した V_s の地盤物性） 残留強度（平均 V_s の地盤物性） 残留強度（地盤物性のばらつき -1σ を考慮した V_s の地盤物性）



○津波時の地盤バネは、下表に示す 2 ケース

地盤バネケース名 (決定ケース)	地盤バネの地盤反力係数	地盤バネの地盤反力上限値	備考
地盤バネ 1	道路橋示方書Ⅳに基づき設定することを基本*とする。 (入力条件である変形係数は、原地盤の初期せん断弾性係数より設定する。)	道路橋示方書Ⅳに基づき設定 (入力条件である c 、 ϕ は、原地盤のピーク強度（平均）の強度定数とする。)	地盤抵抗が大きいと仮定した地盤ケース
地盤バネ 2	道路橋示方書Ⅳに基づき設定することを基本*とする。 (入力条件である変形係数は、原地盤の静弾性係数により設定する。)	道路橋示方書Ⅳに基づき設定 (入力条件である c 、 ϕ は、原地盤の残留強度（平均 -1σ ）の強度定数とする。)	地盤抵抗が小さいと仮定した地盤ケース

図 4.8-6 津波時の地盤バネ設定（地盤バネ 1，地盤バネ 2）

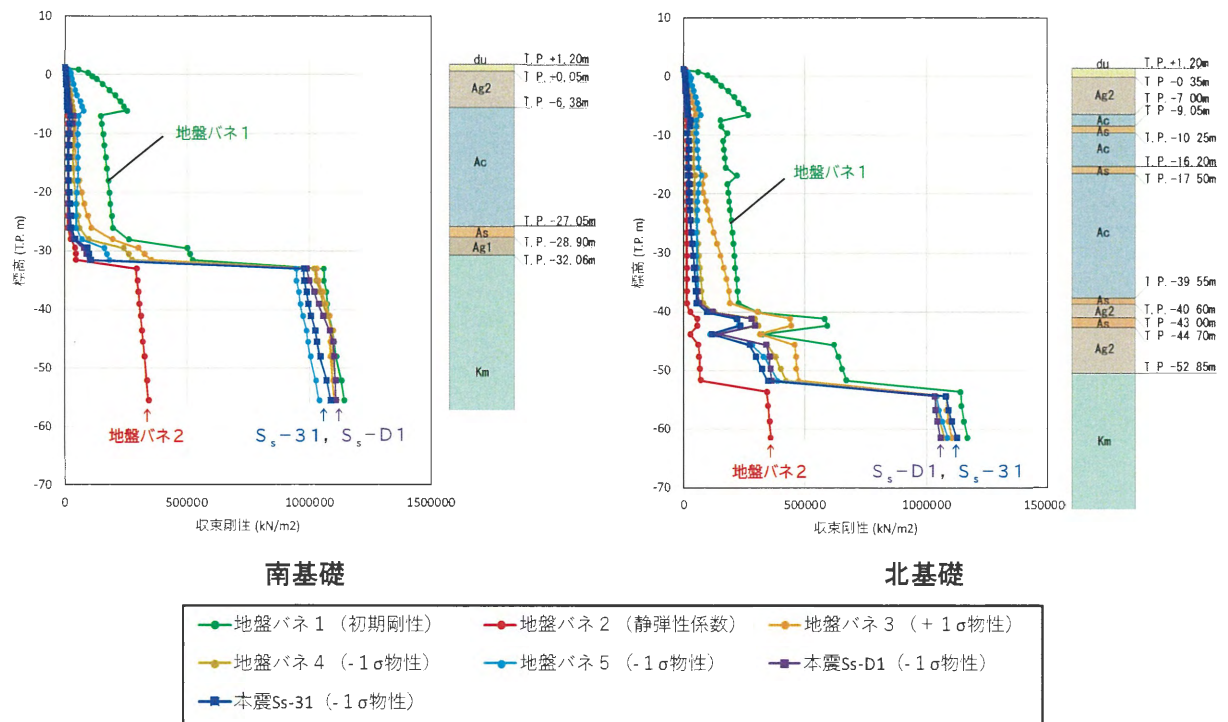


図 4.8-7 各地盤バネの地盤剛性及び本震時の収束剛性の比較

d. 頂版鉄筋コンクリートのモデル化

鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートが追加されたことに伴い、鋼管杭が南北方向に複数配置されることや中実鉄筋コンクリートからの張出しの影響を評価するため、3次元静的フレーム解析モデルにて頂版鉄筋コンクリートを平板要素としてモデル化する。

平板要素のメッシュサイズは板厚の1/2以下とし、鋼管杭の配置や剛域、曲げ軸力及びせん断照査位置を考慮して分割する。剛域の設定は、道路橋示方書Ⅳに準拠し、以下の通り設定する。図 4.8-8 に平板要素に対する剛域の設定範囲を示す。

- ・ 平板要素でモデル化した頂版鉄筋コンクリートの剛域は、中実鉄筋コンクリートの外周面を部材端として、部材端から内側に頂版厚 $\times 0.25$ ($5.040 \times 0.25 = 1.260$ m)を設定する(図 4.8-8 内の①)。したがって、剛域内の平板要素には、曲げモーメントもせん断力も発生しない解析条件とする。
- ・ 巻立て鉄筋コンクリートの頭部と頂版鉄筋コンクリートの軸線でモデル化した平板要素とを剛梁を介した剛結合とすることで、両部材間の荷重伝達をモデル化する(図 4.8-8 内の②)。
- ・ 頂版鉄筋コンクリートをモデル化した平板要素のうち中実鉄筋コンクリート直上の範囲(領域)は、鉄筋コンクリート同士の剛結合としてモデル化するため、平面的な剛域を設定する(図 4.8-8 内の③)。中実鉄筋コンクリートをモデル化した鉛直梁が頂版鉄筋コンクリートを貫通して鋼製防護壁に接続される範囲も剛域として設定する(図 4.8-8 内の④)。

平板要素としてのモデル化において、中実鉄筋コンクリート範囲内に剛域を設定することで、力学特性を適切に評価する。

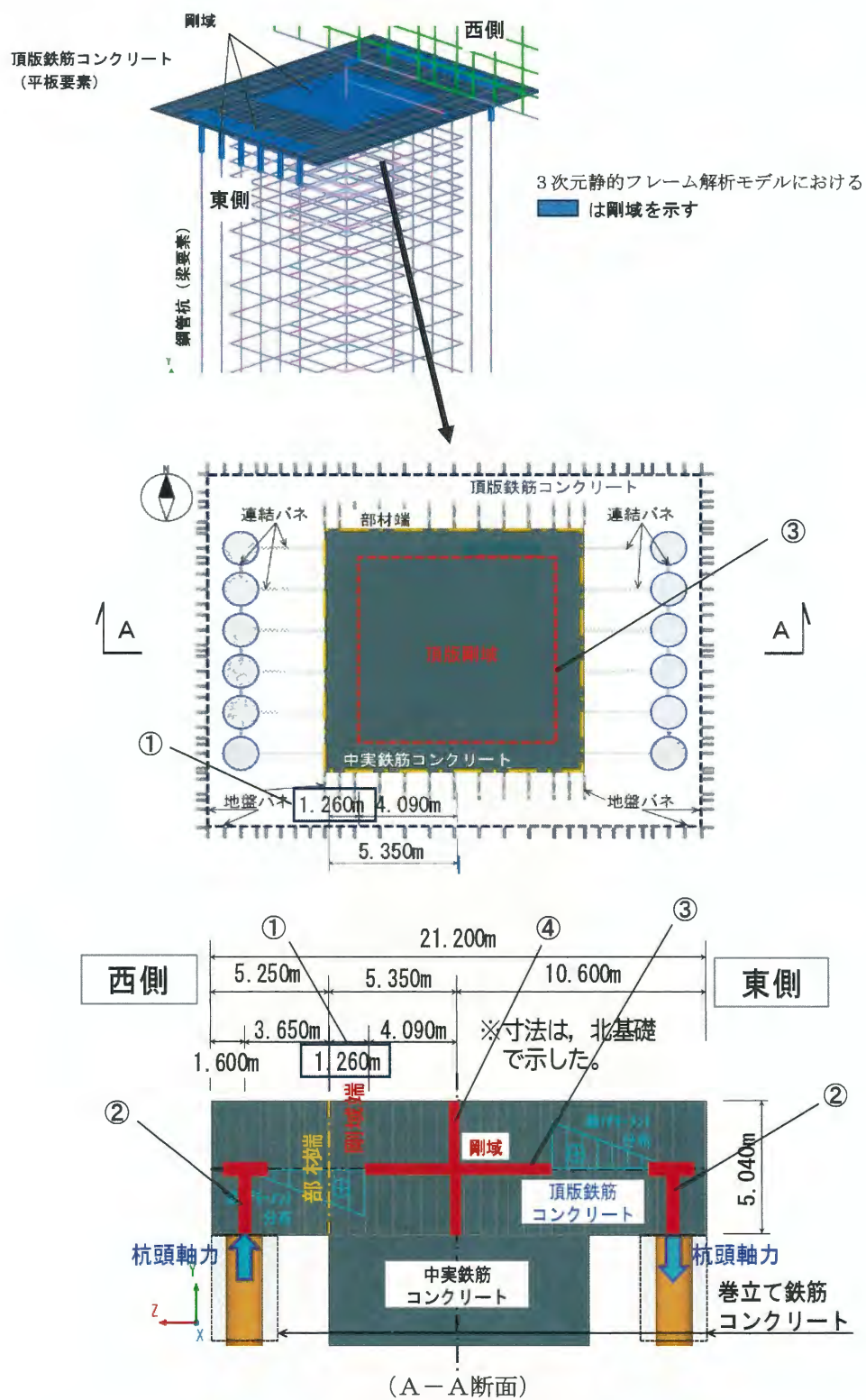


図 4.8-8 平板要素における剛域の設定

e. 地盤バネと地盤反力係数の設定

耐津波においては、津波荷重による鋼製防護壁から鋼製防護壁基礎への荷重伝達及び南北基礎間の相互作用を適切に評価するため、鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎が一体となる3次元静的フレーム解析を採用し、周辺地盤を地盤バネとしてモデル化している。地盤バネの設定と地盤反力係数（上限値）のモデル化概念図を図4.8-9に示す。また、地盤バネに対する応答変位の入力イメージを図4.8-10に示す。

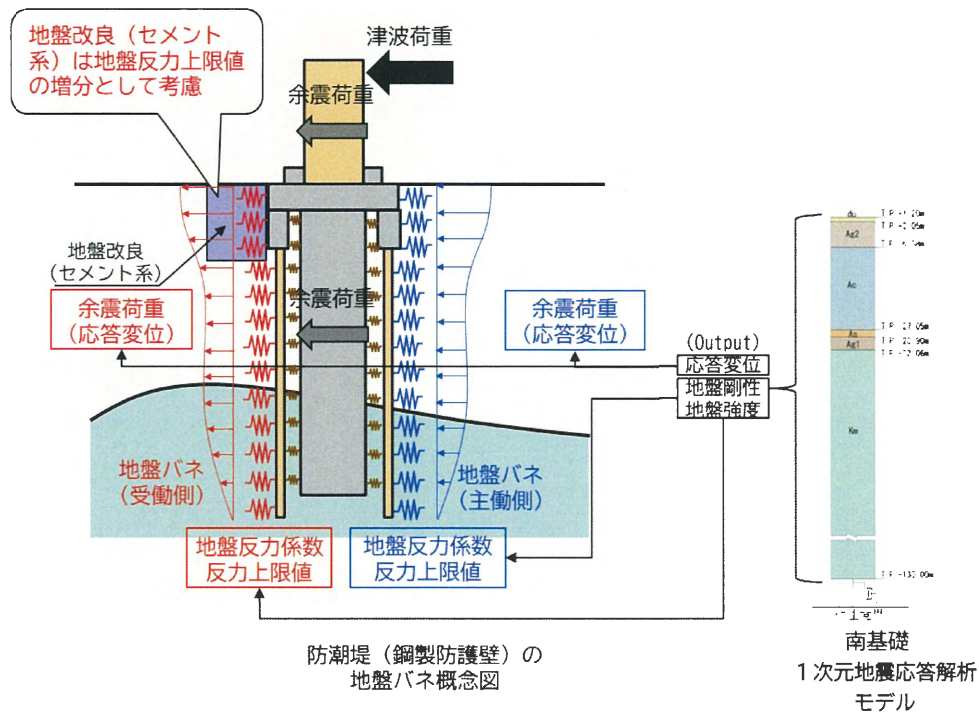


図 4.8-9 地盤バネと地盤反力係数（上限値）のモデル化概念図（津波時及び重畳時）

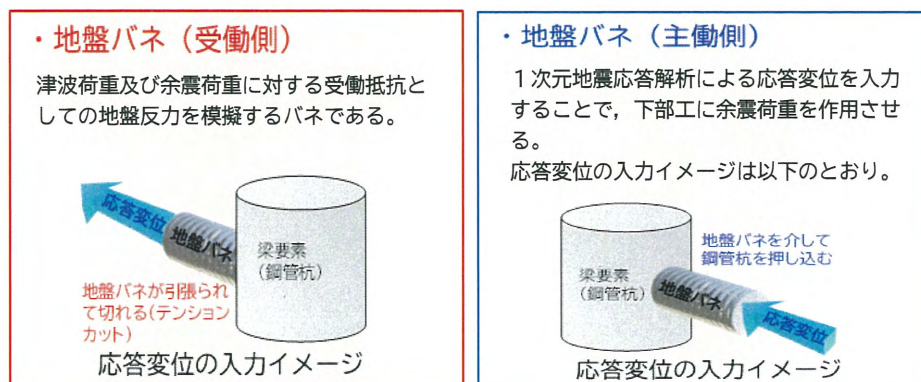


図 4.8-10 地盤バネ（受働側・主働側）に対する応答変位の入力イメージ

(a) 地盤バネ設定

3次元静的フレーム解析における地盤バネのケース及び設定方法を表 4.8-1 に示す。耐津波評価で考慮する地盤バネは地盤バネ1～5の5種類であり、余震荷重の有無により津波時（地盤バネ1，2：余震荷重なし）と重畳時（地盤バネ3～5：余震荷重あり）に区分される。余震荷重を考慮しない津波時の地盤バネは地盤バネ1及び2の2種類である。表 4.8-1 に示すとおり、添付書類「VI-2-1-3(2) 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく地盤物性値を用い、地盤反力係数及び地盤反力上限値の算出式（道路橋示方書IVに準拠）により設定する。

表 4.8-1 地盤バネケースの設定概要（津波時）

地盤バネのケース	余震の有無	地盤ケース	地盤反力係数	地盤反力上限値	バネ値の大小関係
地盤バネ1	余震なし	余震を考慮しない地盤物性値	道路橋示方書IVに基づき設定することを基本*とする。 （入力条件である変形係数は、原地盤の初期せん断弾性係数より設定する。）	道路橋示方書IVに基づき設定 （入力条件である c , ϕ は、原地盤のピーク強度（平均）の強度定数とする。）	最大
地盤バネ2	津波時	添付書類「VI-2-1-3(2) 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している地盤の物性値に基づき直接設定もしくは算出	道路橋示方書IVに基づき設定することを基本*とする。 （入力条件である変形係数は、原地盤の静弾性係数より設定する。）	道路橋示方書IVに基づき設定 （入力条件である c , ϕ は、原地盤の残留強度（平均 - 1σ ）の強度定数とする。）	最小

注記 *：構造物同士（鋼管杭と鋼管杭、鋼管杭と中実鉄筋コンクリート）を接続するバネにおいては、道路橋示方書IVの地盤バネではなく、 E_o (変形係数) / l (連結バネの長さ) で算出した連結バネとして設定する。

(b) 地盤バネのモデル

地盤バネモデルは、道路橋示方書Ⅳに基づき、図 4.8-11 に示す地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

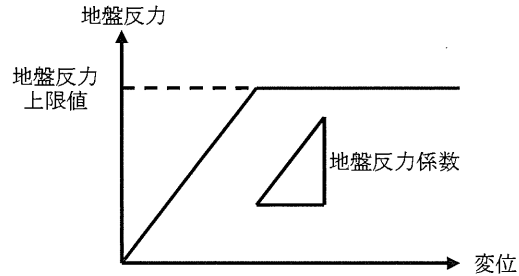


図 4.8-11 地盤バネのモデル (バイリニア型)

(c) 地盤バネの解析モデルへの反映について

イ. 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

巻立て鉄筋コンクリートを含む鋼管杭及び地盤改良（セメント系）については、3次元静的フレーム解析モデルに反映して解析を実施する。耐津波設計モデルの概要を図 4.8-12 に示す。また、津波時の各地盤ケースの地盤反力係数と上限値の設定の組合せを表 4.8-2 に示す。

耐津波設計においては、津波荷重による水平トルクを受ける中実鉄筋コンクリートと巻立て鉄筋コンクリートを含む鋼管杭及び鋼製防護壁の3次元的な挙動を評価する。

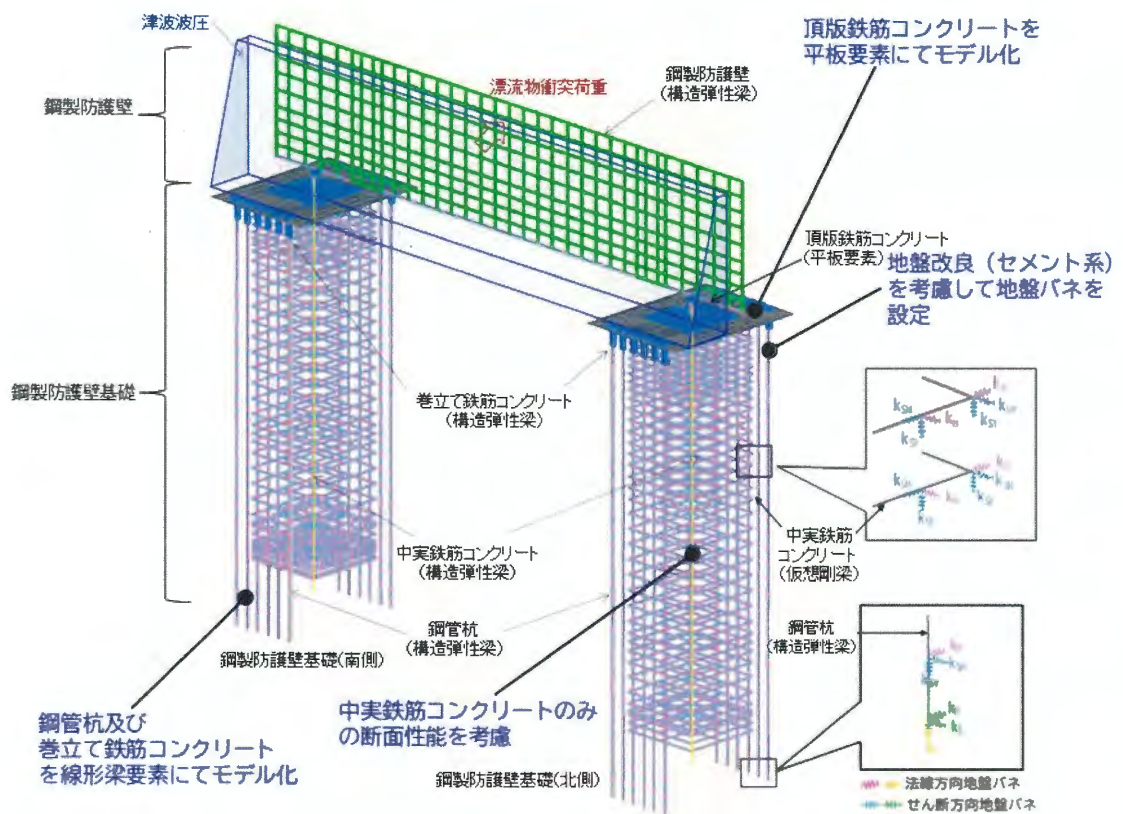


図 4.8-12 解析モデルの概要（津波時）

表 4.8-2 各地盤ケースの地盤反力係数と上限値（津波時）

地盤バネケース	地盤反力係数	地盤反力上限値
地盤バネ 1	道路橋示方書Ⅳに基づき設定することを基本*とする。 （入力条件である変形係数は、原地盤の初期せん断弾性係数より設定する。）	道路橋示方書Ⅳに基づき設定 （入力条件である c 、 ϕ は、原地盤のピーク強度（平均）の強度定数とする。）
地盤バネ 2	道路橋示方書Ⅳに基づき設定することを基本*とする。 （入力条件である変形係数は、原地盤の静弾性係数より設定する。）	道路橋示方書Ⅳに基づき設定 （入力条件である c 、 ϕ は、原地盤の残留強度（平均 - 1 σ ）の強度定数とする。）

注記 *：構造物同士（鋼管杭と鋼管杭、鋼管杭と中実鉄筋コンクリート）を接続するバネにおいては、道路橋示方書Ⅳの地盤バネではなく、 E_0 （変形係数）/ 1（連結バネの長さ）で算出した連結バネとして設定する。

ロ. 各部材に対する地盤バネの設定

耐津波設計の3次元静的フレーム解析モデルに用いる地盤バネは、道路橋示方書Ⅳに準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型として設定することを基本とする。各部材に対する地盤バネ設定の概念図を図 4.8-13 に示す。

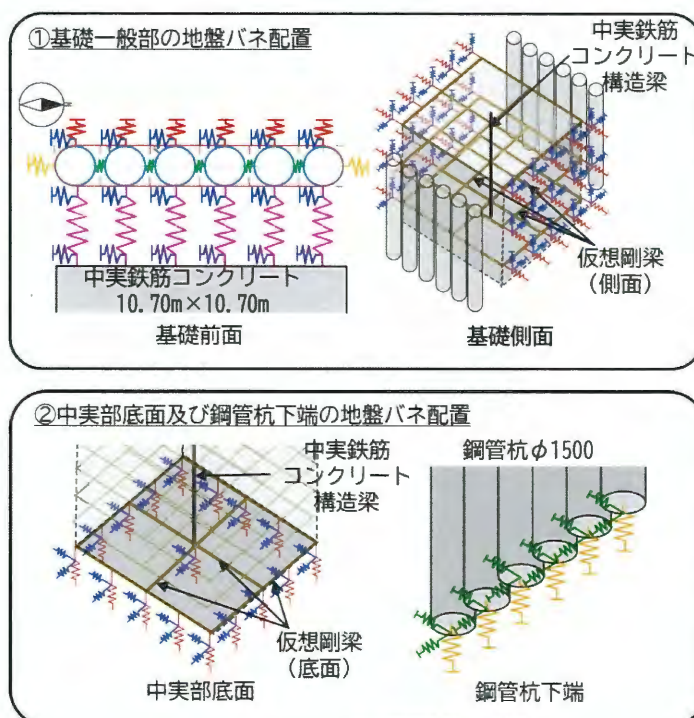
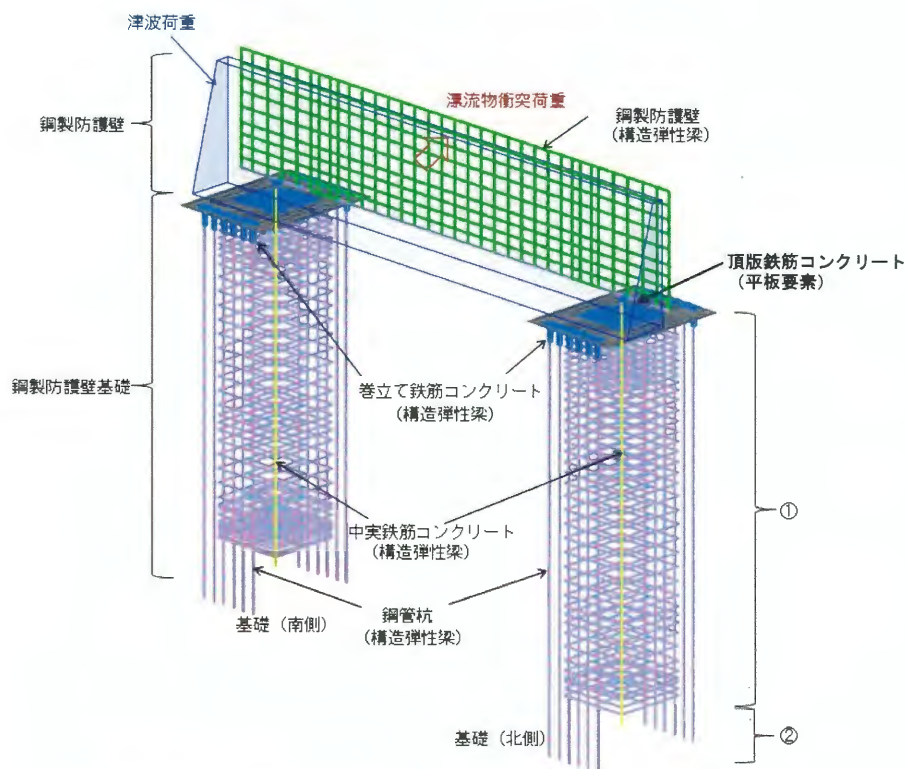
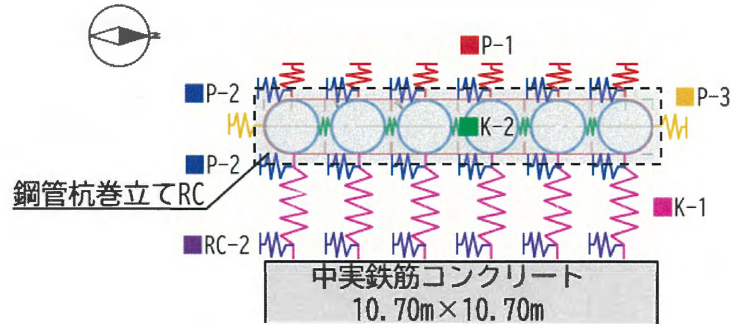


図 4.8-13 各構造部材に対する地盤バネ設定の概念図

(イ) 巻立て鉄筋コンクリート及び中実鉄筋コンクリート断面(T.P. -6.0 m以浅)の基礎前面における地盤バネ

巻立て鉄筋コンクリート及び中実鉄筋コンクリート断面(T.P. -6.0 m以浅)の基礎前面における地盤バネ設定の概念図を図 4.8-14 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4.8-3 に示す。



各地盤バネの色別の凡例を表 4.8-3 に示す。

図 4.8-14 地盤バネ設定概念図

(巻立て鉄筋コンクリート及び中実鉄筋コンクリート断面(T.P. -6.0 m以浅)の基礎前面)

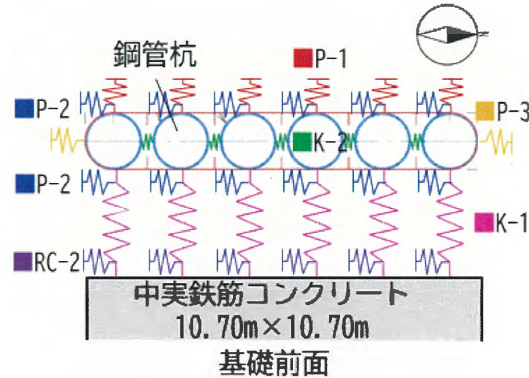
表 4.8-3 巻立て鉄筋コンクリート及び中実鉄筋コンクリート断面(T.P. -6.0 m以浅)の基礎前面における地盤バネ設定条件一覧表

記号	地盤バネの種類	地盤バネ設定面	部材面に対する地盤バネの方向	換算載荷幅(m)	地盤反力係数等	地盤反力上限値
■P-1	巻立て鉄筋コンクリートの地盤側の法線方向の地盤バネ	東西面	法線方向(外向き)	中間部 1.800 端部 2.250	道路橋示方書Ⅳに基づく K_H を設定	道路橋示方書Ⅳに基づく P_{HU} を設定
■K-1	巻立て鉄筋コンクリートと中実鉄筋コンクリートの連結バネ		法線方向(内向き)	中間部 1.800 端部 2.250	連結バネとして K_R を設定	地盤反力上限値を設定しない
■P-2	巻立て鉄筋コンクリートのせん断方向の地盤バネ		水平・鉛直せん断方向	同上	道路橋示方書Ⅳに基づく K_{SH} , K_{SV} を設定	道路橋示方書Ⅳに基づく τ_f を設定
■RC-2	中実鉄筋コンクリートのせん断方向の地盤バネ		水平・鉛直せん断方向	10.7	道路橋示方書Ⅳに基づく K_{SH} , K_{SV} を設定	道路橋示方書Ⅳに基づく τ_f を設定
■P-3	巻立て鉄筋コンクリート南北端部の法線方向の地盤バネ	南北端部のみ	法線方向	2.800 (巻立て厚)	道路橋示方書Ⅳに基づく K_H を設定	道路橋示方書Ⅳに基づく P_{HU} を設定
■K-2	巻立て鉄筋コンクリート間の連結バネ	南北面	法線方向	2.800 (巻立て厚)	連結バネとして K_R を設定	地盤反力上限値を設定しない

注記 地盤反力係数等の欄に示す K_H は部材面法線方向の水平地盤反力係数を、 K_{SH} は部材面接線方向の水平地盤反力係数、 K_{SV} は部材面接線方向の鉛直地盤反力係数、 K_R は部材間の連結バネの地盤反力係数を示す。

(ロ) 鋼管杭及び中実鉄筋コンクリート断面(T.P. -6.0 m以深)の基礎前面の地盤バネ

鋼管杭及び中実鉄筋コンクリート断面(T.P. -6.0 m以深)の基礎前面における地盤バネ設定の概念図を図 4.8-15 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4.8-4 に示す。



各地盤バネの色別の凡例を表 4.8-4 に示す。

図 4.8-15 地盤バネ設定概念図

(鋼管杭及び中実鉄筋コンクリート断面(T.P. -6.0 m以深)の基礎前面)

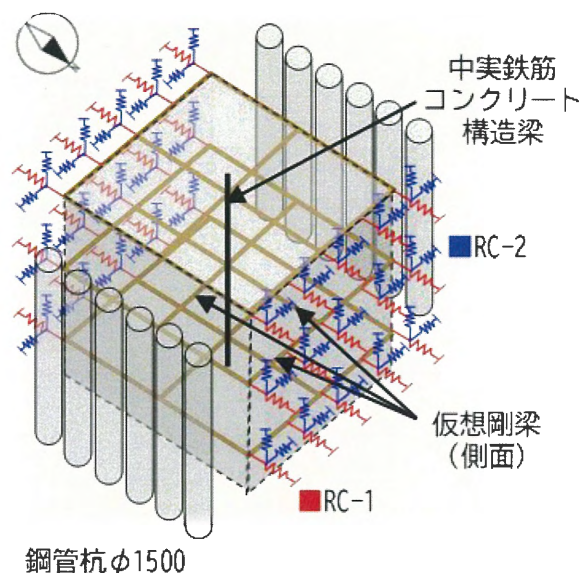
表 4.8-4 鋼管杭及び中実鉄筋コンクリート断面(T.P. -6.0 m以深)の基礎前面における
地盤バネ設定条件一覧表

記号	地盤バネの種類	地盤バネ 設定面	部材面に対す る地盤バネの 方向	換算載荷幅 (m)	地盤反力係数等	地盤反力上限値	その他
■ P-1	鋼管杭の地盤側 の法線方向の地 盤バネ	東西面	法線方向 (地盤側の部 材面)	1.498 (鋼管杭外 径)	道路橋示方書Ⅳに基 づく K_H を設定	道路橋示方書 Ⅳに基づく P_{HU} を設定	群杭の低 減考慮
■ K-1	鋼管杭と中実鉄 筋コンクリート の連結バネ		法線方向 (中実鉄筋コ ンクリート 側の部材面)	中間部 1.800 端部 1.499	連結バネとして K_R を設定	地盤反力上限 値を設定しな い	仮想ケー ソン 基礎断面 考慮
■ P-2	鋼管杭のせん断 方向の地盤バネ		水平・鉛直 せん断方向	同上	道路橋示方書Ⅳに基 づく K_{SH} , K_{SV} を設定	道路橋示方書 Ⅳに基づく τ_f を設定	同上
■ RC-2	中実鉄筋コンク リートのせん断 方向の地盤バネ		水平・鉛直 せん断方向	10.7	道路橋示方書Ⅳに基 づく K_{SH} , K_{SV} を 設定	道路橋示方書 Ⅳに基づく τ_f を設定	
■ P-3	鋼管杭南北端部 の法線方向の地 盤バネ	南北 端部 のみ	法線方向 (南北端部の 部材面)	1.198 (鋼管杭外径 $\times 0.8$)	道路橋示方書Ⅳに基 づく K_H を設定	道路橋示方書 Ⅳに基づく P_{HU} を設定	仮想ケー ソン 基礎断面 考慮
■ K-2	隣接する鋼管杭 間の連結バネ	南北面	法線方向 (隣接する鋼 管杭の部材 面)	同上	連結バネとして K_R を設定	地盤反力上限 値を設定しな い	同上

注記 地盤反力係数等の欄に示す K_H は部材面法線方向の水平地盤反力係数を、 K_{SH} は部材面接線方向の水平地盤反力係数、 K_{SV} は部材面接線方向の鉛直地盤反力係数、 K_R は部材間の連結バネの地盤反力係数を示す。

(ハ) 中実鉄筋コンクリートの基礎側面の地盤バネ

中実鉄筋コンクリートの基礎側面の地盤バネ設定の概念図を図 4.8-16 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4.8-5 に示す。



各地盤バネの色別の凡例を表 4.8-5 に示す。

図 4.8-16 地盤バネ設定概念図
(中実鉄筋コンクリートの基礎側面の地盤バネ)

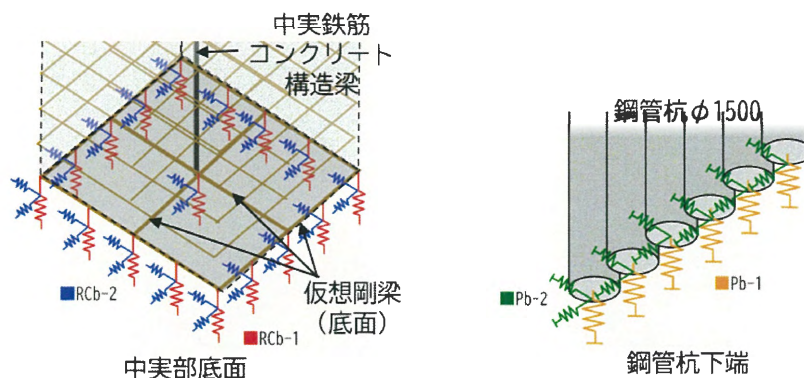
表 4.8-5 地盤バネ設定条件一覧表

記号	地盤バネの種類	地盤バネ 設定面	部材面に対 する地盤バ ネの方向	換算 載荷幅 (m)	地盤反力係数等	地盤反力上限値
■RC-1	中実鉄筋コンクリート南 北面法線方向の地盤バネ	南北面	面直 (南北面)	10.7 m	道路橋示方書IVに基づ く K_H を設定	道路橋示方書 IVに基づく P_{HU} を設定
■RC-2	中実鉄筋コンクリート南 北面せん断方向の地盤バ ネ	南北面	水平・鉛直 せん断 (南北面)	同上	道路橋示方書IVに基づ く K_{SH} , K_{SV} を設定	道路橋示方書 IVに基づく τ_f を設定

注記 地盤反力係数等の欄に示す K_H は部材面法線方向の水平地盤反力係数を、 K_{SH} は部材面接線方向の水平地盤反力係数、 K_{SV} は部材面接線方向の鉛直地盤反力係数を示す。

(二) 中実鉄筋コンクリート底部及び鋼管杭下端の地盤バネ

中実鉄筋コンクリート底部及び鋼管杭下端の地盤バネの設定概念図を図 4.8-17 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4.8-6 に示す。



各地盤バネの色別の凡例を表 4.8-6 に示す。

図 4.8-17 地盤バネ設定概念図

(中実鉄筋コンクリート底部及び鋼管杭下端の地盤バネ)

表 4.8-6 地盤バネ設定条件一覧表

記号	地盤バネの種類	地盤バネ設定面	部材面に対する地盤バネの方向	換算載荷幅(m)	地盤反力係数等	地盤反力上限値
■RCb-1	中実鉄筋コンクリート底面法線方向の地盤バネ	中実鉄筋コンクリート底面	法線方向(底面)	10.7	道路橋示方書IVに基づく K_v を設定	道路橋示方書IVに基づく P_{BVU} を設定
■RCb-2	中実鉄筋コンクリート底面せん断方向の地盤バネ		水平せん断(底面)	同上	道路橋示方書IVに基づく K_{SL} , K_{ST} を設定	道路橋示方書IVに基づく P_{SU} を設定
■Pb-1	鋼管杭下端法線方向の地盤バネ	鋼管杭下端	法線方向(下端)	1.328 (等価矩形断面幅)	道路橋示方書IVに基づく K_v を設定	道路橋示方書IVに基づく P_{BVU} を設定
■Pb-2	鋼管杭下端せん断方向の地盤バネ		水平せん断(下端)	同上	道路橋示方書IVに基づく K_{SL} , K_{ST} を設定	道路橋示方書IVに基づく P_{SU} を設定

注記 地盤反力係数等の欄に示す K_v は部材面法線方向の鉛直地盤反力係数を、 K_{SL} は部材面接線方向の堤軸方向地盤反力係数、 K_{ST} は部材面接線方向の堤軸直交方向地盤反力係数を示す。

ハ. 地盤反力係数

地盤反力係数は、道路橋示方書Ⅳに基づき設定する。部材面方向ごとの地盤反力係数の算出式及び設定方法を以下に示す。

(イ) 部材面法線方向地盤反力係数 (■P-1 地盤バネ, ■P-3 地盤バネ及び■RC-1 地盤バネ)

部材面法線方向の地盤反力係数の算出式及び設定方法を以下に示す。部材面法線方向のバネは、「ロ. 各部材に対する地盤バネの設定」において示した巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び中実鉄筋コンクリートの部材面法線方向に設定する地盤バネ (■P-1 地盤バネ, ■P-3 地盤バネ及び■RC-1 地盤バネ) である。

地盤反力係数の算出式は、下式に示すとおりであり、地盤の変形係数 E_0 に基づき地盤反力係数を算出する。その他のパラメータは、以下に示すとおりである。

$$K_H = \alpha_k \cdot K_{H0} \cdot (B_H/0.3)^{-3/4}, \quad K_{H0} = 1/0.3 \cdot \alpha \cdot E_0$$

ここで、

K_H : 部材面法線方向地盤反力係数 (kN/m³)

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/m³)

α : 地盤反力係数の換算係数 (= 1.0)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²) *1

$$E_0 = 2 \cdot (1 + \nu_d) \cdot G$$

*1 : 地盤バネ 2 においては、バネ設置位置の原地盤の静弾性係数を E_0 とする。

ν_d : 動ポアソン比

G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²) *2

*2 : 地盤バネ 1 においては、バネ設置位置の原地盤の初期せん断弾性係数を G とする。

B_H : 換算載荷幅 (m)

なお、鋼管杭背面の■P-1 地盤バネの地盤反力係数は、杭中心間隔 (L) が $2.5D$ (D : 杭径) 未満であることを踏まえ、群杭の影響を考慮して設定する。低減の方法は、水平方向地盤反力係数に対し下式で求めた補正係数 μ を乗じる。

$$\mu = 1 - 0.2 \cdot (2.5 - L/D), \quad L < 2.5 \cdot D$$

ここで、

μ : 補正係数, $\mu = 0.74$

L : 杭中心間隔 (m), $L = 1.8$ m

D : 杭径 (m), $D = 1.5$ m

(ロ) 部材面接線（水平せん断及び鉛直せん断）方向地盤反力係数

（■P-2 地盤バネ及び■RC-2 地盤バネ）

部材面接線方向の地盤反力係数の算出式を以下に示す。部材面接線方向のバネは、「ロ. 各部材に対する地盤バネの設定」において示した巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び中実鉄筋コンクリートの部材面接線方向において設定する地盤バネ（■P-2 地盤バネ及び■RC-2 地盤バネ）である。

地盤反力係数の算出式は、下式に示すとおりであり、部材面法線方向の地盤反力係数に 0.3 を乗じることで算出する。

$$K_{SH} = K_{SV} = 0.3 \cdot K_H$$

ここで、

K_{SH} ：部材面接線（水平せん断）方向地盤反力係数(kN/m³)

K_{SV} ：部材面接線（鉛直せん断）方向地盤反力係数(kN/m³)

(ハ) 部材底面法線方向地盤反力係数（■RCb-1 地盤バネ及び■Pb-1 地盤バネ）

部材底面法線方向の地盤反力係数の算出式及び設定方法を以下に示す。部材底面法線方向のバネは、「ロ. 各部材に対する地盤バネの設定」において示した中実鉄筋コンクリート及び鋼管杭の部材底面法線方向に設定する地盤バネ（■RCb-1 地盤バネ及び■Pb-1 地盤バネ）である。

地盤反力係数の算出式は、下式に示すとおりであり、地盤の変形係数 E_0 に基づき地盤反力係数を算出する。その他のパラメータは、以下に示すとおりである。

$$K_V = K_{V0} \cdot (B_V/0.3)^{-3/4}, \quad K_{V0} = 1/0.3 \cdot \alpha \cdot E_0$$

ここで、

K_V ：部材底面法線方向地盤反力係数(kN/m³)

K_{V0} ：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鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

α ：地盤反力係数の換算係数 (= 1.0)

E_0 ：地盤の変形係数(kN/m²) *1

$$E_0 = 2 \cdot (1 + \nu_d) \cdot G$$

*1：地盤バネ 2 においては、バネ設置位置の原地盤の静弾性係数を E_0 とする。

ν_d ：動ポアソン比

G ：地盤のせん断弾性係数(kN/m²) *2

*2：地盤バネ 1 においては、バネ設置位置の原地盤の初期せん断弾性係数を G とする。

B_V ：換算載荷幅 (m)

(二) 部材底面接線（堤軸せん断及び堤軸直交せん断）方向地盤反力係数

（■Pb-2 地盤バネ及び■RCb-2 地盤バネ）

部材底面接線方向の地盤反力係数の算出式を以下に示す。部材底面接線方向のバネは、「ロ. 各部材に対する地盤バネの設定」において示した鋼管杭及び中実鉄筋コンクリートの部材底面接線方向において設定する地盤バネ（■Pb-2 地盤バネ及び■RCb-2 地盤バネ）である。

地盤反力係数の算出式は、下式に示すとおりであり、部材底面法線方向の地盤反力係数に 0.3 を乗じることで算出する。

$$K_{SL} = K_{ST} = 0.3 \cdot K_V$$

ここで、

K_{SL} ：部材底面接線（堤軸せん断）方向地盤反力係数 (kN/m³)

K_{ST} ：部材底面接線（堤軸直交せん断）方向地盤反力係数 (kN/m³)

(ホ) 連結バネとして設定する地盤反力係数（■K-1 連結バネ及び■K-2 連結バネ）

連結バネとして設定する地盤反力係数の算出式を以下に示す。連結バネは、「ロ. 各部材に対する地盤バネの設定」において示した、巻立て鉄筋コンクリート（または鋼管杭）と中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート（または鋼管杭）同士を接続するバネ（■K-1 連結バネ及び■K-2 連結バネ）である。

$$K_R = E_0 / l$$

ここで、

E_0 ：連結バネの設置区間に分布する材料*1の変形係数 (kN/m³)

*1：■K-1 連結バネにおいては、原地盤の変形係数*2とする。

■K-2 連結バネにおいては、原地盤の変形係数*2とするが、巻立て鉄筋コンクリート同士の接続箇所においては、コンクリートの変形係数*2とする。

*2：地盤バネ 1 においては、バネ設置区間の各材料の初期せん断弾性係数 G より、 $E_0 = 2 \cdot (1 + \nu_d) \cdot G$ の式を用いて E_0 を設定する。地盤バネ 2 においては、バネ設置区間の各材料の静弾性係数を E_0 とする。

l ：連結バネの長さ (m)

二. 地盤反力上限値

地盤反力上限値は、道路橋示方書Ⅳに基づき設定する。部材面方向ごとの地盤反力上限値の算出式及び設定方法を以下に示す。

- (イ) 部材面法線方向の地盤反力上限値 (■P-1 地盤バネ, ■P-3 地盤バネ及び■RC-1 地盤バネ)
部材面法線方向の地盤反力上限値を以下のとおり設定する。

$$P_{HU} = \alpha_P \cdot P_{EP} \quad (\text{地盤バネ 1, 2})$$

ここで,

P_{HU} : 基礎前面の水平方向地盤反力上限値(kN/m²)

α_P : 割増係数

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

ただし, $N = 2$ 以下の粘性土の場合, $\alpha_P = 1.0$

z : 設計上の地盤面からの深さ(m)

B_e : 基礎の有効前面幅(m)

P_{EP} : 地震時の受働土圧強度(kN/m²)

$$P_{EP} = K_{EP} \cdot \gamma \cdot h + 2 \cdot c_{CD} \cdot (K_{EP})^{-1/2}$$

K_{EP} : 地震時の受働土圧係数

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

ϕ_{CD} : 原地盤の内部摩擦角(°)*

*: 地盤バネ 1 においては, 原地盤のせん断強度(平均)とする。

地盤バネ 2 においては, 原地盤の残留強度(平均 - 1σ)とする。

c_{CD} : 原地盤の粘着力(kN/m²)

γ : 原地盤の単位体積重量(kN/m³)

h : 層厚(m)

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

α : 地表面と水平面のなす角度(°)

(ロ) 部材面接線（水平せん断及び鉛直せん断）方向の地盤反力上限値

（■P-2 地盤バネ及び■RC-2 地盤バネ）

部材面接線（水平せん断及び鉛直せん断）方向の地盤反力上限値を以下のとおり設定する。

$$\tau_f = \min[5 \cdot N, c_{CD} + P_0 \cdot \tan \phi_{CD}, 200] \quad (\text{地盤バネ 1, 2 : 砂質土})$$

$$\tau_f = \min[c_{CD} + P_0 \cdot \tan \phi_{CD}, 150] \quad (\text{地盤バネ 1, 2 : 粘性土})$$

ここで,

τ_f : 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力上限値(kN/m²)

N : 標準貫入試験のN値

c_{CD} : 原地盤の粘着力(kN/m²) *

P_0 : 静止土圧強度(kN/m²)

$$P_0 = K_0 \cdot \sigma_v$$

K_0 : 静止土圧係数

σ'_v : 有効鉛直応力(kN/m²)

ϕ_{CD} : 原地盤の内部摩擦角(°) *

* : 地盤バネ 1 においては, 原地盤のせん断強度(平均)とする。

地盤バネ 2 においては, 原地盤の残留強度(平均 - 1 σ)とする。

(ハ) 部材底面法線方向の地盤反力上限値（■RCb-1 地盤バネ及び■Pb-1 地盤バネ）

部材底面法線方向の地盤反力上限値を以下のとおり設定する。

$$P_{BVU} = \text{極限支持力度と同一とする} \quad (\text{地盤バネ 1, 2})$$

ここで,

P_{BVU} : 基礎底面の鉛直方向地盤反力上限値(kN/m²)

- (二) 部材底面接線（堤軸せん断及び堤軸直交せん断）方向の地盤反力上限値
（■Pb-2 地盤バネ及び■RCb-2 地盤バネ）

部材底面接線（堤軸せん断及び堤軸直交せん断）方向の地盤反力上限値を以下の
とおり設定する。

$$P_{SU} = c_B + P_V \cdot \tan \phi_B \quad (\text{地盤バネ 1, 2})$$

ここで,

P_{SU} : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力上限値 (kN/m²)

c_B : 基礎底面と地盤の付着力 (kN/m²)

$c_B = 0$ kN/m² (岩とコンクリートの付着力と同一とする)

P_V : 基礎底面の鉛直方向地盤反力度 (kN/m²)

$\tan \phi_B$: 基礎底面と地盤の摩擦係数

$\tan \phi_B = 0.6$ (岩とコンクリートの摩擦係数と同一とする)

ホ. 地盤バネの設定に係る補足

(イ) ■P-1 地盤バネ（鋼管杭）の地盤反力係数に対して考慮する群杭効果

水平力（地盤抵抗力）が作用した場合、本構造物のように鋼管杭の中心間隔が小さい群杭においては、鋼管杭相互の干渉により、各鋼管杭の荷重分担が相違し、鋼管杭単体（単杭）の場合に比べて効果が低下する。このため、単杭に比べ、群杭は受け持つ荷重分担が小さくなる。したがって、群杭状態の鋼管杭においては、単杭の鋼管杭に対して設定した水平方向地盤反力係数を低減する必要がある。低減が必要になる条件及び低減方法は、下記のとおりである。

道路橋示方書Ⅳにおいて、鋼管杭の中心間隔が杭径Dの2.5倍以上であると群杭の影響は比較的小さいと記載しているが、本設計においては杭の中心間隔1.8 m/杭径1.5 m=1.2<2.5となるため、鋼管杭の群杭の影響を考慮した水平方向地盤反力係数の低減が必要になる。低減の方法は、下式に基づいて算出される群杭の影響を考慮した補正係数 μ を水平方向地盤反力係数に乘じることに拠る。鋼管杭の中心間隔と鋼管杭径を考慮することで補正係数 $\mu=0.74$ になる。この補正係数を鋼管杭のP-1 地盤バネの設定の際に乘じることで、群杭の影響を考慮する。

$$\begin{aligned}\mu &= 1 - 0.2 \cdot \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) \\ &= 1 - 0.2 \cdot (2.5 - 1.2) \\ &= 1 - 0.26 = 0.74 \quad [L < 2.5 \cdot D]\end{aligned}$$

ここで、Lは杭中心間隔（=1.8 m）を、Dは杭径（=1.5 m）を示す。

(ロ) 鋼管杭周囲に設置する■P-2 地盤バネ、■P-3 地盤バネ及び■K-1■K-2 連結バネの仮想ケーソン基礎断面を考慮した地盤バネ設定

鋼管杭の周囲に設置する地盤バネ及び連結バネについて、仮想ケーソン基礎断面を考慮する場合の有効載荷幅を図 4.8-18 に示す。

同図より、仮想ケーソン基礎断面の考え方に基づくと、鋼管杭間の土塊も基礎の一部として考慮されるため、中間にある鋼管杭は鋼管杭径 1500 mm に土塊の幅 300 mm を合わせた 1800 mm が、■P-2 地盤バネ及び■K-1 連結バネの有効載荷幅になる。一方、南北端部の鋼管杭は鋼管杭径 1500 mm に土塊の幅 150 mm を合わせた 1649 mm (端部は、腐食代 1 mm を考慮) が、■P-2 地盤バネ及び■K-1 連結バネの有効載荷幅になる。

また、南北端部の堤軸方向の■P-3 地盤バネ及び■K-2 連結バネの有効載荷幅は、鋼管杭径 1500 mm に腐食代 1 mm を考慮した 1498 mm に対し、道路橋示方書IVに基づき 0.8 を考慮して 1198 mm とする。

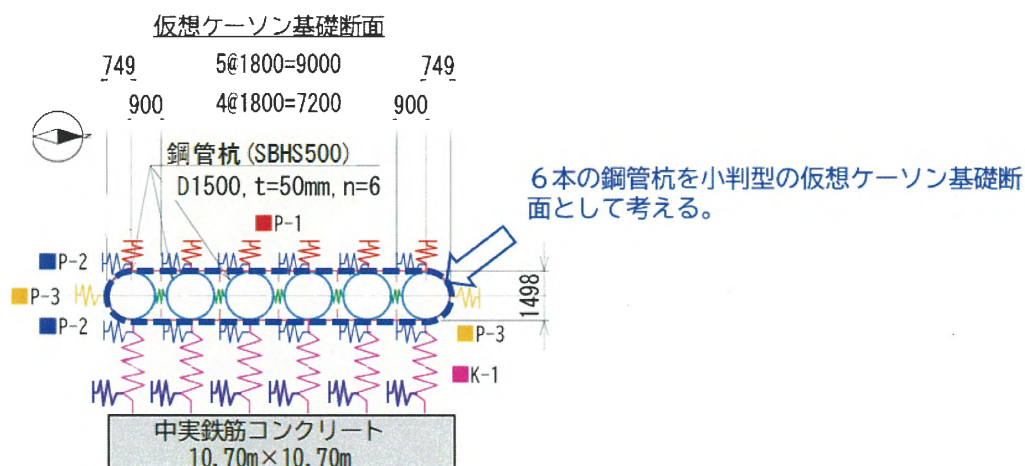


図 4.8-18 仮想ケーソン基礎断面を考慮する場合の有効載荷幅の考え方

(ハ) ■P-1 地盤バネの地盤反力上限値に対して考慮する地盤改良（セメント系）

防潮堤（鋼製防護壁）の周辺地盤に計画する地盤改良（セメント系）については、地盤バネのバネ剛性には加算せず、地盤と改良体（セメント系）の摩擦抵抗としての原地盤のせん断強度を地盤反力上限値の増分として考慮し、さらに改良体（セメント系）の摩擦抵抗力が働く面を減ずることで保守的な設定となるよう配慮する。

地盤改良（セメント系）が近接する箇所の地盤反力上限値は、図 4.8-19 に示すとおり地盤反力上限値を増分して設定する。

地盤反力上限値は、背面受働抵抗、側面抵抗、底面抵抗を踏まえて設定する。

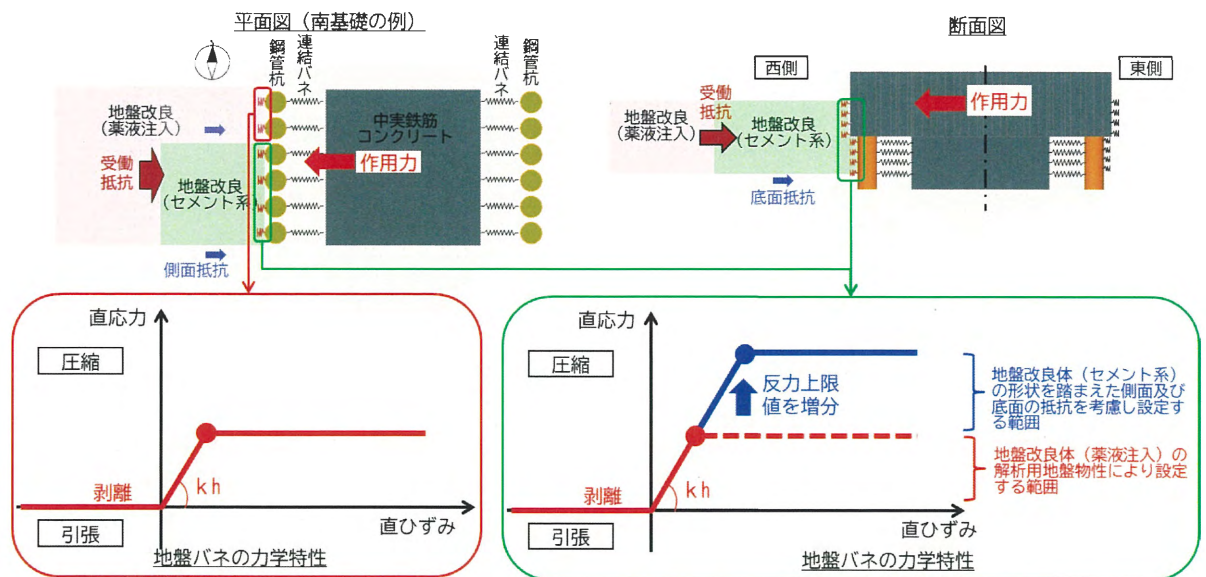


図 4.8-19 地盤改良（セメント系）を考慮した地盤反力上限値の設定方法

地盤改良（セメント系）の形状は直方体となるため、津波荷重に対し、背面（1面）、側面（2面）及び底面（1面）には、周辺地盤から面直及びせん断の2成分の抵抗が発生する。よって、頂版鉄筋コンクリート、鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートの地盤バネ（受働側）においては、地盤改良（セメント系）による抵抗力を地盤反力上限値増分として考慮する。ただし、地盤バネ（受働側）の地盤反力上限値の増分として考慮する抵抗力は、保守側の配慮として、上記4面のうち側面（1面）と底面（1面）の2面に発生する作用力方向の水平せん断抵抗力とする。地盤改良（セメント系）の地盤反力上限値に係る概念図を図 4.8-20 に示す。また、北基礎の地盤バネ1を例として、地盤改良（セメント系）による地盤反力上限値の増分値を表 4.8-7 に示す。

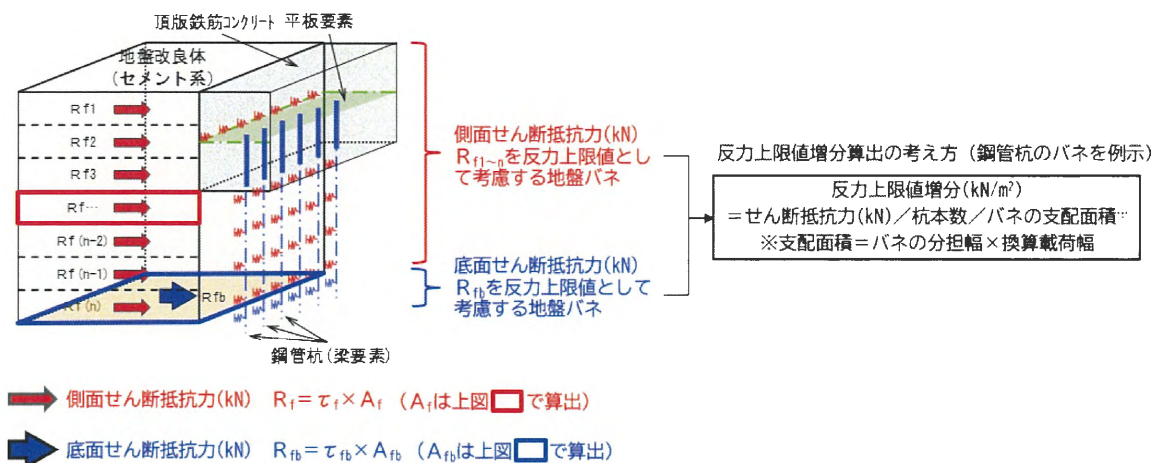


図 4.8-20 地盤改良 (セメント系) の地盤反力上限値に係る概念図

表 4.8-7 地盤改良 (セメント系) による地盤反力上限値の増分 (地盤バネ 1 : 北基礎)

対象構造	土質	標高 (m)	上限値 (kN/m ²)	増分 (kN/m ²)	増分/上限値
頂版鉄筋コンクリート B e=15.500m	du~ Ag2	-0.32	1453.6	17.1	1%
巻立て鉄筋コンクリート B e=1.800m	Ag2	-1.84	1550.8	106.0	7%
	Ag2	-6.00	1955.3	106.0	5%
	Ag2	-6.00	1836.0	127.4	7%
	Ag2	-7.00	1836.0	136.5	7%
	Ac	-7.00	304.5	119.0	39%
	Ac	-9.05	314.3	120.8	38%
	As	-9.05	1568.3	32.4	2%
	As	-10.25	1568.3	32.4	2%
	Ac	-10.25	508.7	125.2	25%
	Ac	-16.20	572.4	132.6	23%
	As	-16.20	1786.1	48.6	3%
	As	-17.50	1786.1	48.6	3%
鋼管杭 B e=1.498m (改良体底面)	Ac	-17.50	615.0	2284.5	371%

(2) 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値については、「4.3 使用材料及び材料の物性値」と同様に設定する。

(3) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せについては、「4.5 荷重及び荷重の組合せ」と同様に設定する。

4.8.2 解析モデル及び解析条件（重畳時）

防潮堤（鋼製防護壁）の重畳時の評価に用いる解析モデル及び解析条件を以下に示す。

重畳時においては、図 4.8-21 に示すとおり余震の影響について水平方向の堤軸直交方向（津波荷重作用方向）F 1，堤軸方向 F 2 と鉛直方向 F 3 で 1.0:0.4:0.4 の水平 2 方向及び鉛直方向地震動の独立载荷による最大断面力に対する組合せ係数法を適用し、津波荷重による断面力と重ね合わせた断面力に対して照査を行う。考慮する組合せケースの一覧表を表 4.8-8 に示す。

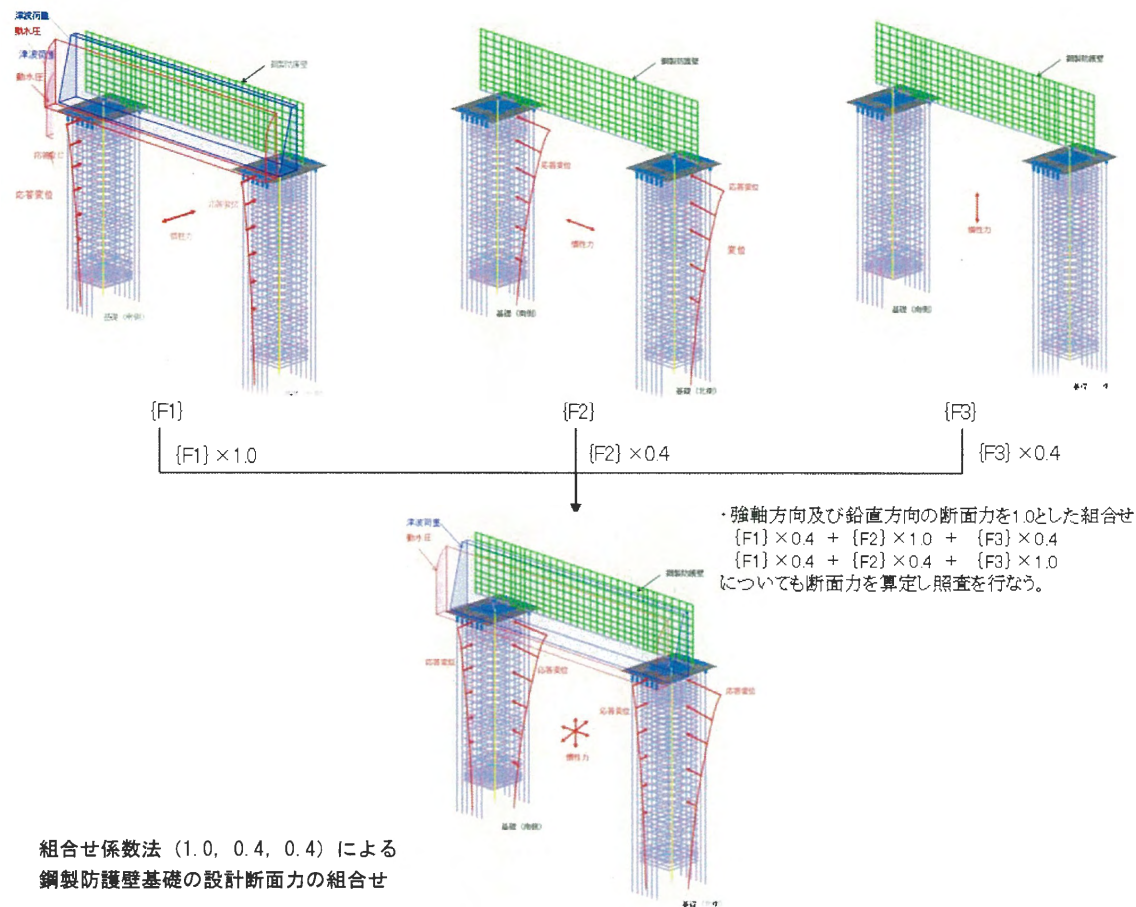


図 4.8-21 重畳時の断面力の組合せ(組合せ係数法)

表 4.8-8 重畳時に考慮する組合せ係数のケース一覧表

組合せ ケース	組合せ係数		
	堤軸直交方向 F1 の係数	堤軸方向 F2 の係数	鉛直方向 F3 の係数
Case-F1-1	西向き 1.0 倍	北向き 0.4 倍	下向き 0.4 倍
Case-F1-2	西向き 1.0 倍	北向き 0.4 倍	上向き 0.4 倍
Case-F1-3	西向き 1.0 倍	南向き 0.4 倍	下向き 0.4 倍
Case-F1-4	西向き 1.0 倍	南向き 0.4 倍	上向き 0.4 倍
Case-F1-5	東向き 1.0 倍	北向き 0.4 倍	下向き 0.4 倍
Case-F1-6	東向き 1.0 倍	北向き 0.4 倍	上向き 0.4 倍
Case-F1-7	東向き 1.0 倍	南向き 0.4 倍	下向き 0.4 倍
Case-F1-8	東向き 1.0 倍	南向き 0.4 倍	上向き 0.4 倍
Case-F2-1	西向き 0.4 倍	北向き 1.0 倍	下向き 0.4 倍
Case-F2-2	西向き 0.4 倍	北向き 1.0 倍	上向き 0.4 倍
Case-F2-3	東向き 0.4 倍	北向き 1.0 倍	下向き 0.4 倍
Case-F2-4	東向き 0.4 倍	北向き 1.0 倍	上向き 0.4 倍
Case-F2-5	西向き 0.4 倍	南向き 1.0 倍	下向き 0.4 倍
Case-F2-6	西向き 0.4 倍	南向き 1.0 倍	上向き 0.4 倍
Case-F2-7	東向き 0.4 倍	南向き 1.0 倍	下向き 0.4 倍
Case-F2-8	東向き 0.4 倍	南向き 1.0 倍	上向き 0.4 倍
Case-F3-1	西向き 0.4 倍	北向き 0.4 倍	下向き 1.0 倍
Case-F3-2	西向き 0.4 倍	南向き 0.4 倍	下向き 1.0 倍
Case-F3-3	東向き 0.4 倍	北向き 0.4 倍	下向き 1.0 倍
Case-F3-4	東向き 0.4 倍	南向き 0.4 倍	下向き 1.0 倍
Case-F3-5	西向き 0.4 倍	北向き 0.4 倍	上向き 1.0 倍
Case-F3-6	西向き 0.4 倍	南向き 0.4 倍	上向き 1.0 倍
Case-F3-7	東向き 0.4 倍	北向き 0.4 倍	上向き 1.0 倍
Case-F3-8	東向き 0.4 倍	南向き 0.4 倍	上向き 1.0 倍

注記 荷重作用方向に乗じる組合せ係数が 1.0 倍となる箇所を□に示す。

(1) 重畳時の 1 次元有効応力解析

a. 解析モデル

地盤解析モデルは、鋼製防護壁基礎の調査ボーリングの地層構成に基づき作成する。図 4.8-22 に示すとおり南基礎の解析モデルは、地点 1 の地層構成、北基礎の解析モデルは、地点 2 の地層構成に基づき作成する。解析モデル底面は、T.P. -130 m として粘性境界を設定する。

なお、解析コードは、「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。解析コードの検証及び妥当性の確認は、添付書類「VI-4-2(2) 計算機プログラム(解析コード)の概要・F L I P」に示す。

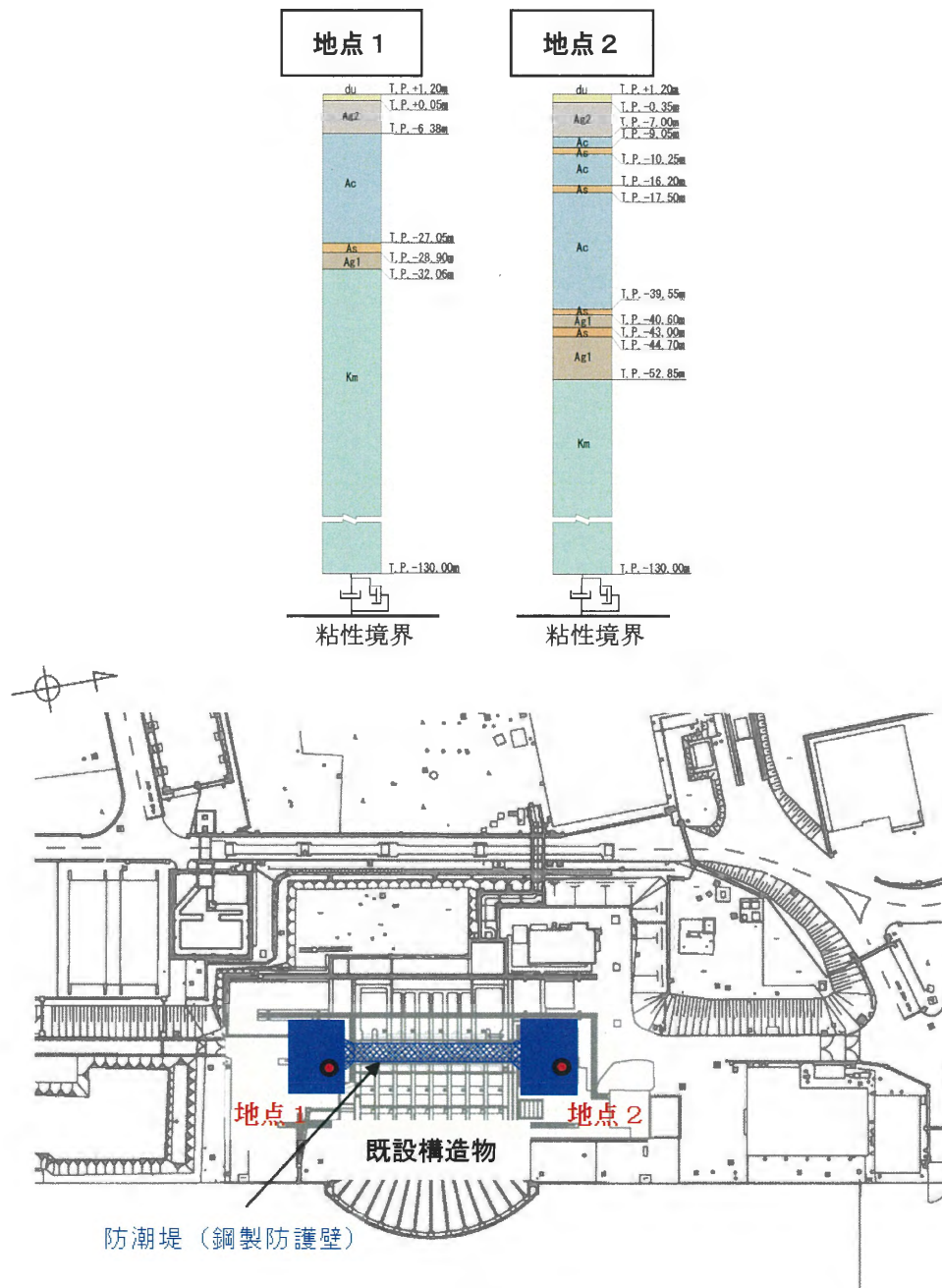


図 4.8-22 1 次元有効応力解析の解析モデル

b. 地盤のモデル化

1次元有効応力解析では、防潮堤（鋼製防護壁）の周辺地盤に地盤改良（薬液注入）を敷設することを踏まえ、図 4.8-23 に示す液状化パラメータを適用する地盤ケース①～④は考慮せず、液状化パラメータを適用しない地盤ケース⑤、⑥及び③'を採用する。なお、地盤ケース③'は、既工認では考慮していない地盤のばらつき（ -1σ ）の非液状化ケースとして、新たに設定する。

1次元有効応力解析モデルにおいては、地盤を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、地震時の過剰間隙水圧の上昇に伴う有効応力の変化及び応力-ひずみ関係の非線形性を考慮する。

1次元有効応力解析により、図 4.8-23 に示す「地表面応答加速度」、「地表面相対水平変位」及び「地盤のせん断ひずみ」について、各応答値が最大となる地盤ケースを前述の地盤ケースの中からそれぞれ選定する。選定した地盤ケースについて、最大値発生時刻の地盤応力及び地盤ひずみを抽出し、これに基づき同時刻の地盤剛性及び地盤強度を算出する。これらは地震に伴う剛性低下及び強度低下を反映したものであり、これを考慮して3次元静的フレーム解析モデルの地盤バネ（地盤反力係数及び地盤反力上限値）を設定することで、地盤が受ける地震の影響を考慮する。なお、「地表面応答加速度」、「地表面相対水平変位」及び「地盤のせん断ひずみ」がそれぞれ最大となる地盤ケースに基づき設定した地盤バネを地盤バネ3、地盤バネ4及び地盤バネ5とする。

なお、地盤反力係数は、図 4.8-23 に示すとおり道路橋示方書Ⅳに基づき設定することを基本とする。収束剛性は、地盤反力係数を算出するための入力条件である変形係数として考慮する。地盤反力上限値は、図 4.8-23 に示すとおり収束強度より設定する。

c. 減衰定数

(a) 設定フロー

動的解析における地盤の減衰は、固有値解析により求められる固有周期及び減衰定数に基づき、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 減衰は、 $\alpha=0$ となる要素剛性比例型減衰とする。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K], \quad \alpha = 0, \quad \beta = h / (\pi \cdot f)$$

ここで、

[C] : 減衰マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : Rayleigh 減衰の係数

h : 各材料の減衰定数

f : 固有値解析により求められる 1 次固有振動数

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いくことから、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係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 $\alpha [M]$ の影響がない要素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係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係数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰係数を適用し、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 $\alpha [M]$ の影響がない要素剛性比例型減衰を採用した。

地盤の減衰定数は、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1 % とする。また、鋼材とコンクリートの減衰定数は、「道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月)」より鋼材 3 %, 「J E A G 4 6 0 1-1987」よりコンクリート 5 % とする。

図 4.8-24 に Rayleigh 減衰の設定フローを示す。

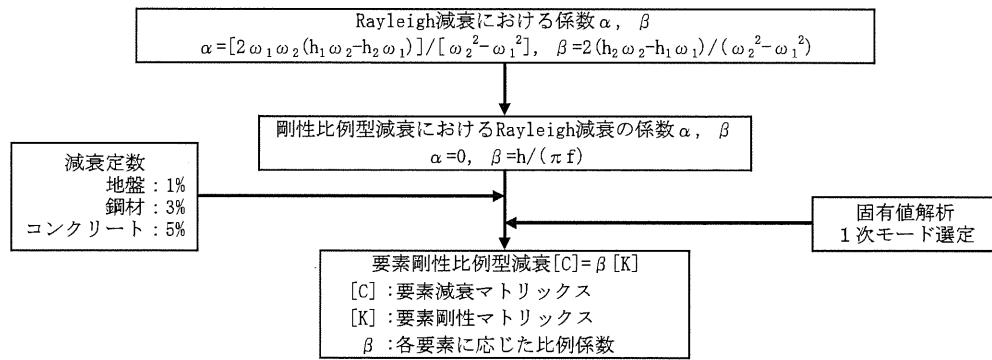


図 4.8-24 Rayleigh 減衰の設定フロー

(b) 固有値解析

固有値解析結果を表 4.8-9 に示す。

表 4.8-9 固有値解析結果

凡例 ◎ : 地盤の 1 次固有振動数

地盤ケース⑤

北基礎				南基礎			
次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	採用	次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	採用
1	0.556	34.09	◎	1	0.685	37.17	◎
2	1.246	-27.03		2	1.306	-22.98	
3	2.059	9.46		3	2.654	-8.94	
4	3.039	8.22		4	3.355	9.46	
5	3.825	6.84		5	4.668	4.70	
6	4.669	6.01		6	5.423	5.95	
7	5.471	3.32		7	6.552	-2.83	
8	6.405	4.04		8	7.413	-4.41	
9	7.091	3.91		9	8.438	2.30	

地盤ケース⑥

北基礎				南基礎			
次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	採用	次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	採用
1	0.587	35.31	◎	1	0.708	38.40	◎
2	1.298	25.78		2	1.378	-21.02	
3	2.212	9.06		3	2.779	-9.92	
4	3.202	8.40		4	3.512	8.28	
5	4.052	6.59		5	4.893	5.55	
6	4.918	5.65		6	5.669	5.12	
7	5.859	-3.01		7	6.911	3.40	
8	6.770	-4.69		8	7.718	3.97	
9	7.462	-2.93		9	8.893	2.42	

地盤ケース③'

北基礎				南基礎			
次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	採用	次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	採用
1	0.518	32.68	◎	1	0.654	35.47	◎
2	1.194	-28.20		2	1.235	-25.40	
3	1.887	10.33		3	2.478	-7.76	
4	2.843	-7.80		4	3.224	10.56	
5	3.584	-7.22		5	4.344	3.93	
6	4.379	-6.20		6	5.225	-6.48	
7	5.083	-4.02		7	6.078	-2.73	
8	5.920	3.59		8	7.122	-4.37	
9	6.730	4.03		9	7.895	2.76	

d. 入力地震動

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

入力地震動は、図 4.8-25 に示すとおり解放基盤表面(EL. -370 m)で定義される弾性設計用地震動 S_d -D 1 を、1次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置(EL. -130 m)で評価したものを用いる。表 4.8-10 に入力地震動の加速度時刻歴と加速度応答スペクトルを示す。

解析コードは、「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性の確認は、添付書類「VI-4-1(2) 計算機プログラム(解析コード)の概要・k-SHAKE」に示す。

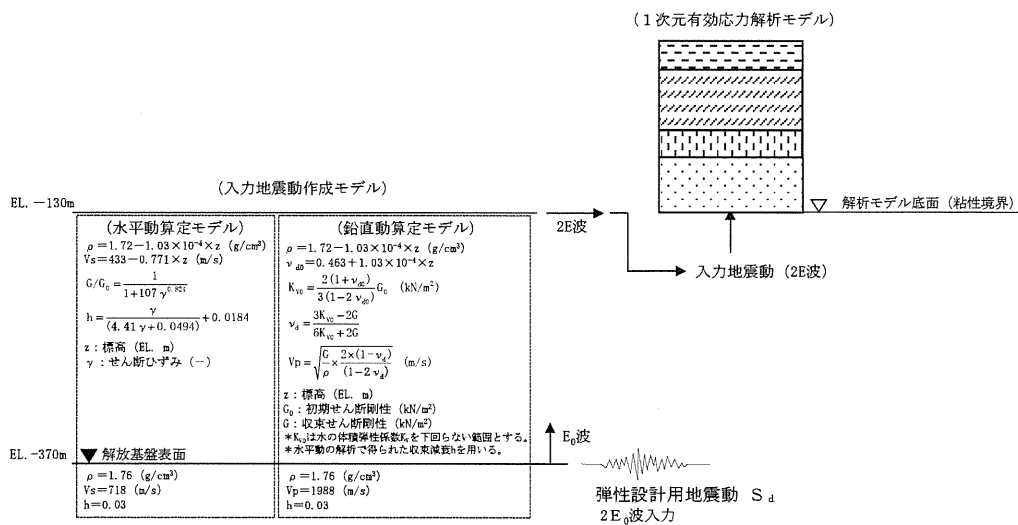
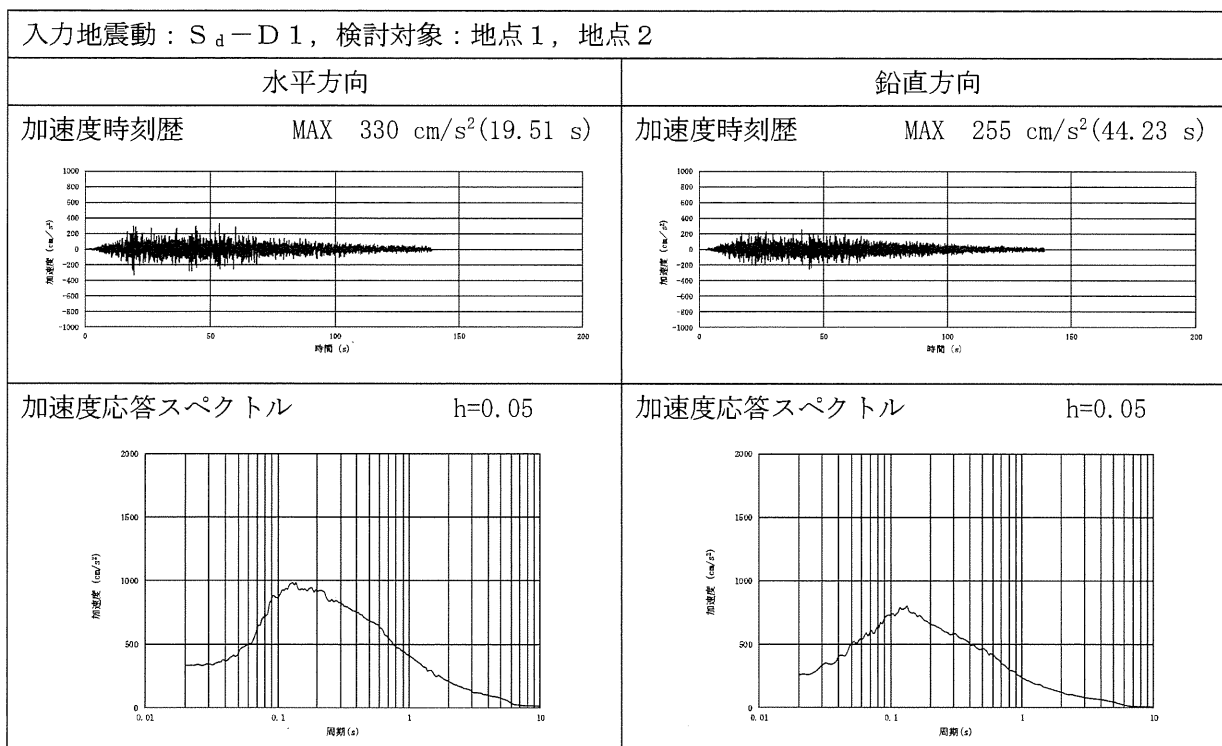


図 4.8-25 入力地震動算定の概念図

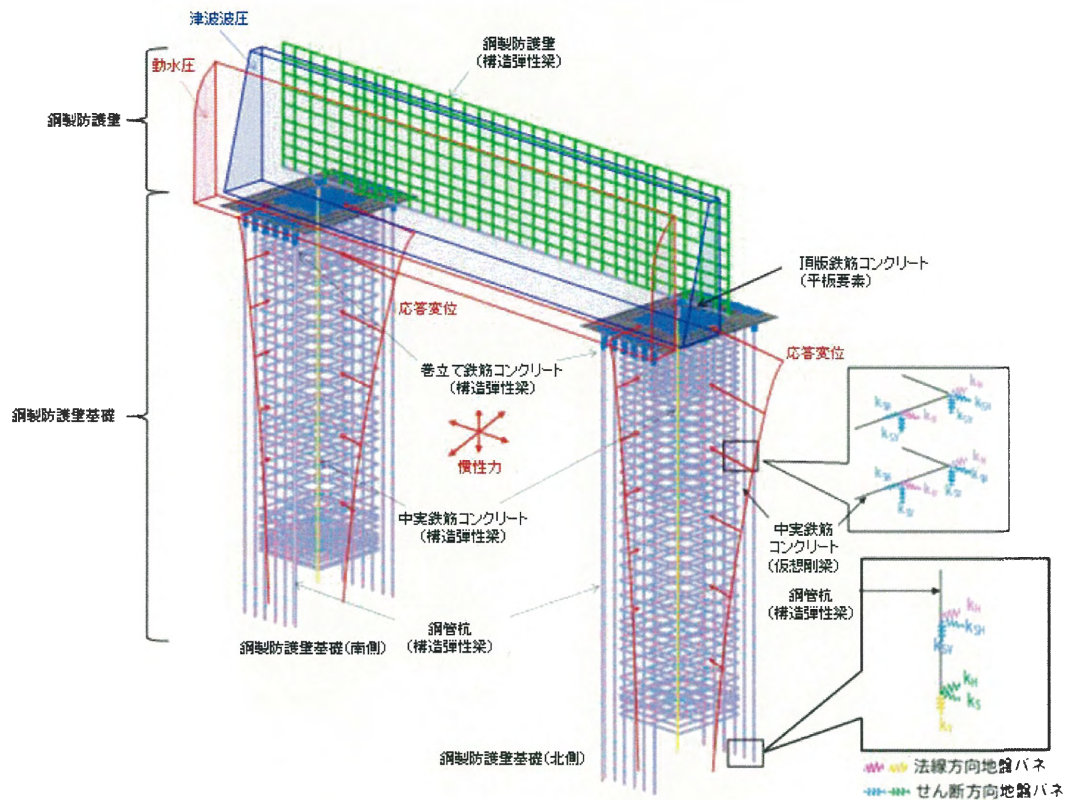
表 4.8-10 入力地震動の加速度時刻歴と加速度応答スペクトル(S_d-D1)



(2) 防潮堤（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鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎を一体とした 3 次元静的フレーム解析モデルで強度評価を行う。重畳時の防潮堤（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 4.8-26 に、頂版鉄筋コンクリート（平板要素）の剛域を図 4.8-27 に示す。



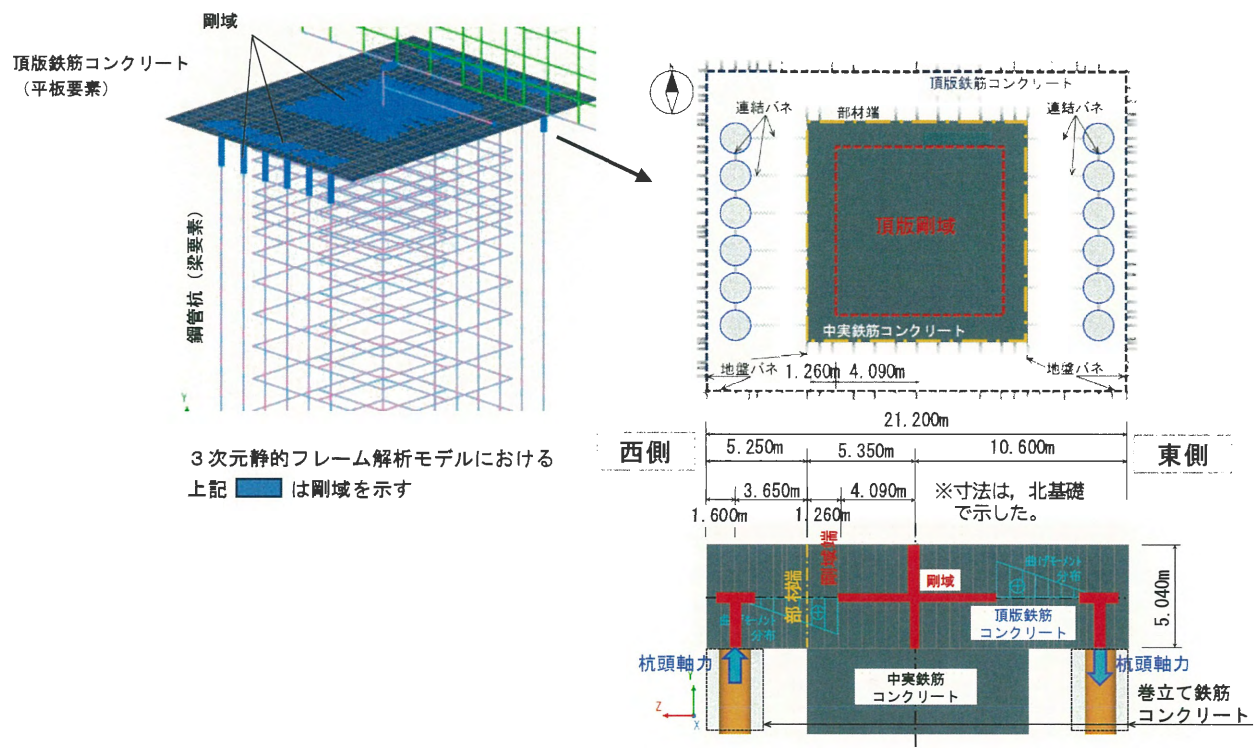


図 4.8-27 頂版鉄筋コンクリート（平板要素）の剛域（図 4.8-2 の再掲）

b. 構造物のモデル化

(a) 3次元静的フレーム解析モデル

防潮堤（鋼製防護壁）は、鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎を一体とし、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載荷して評価する。地中連続壁部（構造部材として考慮しない）の質量は、中実鉄筋コンクリートのモデル化において構造弾性梁を取り囲む正方形の水平梁（仮想梁）の節点に付加質量として設定する。なお、地中連続壁部の付加質量は堤軸方向と堤軸直交方向の水平方向にのみ設定し、鉛直方向には設定しない。このように設定することで、中実鉄筋コンクリートの曲げモーメント及びせん断力を生じさせる水平荷重にのみ地中連続壁部の付加質量が考慮され、軸力には寄与しない設定となる。以上より、曲げ軸力及びせん断力に対して保守的な部材評価を行う。

鋼製防護壁は、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、それらを結合した梁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4.8-28に示す。

- i) 主桁部材（水平方向）は、外面鋼板及び内部隔壁をフランジ、水平隔壁をウェブとみなした断面とする。隔壁間の剛性、重量を構造弾性梁要素（堤軸方向の水平梁要素）に集約する（図4.8-28の青色表示部分）。
- ii) 横桁部材（鉛直方向）は、外面鋼板及び内部隔壁をフランジ、鉛直隔壁をウェブとみなした断面とする。隔壁間の剛性、重量を構造弾性梁要素（鉛直梁要素）に集約する（図4.8-28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。

格子モデルによりモデル化された鋼製防護壁の断面形状を可視化すると、水平梁要素が図4.8-29に、鉛直梁要素が図4.8-30に示すとおりとなる。

鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎の中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭は、構造梁要素でモデル化し、頂版鉄筋コンクリートは平板要素でモデル化する。中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリートをモデル化した梁要素には仮想剛梁要素を配置し、中実鉄筋コンクリートの幅を考慮する。

鋼製防護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）」に従う。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又は有効高さの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。中実鉄筋コンクリートの部材厚で設定すると要素分割が粗くなるため、鋼管杭の厚さ（径）に従って1.5m前後で要素分割を設定する。中実鉄筋コンクリートと巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭は連結バネで連結するため、相互の要素分割を合わせて設定する。なお、鋼製防護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鋼製防護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。

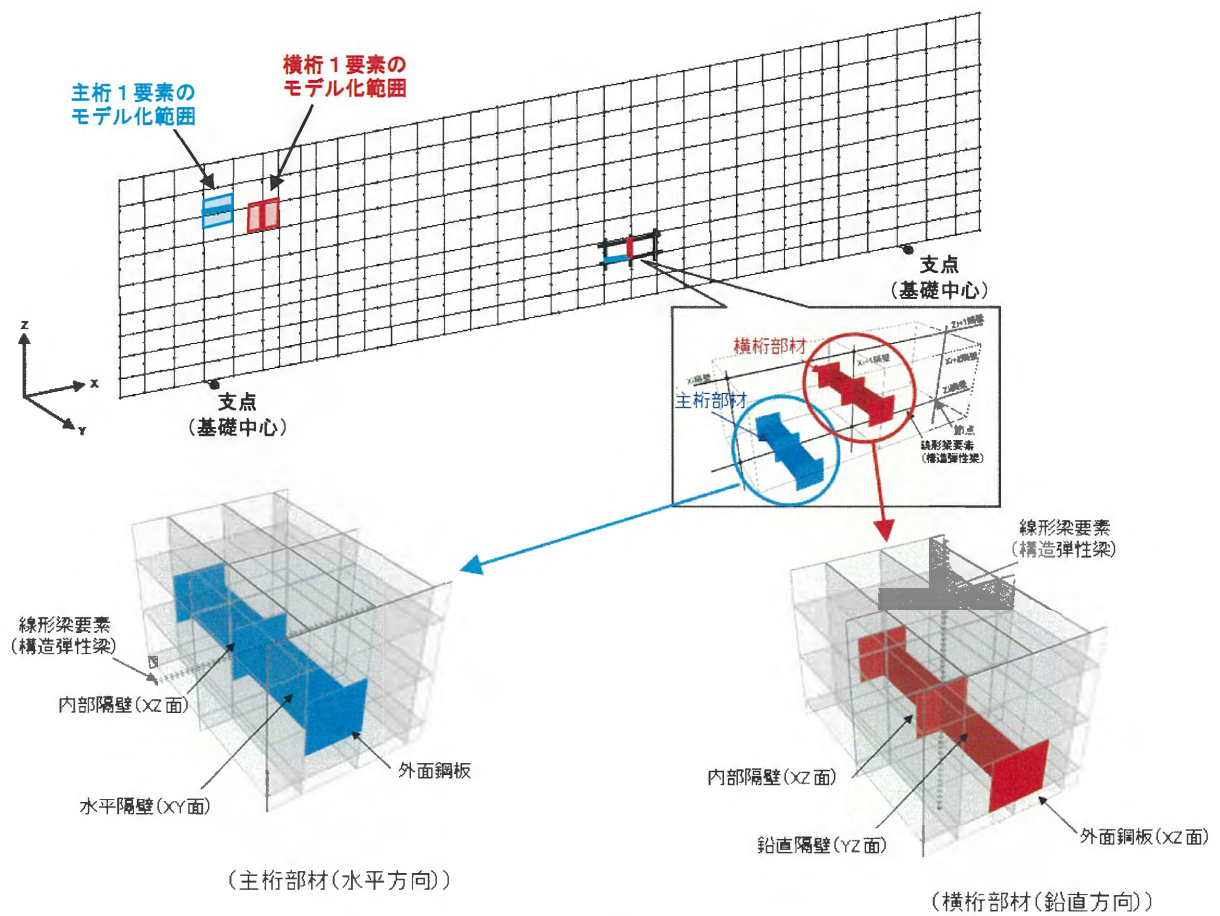
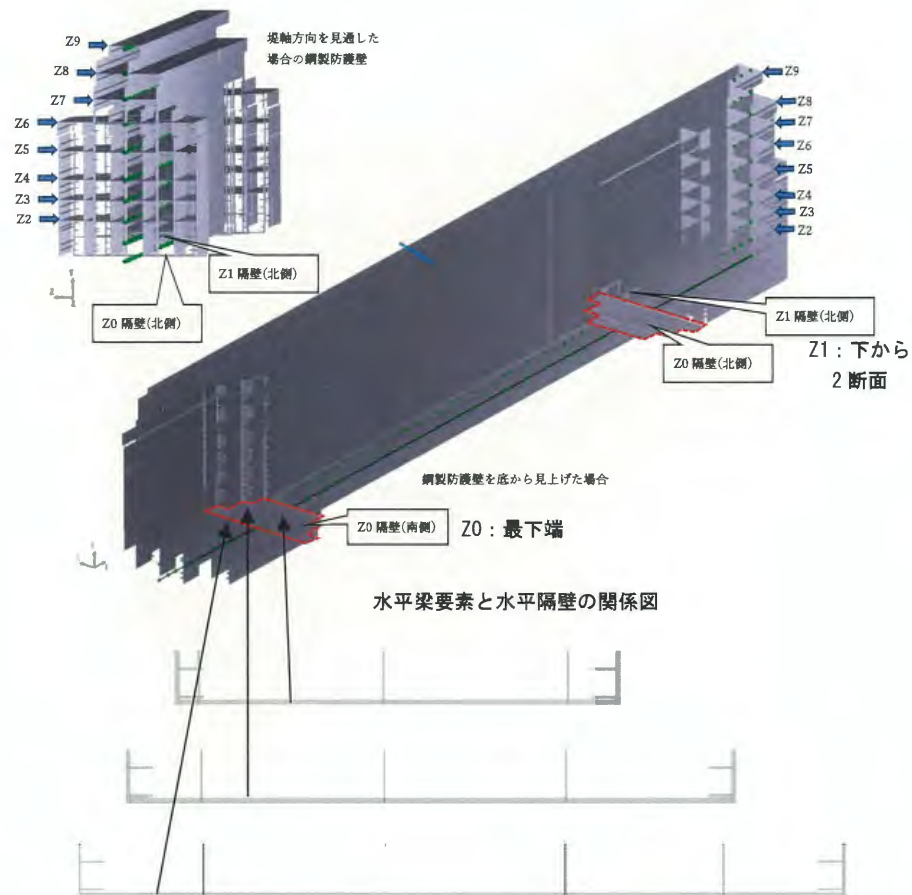
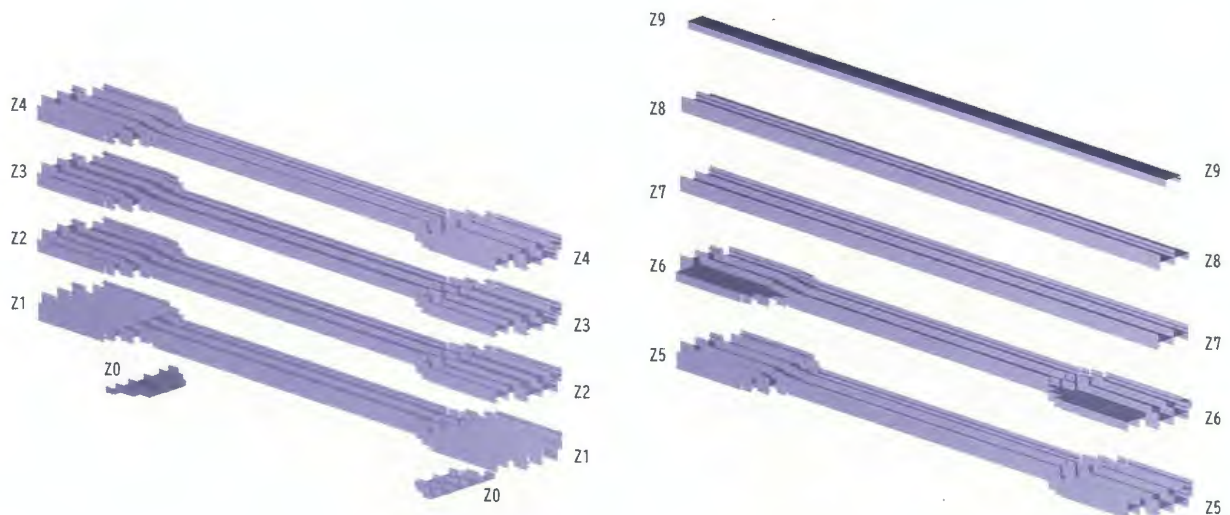


図 4.8-28 鋼製防護壁のモデル化イメージ図
(図 4.8-3 の再掲)



Z0 の水平梁要素の断面形状 (主部材とリブをモデル化)



水平梁要素の断面形状 (Z0(最下端)～Z9(頂板)隔壁)

図 4.8-29 鋼製防護壁の格子モデルを構成する水平梁要素のモデル化
(図 4.8-4 の再掲)

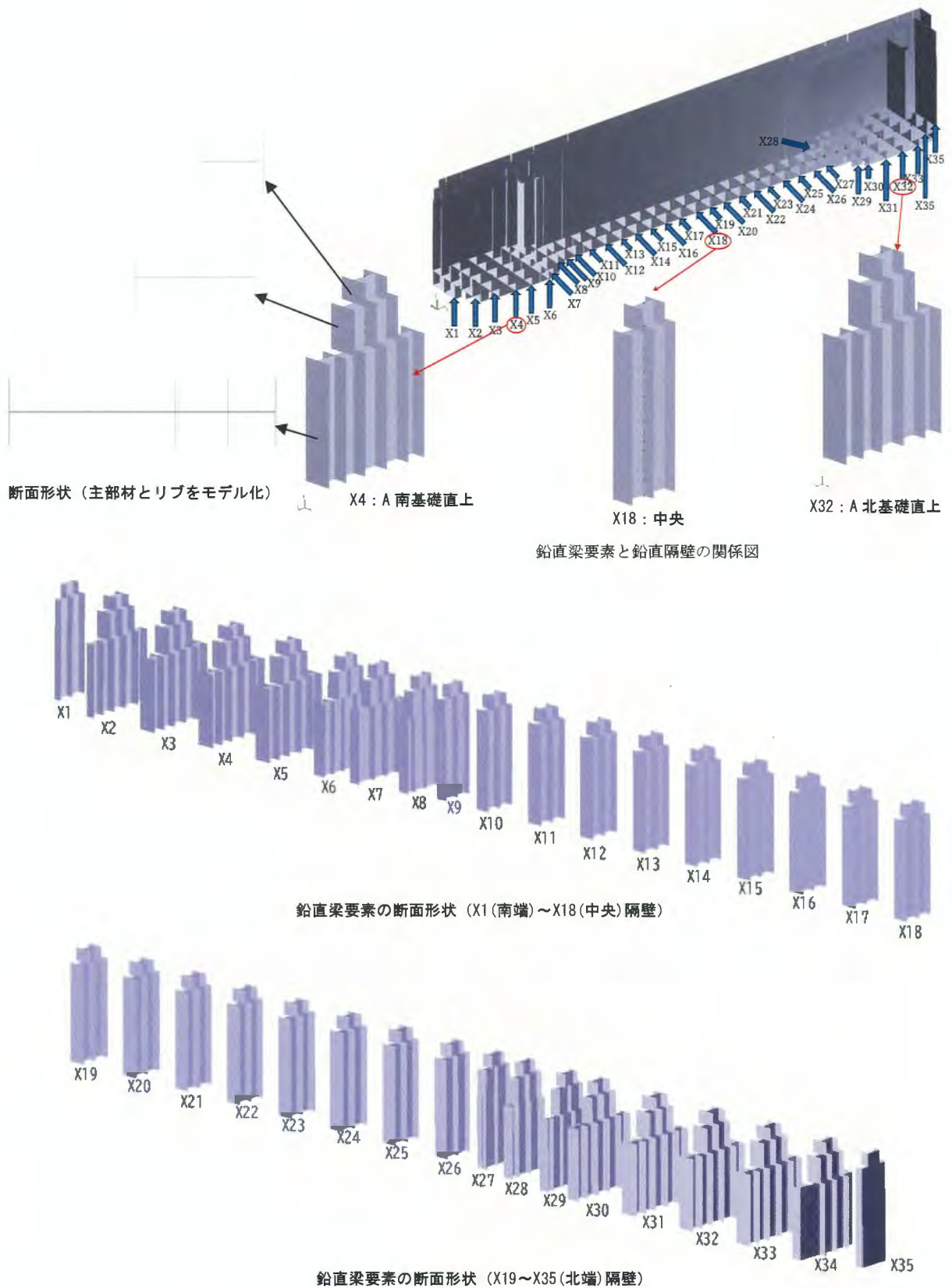


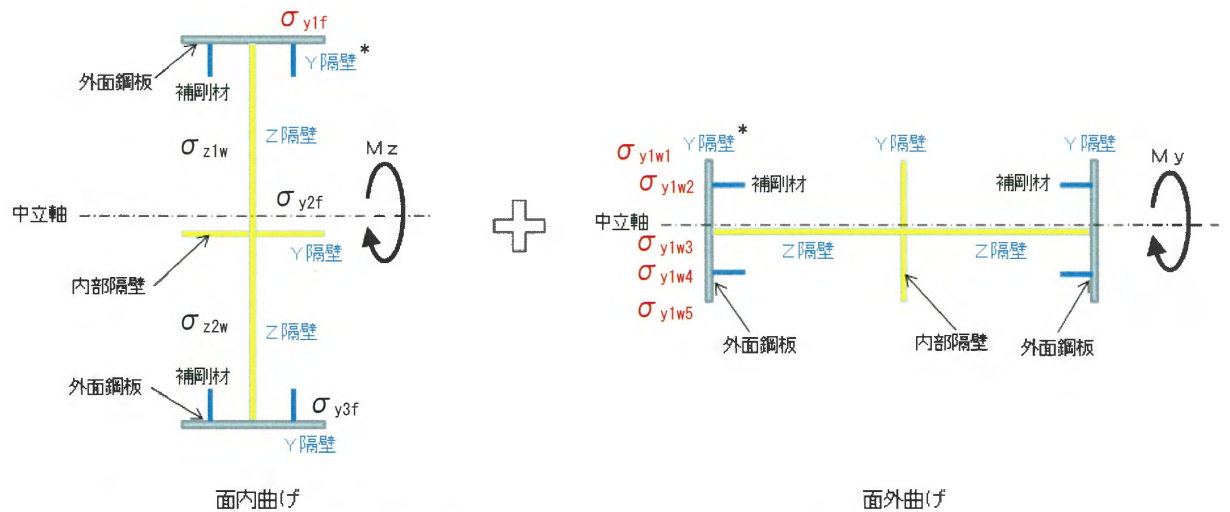
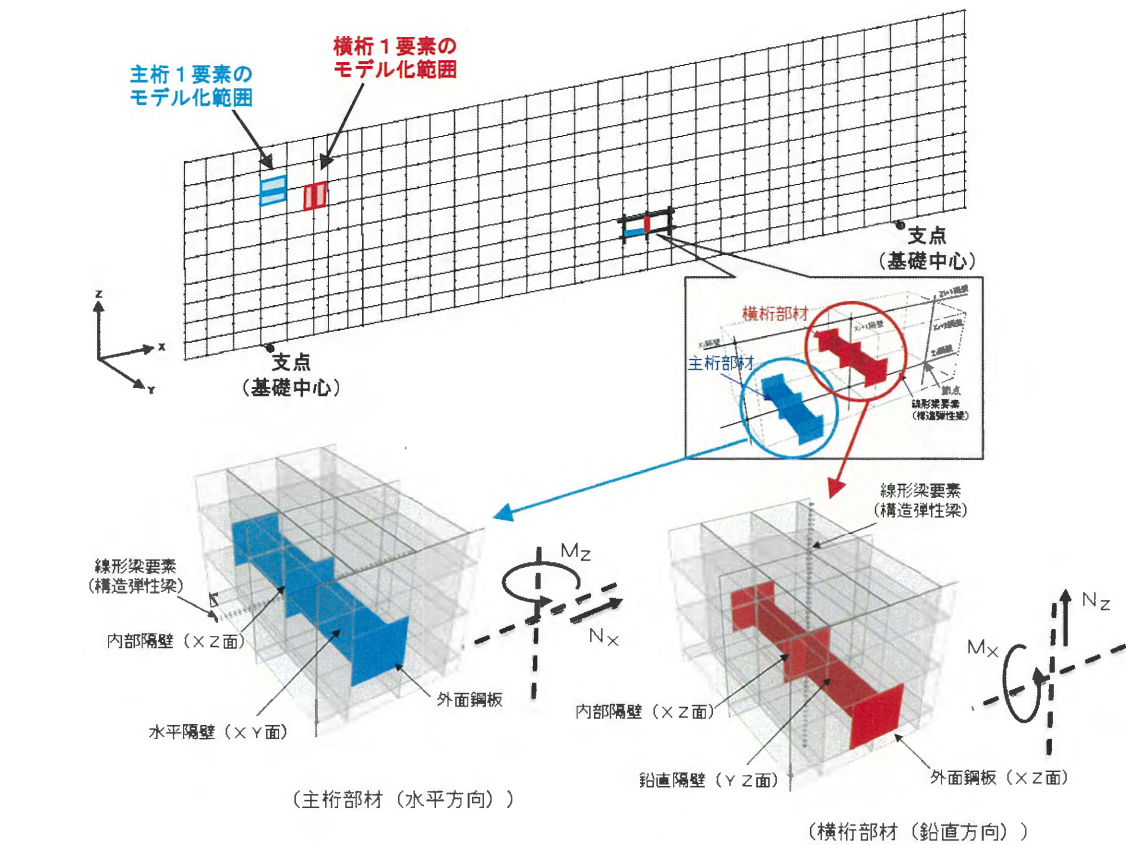
図 4.8-30 鋼製防護壁の格子モデルを構成する鉛直梁要素のモデル化
(図 4.8-5 の再掲)

(b) 梁要素の直応力度及びせん断応力度の算出方法

梁要素の発生応力度は、3次元静的フレーム解析により梁要素の断面力を算出し、その断面力と鋼殻の断面性能から算出する。

隔壁の直応力度は、X軸方向の軸力、Z軸回りのモーメントによる直応力度にX軸方向の軸力、Y軸回りのモーメントによる直応力度を加算して求める。なお、Y軸回りのモーメントによる直応力度は、補剛材や隔壁による断面変化位置における値を抽出し、Z軸回りのモーメントによる直応力度に加算する。曲げ軸力による直応力度の算出イメージを図 4.8-31 に示す。

せん断応力度は、「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）」に基づいて算出したI型断面のせん断応力度に、薄肉多室閉断面がねじりモーメントを受けた際に生じるせん断流から算出されるせん断応力度を加算して求める。せん断流理論に基づくせん断応力度の算出イメージを図 4.8-32 に示す。



* Y隔壁の直応力最大値 $=\max(\sigma_{y1f}+\sigma_{y1w1}, \sigma_{y1f}+\sigma_{y1w2}, \sigma_{y1f}+\sigma_{y1w3}, \sigma_{y1f}+\sigma_{y1w4}, \sigma_{y1f}+\sigma_{y1w5})$
主桁部材 (水平方向) の例

図 4.8-31 曲げ軸力による直応力度の算出イメージ

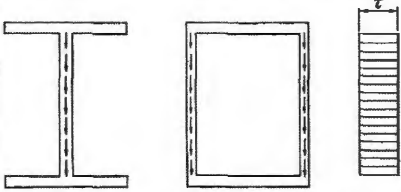
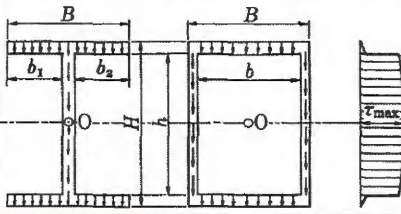
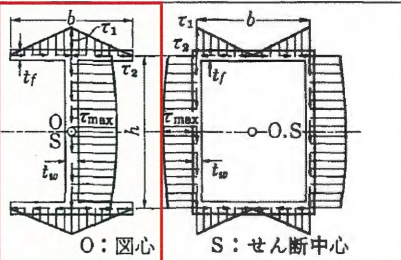
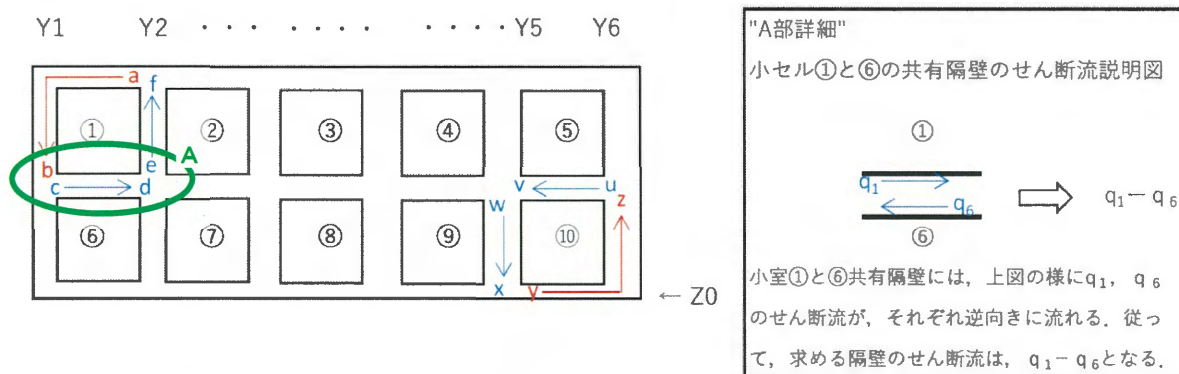
計算式	せん断応力度の分布図	備 考
$\tau = \frac{S}{A_w}$		
$\tau = \frac{SQ}{It}$		$\tau_{\max} = \frac{3S(BH^2 - bh^2)}{2(BH^3 - bh^3)(B - b)}$ ただし、 $b = b_1 + b_2$
せん断流理論 $\tau = \frac{S}{I \cdot t} \int ty ds$		I 形断面 $\tau_1 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4}$ $\tau_2 = \frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{2} \cdot \frac{t_f}{t_w}$ $\tau_{\max} = \frac{S}{I} \left(\frac{h^2}{8} + \frac{bh}{2} \cdot \frac{t_f}{t_w} \right)$ 箱形断面 $\frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4}$ $\frac{S}{I} \cdot \frac{bh}{4} \cdot \frac{t_f}{t_w}$ $\frac{S}{I} \left(\frac{h^2}{8} + \frac{bh}{4} \cdot \frac{t_f}{t_w} \right)$

図-解 11.2.1 せん断応力度の計算式

(せん断流理論に基づく I 型断面のせん断応力度の計算式)

「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)」



(せん断流理論に基づくねじりモーメントに対するせん断応力度の計算イメージ)

「構造部材のねじり解析 (高岡宣善, 共立出版株式会社, 昭和 50 年 9 月)」

図 4.8-32 せん断力によるせん断応力度の計算イメージ

c. 地盤のモデル化

重畳時の地盤バネ設定を図 4.8-33 に示す。

重畳時においては、余震を考慮するため、余震に伴い地盤が受ける影響（剛性及び強度低下）を 1 次元有効応力解析により評価することで地盤バネを設定する。1 次元有効応力解析は、弾性設計用地震動 S_d-D1 （余震）に対して実施し、解析対象の地盤ケースは地盤ケース⑤、⑥、③' の 3 ケースである。余震に伴い地盤が受ける影響を考慮した収束剛性及び収束強度は、これら 3 種類の地盤ケースにおいて下記の各応答値が最大となる時刻において算出する。算出した収束剛性及び収束強度を考慮して、下記のとおり地盤バネ 3、地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 を設定する。なお、地盤反力係数は、図 4.8-33 に示すとおり道路橋示方書Ⅳに基づき設定することを基本とする。収束剛性は、地盤反力係数を算出するための入力条件である変形係数として考慮する。地盤反力上限値は、図 4.8-33 に示すとおり収束強度より設定する。

地表面加速度：地表面加速度が最大になる地盤ケース及び最大値発生時刻の収束剛性及び収束強度を算出し、これらを考慮して「地盤バネ 3」を設定する。

地表面変位：地表面変位が最大になる地盤ケース及び最大値発生時刻の収束剛性及び収束強度を算出し、これらを考慮して「地盤バネ 4」を設定する。

地盤のせん断ひずみ：地盤のせん断ひずみが最大になる地盤ケース及び最大値発生時刻の収束剛性及び収束強度を算出し、これらを考慮して「地盤バネ 5」を設定する。

なお、3 次元静的フレーム解析の地盤バネは、道路橋示方書Ⅳに準拠し、地盤反力係数と地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。地盤バネの設定の詳細は、「4.8.2 (2) e. 地盤バネと地盤反力係数の設定」に示す。

	①	②	③	④	⑤	⑥	③'
地盤ケース	原地盤に基づく液状化強度特性を用いた地盤ケース（基本ケース）	地盤物性のばらつき（+1 σ ）を考慮した地盤ケース	地盤物性のばらつき（-1 σ ）を考慮した地盤ケース	地盤を強制的に液状化させることを仮定した地盤ケース	原地盤において非液状化の条件を仮定した地盤ケース	地盤物性のばらつき（+1 σ ）を考慮して非液状化の条件を仮定した地盤ケース	地盤物性のばらつき（-1 σ ）を考慮して非液状化の条件を仮定した地盤ケース
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適用しない	液状化パラメータを適用しない	液状化パラメータを適用しない

注記 地盤ケース③' は、既工認では考慮していない地盤のばらつき（-1 σ ）の非液状化ケースとして、新たに設定する。



重畳時の地盤バネは、上記地盤ケース⑤、⑥、③' により決定

地盤バネケース名 (決定ケース)	地盤バネの地盤反力係数	地盤反力上限値	備考
地盤バネ 3	道路橋示方書IVに基づき設定することを基本*1とする。（入力条件である変形係数は、地表面加速度が最大となる時刻の収束剛性とする。）	地表面加速度が最大となる時刻の収束強度より設定	地盤抵抗が大きい地盤ケース
地盤バネ 4	道路橋示方書IVに基づき設定することを基本*1とする。（入力条件である変形係数は、地表面変位が最大となる時刻の収束剛性とする。）	地表面変位が最大となる時刻の収束強度より設定	
地盤バネ 5	道路橋示方書IVに基づき設定することを基本*1とする。（入力条件である変形係数は、せん断ひずみが最大となる時刻の収束剛性とする。）	せん断ひずみが最大となる時刻の収束強度より設定	

注記 *1：構造物同士（鋼管杭と鋼管杭、鋼管杭と中実鉄筋コンクリート）を接続するバネにおいては、道路橋示方書IVの地盤バネではなく、 E_0 （変形係数）/1（連結バネの長さ）で算出した連結バネとして設定する。

図 4.8-33 重畳時の地盤バネ設定（地盤バネ 3、地盤バネ 4 及び地盤バネ 5）

（図 4.8-23 の再掲）

d. 頂版鉄筋コンクリートのモデル化

鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートが追加されたことに伴い、鋼管杭が南北方向に複数配置されることや中実鉄筋コンクリートからの張出しの影響を評価するため、3次元静的フレームモデルにて頂版鉄筋コンクリートを平板要素としてモデル化する。

平板要素のメッシュサイズは板厚の1/2以下とし、鋼管杭の配置や剛域、曲げ軸力及びせん断照査位置を考慮して分割する。剛域の設定は、道路橋示方書Ⅳに準拠し、以下の通り設定する。図4.8-34に平板要素に対する剛域の設定範囲を示す。

- ・ 平板要素でモデル化した頂版鉄筋コンクリートの剛域は、中実鉄筋コンクリートの外周面を部材端として、部材端から内側に頂版厚 $\times 0.25$ ($5.040 \times 0.25 = 1.260$ m)を設定する(図4.8-34内の①)。したがって、剛域内の平板要素には、曲げモーメントもせん断力も発生しない解析条件とする。
- ・ 巻立て鉄筋コンクリートの頭部と頂版鉄筋コンクリートの軸線でモデル化した平板要素とを剛梁を介した剛結合とすることで、両部材間の荷重伝達をモデル化する(図4.8-34内の②)。
- ・ 頂版鉄筋コンクリートをモデル化した平板要素のうち中実鉄筋コンクリート直上の範囲(領域)は、鉄筋コンクリート同士の剛結合としてモデル化するため、平面的な剛域を設定する(図4.8-34内の③)。中実鉄筋コンクリートをモデル化した鉛直梁が頂版鉄筋コンクリートを貫通して鋼製防護壁に接続される範囲も剛域として設定する(図4.8-34内の④)。

平板要素としてのモデル化において、中実鉄筋コンクリート範囲内に剛域を設定することで、力学特性を適切に評価する。

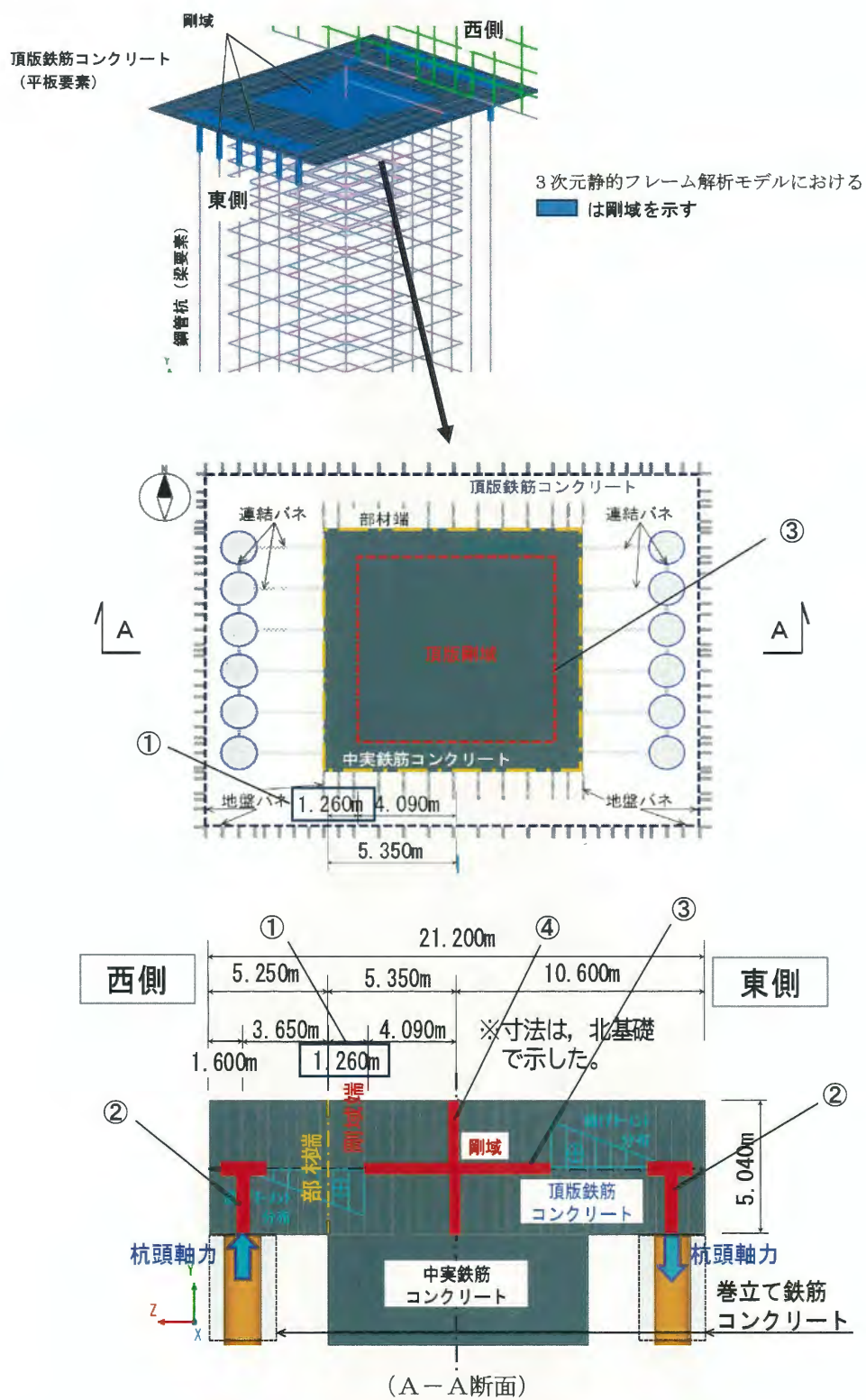


図 4.8-34 平板要素における剛域の設定
(図 4.8-8 の再掲)

e. 地盤バネと地盤反力係数の設定

耐津波においては、津波荷重による鋼製防護壁から鋼製防護壁基礎への荷重伝達及び南北基礎間の相互作用を適切に評価するため、鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎が一体となる3次元静的フレーム解析を採用し、周辺地盤を地盤バネとしてモデル化している。地盤バネの設定と地盤反力係数（上限値）のモデル化概念図を図4.8-35に示す。また、地盤バネに対する応答変位の入力イメージを図4.8-36に示す。

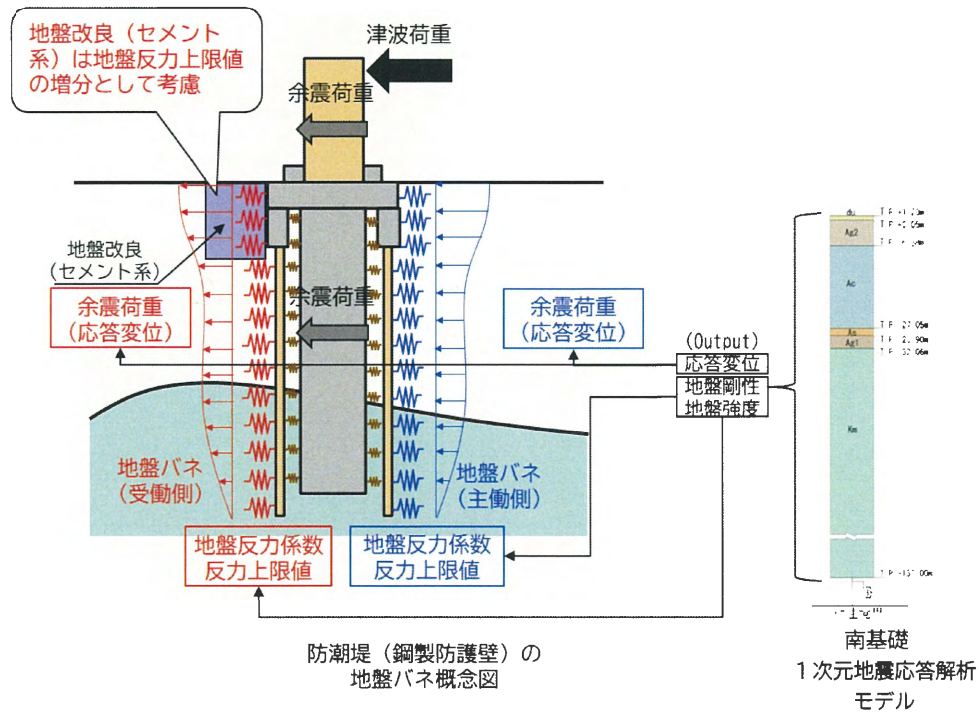


図4.8-35 地盤バネと地盤反力係数（上限値）のモデル化概念図（津波時及び重畳時）
（図4.8-9の再掲）

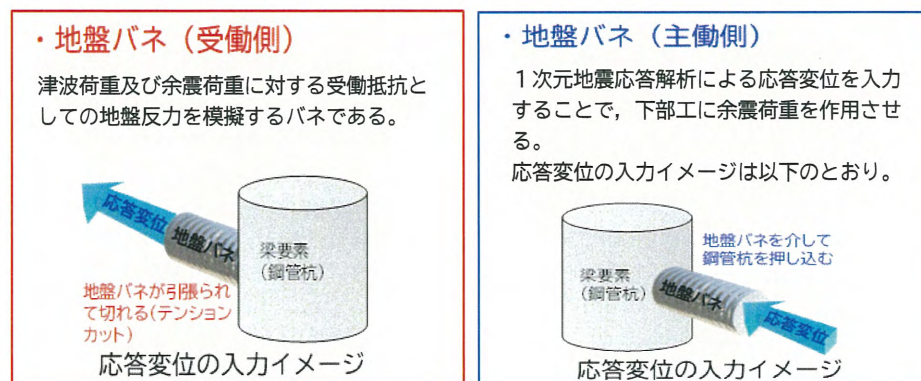


図4.8-36 地盤バネ（受働側・主働側）に対する応答変位の入力イメージ
（図4.8-10の再掲）

(a) 地盤バネ設定

3次元静的フレーム解析において設定する地盤バネのケース及び設定方法を、表 4.8-11 に示す。耐津波評価において考慮する地盤バネは、地盤バネ 1～5 の 5 種類である。地盤バネ 1～5 は、余震の有無（津波時は余震荷重なし、重畳時は余震荷重を考慮）により分類され、余震荷重を考慮する重畳時の地盤バネは、地盤バネ 3、4 及び 5 の 3 種類である。

重畳時においては、「4.8.2 (1) b. 地盤のモデル化」及び「4.8.2 (2) c. 地盤のモデル化」のとおり、添付書類「VI-2-1-3(2) 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している地盤の物性値に基づき 1次元有効応力解析により地盤バネ 3～5 を決定する。

ここで、収束剛性及び収束強度は、表 4.8-11 に示す地盤バネ 3～5 の選定条件である 3 種類の応答値（地表面加速度、基礎下端に対する地表面相対変位及び地盤のせん断ひずみ）が各々最大値になる地盤ケースにおいて、最大値発生時刻の地盤応力と地盤ひずみを用いて算出する。

表 4.8-11 地盤バネケースの設定概要（重畳時）

地盤バネのケース	余震の有無	地盤ケース*1	地盤反力係数	地盤反力上限値	バネ値の大小関係
地盤バネ 3	余震あり 重畳時	以下に示す 3 種類の地盤ケースに対して 1次元有効応力解析を実施して、地盤の応答値が最大となる地盤条件を選定	道路橋示方書Ⅳに基づき設定することを基本*2とする。（入力条件である変形係数は、地表面加速度が最大となる時刻の収束剛性とする。）	地表面加速度が最大となる時刻の収束強度より設定	大
地盤バネ 4		地盤ケース⑤ （平均 V_s による地盤物性 非液化化条件） 地盤ケース⑥ （ $+1\sigma V_s$ による地盤物性 非液化化条件）	道路橋示方書Ⅳに基づき設定することを基本*2とする。（入力条件である変形係数は、地表面変位が最大となる時刻の収束剛性とする。）	地表面変位が最大となる時刻の収束強度より設定	小
地盤バネ 5		地盤ケース③' （ $-1\sigma V_s$ による地盤物性 非液化化条件）	道路橋示方書Ⅳに基づき設定することを基本*2とする。（入力条件である変形係数は、せん断ひずみが最大となる時刻の収束剛性とする。）	せん断ひずみが最大となる時刻の収束強度より設定	小

注記 *1：地盤ケース⑤、⑥、③' に対し 1次元有効応力解析を行い、地盤の応答値が最大となる地盤条件を選定

σ ：せん断波速度 V_s の標準偏差

*2：構造物同士（鋼管杭と鋼管杭、鋼管杭と中実鉄筋コンクリート）を接続するバネにおいては、道路橋示方書Ⅳの地盤バネではなく、 E_0 （変形係数）/ 1（連結バネの長さ）で算出した連結バネとして設定する。

地盤の収束剛性 $E_s(\sigma', \gamma)$ と収束強度の算出式を下式に示す。なお、1次元有効応力解析の地盤要素及び地盤バネの骨格曲線（応力-ひずみ関係）は、図 4.8-37 に示すとおり 1次元有効応力解析の地盤要素では双曲線（同図の赤線）でモデル化され、地盤バネはバイリニア曲線（同図の黒線）でモデル化される。地盤バネのバイリニアモデルは、1次元有効応力解析の地盤要素の骨格曲線を簡易的かつ可能な限り精度良く再現するためのものである。このため、地盤バネにおけるバイリニア曲線の第 1 勾配は、上記の応答値最大時刻のせん断応力 τ_s 及びせん断ひずみ γ の点を通過する割線剛性により設定する。

地盤の収束剛性 $E_s(\sigma'_m, \gamma)$ の算出式

$$E_s(\sigma'_m, \gamma) = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_s(\sigma'_m, \gamma)$$

$$G_s(\sigma'_m, \gamma) = \frac{\tau_s(\sigma'_m, \gamma)}{\gamma}$$

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

地盤の収束強度の算出式，軸方向強度： $\sigma_f(\sigma'_m)$ ，せん断強度： $\tau_f(\sigma'_m)$

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

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

ここで，

$E_s(\sigma'_m, \gamma)$ ：地盤の収束剛性（割線剛性）（ kN/m^2 ）

σ'_m ：地盤の平均有効応力（ kN/m^2 ）

γ ：地盤のせん断ひずみ

ν_d ：地盤の動ポアソン比

$G_s(\sigma'_m, \gamma)$ ： σ'_m 及び γ （応答値最大時）に対応する地盤の収束せん断剛性（割線剛性）（ kN/m^2 ）

$\tau_s(\sigma'_m, \gamma)$ ： σ'_m 及び γ （応答値最大時）に対応する地盤のせん断応力（ kN/m^2 ）

G_{ma} ：地盤の基準せん断剛性（ kN/m^2 ）

σ'_{ma} ：地盤の基準平均有効応力（ kN/m^2 ）

ϕ_{CD} ：CD条件の地盤の内部摩擦角（°）

c_{CD} ：CD条件の粘着力（ kN/m^2 ）

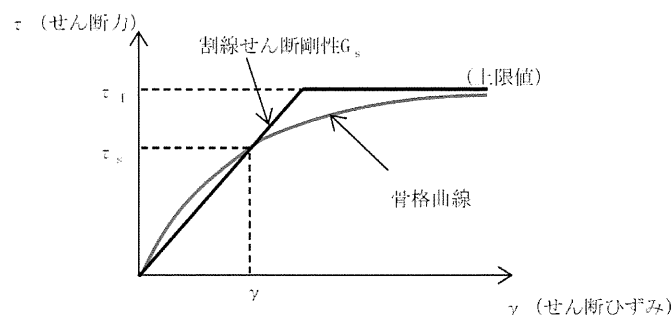


図 4.8-37 1次元有効応力解析における地盤要素及び地盤バネの骨格曲線

収束剛性及び収束強度設定後の地盤バネ設定手順は津波時と同様であり，算出した収束剛性と収束強度を考慮して，後述する地盤反力係数及び地盤反力上限値の算出式（道路橋示方書Ⅳに準拠）により設定する。

(b) 地盤バネのモデル

地盤バネモデルは、道路橋示方書Ⅳに基づき、図 4.8-38 に示す地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

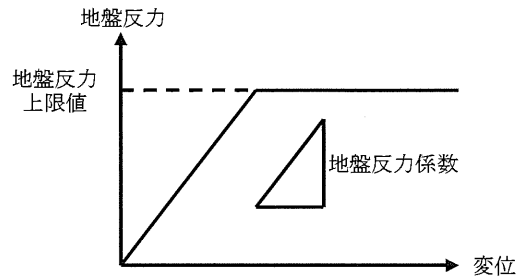


図 4.8-38 地盤バネのモデル（バイリニア型）
（図 4.8-11 の再掲）

(c) 地盤バネの解析モデルへの反映について

イ. 3次元静的フレームモデルにおける地盤バネの設定

重畳時においても津波時と同様に、巻立て鉄筋コンクリートを含む鋼管杭及び地盤改良（セメント系及び薬液注入）について、3次元静的フレームモデルに反映して解析を実施する。耐津波設計モデルの概要を図 4.8-39 に示す。また、重畳時の各地盤ケースの地盤反力係数と上限値の設定の組合せを表 4.8-12 に示す。

ロ. 各部材に対する地盤バネの設定

耐津波設計の3次元静的フレーム解析モデルに用いる地盤バネは、道路橋示方書Ⅳに準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型として設定することを基本とする。各部材に対する地盤バネ設定の概念図を図 4.8-40 に示す。

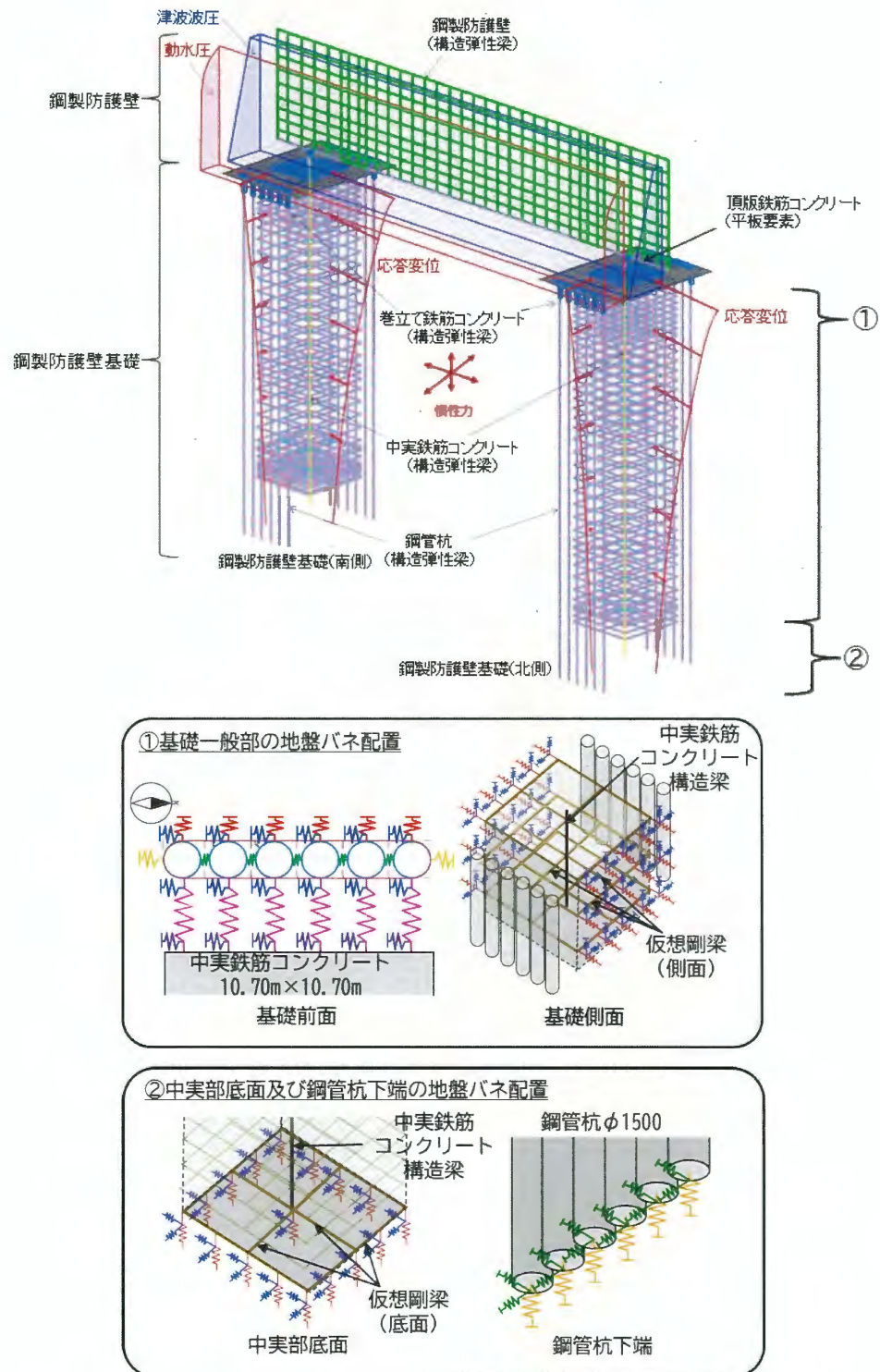
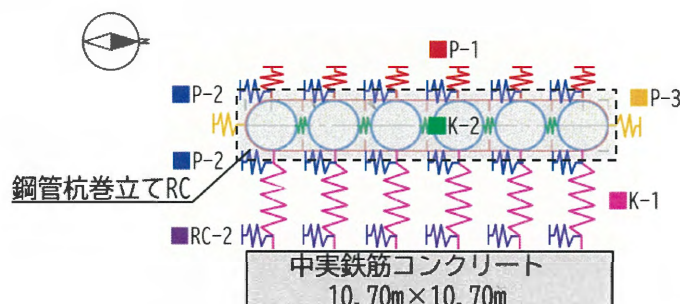


図 4.8-40 各構造部材に対する地盤バネ設定の概念図

(イ) 巻立て鉄筋コンクリート及び中実鉄筋コンクリート断面の(T.P. -6.0 m以浅)の基礎前面における地盤バネ

巻立て鉄筋コンクリート及び中実鉄筋コンクリート断面の(T.P. -6.0 m以浅)の基礎前面における地盤バネ設定の概念図を図 4.8-41 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4.8-13 に示す。



各地盤バネの色別の凡例を表 4.8-13 に示す。

図 4.8-41 地盤バネ設定概念図

(巻立て鉄筋コンクリート及び中実鉄筋コンクリート断面の(T.P. -6.0 m以浅)の基礎前面)

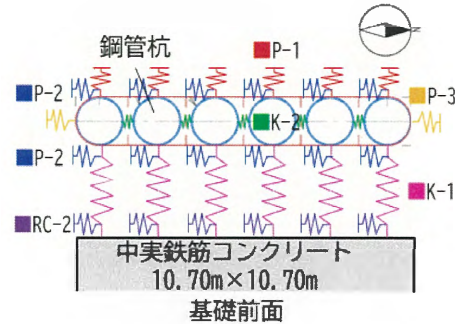
(図 4.8-14 の再掲)

表 4.8-13 巻立て鉄筋コンクリート及び中実鉄筋コンクリート断面の(T.P. -6.0 m以浅)の基礎前面における地盤バネ設定条件一覧表

記号	地盤バネの種類	地盤バネ設定面	部材面に対する地盤バネの方向	換算載荷幅 (m)	地盤反力係数等	地盤反力上限値
■ P-1	巻立て鉄筋コンクリートの地盤側の法線方向の地盤バネ	東西面	法線方向(外向き)	中間部 1.800 端部 2.250	道路橋示方書 IV に基づく K_H を設定	1 次元有効応力解析により算出される軸方向の収束強度 $\sigma_f(\sigma'_m)$ に基づき設定
■ K-1	巻立て鉄筋コンクリートと中実鉄筋コンクリートの連結バネ		法線方向(内向き)	中間部 1.800 端部 2.250	連結バネとして K_R を設定	地盤反力上限値を設定しない
■ P-2	巻立て鉄筋コンクリートのせん断方向の地盤バネ		水平・鉛直せん断方向	同上	道路橋示方書 IV に基づく K_{SH} , K_{SV} を設定	1 次元有効応力解析により算出されるせん断方向の収束強度 $\tau_f(\sigma'_m)$ に基づき設定
■ RC-2	中実鉄筋コンクリートのせん断方向の地盤バネ		水平・鉛直せん断方向	10.7	道路橋示方書 IV に基づく K_{SH} , K_{SV} を設定	1 次元有効応力解析により算出されるせん断方向の収束強度 $\tau_f(\sigma'_m)$ に基づき設定
■ P-3	巻立て鉄筋コンクリート南北端部の法線方向の地盤バネ	南北端部のみ	法線方向	2.800 (巻立て厚)	道路橋示方書 IV に基づく K_H を設定	1 次元有効応力解析により算出される軸方向の収束強度 $\sigma_f(\sigma'_m)$ に基づき設定
■ K-2	巻立て鉄筋コンクリート間の連結バネ	南北面	法線方向	2.800 (巻立て厚)	連結バネとして K_R を設定	地盤反力上限値を設定しない

注記 地盤反力係数等の欄に示す K_H は部材面法線方向の水平地盤反力係数を、 K_{SH} は部材面接線方向の水平地盤反力係数、 K_{SV} は部材面接線方向の鉛直地盤反力係数、 K_R は部材間の連結バネの地盤反力係数を示す。

(ロ) 鋼管杭及び中実鉄筋コンクリート断面(T.P. -6.0 m以深)の基礎前面の地盤バネ
鋼管杭及び中実鉄筋コンクリート断面(T.P. -6.0 m以深)の基礎前面における地盤バネ設定の概念図を図 4.8-42 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4.8-14 に示す。



各地盤バネの色別の凡例を表 4.8-14 に示す。

図 4.8-42 地盤バネ設定概念図

(鋼管杭及び中実鉄筋コンクリート断面(T.P. -6.0 m以深)の基礎前面)

(図 4.8-15 の再掲)

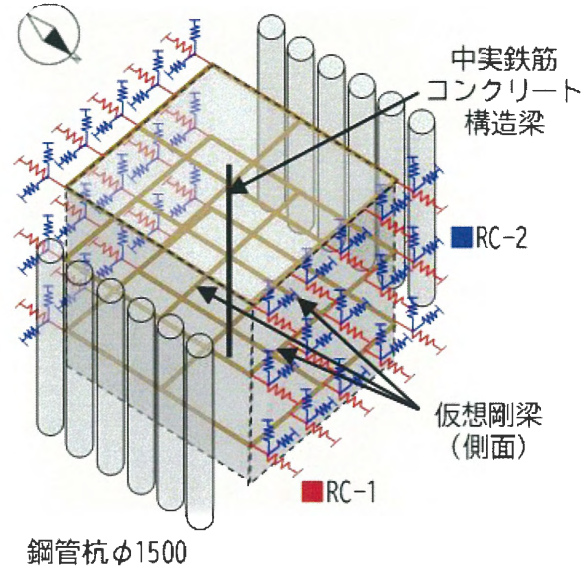
表 4.8-14 鋼管杭及び中実鉄筋コンクリート断面(T.P. -6.0 m以深)の基礎前面における
地盤バネ設定条件一覧表

記号	地盤バネの種類	地盤バネ設定面	部材面に対する地盤バネの方向	換算載荷幅(m)	地盤反力係数等	地盤反力上限値	その他
■ P-1	鋼管杭の地盤側の法線方向の地盤バネ	東西面	法線方向 (地盤側の部材面)	1.498 (鋼管杭外径)	道路橋示方書Ⅳに基づく K_H を設定	1次元有効応力解析により算出される軸方向の収束強度 $\sigma_f(\sigma'_m)$ に基づき設定	群杭の低減考慮
■ K-1	鋼管杭と中実鉄筋コンクリートの連結バネ		法線方向 (中実鉄筋コンクリート側の部材面)	中間部 1.800 端部 1.499	連結バネとして K_R を設定	地盤反力上限値を設定しない	仮想ケースン基礎断面考慮
■ P-2	鋼管杭のせん断方向の地盤バネ		水平・鉛直 せん断方向	同上	道路橋示方書Ⅳに基づく K_{SH} , K_{SV} を設定	1次元有効応力解析により算出されるせん断方向の収束強度 $\tau_f(\sigma'_m)$ に基づき設定	同上
■ RC-2	中実鉄筋コンクリートのせん断方向の地盤バネ		水平・鉛直 せん断方向	10.7	道路橋示方書Ⅳに基づく K_{SH} , K_{SV} を設定	1次元有効応力解析により算出されるせん断方向の収束強度 $\tau_f(\sigma'_m)$ に基づき設定	—
■ P-3	鋼管杭南北端部の法線方向の地盤バネ	南北端部のみ	法線方向 (南北端部の部材面)	1.198 (鋼管杭外径 $\times 0.8$)	道路橋示方書Ⅳに基づく K_H を設定	1次元有効応力解析により算出される軸方向の収束強度 $\sigma_f(\sigma'_m)$ に基づき設定	仮想ケースン基礎断面考慮
■ K-2	隣接する鋼管杭間の連結バネ	南北面	法線方向 (隣接する鋼管杭の部材面)	同上	連結バネとして K_R を設定	地盤反力上限値を設定しない	同上

注記 地盤反力係数等の欄に示す K_H は部材面法線方向の水平地盤反力係数を、 K_{SH} は部材面接線方向の水平地盤反力係数、 K_{SV} は部材面接線方向の鉛直地盤反力係数、 K_R は部材間の連結バネの地盤反力係数を示す。

(ハ) 中実鉄筋コンクリートの基礎側面の地盤バネ

中実鉄筋コンクリートの基礎側面の地盤バネ設定の概念図を図 4.8-43 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4.8-15 に示す。



各地盤バネの色の凡例を表 4.8-15 に示す。

図 4.8-43 地盤バネ設定概念図

(中実鉄筋コンクリートの基礎側面の地盤バネ)

(図 4.8-16 の再掲)

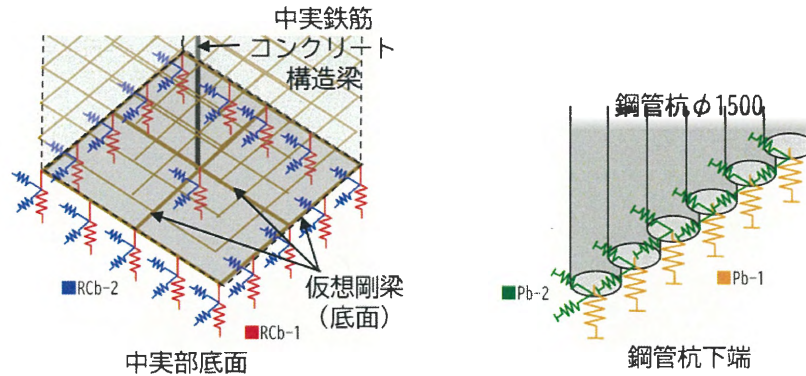
表 4.8-15 地盤バネ設定条件一覧表

記号	地盤バネの種類	地盤バネ 設定面	部材面に対 する地盤バ ネの方向	換算 載荷幅 (m)	地盤反力係数等	地盤反力上限値
■ RC-1	中実鉄筋コンクリート南北 面法線方向の地盤バネ	南北面	面直 (南北面)	10.7 m	道路橋示方書Ⅳ に基づく K_H を 設定	1次元有効応力解析に より算出される軸方向 の収束強度 $\sigma_f(\sigma'_m)$ に 基づき設定
■ RC-2	中実鉄筋コンクリート南北 面せん断方向の地盤バネ	南北面	水平・鉛直 せん断 (南北面)	同上	道路橋示方書Ⅳ に基づく K_{SH} , K_{SV} を設定	1次元有効応力解析に より算出されるせん断 方向の収束強度 $\tau_f(\sigma'_m)$ に基づき設定

注記 地盤反力係数等の欄に示す K_H は部材面法線方向の水平地盤反力係数を、 K_{SH} は部材面接線方向の水平地盤反力係数、 K_{SV} は部材面接線方向の鉛直地盤反力係数を示す。

(二) 中実鉄筋コンクリート底部及び鋼管杭下端の地盤バネ

中実鉄筋コンクリート底部及び鋼管杭下端の地盤バネの設定概念図を図 4.8-44 に示す。また、地盤バネの設定条件一覧表を表 4.8-16 に示す。



各地盤バネの色別の凡例を表 4.8-16 に示す。

図 4.8-44 地盤バネ設定概念図
(中実鉄筋コンクリート底部及び鋼管杭下端の地盤バネ)
(図 4.8-17 の再掲)

表 4.8-16 地盤バネ設定条件一覧表

記号	地盤バネの種類	地盤バネ設定面	部材面に対する地盤バネの方向	換算載荷幅 (m)	地盤反力係数等	地盤反力上限値
■RCb-1	中実鉄筋コンクリート底面法線方向の地盤バネ	中実鉄筋コンクリート底面	法線方向 (底面)	10.7	道路橋示方書Ⅳに基づく K_v を設定	道路橋示方書Ⅳに基づく P_{BVU} を設定
■RCb-2	中実鉄筋コンクリート底面せん断方向の地盤バネ		水平せん断 (底面)	同上	道路橋示方書Ⅳに基づく K_{SL} , K_{ST} を設定	道路橋示方書Ⅳに基づく P_{SU} を設定
■Pb-1	鋼管杭下端法線方向の地盤バネ	鋼管杭下端	法線方向 (下端)	1.328 (等価矩形断面幅)	道路橋示方書Ⅳに基づく K_v を設定	道路橋示方書Ⅳに基づく P_{BVU} を設定
■Pb-2	鋼管杭下端せん断方向の地盤バネ		水平せん断 (下端)	同上	道路橋示方書Ⅳに基づく K_{SL} , K_{ST} を設定	道路橋示方書Ⅳに基づく P_{SU} を設定

注記 地盤反力係数等の欄に示す K_v は部材面法線方向の鉛直地盤反力係数を、 K_{SL} は部材面接線方向の堤軸方向地盤反力係数、 K_{ST} は部材面接線方向の堤軸直交方向地盤反力係数を示す。

ハ. 地盤反力係数

地盤反力係数は、道路橋示方書Ⅳに基づき設定する。部材面方向ごとの地盤反力係数の算出式及び設定方法を以下に示す。

(イ) 部材面法線方向地盤反力係数 (■P-1 地盤バネ, ■P-3 地盤バネ及び■RC-1 地盤バネ)

部材面法線方向の地盤反力係数の算出式及び設定方法を以下に示す。部材面法線方向のバネは、「ロ. 各部材に対する地盤バネの設定」において示した巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び中実鉄筋コンクリートの部材面法線方向に設定する地盤バネ (■P-1 地盤バネ, ■P-3 地盤バネ及び■RC-1 地盤バネ) である。

地盤反力係数の算出式は、下式に示すとおりであり、地盤の変形係数 E_0 に基づき地盤反力係数を算出する。その他のパラメータは、以下に示すとおりである。

$$K_H = \alpha_k \cdot K_{H0} \cdot (B_H/0.3)^{-3/4}, \quad K_{H0} = 1/0.3 \cdot \alpha \cdot E_0$$

ここで,

K_H : 部材面法線方向地盤反力係数 (kN/m³)

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/m³)

α : 地盤反力係数の換算係数 (= 1.0)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

$$E_0 = 2 \cdot (1 + \nu_d) \cdot G$$

ν_d : 動ポアソン比

G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m²)

B_H : 換算載荷幅 (m)

ここで、地盤反力係数の算出式における地盤の変形係数 E_0 には、前述のとおり 1 次元有効応力解析により得られる地盤の収束剛性 $E_s(\sigma'_m, \gamma)$ を設定する。地盤の収束剛性 $E_s(\sigma'_m, \gamma)$ の算出式は、以下に示すとおりである。

$$E_0 = E_s(\sigma'_m, \gamma) = 2 \cdot (1 + \nu_d) \cdot G_s(\sigma'_m, \gamma)$$

$$G_s(\sigma'_m, \gamma) = \frac{\tau_s(\sigma'_m, \gamma)}{\gamma}$$

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

ここで,

$E_s(\sigma'_m, \gamma)$: 地盤の収束剛性 (割線剛性)

σ'_m : 地盤の平均有効応力

γ : 地盤のせん断ひずみ

ν_d : 地盤の動ポアソン比

$G_s(\sigma'_m, \gamma)$: σ'_m 及び γ (応答値最大時) に対応する地盤の収束せん断剛性 (割線剛性)

$\tau_s(\sigma'_m, \gamma)$: σ'_m 及び γ (応答値最大時) に対応する地盤のせん断応力

G_{ma} : 地盤の基準せん断剛性

σ'_{ma} : 地盤の基準平均有効応力

ϕ_{CD} : CD条件の地盤の内部摩擦角

c_{CD} : CD条件の粘着力

なお、鋼管杭背面の■P-1 地盤バネの地盤反力係数は、杭中心間隔 L が杭径 D に対し小さい [$L < 2.5 \cdot D$] ことを踏まえ、群杭の影響を考慮して設定する。低減の方法は、水平方向地盤反力係数に対し下式で求めた補正係数 μ を乗じる。

$$\mu = 1 - 0.2 \cdot (2.5 - L/D), \quad L < 2.5 \cdot D$$

ここで、

μ : 補正係数, $\mu = 0.74$

L : 杭中心間隔(m), $L = 1.8 \text{ m}$

D : 杭径(m), $D = 1.5 \text{ m}$

(ロ) 部材面接線 (水平せん断及び鉛直せん断) 方向地盤反力係数

(■P-2 地盤バネ及び■RC-2 地盤バネ)

部材面接線方向の地盤反力係数の算出式を以下に示す。部材面接線方向のバネは、「ロ. 各部材に対する地盤バネの設定」において示した巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び中実鉄筋コンクリートの部材面接線方向に設定する地盤バネ (■P-2 地盤バネ及び■RC-2 地盤バネ) である。

地盤反力係数の算出式は、下式に示すとおりであり、部材面法線方向の地盤反力係数に 0.3 を乗じることで算出する。

$$K_{SH} = K_{SV} = 0.3 \cdot K_H$$

ここで、

K_{SH} : 部材面接線 (水平せん断) 方向地盤反力係数 (kN/m³)

K_{SV} : 部材面接線 (鉛直せん断) 方向地盤反力係数 (kN/m³)

(ハ) 部材底面法線方向地盤反力係数 (■RCb-1 地盤バネ及び■Pb-1 地盤バネ)

部材底面法線方向の地盤反力係数の算出式及び設定方法を以下に示す。部材底面法線方向のバネは、「ロ. 各部材に対する地盤バネの設定」において示した中実鉄筋コンクリート及び鋼管杭の部材底面法線方向に設定する地盤バネ (■RCb-1 地盤バネ及び■Pb-1 地盤バネ) である。

地盤反力係数の算出式は、下式に示すとおりであり、地盤の変形係数 E_0 に基づき地盤反力係数を算出する。その他のパラメータは、以下に示すとおりである。

$$K_V = K_{V0} \cdot (B_V/0.3)^{-3/4}, \quad K_{V0} = 1/0.3 \cdot \alpha \cdot E_0$$

ここで、

K_V : 部材面法線方向地盤反力係数 (kN/m^3)

K_{V0} : 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鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

α : 地盤反力係数の換算係数 (= 1.0)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2)

$$E_0 = 2 \cdot (1 + \nu_d) \cdot G$$

ν_d : 動ポアソン比

G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m^2)

B_V : 換算載荷幅 (m)

ここで、地盤反力係数の算出式における地盤の変形係数 E_0 には、部材面法線方向の地盤バネ (■P-1 地盤バネ, ■P-3 地盤バネ及び■RC-1 地盤バネ) と同様に、1次元有効応力解析により得られる地盤の収束剛性 $E_s(\sigma'_m, \gamma)$ を設定する。地盤の収束剛性 $E_s(\sigma'_m, \gamma)$ の算出式は、以下に示すとおりである。

$$E_0 = E_s(\sigma'_m, \gamma) = 2 \cdot (1 + \nu_d) \cdot G_s(\sigma'_m, \gamma)$$

$$G_s(\sigma'_m, \gamma) = \frac{\tau_s(\sigma'_m, \gamma)}{\gamma}$$

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

ここで、

$E_s(\sigma'_m, \gamma)$: 地盤の収束剛性 (割線剛性)

σ'_m : 地盤の平均有効応力

γ : 地盤のせん断ひずみ

ν_d : 地盤の動ポアソン比

$G_s(\sigma'_m, \gamma)$: σ'_m 及び γ (応答値最大時) に対応する地盤の収束せん断剛性 (割線剛性)

$\tau_s(\sigma'_m, \gamma)$: σ'_m 及び γ (応答値最大時) に対応する地盤のせん断応力

G_{ma} : 地盤の基準せん断剛性
 σ'_{ma} : 地盤の基準平均有効応力
 ϕ_{CD} : CD条件の地盤の内部摩擦角
 c_{CD} : CD条件の粘着力

(二) 部材底面接線（堤軸せん断及び堤軸直交せん断）方向地盤反力係数

（■Pb-2 地盤バネ及び■RCb-2 地盤バネ）

部材底面接線方向の地盤反力係数の算出式を以下に示す。部材底面接線方向のバネは、「ロ. 各部材に対する地盤バネの設定」において示した鋼管杭及び中実鉄筋コンクリートの部材面接線方向において設定する地盤バネ（■Pb-2 地盤バネ及び■RCb-2 地盤バネ）である。

地盤反力係数の算出式は、下式に示すとおりであり、部材底面法線方向の地盤反力係数に 0.3 を乗じることで算出する。

$$K_{SL} = K_{ST} = 0.3 \cdot K_V$$

ここで、

K_{SL} : 部材底面接線（堤軸せん断）方向地盤反力係数 (kN/m³)

K_{ST} : 部材底面接線（堤軸直交せん断）方向地盤反力係数 (kN/m³)

(ホ) 連結バネとして設定する地盤反力係数（■K-1 連結バネ及び■K-2 連結バネ）

連結バネとして設定する地盤反力係数の算出式を以下に示す。連結バネは、「ロ. 各部材に対する地盤バネの設定」において示した、巻立て鉄筋コンクリート（または鋼管杭）と中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート（または鋼管杭）同士を接続するバネ（■K-1 連結バネ及び■K-2 連結バネ）である。

$$K_R = E_0 / l$$

ここで、

E_0 : 連結バネの設置区間に分布する材料*1の変形係数 (kN/m³)

*1 : ■K-1 連結バネにおいては、原地盤の変形係数*2とする。

■K-2 連結バネにおいては、原地盤の変形係数*2とするが、巻立て鉄筋コンクリート同士の接続箇所においては、コンクリートの変形係数*2とする。

*2 : 重畳時における原地盤の変形係数には、以下に示す 1 次元有効応力解析による収束剛性を設定する。

l : 連結バネの長さ (m)

地盤の収束剛性 $E_s(\sigma'_m, \gamma)$ の算出式は、以下に示すとおりである。

$$E_0 = E_s(\sigma'_m, \gamma) = 2 \cdot (1 + \nu_d) \cdot G_s(\sigma'_m, \gamma)$$

$$G_s(\sigma'_m, \gamma) = \frac{\tau_s(\sigma'_m, \gamma)}{\gamma}$$

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

ここで,

$E_s(\sigma'_m, \gamma)$: 地盤の収束剛性 (割線剛性)

σ'_m : 地盤の平均有効応力

γ : 地盤のせん断ひずみ

ν_d : 地盤の動ポアソン比

$G_s(\sigma'_m, \gamma)$: σ'_m 及び γ (応答値最大時) に対応する地盤の収束せん断剛性 (割線剛性)

$\tau_s(\sigma'_m, \gamma)$: σ'_m 及び γ (応答値最大時) に対応する地盤のせん断応力

G_{ma} : 地盤の基準せん断剛性

σ'_{ma} : 地盤の基準平均有効応力

ϕ_{CD} : CD条件の地盤の内部摩擦角

c_{CD} : CD条件の粘着力

二. 地盤反力上限値

地盤反力上限値は、道路橋示方書IVに基づき設定する。ただし、部材面法線方向及び部材面接線 (水平せん断及び鉛直せん断) 方向の地盤反力上限値の算定については、
「4.8.2 (2) e. (a) 地盤バネ設定」のとおり、1次元有効応力解析より算出される収束強度に基づき設定する。部材面方向ごとの地盤反力上限値の算出式及び設定方法を以下に示す。

(イ) 部材面法線方向の地盤反力上限値 (■P-1 地盤バネ, ■P-3 地盤バネ及び■RC-1 地盤バネ)

部材面法線方向の地盤反力上限値は1次元有効応力解析から求める地盤の収束強度より設定する。地盤バネ3の上限値は地表面加速度最大時刻の収束強度より設定する。地盤バネ4の上限値は地表面変位最大時刻の収束強度より設定する。地盤バネ5の上限値はせん断ひずみ最大時刻の収束強度より設定する。

$$\sigma'_f(\sigma'_m) = c_{CD} \cdot \cos\phi_{CD} + \sigma'_m \cdot (1 + \sin\phi_{CD}) \quad (\text{地盤バネ 3, 4, 5})$$

ここで,

$\sigma'_f(\sigma'_m)$: 軸方向の収束強度 (kN/m²)

c_{CD} : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

(ロ) 部材面接線（水平せん断及び鉛直せん断）方向の地盤反力上限値

（■P-2 地盤バネ及び■RC-2 地盤バネ）

部材面接線（水平せん断及び鉛直せん断）方向の地盤反力上限値は1次元有効応力解析から求める地盤の収束強度より設定する。地盤バネ3の上限値は地表面加速度最大時刻の収束強度より設定する。地盤バネ4の上限値は地表面変位最大時刻の収束強度より設定する。地盤バネ5の上限値はせん断ひずみ最大時刻の収束強度より設定する。

$$\tau_f = c_{CD} \cdot \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \cdot \sin \phi_{CD} \quad (\text{地盤バネ3, 4, 5})$$

ここで,

τ_f : 基礎前背面の接線方向の地盤反力上限値 (kN/m²)

c_{CD} : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

σ'_m : 平均有効主応力 (kN/m²)

- (ハ) 部材底面法線方向の地盤反力上限値 (■RCb-1 地盤バネ及び■Pb-1 地盤バネ)
部材底面法線方向の地盤反力上限値を以下のとおり設定する。

$$P_{BVU} = \text{極限支持力度と同一とする} \quad (\text{地盤バネ 3, 4, 5})$$

ここで,

P_{BVU} : 基礎底面の鉛直方向地盤反力上限値(kN/m²)

- (ニ) 部材底面接線 (堤軸せん断及び堤軸直交せん断) 方向の地盤反力上限値
(■Pb-2 地盤バネ及び■RCb-2 地盤バネ)

部材底面接線 (堤軸せん断及び堤軸直交せん断) 方向の地盤反力上限値を以下の
とおり設定する。

$$P_{SU} = c_B + P_V \cdot \tan \phi_B \quad (\text{地盤バネ 3, 4, 5})$$

ここで,

P_{SU} : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力上限値(kN/m²)

c_B : 粘着力(kN/m²)

$c_B = 0 \text{ kN/m}^2$ (岩とコンクリートの付着力と同一とする)

P_V : 基礎底面の鉛直方向地盤反力度(kN/m²)

$\tan \phi_B$: 基礎底面と地盤の摩擦係数

$\tan \phi_B = 0.6$ (岩とコンクリートの摩擦係数と同一とする)

ホ. 地盤バネの設定に係る補足

(イ) ■P-1 地盤バネ（鋼管杭）の地盤反力係数に対して考慮する群杭効果

水平力（地盤抵抗力）が作用した場合、本構造物のように鋼管杭の中心間隔が小さい群杭においては、鋼管杭相互の干渉により、各鋼管杭の荷重分担が相違し、鋼管杭単体（単杭）の場合に比べて効果が低下する。このため、単杭に比べ、群杭は受け持つ荷重分担が小さくなる。したがって、群杭状態の鋼管杭においては、単杭の鋼管杭に対して設定した水平方向地盤反力係数を低減する必要がある。低減が必要になる条件及び低減方法は、下記のとおりである。

道路橋示方書Ⅳにおいて、鋼管杭の中心間隔が杭径Dの2.5倍以上であると群杭の影響は比較的小さいと記載しているが、本設計においては杭の中心間隔1.8m/杭径1.5 m=1.2<2.5となるため、鋼管杭の群杭の影響を考慮した水平方向地盤反力係数の低減が必要になる。低減の方法は、下式に基づいて算出される群杭の影響を考慮した補正係数 μ を水平方向地盤反力係数に乘じることによる。鋼管杭の中心間隔と鋼管杭径を考慮することで補正係数 $\mu=0.74$ になる。この補正係数を鋼管杭のP-1地盤バネの設定の際に乘じることによって、群杭の影響を考慮する。

$$\begin{aligned}\mu &= 1 - 0.2 \cdot \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) \\ &= 1 - 0.2 \cdot (2.5 - 1.2) \\ &= 1 - 0.26 = 0.74 \quad [L < 2.5 \cdot D]\end{aligned}$$

ここで、Lは杭中心間隔（=1.8 m）を、Dは杭径（=1.5 m）を示す。

(ロ) 鋼管杭周囲に設置する■P-2 地盤バネ、■P-3 地盤バネ及び■K-1■K-2 連結バネの仮想ケーソン基礎断面を考慮した地盤バネ設定

鋼管杭の周囲に設置する地盤バネ及び連結バネについて、仮想ケーソン基礎断面を考慮する場合の有効載荷幅を図 4.8-18 に示す。

同図より、仮想ケーソン基礎断面の考え方に基づくと、鋼管杭間の土塊も基礎の一部として考慮されるため、中間にある鋼管杭は鋼管杭径 1500 mm に土塊の幅 300 mm を合わせた 1800 mm が、■P-2 地盤バネ及び■K-1 連結バネの有効載荷幅になる。一方、南北端部の鋼管杭は鋼管杭径 1500 mm に土塊の幅 150 mm を合わせた 1649 mm (端部は、腐食代 1 mm を考慮) が、■P-2 地盤バネ及び■K-1 連結バネの有効載荷幅になる。

また、南北端部の堤軸方向の■P-3 地盤バネ及び■K-2 連結バネの有効載荷幅は、鋼管杭径 1500 mm に腐食代 1 mm を考慮した 1498 mm に対し、道路橋示方書Ⅳに基づき 0.8 を考慮して 1198 mm とする。

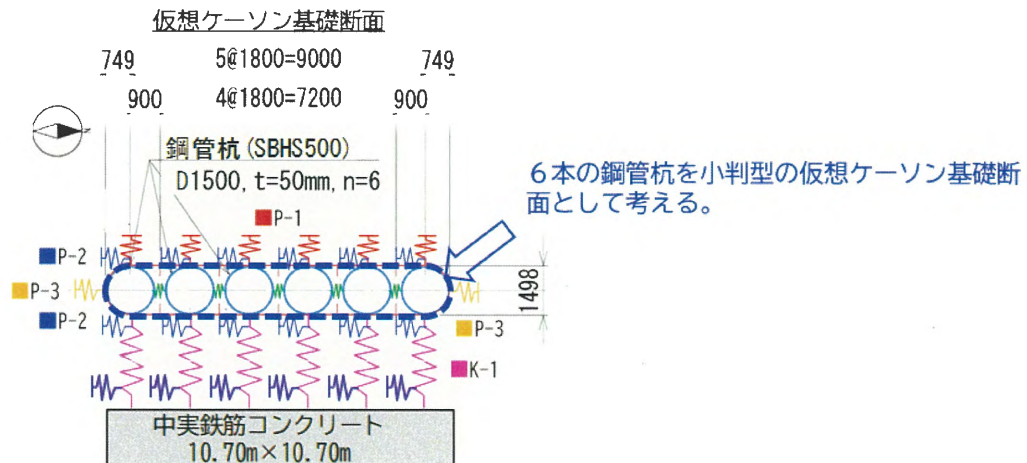


図 4.8-45 仮想ケーソン基礎断面を考慮する場合の有効載荷幅の考え方
(図 4.8-18 の再掲)

(ハ) ■P-1 地盤バネの地盤反力上限値に対して考慮する地盤改良（セメント系）

防潮堤（鋼製防護壁）の周辺地盤に計画する地盤改良（セメント系）については、地盤バネのバネ剛性には加算せず、地盤と改良体（セメント系）の摩擦抵抗としての原地盤のせん断強度を地盤反力上限値の増分として考慮し、さらに改良体（セメント系）の摩擦抵抗力が働く面を減ずることで保守的な設定となるよう配慮する。

地盤改良（セメント系）が近接する箇所の地盤反力上限値は、図 4.8-46 に示すとおり地盤反力上限値を増分して設定する。

地盤反力上限値は、背面受働抵抗、側面抵抗、底面抵抗を踏まえて設定する。

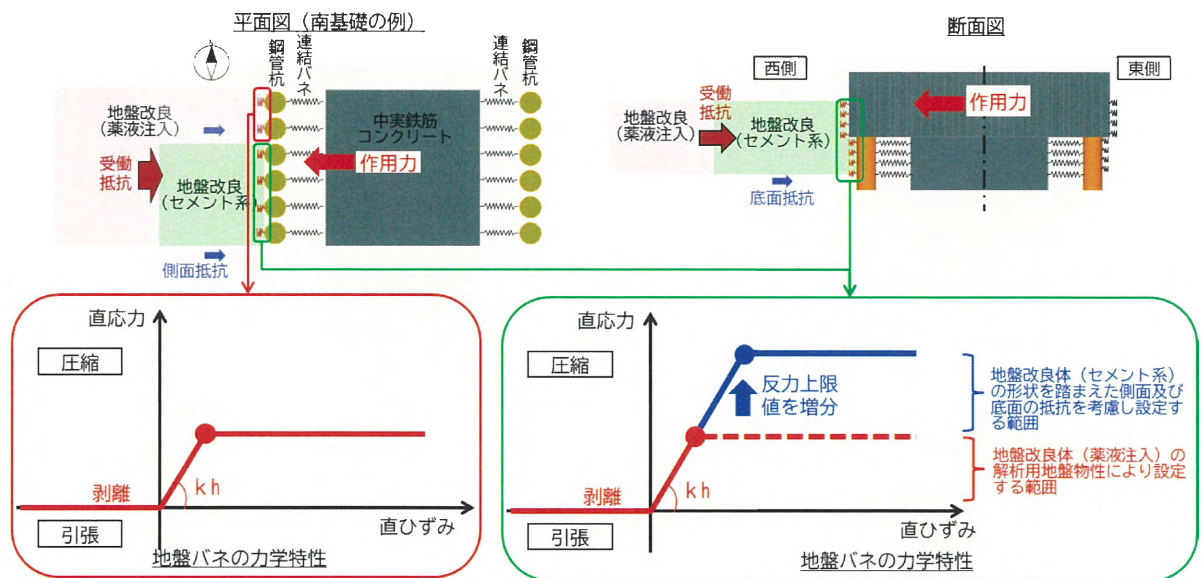


図 4.8-46 地盤改良（セメント系）を考慮した地盤反力上限値の設定方法

（図 4.8-19 の再掲）

地盤改良（セメント系）の形状は直方体となるため、津波荷重に対し、背面（1面）、側面（2面）及び底面（1面）には、周辺地盤から面直及びせん断の2成分の抵抗力が発生する。よって、頂版鉄筋コンクリート、鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートの地盤バネ（受働側）においては、地盤改良（セメント系）による抵抗力を地盤反力上限値増分として考慮する。ただし、地盤バネ（受働側）の地盤反力上限値の増分として考慮する抵抗力は、保守側の配慮として、上記4面のうち側面（1面）と底面（1面）の2面に発生する作用力方向の水平せん断抵抗力とする。地盤改良（セメント系）の地盤反力上限値に係る概念図を図 4.8-47 に示す。また、北基礎の地盤バネ4を例として、地盤改良（セメント系）による地盤反力上限値の増分値を表 4.8-17 に示す。

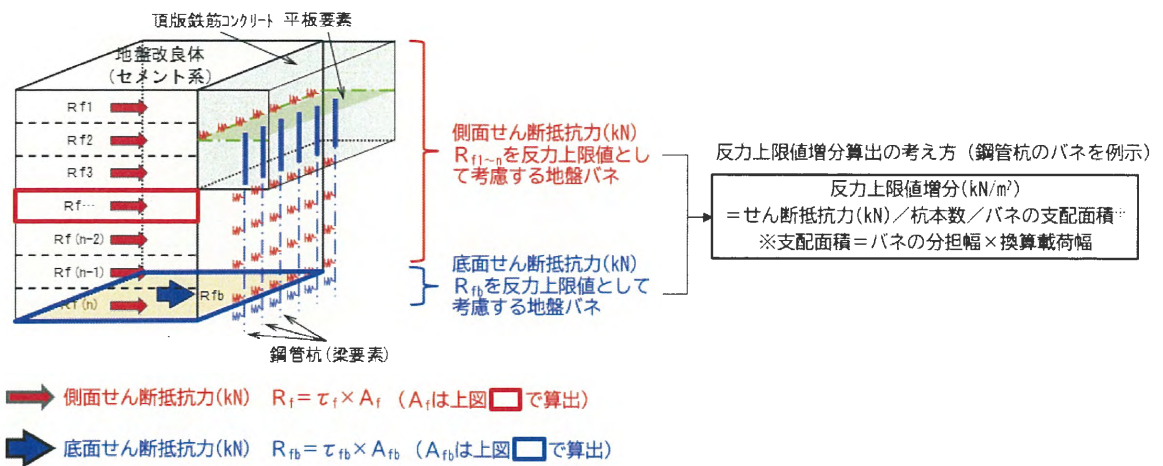


図 4.8-47 地盤改良 (セメント系) の地盤反力上限値に係る概念図
(図 4.8-20 の再掲)

表 4.8-17 地盤改良 (セメント系) による地盤反力上限値の増分 (地盤バネ 4 : 北基礎)

対象構造	土質	標高 (m)	上限値 (kN/m²)	増分 (kN/m²)	増分/ 上限値
頂版鉄筋コンクリート Be=15.500m	du~ Ag2	-0.32	16.1	3.3	21%
巻立て鉄筋コンクリート Be=1.800m	Ag2	-1.84	47.3	9.6	20%
	Ag2	-6.00	99.8	24.2	24%
鋼管杭 Be=1.498m	Ag2	-6.00	105.5	33.4	32%
	Ag2	-7.00	105.5	35.8	34%
	Ac	-7.00	104.4	52.7	51%
	Ac	-9.05	111.4	55.2	50%
	As	-9.05	139.4	49.6	36%
	As	-10.25	139.4	49.6	36%
	Ac	-10.25	193.9	61.5	32%
	Ac	-16.20	239.8	72.3	30%
	As	-16.20	206.2	73.4	36%
	As	-17.50	206.2	73.4	36%
鋼管杭 Be=1.498m (改良体底面)	Ac	-17.50	270.6	1320.9	488%

(3) 使用材料及び材料の物性値

使用材料及び材料の物性値については、「4.3 使用材料及び材料の物性値」と同様に設定する。

(4) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せについては、「4.5 荷重及び荷重の組合せ」と同様に設定する。

(5) 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、津波荷重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、地盤ケース①～⑥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、「1. 防潮堤（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する。

津波荷重及び動水圧による接地圧も、地盤ケース①～⑥に対応する地盤剛性を用いて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、「1. 防潮堤（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き、図4.8-48に示す2次元静的FEM解析モデルを使用し、津波荷重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。

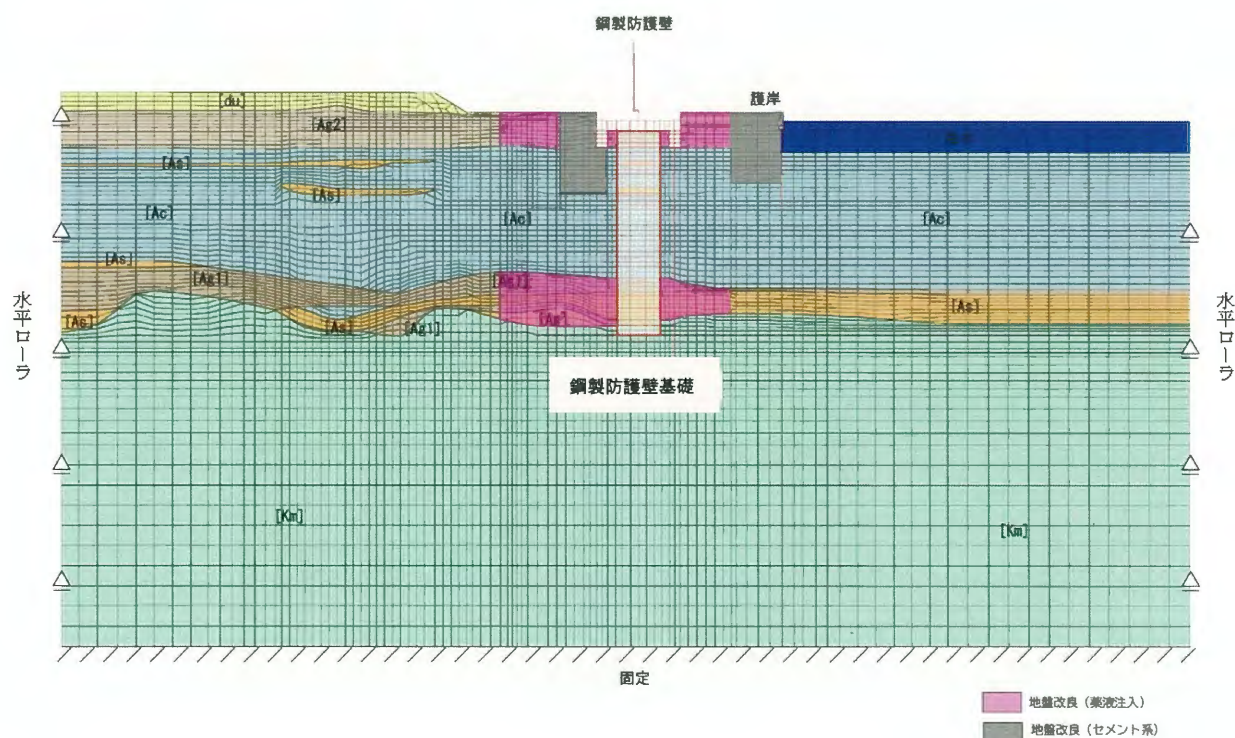
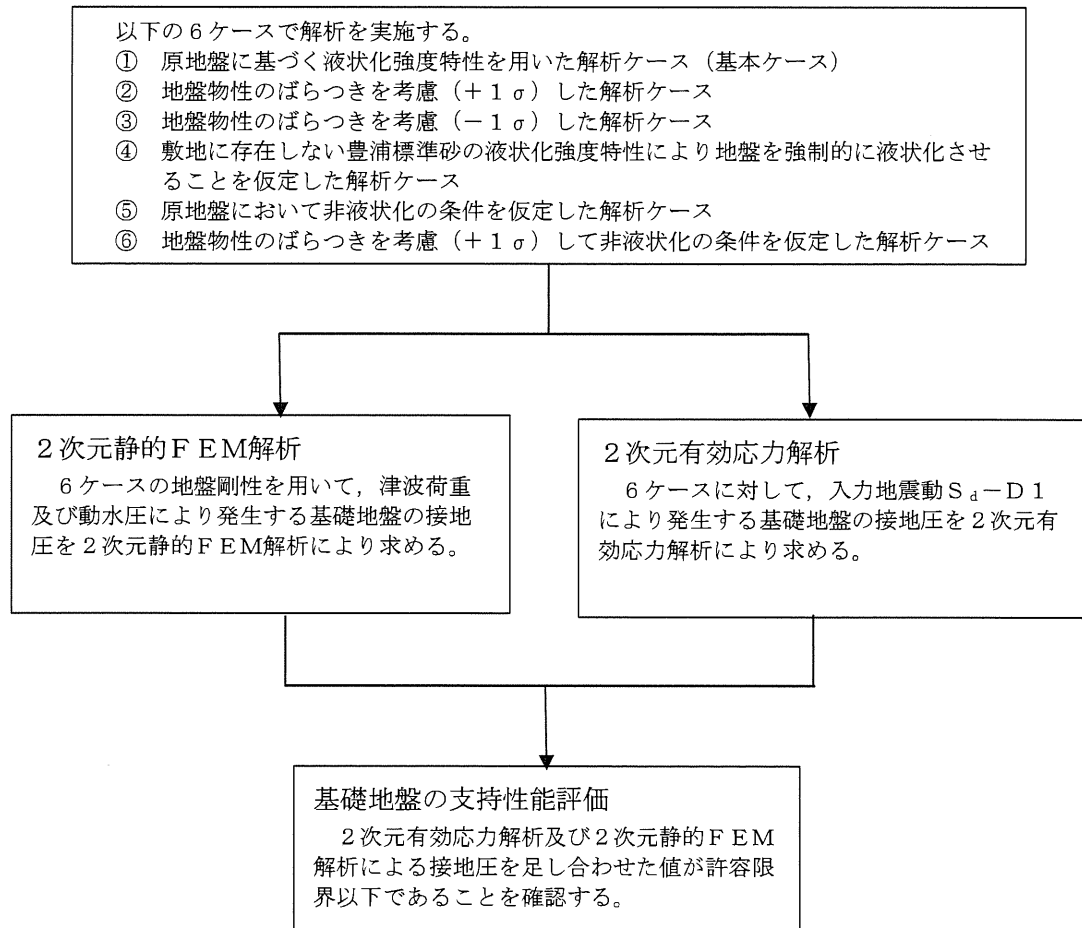


図 4.8-48 2次元静的FEM解析モデル

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 4.8-49 に、接地圧の算出フローを図 4.8-50 に示す。



注記 以上の2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析による接地圧の足し合わせは、同じ地盤剛性同士の解析ケースで実施する。

図 4.8-49 基礎地盤の支持性能評価フロー

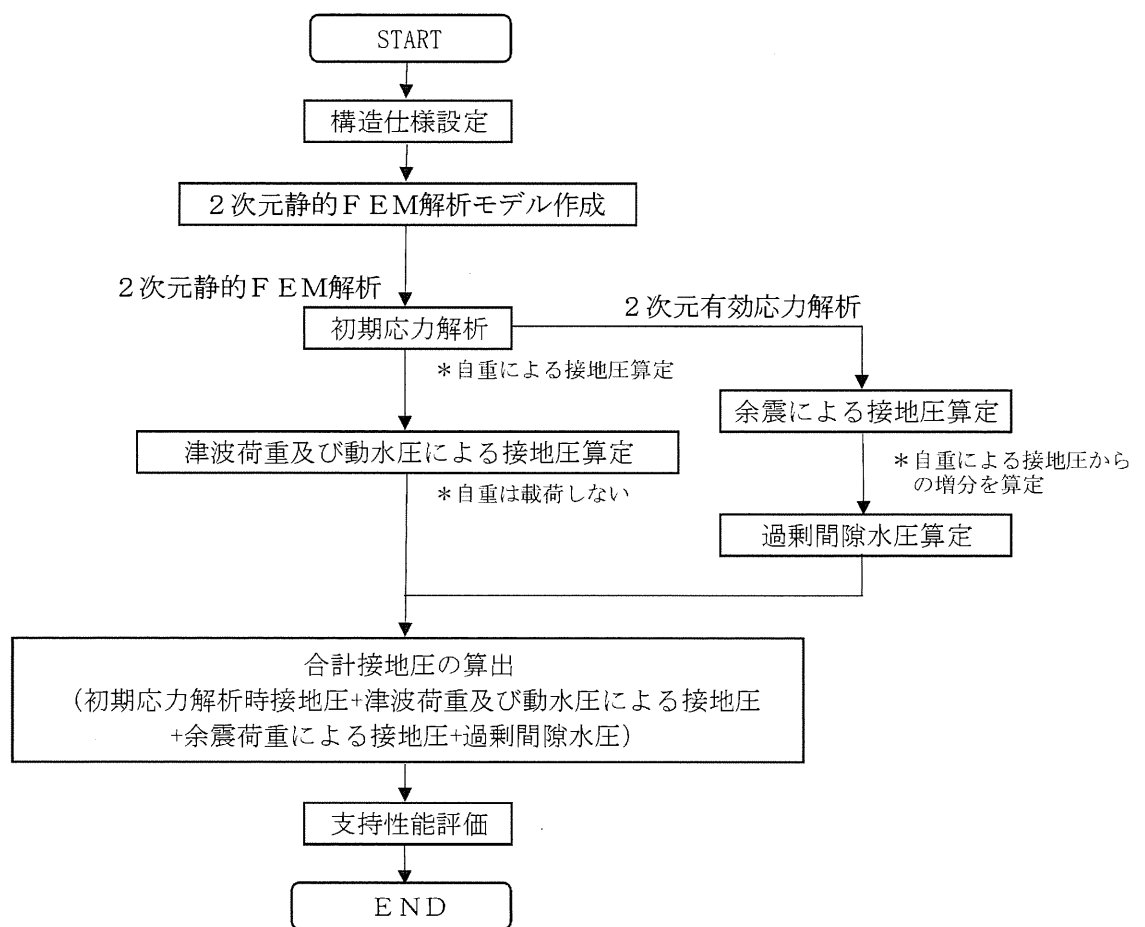


図 4.8-50 接地圧の算出フロー

4.8.3 評価項目及び詳細評価方法

(1) 津波時の評価項目及び評価方法

津波時における防潮堤（鋼製防護壁）の解析モデルを用いた評価項目を整理すると、表 4.8-18 に示すとおりとなる。表 4.8-18 に示す評価項目に対する評価方法の詳細を次頁以降に示す。

表 4.8-18 津波時の評価項目

部材			照査項目	応答値 (発生値)	許容限界
鋼製 防 護 壁 基 礎	中実鉄筋 コンクリート		曲げ軸力 (二軸曲げ合成) せん断力	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度
				鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度
				せん断力	短期許容せん断力
	鋼管杭		曲げ軸力 せん断力	引張及び圧縮応力度	短期許容応力度
				せん断応力度	短期許容せん断応力度
				せん断力	短期許容せん断力
	巻立て 鉄筋 コンク リート	鉄筋 コンク リート	曲げ軸力	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度
				鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度
		鋼管杭	曲げ軸力 せん断力	引張及び圧縮応力度	短期許容応力度
				せん断応力度	短期許容せん断応力度
	杭頭接合部	巻立て鉄筋 コンクリート断面	曲げ軸力 (二軸曲げ合成)	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度
				鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度
		鋼管杭断面	曲げ軸力 (二軸曲げ合成)	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度
				鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度
	頂版鉄筋 コンクリート		曲げ軸力 せん断力	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度
鉄筋応力度				鉄筋短期許容応力度	
せん断力				短期許容せん断力	
鋼製 防 護 壁	主部材		津波時は実施しない		
	補剛材				
	添接板継手部				
接 合 部	アンカーボルト				
	ベースプレート				
	中詰め鉄筋コンクリートと 鋼管の接合部				
基礎地盤の 支持性能		中実鉄筋コンクリート 底部	接地圧	接地圧	極限支持力度
		鋼管杭底部	接地圧	接地圧	極限支持力度
地盤改良（セメント系）			内的安定 (せん断照査)	すべり力	せん断抵抗力
止水ジョイント部材			津波時は実施しない		

a. 鋼製防護壁基礎

3次元静的フレーム解析より得られる断面力を用いて、鋼製防護壁基礎における構造部材の健全性評価を行う。

(a) 中実鉄筋コンクリート

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。曲げ軸力に対する照査は、堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の発生曲げモーメントと軸力を考慮してコンクリート及び鉄筋の発生応力度を算出し、「4.6 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。せん断力に対する照査は、堤軸方向及び堤軸直交方向の各々の発生せん断力が「4.6 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。

(b) 鋼管杭

地盤バネを設定した3次元静的フレーム解析によって得られる断面力を用いて発生応力度を算出し、構造部材を評価する。曲げ軸力に対する照査は、堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の発生曲げモーメントと軸力を考慮して鋼管杭の発生応力度を算出し、「4.6 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。せん断力に対する照査は、堤軸方向、堤軸直交方向の各々の鋼管杭の発生せん断応力度が「4.6 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。

(c) 巻立て鉄筋コンクリート

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。曲げ軸力に対する照査は、堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の発生曲げモーメントと軸力を考慮してコンクリート、鉄筋及び鋼管杭の発生応力度を算出し、「4.6 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。せん断力に対する照査は、鉄筋コンクリートについては、堤軸方向、堤軸直交方向の各々の発生せん断力が「4.6 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。鋼管杭については、堤軸方向及び堤軸直交方向の各々の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

(d) 杭頭接合部

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。鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部の堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の曲げモーメントと軸力を考慮して、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部（仮想鉄筋コンクリート断面）のコンクリート及び鉄筋の発生応力度を算出し、「4.6 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。なお、仮想鉄筋コンクリート断面については、道路橋示方書Ⅳに基づいて設定する。

(e) 頂版鉄筋コンクリート

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。曲げ軸力に対する照査は、堤軸方向及び堤軸直交方向それぞれの断面力に対し、コンクリート及び鉄筋の発生応力度が「4.6 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、せん断力に対する照査については、堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の発生せん断力を合成した発生せん断力が、「4.6 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。

なお、頂版鉄筋コンクリートは「4.8.1 解析モデル及び解析条件（津波時）」に記載したとおり平板要素でモデル化しており、頂版鉄筋コンクリートに発生する曲げ軸力に対する照査範囲を図4.8-51に、せん断に対する照査範囲を図4.8-52に示す。

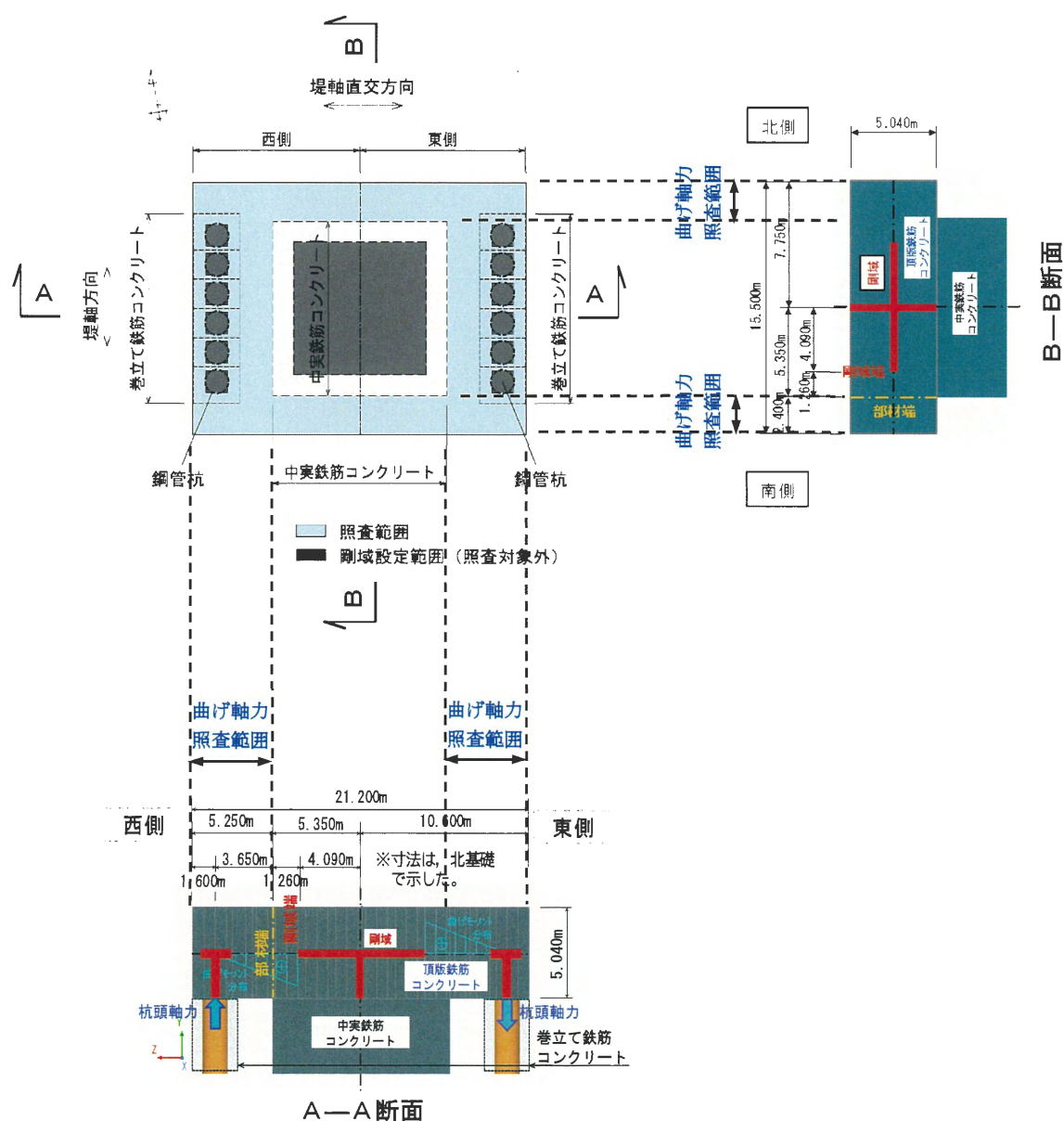


図 4.8-51 頂版鉄筋コンクリートに発生する曲げ軸力の照査範囲

b. 鋼製防護壁

津波時における鋼製防護壁の強度評価は、重畳時の荷重条件が津波時の荷重条件を包絡するため実施せず、重畳時のみ行う。

荷重の包絡関係の観点からの一例として、地盤バネ 5 の場合について共通の荷重を除いた支配的な荷重を比較すると、津波時では衝突荷重 1035 kN が支配的であるのに対し、重畳時では動水圧 46500 kN 及び水平方向慣性力 94774 kN が支配的となり、これらは津波時の衝突荷重に比べてより大きい。これは、地盤バネ 3 及び 4 においても同様の傾向を示す。

詳細な荷重条件は、「4.9.1 (2) 津波種別ごとの荷重条件」の表 4.9-2 及び表 4.9-3 と、「4.9.2 (3) 津波種別ごとの荷重条件」の表 4.9-10 及び表 4.9-11 に示す。

c. 接合部

津波時における接合部の強度評価は、「4.8.3 (1) b. 鋼製防護壁」と同様に、重畳時の荷重条件が津波時の荷重条件を包絡するため実施せず、重畳時のみ行う。

d. 基礎地盤の支持性能

津波時における基礎地盤の支持性能の評価は、「4.8.3 (1) b. 鋼製防護壁」と同様に、重畳時の荷重条件が津波時の荷重条件を包絡するため実施せず、重畳時のみ行う。

e. 地盤改良（セメント系）

敷地に遡上する津波におけるせん断照査の評価方法を以下に示す。また、地盤改良（セメント系）の評価対象箇所を図 4.8-53 に示す。

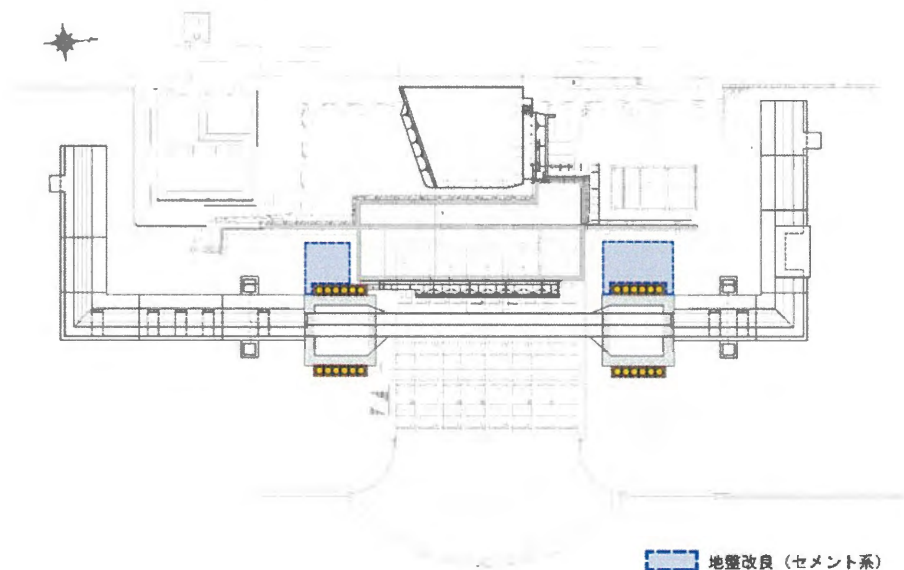


図 4.8-53 地盤改良（セメント系）の照査対象箇所（平面図）

せん断照査は、以下の算定式に基づいて行う。

$$F = R / Q$$

ここに、

F : 安全率 (許容安全率は 1.2 とする)

R : せん断抵抗 (kN/m²)

Q : すべり力 (kN/m²)

せん断抵抗は道路橋示方書Ⅳに準拠し、以下の式で算出する。

$$R = (C_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B) / A_e$$

ここに、

C_B : 粘着力 (= q_u / 2 = 750 kN/m², q_u は一軸圧縮強度 1500 kN/m²)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

V : 鉛直力 (kN)

φ_B : 摩擦角 (φ_B = 0 °)

一方、すべり力 Q は、3次元静的フレーム解析結果として得られるバネ反力値を有効載荷面積 A_e で除した値とする。

f. 止水ジョイント部の変形性

止水ジョイント部における変形性の評価は、「4.8.3 (1) b. 鋼製防護壁」と同様に、重畳時の荷重条件が津波時の荷重条件を包絡するため実施せず、重畳時のみ行う。

(2) 重畳時の評価項目及び評価方法

重畳時における防潮堤（鋼製防護壁）の解析モデルを用いた評価項目を整理すると、表 4.8-19 に示すとおりとなる。表 4.8-19 に示す評価項目に対する評価方法の詳細を次頁以降に示す。

表 4.8-19 重畳時の評価項目

部材			照査項目	応答値 (発生値)	許容限界	
鋼製 防 護 壁 基 礎	中実鉄筋 コンクリート		曲げ軸力 (二軸曲げ合成)	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度	
				鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度	
			せん断力	せん断力	短期許容せん断力	
	鋼管杭		曲げ軸力	引張及び圧縮応力度	短期許容応力度	
			せん断力	せん断応力度	短期許容せん断応力度	
	巻立て 鉄筋 コンク リート	鉄筋 コンク リート	曲げ軸力	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度	
				鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度	
		鋼管杭	せん断力	せん断力	短期許容せん断力	
			曲げ軸力	引張及び圧縮応力度	短期許容応力度	
	杭頭接合部	巻立て鉄筋 コンクリート断面	曲げ軸力 (二軸曲げ合成)	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度	
				鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度	
		鋼管杭断面	曲げ軸力 (二軸曲げ合成)	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度	
			鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度		
	頂版鉄筋 コンクリート		曲げ軸力	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度	
鉄筋応力度				鉄筋短期許容応力度		
鋼製 防 護 壁	主部材		せん断力	せん断力	短期許容せん断力	
			曲げ軸力の照査値と せん断力の照査値の 合成応力度	合成応力度	合成応力度の許容値 (1.2)	
			補剛材		鋼材量	鋼材の必要量
	添接板継手部		鋼材量	鋼材の必要量	鋼材の配置量	
	接 合 部	アンカーボルト		引張応力度	引張応力度	短期許容引張応力度
				付着応力度	必要定着長	設定定着長
				コーンせん断	コーンせん断応力度	短期許容コーンせん断応力度
		ベースプレート		軸圧縮応力度	軸圧縮応力度	短期許容軸圧縮応力度
				曲げ応力度	曲げ応力度	短期許容曲げ応力度
				せん断応力度	せん断応力度	短期許容せん断応力度
合成応力度				合成応力度	合成応力度の許容値 (1.2)	
中詰め鉄筋コンクリートと 鋼管の接合部		せん断力 (スタッド配置)	必要スタッド量 (必要配置間隔)	設定スタッド量 (実配置間隔)		
基礎地盤の 支持性能	中実鉄筋コンクリート 底部		接地圧	接地圧	極限支持力度	
	鋼管杭底部		接地圧	接地圧	極限支持力度	
地盤改良 (セメント系)			内的安定 (せん断照査)	すべり力	せん断抵抗力	
止水ジョイント部材			変形性 (相対変位)	隣接構造物 (鉄筋コンクリート防潮壁) との相対 変位量	止水ジョイント部材の許容変位量	

a. 鋼製防護壁基礎

3次元静的フレーム解析より得られる断面力を用いて、鋼製防護壁基礎における構造部材の健全性評価を行う。

(a) 中実鉄筋コンクリート

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。曲げ軸力に対する照査は、堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の発生曲げモーメントと軸力を考慮してコンクリート及び鉄筋の発生応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。せん断力に対する照査は、堤軸方向、堤軸直交方向の各々の発生せん断力が許容限界以下であることを確認する。

(b) 鋼管杭

地盤バネを設定した3次元静的フレーム解析によって得られる断面力を用いて発生応力度を算出し、構造部材を評価する。曲げ軸力に対する照査は、堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の発生曲げモーメントと軸力を考慮して鋼管杭の発生応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。せん断力に対する照査は、堤軸方向、堤軸直交方向の各々の鋼管杭の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

(c) 巻立て鉄筋コンクリート

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。曲げ軸力に対する照査は、堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の発生曲げモーメントと軸力を考慮してコンクリート、鉄筋及び鋼管杭の発生応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。せん断力に対する照査は、鉄筋コンクリートについては、堤軸方向、堤軸直交方向の各々の発生せん断力が許容限界以下であることを確認する。鋼管杭については、堤軸方向、堤軸直交方向の各々の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

(d) 杭頭接合部

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。鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部の堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の曲げモーメントと軸力を考慮して、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部（仮想鉄筋コンクリート断面）のコンクリート及び鉄筋の発生応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。なお、仮想鉄筋コンクリート断面については、道路橋示方書Ⅳに基づいて設定する。

(e) 頂版鉄筋コンクリート

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。曲げ軸力に対する照査については、堤軸方向、堤軸直交方向それぞれの断面力に対し、コンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。また、せん断力に対する照査については、堤軸方向、堤軸直交方向の2方向の発生せん断力を合成した発生せん断力が、許容限界以下であることを確認する。

なお、頂版鉄筋コンクリートは「4.8.2 解析モデル及び解析条件（重畳時）」に記載したとおり平板要素でモデル化しており、頂版鉄筋コンクリートに発生する曲げ軸力に対する照査範囲を図4.8-54に、せん断に対する照査範囲を図4.8-55に示す。

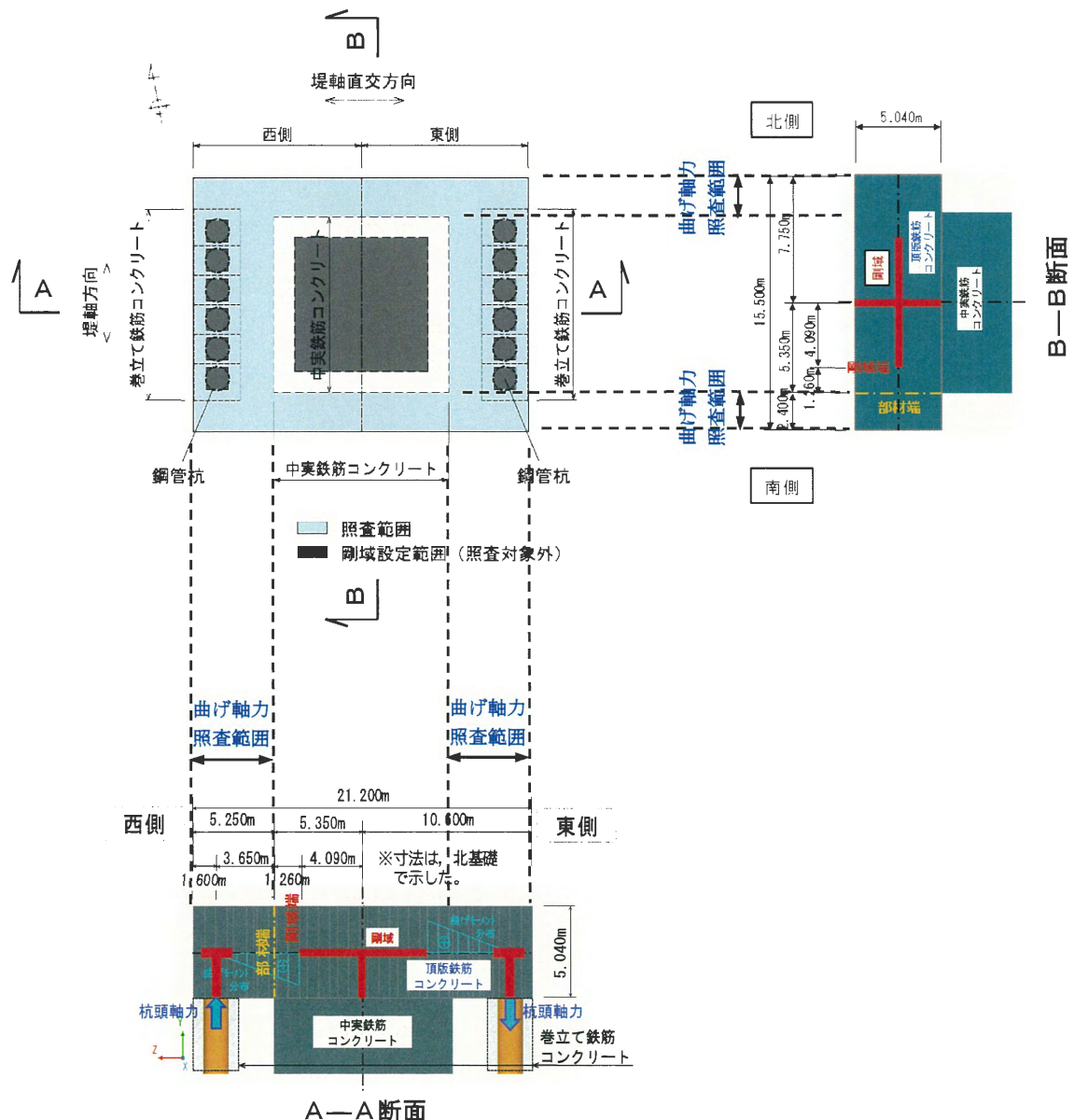


図 4.8-54 頂版鉄筋コンクリートに発生する曲げ軸力の照査範囲
(図 4.8-51 の再掲)

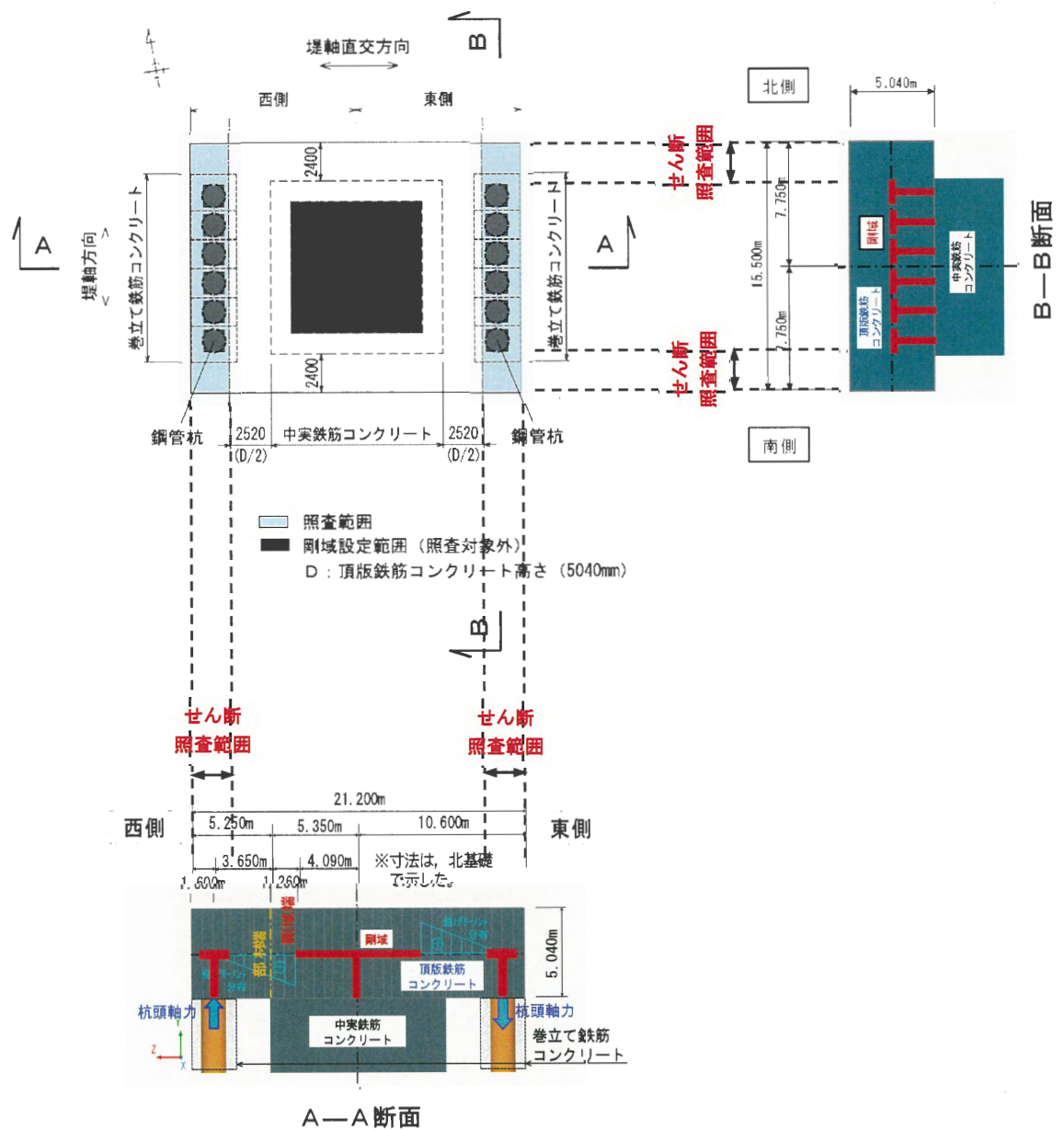


図 4.8-55 頂版鉄筋コンクリートに発生するせん断の照査範囲
(図 4.8-52 の再掲)

b. 鋼製防護壁

(a) 鋼製防護壁

「(1) 津波時」において示したとおり鋼製防護壁の強度評価は、重畳時のみ実施する。なお、重畳時（敷地に遡上する津波）のみを評価対象とし、重畳時（基準津波）は評価対象外とする。重畳時（基準津波）と重畳時（敷地に遡上する津波）の荷重条件を比較すると、重畳時において支配的な荷重である津波荷重が、基準津波では敷地に遡上する津波の 60 %程度に低減する。なお、基準津波の津波荷重の合力は 228050 kN であり、敷地に遡上する津波の津波荷重の合力は 368061 kN である。その他の余震による慣性力、動水圧、地盤の応答変位荷重は、重畳時（基準津波）と重畳時（敷地に遡上する津波）において同じ条件である。このため、津波荷重が大きい重畳時（敷地に遡上する津波）の方が、荷重の合計値が明確に大きいことを確認できる。以上の荷重比較の結果を考慮し、重畳時（敷地に遡上する津波）のみを評価対象とする。

鋼製防護壁の評価においては、他の部材と同様に鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎が接合部を介して一体となった 3 次元静的フレーム解析モデルを考慮する。同モデルに津波荷重及び余震荷重を作用させ、断面力及び変位等の応答値を算出する。算出した応答値が「4.6 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。

(b) 補剛材

主部材となる外面鋼板及び隔壁には、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づいた補剛材を必要量以上に配置して、主部材の座屈に対して安全性を確保する。

(c) 添接板

鋼殻ブロックの添接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（Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」の 3.2 項及び 6.3 項に基づき添接板を設定する。鋼殻ブロックの添接継手部イメージを図 4.8-56 に示す。

添接板は、2 枚の鋼板（母材）を接続するとともに、接合部として構造の健全性を維持する役割を担う部材である。その材質は、原則として接続する鋼板と同一とするが、種類の異なる鋼板を接続する場合には、低強度側の鋼板と同一の材質とする。

同示方書では、主要部材の連結部は母材の全強度に対して 75 %以上の強度を有するよう設計することを原則としている。しかしながら本構造では高性能鋼材 SBHS500 を使用しているため、同示方書に規定される主要部材連結部の母材の全強度に対して 75 %以上を満足するよう設計した場合、高力ボルト本数が著しく増加し、継手部において合理的なボルト配置を行うことが困難となる。そのため、本継手部は、部材断面が構造上の制約により決定される場合の考え方に従い、3 次元静的フレーム解析により算出される継手部の断面力から求まる張応力度及び圧縮応力度と、接続対象鋼板の有効断面積から算出される作用力を用いて設計を行う。

また、添接板を鋼板に固定するボルトは、同示方書に規定される摩擦接合用高力ボルト（S 1 0 T, M 2 4, 無機ジンクリッチペイント塗布）を用いる。摩擦接合用高力ボ

ルトの許容力（1 ボルト 1 摩擦面あたり）を表 4.8-20 に示す。必要ボルト本数は、設計軸力を当該許容力の 2 倍（2 面許容摩擦力）で除して求め、算出したボルト本数より配置可能な添接板の面積を設定する。

さらに、接続する鋼板に発生する設計軸力を許容応力度で除すことで得られる必要断面積以上となる添接板を配置することで、接続する鋼板及び添接板の応力度が許容応力度以下となることを確認する。なおこの際、添接板の断面積はボルト孔の面積を考慮して算出するとともに、接続する 2 枚の鋼板についても同じボルト孔の面積を考慮して照査を行なう。

表 4.8-20 摩擦接合用高力ボルトの許容力（1 ボルト 1 摩擦面あたり）
 (b) 接触面に無機ジンクリッチペイントを塗布する場合 (kN)

ねじの呼び \ ボルトの等級	F8T	F10T	S10T
M20	35	44	44
M22	44	54	54
M24	51	63	63

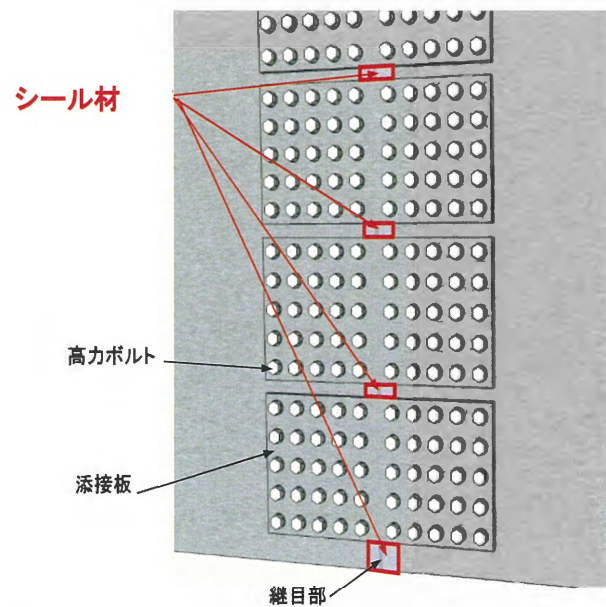
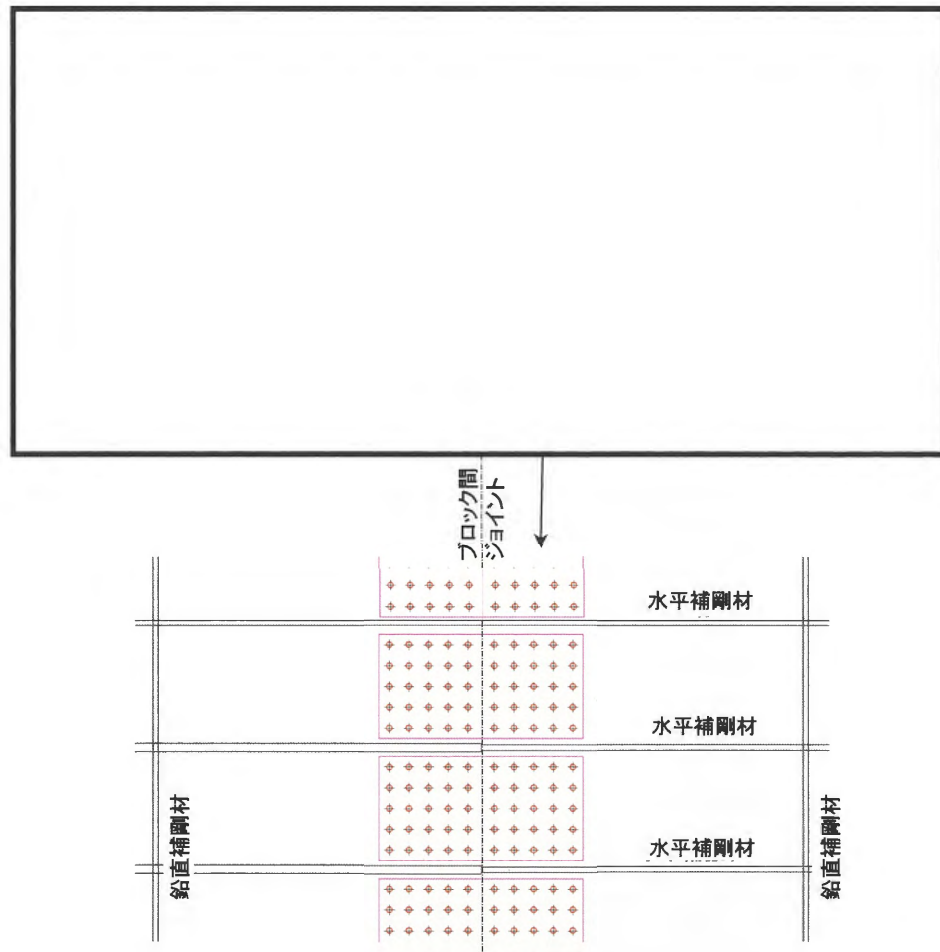


図 4.8-56 鋼殻ブロックの添接板継手部イメージ
(図 2.2-6, 図 2.2-7 の再掲)

c. 接合部

(a) 設計思想

鋼製防護壁は、地震時及び津波時の荷重を、接合部を介して鋼製防護壁基礎へ確実に伝達する必要がある。この荷重伝達を確実に行うために、接合部に発生する断面力を負担する部材として、アンカーボルト及び中詰め鉄筋コンクリートを配置する。アンカーボルト及び中詰め鉄筋コンクリートの設計思想として、各々が負担し受け持つ荷重及び断面力を以下のように設定する。

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（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）」の「7.2 アンカー部の設計方法」においては、アンカーボルトに作用する水平方向のせん断力についても許容限界以下とする設計方法が示されている。

一方で、本接合部においては、保守的な観点から、水平方向によるせん断力及び水平回転モーメントに対してアンカーボルトの抵抗力を設計上考慮せず、鉄筋コンクリートのみで評価する。

したがって、図 4.8-57 に示すとおり接合部に発生する 6 種類の断面力のうち X 軸方向及び Y 軸方向のモーメント（曲げモーメント）と軸力により発生する引抜き力については、アンカーボルトにおいて負担する設計思想とする。一方、X 軸方向及び Y 軸方向のせん断力と Z 軸回りのモーメント（水平回転モーメント）による水平方向のせん断力については、中詰め鉄筋コンクリートにおいて負担する設計思想とする。

(b) 接合部の設計方針

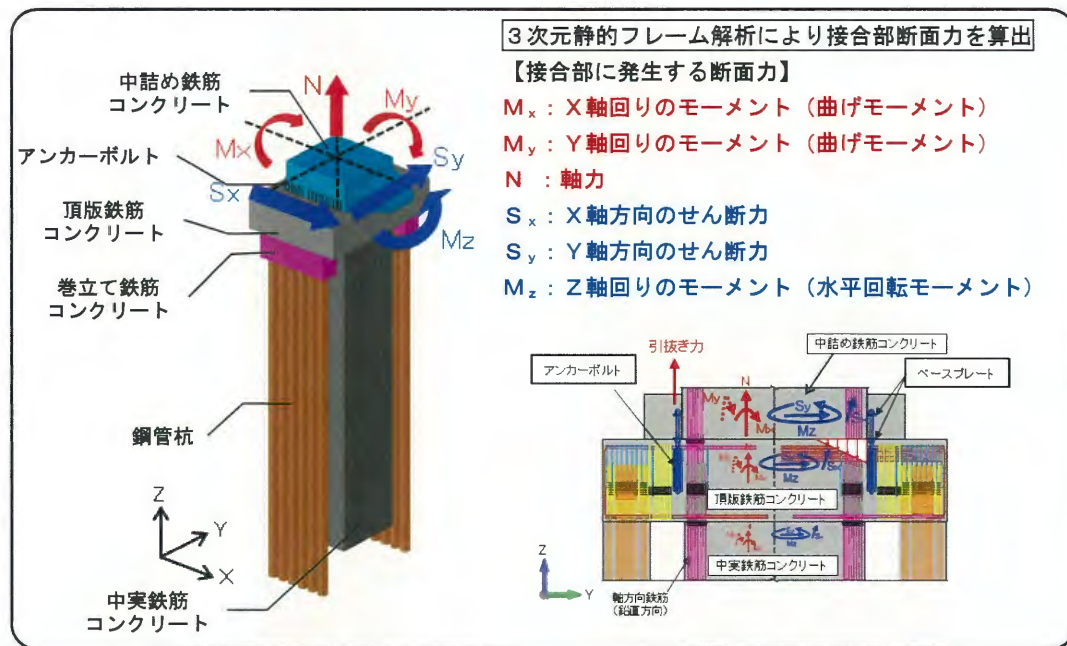
接合部の設計方針は、上記の設計思想を踏まえ下記のとおりとする。

防潮堤（鋼製防護壁）は浸水防護施設であることから、地震時及び津波時に対しても構造部材の短期許容応力度以下で設計を行う。

鋼製防護壁の自重及び地震や津波による設計荷重は、確実に鋼殻を介して中詰め鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリート及び中実鉄筋コンクリートへ伝達させる。

引抜き力に対しては、「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）」を適用する。設計では引抜き力をアンカーボルトのみで負担する。また、引抜き力はベースプレートを通じて鋼殻に伝達される。

Z 軸回りのモーメント（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（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」、「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）」を適用する。設計ではせん断力を中詰め鉄筋コンクリートで負担する。接合部の荷重分担の概念図を図 4.8-57 に示す。



曲げ軸力による引き抜き力
 アンカーボルトが負担

水平せん断力及び水平回転モーメントによるせん断力
 中詰め鉄筋コンクリートが負担

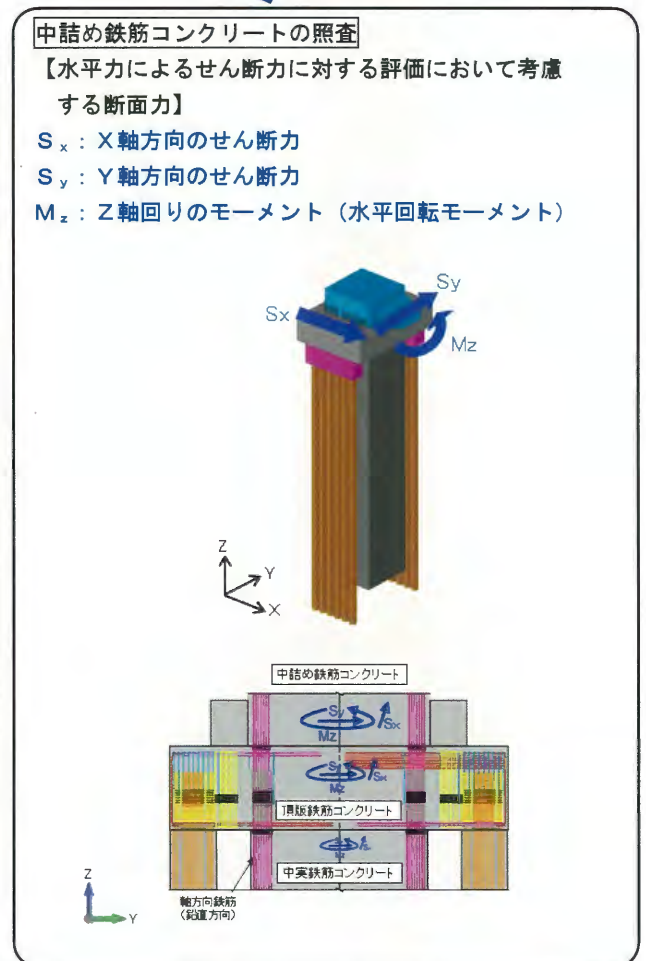
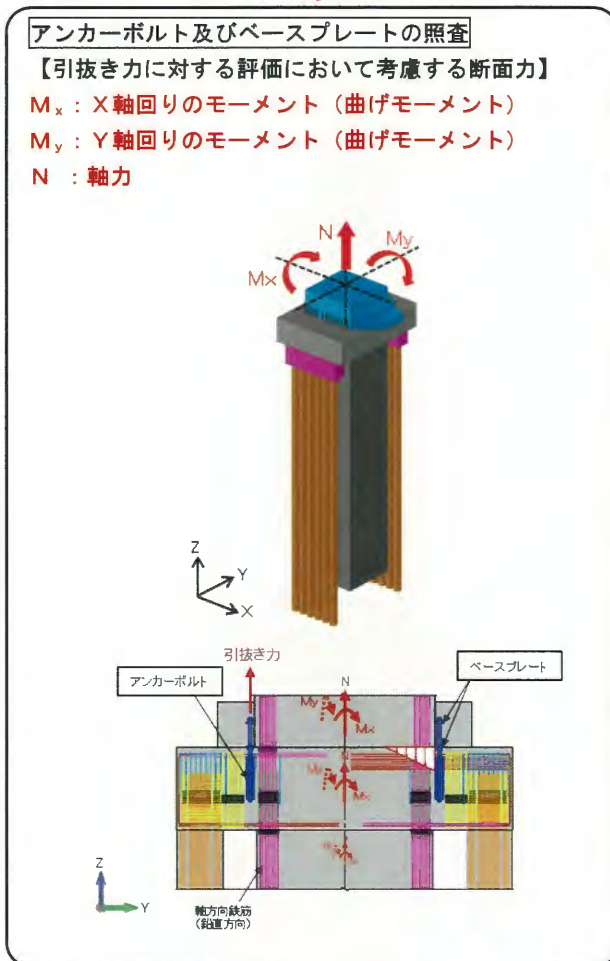


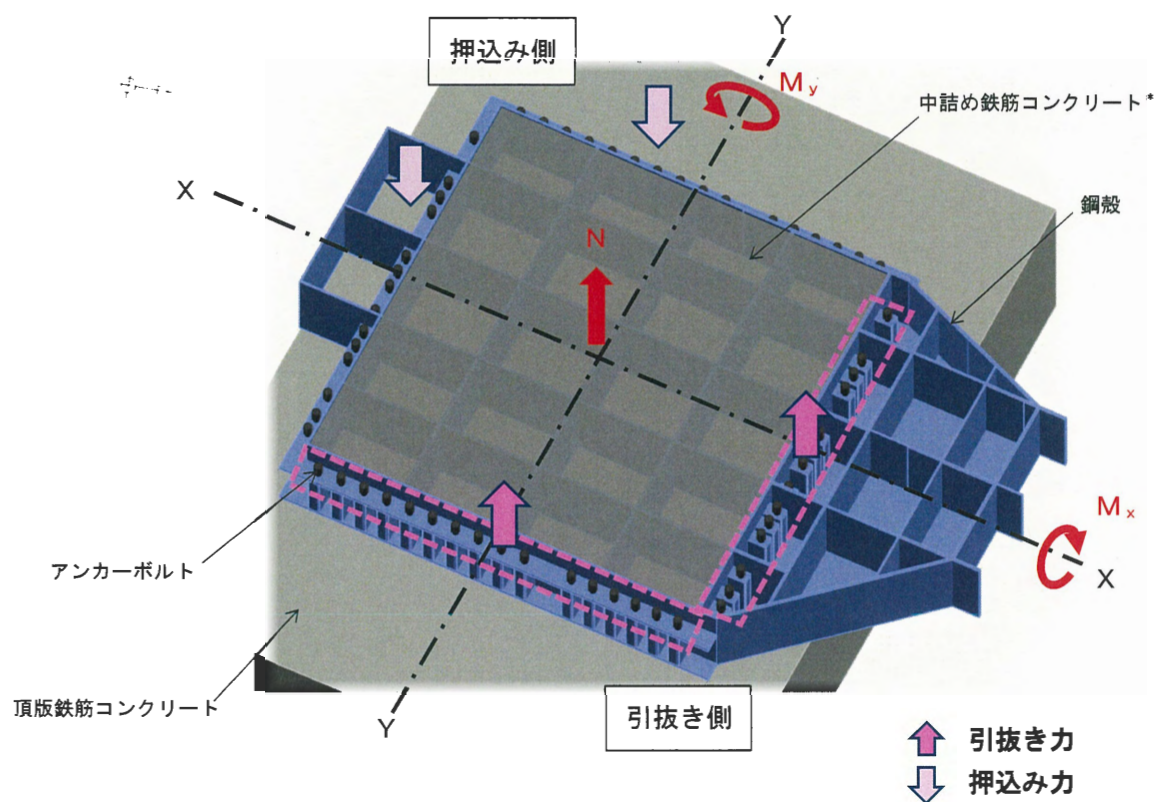
図 4.8-57 接合部の荷重分担の概念図

(c) 接合部の評価

接合部の評価は、前述の設計思想及び設計方針に基づき、アンカーボルト及び中詰め鉄筋コンクリートにおいて下記の断面力分担を考慮することで部材評価を行う。

アンカーボルトに対しては、重畳時における3次元静的フレーム解析に基づき算出する接合部のX軸回り及びY軸回りのモーメント（曲げモーメント）と軸力により発生する引張応力度を算出する。アンカーボルトの引張応力度の算出方法は、接合部のX軸回り及びY軸回りのモーメント（曲げモーメント）と軸力を考慮して、アンカーボルトが定着する水平断面を複鉄筋の鉄筋コンクリート断面とした断面計算に拠る。なお、鉄筋コンクリート断面における鉄筋は、アンカーボルトの径及び配置を考慮してモデル化したものであり、鉄筋に発生する引張応力度がアンカーボルトの引張応力度を示す。このようにして算出した引張応力度が、アンカーボルトの許容限界以下であることを確認する。また、アンカーボルトに対しては、上記の断面力に基づき引張応力度の他に付着応力度及びコーンせん断応力度も算出し、許容限界以下であることを確認する。アンカーボルトの評価方法の詳細については、以下で示す。アンカーボルトに作用する引抜き力の概念図を図 4.8-58 に示す。なお、ベースプレートについては、アンカーボルトに発生する応力度からベースプレートに生じる軸圧縮応力度、曲げ応力度、せん断応力度及び合成応力度を算出し、そのいずれも許容限界以下であることを確認する。

一方、中詰め鉄筋コンクリートに対しては、アンカーボルトと同様に3次元静的フレーム解析に基づき算出する接合部のX軸方向及びY軸方向のせん断力とZ軸回りのモーメント（水平回転モーメント）を、中詰め鉄筋コンクリートの発生断面力とする。また、中詰め鉄筋コンクリートに発生するせん断力に対してはコンクリート及びせん断補強筋で負担し、水平回転モーメントに対してはコンクリート、軸方向鉄筋（鉛直方向）及び帯鉄筋（フープ筋）で負担する。せん断力については、3次元静的フレーム解析から算出したX軸方向及びY軸方向のせん断力が許容限界以下であることを確認し、水平回転モーメントについては配置した軸方向鉄筋（鉛直方向）及び帯鉄筋（フープ筋）に発生する応力度が、許容限界以下であることを確認する。せん断力及び水平回転モーメントに対する鉄筋への分担に関する概念図を図 4.8-59 に示す。



N : 接合部に発生する軸力

M_x : 接合部に発生する中立軸（X軸）回りのモーメント

M_y : 接合部に発生する中立軸（Y軸）回りのモーメント

* 中詰め鉄筋コンクリート内の鉄筋の配置は図 4.8-59 に示す。

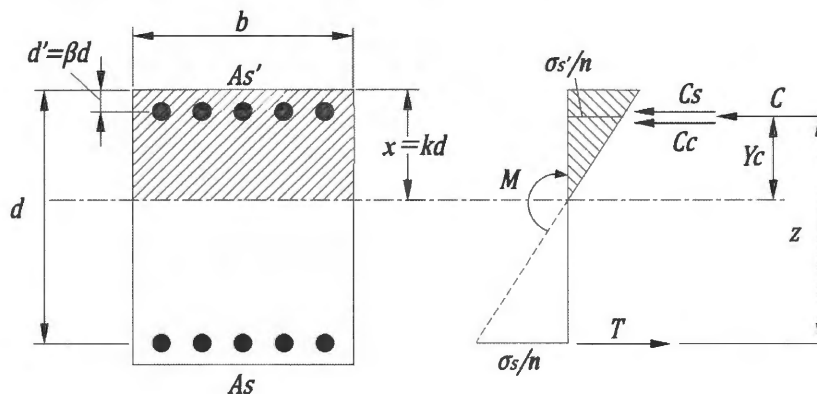
図 4.8-58 アンカーボルトに作用する荷重の概念図

イ. アンカーボルト

アンカーボルトの設計荷重は、鋼製防護壁の3次元静的フレーム解析に基づき算出される接合部の断面力とし、アンカーボルトの発生応力が許容限界以下であることを確認する。

アンカーボルトは複鉄筋の鉄筋コンクリート断面を用いて、鉄筋の引張応力度をアンカーボルトの引張応力度として評価する。

複鉄筋の鉄筋コンクリート断面の計算式を図 4.8-60 に示す。なお、図中の赤枠箇所 σ_s は、アンカーボルトの引張応力度である。



$$\sigma_c = M / \left[\frac{bx}{2} \left(d - \frac{x}{3} \right) + nAs'(d - d') \frac{x - d'}{x} \right]$$

$$\sigma_s = \frac{n(d - x)}{x} \sigma_c$$

σ_c : コンクリート応力度 (N/mm²) (圧縮側)

σ_s : 鉄筋応力度 (N/mm²) (引張側)

σ_s' : 鉄筋応力度 (N/mm²) (圧縮側)

A_s : 鉄筋断面積 (mm²) (引張側)

A_s' : 鉄筋断面積 (mm²) (圧縮側)

d : 桁高 (mm)

d' : かぶり (mm) (圧縮側)

β : d' / d

b : 桁幅 (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 (x / d)

n : ヤング係数比

z : 圧縮力の合力と引張力作用点間の距離 (mm)

Y_c : 中立軸と圧縮力の合力作用点間の距離 (mm)

C : 圧縮力の合力 (N) ($C_c + C_s$)

C_c : コンクリートの圧縮力 (N)

C_s : 鉄筋の圧縮力 (N)

T : 引張力 (N)

M : 曲げモーメント (N・mm)

図 4.8-60 複鉄筋の鉄筋コンクリート断面

ロ. ベースプレート

ベースプレートの評価は、「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）」に基づき行う。ベースプレートに関しては，アンカーボルトに発生する応力度から算出した軸力をもとにベースプレートに生じる軸圧縮応力度，曲げ応力度，せん断応力度及び合成応力度を算出し，そのいずれも許容限界以下であることを確認する。

ベースプレートの概念図及び計算式を図 4.8-61 に示す。

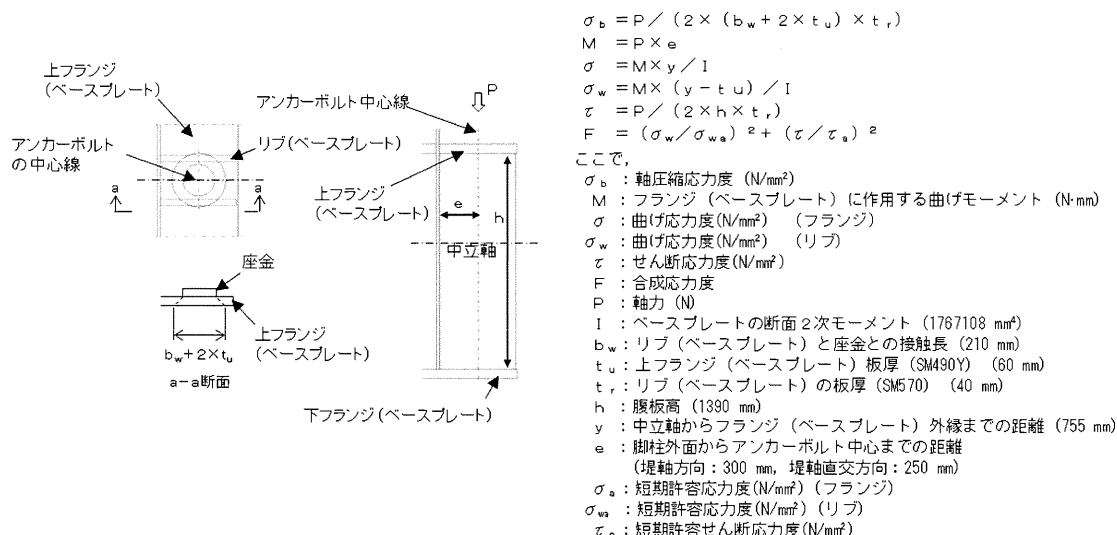


図 4.8-61 ベースプレートの概念図及び計算式

ハ. アンカーボルトの定着長

アンカーボルトの定着長は、「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）」に基づき設定する。

アンカーボルトの設計定着長 L_{eq} はアンカーボルトの許容応力度及び許容付着応力度に基づき算出する。アンカーボルトの定着長，埋め込み長の概念図及び計算式を図 4.8-62 に示す。

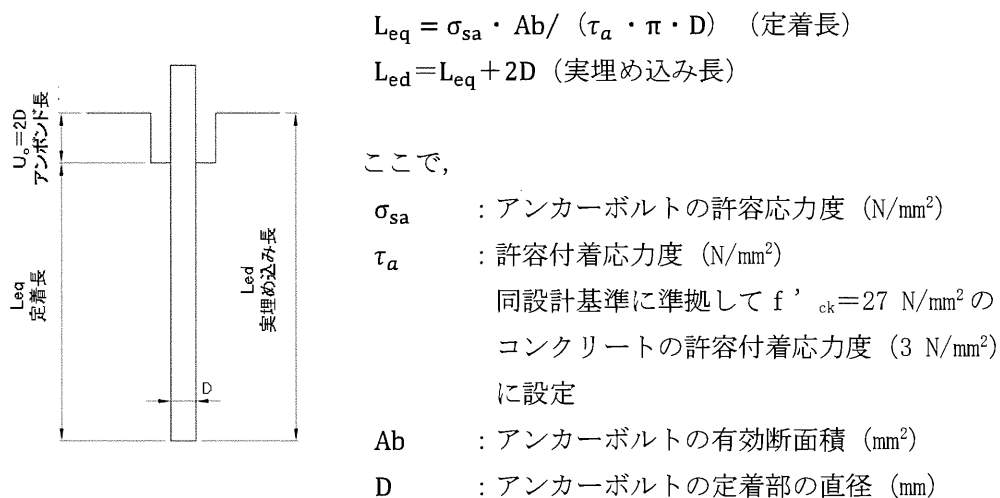


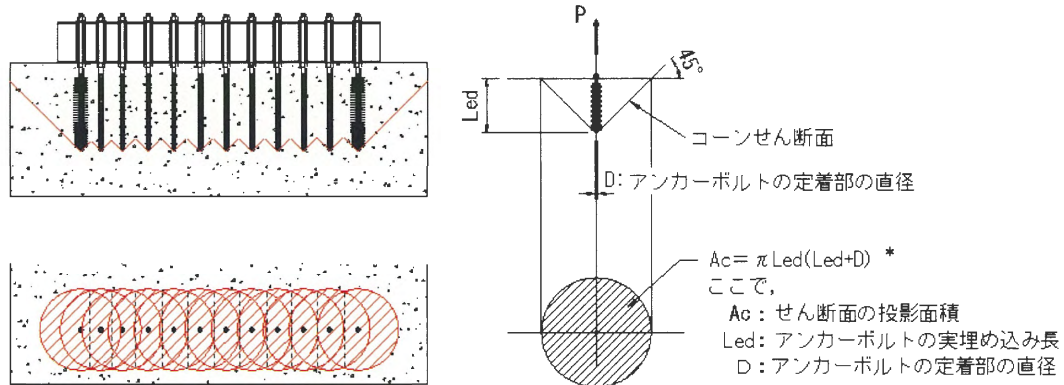
図 4.8-62 アンカーボルトの定着長，埋め込み長の概念図

二. 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しては、「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）」に基づき評価する。

アンカーボルトの定着部のコンクリートのコーンせん断応力度に対する評価における設計荷重は，鋼製防護壁における3次元静的フレーム解析に基づき算出されるアンカーボルト1本当当たりの軸力とする。また，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する。コーンせん断面の有効水平投影面積を図4.8-63に示す。

コーンせん断の概念図及び計算式を図4.8-64に，補強鉄筋範囲の概念図及び計算式を図4.8-65に示す。コーンせん断に対する評価は，図4.8-64に示すとおり，定着部のコーンせん断応力度の深度分布を算出し，コンクリートの短期許容コーンせん断応力度を超過する場合は，補強鉄筋を考慮した短期許容コーンせん断応力度の増分から必要となる鉄筋量を算定する。



* 近接するアンカーボルトの投影面積が重なる場合は，重なる部分を均等にそれぞれのアンカーボルトに振り分ける。

図 4.8-63 アンカーボルトが近接する場合の有効水平投影面積

上面

x

Leq(定着長)

Uo(実埋め込み長)

D

$$P_{cone}(x) = \tau_{c0.0.1} \times A_c(x)$$

$$P_{bond}(x) = \tau \times \pi \times D \times (x - U_0) \times n \quad (U_0 \leq x \leq Leq)$$

ここで，

$P_{cone}(x)$: せん断部分の短期許容コーンせん断応力 (N)

$\tau_{c0.0.1}$: コンクリートそのものの強度で決まる短期許容コーンせん断応力度 (N/mm²)

$\tau_{c0.0.2}$: 鉄筋補強を考慮した短期許容コーンせん断応力度 (N/mm²)

$\Delta \tau_{c0.0.3}$: 鉄筋補強による短期許容コーンせん断応力度の増分 (N/mm²)

$$\Delta \tau_{c0.0.3} = \tau_{c0.0.2} - 1/2 \tau_{c0.0.1}$$

$A_c(x)$: 深さxのときのコーンせん断面の投影面積 (mm²)

$P_{bond}(x)$: 深さxまでのアンカーボルトに生じる付着力の和 (コーンせん断力) (N)

$\tau_{c0.0.}$: 定着部のコーンせん断応力度 (N/mm²)

τ : アンカーボルトに発生するせん断応力度 (付着応力度) (N/mm²)

D : アンカーボルトの定着部の直径 (mm)

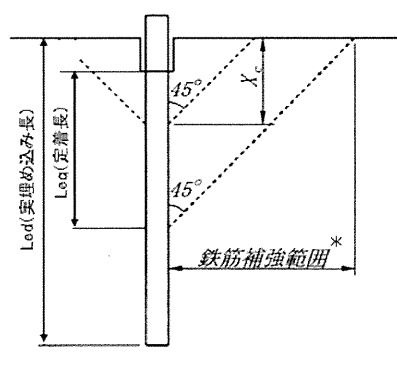
U_0 : アンボンド長 (mm)

n : 着目群のボルト本数 (本)

Leq : アンカーボルトの実埋め込み長

Leq : アンカーボルトの定着長

図 4.8-64 コーンせん断の概念図及び計算式



$$A_{s \cdot req} = (A_s / A_o) \times 1000000$$

$$A_s = 1.15 \times \Delta \tau_{cos} \times A_o / \sigma_{sy}$$

ここで、

$A_{s \cdot req}$: 単位せん断面積当たりの必要鉄筋量 (mm²/m²)
 A_s : 必要鉄筋量 (mm²)
 $\Delta \tau_{cos}$: 鉄筋補強による短期許容コーンせん断応力度の増分 (N/mm²)
 A_o : コーンせん断面の投影面積 (mm²)
 σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度 (N/mm²)
 x_c : コーン破壊が発生する深さ
 L_{ed} : アンカーボルトの実埋め込み長
 L_{eq} : アンカーボルトの定着長

* 補強鉄筋は定着長の深さから45°の範囲に設置する。

図 4.8-65 補強鉄筋の概念図及び計算式

ホ. 中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力

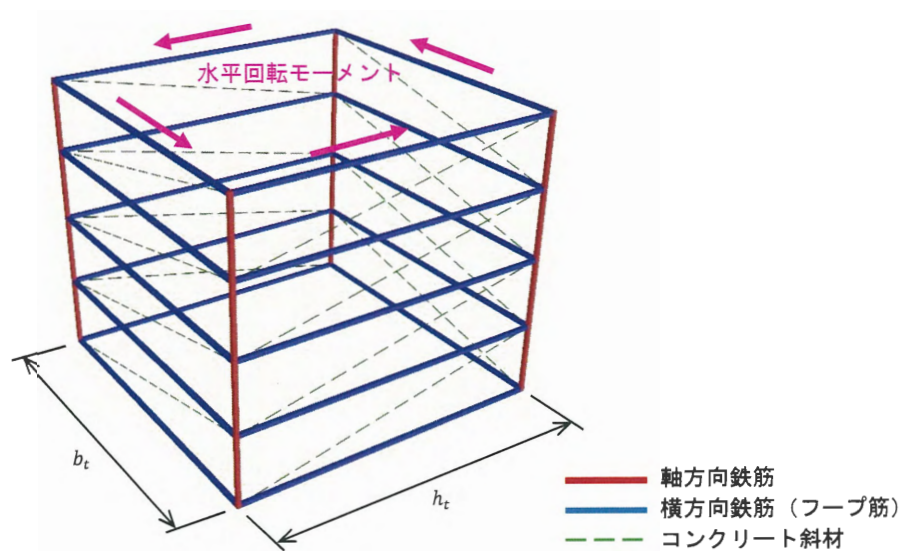
中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対しては、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）」に基づき評価する。発生せん断力を負担する鉄筋に関する概念図を図 4.8-59 に示す。

水平せん断力に対する評価は、発生せん断力が許容限界以下であることを確認する。

ヘ. 中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメント

中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに対しては、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅲ コンクリート橋編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき、中詰め鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）、帯鉄筋（フープ筋）で評価する。水平回転モーメントに対しては、軸方向鉄筋（鉛直方向）、横方向鉄筋（フープ筋）からなる立体トラスモデルに基づいて 3 次元的に評価する。

発生応力を負担する鉄筋に関する概念図を図 4.8-59 に、立体トラスモデルの概念図及び算定式を図 4.8-66 に示す。水平回転モーメントに対する評価は、発生応力度が許容限界以下であることを確認する。



$$\sigma_{st} = \frac{M_t \cdot a}{1.6b_t \cdot h_t \cdot A_{wt}}$$

$$\sigma_{sl} = \frac{M_t \cdot (b_t + h_t)}{0.8b_t \cdot h_t \cdot A_{lt}}$$

ここで,

σ_{st} : ねじりモーメントに対する横方向鉄筋の応力度 (N/mm²)

σ_{sl} : ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の応力度 (N/mm²)

M_t : 部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm)

A_{wt} : 間隔 a で配置されるねじりモーメントに対する横方向鉄筋 1 本の断面積 (mm²)

A_{lt} : 部材断面に配置されるねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の全断面積 (mm²)

a : 横方向鉄筋の間隔 (mm)

b_t, h_t : 図 4.8-66 に示す幅 (mm)

図 4.8-66 立体トラスモデルの概念図及び算定式

ト. 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻との接合部

鋼製防護壁は、鋼殻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、前述の「4.8.3 (2) c. (b) 接合部の設計方針」に示すとおり、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する。したがって、鋼製防護壁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させるため、中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻を一体化する。

中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻はスタッドで一体化するものとし、「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、スタッドの配置及びせん断力の照査を実施する。

配置するスタッドは、接合面に作用するせん断力に対し、必要な強度となる本数及び設置間隔を設定する。

設計せん断力は、水平回転モーメントによる偶力並びに水平せん断力に加え、鉛直方向と水平方向の曲げモーメントによる偶力についても考慮する。

$$Q_a = 9.4d^2\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5)$$
$$Q_a = 1.72dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5)$$

ここで、

- Q_a : スタッドの短期許容せん断力 (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)

d. 基礎地盤の支持性能

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、津波荷重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。鋼管杭については、群杭効果を考慮し、鋼管杭全体をケーソン基礎とみなして許容限界以下であることを確認する。

e. 地盤改良（セメント系）

敷地に遡上する津波におけるせん断照査の評価方法を以下に示す。また、地盤改良（セメント系）の評価対象箇所を図 4.8-67 に示す。

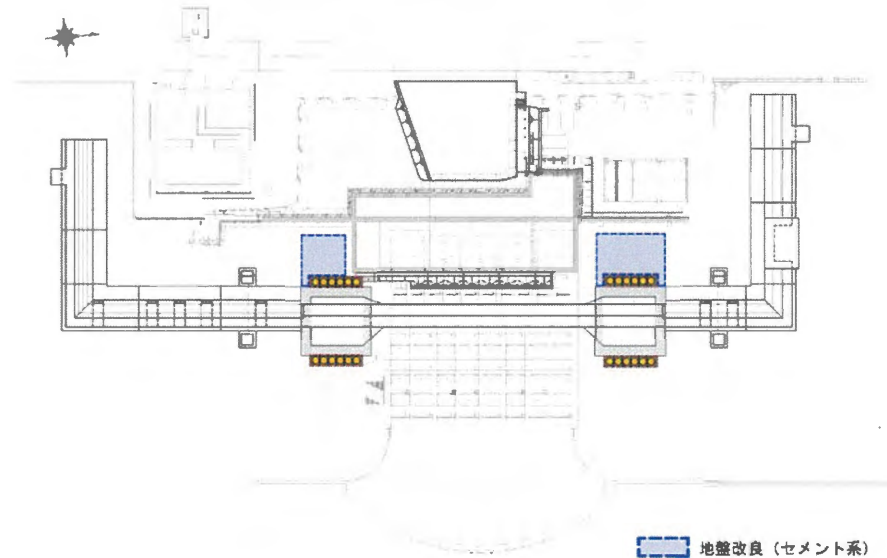


図 4.8-67 地盤改良（セメント系）の照査対象箇所（平面図）
(図 4.8-53 の再掲)

せん断照査は、以下の算定式に基づいて行う。

$$F = R / Q$$

ここに、

F : 安全率（許容安全率は 1.2 とする）

R : せん断抵抗（ kN/m^2 ）

Q : すべり力（ kN/m^2 ）

せん断抵抗は道路橋示方書Ⅳに準拠し、以下の式で算出する。

$$R = (C_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B) / A_e$$

ここに、

C_B : 粘着力（ $= q_u / 2 = 750 \text{ kN}/\text{m}^2$, q_u は一軸圧縮強度 $1500 \text{ kN}/\text{m}^2$ ）

A_e : 有効載荷面積（ m^2 ）

V : 鉛直力（ kN ）

ϕ_B : 摩擦角（ $\phi_B = 0^\circ$ ）

一方、すべり力 Q は、3次元静的フレーム解析結果として得られるバネ反力値を有効載荷面積 A_e で除した値とする。重畳時の照査に用いるすべり力はバネ反力値に加え改良体自重による慣性力も加味する。慣性力を算定する際の震度は3次元静的フレーム解析重畳時に使用する地表面加速度最大値（絶対値）を用いることとする。

f. 止水ジョイント部の変形性

止水ジョイント部の変形量は、3次元静的フレーム解析で求められる異種構造物間（鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁）の相対変位量とし、その変位量が許容限界以下であることを確認する。

4.9 評価条件

耐津波評価における評価条件を以下に示す。

4.9.1 津波時の評価条件

津波時の評価条件として地盤バネ及び荷重条件を以下に示す。

(1) 地盤バネ

「4.8.1 (1) e. 地盤バネと地盤反力係数の設定」において、鋼製防護壁基礎を構成する中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び頂版鉄筋コンクリートに設定する地盤バネの設定方法及び算出式を示した。ここでは、設定方法及び算出式に従って設定した地盤バネの詳細について示す。

耐津波評価における津波時の地盤バネの設定を表 4.9-1 に示す。同表に示すとおり、津波時は2種類の地盤バネを考慮する。津波時において考慮する地盤バネは、地盤剛性及び地盤強度が最大となる地盤バネ1と最小となる地盤バネ2で評価する。

なお、地盤バネの設定に当たっては、添付書類「VI-2-1-3(2) 地盤の支持性能に係る基本方針」で設定している地盤の物性値を用いる。また、地盤反力係数の算出方法は「4.8.1 (1) e. (c) ハ. 地盤反力係数」に、地盤反力上限値の算出方法は「4.8.1 (1) e. (c) ニ. 地盤反力上限値」による。

表 4.9-1 地盤バネケースの設定概要（津波時）（表 4.8-1 の再掲）

地盤バネのケース	余震の有無	地盤ケース	地盤反力係数	地盤反力上限値	バネ値の大小関係
地盤バネ1	余震なし 津波時	余震を考慮しない地盤物性値	道路橋示方書IVに基づき設定することを基本*とする。 (入力条件である変形係数は、原地盤の初期せん断弾性係数より設定する。)	道路橋示方書IVに基づき設定 (入力条件である c , ϕ は、原地盤のせん断強度(平均)とする。)	最大
地盤バネ2		添付書類「VI-2-1-3(2) 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している地盤の物性値に基づき直接設定もしくは算出	道路橋示方書IVに基づき設定することを基本*とする。 (入力条件である変形係数は、原地盤の静弾性係数より設定する。)	道路橋示方書IVに基づき設定 (入力条件である c , ϕ は、原地盤の残留強度(平均 -1σ)とする。)	最小

注記 * : 構造物同士(鋼管杭と鋼管杭、鋼管杭と中実鉄筋コンクリート)を接続するバネにおいては、道路橋示方書IVの地盤バネではなく、 E_0 (変形係数)/1(連結バネの長さ)で算出した連結バネとして設定する。

北基礎及び南基礎ごとに設定した地盤バネの詳細を以下に示す。

a. 北基礎

(a) 地盤バネ設定

津波時の地盤バネ（地盤バネ 1 及び地盤バネ 2）は、「4.8.1 (1) e. 地盤バネと地盤反力係数の設定」に示すとおり設定した地盤物性値に基づき設定する。地盤バネ 1 は、動的せん断剛性の初期剛性及び平均 V_s の地盤特性におけるピーク強度を用いて設定する。地盤バネ 2 は、静弾性係数及び地盤物性のばらつきを考慮した $-1 \sigma V_s$ の地盤物性における残留強度を用いて設定する。

(b) 地盤反力係数と地盤反力上限値

津波時の 3 次元静的フレーム解析に設定した地盤バネ 1 の水平方向の地盤反力係数及び地盤反力度上限値の深度分布を図 4.9-1 に、地盤バネ 2 の水平方向の地盤反力係数及び地盤反力度上限値の深度分布を図 4.9-2 に、地盤バネ 1 と地盤バネ 2 の比較図を図 4.9-3 に示す。

図 4.9-3 に示す地盤バネ 1 と地盤バネ 2 の比較により、地盤バネ 1 の地盤反力係数及び地盤反力上限値が、地盤バネ 2 を大きく上回っていることを確認した。したがって、表 4.9-1 に示すとおり剛性及び強度が大きい地盤バネ 1 と剛性及び強度が小さい地盤バネ 2 を設定した。

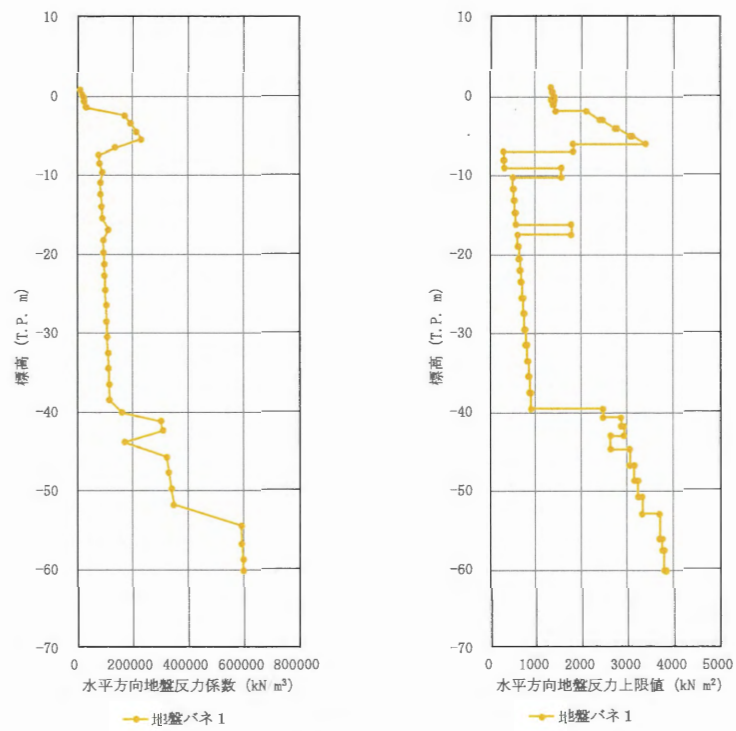


図 4.9-1 水平方向の地盤反力係数及び地盤反力上限値（北基礎：地盤バネ 1）

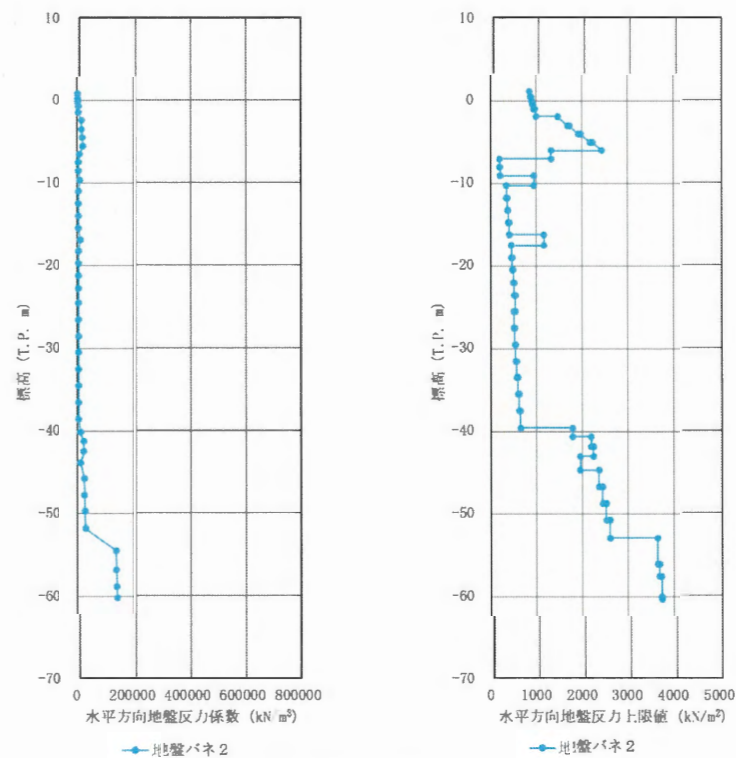


図 4.9-2 水平方向の地盤反力係数及び地盤反力上限値（北基礎：地盤バネ 2）

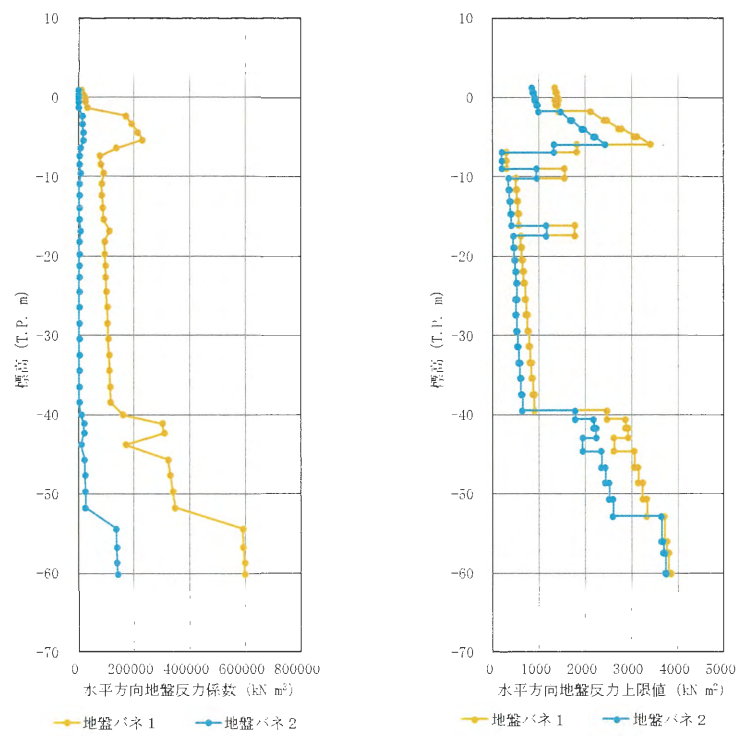


図 4.9-3 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の
水平方向の地盤反力係数及び地盤反力上限値比較図（北基礎）

b. 南基礎

(a) 地盤バネ設定

津波時の地盤バネ（地盤バネ 1 及び地盤バネ 2）は、「4.8.1 (1) e. 地盤バネと地盤反力係数の設定」に示すとおり設定した地盤物性値に基づき設定する。地盤バネ 1 は、動的せん断剛性の初期剛性及び平均 V_s の地盤特性におけるピーク強度を用いて設定する。地盤バネ 2 は、静弾性係数及び地盤物性のばらつきを考慮した $-1\sigma V_s$ の地盤物性における残留強度を用いて設定する。

(b) 地盤反力係数と地盤反力上限値

津波時の 3 次元静的フレーム解析に設定した地盤バネ 1 の水平方向の地盤反力係数及び地盤反力度上限値の深度分布を図 4.9-4 に、地盤バネ 2 の水平方向の地盤反力係数及び地盤反力度上限値の深度分布を図 4.9-5 に、地盤バネ 1 と地盤バネ 2 の比較図を図 4.9-6 に示す。図 4.9-6 に示す地盤バネ 1 と地盤バネ 2 の比較により、地盤バネ 1 の地盤反力係数及び地盤反力上限値が、地盤バネ 2 を大きく上回っていることを確認した。表 4.9-1 に示すとおり剛性及び強度が大きい地盤バネ 1 と剛性及び強度が小さい地盤バネ 2 を設定した。

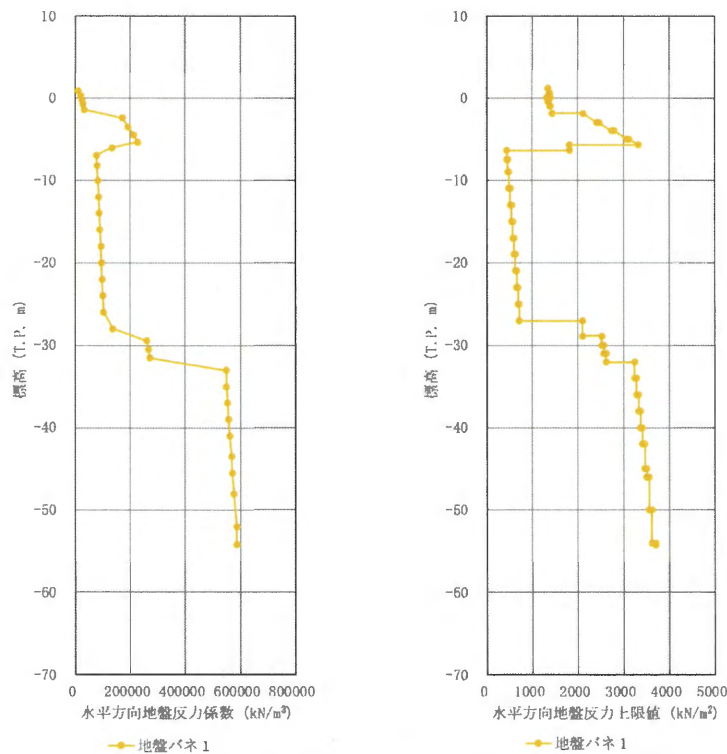


図 4.9-4 水平方向の地盤反力係数及び地盤反力上限値（南基礎：地盤バネ 1）

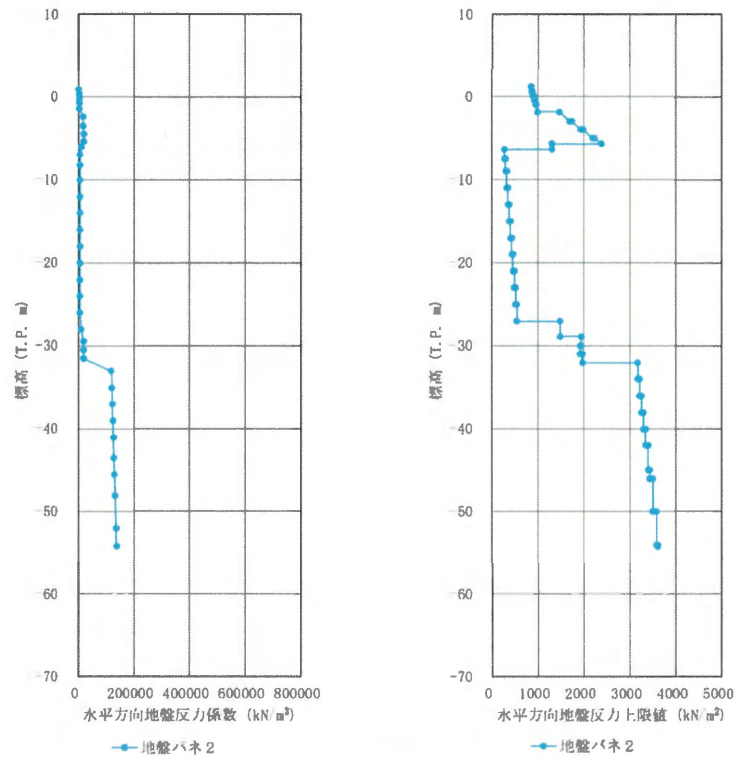


図 4.9-5 水平方向の地盤反力係数及び地盤反力上限値（南基礎：地盤バネ 2）

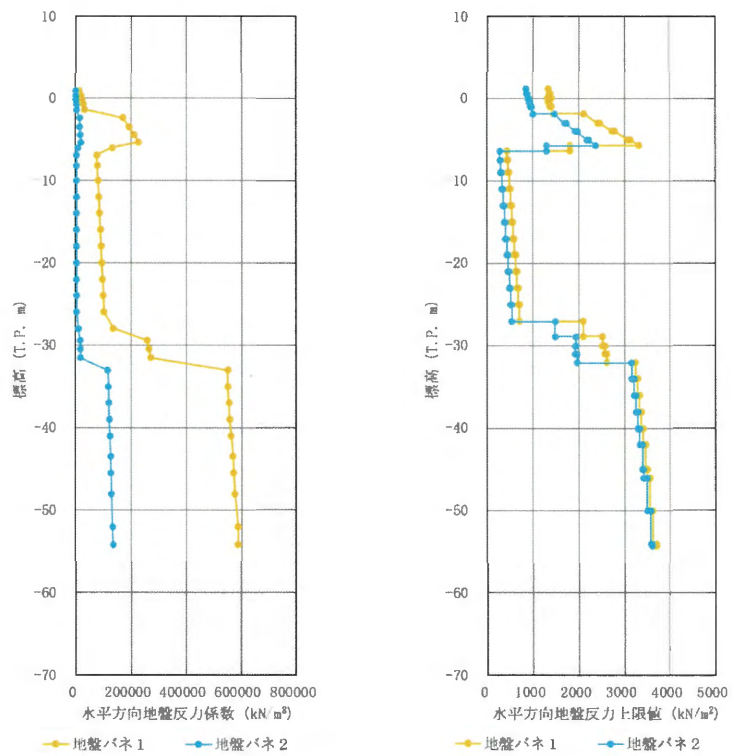


図 4.9-6 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の
水平方向の地盤反力係数及び地盤反力上限値比較図（南基礎）

(2) 津波種別ごとの荷重条件

a. 津波時（基準津波）

表 4.9-2 に基準津波時の荷重条件を示す。

表 4.9-2 荷重条件(基準津波)

荷重の項目	単位	津波時	
		地盤パネ 1	地盤パネ 2
重力加速度 g	m/s^2	9.80665	
設計用浸水深 h	m	8.35	
水平設計震度 K_h	—	—	—
鉛直設計震度 K_v	—	—	—
鋼製防護壁底面標高の波圧強度 p_1	kN/m^2	237.9	
鋼製防護壁天端標高の波圧強度 p_2	kN/m^2	63.1	
固定荷重 G	kN	430790	
積載荷重 P	kN	840	
積雪荷重 P_s	kN/m^2	0.60	
遡上津波荷重 P_t	kN	228050	
衝突荷重 P_c	kN	759	
余震荷重			
水平方向慣性力 $K_{s d h}$	kN	—	—
鉛直方向慣性力 $K_{s d v}$	kN	—	—
動水圧合力 P_d	kN	—	—
動水圧の作用高さ y	T. P. m	—	—
風荷重 P_k	kN/m^2	—	—

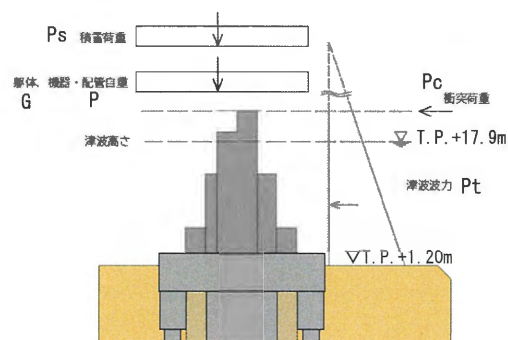


図 4.9-7 荷重条件(基準津波)

b. 津波時（敷地に遡上する津波）

表 4.9-3 に敷地に遡上する津波時の荷重条件を示す。

表 4.9-3 荷重条件(敷地に遡上する津波)

荷重の項目	単位	津波時	
		地盤パネ 1	地盤パネ 2
重力加速度 g	m/s^2	9.80665	
設計用浸水深 h	m	11.40	
水平設計震度 K_h	—	—	—
鉛直設計震度 K_v	—	—	—
鋼製防護壁底面標高の波圧強度 p_1	kN/m^2	330.3	
鋼製防護壁天端標高の波圧強度 p_2	kN/m^2	155.5	
固定荷重 G	kN	430790	
積載荷重 P	kN	840	
積雪荷重 P_s	kN/m^2	0.60	
遡上津波荷重 P_t	kN	368061	
衝突荷重 P_c	kN	1035	
余震荷重			
水平方向慣性力 K_{sdh}	kN	—	—
鉛直方向慣性力 K_{sdv}	kN	—	—
動水圧合力 P_d	kN	—	—
動水圧の作用高さ y	T.P. m	—	—
風荷重 P_k	kN/m^2	—	—

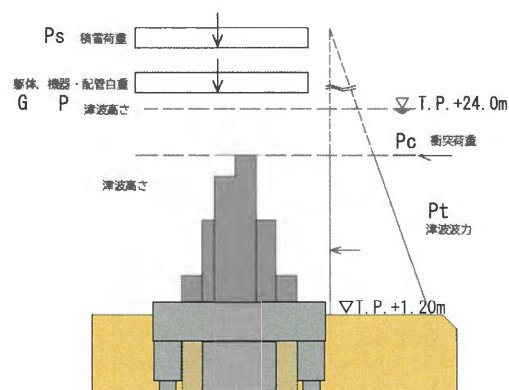


図 4.9-8 荷重条件(敷地に遡上する津波)

4.9.2 重畳時の評価条件

重畳時の評価条件として地盤バネ及び荷重条件を以下に示す。

(1) 地盤バネ

「4.8.2 (2) e. 地盤バネと地盤反力係数の設定」において、鋼製防護壁基礎を構成する中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び頂版鉄筋コンクリートに設定する地盤バネの設定方法及び算出式を示した。ここでは、設定方法及び算出式に従って設定した地盤バネの詳細について示す。

耐津波評価における重畳時の地盤の地盤バネの設定を表 4.9-4 に示す。同表に示すとおり、重畳時は3種類の地盤バネを考慮する。重畳時において考慮する地盤バネは、地盤ケース⑤、⑥、③' に対し1次元有効応力解析を行い、設定項目が最大となる原地盤条件を選定して地盤バネを設定する。地表面加速度が最大となる場合を地盤バネ3、地表面変位が最大となる場合を地盤バネ4、せん断ひずみが最大となる場合を地盤バネ5として評価する。

なお、地盤バネの設定に当たっては、添付書類「VI-2-1-3(2) 地盤の支持性能に係る基本方針」で設定している地盤の物性値を用いる。また、地盤反力係数の算出方法は「4.8.2 (2) e. (c) ハ. 地盤反力係数」に、地盤反力上限値の算出方法は「4.8.2 (2) e. (c) ニ. 地盤反力上限値」による。

表 4.9-4 地盤バネケースの設定概要（重畳時）（表 4.8-11 の再掲）

地盤バネのケース	余震の有無	地盤ケース*1	地盤反力係数	地盤反力上限値	バネ値の大小関係
地盤バネ3	余震あり 重畳時	以下に示す3種類の地盤ケースに対して1次元有効応力解析を実施して、地盤の応答値が最大となる地盤条件を選定	道路橋示方書Ⅳに基づき設定することを基本*2とする。（入力条件である変形係数は、地表面加速度が最大となる時刻の収束剛性とする。）	地表面加速度が最大となる時刻の収束強度より設定	大
地盤バネ4		地盤ケース⑤ （平均 V_s による地盤物性非液化化条件） 地盤ケース⑥ （ $+1\sigma V_s$ による地盤物性非液化化条件）	道路橋示方書Ⅳに基づき設定することを基本*2とする。（入力条件である変形係数は、地表面変位が最大となる時刻の収束剛性とする。）	地表面変位が最大となる時刻の収束強度より設定	小
地盤バネ5		地盤ケース③' （ $-1\sigma V_s$ による地盤物性非液化化条件）	道路橋示方書Ⅳに基づき設定することを基本*2とする。（入力条件である変形係数は、せん断ひずみが最大となる時刻の収束剛性とする。）	せん断ひずみが最大となる時刻の収束強度より設定	小

注記 *1：地盤ケース⑤、⑥、③' に対し1次元有効応力解析を行い、地盤の応答値が最大となる地盤条件を選定

σ ：せん断波速度 V_s の標準偏差

*2：構造物同士（鋼管杭と鋼管杭、鋼管杭と中実鉄筋コンクリート）を接続するバネにおいては、道路橋示方書Ⅳの地盤バネではなく、 E_0 （変形係数）/1（連結バネの長さ）で算出した連結バネとして設定する。

北基礎及び南基礎ごとに設定した地盤バネの詳細を以下に示す。

a. 北基礎

(a) 地盤バネ設定

重畳時の地盤バネ（地盤バネ 3，地盤バネ 4 及び地盤バネ 5）は，表 4.9-4 に示す 3 種類の地盤ケース⑤，⑥及び③' に対する 1 次元有効応力解析を行い，最大地表面加速度になる地盤ケース，最大地表面変位になる地盤ケース及び最大せん断ひずみになる地盤ケースの 3 ケースを選定する必要がある。ここで，地盤ケース⑤は，平均地盤物性において非液化化の条件を仮定した地盤ケースを，地盤ケース⑥は地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液化化の条件を仮定した地盤ケースを，地盤ケース③' は地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）して非液化化の条件を仮定した地盤ケースを示す。「地表面応答加速度」，「地表面相対水平変位」及び「地盤のせん断ひずみ」がそれぞれ最大となる地盤ケースに基づき設定した地盤バネを，地盤バネ 3，地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 とする。

S_d-D1 波（余震）に対する 1 次元有効応力解析の結果を表 4.9-5 に示す。同表より，最大地表面加速度になる地盤ケース，最大地表面変位になる地盤ケース及び最大せん断ひずみになる地盤ケースは，以下のとおりである。

最大地表面加速度になる地盤ケースは，地盤ケース⑥であり，最大地表面加速度は 191.1 cm/s²（発生時刻 54.09 秒）である。したがって，地盤ケース⑥の 54.09 秒における地盤の収束剛性と収束強度を考慮して設定した地盤バネ（地盤反力係数及び地盤反力上限値）が，地盤バネ 3 である。

最大地表面変位になる地盤ケースは，地盤ケース③' であり，最大地表面変位は 11.8 cm（発生時刻 27.14 秒）である。したがって，地盤ケース③' の 27.14 秒における地盤の収束剛性と収束強度を考慮して設定した地盤バネが，地盤バネ 4 である。

最大せん断ひずみになる地盤ケースは，地盤ケース③' であり，最大せん断ひずみは 4.30×10⁻³（発生時刻 23.33 秒）である。したがって，地盤ケース③' の 23.33 秒における地盤の収束剛性と収束強度を考慮して設定した地盤バネが，地盤バネ 5 である。

表 4.9-5 1 次元有効応力解析による原地盤条件の選定(北基礎)

確認項目	地盤ケース(地盤条件)					
	地盤ケース⑤(非液化化)		地盤ケース⑥(非液化化+1 σ Vs)		地盤ケース③'(非液化化-1 σ Vs)	
		採用		採用		採用
最大地表面 加速度	189.2 cm/s ² (54.13 s)	-	191.1 cm/s ² (54.09 s)	バネ 3	190.4 cm/s ² (60.78 s)	-
最大地表面 変位	10.3 cm (27.05 s)	-	8.9 cm (27.01 s)	-	11.8 cm (27.14 s)	バネ 4
最大せん断 ひずみ	3.46×10 ⁻³ (23.21 s)	-	2.92×10 ⁻³ (23.15 s)	-	4.30×10 ⁻³ (23.33 s)	バネ 5

注記 地盤ケース⑤：原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース

地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液化化の条件を仮定した解析ケース

地盤ケース③'：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）して非液化化の条件を仮定した解析ケース

(b) 地盤反力係数と地盤反力上限値

北基礎において設定した地盤反力係数と地盤反力上限値を以下に示す。

表 4.9-5 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 ($+1\sigma$) 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③' 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤バネ 5 は最大せん断ひずみが発生する③' 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地盤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鋼製防護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 4.9-9 及び図 4.9-10 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 4.9-11～図 4.9-14 に示す。

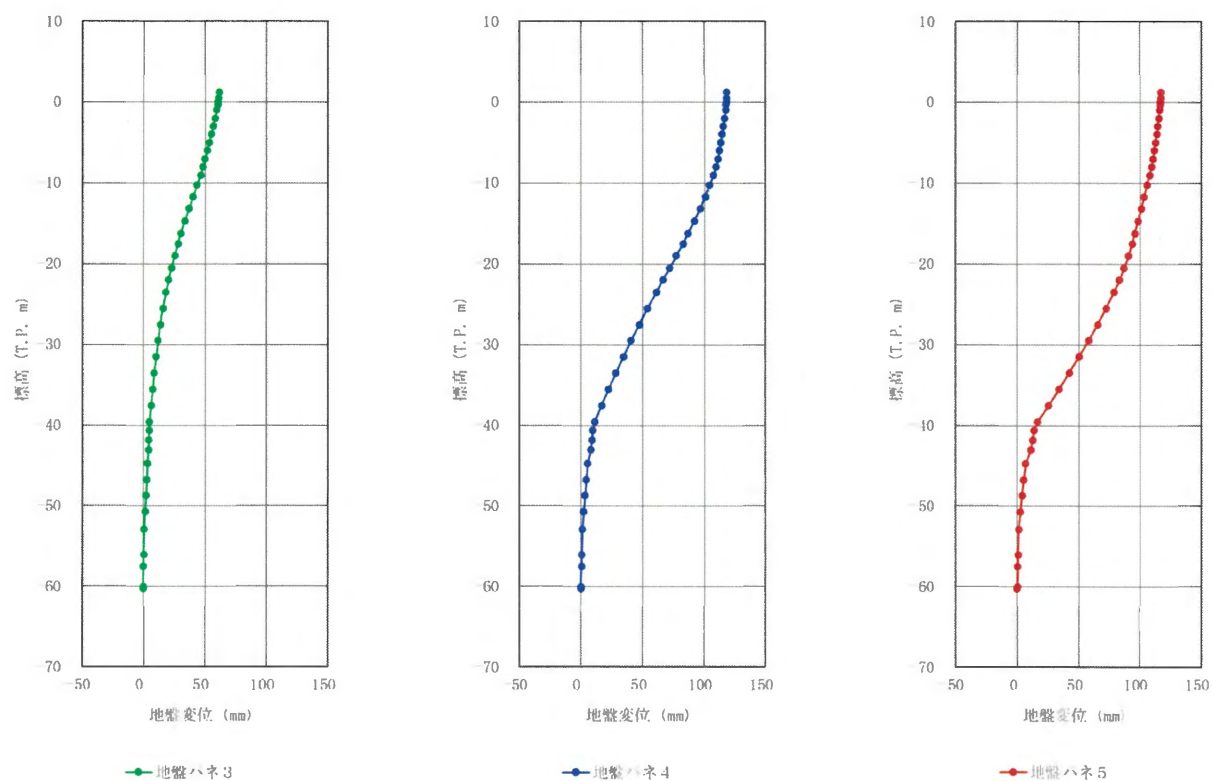


図 4.9-9 地盤バネケースの地盤変位分布図（北基礎）

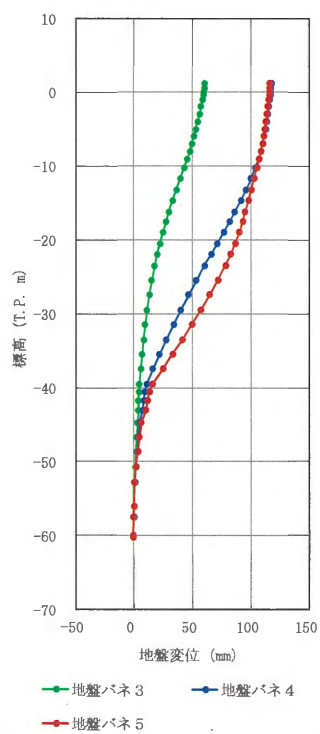


図 4.9-10 地盤バネケースの地盤変位比較図（北基礎）

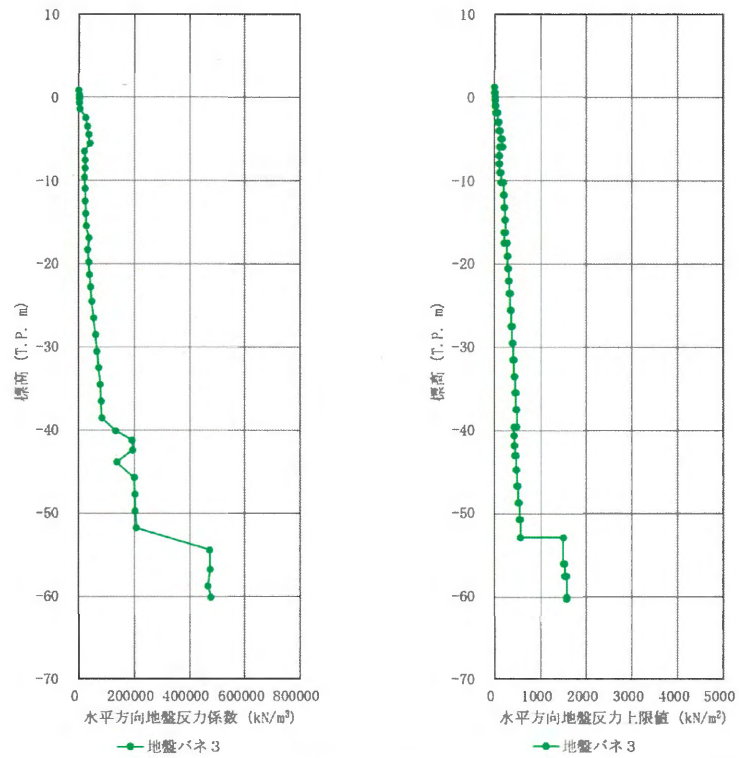


図 4.9-11 水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値（北基礎：地盤バネ 3）

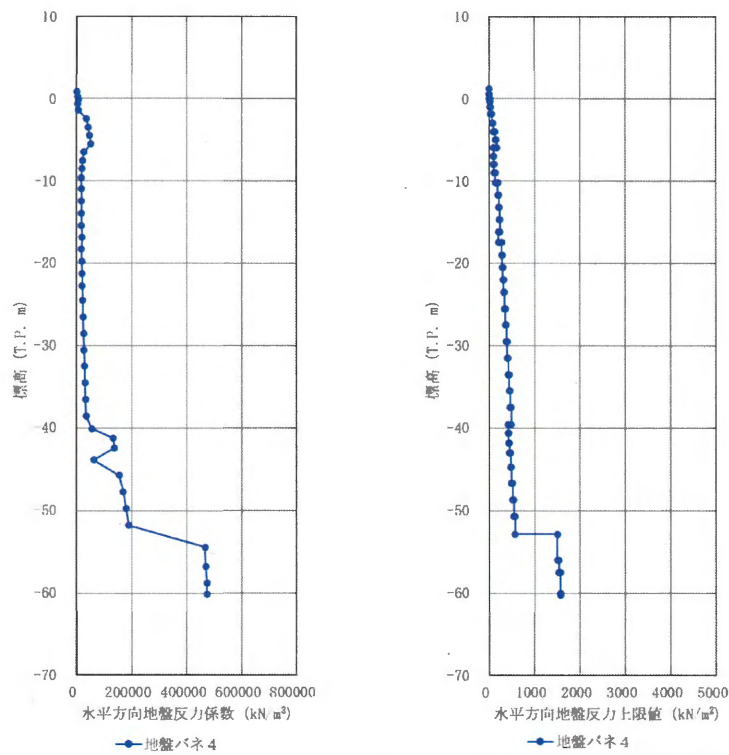


図 4.9-12 水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値（北基礎：地盤バネ 4）

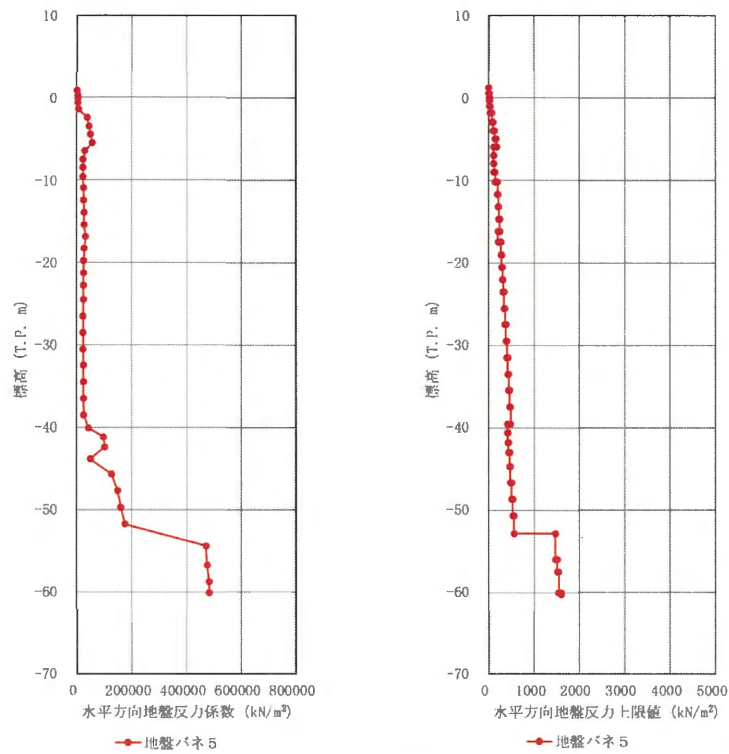


図 4.9-13 水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値（北基礎：地盤バネ 5）

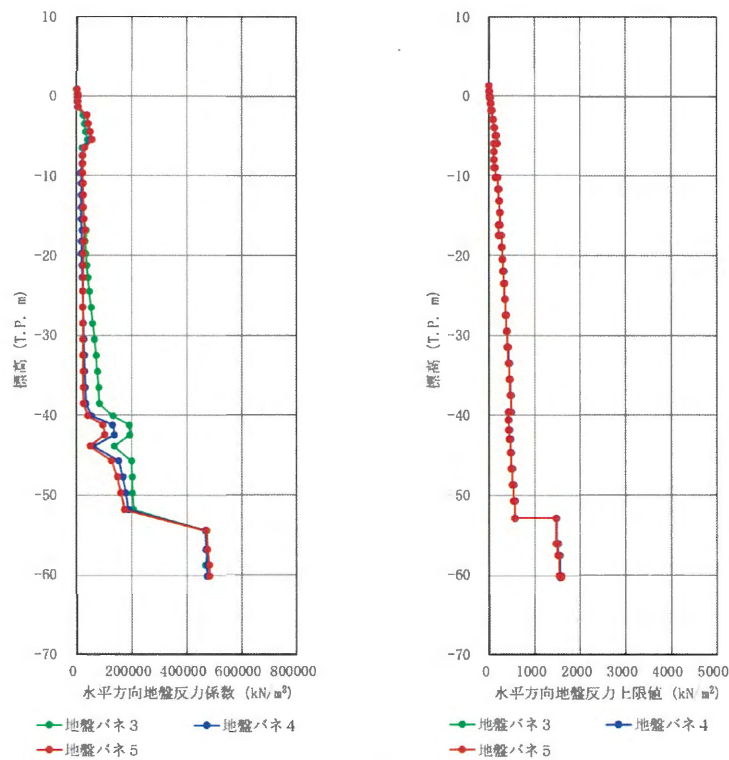


図 4.9-14 地盤バネ 3，地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 の
水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値比較図（北基礎）

b. 南基礎

(a) 地盤バネ設定

北基礎と同様に、重畳時の地盤バネ（地盤バネ 3、地盤バネ 4 及び地盤バネ 5）は、表 4.9-4 に示す 3 種類の地盤ケース⑤、⑥及び③' に対する 1 次元有効応力解析を行い、最大地表面加速度になる地盤ケース、最大地表面変位になる地盤ケース及び最大せん断ひずみになる地盤ケースの 3 ケースを選定する必要がある。ここで、地盤ケース⑤は、平均地盤物性において非液状化の条件を仮定した地盤ケースを、地盤ケース⑥は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地盤ケースを、地盤ケース③' は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地盤ケースを示す。「地表面応答加速度」、「地表面相対水平変位」及び「地盤のせん断ひずみ」がそれぞれ最大となる地盤ケースに基づき設定した地盤バネを、地盤バネ 3、地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 とする。

S_a-D 1 波（余震）に対する 1 次元有効応力解析の結果を、表 4.9-6 に示す。同表より、最大地表面加速度になる地盤ケース、最大地表面変位になる地盤ケース及び最大せん断ひずみになる地盤ケースは、以下のとおりである。

最大地表面加速度になる地盤ケースは、地盤ケース⑥であり、最大地表面加速度は 219.9 cm/s²（発生時刻 53.99 秒）である。したがって、地盤ケース⑥の 53.99 秒における地盤の収束剛性と収束強度を考慮して設定した地盤バネ（地盤反力係数及び地盤反力上限値）が、地盤バネ 3 である。

最大地表面変位になる地盤ケースは、地盤ケース③' であり、最大地表面変位は 8.6 cm（発生時刻 68.84 秒）である。したがって、地盤ケース③' の 68.84 秒における地盤の収束剛性と収束強度を考慮して設定した地盤バネが、地盤バネ 4 である。

最大せん断ひずみになる地盤ケースは、地盤ケース③' であり、最大せん断ひずみは 4.17×10⁻³（発生時刻 26.85 秒）である。したがって、地盤ケース③' の 26.85 秒における地盤の収束剛性と収束強度を考慮して設定した地盤バネが、地盤バネ 5 である。

表 4.9-6 1 次元有効応力解析による原地盤条件の選定（南基礎）

確認項目	地盤ケース（地盤条件）					
	地盤ケース⑤（非液状化）		地盤ケース⑥（非液状化+1 σ Vs）		地盤ケース③'（非液状化-1 σ Vs）	
		採用		採用		採用
最大地表面 加速度	215.6 cm/s ² (54.02 s)	-	219.9 cm/s ² (53.99 s)	バネ 3	208.0 cm/s ² (54.05 s)	-
最大地表面 変位	7.8 cm (68.81 s)	-	7.0 cm (68.78 s)	-	8.6 cm (68.84 s)	バネ 4
最大せん断 ひずみ	3.52×10 ⁻³ (68.77 s)	-	3.17×10 ⁻³ (53.99 s)	-	4.17×10 ⁻³ (26.85 s)	バネ 5

注記 地盤ケース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

地盤ケース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

地盤ケース③'：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

(b) 地盤反力係数と地盤反力上限値

南基礎において設定した地盤反力係数と地盤反力上限値を以下に示す。

表 4.9-6 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 ($+1\sigma$) 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③' 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤バネ 5 は最大せん断ひずみが発生する③' 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地盤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鋼製防護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 4.9-15 及び図 4.9-16 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 4.9-17～図 4.9-20 に示す。

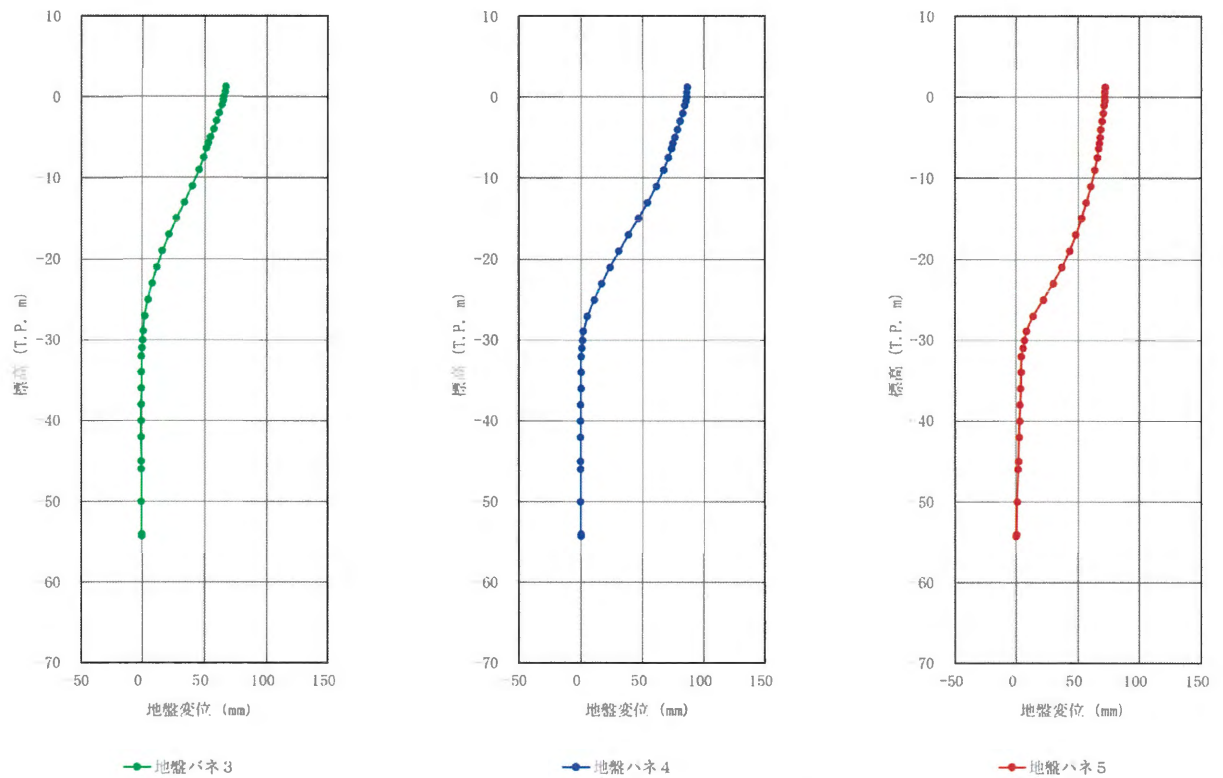


図 4.9-15 地盤バネケースの地盤変位分布図 (南基礎)

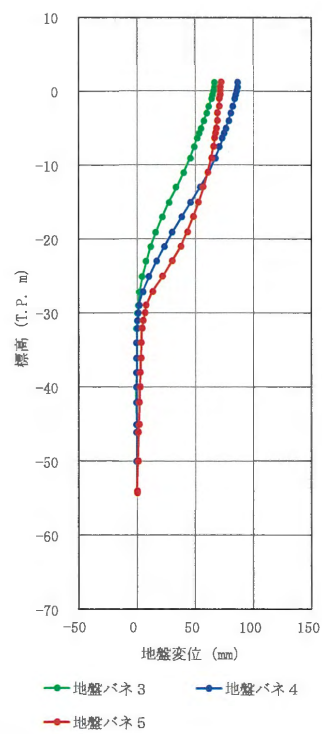


図 4.9-16 地盤バネケースの地盤変位比較図 (南基礎)

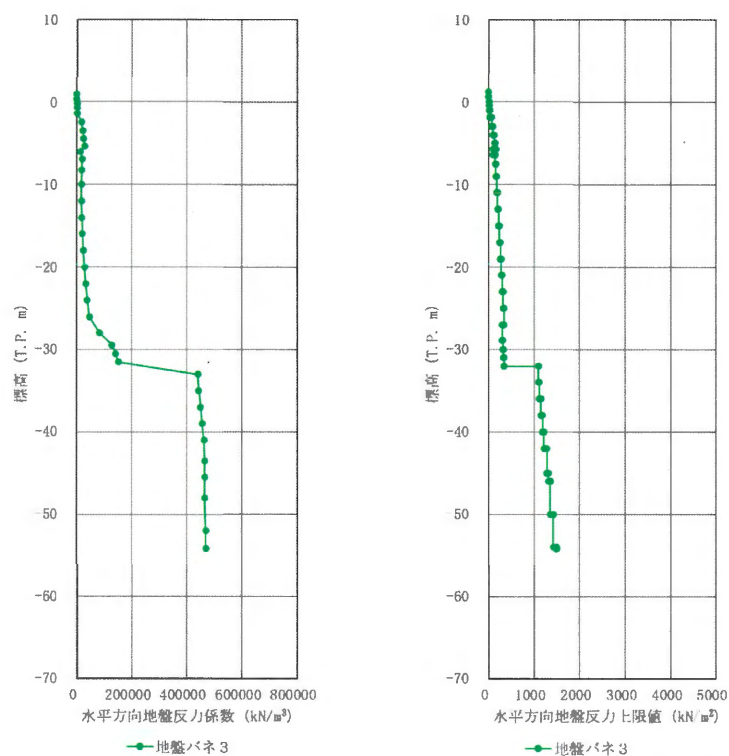


図 4.9-17 水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値（南基礎：地盤バネ 3）

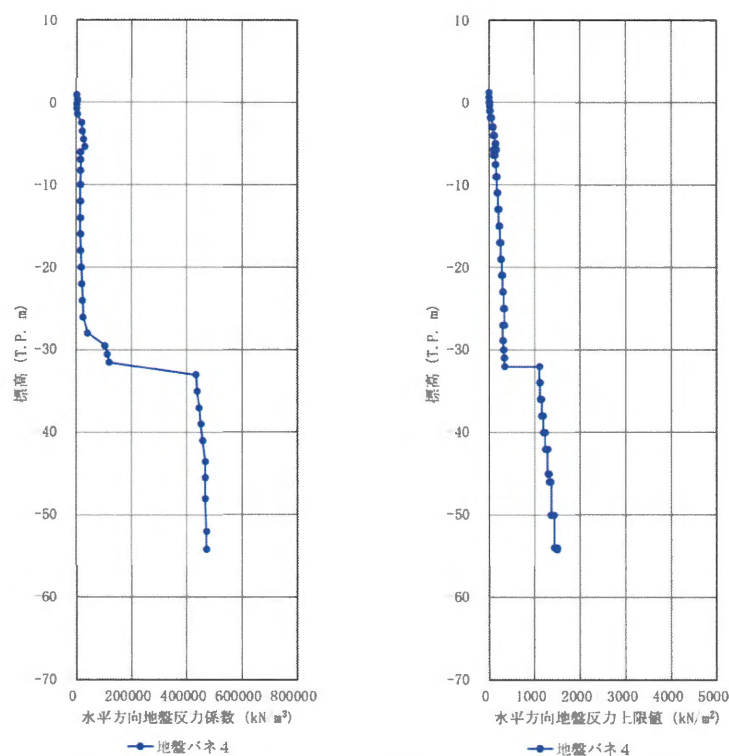


図 4.9-18 水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値（南基礎：地盤バネ 4）

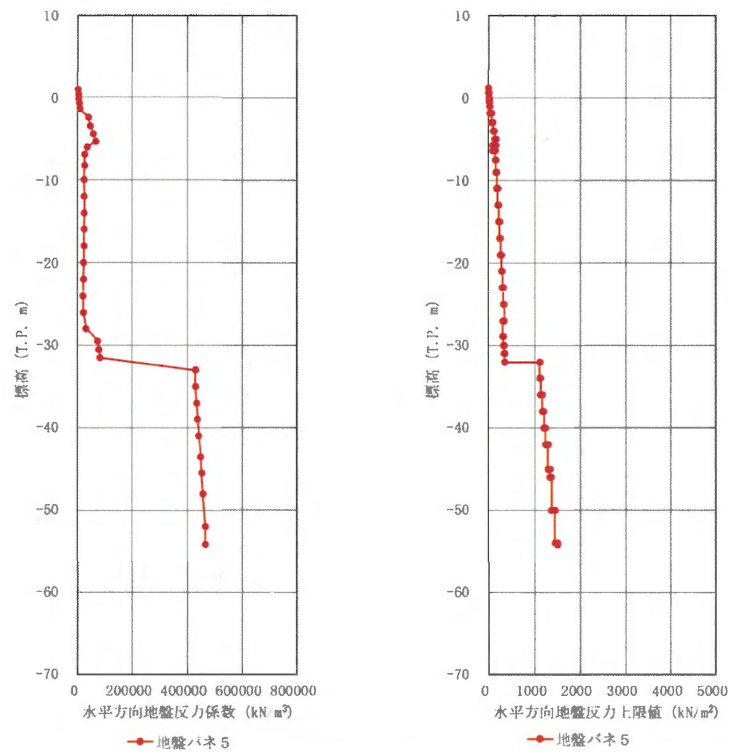


図 4.9-19 水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値（南基礎：地盤バネ 5）

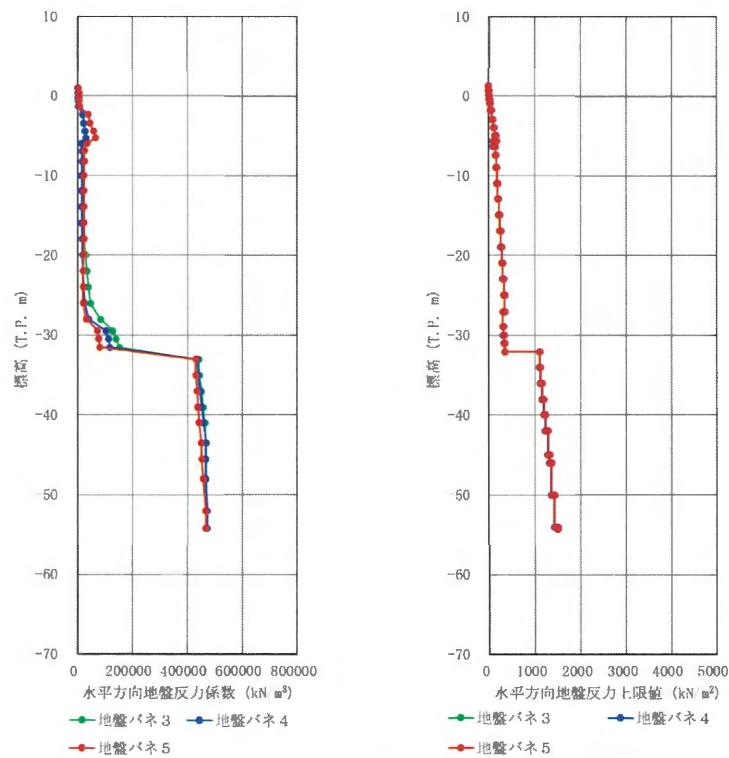


図 4.9-20 地盤バネ 3，地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 の
水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値比較図（南基礎）

(2) 余震による慣性力、動水圧及び応答変位

a. 慣性力

各地盤バネケースにおいて構造物に作用させる余震による慣性力（設計震度）は、「4.9.2 (1) 地盤バネ」の表 4.9-5 及び表 4.9-6 に示す南北基礎の 1 次元有効応力解析により算出した地表面加速度に基づき設定する。地表面加速度から設定した余震時の設計震度を表 4.9-7 に示す。同表から水平及び鉛直設計震度ともに南基礎の方が大きいことが確認できるため、地盤バネ 3～5 における水平及び鉛直設計震度は南基礎の値を考慮して設定する。3 次元静的フレーム解析では、ここで設定した設計震度に基づき構造物全体（鋼製防護壁及び鋼製防護壁基礎）の慣性力を設定する。

表 4.9-7 各地盤バネケースでの余震時の設計震度

地盤バネケース	水平設計震度		鉛直設計震度	
	北基礎	南基礎	北基礎	南基礎
地盤バネ 3	0.20 (191.1 cm/s ²)	0.23 (219.9 cm/s ²)	0.20 (191.5 cm/s ²)	0.21 (199.1 cm/s ²)
地盤バネ 4	0.20 (190.4 cm/s ²)	0.22 (208.0 cm/s ²)	0.20 (186.7 cm/s ²)	0.20 (196.1 cm/s ²)
地盤バネ 5	0.20 (190.4 cm/s ²)	0.22 (208.0 cm/s ²)	0.20 (186.7 cm/s ²)	0.20 (196.1 cm/s ²)

注記 括弧内の数値は、1 次元有効応力解析により算出した地表面加速度の最大値を示す。

b. 動水圧

余震による動水圧も上記のとおり南基礎の水平設計震度を用いて設定する。動水圧の算出式を、次式に示す。同式により算出した鋼製防護壁天端及び設置地盤標高の余震による動水圧を、表 4.9-8（基準津波の動水圧）及び表 4.9-9（敷地に遡上する津波の動水圧）に示す。

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

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 として下向きを正とした深さ (m)

表 4.9-8 余震時の動水圧（基準津波）

地盤バネケース	防護壁 天端高 (T. P.) (m)	最大津波 水位標高 (T. P.) (m)	設置地盤 標高 (T. P.) (m)	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	32.5
地盤バネ 5				0.0	32.5

注記 設置地盤標高は、「4.7.2 地盤沈下の考慮」に示す現地盤 T. P. +2.7m から地表面沈下 1.5m を考慮した標高を示す。

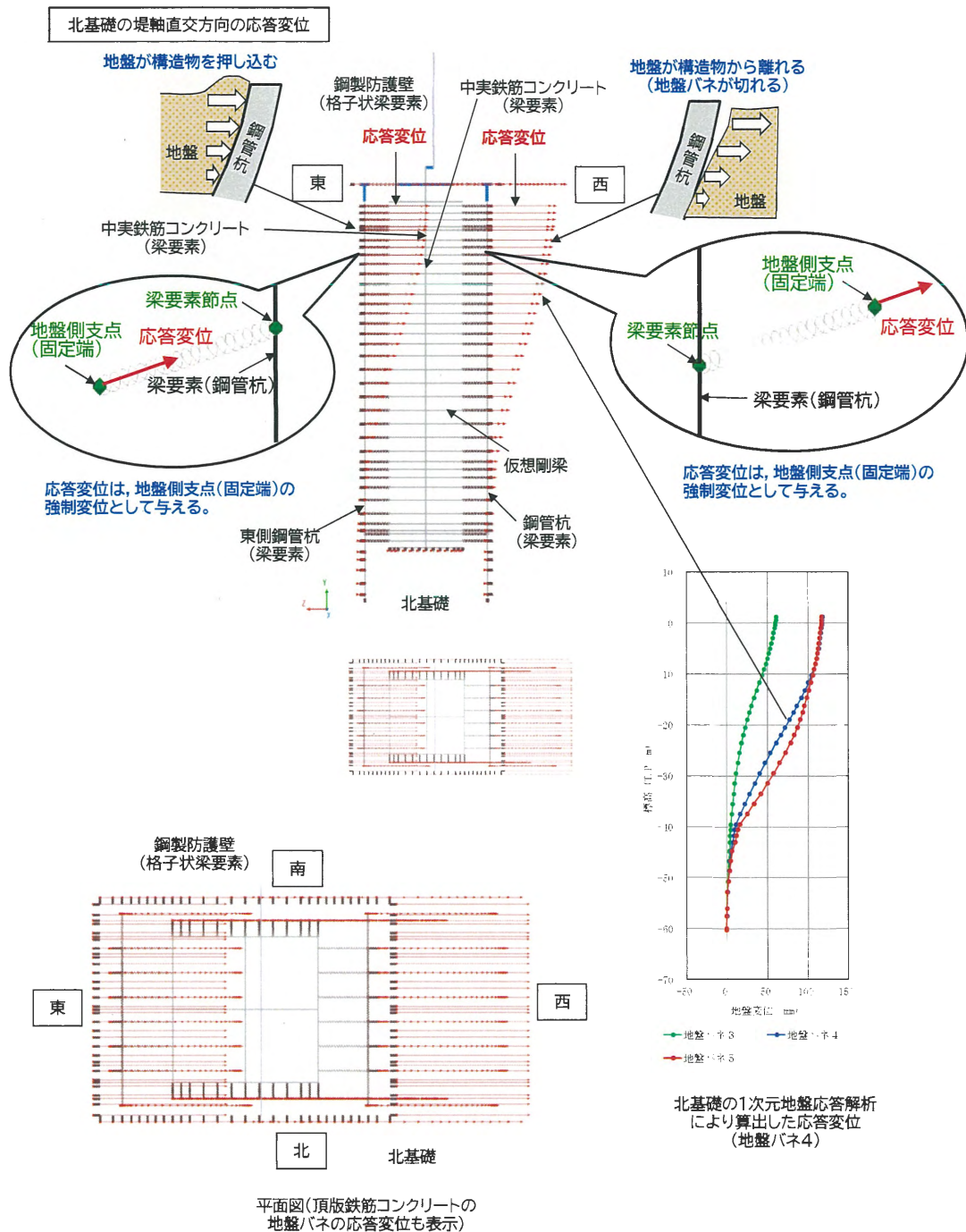
表 4.9-9 余震時の動水圧（敷地に遡上する津波）

地盤バネケース	防護壁 天端高 (T. P.) (m)	最大津波 水位標高 (T. P.) (m)	設置地盤 標高 (T. P.) (m)	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				18.6	44.3
地盤バネ 5				18.6	44.3

注記 設置地盤標高は、「4.7.2 地盤沈下の考慮」に示す現地盤 T. P. +2.7m から地表面沈下 1.5m を考慮した標高を示す。

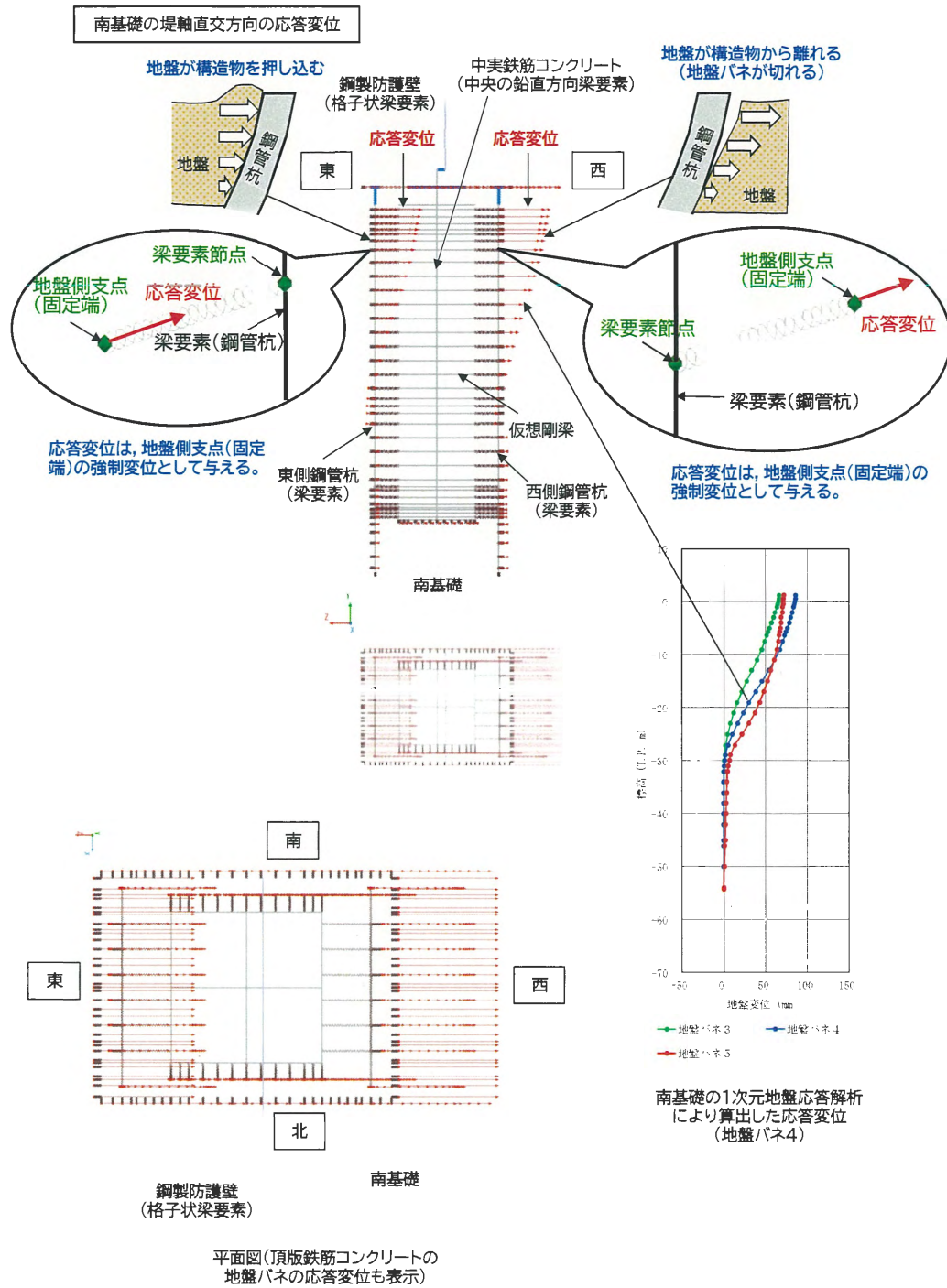
c. 応答変位

応答変位は、1次元有効応力解析により算出した地盤変位に基づき設定する。北基礎の応答変位は図 4.9-9 及び図 4.9-10 に、南基礎の応答変位は図 4.9-15 及び図 4.9-16 に示すとおりであり、これらの応答変位を3次元フレーム解析モデルに設定したものが、図 4.9-21～図 4.9-23 である。応答変位は、同図に示すとおり地盤バネの地盤側支点到強制変位として設定する。



堤軸直交方向の応答変位分布図(東向きの荷重組合せにおいては上図と逆向きになる)

図 4.9-22 北基礎の堤軸直交方向における応答変位の設定



堤軸直交方向の応答変位分布図 (東向き荷重組合せにおいては上図と逆向きになる)

図 4.9-23 南基礎の堤軸直交方向における応答変位の設定

(3) 津波種別ごとの荷重条件

a. 重畳時（基準津波）

表 4.9-10 に基準津波時の荷重条件を示す。

表 4.9-10 荷重条件(基準津波)

荷重の項目	単位	重畳時		
		地盤バネ3	地盤バネ4	地盤バネ5
重力加速度 g	m/s^2	9.80665		
設計用浸水深 h	m	8.35		
水平設計震度 K_h	—	0.23	0.22	0.22
鉛直設計震度 K_v	—	0.21	0.20	0.20
鋼製防護壁底面標高の波圧強度 p_1	kN/m^2	237.9		
鋼製防護壁天端標高の波圧強度 p_2	kN/m^2	63.1		
固定荷重 G	kN	430790		
積載荷重 P	kN	840		
積雪荷重 P_s	kN/m^2	0.21		
遡上津波荷重 P_t	kN	228050		
衝突荷重 P_c	kN	—	—	—
余震荷重				
水平方向慣性力 $K_{s dh}$	kN	99082	94774	94774
鉛直方向慣性力 $K_{s dv}$	kN	90466	86158	86158
動水圧合力 P_d	kN	27446	26253	26253
動水圧の作用高さ y	T. P. m	7.76		
風荷重 P_k	kN/m^2	—	—	—

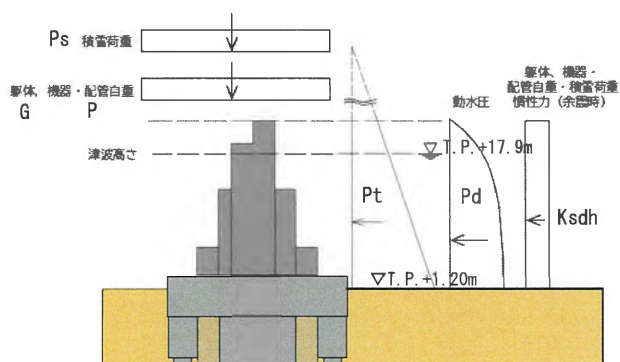


図 4.9-24 荷重条件(基準津波)

b. 重畳時（敷地に遡上する津波）

表 4.9-11 に敷地に遡上する津波時の荷重条件を示す。

表 4.9-11 荷重条件(敷地に遡上する津波)

荷重の項目	単位	重畳時		
		地盤バネ 3	地盤バネ 4	地盤バネ 5
重力加速度	g	m/s^2		
設計用浸水深	h	m		
水平設計震度	K_h	—	0.23	0.22
鉛直設計震度	K_v	—	0.21	0.20
鋼製防護壁底面標高の波圧強度	p_1	kN/m^2		
鋼製防護壁天端標高の波圧強度	p_2	kN/m^2		
固定荷重	G	kN		
積載荷重	P	kN		
積雪荷重	P_s	kN/m^2		
遡上津波荷重	P_t	kN		
衝突荷重	P_c	—	—	—
余震荷重				
水平方向慣性力	$K_{s d h}$	kN	99082	94774
鉛直方向慣性力	$K_{s d v}$	kN	90466	86158
動水圧合力	P_d	kN	48614	46500
動水圧の作用高さ	y	T. P. m	9.27	
風荷重	P_k	kN/m^2	—	—

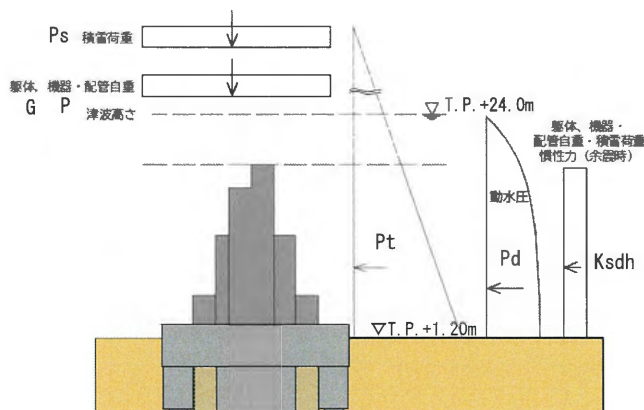


図 4.9-25 荷重条件(敷地に遡上する津波)

4.10 評価結果

4.10.1 評価結果総括

防潮堤（鋼製防護壁）の評価結果総括表を表 4.10-1～表 4.10-5 に示す。

鋼製防護壁基礎は、中実鉄筋コンクリート、鋼管杭、巻立て鉄筋コンクリート、杭頭接合部及び頂版鉄筋コンクリートにおいて、発生応力が許容限界以下である。鋼製防護壁は、主部材において、発生応力が許容限界以下である。接合部は、アンカーボルト、ベースプレート及び中詰め鉄筋コンクリートにおいて、発生応力が許容限界以下である。

支持性能は、中実鉄筋コンクリート及び鋼管杭において、接地圧が極限支持力度以下である。

止水ジョイント部は止水ジョイント部材の変形量が許容限界以下である。

以上より、耐津波評価において、各評価対象部位の発生応力、接地圧及び変位量が許容限界以下であることを確認した。

なお、評価結果総括表に示す最大照査値のほとんどは、荷重が最大になる重畳時（敷地に遡上する津波）において発生しているが、最大照査値の一部は他の荷重ケースにおいて発生している。

これらのうち北基礎の杭頭接合部（鋼管杭頭及び巻立て鉄筋コンクリート）のコンクリート圧縮応力度では、重畳時（基準津波時）に最大照査値が発生している。これは、許容限界の設定において考慮する割増係数によるものである。敷地に遡上する津波に対するコンクリート圧縮応力度の許容限界は割増係数 2.0（鉄筋は 1.65）を乗じて設定するため、許容限界が 32 N/mm^2 になる。一方、基準津波に対するコンクリート圧縮応力度の許容限界は割増係数 1.5（鉄筋も 1.5）を乗じて設定するため、 24 N/mm^2 になる。したがって、基準津波を対象にする場合の方が、許容限界の割増率が小さくなる。荷重については、敷地に遡上する津波を対象にする場合よりも基準津波を対象にする場合の方が、荷重が小さいため、発生する応力度は基準津波を対象にする場合の方が小さくなる。しかし、上記のとおり許容限界も小さいため、応力度の発生状況によっては、基準津波を対象にした場合の照査値が敷地に遡上する津波を対象にする場合の照査値を上回ることがある。このような状況が発生したのが、北基礎の杭頭接合部のコンクリート圧縮応力度の最大照査値である。

さらに、巻立て鉄筋コンクリートのコンクリート圧縮応力度に対する照査では、津波時（敷地に遡上する津波）の地盤バネ 2 で最大照査値が発生し、同せん断力に対する照査では、津波時（敷地に遡上する津波）の地盤バネ 1 で最大照査値が発生する。津波時の地盤バネの設定は、剛性及び強度について両極端（最高剛性の地盤バネ 1 及び最低剛性の地盤バネ 2）であるため、巻立て鉄筋コンクリートと頂版鉄筋コンクリートの接合部付近に大きな影響が生じる。地盤バネ 1 のように剛性の高い地盤バネは地盤反力が大きいため、巻立て鉄筋コンクリートが地盤反力を受けることにより、頂版鉄筋コンクリートとの接合部付近において断面力、特にせん断力が局所的に増加する。一方、地盤バネ 2 のように剛性の低い地盤バネは地盤反力が小さいため、巻立て鉄筋コンクリートは地盤による拘束を受け難くなる。このため、巻立て鉄筋コンクリートが変形しやすくなり、頂版鉄筋コンクリートとの接合部付近において断面力、特に曲げモーメントが局所的に増加する。このように、部材によっては地盤拘束の影響を強く受けるものがあり、その典型的な例が以上で示した巻立て鉄筋コンクリートである。

表 4.10-1 鋼製防護壁基礎の評価結果総括表

評価対象部材		評価項目	北基礎				南基礎					
			津波 種別	地盤 パネ	発生値	許容 限界	照査 値	津波 種別	地盤 パネ	発生値	許容 限界	照査 値
中実鉄筋コンクリート		コンクリート 圧縮応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	5 重畳	13.3	32.0	0.42	基準 津波	4 重畳	12.6	24.0	0.53
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	5 重畳	257.4	478.5	0.54	遡上 津波	4 重畳	265.8	478.5	0.56
		せん断力 (kN)	遡上 津波	3 重畳	185592	229529	0.81	遡上 津波	4 重畳	214108	247591	0.87
鋼管杭		曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	4 重畳	452.4	500.0	0.91	遡上 津波	5 重畳	434.1	500.0	0.87
		曲げ引張応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	5 重畳	420.1	500.0	0.85	遡上 津波	5 重畳	393.4	500.0	0.79
		せん断応力度 (N/mm ²)	基準 津波	5 重畳	38.4	255.0	0.16	遡上 津波	4 重畳	45.3	285.0	0.16
巻立て 鉄筋 コンク リート	鉄筋コンク リート	コンクリート 圧縮応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	2 津波	25.5	32.0	0.80	遡上 津波	2 津波	23.6	32.0	0.74
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	5 重畳	410.9	660.0	0.63	遡上 津波	5 重畳	394.3	660.0	0.60
		せん断力 (kN)	遡上 津波	1 津波	14028	14469	0.97	遡上 津波	1 津波	8494	9187	0.93
	内部の 鋼管杭	曲げ圧縮応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	5 重畳	194.9	500.0	0.39	遡上 津波	5 重畳	200.5	500.0	0.41
		曲げ引張応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	5 重畳	311.2	500.0	0.63	遡上 津波	5 重畳	312.2	500.0	0.63
		せん断応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	1 津波	237.0	285.0	0.84	遡上 津波	1 津波	216.8	285.0	0.77
杭頭 接合部	鋼管杭頭部	コンクリート 圧縮応力度 (N/mm ²)	基準 津波	5 重畳	9.0	24.0	0.38	遡上 津波	5 重畳	11.4	32.0	0.36
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	5 重畳	355.5	660.0	0.54	遡上 津波	5 重畳	359.3	660.0	0.55
	巻立て鉄筋 コンクリー ト部	コンクリート 圧縮応力度 (N/mm ²)	基準 津波	4, 5 重畳	22.4	24.0	0.94	遡上 津波	2 津波	28.9	32.0	0.91
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	5 重畳	606.3	660.0	0.92	遡上 津波	4 重畳	632.5	660.0	0.96
頂版鉄筋コンクリート		コンクリート 圧縮応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	5 重畳	21.7	32.0	0.68	遡上 津波	4 重畳	18.8	32.0	0.59
		鉄筋引張応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	5 重畳	593.8	660.0	0.90	遡上 津波	5 重畳	432.3	478.5	0.91
		せん断力 (kN)	遡上 津波	5 重畳	28748	31785	0.91	遡上 津波	5 重畳	29790	31712	0.94

注記 各評価項目において、北基礎の評価結果と南基礎の評価結果を比較して大きい方を で着色する。
地盤パネの欄に示す上段の数字は地盤パネケース、下段は決定した荷重（「津波時」又は「重畳時」）を示す。

表 4.10-2 鋼製防護壁の評価結果総括表

評価対象部材	評価項目	鋼製防護壁				
		津波種別	地盤 パネ	発生値	許容限界	照査値
鋼製防護壁 外面鋼板及び 隔壁からなる 主部材 (SBHS700)	直応力度 (N/mm ²)	遡上津波	5 重畳	324.6	697.0	0.47
	せん断応力度 (N/mm ²)	遡上津波	5 重畳	246.6	399.5	0.62
	合成応力度 (—)	遡上津波	5 重畳	0.56	1.20	0.47
鋼製防護壁 補剛材 (SBHS700)	断面 2 次モーメント (cm ⁴)	—	—	26483	37137	0.72
	断面積 (cm ²)	—	—	35.8	108.8	0.33
鋼製防護壁 添接板 (SBHS700)	引張軸力最大時 必要断面積 (cm ²)	—	—	70.3	270.3	0.27
	圧縮軸力最大時 必要断面積 (cm ²)	—	—	67.5	373.9	0.19

注記 地盤パネの欄に示す上段の数字は地盤パネケース，下段は決定した荷重（「津波時」又は「重畳時」）を示す。

表 4.10-3 接合部の評価結果総括表

評価対象部材			北基礎接合部					南基礎接合部				
			津波 種別	地盤 パネ	発生値	許容 限界	照査 値	津波 種別	地盤 パネ	発生値	許容 限界	照査 値
アンカー ボルト 接合部	アンカー ボルト	引張応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	3 重畳	188.3	355.0	0.54	遡上 津波	5 重畳	216.2	355.0	0.61
		定着長 (cm)	—	—	236.9	252.0	0.95	—	—	236.9	252.0	0.95
	ベース プレート	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	3 重畳	148.2	450.0	0.33	遡上 津波	5 重畳	163.3	450.0	0.37
		曲げ応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	3 重畳	41.8	355.0	0.12	遡上 津波	5 重畳	46.0	355.0	0.13
		せん断力応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	3 重畳	35.2	260.0	0.14	遡上 津波	5 重畳	38.8	260.0	0.15
		合成応力度 (—)	遡上 津波	3 重畳	0.030	1.20	0.03	遡上 津波	5 重畳	0.036	1.20	0.04
	コーン せん断 補強鉄筋	コーンせん断応 力度 (N/mm ²)	遡上 津波	3 重畳	0.994	1.407	0.71	遡上 津波	5 重畳	1.142	1.554	0.74
中詰め 鉄筋 コンクリ ート	せん断 補強鉄筋	せん断力 (kN)	遡上 津波	3 重畳	198989	252547	0.79	遡上 津波	5 重畳	224237	252547	0.89
	水平回転 に対する 鉄筋	水平鉄筋応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	3 重畳	201.4	478.5	0.43	遡上 津波	5 重畳	331.4	478.5	0.70
	水平回転 に対する 鉄筋	鉛直鉄筋応力度 (N/mm ²)	遡上 津波	3 重畳	115.9	478.5	0.25	遡上 津波	5 重畳	190.6	478.5	0.40
	ずれ止め スタッド	スタッドの配置 間隔 (mm)	遡上 津波	3 重畳	100mm × 100mm	137mm × 137mm	0.54	遡上 津波	5 重畳	100mm × 100mm	118mm × 118mm	0.72

注記 各評価項目において、北基礎の評価結果と南基礎の評価結果を比較して大きい方を で着色する。

地盤パネの欄に示す上段の数字は地盤パネケース，下段は決定した荷重（「津波時」又は「重畳時」）を示す。

表 4.10-4 支持性能の評価結果総括表

評価対象部材	評価項目	北基礎底面					南基礎底面				
		津波種別	地盤ケース	発生値	許容限界	照査値	津波種別	地盤ケース	発生値	許容限界	照査値
中実鉄筋コンクリート底面	支持力度 (kN/m ²)	基準津波	⑤	1918	6116	0.32	基準津波	⑥	1642	5991	0.28
鋼管杭底面	支持力度 (kN/m ²)	遡上津波	③	4338	5092	0.86	遡上津波	③	3849	5039	0.77

注記 各評価項目において、北基礎の評価結果と南基礎の評価結果を比較して大きい方を で着色する。

表 4.10-5 止水ジョイント部の評価結果総括表

評価対象部材	評価項目	北基礎			
		津波種別	地盤パネ	発生値	許容限界
止水ジョイント部材	変形量 (m)	遡上津波	5重畳	1.059	2.000

注記 地盤パネの欄に示す上段の数字は地盤パネケース，下段は決定した荷重（「津波時」又は「重畳時」）を示す。

4.10.2 評価結果詳細

防潮堤（鋼製防護壁）を構成する各部材の評価結果の詳細を、津波時及び重畳時に区分して以下に示す。

(1) 津波時の強度評価結果

a. 鋼製防護壁基礎の評価結果

(a) 中実鉄筋コンクリートの評価結果

イ. 曲げ軸力に対する評価結果

曲げ軸力に対する評価は、部材の断面力及び応力度の発生状況に基づき、鉄筋仕様の異なる5種類の部材に対して行う。部材の構成は、図4.10-1に示すとおり北基礎が1種類、南基礎が4種類（上部、中央（上）、中央（下）及び下部）であり、これらの部材の概略配筋図は図4.10-43～図4.10-49に示すとおりである。

3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力によりコンクリート及び鉄筋に発生する応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表4.10-6及び表4.10-7に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表4.10-8及び表4.10-9にそれぞれ示す。なお、発生応力度は、各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表4.10-6～表4.10-9に示す照査結果では、5種類の部材に対して2種類の地盤バネ条件（地盤バネ1及び地盤バネ2）のうち照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図4.10-2～図4.10-21に示す。

中実鉄筋コンクリート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短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。なお、コンクリートの曲げ軸力に対する照査の最大照査値は、地盤バネ2において発生し、津波時（基準津波）において0.12（北基礎）、津波時（敷地に遡上する津波）において0.16（南基礎上部）である。鉄筋の曲げ軸力に対する照査の最大照査値は、地盤バネ2において発生し、津波時（基準津波）において0.09（北基礎）、津波時（敷地に遡上する津波）において0.17（南基礎上部）である。

以上のことから、中実鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。

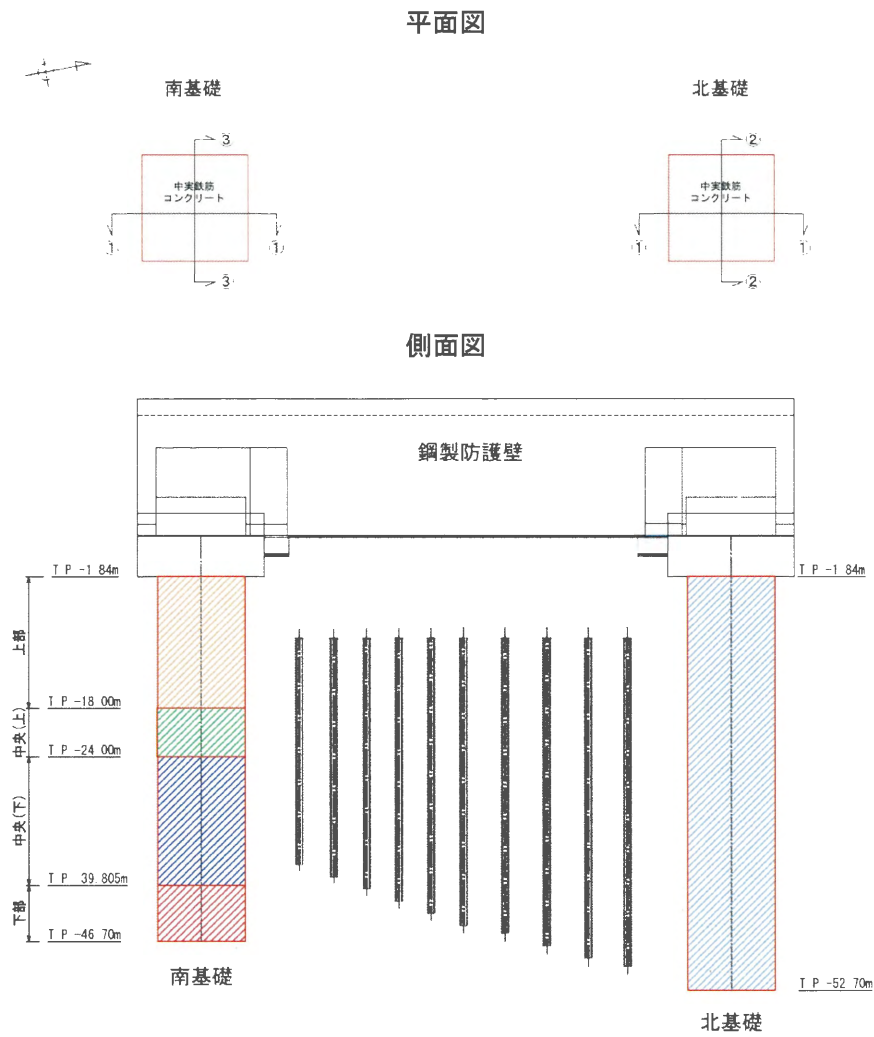


図 4.10-1 評価位置図（中実鉄筋コンクリート）

表 4.10-6 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果 (津波時 (基準津波))

地盤 パネ ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様	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}	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)					
地盤 パネ 1	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	507505	-61629	2.3	24	0.10	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	52811					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	540243	-75574	2.3	24	0.10	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-47616					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	516555	-83115	1.9	24	0.08	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-25319					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	407810	-96431	1.4	24	0.06	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	-3998					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	121471	-84814	0.8	24	0.04	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	6204					
地盤 パネ 2	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	611305	-89084	2.8	24	0.12	○
			①－①断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	66606					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	595742	-102557	2.7	24	0.12	○
			①－①断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-82397					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	699989	-117152	2.7	24	0.12	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-62012					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	756058	-129732	2.6	24	0.11	○
			①－①断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	-43405					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	495489	-119495	2.0	24	0.09	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-12487					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋 (鉛直方向) の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の数値は、中実鉄筋コンクリートの水平断面の中心に向かって配置する段数を示す。鉄筋の材質は、SD490 である。

評価位置は図 4.10-1 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-7 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（津波時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様	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}	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)					
地盤 パネ 1	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	890401	-75204	3.7	32	0.12	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	66718					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	944531	-89828	3.8	32	0.12	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	-58803					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	900941	-93232	3.1	32	0.10	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-42204					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	716219	-105444	2.3	32	0.08	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	-15533					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	224723	-92219	1.1	32	0.04	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	4374					
地盤 パネ 2	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	1100151	-96029	4.7	32	0.15	○
			①－①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	99193					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	1200316	-100568	4.8	32	0.16	○
			①－①断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	-101366					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	1327676	-114523	4.6	32	0.15	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-81136					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	1375256	-126924	4.3	32	0.14	○
			①－①断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	-61842					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	861778	-130303	3.2	32	0.10	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-22895					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の数値は、中実鉄筋コンクリートの水平断面の中心に向かって配置する段数を示す。鉄筋の材質は、SD490 である。

評価位置は図 4.10-1 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-8 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（津波時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様	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}	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)					
地盤 パネ 1	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	493573	-57912	31.8	435	0.08	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	58520					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	525943	-72246	28.6	435	0.07	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	-56293					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	516555	-83115	19.8	435	0.05	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-25319					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	407810	-96431	9.7	435	0.03	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	-3998					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	121471	-84814	0.0	435	0.00	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	6204					
地盤 パネ 2	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	589325	-75631	37.0	435	0.09	○
			①－①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	82422					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	595742	-102557	28.7	435	0.07	○
			①－①断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	-82397					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	699989	-117152	27.4	435	0.07	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-62012					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	746648	-126824	25.6	435	0.06	○
			①－①断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	-48467					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	495489	-119495	12.8	435	0.03	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-12487					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の数値は、中実鉄筋コンクリートの水平断面の中心に向かって配置する段数を示す。鉄筋の材質は、SD490 である。

評価位置は図 4.10-1 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-9 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（津波時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様	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}	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)					
地盤 パネ 1	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	884570	-73399	63.4	478.5	0.14	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	73491					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	937544	-86803	59.1	478.5	0.13	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	-67658					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	900941	-93232	43.3	478.5	0.10	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-42204					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	716219	-105444	25.4	478.5	0.06	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	-15533					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	224723	-92219	1.2	478.5	0.01	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	4374					
地盤 パネ 2	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	1087170	-89908	79.0	478.5	0.17	○
			①－①断面	10700	10700	10050	D51@150 (7段)	108002					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	1200316	-100568	79.1	478.5	0.17	○
			①－①断面	10700	10700	9976	D51@150 (8段)	-101366					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	1327676	-114523	68.8	478.5	0.15	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-81136					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	1370385	-123761	60.9	478.5	0.13	○
			①－①断面	10700	10700	9262	D51@150 (17.5段)	-67158					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	861778	-130303	34.7	478.5	0.08	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51@150 (11段)	-22895					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の数値は、中実鉄筋コンクリートの水平断面の中心に向かって配置する段数を示す。鉄筋の材質は、SD490 である。

評価位置は図 4.10-1 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

北基礎

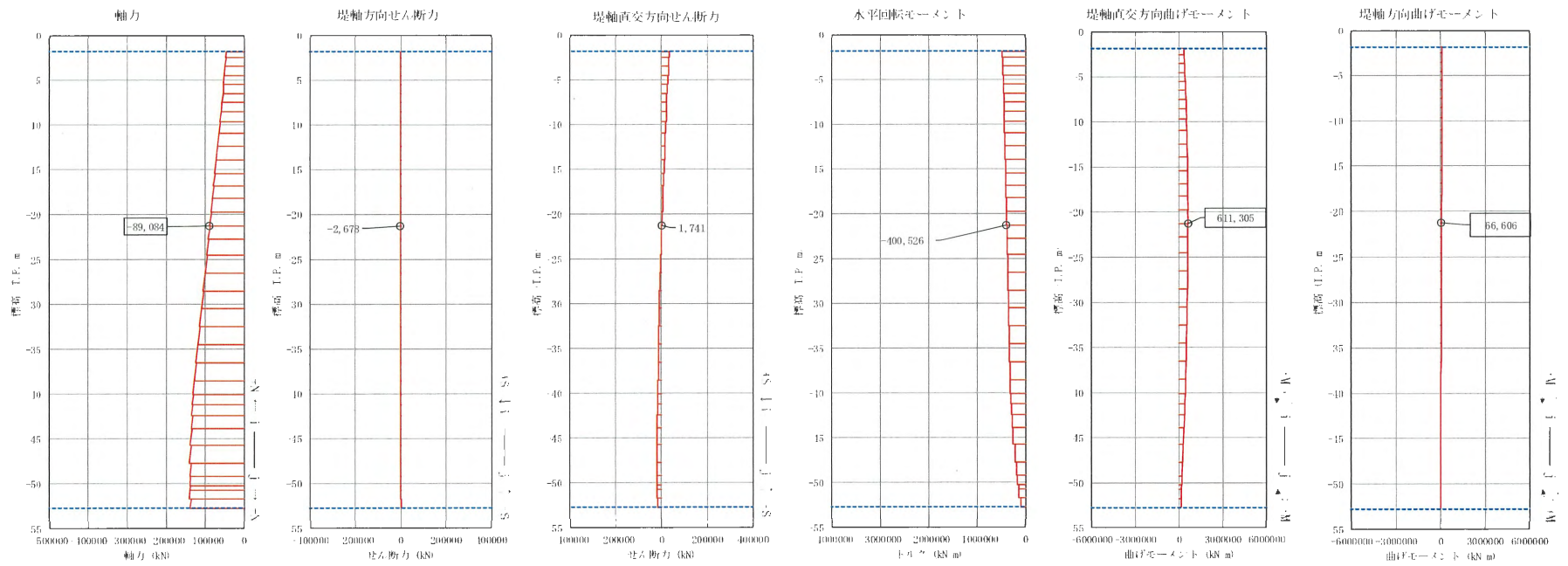


図 4.10-2 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ②-②断面, (津波時 (基準津波), 北基礎, 地盤バネ 2)

南基礎

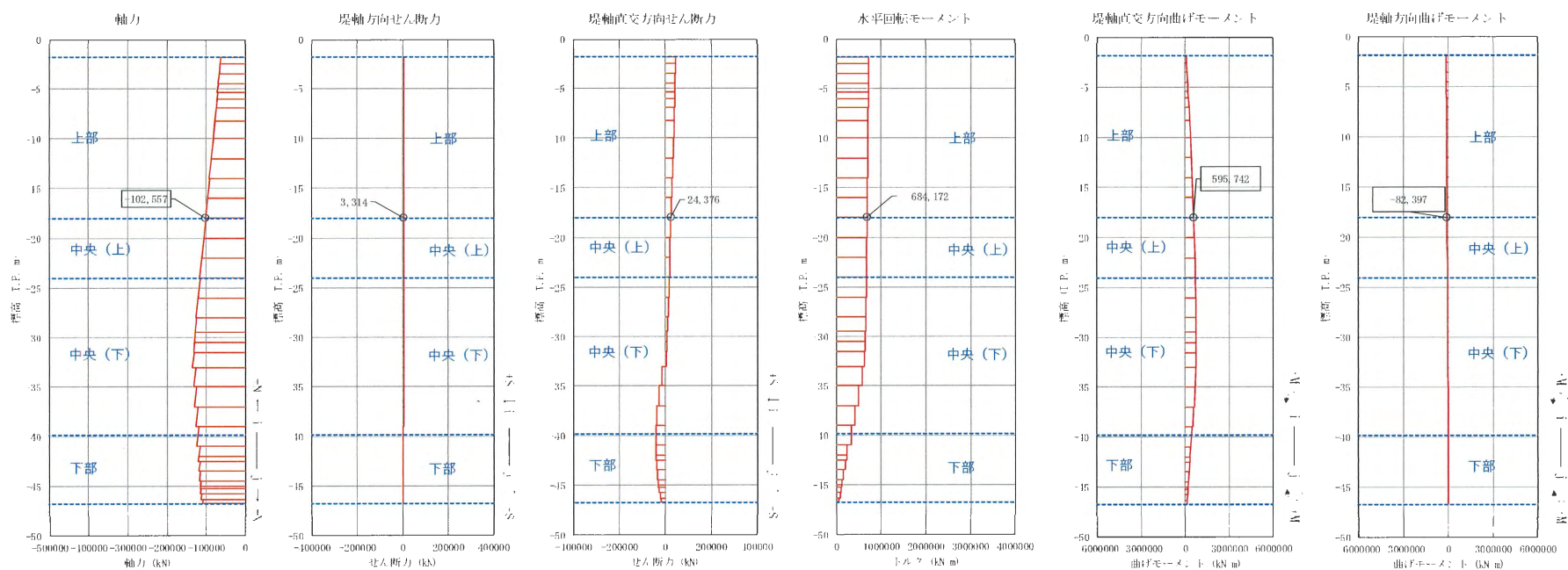


図 4.10-3 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (津波時 (基準津波), 南基礎 上部, 地盤バネ 2)

南基礎

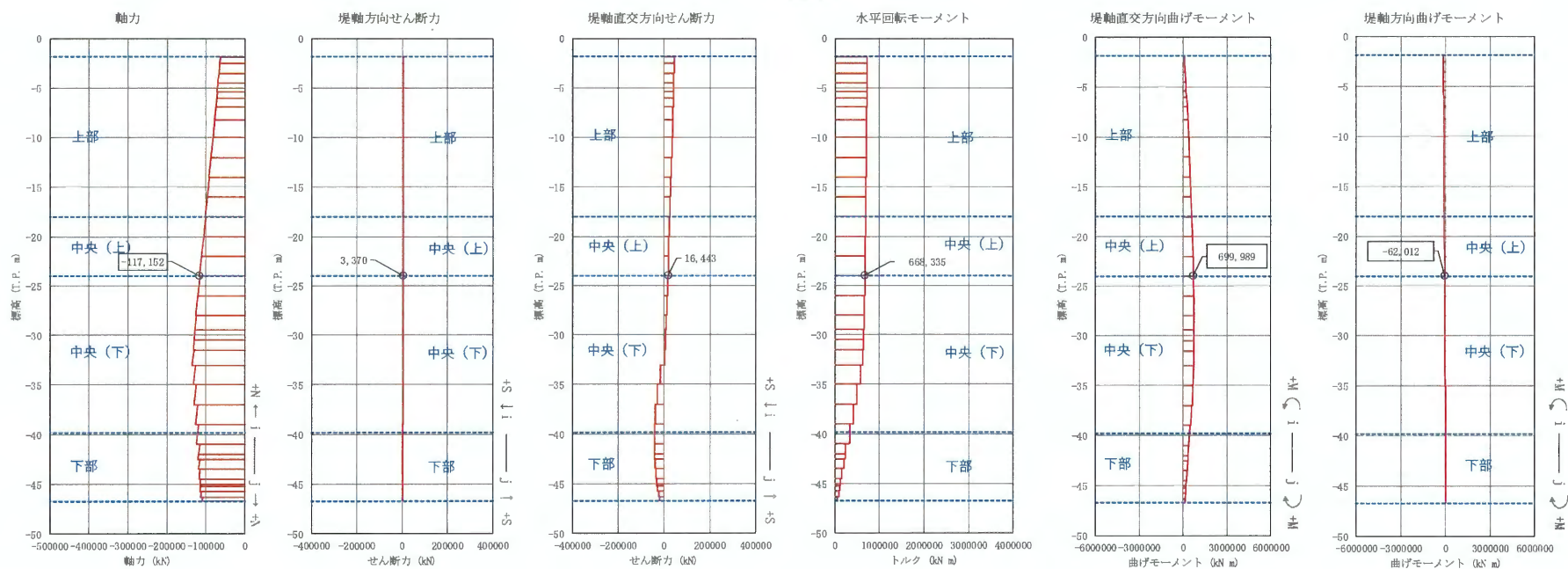


図 4.10-4 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (津波時 (基準津波), 南基礎 中央 (上), 地盤バネ 2)

南基礎

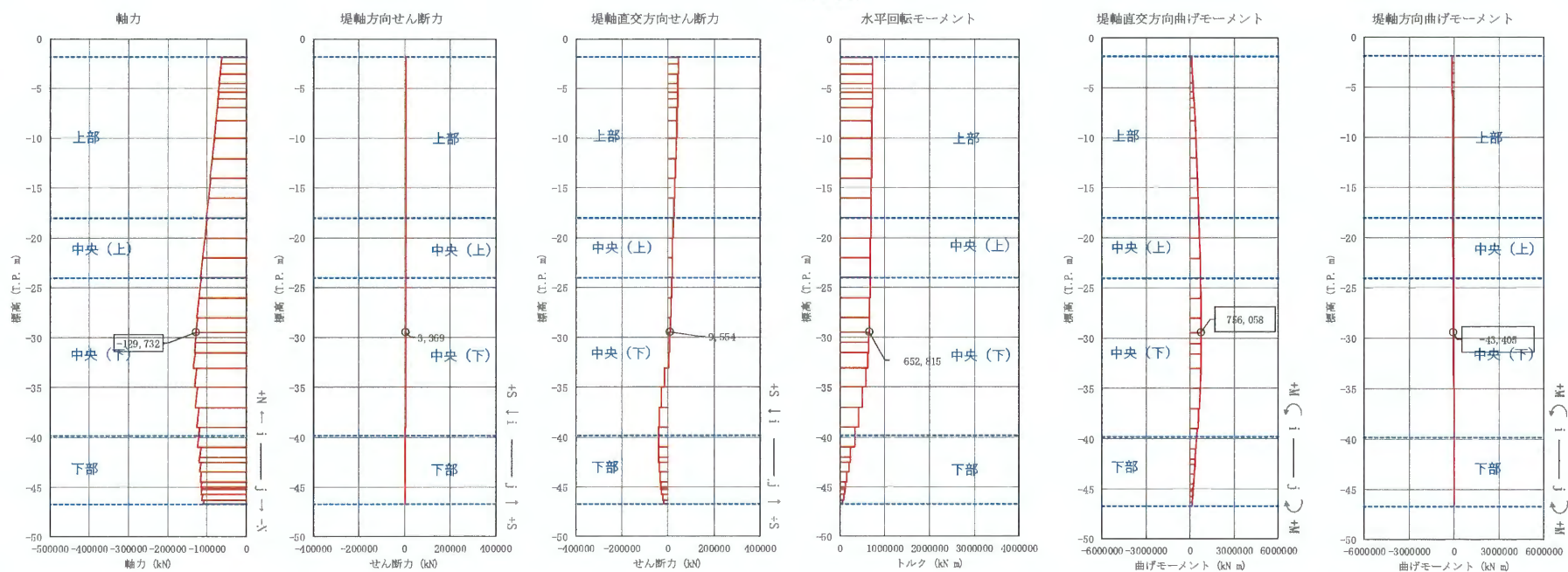


図 4.10-5 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (津波時 (基準津波), 南基礎 中央 (下), 地盤バネ 2)

南基礎

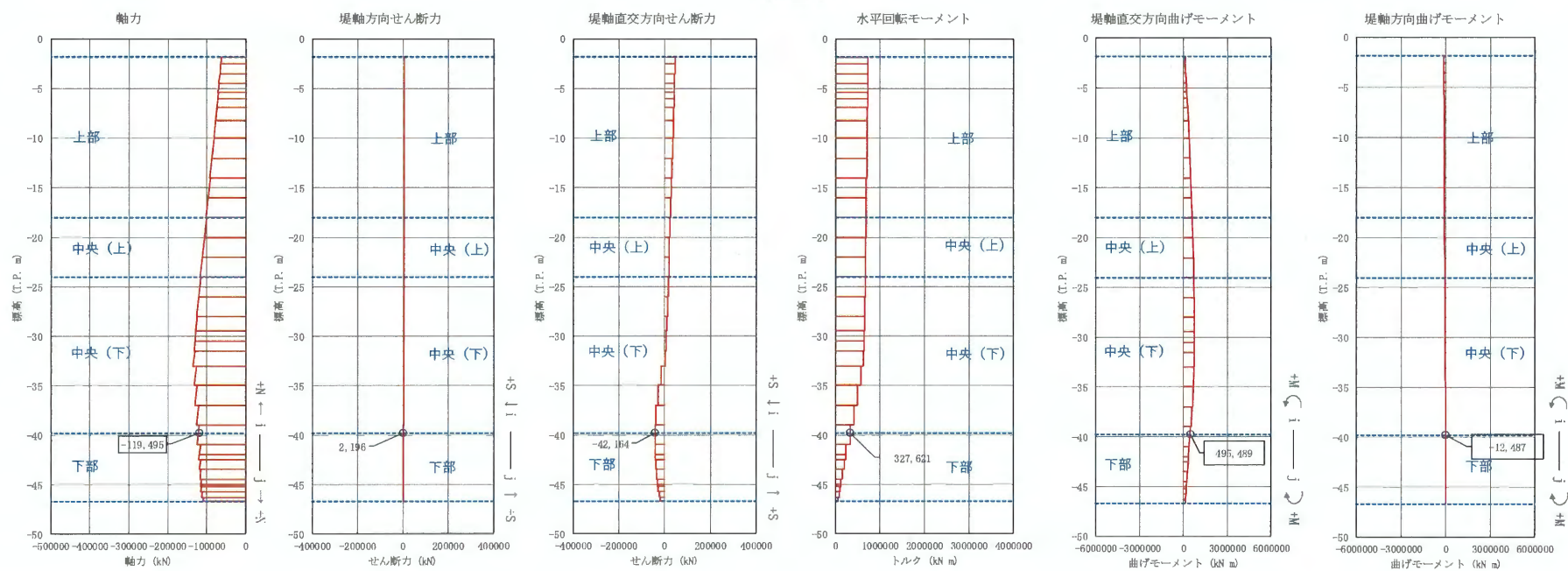


図 4.10-6 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (津波時 (基準津波), 南基礎 下部, 地盤バネ 2)

北基礎

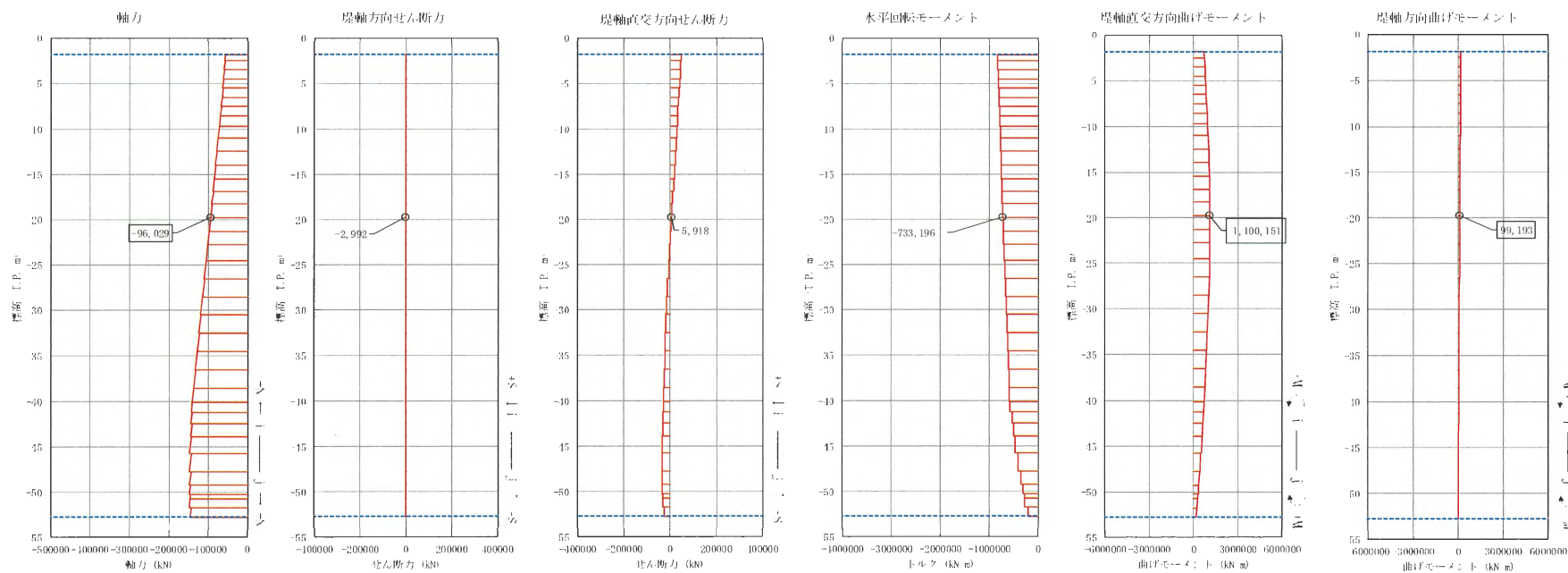


図 4.10-7 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ②-②断面, (津波時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ2)

南基礎

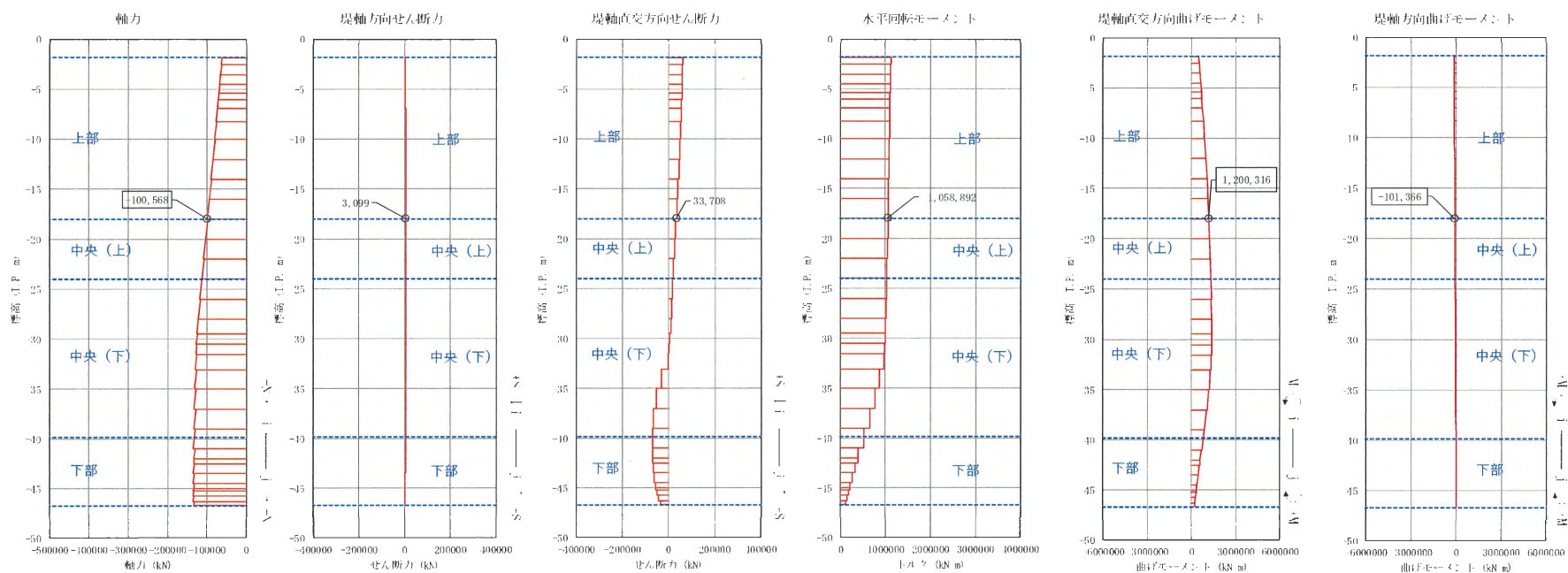


図 4.10-8 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

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

南基礎

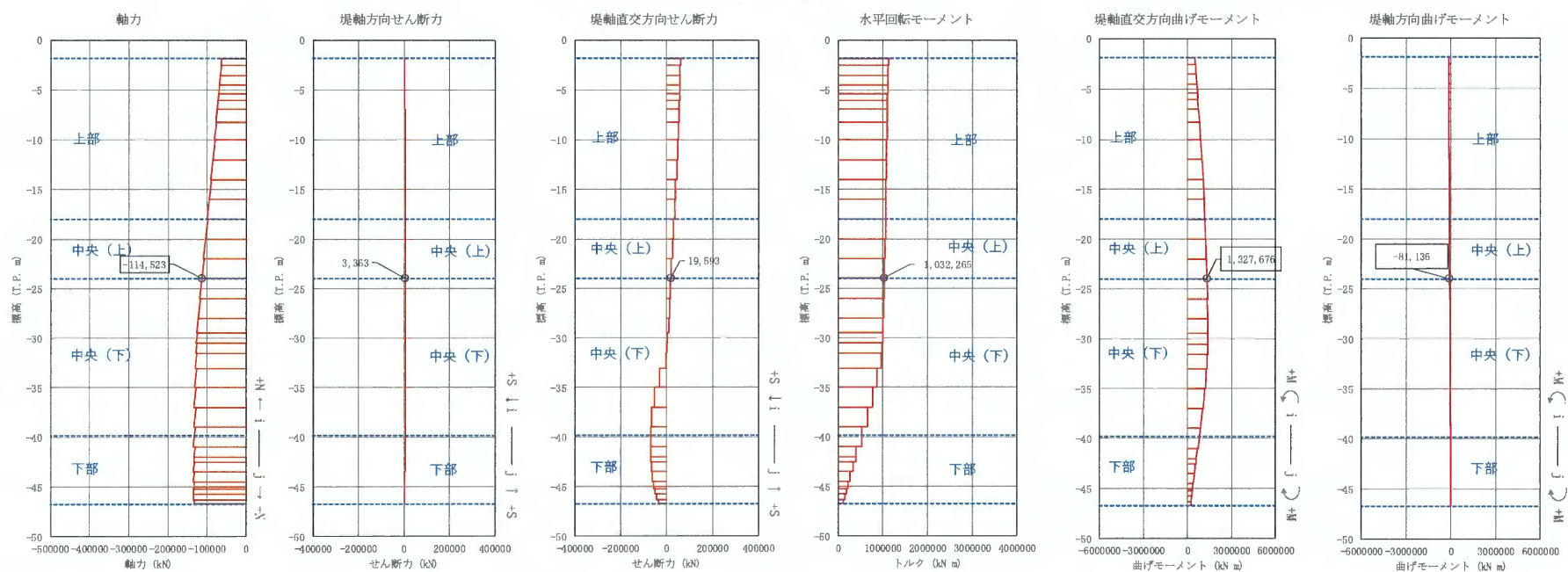


図 4.10-9 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 中央(上), 地盤バネ2)

南基礎

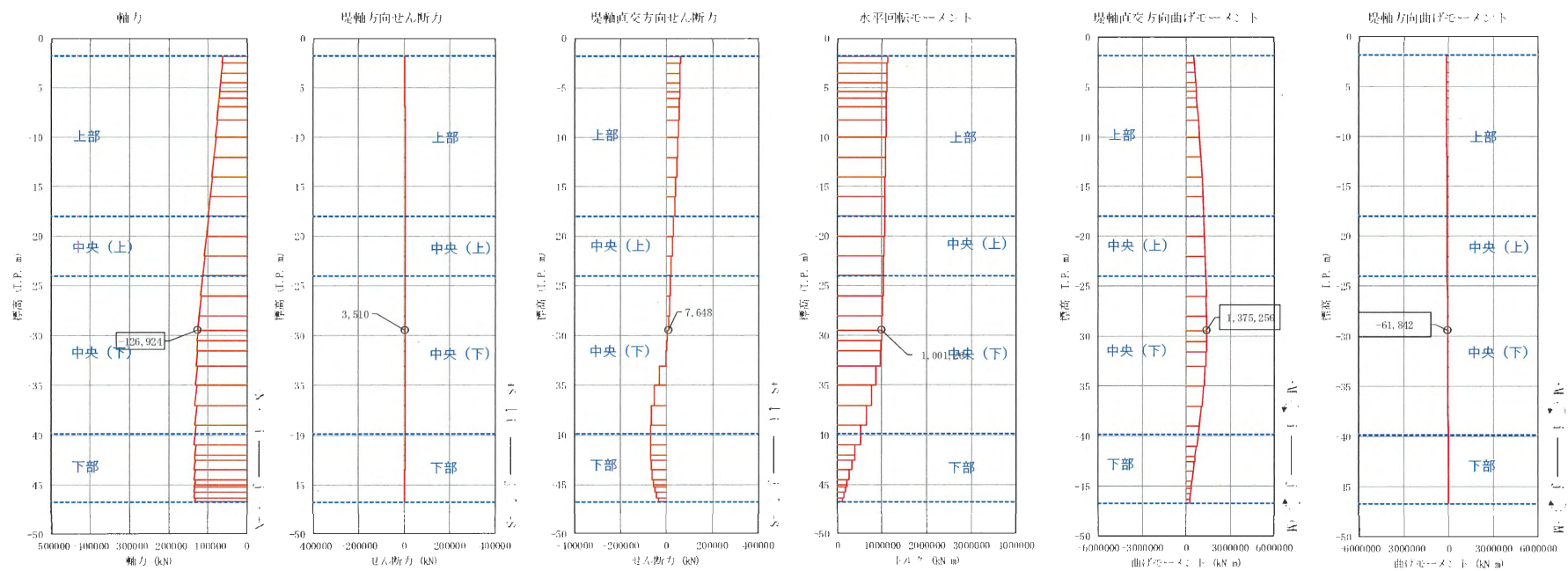


図 4.10-10 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 中央 (下), 地盤バネ 2)

南基礎

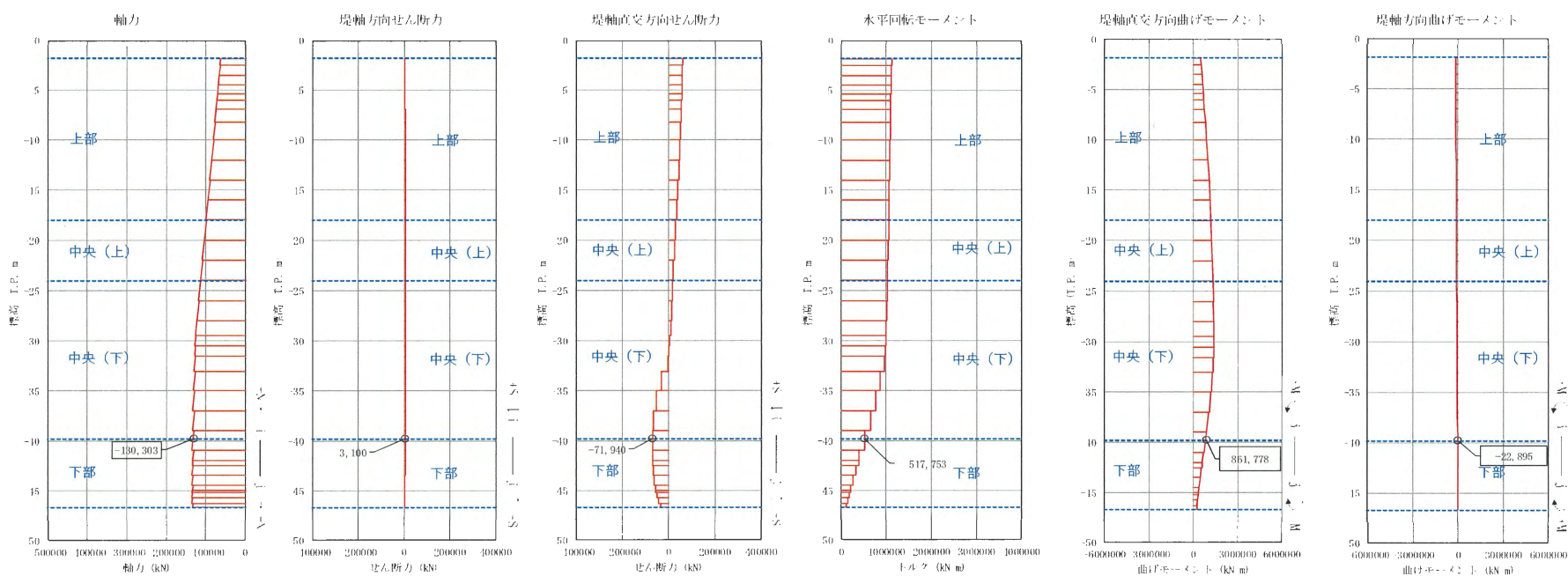


図 4.10-11 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

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

北基礎

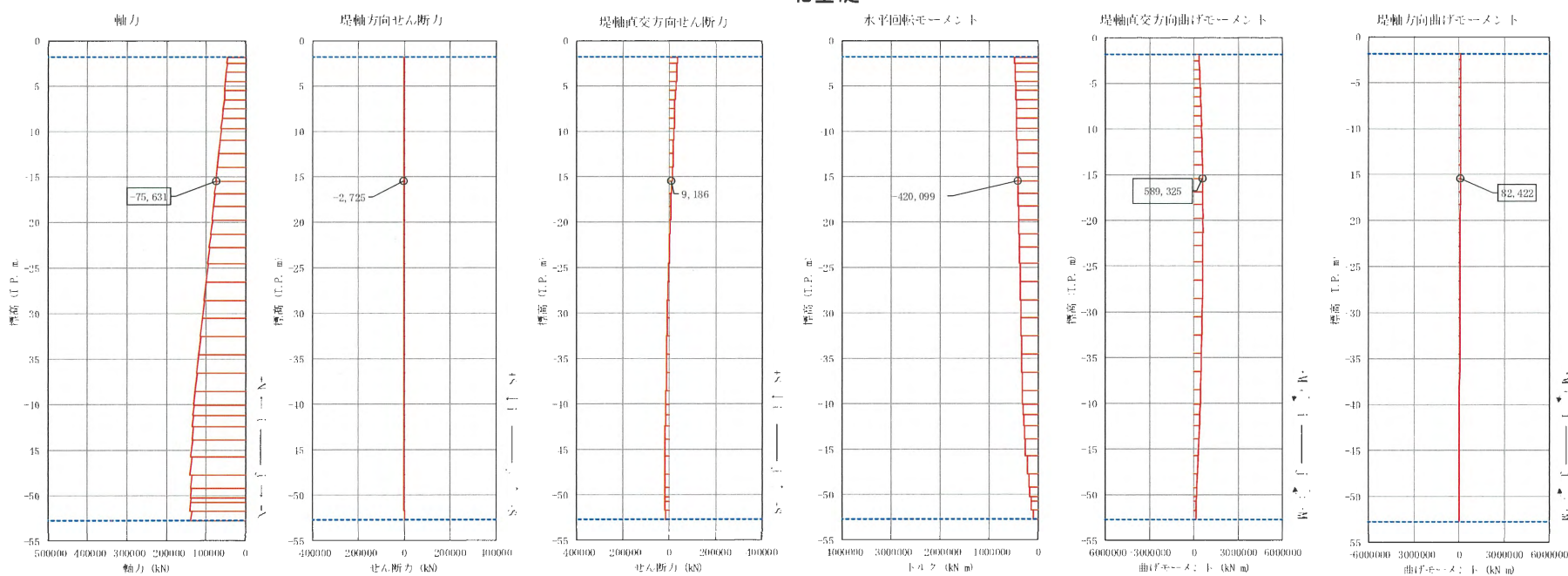


図 4.10-12 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面，②-②断面，(津波時 (基準津波)，北基礎，地盤バネ2)

南基礎

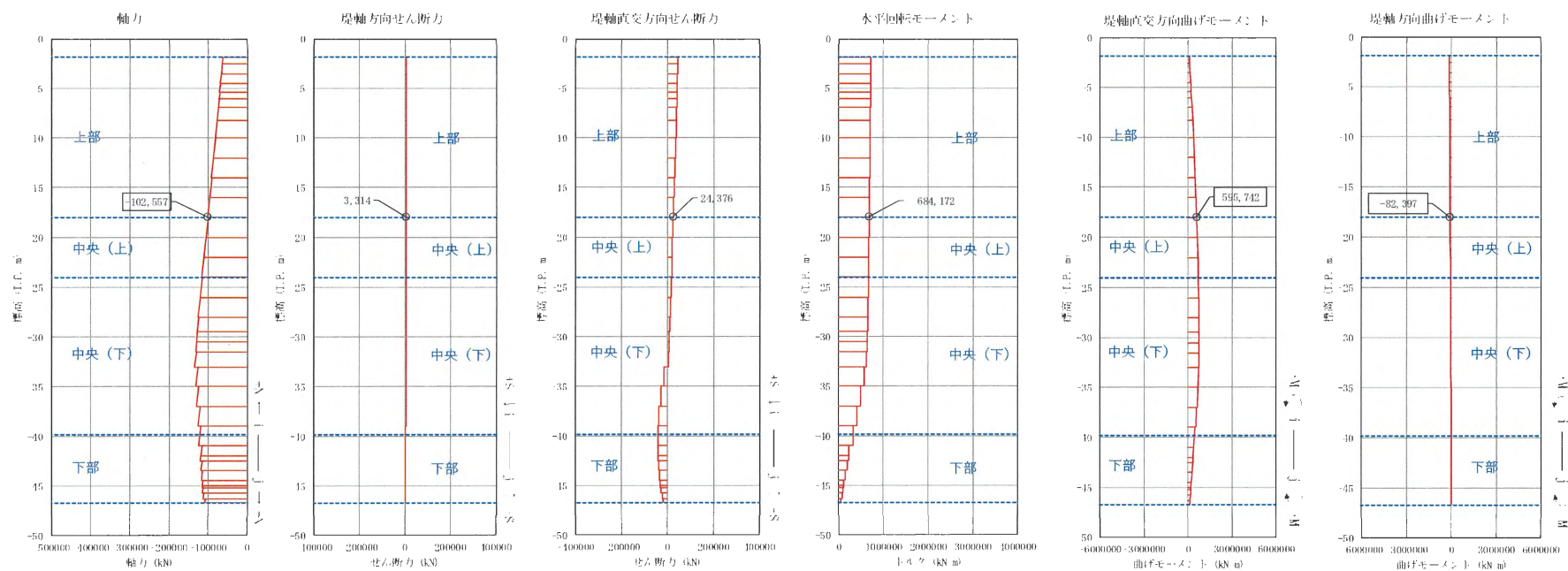
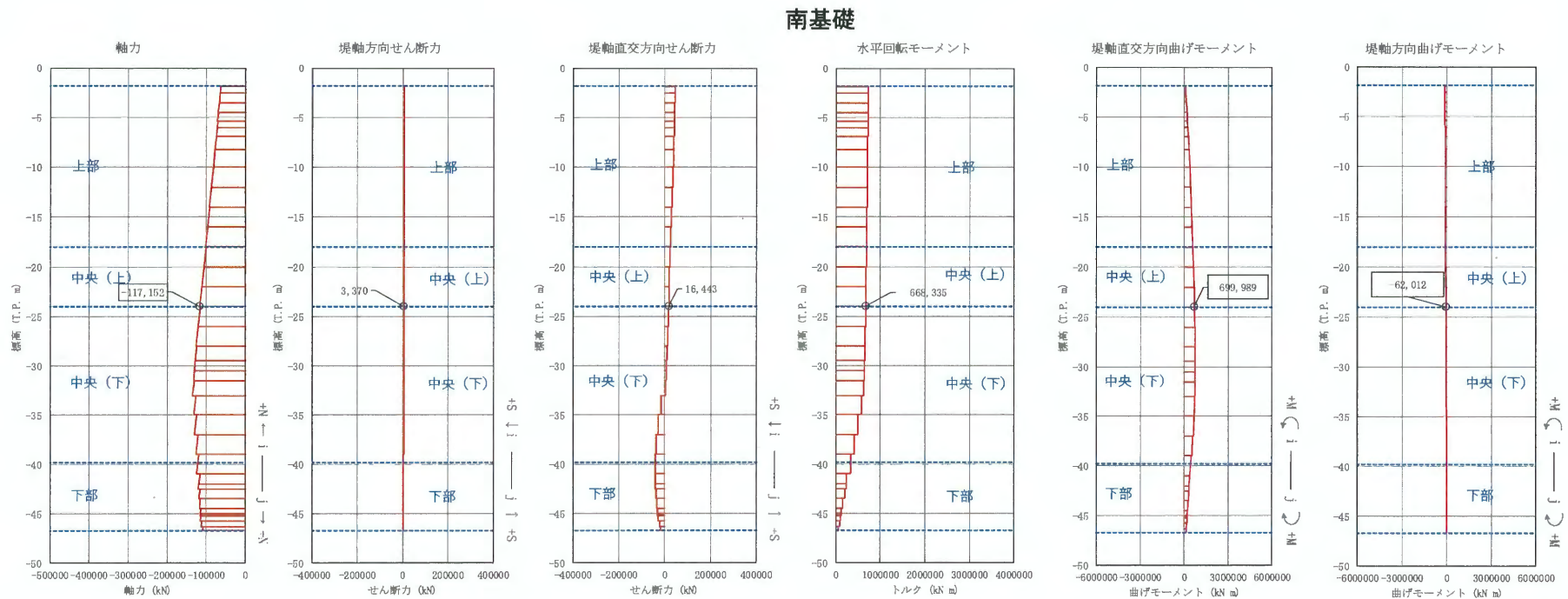


図 4.10-13 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (津波時 (基準津波), 南基礎 上部, 地盤バネ 2)



南基礎

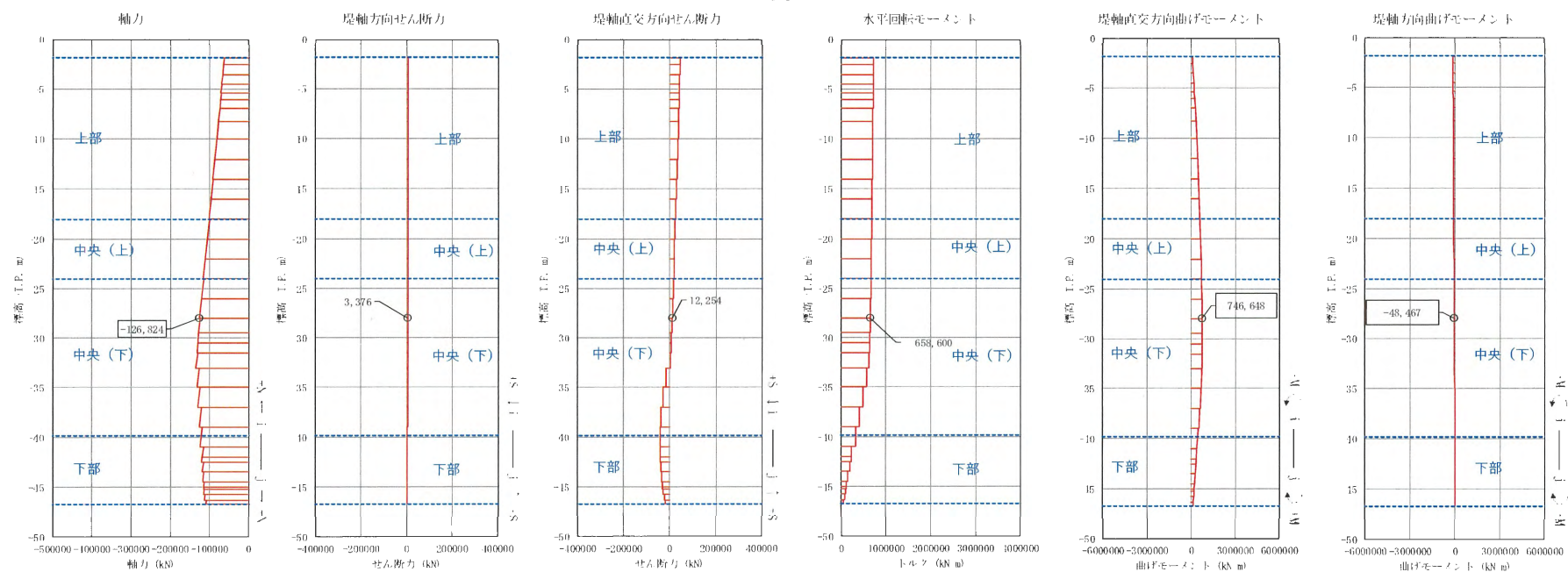


図 4.10-15 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (津波時 (基準津波), 南基礎 中央 (下), 地盤バネ 2)

南基礎

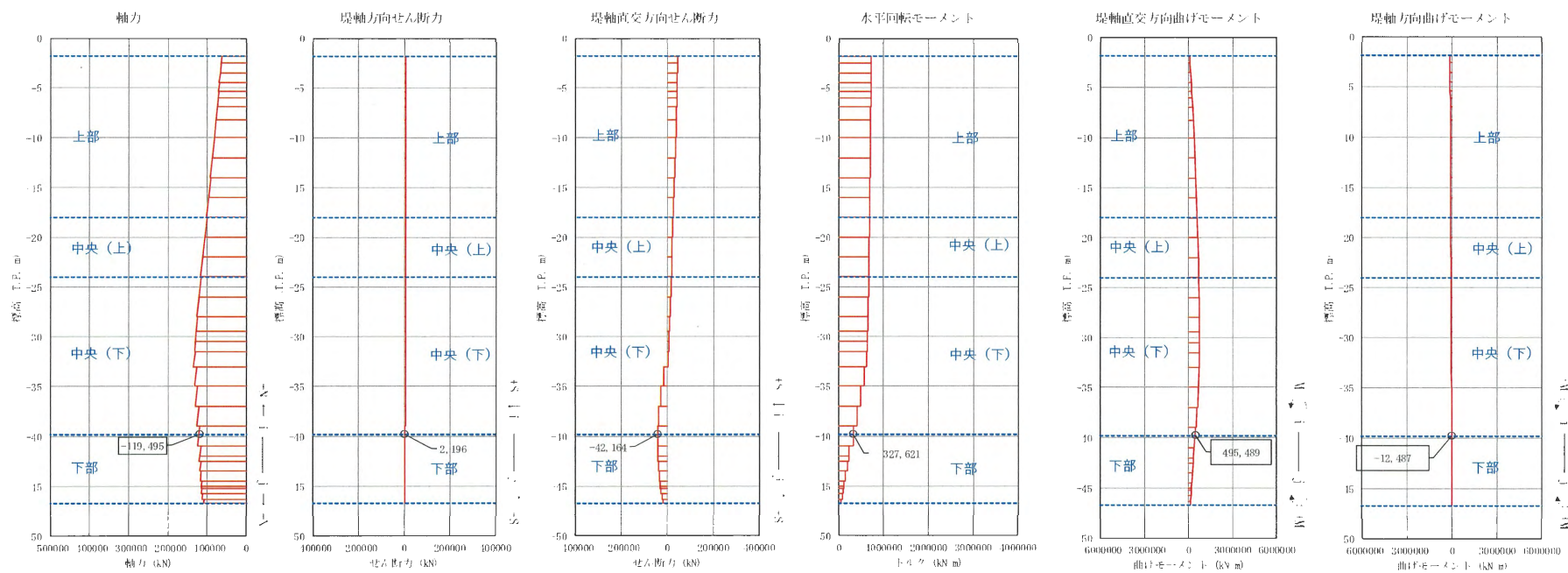


図 4.10-16 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①—①断面, ③—③断面, (津波時 (基準津波), 南基礎 下部, 地盤バネ2)

北基礎

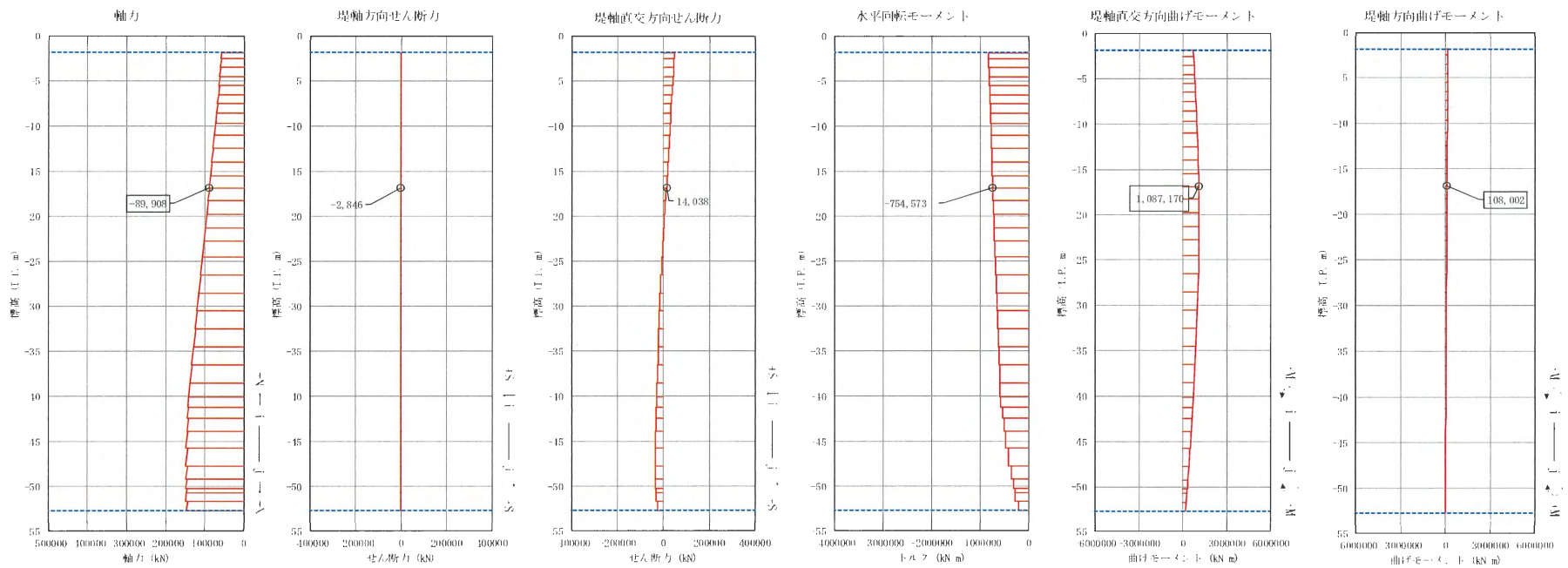


図 4.10-17 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面，②-②断面，（津波時（敷地に遡上する津波），北基礎，地盤バネ2）

南基礎

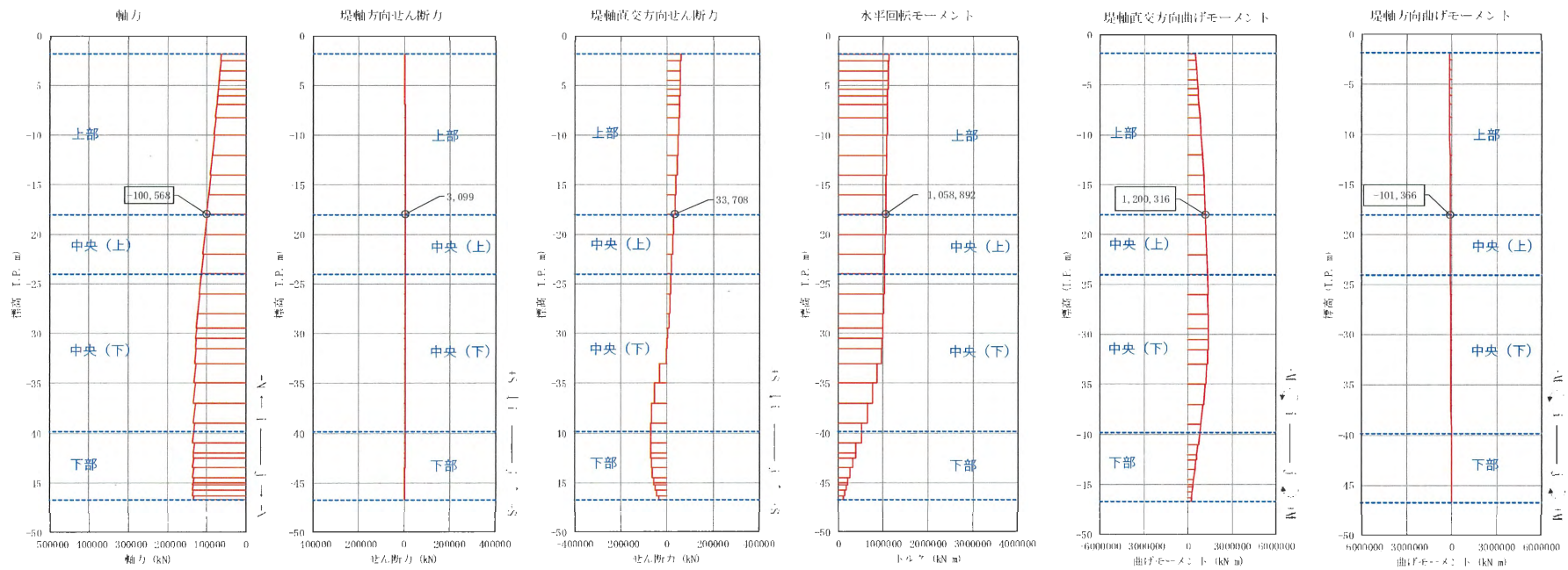


図 4.10-18 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

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

南基礎

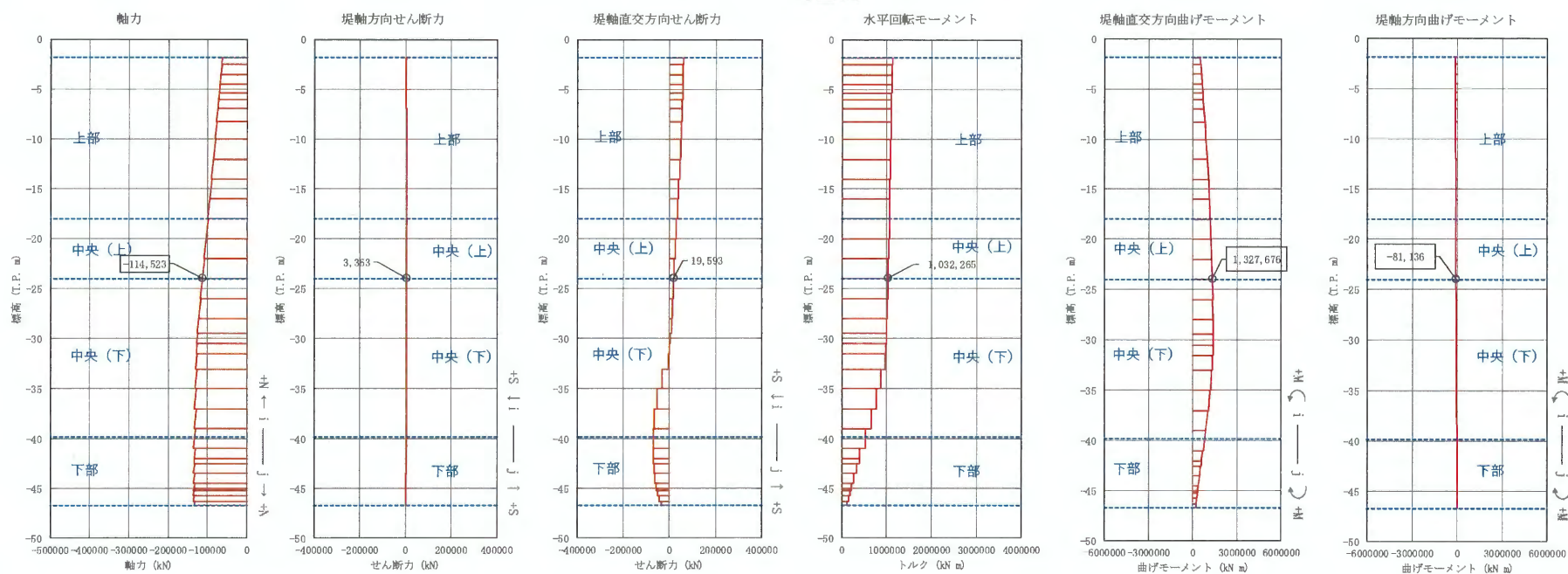


図 4.10-19 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 中央 (上), 地盤バネ 2)

南基礎

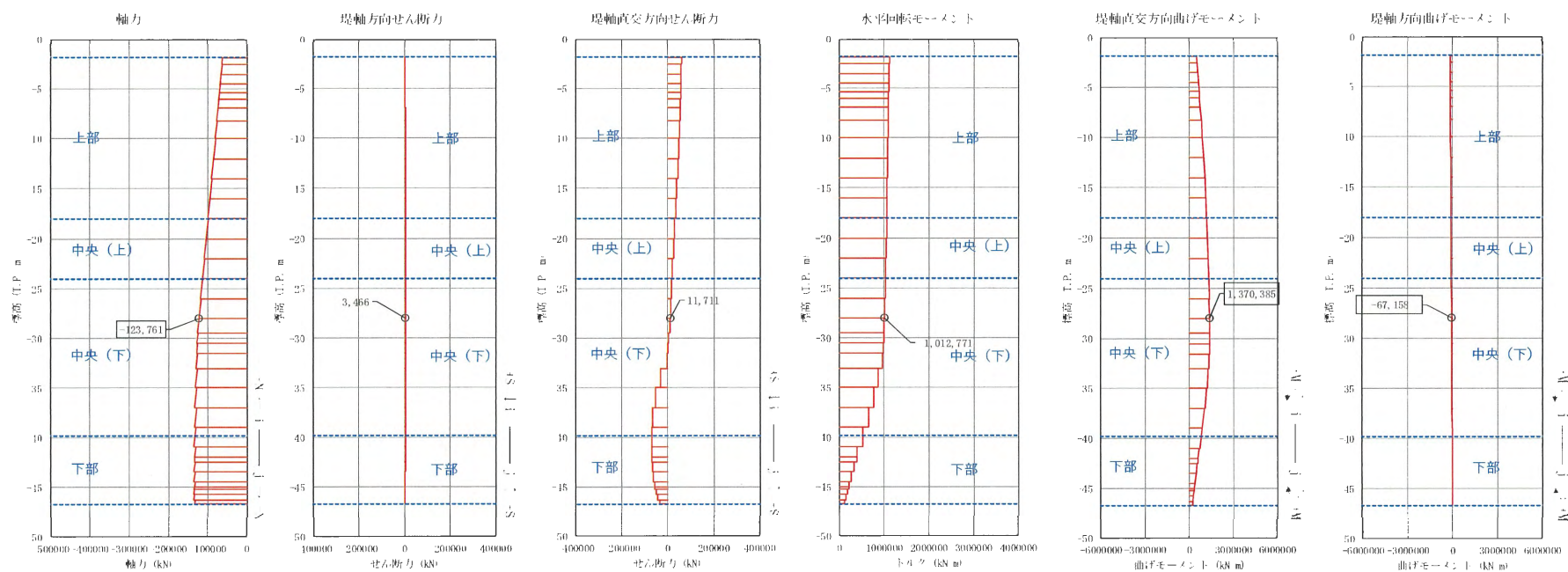


図 4.10-20 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 中央 (下), 地盤バネ 2)

南基礎

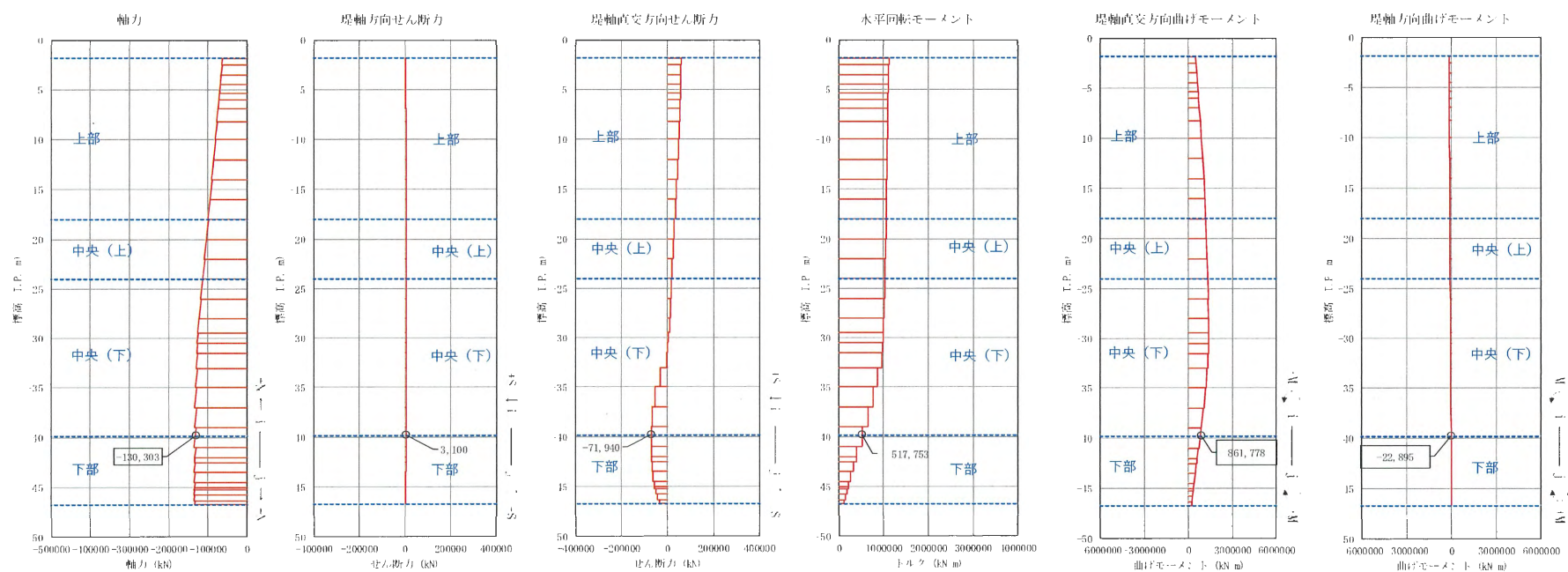


図 4.10-21 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

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

ロ. せん断力に対する評価結果

せん断力に対する評価は、部材の断面力及び応力度の発生状況に基づき、鉄筋仕様の異なる 5 種類の部材に対して行う。部材の構成は、図 4.10-22 に示すとおり北基礎が 1 種類、南基礎が 4 種類（上部、中央（上）、中央（下）及び下部）であり、これらの部材の概略配筋図は図 4.10-43～図 4.10-49 に示すとおりである。

3 次元静的フレーム解析によって得られるせん断力を抽出し、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。せん断力に対する照査では、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_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認する。

せん断力に対する照査結果を表 4.10-10 及び表 4.10-11 に示す。なお、発生せん断力は、各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-10 及び表 4.10-11 に示す照査結果では、5 種類の部材に対して 2 種類の地盤バネ条件（地盤バネ 1 及び地盤バネ 2）のうち照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-23～図 4.10-42 に示す。

中実鉄筋コンクリート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短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。なお、せん断力に対する照査の最大照査値は、津波時（基準津波）において 0.22、津波時（敷地に遡上する津波）において 0.33 である。これらの最大照査値は、地盤バネ 2 の南基礎下部の③－③断面の照査値である。

以上のことから、中実鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力度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。

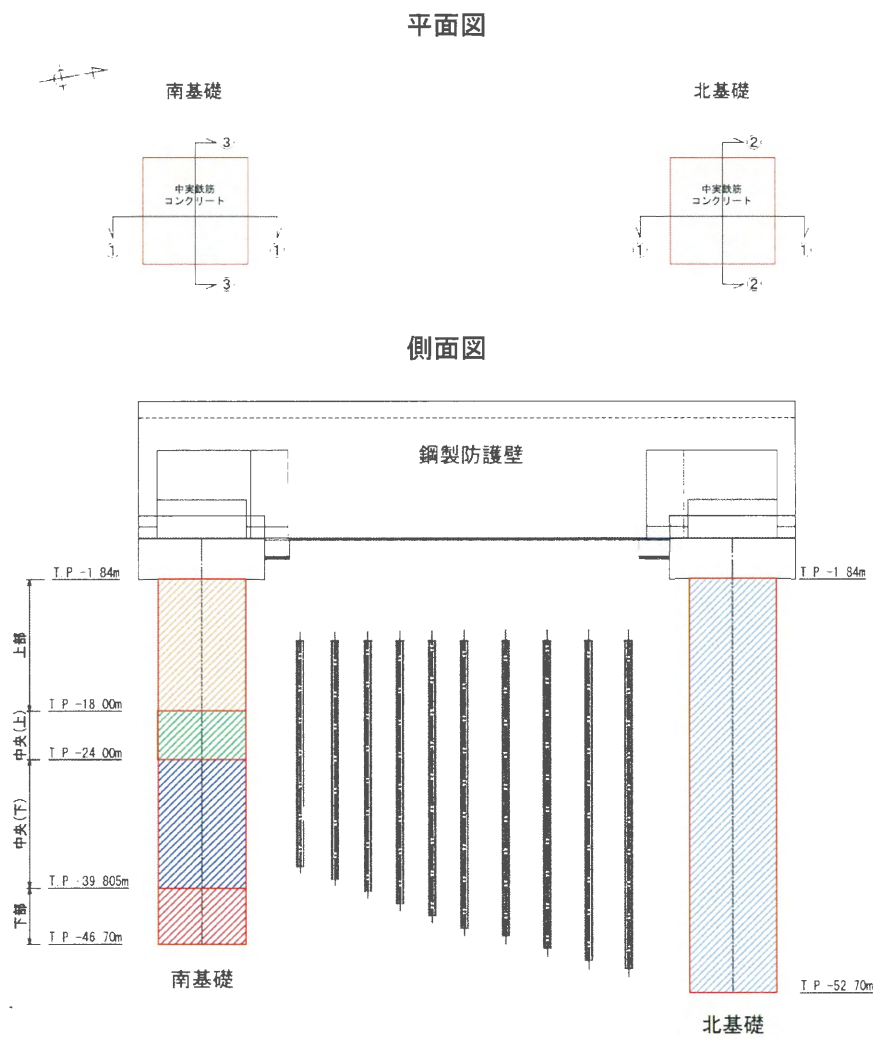


図 4.10-22 評価位置図（中実鉄筋コンクリート）
（図 4.10-1 の再掲）

表 4.10-10 セン断力に対する照査結果（津波時（基準津波））

地盤 パネ 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 _a (kN)	照査値 V / V _a	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)						
地盤 パネ 1	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	32681	200481	0.17	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	5083	200481	0.03	○
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D29-16本@150 SD390	31328	221969	0.15	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D29-18本@150 SD390	4961	244929	0.03	○
		中央(上)	③－③断面	10700	10700	9759	D29-16本@150 SD390	12193	217138	0.06	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-20本@150 SD390	3116	262058	0.02	—
		中央(下)	③－③断面	10700	10700	9262	D29-18本@150 SD390	19618	227399	0.09	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D29-22本@150 SD390	2349	270033	0.01	—
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	16190	194677	0.09	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	348	194677	0.01	—
地盤 パネ 2	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	34107	200481	0.18	○
			①－①断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	2731	200481	0.02	—
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D29-16本@150 SD390	42941	221969	0.20	○
			①－①断面	10700	10700	9976	D29-18本@150 SD390	3314	244929	0.02	—
		中央(上)	③－③断面	10700	10700	9759	D29-16本@150 SD390	21552	217138	0.10	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-20本@150 SD390	3370	262058	0.02	○
		中央(下)	③－③断面	10700	10700	9262	D29-18本@150 SD390	42164	227399	0.19	○
			①－①断面	10700	10700	9262	D29-22本@150 SD390	3376	270033	0.02	○
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	42164	194677	0.22	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	2196	194677	0.02	○

注記 鉄筋仕様の表記について一例を示す。D29-14 本@150 は、中実鉄筋コンクリートのせん断補強鉄筋の仕様であり、公称直径 28.6 mm の異形棒鋼 D29 を同一水平面に 14 本配置し、鉛直方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。せん断補強鉄筋の材質は SD390 である。他の鉄筋仕様の表記についても同様で本数のみが異なる。

評価位置は図 4.10-22 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-11 セン断力に対する照査（津波時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ 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 _a (kN)	照査値 V/V _a	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)						
地盤 パネ 1	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	48336	229529	0.22	○
			①－①断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	4567	229529	0.02	○
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D29-16本@150 SD390	47450	253101	0.19	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D29-18本@150 SD390	4388	278357	0.02	○
		中央(上)	③－③断面	10700	10700	9759	D29-16本@150 SD390	20624	247591	0.09	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-20本@150 SD390	3645	297004	0.02	○
		中央(下)	③－③断面	10700	10700	9262	D29-18本@150 SD390	34794	258434	0.14	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D29-22本@150 SD390	2986	305331	0.01	—
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	29363	222885	0.14	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	158	222885	0.01	—
地盤 パネ 2	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	47407	229529	0.21	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	3208	229529	0.02	—
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D29-16本@150 SD390	58292	253101	0.24	○
			①－①断面	10700	10700	9976	D29-18本@150 SD390	3099	278357	0.02	—
		中央(上)	③－③断面	10700	10700	9759	D29-16本@150 SD390	28893	247591	0.12	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-20本@150 SD390	3363	297004	0.02	—
		中央(下)	③－③断面	10700	10700	9262	D29-18本@150 SD390	71940	258434	0.28	○
			①－①断面	10700	10700	9262	D29-22本@150 SD390	3706	305331	0.02	○
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	71940	222885	0.33	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	3100	222885	0.02	○

注記 鉄筋仕様の表記について一例を示す。D29-14 本@150 は、中実鉄筋コンクリートのせん断補強鉄筋の仕様であり、公称直径 28.6 mm の異形棒鋼 D29 を同一水平面に 14 本配置し、鉛直方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。せん断補強鉄筋の材質は SD390 である。他の鉄筋仕様の表記についても同様で本数のみが異なる。

評価位置は図 4.10-22 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

北基礎

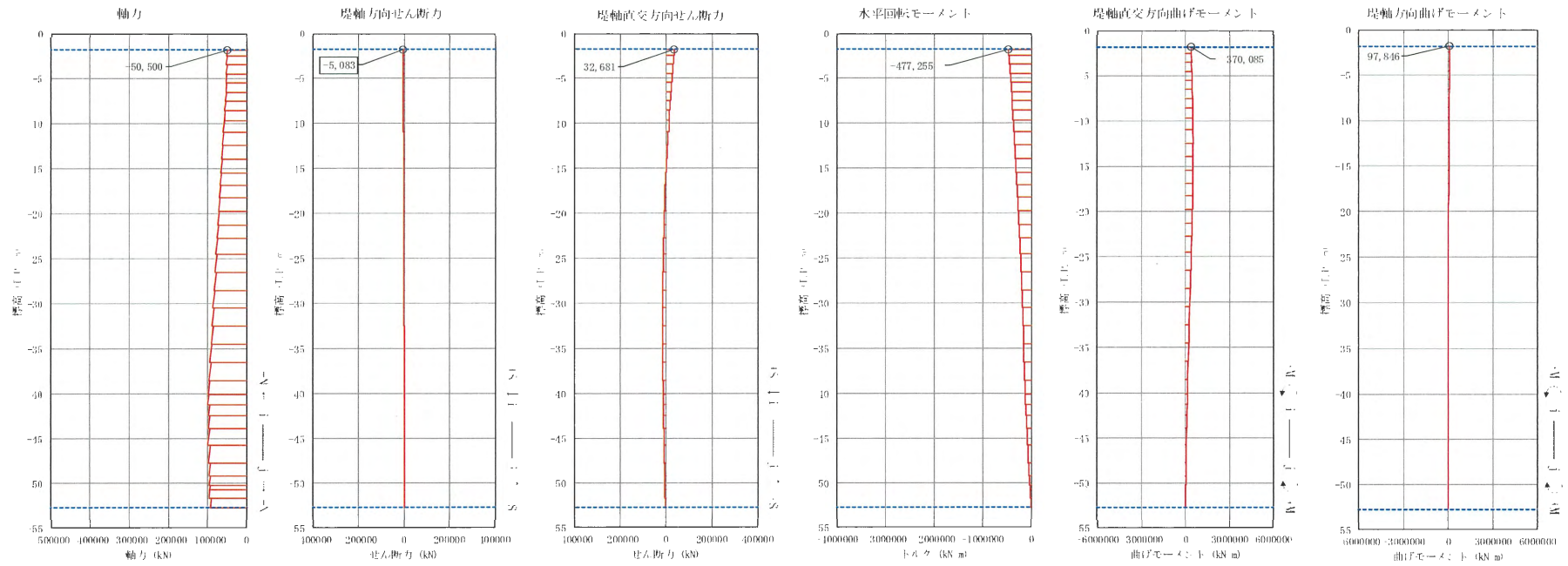


図 4.10-23 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面（津波時（基準津波），北基礎，地盤バネ1）

北基礎

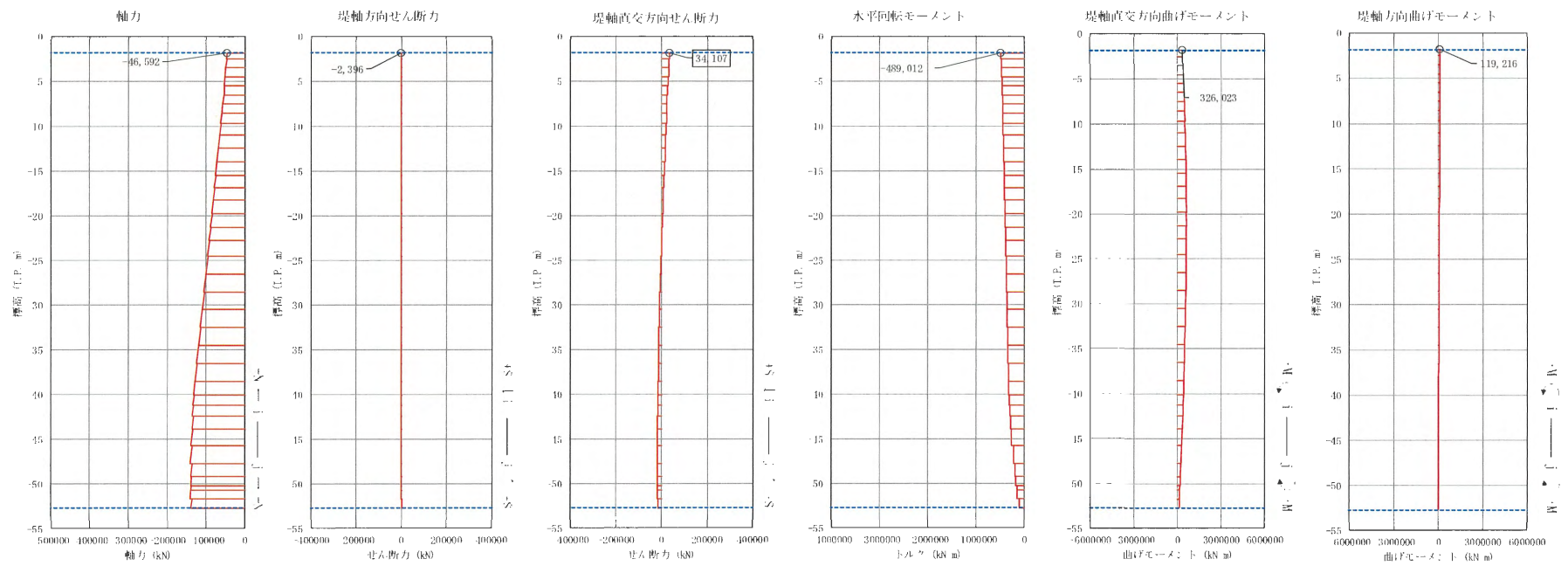


図 4.10-24 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図
②-②断面 (津波時 (基準津波), 北基礎, 地盤バネ 2)

南基礎

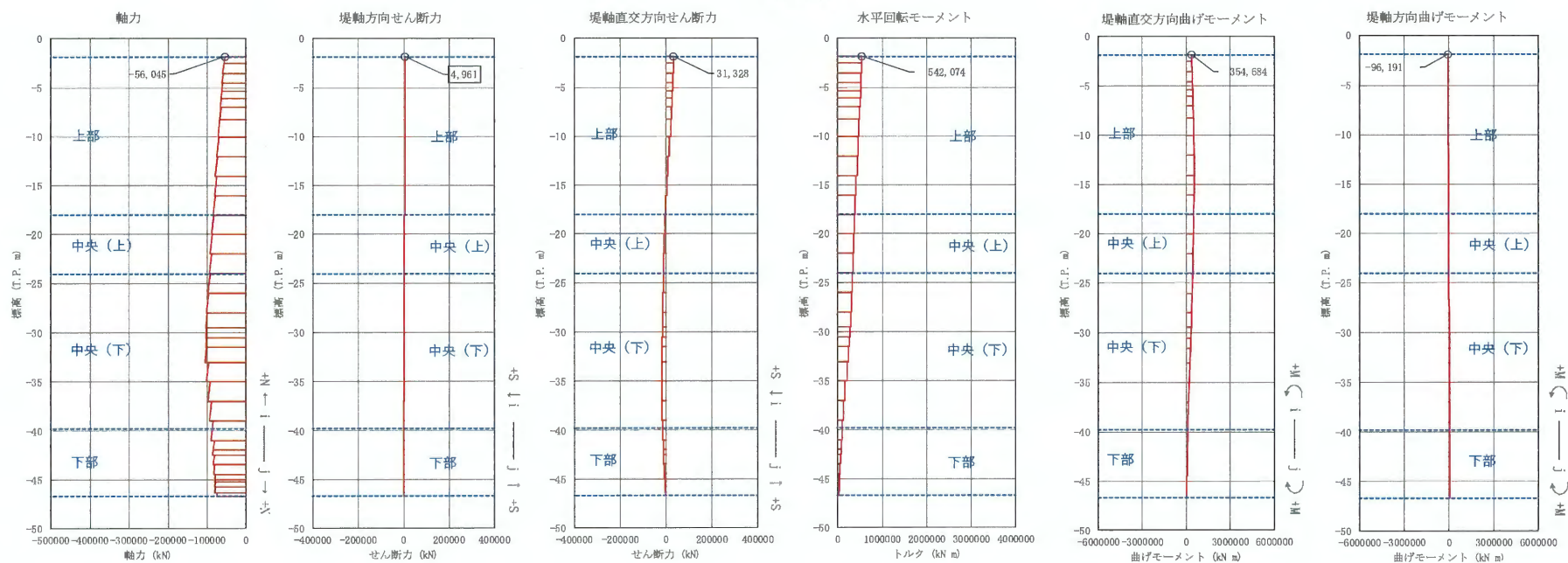


図 4.10-25 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (津波時 (基準津波), 南基礎 上部, 地盤バネ 1)

南基礎

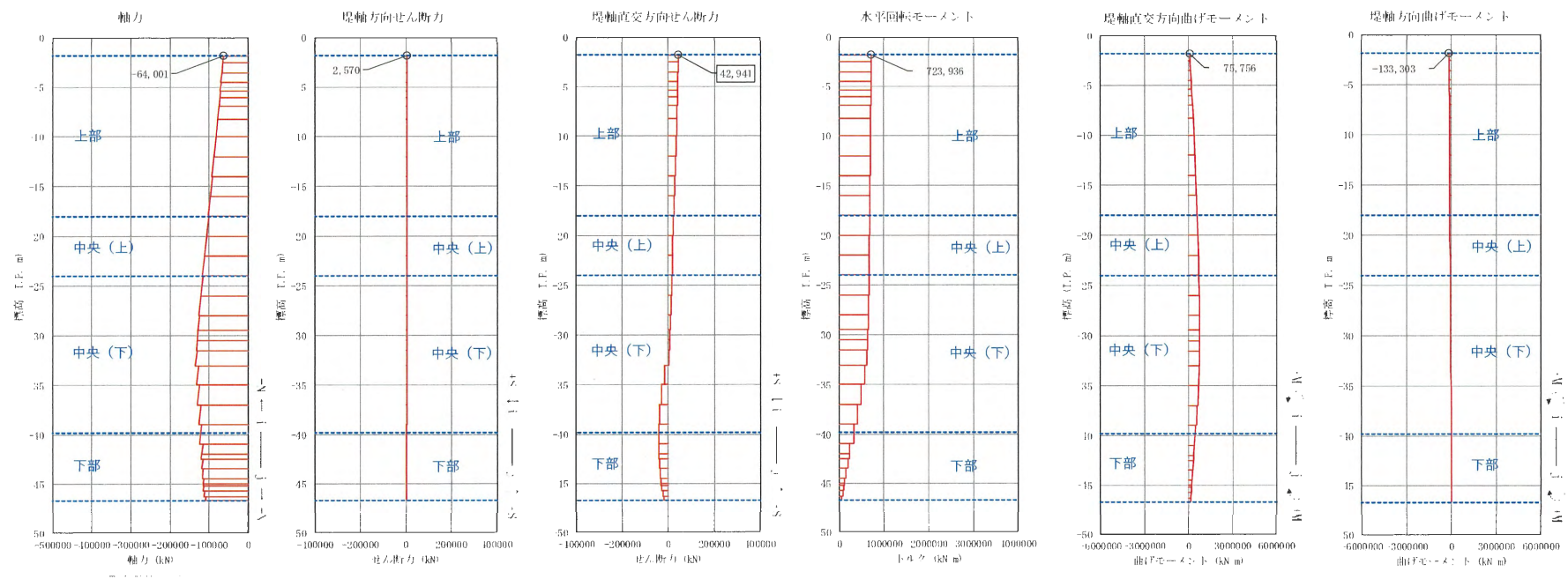


図 4.10-26 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③—③断面 (津波時 (基準津波), 南基礎 上部, 地盤バネ 2)

南基礎

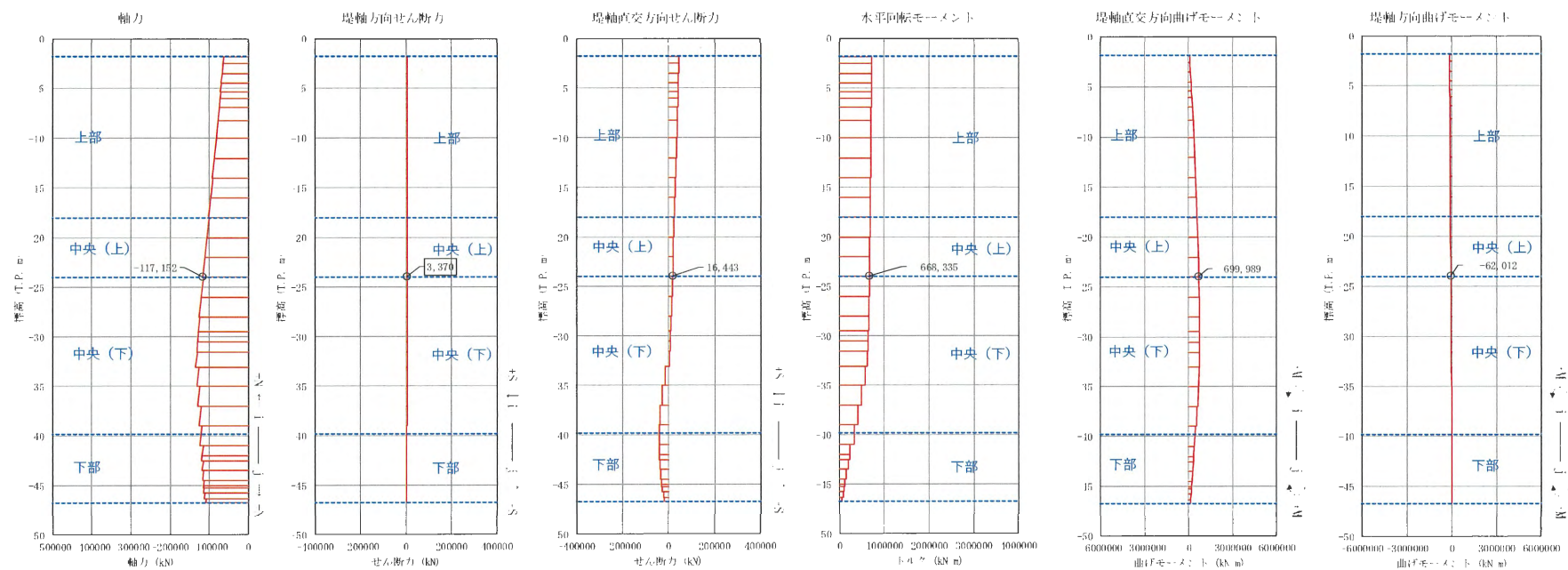


図 4.10-27 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (津波時 (基準津波), 南基礎 中央 (上), 地盤バネ 2)

南基礎

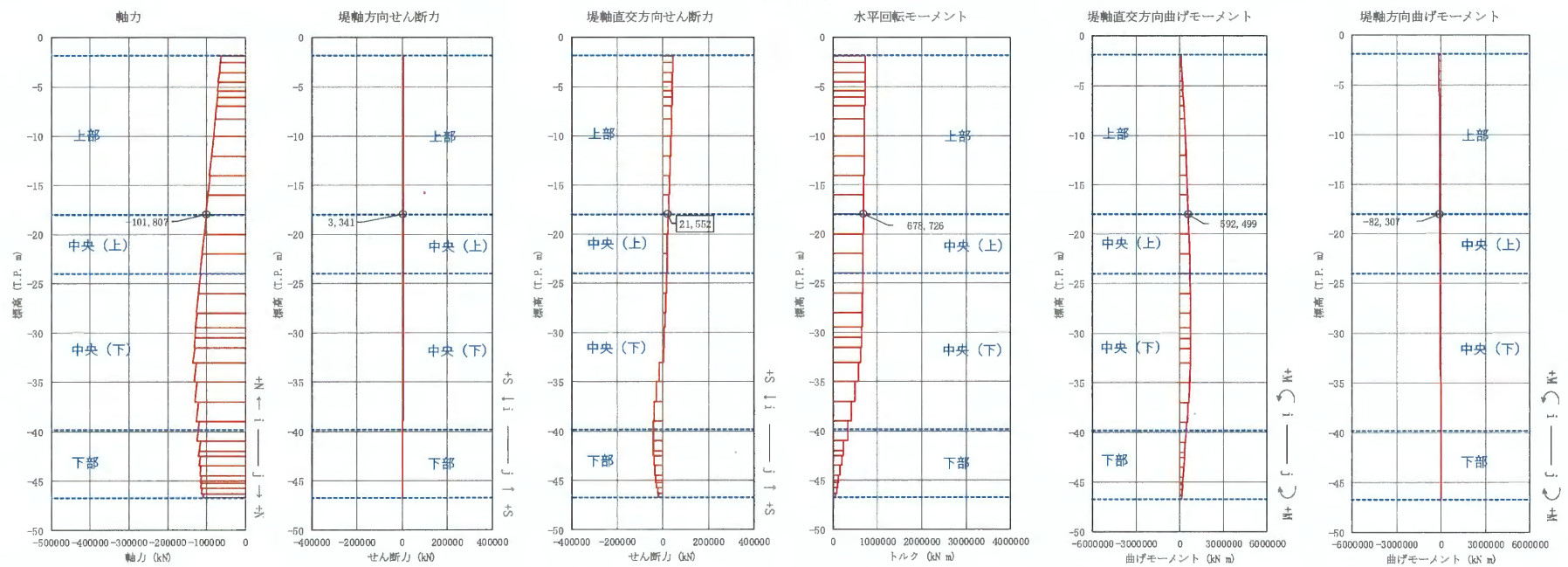
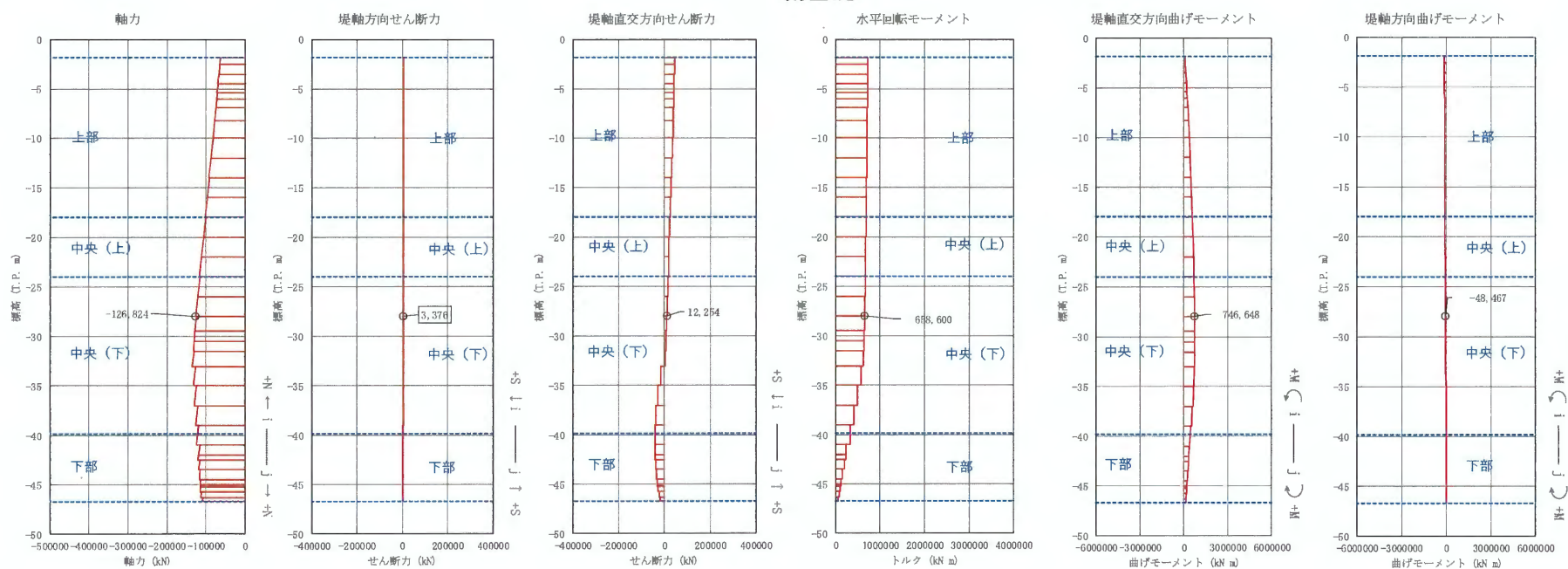


図 4.10-28 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (津波時 (基準津波), 南基礎 中央 (上), 地盤バネ 2)

南基礎



南基礎

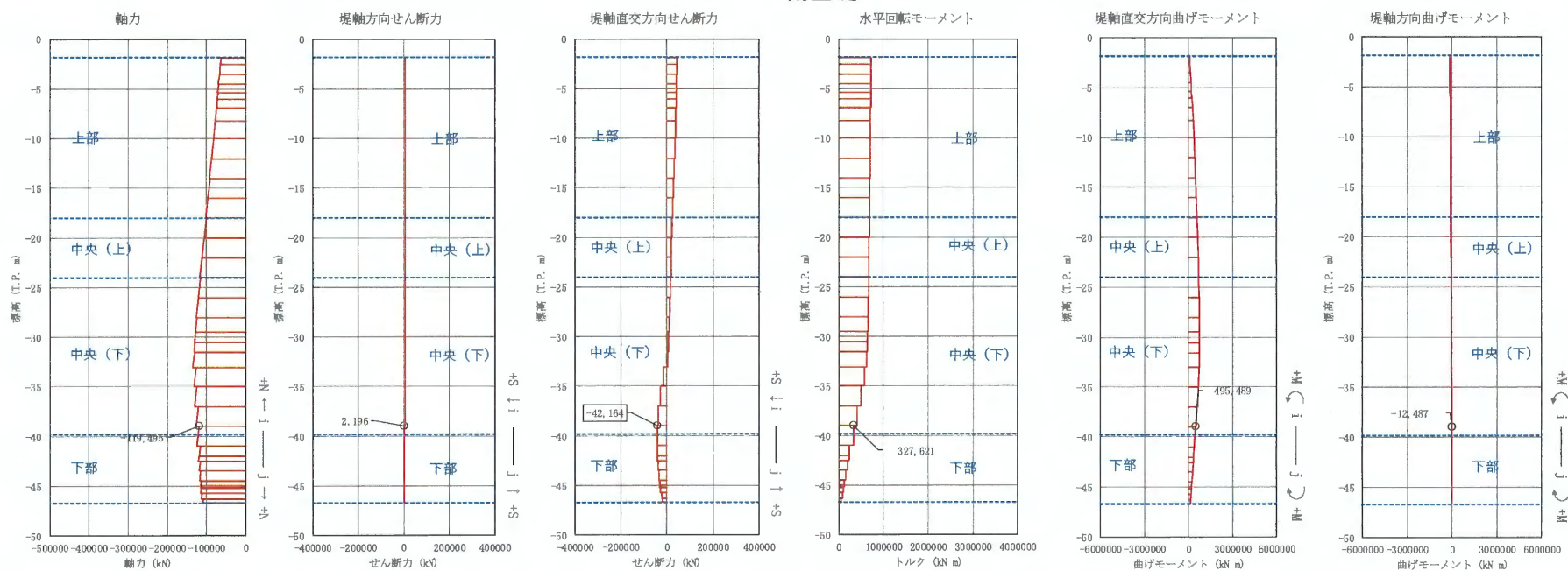


図 4.10-30 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (津波時 (基準津波), 南基礎 中央 (下), 地盤バネ 2)

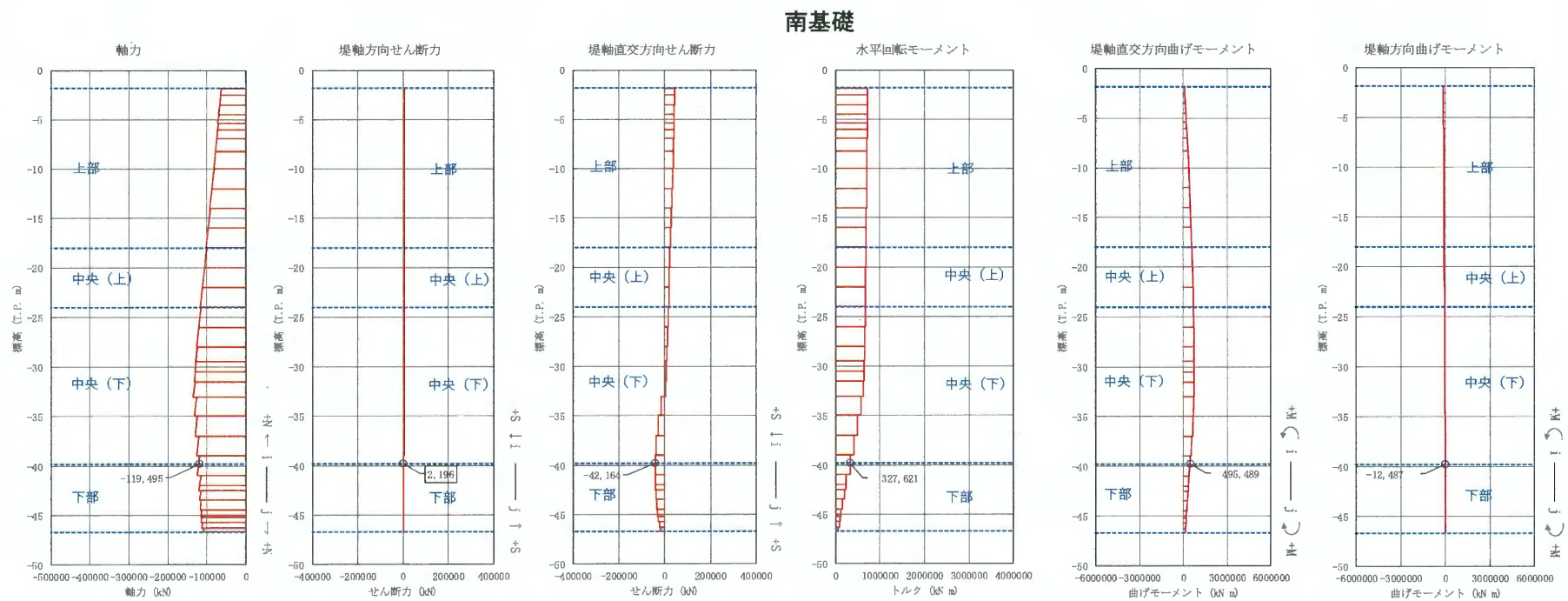


図 4.10-31 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (津波時 (基準津波), 南基礎 下部, 地盤バネ 2)

南基礎

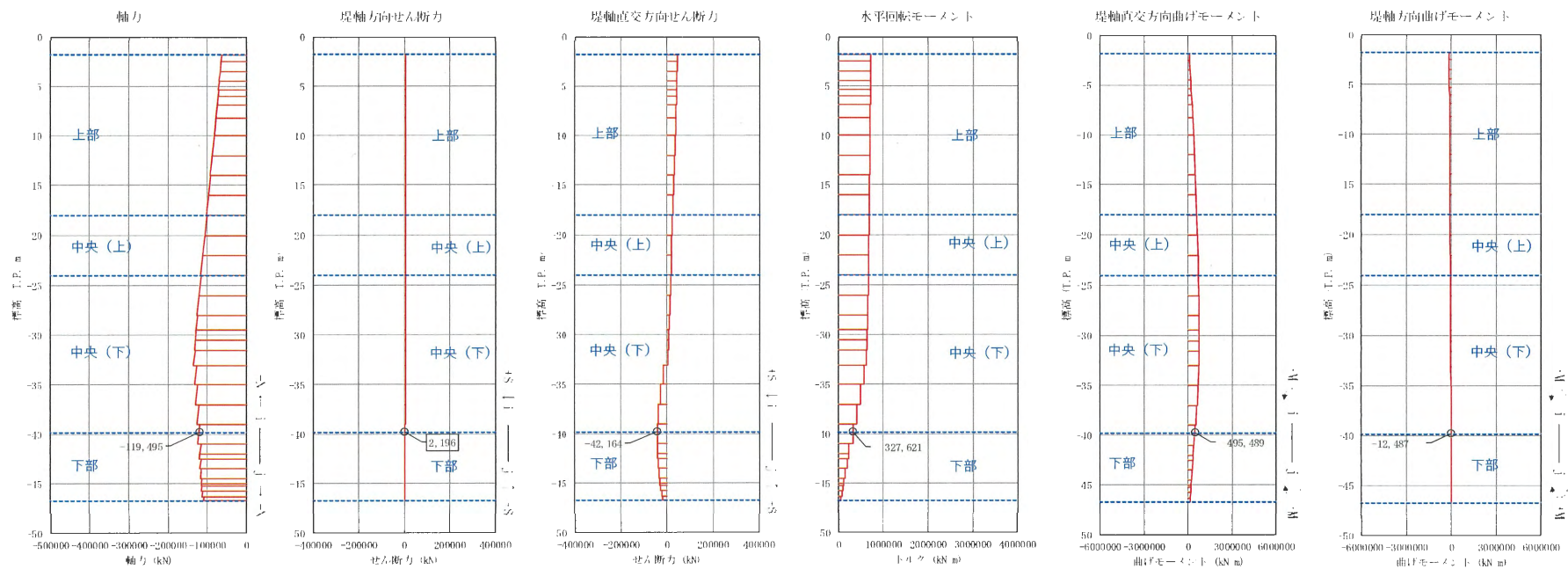


図 4.10-32 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (津波時 (基準津波), 南基礎 下部, 地盤バネ 2)

北基礎

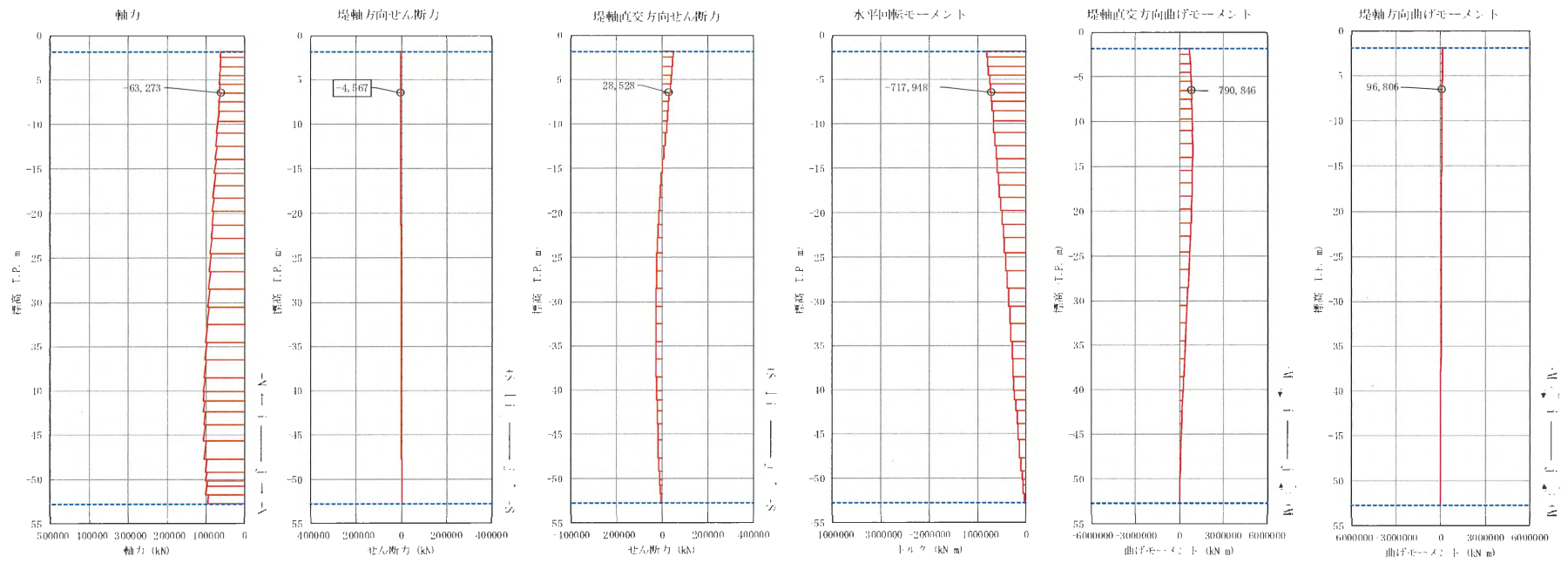


図 4.10-33 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図
①—①断面（津波時（敷地に遡上する津波），北基礎，地盤バネ1）

北基礎

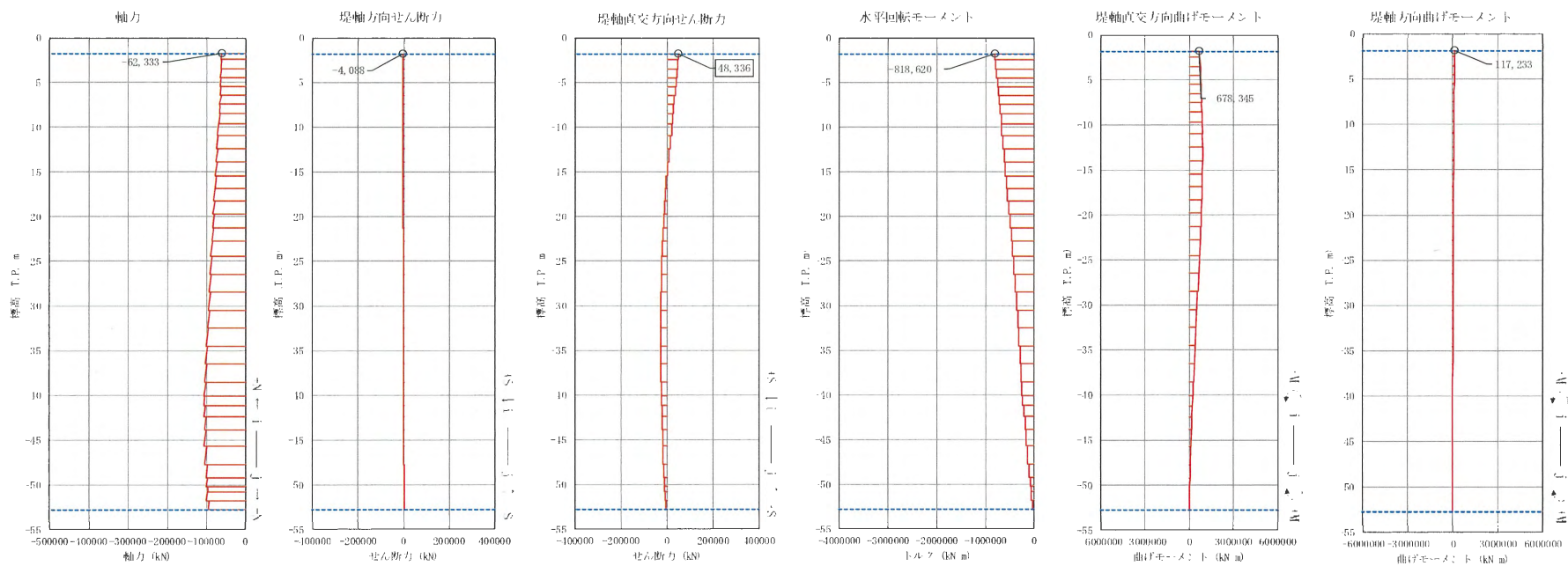


図 4.10-34 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

②-②断面 (津波時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 1)

南基礎

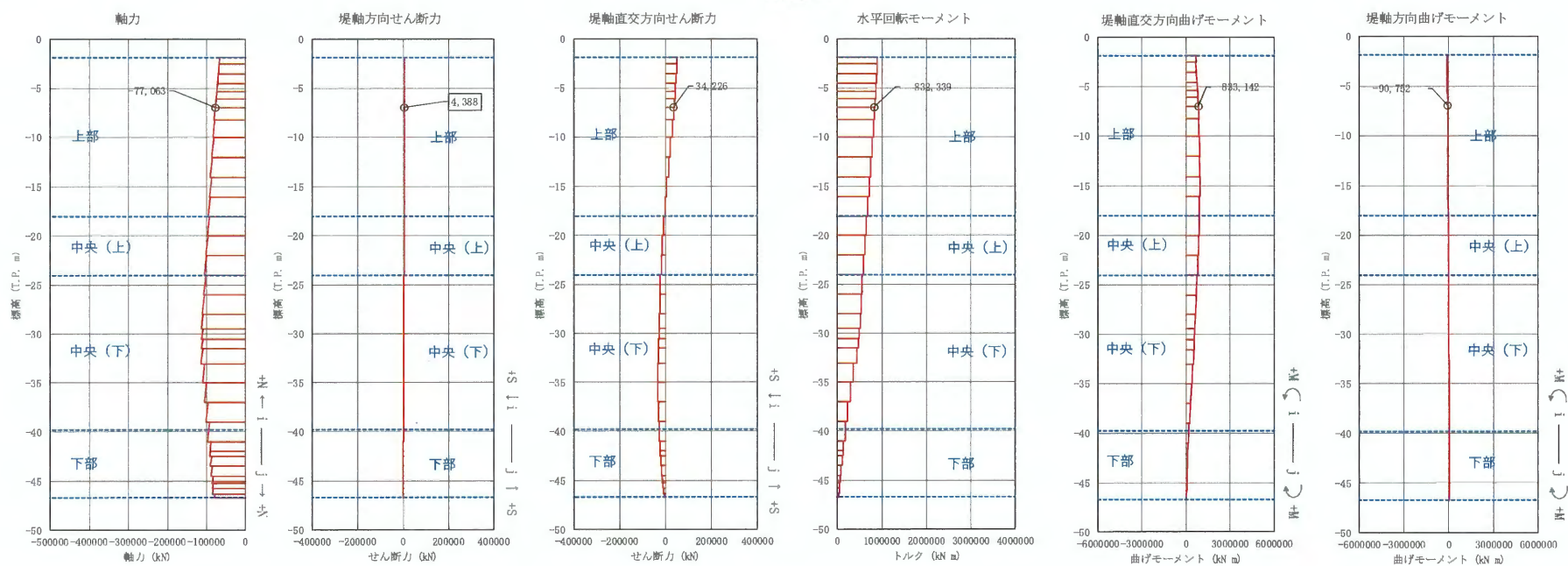


図 4.10-35 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 上部, 地盤バネ 1)

南基礎

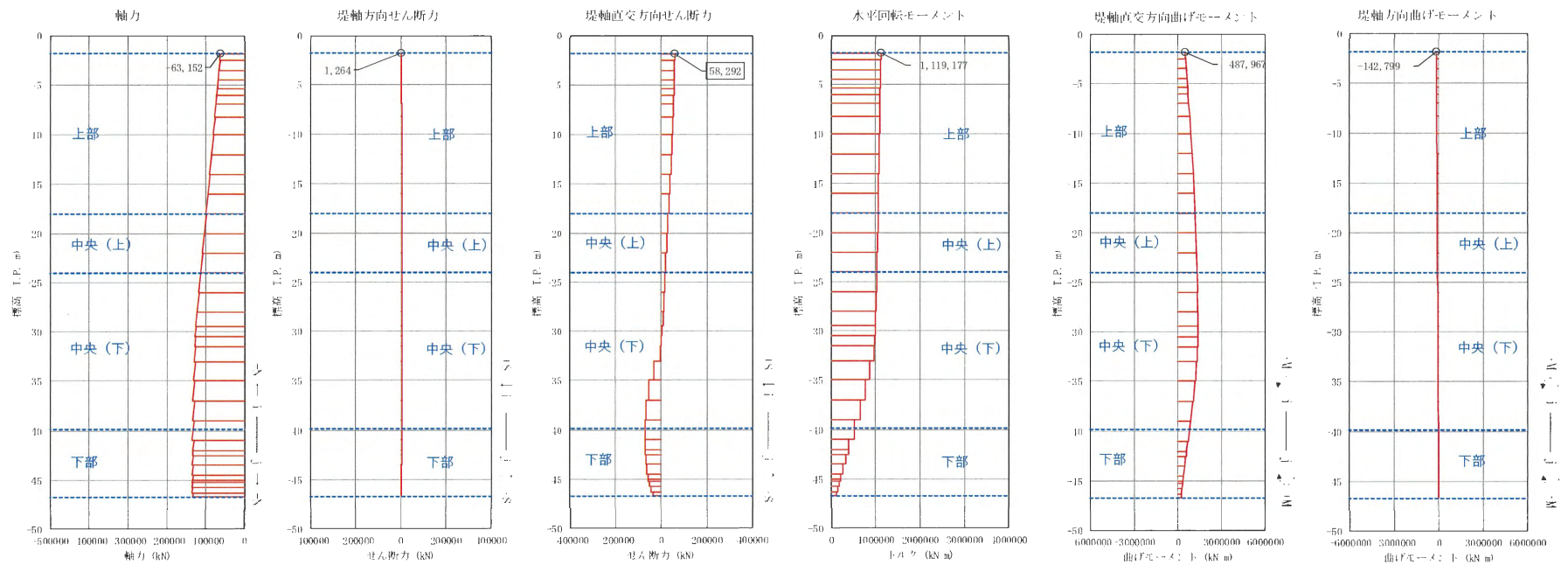


図 4.10-36 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

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

南基礎

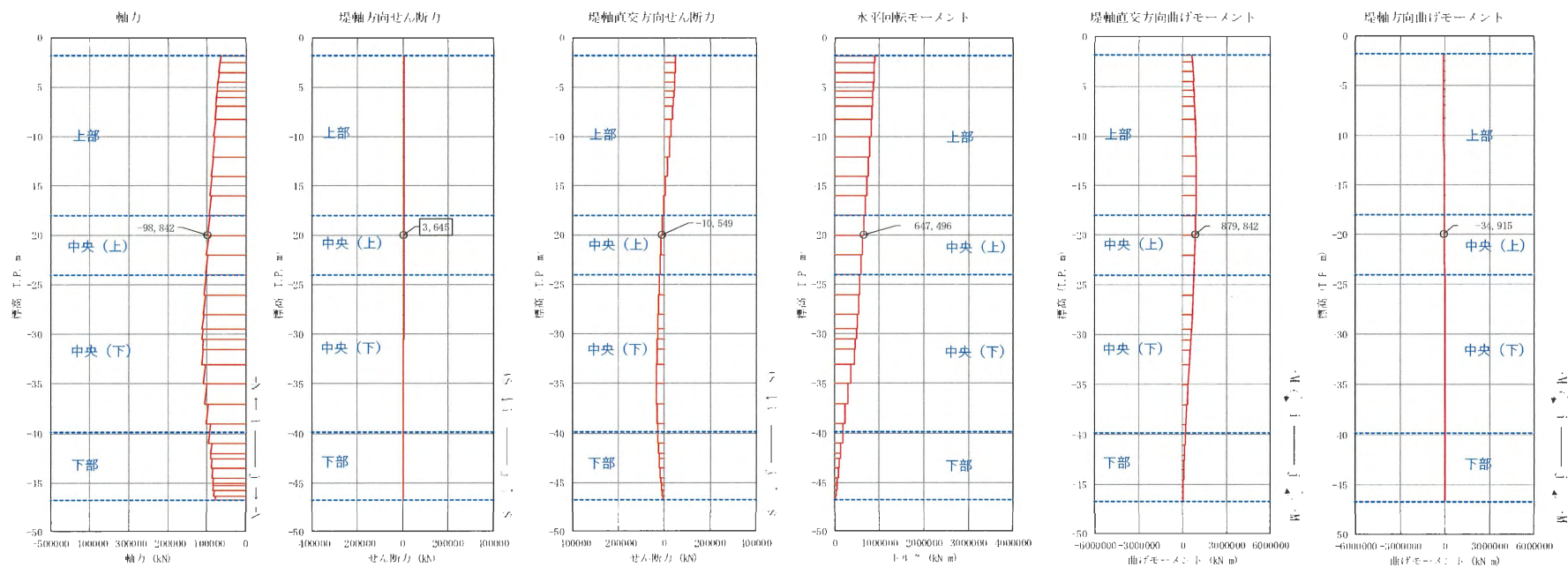


図 4.10-37 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 中央 (上), 地盤バネ 1)

南基礎

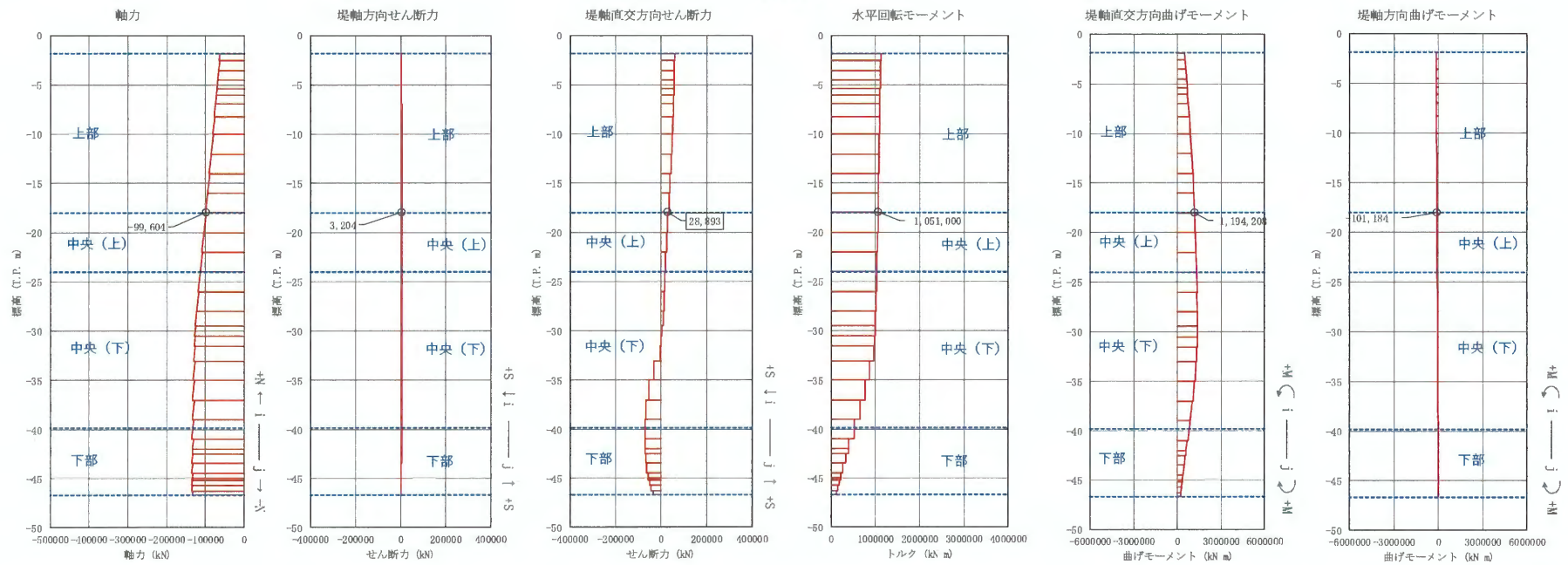


図 4.10-38 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図
③-③断面（津波時（敷地に遡上する津波），南基礎 中央（上），地盤バネ2）

南基礎

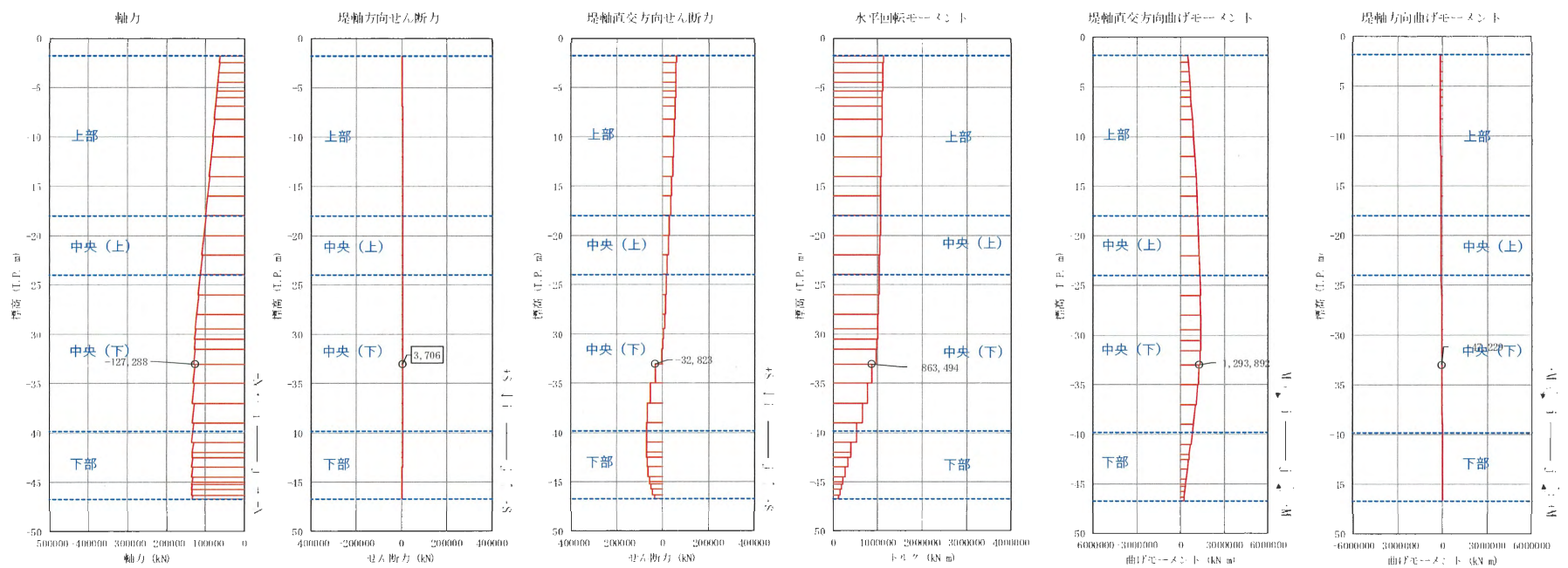


図 4.10-39 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

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

南基礎

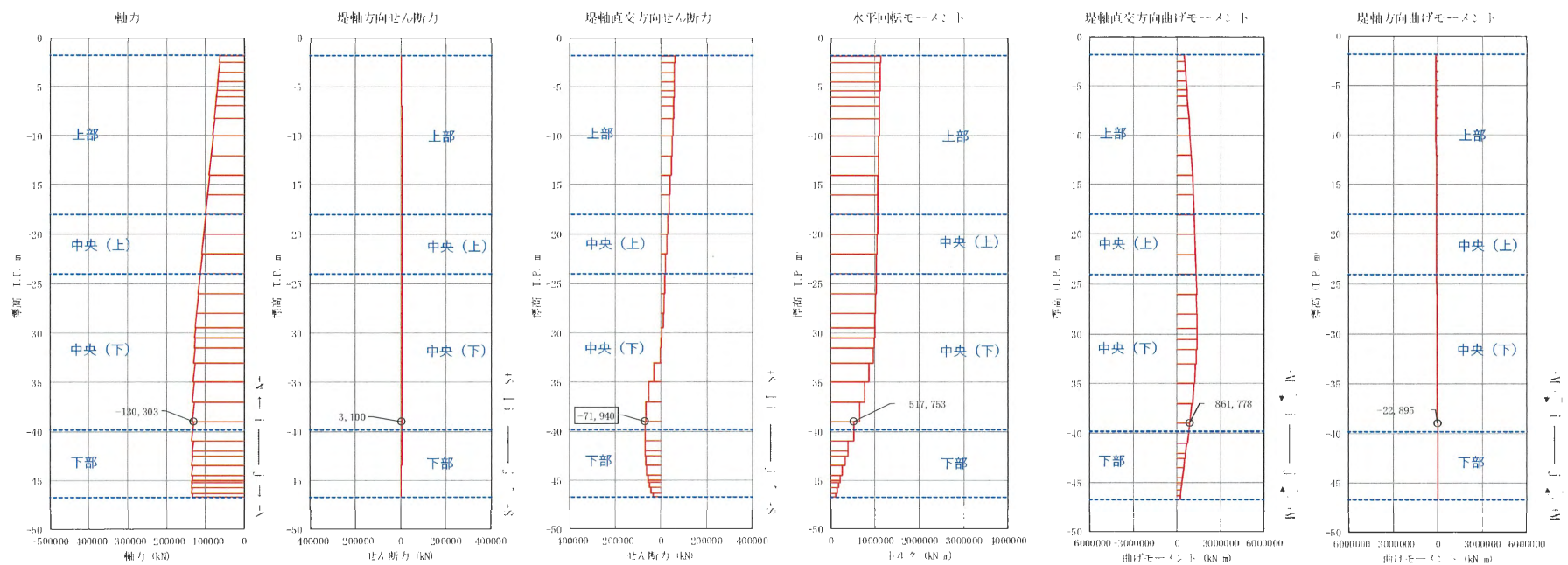


図 4.10-40 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 中央 (下), 地盤バネ2)

南基礎

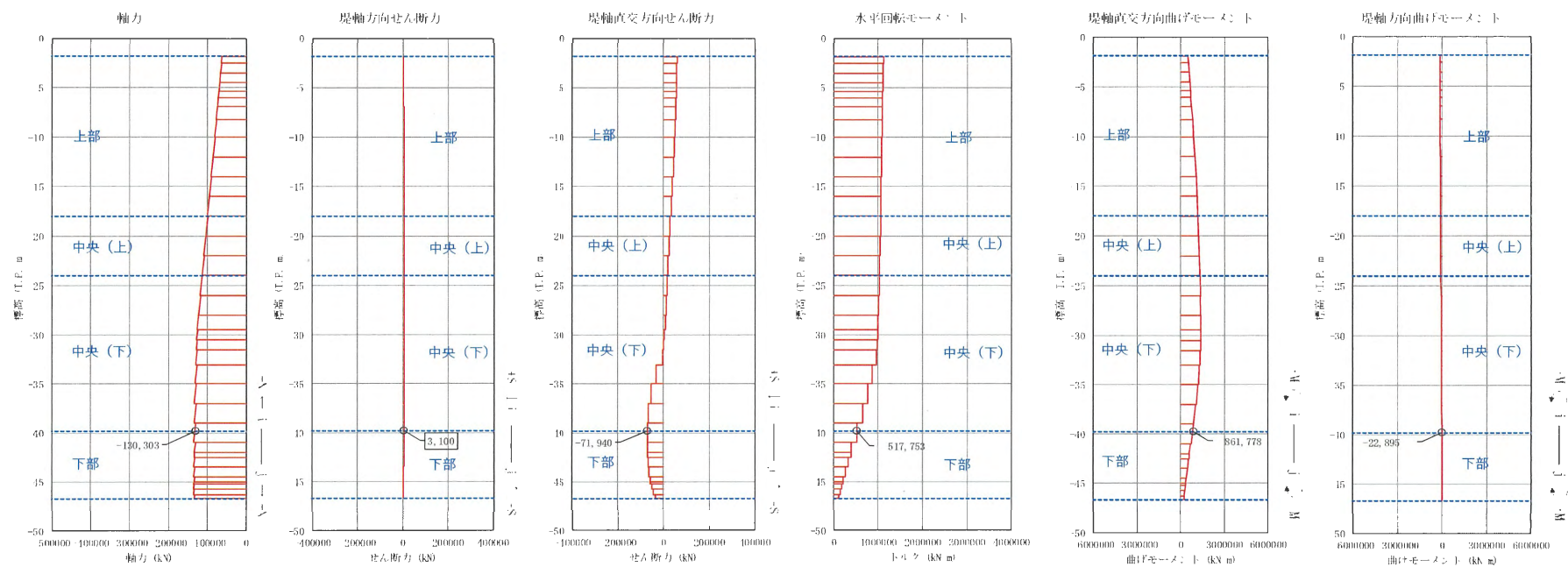
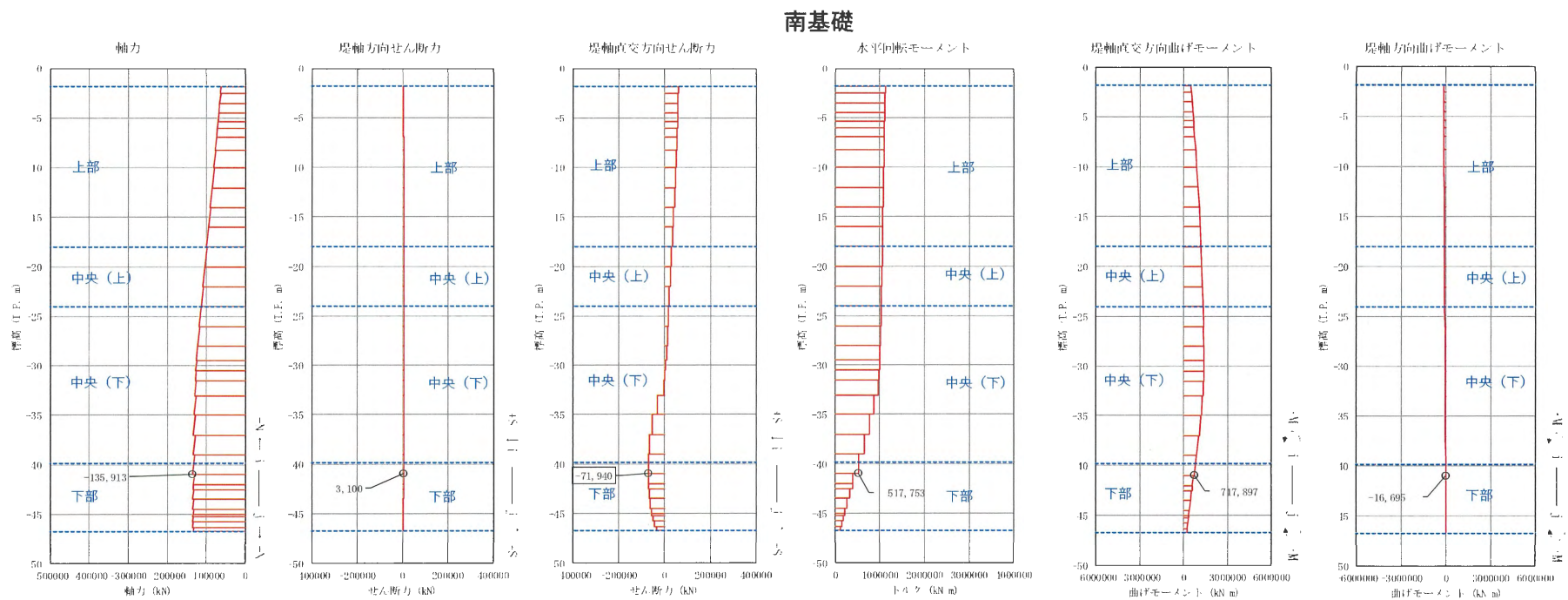


図 4.10-41 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面（津波時（敷地に遡上する津波），南基礎 下部，地盤バネ 2）



ハ、 概略配筋図

評価結果で決定された配筋を図 4.10-43～図 4.10-49 に示す。

せん断補強鉄筋については、鉛直方向の軸方向鉄筋の機械式継手範囲には配置できないため、計算で決定した必要鉄筋量を満足するように機械式継手の上下に振り分けて配置する。

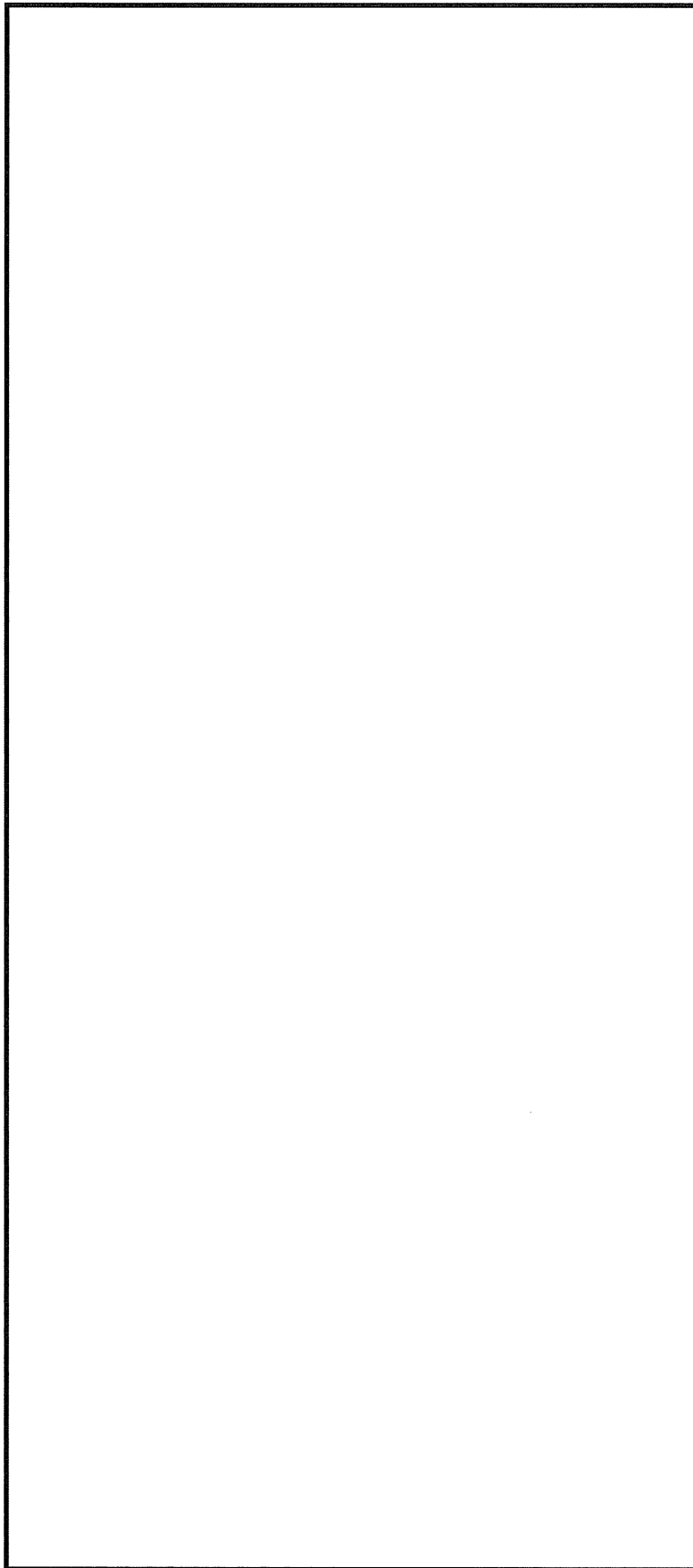


図 4.10-43 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図（南基礎：鉛直断面）

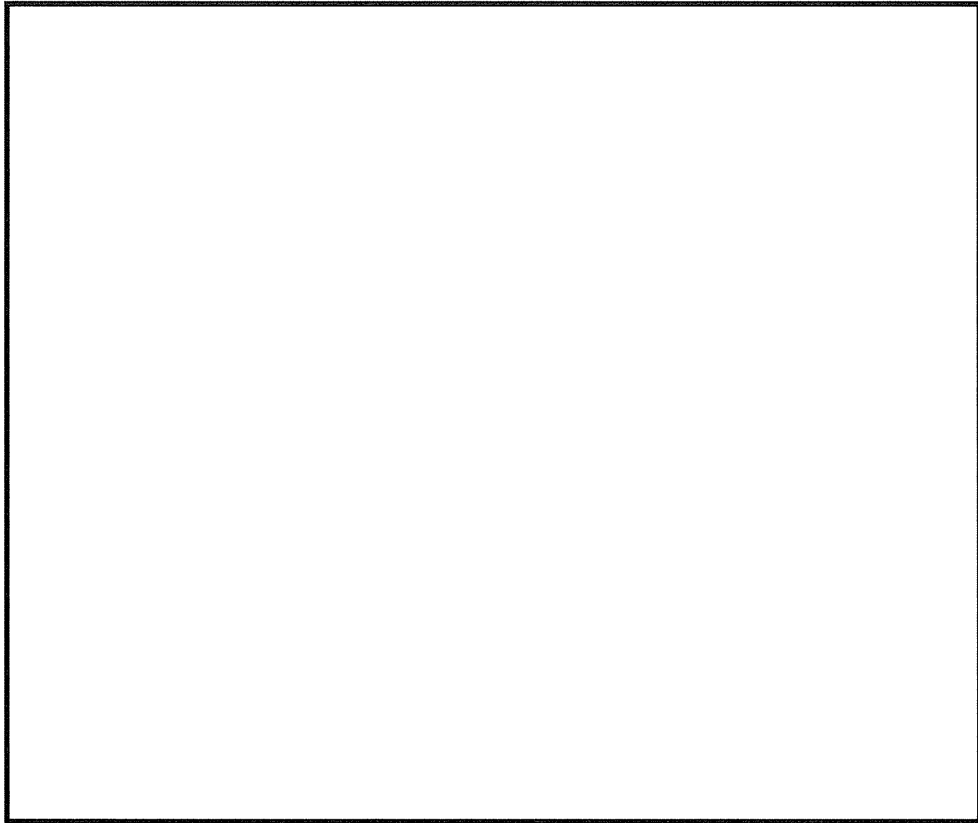


図 4.10-44 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図（南基礎上部：A－A断面）

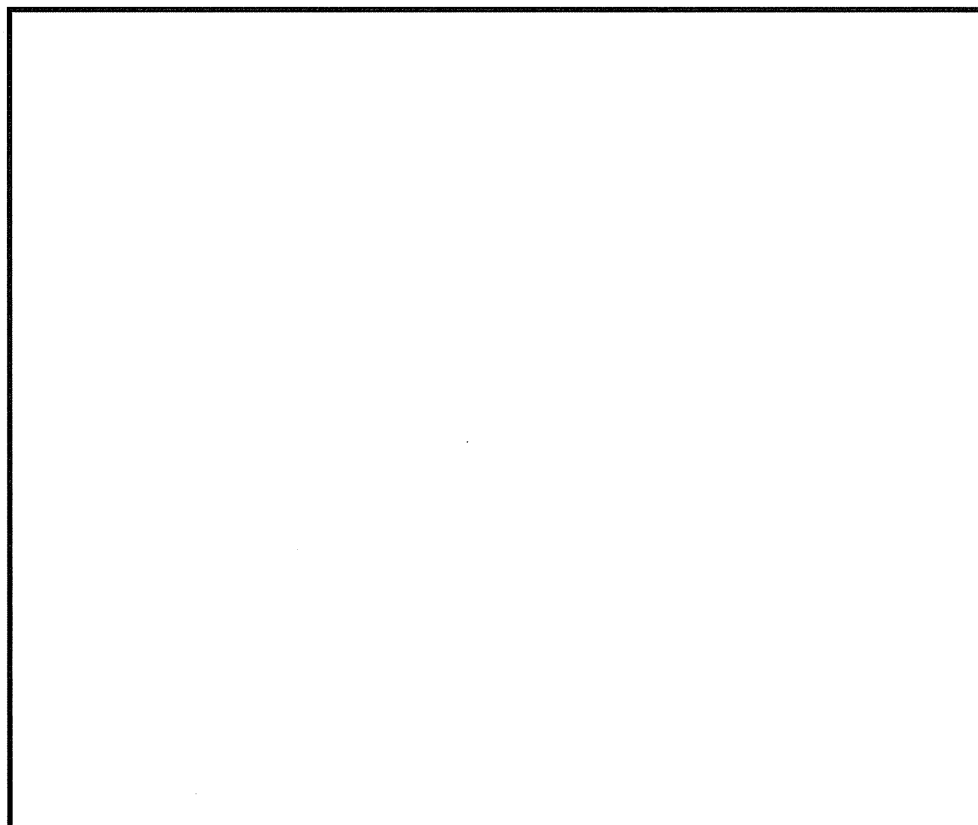


図 4.10-45 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図（南基礎中央（上）：B－B断面）

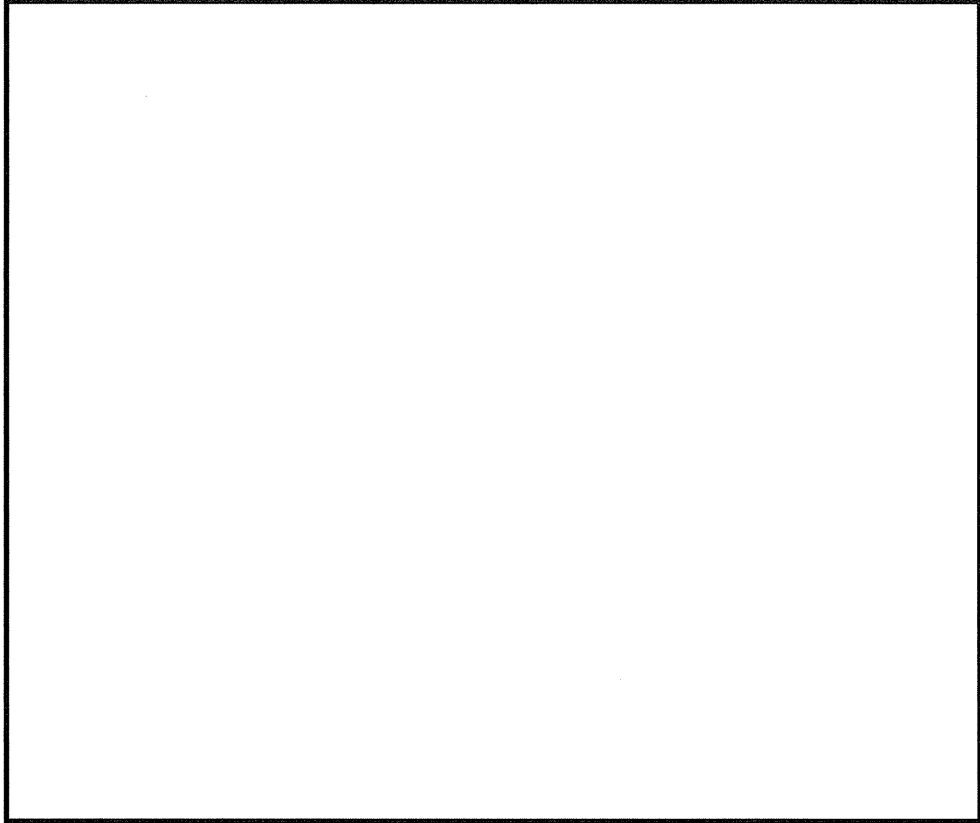


図 4.10-46 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図（南基礎中央（下）：C－C断面）

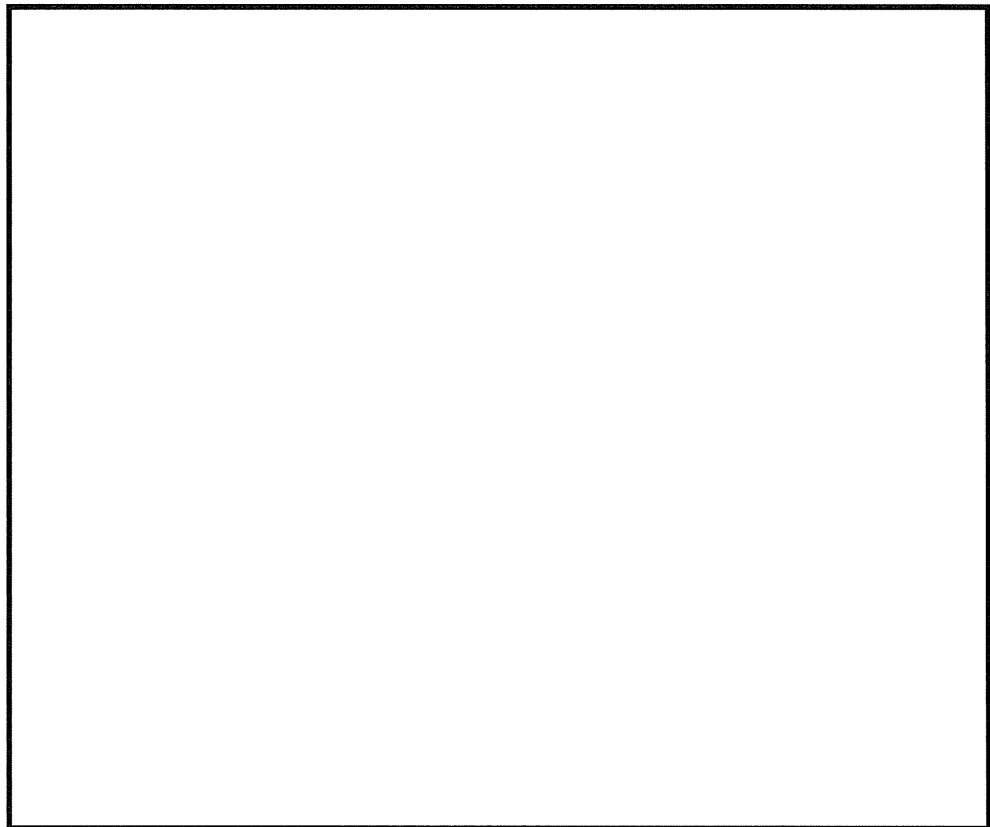


図 4.10-47 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図（南基礎下部：D－D断面）

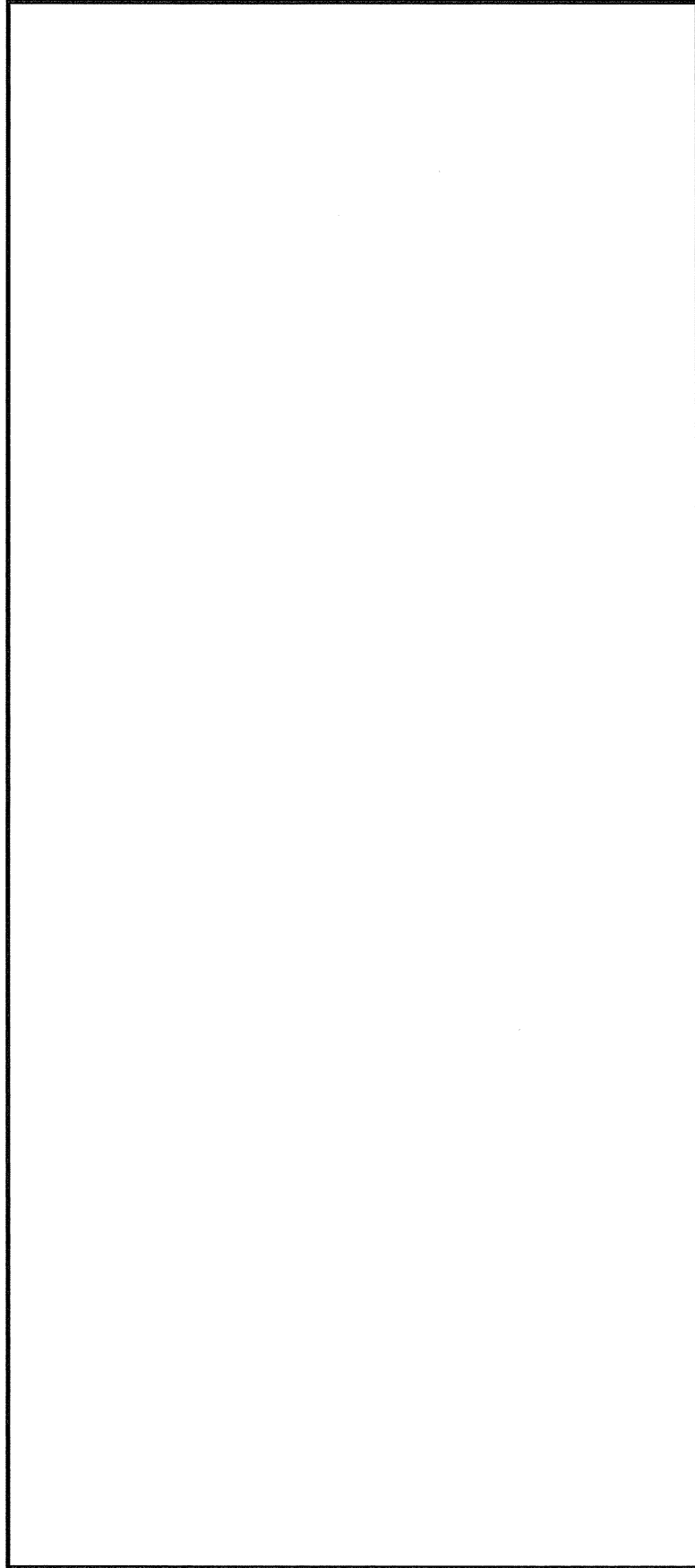


図 4.10-48 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図（北基礎：鉛直断面）

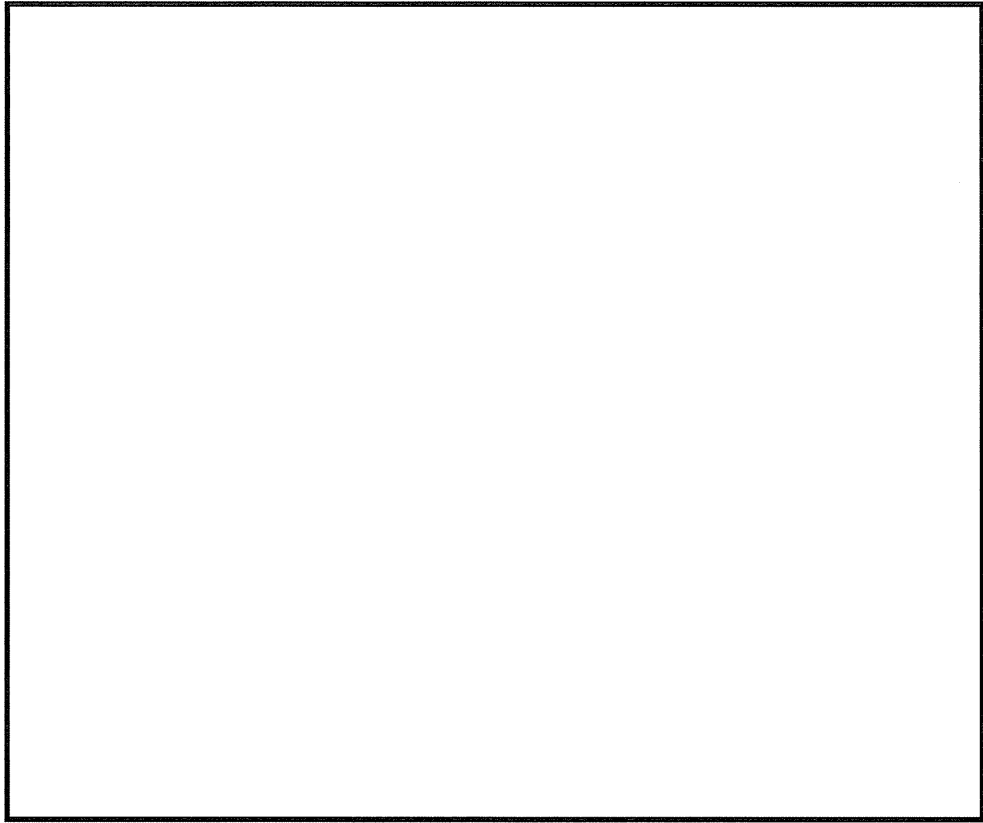


図 4.10-49 中実鉄筋コンクリートの概略配筋図（北基礎：水平断面）

(b) 鋼管杭の評価結果

イ. 曲げ軸力に対する評価結果

曲げ軸力に対する評価は、図 4.10-50 に示す評価位置図の鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は、以下のルールに従う。最初のアλファベットは、Nが北基礎の鋼管杭であり、Sが南基礎の鋼管杭であることを示す。2番目のアλファベットは、Eが東側の鋼管杭であり、Wが西側の鋼管杭であることを示す。末尾の数字は、南端の鋼管杭を1として北に向かって昇順で設定し、北端の鋼管杭を6とする。

3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力により鋼管杭に発生する応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-12 及び表 4.10-13 に示す。なお、発生断面力及び発生応力度は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-12 及び表 4.10-13 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-51～図 4.10-54 に示す。

鋼管杭における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において鋼管杭の曲げ圧縮応力度と曲げ引張応力度が短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。なお、鋼管杭の圧縮応力度に対する最大照査値は、津波時（基準津波）において地盤バネ2の南基礎SW6鋼管杭の0.39、津波時（敷地に遡上する津波）において地盤バネ2の南基礎SW6鋼管杭の0.53である。引張応力度に対する最大照査値は津波時（基準津波）において地盤バネ2の南基礎SE6鋼管杭の0.21、津波時（敷地に遡上する津波）において地盤バネ2の北基礎NE1鋼管杭の0.33である。

以上のことから、鋼管杭の構造部材の発生応力度が短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。

平面図

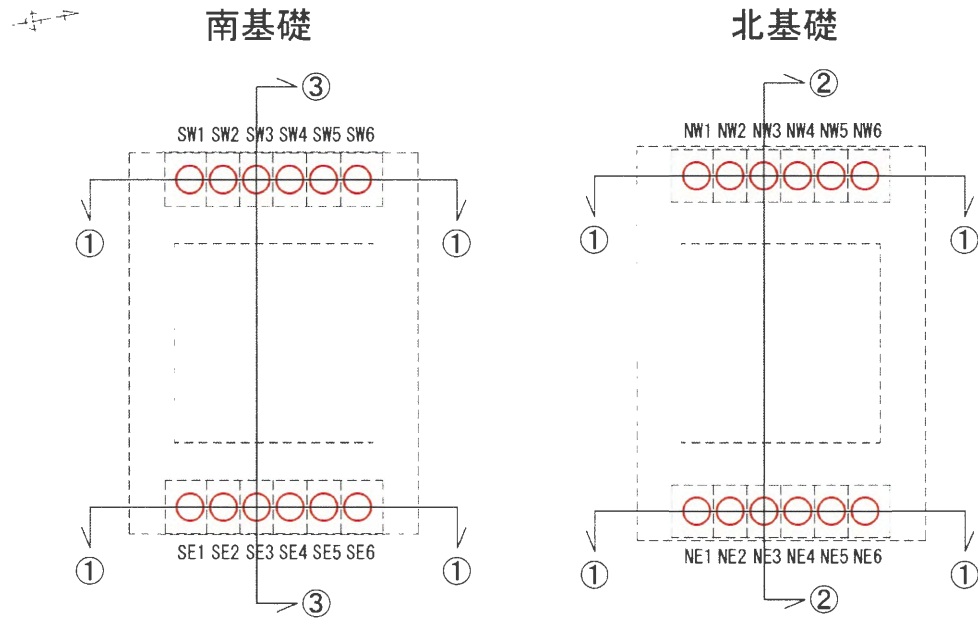


図 4.10-50 評価位置図（鋼管杭）

表 4.10-12 曲げ軸力に対する照査結果（津波時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			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}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 1	北基礎	圧縮 応力度	NW6	②－②断面	SBHS500	1500	50	1438	-10609	83.6	442.5	0.19	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	2416					
		引張 応力度	NE1	②－②断面	SBHS500	1500	50	-630	2697	39.7	442.5	0.09	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-2063					
	南基礎	圧縮 応力度	SW1	③－③断面	SBHS500	1500	50	1232	-11798	97.8	442.5	0.23	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-3279					
		引張 応力度	SE6	③－③断面	SBHS500	1500	50	-915	4035	57.2	442.5	0.13	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	2917					
地盤 パネ 2	北基礎	圧縮 応力度	NW1	②－②断面	SBHS500	1500	50	-7628	-13025	165.5	442.5	0.38	○
				①－①断面	SBHS500	1500	50	3479					
		引張 応力度	NE1	②－②断面	SBHS500	1500	50	-476	4117	85.8	442.5	0.20	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-5249					
	南基礎	圧縮 応力度	SW6	③－③断面	SBHS500	1500	50	-7336	-15300	169.2	442.5	0.39	○
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-2796					
		引張 応力度	SE6	③－③断面	SBHS500	1500	50	-1035	8453	91.4	442.5	0.21	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	4056					

注記 評価位置は図 4.10-50 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-13 曲げ軸力に対する照査結果（津波時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			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}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 1	北基礎	圧縮 応力度	NW6	②-②断面	SBHS500	1500	50	2796	-15585	139.6	500	0.28	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	4665					
		引張 応力度	NE1	②-②断面	SBHS500	1500	50	-1359	6877	88.7	500	0.18	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-4311					
	南基礎	圧縮 応力度	SW1	③-③断面	SBHS500	1500	50	2272	-17474	157.3	500	0.32	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-5726					
		引張 応力度	SE6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-1636	9252	113.6	500	0.23	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	5394					
地盤 パネ 2	北基礎	圧縮 応力度	NW1	②-②断面	SBHS500	1500	50	-12939	-18087	260.5	500	0.53	○
				①-①断面	SBHS500	1500	50	5380					
		引張 応力度	NE1	②-②断面	SBHS500	1500	50	-889	9353	162.3	500	0.33	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-9381					
	南基礎	圧縮 応力度	SW6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-12147	-20826	261.2	500	0.53	○
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-4921					
		引張 応力度	SE6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-1467	13443	158.7	500	0.32	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	7538					

注記 評価位置は図 4.10-50 に示す。
赤線枠内は最大照査値を示す。

北基礎

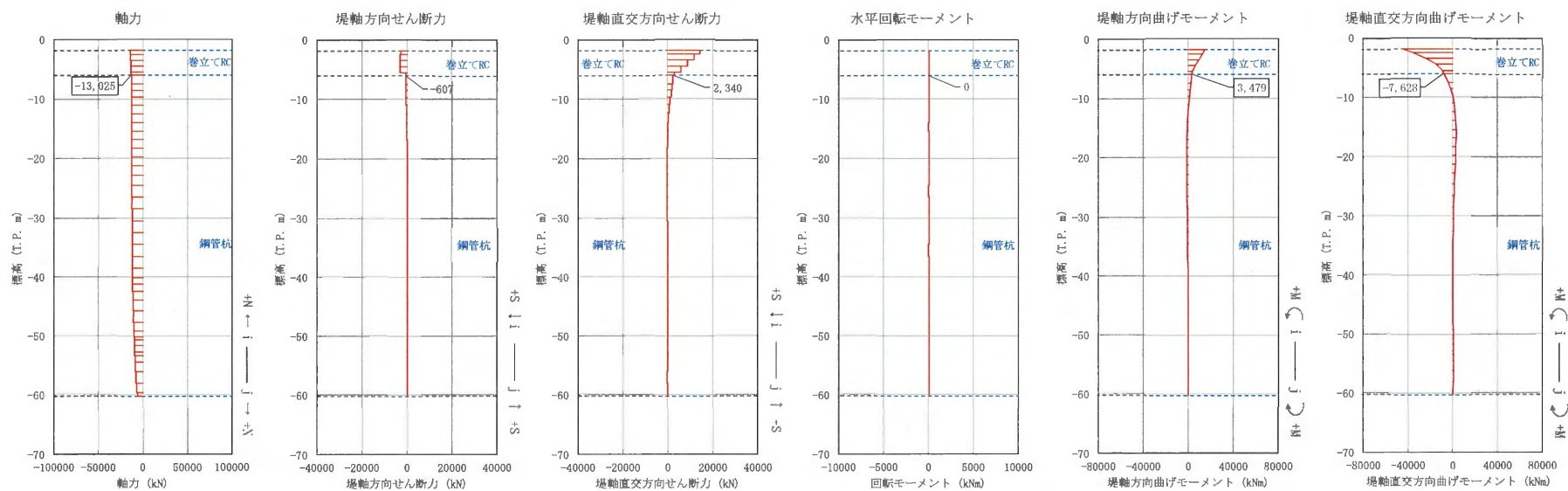


図 4.10-51 鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①—①断面, ②—②断面, (津波時 (基準津波), 北基礎, 地盤バネ 2)

南基礎

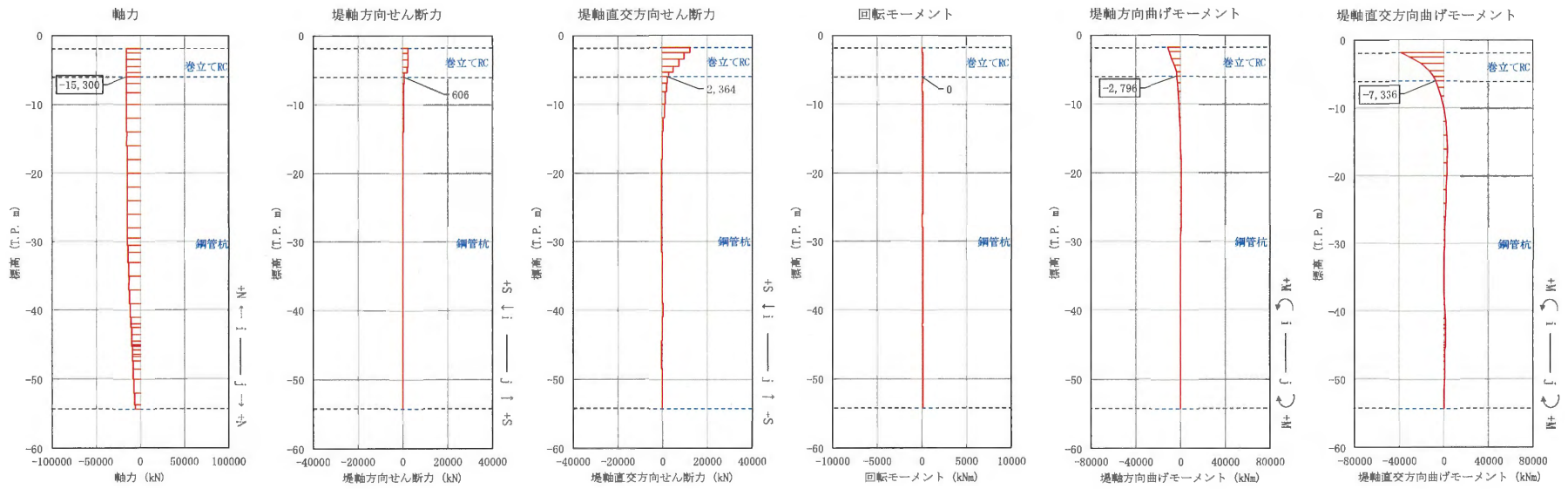


図 4.10-52 鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (津波時(基準津波), 南基礎, 地盤バネ2)

北基礎

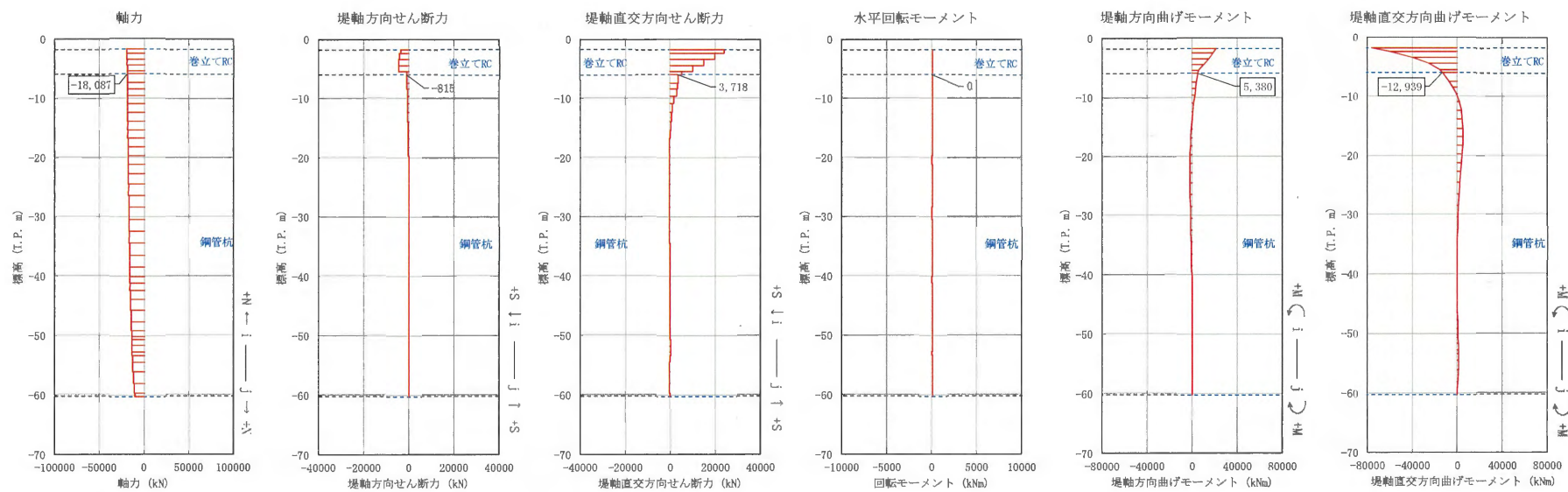


図 4.10-53 鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①—①断面, ②—②断面, (津波時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 2)

南基礎

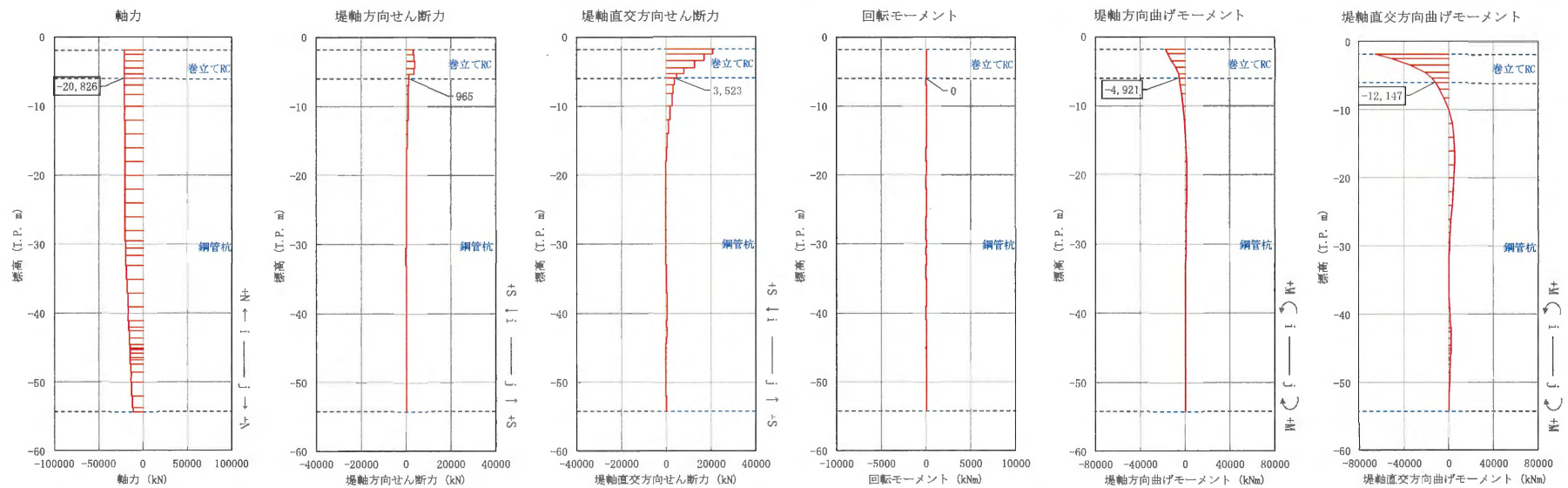


図 4.10-54 鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 2)

ロ. せん断力に対する評価結果

せん断力に対する評価は、図 4.10-55 に示す評価位置図の鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は、曲げ軸力に対する評価において示したものと同様である。

3次元静的フレーム解析によって得られるせん断力により鋼管杭に発生する応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

せん断力に対する照査結果を表 4.10-14 及び表 4.10-15 に示す。なお、発生せん断力及び発生せん断応力度は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。

表 4.10-14 及び表 4.10-15 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-56～図 4.10-63 に示す。

鋼管杭における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鋼管杭の発生せん断応力度が短期許容せん断応力度以下であることを確認した。なお、鋼管杭のせん断力に対する最大照査値は、津波時（基準津波）において地盤バネ 2 の南基礎 SW 6 鋼管杭③-③断面の 0.09 であり、津波時（敷地に遡上する津波）において地盤バネ 2 の北基礎の NW 1 鋼管杭の②-②断面の 0.12 である。

以上のことから、鋼管杭の構造部材の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

平面図

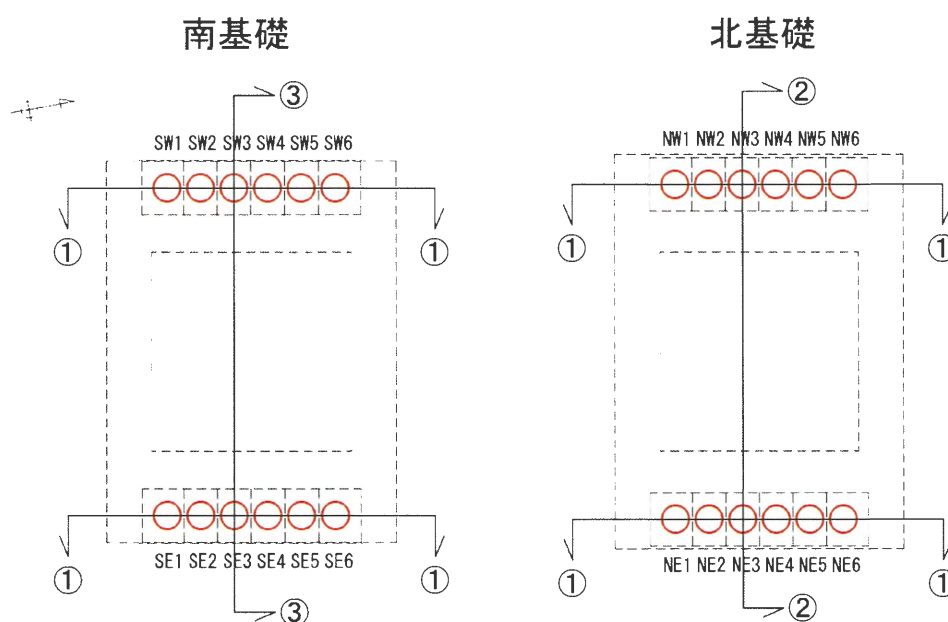


図 4.10-55 評価位置図（鋼管杭）

（図 4.10-50 の再掲）

表 4.10-14 せん断力に対する照査結果（津波時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力	発生 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_s (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{sa}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	せん断力 (kN)				
地盤 パネ 1	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	587	5.3	255	0.03	—
		NW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	1343	12.0	255	0.05	○
	南基礎	SE2	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	64	10.7	255	0.05	—
		SW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	1989	17.8	255	0.07	○
地盤 パネ 2	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	2340	21.0	255	0.09	○
		NW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	1290	11.6	255	0.05	—
	南基礎	SW6	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	2364	21.2	255	0.09	○
		SE6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	1109	9.9	255	0.04	—

注記 評価位置は図 4.10-55 に示す。
赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-15 せん断力に対する照査結果（津波時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	断面力図
					材質	外径 φ (mm)	肉厚 t (mm)	せん断力 (kN)	τ (N/mm ²)	τ _a (N/mm ²)	τ / τ _{sa}	
地盤 パネ 1	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	730	6.5	285	0.03	—
		NW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	2365	21.2	285	0.08	○
	南基礎	SW6	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	1292	11.6	285	0.05	—
		SW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	3323	29.8	285	0.11	○
地盤 パネ 2	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	3718	33.3	285	0.12	○
		NE1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	2211	19.8	285	0.07	—
	南基礎	SW6	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	3523	31.6	285	0.12	○
		SE6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	1956	17.5	285	0.07	—

注記 評価位置は図 4.10-55 に示す。
赤線枠内は最大照査値を示す。

北基礎

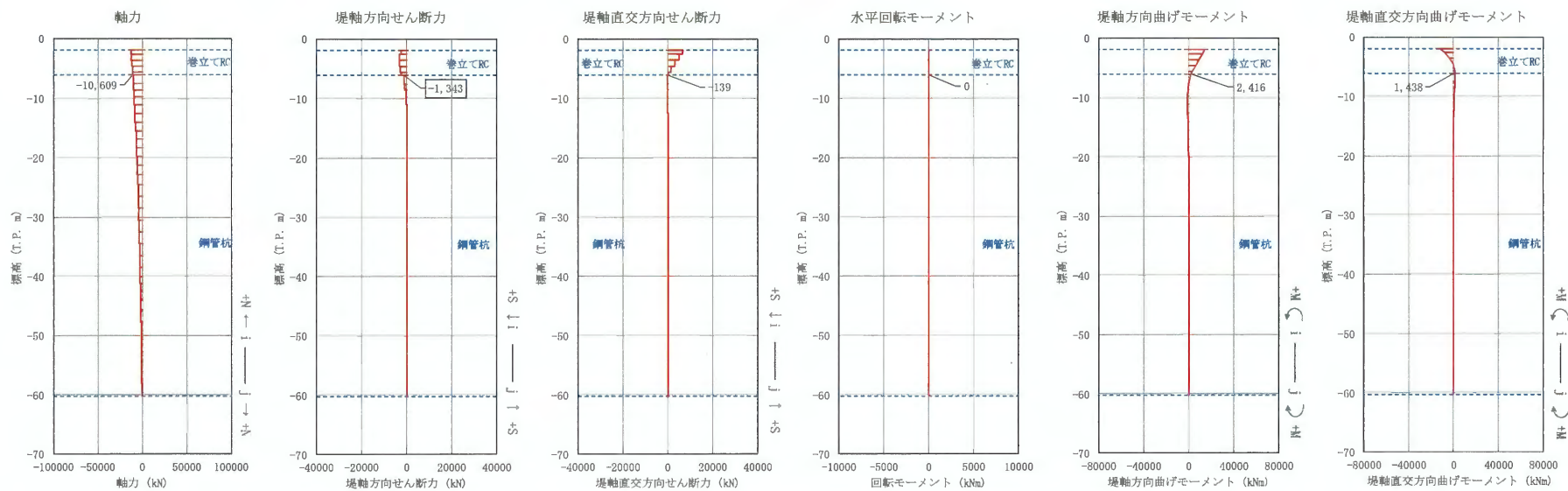
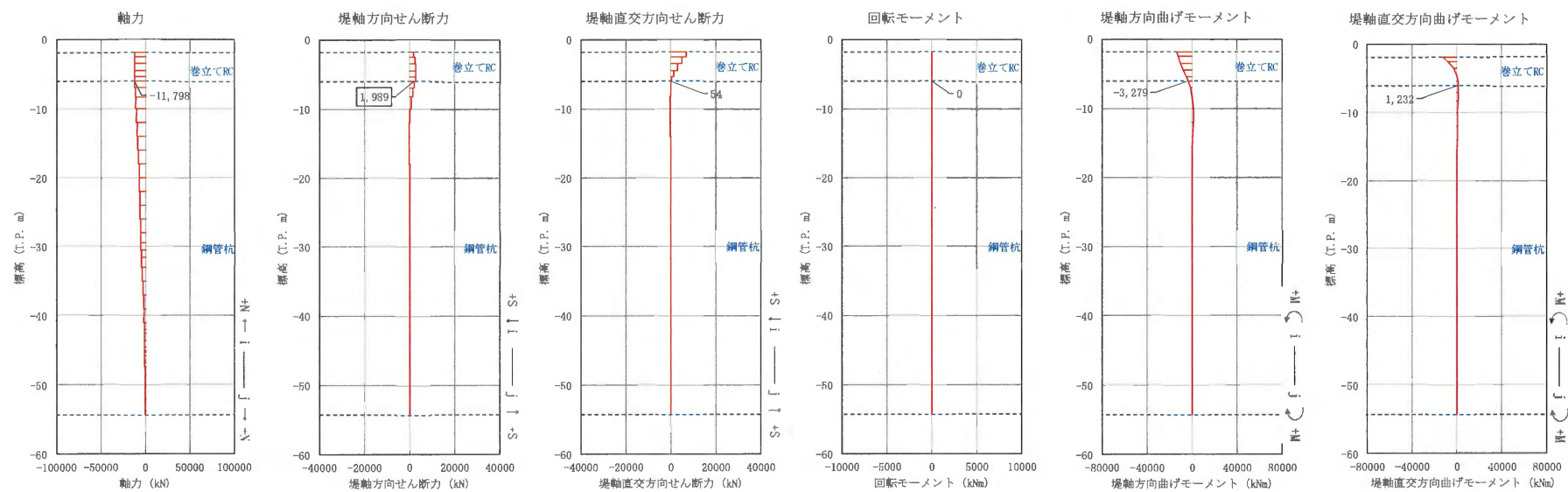


図 4.10-56 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (津波時 (基準津波), 北基礎, 地盤バネ 1)

南基礎



北基礎

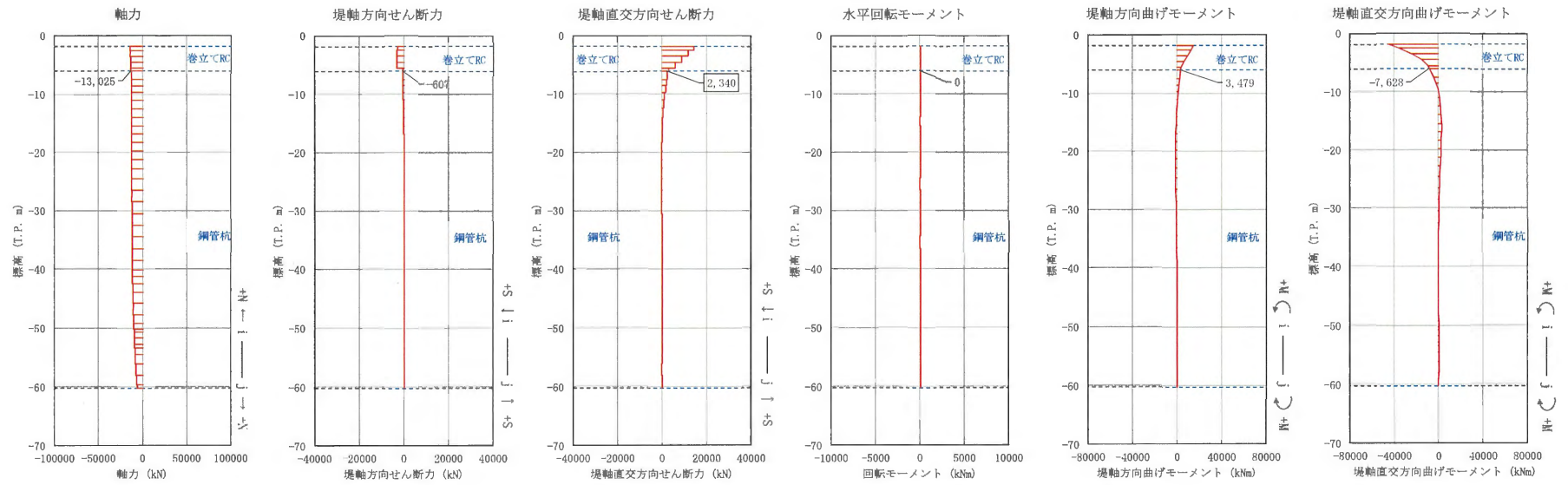
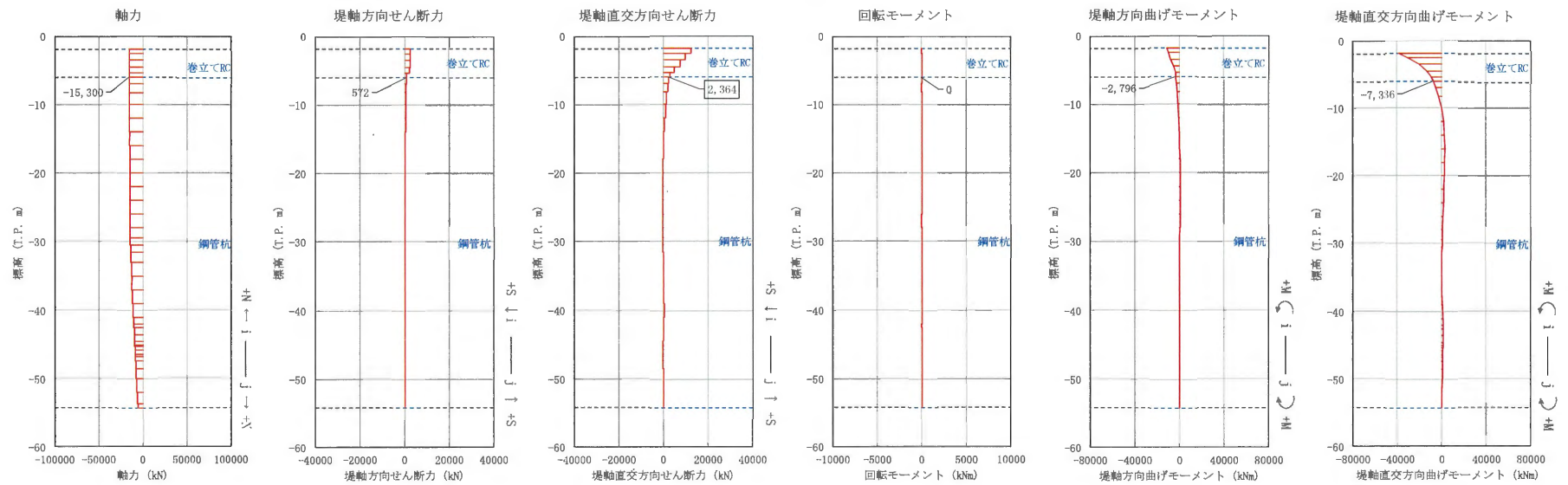


図 4.10-58 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

②-②断面（津波時（基準津波）、北基礎、地盤バネ2）

南基礎



北基礎

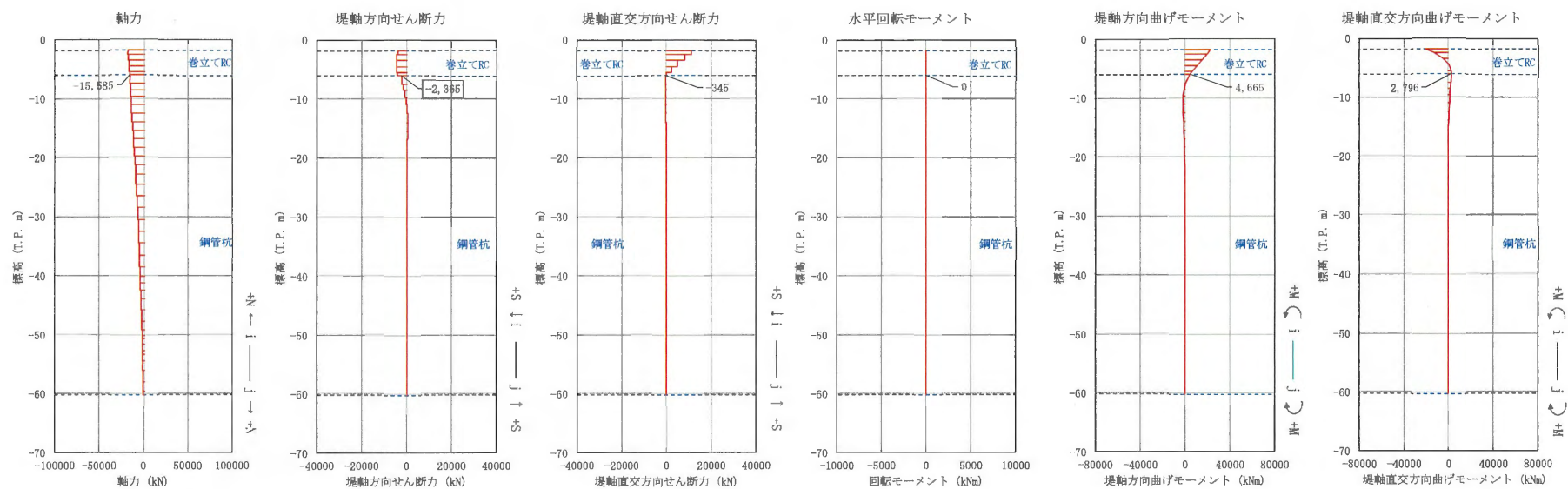


図 4.10-60 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (津波時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 1)

南基礎

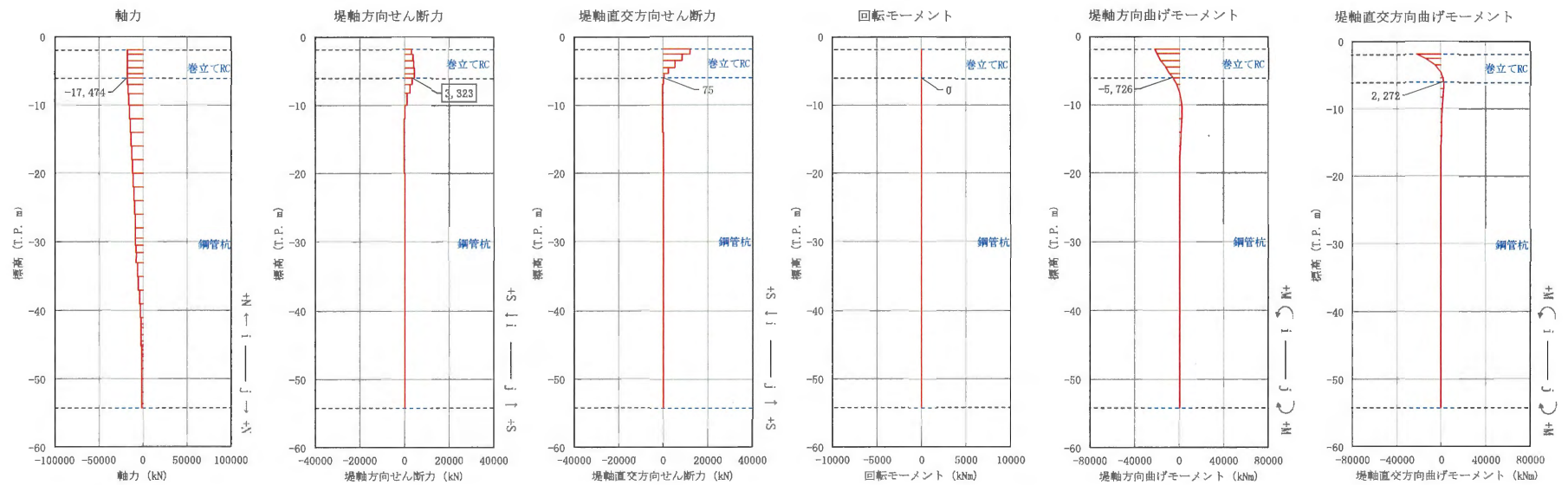


図 4.10-61 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①－①断面（津波時（敷地に遡上する津波），南基礎，地盤バネ 1）

北基礎

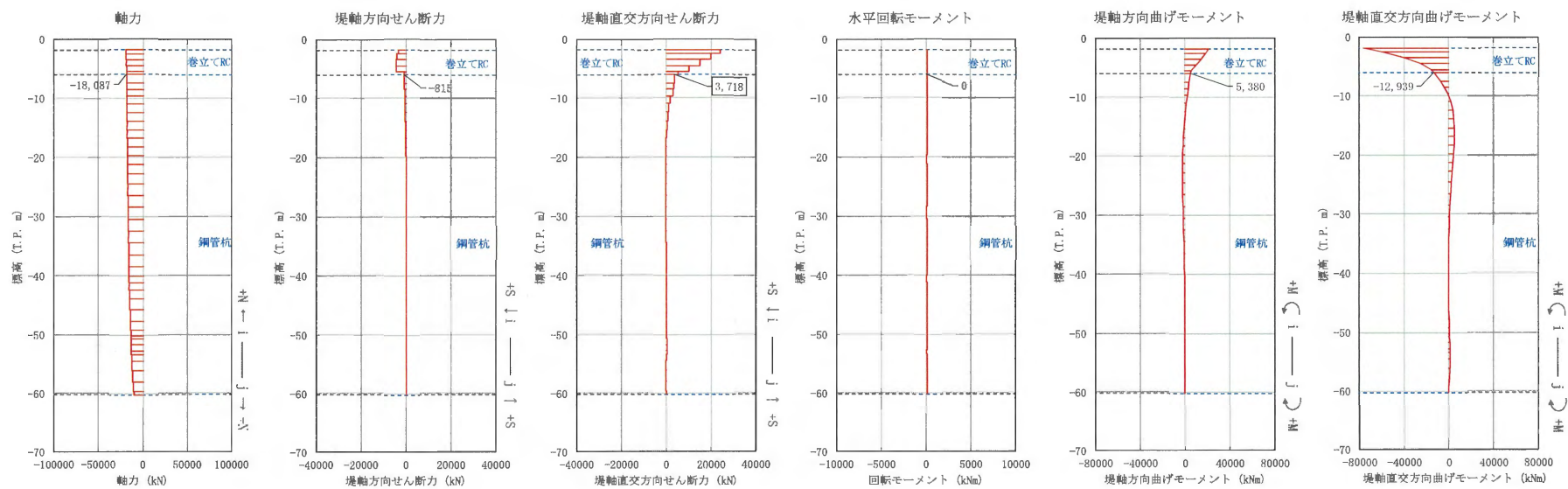


図 4.10-62 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

②-②断面 (津波時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 2)

南基礎

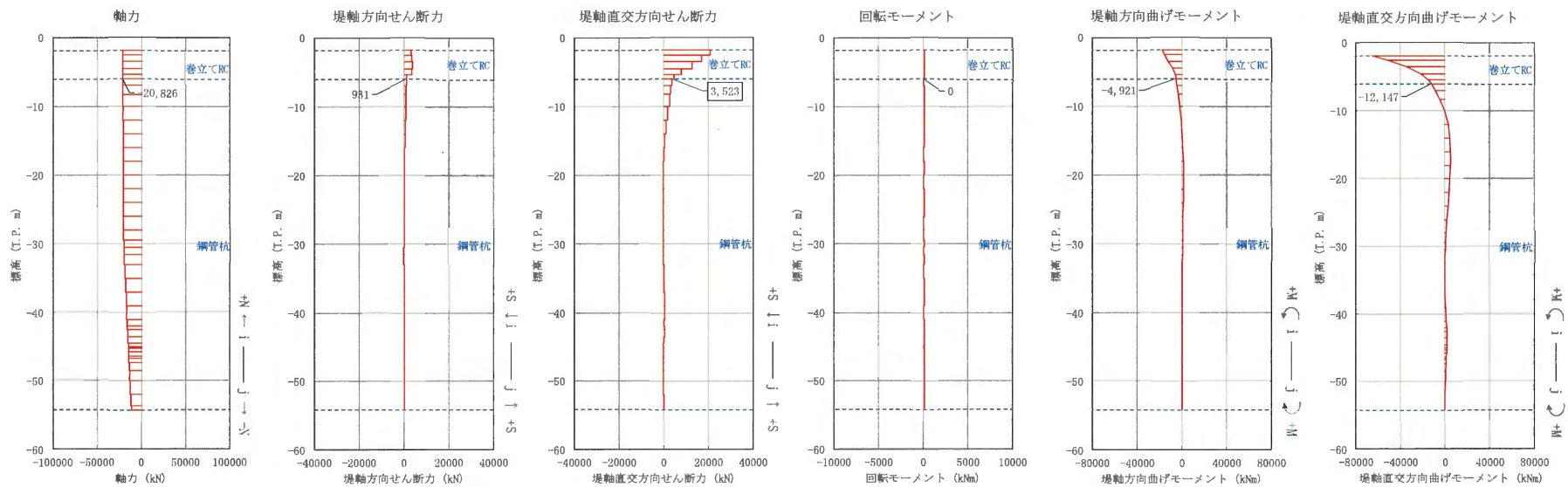


図 4.10-63 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
③-③断面（津波時（敷地に遡上する津波），南基礎，地盤バネ2）

ハ. 構造仕様

鋼管杭の構造仕様を図 4.10-64 に示す。鋼管杭の外径は 1500 mm であり、肉厚 50 mm である。材質は SBHS500 である。なお、鋼管杭の応力度算出及び鋼管杭の断面積と断面 2 次モーメントを算出する際は、腐食代 1 mm を考慮する。

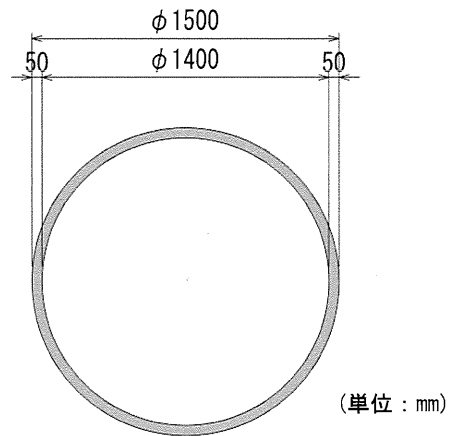


図 4.10-64 鋼管杭の構造仕様 (SBHS500)

(c) 巻立て鉄筋コンクリート

イ. 巻立て鉄筋コンクリート

(イ) 曲げ軸力に対する評価結果

曲げ軸力に対する評価は、図 4.10-65 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリートに対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリートの名称は、鋼管杭と同様に以下のルールに従う。最初のアルファベットは、Nが北基礎の巻立て鉄筋コンクリートであり、Sが南基礎の巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。2番目のアルファベットは、Eが東側の巻立て鉄筋コンクリートであり、Wが西側の巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。末尾の数字は、南端の巻立て鉄筋コンクリートを1として北に向かって昇順で設定し、北端の巻立て鉄筋コンクリートを6とする。また、末尾の番号が1及び6を端部杭、2～5を中間杭として照査結果を区別する。端部杭と中間杭として区別したのは、部材幅が異なるためである。

3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。曲げ軸力に対する評価は、鉄筋コンクリートと鋼管杭での断面力の分担を考慮した発生応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。巻立て鉄筋コンクリートの複合断面と照査断面位置を図 4.10-66 に示す。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-16 及び表 4.10-17 に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-18 及び表 4.10-19 にそれぞれ示す。なお、発生断面力及び発生応力度は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-16～表 4.10-19 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-67～図 4.10-70 に示す。

鉄筋コンクリートに分担される発生応力度に対して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短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。なお、コンクリートの曲げ軸力照査の最大照査値は、津波時（基準津波）において0.67、津波時（敷地に遡上する津波）において0.80である。鉄筋の曲げ軸力照査の最大照査値は、津波時（基準津波）において0.35であり、津波時（敷地に遡上する津波）において0.53である。これらの最大照査値は、地盤バネ2の北基礎の端部杭NW1の照査値である。

以上のことから、巻立て鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。

表 4.10-16 コンクリートの曲げ軸力照査結果（津波時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置			断面性状			鉄筋仕様	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}	断面力図	
				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	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D510150 (SD685)	-36745	-12817	14.2	24	0.59	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D510150 (SD685)	15381					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D510150 (SD685)	-23765	-10623	12.0	24	0.50	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D510150 (SD685)	8754					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D510150 (SD685)	-36740	-12011	14.9	24	0.63	○
				①-①断面	2800	2250	1875	D510150 (SD685)	-14498					
		中間杭	SW5	③-③断面	1800	2800	2300	D510150 (SD685)	-25071	-10838	12.9	24	0.54	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D510150 (SD685)	-8184					
地盤 パネ 2	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D510150 (SD685)	-44803	-14117	16.0	24	0.67	○
				①-①断面	2800	2250	1875	D510150 (SD685)	15084					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D510150 (SD685)	-33507	-12594	14.8	24	0.62	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D510150 (SD685)	8289					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D510150 (SD685)	-38456	-15406	14.3	24	0.60	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D510150 (SD685)	-10967					
		中間杭	SW5	③-③断面	1800	2800	2300	D510150 (SD685)	-30627	-13769	13.7	24	0.58	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D510150 (SD685)	-5788					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、巻立て鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋の材質を示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.10-65 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-17 コンクリートの曲げ軸力照査結果（津波時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様	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}	断面力図
					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	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-61009	-17965	22.6	32	0.71	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	23384					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-40559	-15342	19.5	32	0.62	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	13398					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-57009	-17668	23.3	32	0.73	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-23041					
		中間杭	SW5	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-41144	-16075	20.9	32	0.66	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-13029					
地盤 パネ 2	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-75722	-19486	25.5	32	0.80	○
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	21285					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-57746	-17524	24.0	32	0.75	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	11844					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-64883	-20947	23.6	32	0.74	○
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-17283					
		中間杭	SW5	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-52546	-19265	22.9	32	0.72	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-9292					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、巻立て鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋の材質を示す。
発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
評価位置は図 4.10-65 に示す。
赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-18 鉄筋の曲げ軸力照査結果（津波時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様	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}
					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	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-36745	-12817	180.1	600	0.31
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	15381				
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-23765	-10623	148.1	600	0.25
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	8754				
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-36740	-12011	194.1	600	0.33
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-14498				
		中間杭	SW5	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-25071	-10838	159.1	600	0.27
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-8184				
地盤 パネ 2	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-44803	-14117	208.7	600	0.35
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	15084				
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-33507	-12594	184.0	600	0.31
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	8289				
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-38456	-15406	176.5	600	0.30
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-10967				
		中間杭	SW5	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-30627	-13769	171.1	600	0.29
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-5788				

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、巻立て鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm

の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋の材質を示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.10-65 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-19 鉄筋の曲げ軸力照査結果（津波時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様	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}
					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	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-61009	-17965	299.1	660	0.46
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	23384				
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-40559	-15342	241.0	660	0.37
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	13398				
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-57009	-17668	306.6	660	0.47
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-23041				
		中間杭	SW5	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-41144	-16075	257.0	660	0.39
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-13029				
地盤 パネ 2	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-75722	-19486	347.6	660	0.53
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	21285				
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-57746	-17524	308.9	660	0.47
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	11844				
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-64883	-20947	308.8	660	0.47
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-17283				
		中間杭	SW5	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-52546	-19265	285.2	660	0.44
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-9292				

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、巻立て鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm

の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋の材質を示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.10-65 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

南基礎

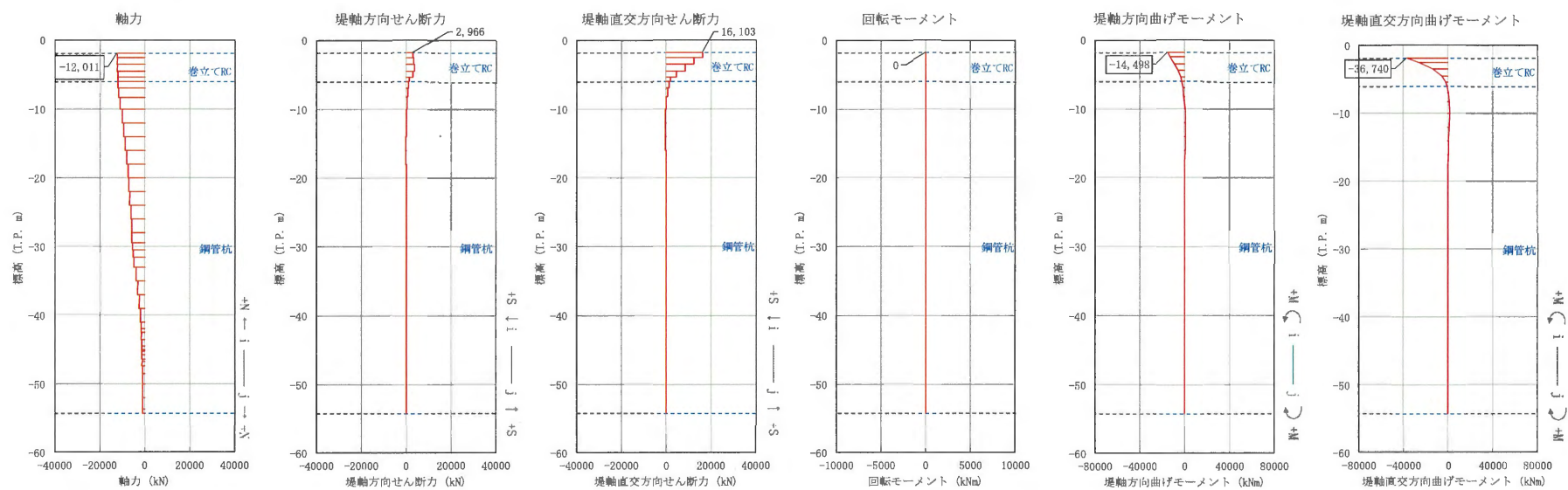


図 4.10-67 巻立て鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (津波時 (基準津波), 南基礎, 地盤バネ 1)

北基礎

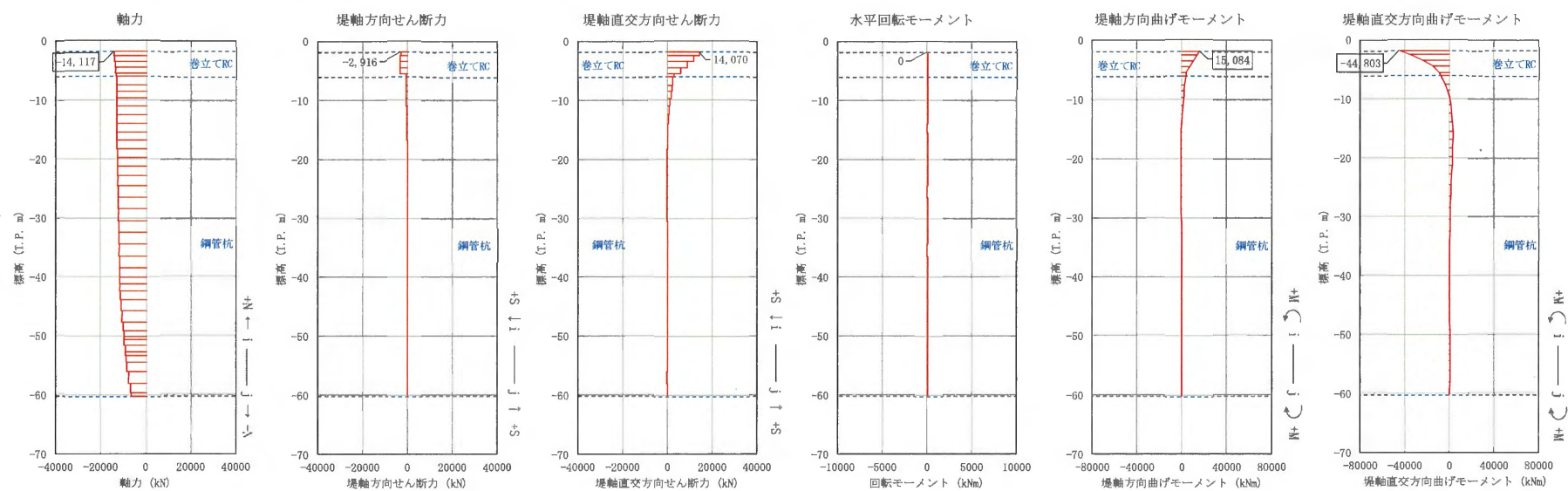


図 4.10-68 巻立て鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ②-②断面, (津波時 (基準津波), 北基礎, 地盤バネ 2)

北基礎

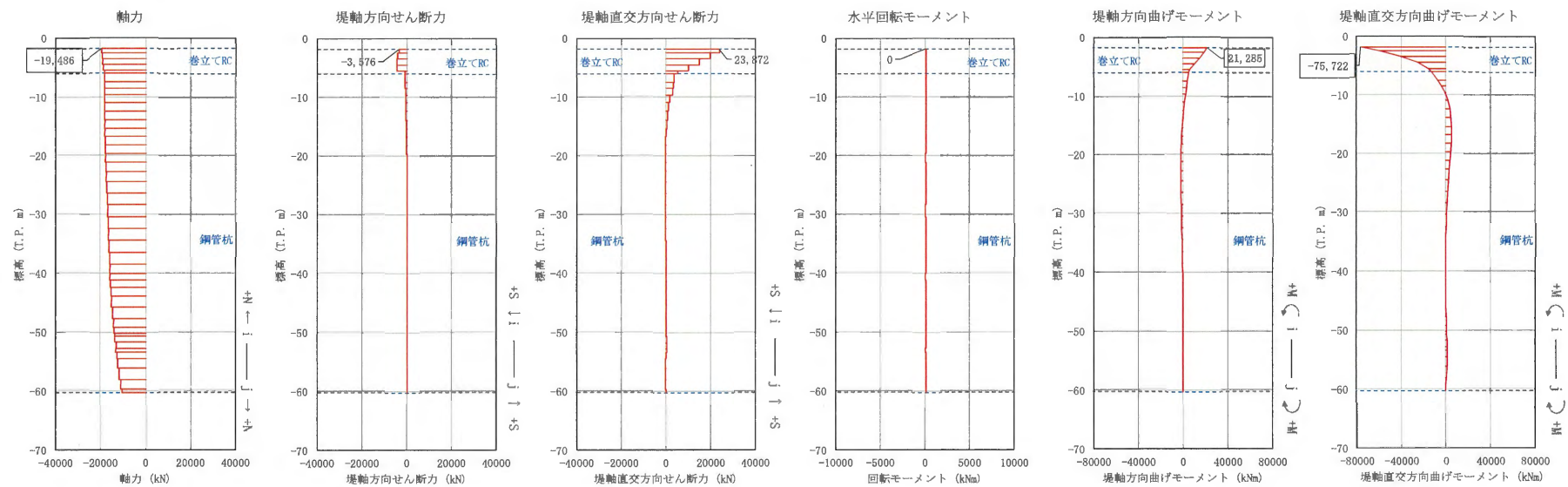


図 4.10-69 巻立て鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①—①断面, ②—②断面, (津波時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 2)

南基礎

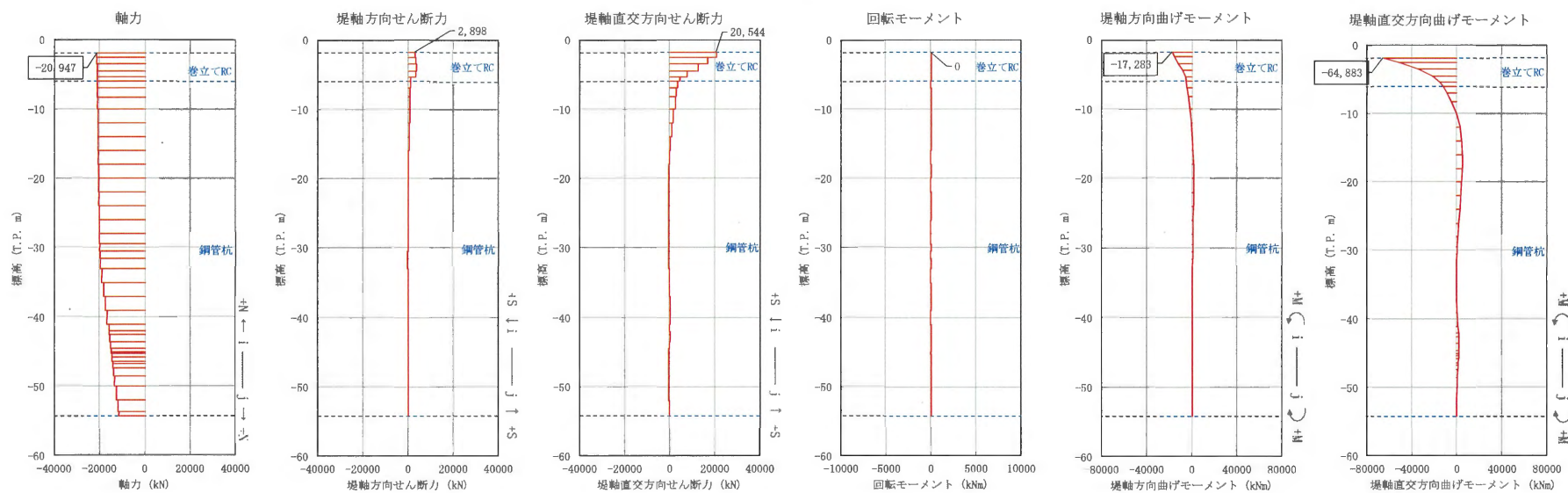


図 4.10-70 巻立て鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 2)

(ロ) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する評価は、曲げ軸力に対する評価と同様に図 4.10-71 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリートに対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリートの名称は、曲げ軸力に対する評価において示したものと同様である。

3次元静的フレーム解析によって得られるせん断力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として行う。発生応力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出し、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。せん断力に対する照査では、発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認する。せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方を図 4.10-72 に示す。

せん断力に対する照査結果を表 4.10-20 及び表 4.10-21 に示す。なお、発生せん断力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-20 及び表 4.10-21 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-73～図 4.10-80 に示す。

鉄筋コンクリートに分担される発生せん断力に対して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短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。なお、せん断力に対する最大照査値は、津波時（基準津波）において 0.65 であり、津波時（敷地に遡上する津波）において 0.97 である。これらの最大照査値は、地盤バネ 1 の北基礎の NW 1 端部杭の②-②断面の照査値である。

以上のことから、巻立て鉄筋コンクリートの構造部材の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

平面図

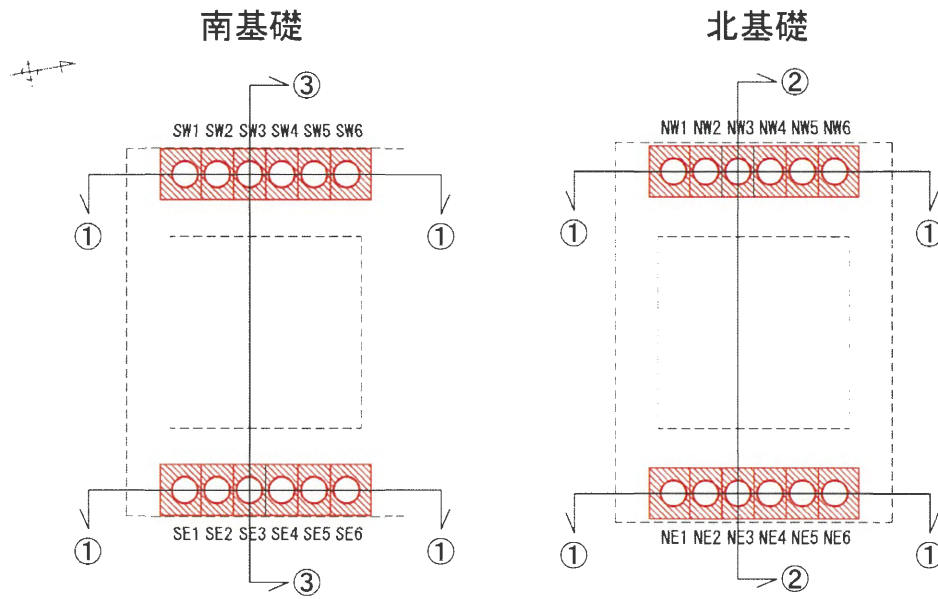


図 4.10-71 評価位置図（巻立て鉄筋コンクリート）
（図 4.10-65 の再掲）

【断面力の分担方法】

- ・ 鋼管杭のせん断力

$$V_s = \alpha_s \times V$$

$$\alpha_s = Z_s / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

- ・ 巻立て鉄筋コンクリートのせん断力

$$V_{rc} = \alpha_{rc} \times V$$

$$\alpha_{rc} = A_s \times Z_{rc} / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

ここで、 V : 鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリート一体構造において算出したせん断力

A_s : 軸方向引張鉄筋の総断面積

Z_s : 鋼管杭の断面係数

Z_{rc} : 圧縮応力度の作用位置から引張鉄筋の図芯までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい (d は有効高さ)

【鉄筋コンクリートの有効断面】

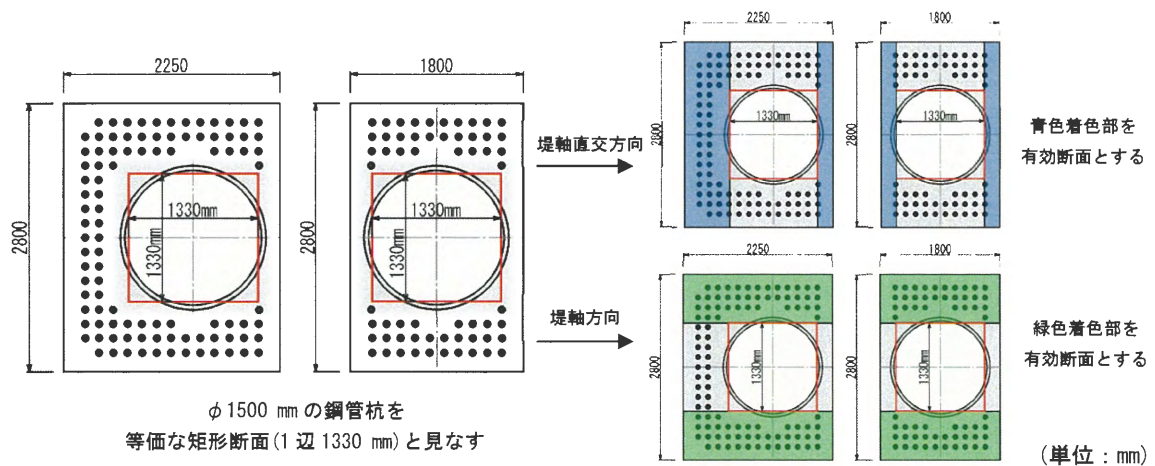


図 4.10-72 せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方
(北基礎の例)

表 4.10-20 セン断力に対する照査結果（津波時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強鉄筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a	断面力図		
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)							
地盤 パネ 1	北基礎	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D35φ150 (SD390)	8318	12989	0.65	○
			NE6	①－①断面	2800	2250	1875	D32φ300 (SD390)	2176	6324	0.35	○
		中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D35φ150 (SD390)	4913	8531	0.58	—
			NE4	①－①断面	2800	1800	1275	D32φ300 (SD390)	1341	4300	0.32	—
	南基礎	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D38φ150 (SD390)	9308	14845	0.63	○
			SE1	①－①断面	2800	2250	1875	D32φ300 (SD390)	1937	6324	0.31	○
		中間杭	SW4	③－③断面	1800	2800	2300	D35φ150 (SD390)	4857	8262	0.59	—
			SE3	①－①断面	2800	1800	1275	D32φ300 (SD390)	957	4300	0.23	—
地盤 パネ 2	北基礎	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D35φ150 (SD390)	7801	12989	0.61	—
			NE6	①－①断面	2800	2250	1875	D32φ300 (SD390)	1889	6324	0.30	—
		中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D35φ300 (SD390)	2827	4462	0.64	—
			NE4	①－①断面	2800	1800	1275	D32φ300 (SD390)	966	4300	0.23	—
	南基礎	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D32φ300 (SD390)	2733	5663	0.49	—
			SW6	①－①断面	2800	2250	1875	D32φ300 (SD390)	1304	6324	0.21	—
		中間杭	SW5	③－③断面	1800	2800	2300	D32φ300 (SD390)	1968	3652	0.54	—
			SE3	①－①断面	2800	1800	1275	D32φ300 (SD390)	548	4300	0.13	—

注記 鉄筋仕様の表記について一例を示す。D35@300 は、巻立て鉄筋コンクリートのせん断補強鉄筋の仕様であり、公称直径 34.9 mm の異形棒鋼 D35 を鉄筋間隔 300 mm で配置することを示す。せん断補強鉄筋の材質は SD390 である。他の鉄筋仕様の表記についても同様で鉄筋径のみが異なる。

発生せん断力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.10-71 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-21 セン断力に対する照査結果（津波時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強鉄筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a	断面力図		
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)							
地盤 パネ 1	北基礎	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D35φ150 (SD390)	14028	14469	0.97	○
			NE6	①－①断面	2800	2250	1875	D32φ300 (SD390)	3369	7187	0.47	○
		中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D35φ150 (SD390)	8512	9476	0.90	—
			NE4	①－①断面	2800	1800	1275	D32φ300 (SD390)	1949	4887	0.40	—
	南基礎	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D38φ150 (SD390)	13975	16506	0.85	—
			SE1	①－①断面	2800	2250	1875	D32φ300 (SD390)	3219	7187	0.45	○
		中間杭	SW4	③－③断面	1800	2800	2300	D35φ150 (SD390)	8494	9187	0.93	○
			SE3	①－①断面	2800	1800	1275	D32φ300 (SD390)	1536	4887	0.32	—
地盤 パネ 2	北基礎	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D35φ150 (SD390)	13238	14469	0.92	—
			NE6	①－①断面	2800	2250	1875	D32φ300 (SD390)	2796	7187	0.39	—
		中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D35φ300 (SD390)	4824	4999	0.97	—
			NE4	①－①断面	2800	1800	1275	D32φ300 (SD390)	1339	4887	0.28	—
	南基礎	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D38φ150 (SD390)	11875	16506	0.72	—
			SE1	①－①断面	2800	2250	1875	D32φ300 (SD390)	2160	7187	0.31	—
		中間杭	SW4	③－③断面	1800	2800	2300	D35φ150 (SD390)	8077	9187	0.88	—
			SE3	①－①断面	2800	1800	1275	D32φ300 (SD390)	819	4887	0.17	—

注記 鉄筋仕様の表記について一例を示す。D35@300 は、巻立て鉄筋コンクリートのせん断補強鉄筋の仕様であり、公称直径 34.9 mm の異形棒鋼 D35 を鉄筋間隔 300 mm で配置することを示す。せん断補強鉄筋の材質は SD390 である。他の鉄筋仕様の表記についても同様に鉄筋径のみが異なる。

発生せん断力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.10-71 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

複合断面力 12287 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 8318 kN 北基礎
 鋼管杭 3969 kN

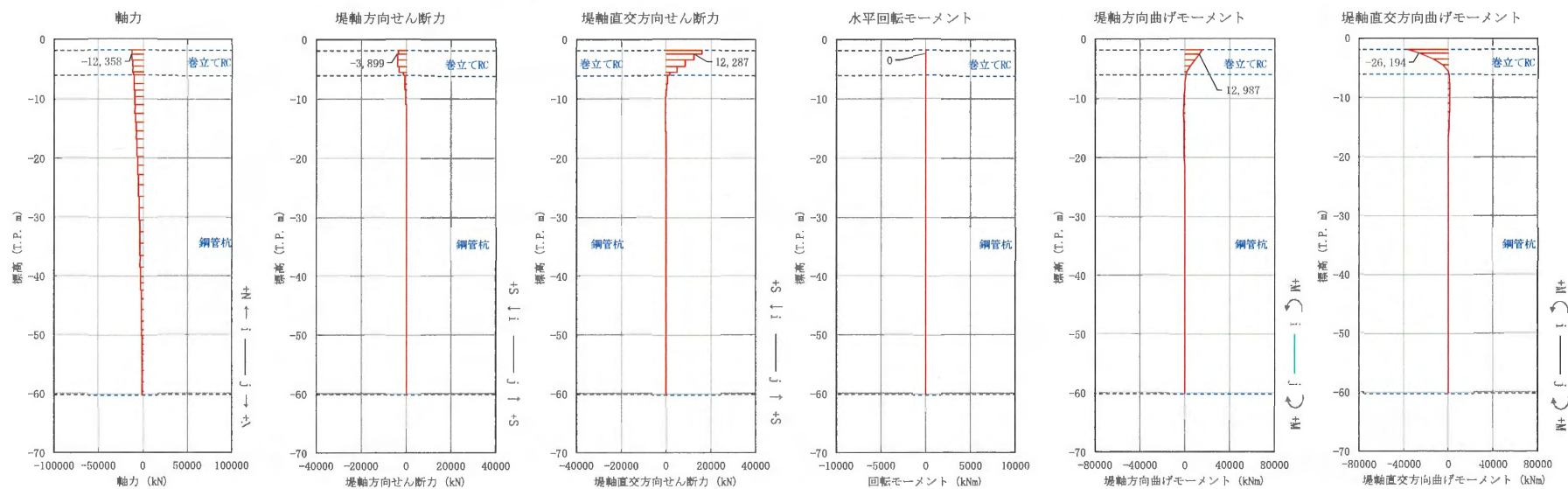


図 4.10-73 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
 ②-②断面 (津波時 (基準津波), 北基礎, 地盤バネ 1)

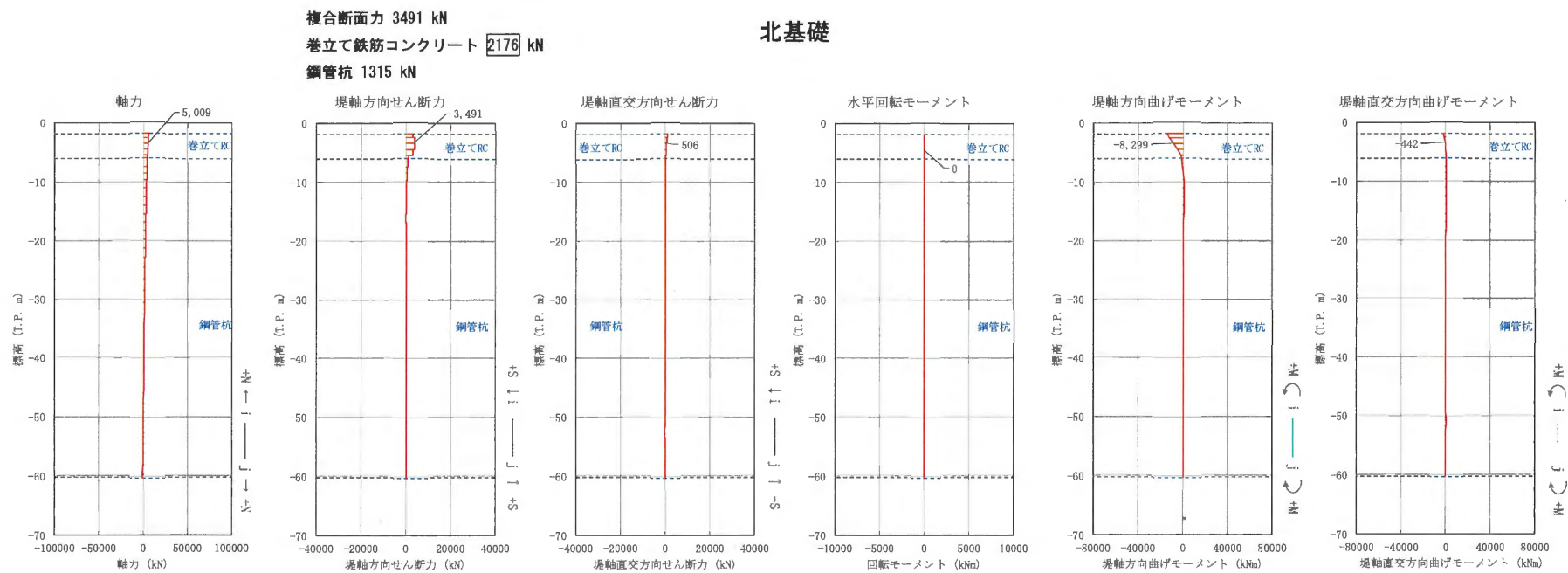


図 4.10-74 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (津波時 (基準津波), 北基礎, 地盤バネ 1)

複合断面力 16103 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 9308 kN 南基礎
 鋼管杭 6795 kN

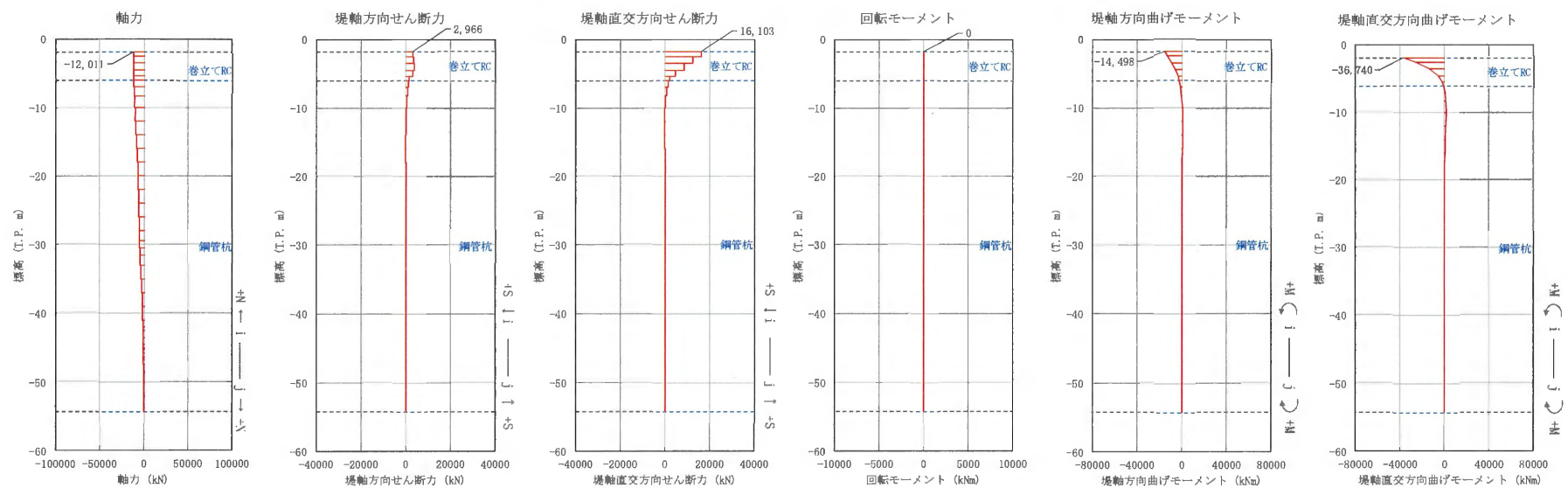


図 4.10-75 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (津波時 (基準津波), 南基礎, 地盤バネ 1)

複合断面力 3203 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 1937 kN
 鋼管杭 1266 kN

南基礎

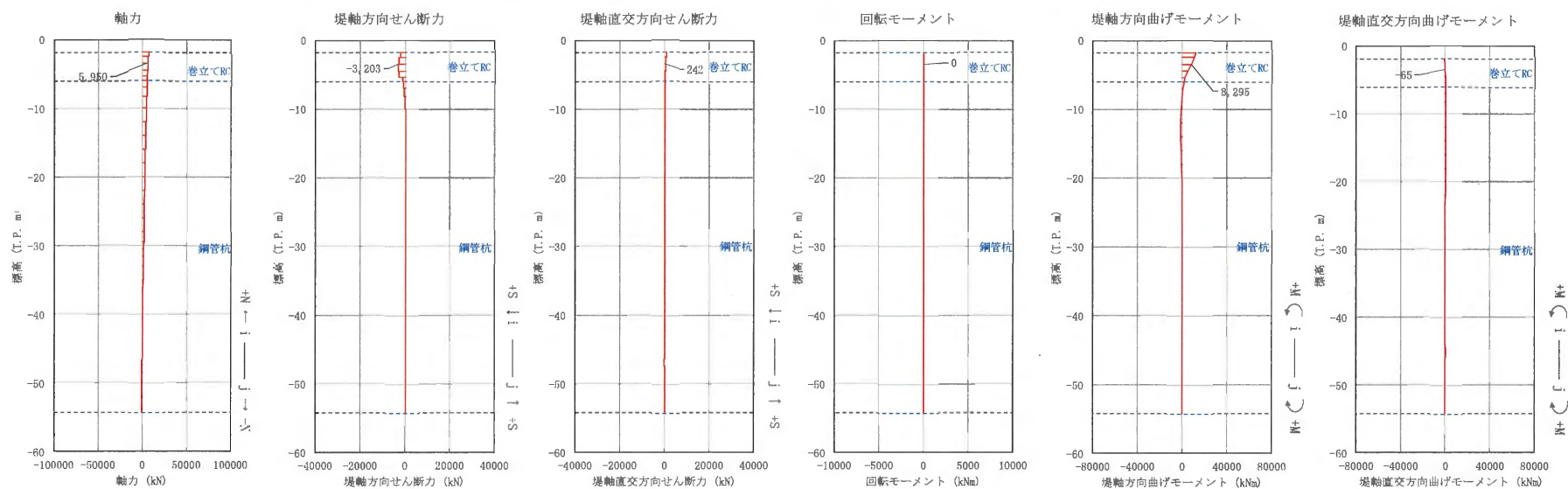


図 4.10-76 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (津波時 (基準津波), 南基礎, 地盤バネ 1)

複合断面力 20723 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 14028 kN 北基礎
 鋼管杭 6695 kN

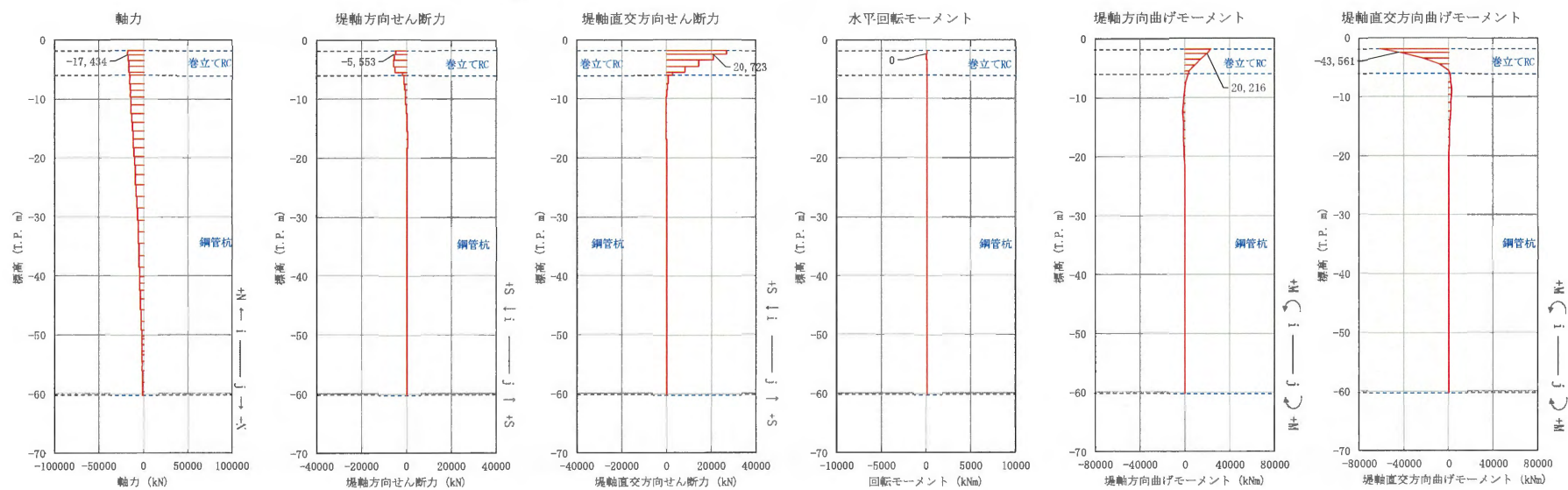


図 4.10-77 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

②-②断面 (津波時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 1)

複合断面力 5406 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 3369 kN
 鋼管杭 2037 kN

北基礎

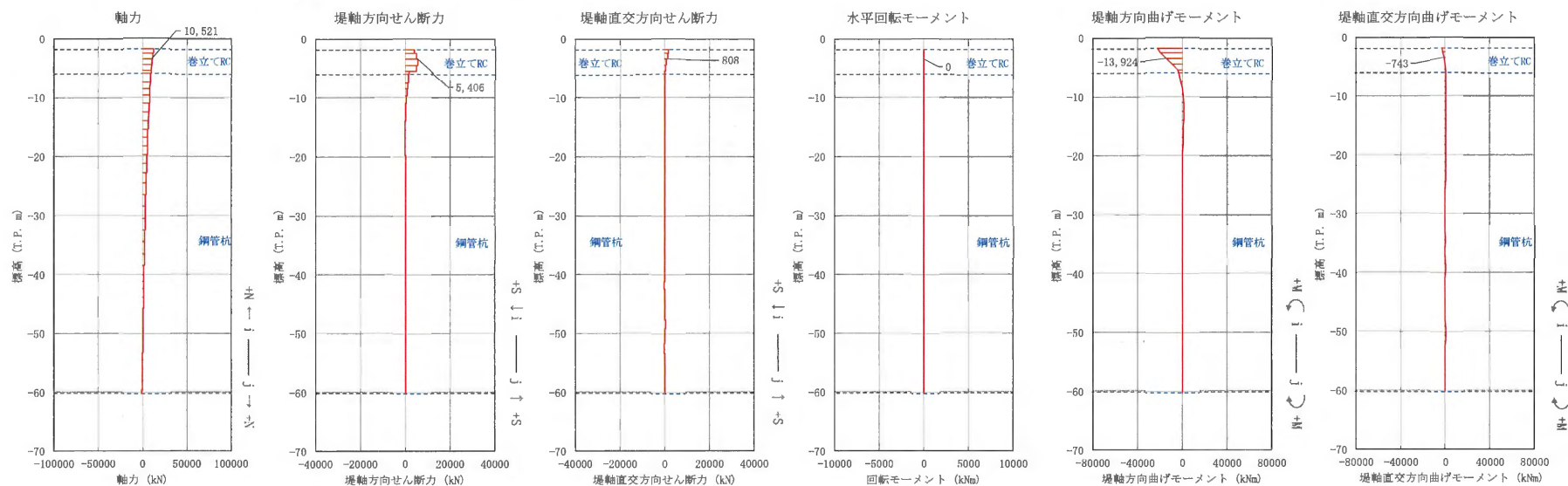


図 4.10-78 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面（津波時（敷地に遡上する津波），北基礎，地盤バネ 1）

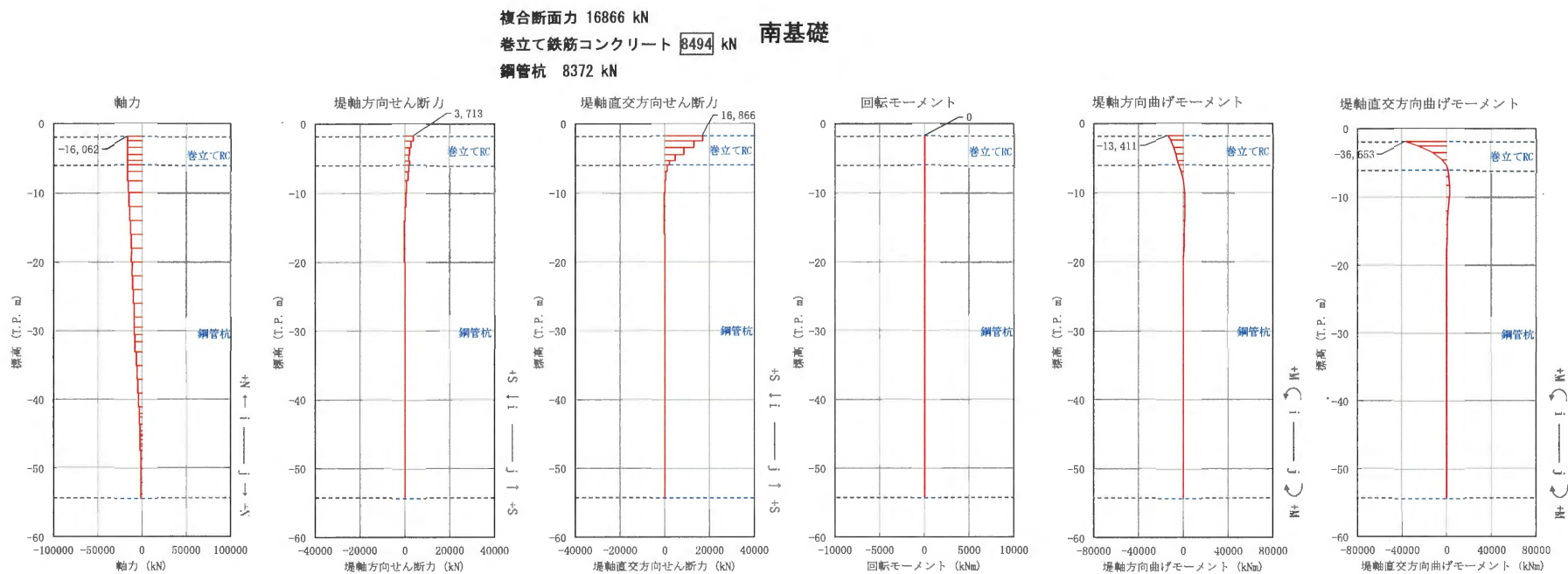


図 4.10-79 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
③-③断面 (津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 1)

複合断面力 5323 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 3219 kN
 鋼管杭 2104 kN

南基礎

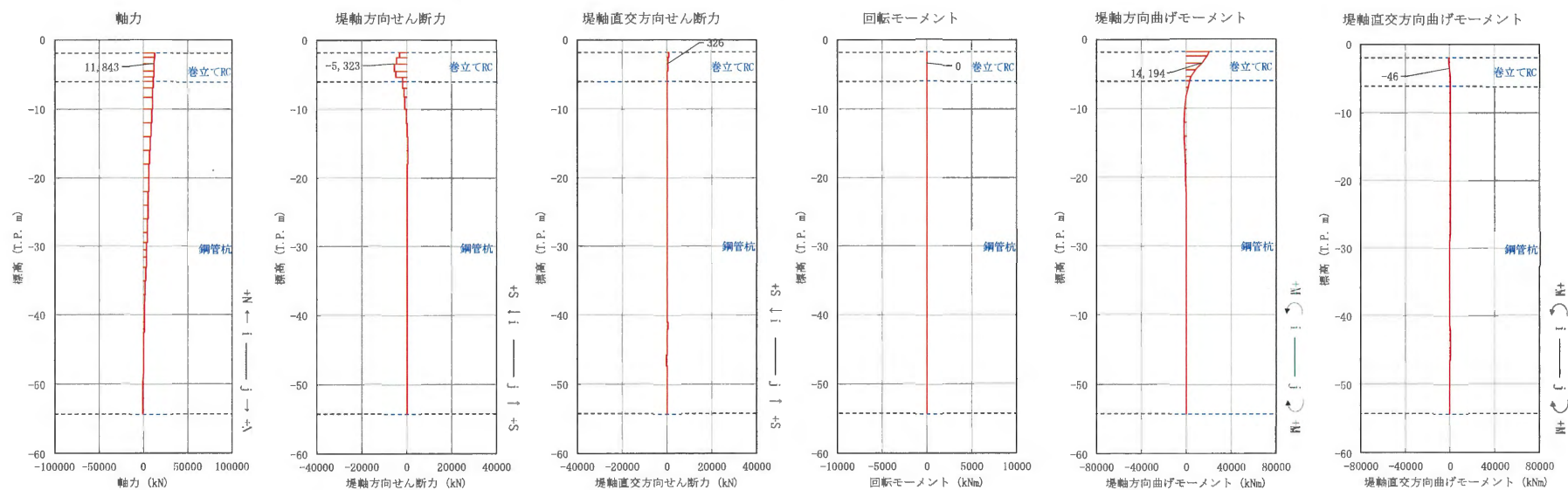


図 4.10-80 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
 ①-①断面 (津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 1)

(ハ) 概略配筋図

評価結果で決定された配筋を図 4.10-81～図 4.10-83 に示す。

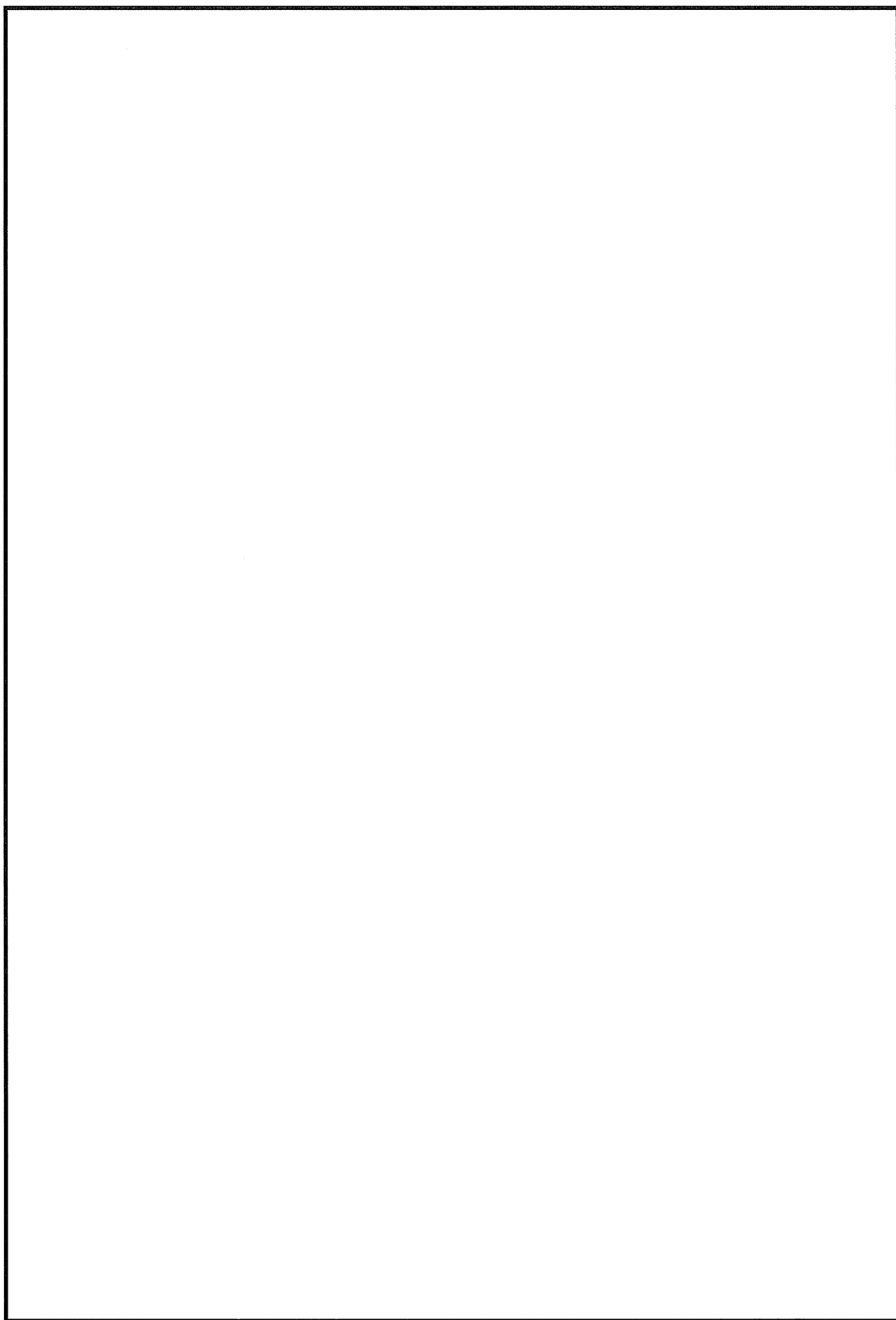


図 4.10-81 巻立て鉄筋コンクリートの概略配筋図（南北基礎：東側）

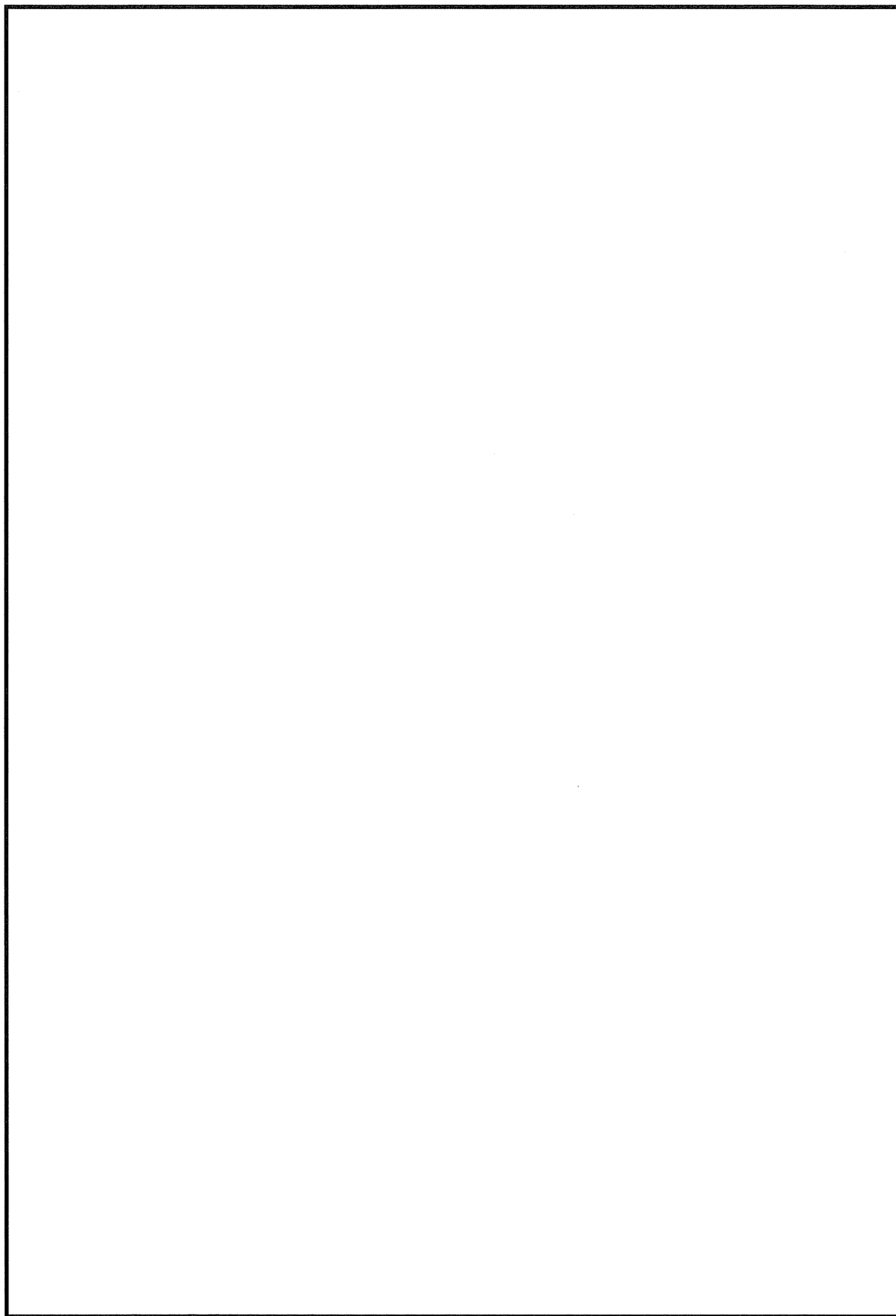


図 4.10-82 巻立て鉄筋コンクリートの概略配筋図（南基礎：西側）

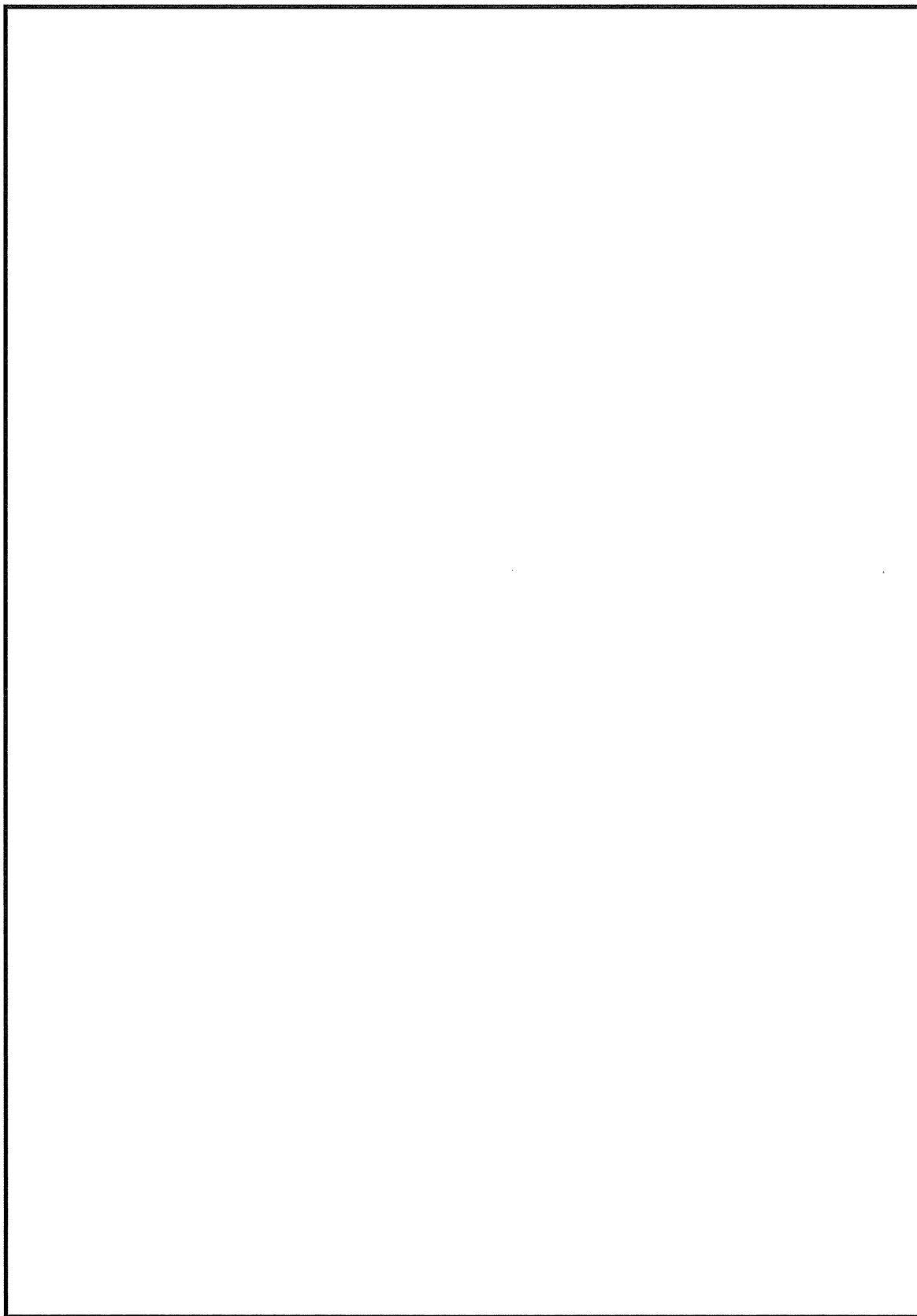


図 4.10-83 巻立て鉄筋コンクリートの概略配筋図（北基礎：西側）

ロ. 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭

(イ) 曲げ軸力に対する評価結果

曲げ軸力に対する評価は、図 4.10-84 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は、以下のルールに従う。最初のアλファベットは、Nが北基礎の鋼管杭であり、Sが南基礎の鋼管杭であることを示す。2番目のアλファベットは、Eが東側の鋼管杭であり、Wが西側の鋼管杭であることを示す。末尾の数字は、南端の鋼管杭を1として北に向かって昇順で設定し、北端の鋼管杭を6とする。

3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。巻立て鉄筋コンクリートの複合断面と照査断面位置を図 4.10-85 に示す。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-22 及び表 4.10-23 に示す。なお、発生断面力及び発生応力度は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-22 及び表 4.10-23 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-86～図 4.10-89 に示す。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に分担される発生応力度に対して許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において鋼管杭の曲げ圧縮応力度と曲げ引張応力度が短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。なお、鋼管杭の圧縮応力度に対する最大照査値は、津波時（基準津波）において地盤バネ2の北基礎のNW2鋼管杭の0.23、津波時（敷地に遡上する津波）において地盤バネ2の北基礎のNW2鋼管杭の0.33である。引張応力度に対する最大照査値は、津波時（基準津波）において地盤バネ1の南基礎SW6鋼管杭の0.29であり、津波時（敷地に遡上する津波）において地盤バネ2の北基礎のNW1鋼管杭の0.42である。

以上のことから、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の構造部材の発生応力度が短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。

平面図

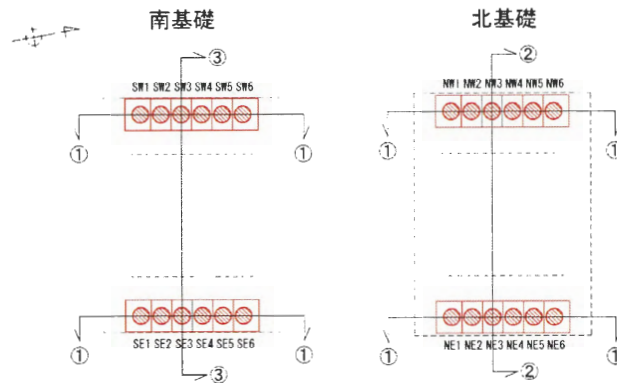


図 4.10-84 評価位置図（巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭）

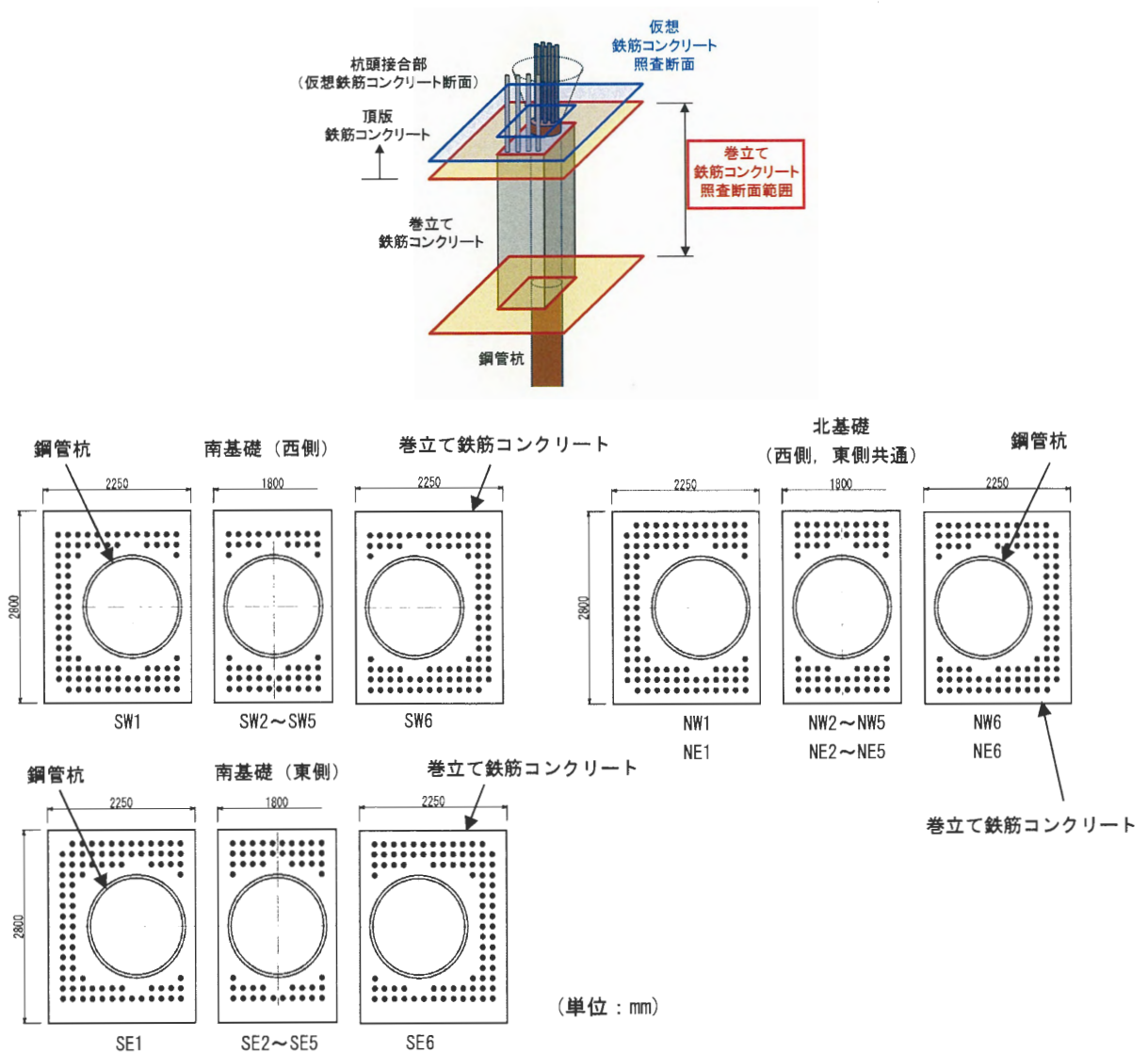


図 4.10-85 巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面と照査断面位置
(図 4.10-66 の再掲)

表 4.10-22 曲げ軸力照査結果（津波時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			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}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 1	北基礎	圧縮 応力度	NW2	②－②断面	SBHS500	1500	50	-23765	-10624	84.9	442.5	0.20	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	8754					
		引張 応力度	NW1	②－②断面	SBHS500	1500	50	-36745	-12817	105.5	442.5	0.24	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	15381					
	南基礎	圧縮 応力度	SW5	③－③断面	SBHS500	1500	50	-25071	-10838	85.7	442.5	0.20	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-8184					
		引張 応力度	SW6	③－③断面	SBHS500	1500	50	-36740	-12011	128.0	442.5	0.29	○
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-14498					
地盤 パネ 2	北基礎	圧縮 応力度	NW2	②－②断面	SBHS500	1500	50	-33507	-12594	101.5	442.5	0.23	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	8289					
		引張 応力度	NW1	②－②断面	SBHS500	1500	50	-44803	-14117	122.0	442.5	0.28	○
				①－①断面	SBHS500	1500	50	15084					
	南基礎	圧縮 応力度	SW5	③－③断面	SBHS500	1500	50	-30627	-13769	93.1	442.5	0.22	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-5788					
		引張 応力度	SW6	③－③断面	SBHS500	1500	50	-38456	-15406	115.0	442.5	0.26	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-10967					

注記 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
評価位置は図 4.10-84 に示す。
赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-23 曲げ軸力照査結果（津波時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			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}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 1	北基礎	圧縮 応力度	NW2	②－②断面	SBHS500	1500	50	-40559	-15342	134.2	500	0.27	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	13398					
		引張 応力度	NW1	②－②断面	SBHS500	1500	50	-61009	-17965	176.9	500	0.36	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	23384					
	南基礎	圧縮 応力度	SW5	③－③断面	SBHS500	1500	50	-41144	-16075	135.9	500	0.28	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-13029					
		引張 応力度	SW6	③－③断面	SBHS500	1500	50	-57009	-17668	202.9	500	0.41	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-23041					
地盤 パネ 2	北基礎	圧縮 応力度	NW2	②－②断面	SBHS500	1500	50	-57746	-17524	160.1	500	0.33	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	11844					
		引張 応力度	NW1	②－②断面	SBHS500	1500	50	-75722	-19486	205.8	500	0.42	○
				①－①断面	SBHS500	1500	50	21285					
	南基礎	圧縮 応力度	SW5	③－③断面	SBHS500	1500	50	-52546	-19265	150.7	500	0.31	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-9292					
		引張 応力度	SW6	③－③断面	SBHS500	1500	50	-64883	-20947	205.5	500	0.42	○
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-17283					

注記 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.10-84 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

南基礎

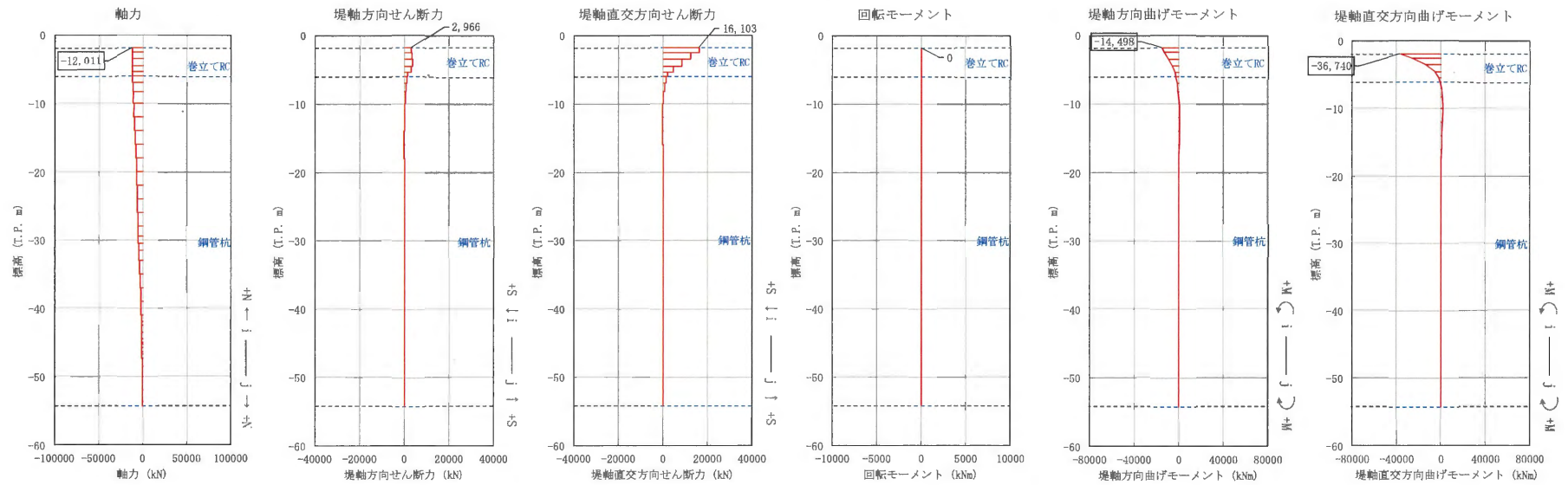


図 4.10-86 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (津波時 (基準津波), 南基礎, 地盤バネ1)

北基礎

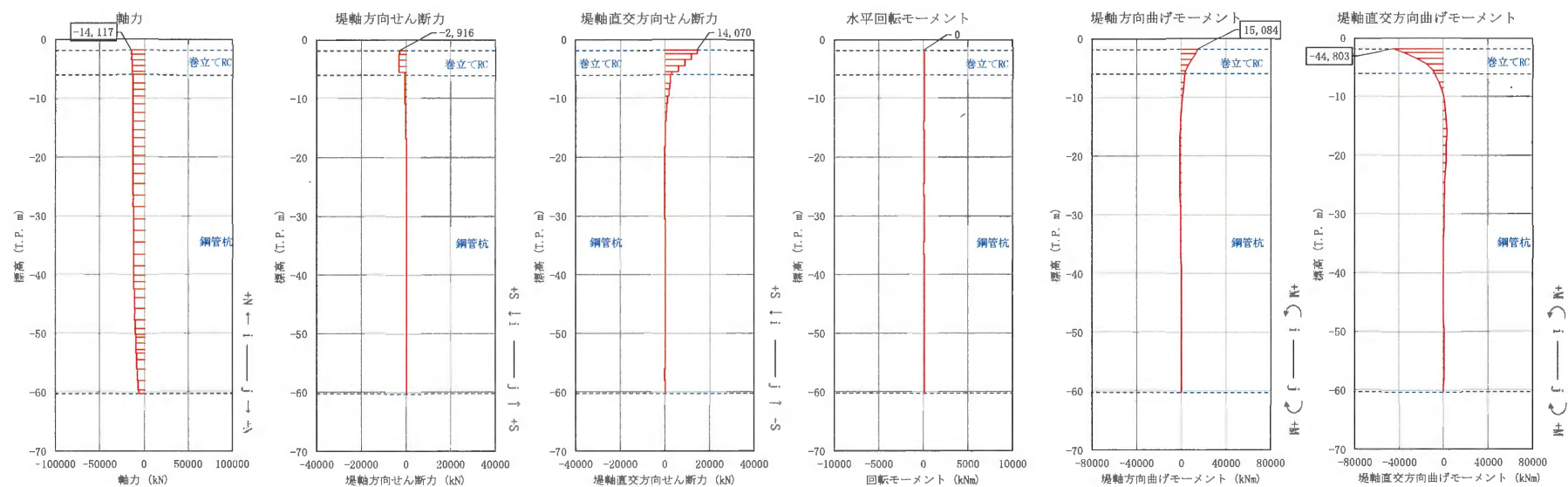


図 4.10-87 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ②-②断面, (津波時 (基準津波), 北基礎, 地盤バネ 2)

南基礎

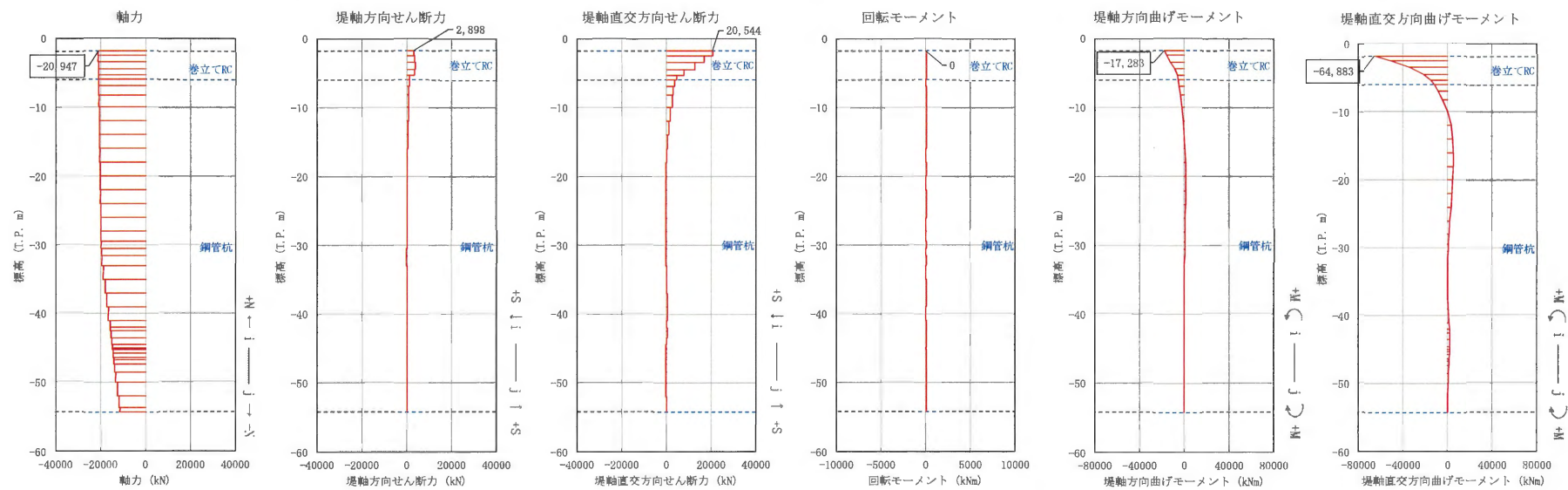


図 4.10-88 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 2)

北基礎

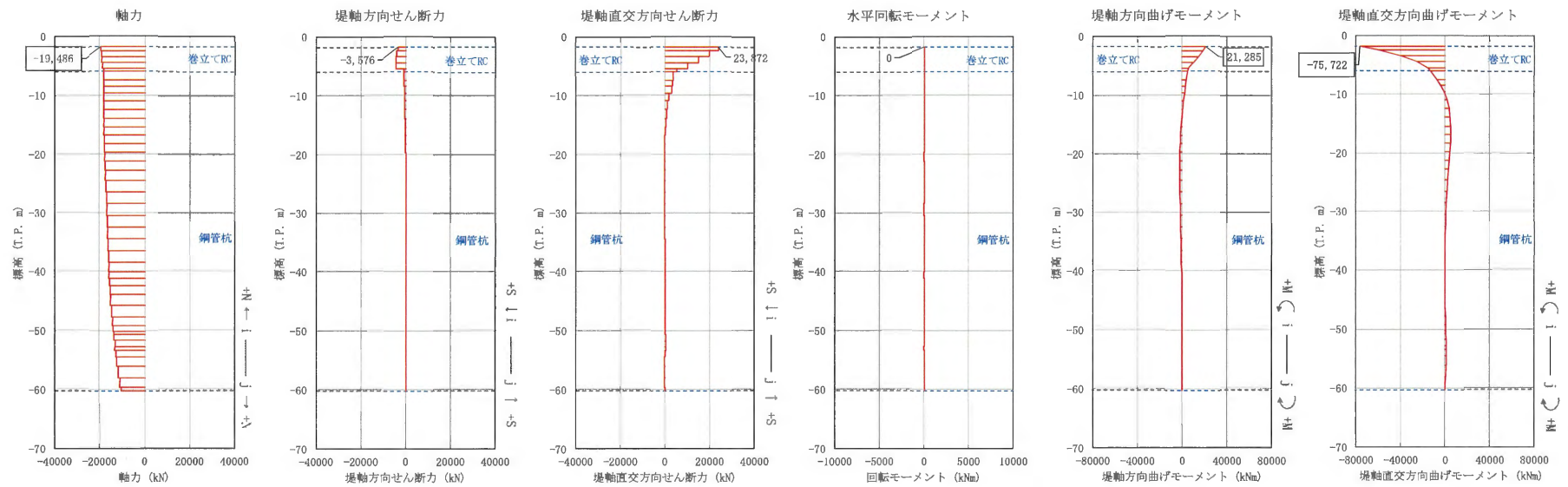


図 4.10-89 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①—①断面, ②—②断面, (津波時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 2)

(ロ) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する評価は、曲げ軸力に対する評価と同様に図 4.10-90 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の名称は、曲げ軸力に対する評価において示したものと同様である。

3次元静的フレーム解析によって得られるせん断力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。発生応力度は、鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方を図 4.10-91 に示す。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断力に対する照査結果を表 4.10-24 及び表 4.10-25 に示す。なお、発生せん断力及び発生せん断応力度は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-24 及び表 4.10-25 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-92～図 4.10-99 に示す。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に分担される発生せん断力に対して許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鋼管杭の発生せん断応力度が短期許容せん断応力度以下であることを確認した。なお、鋼管杭のせん断力に対する最大照査値は、津波時（基準津波）において地盤バネ 1 の南基礎の SW 6 鋼管杭③－③断面の 0.57、津波時（敷地に遡上する津波）において地盤バネ 1 の北基礎の NW 1 鋼管杭②－②断面の 0.84 である。

以上のことから、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の構造部材の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

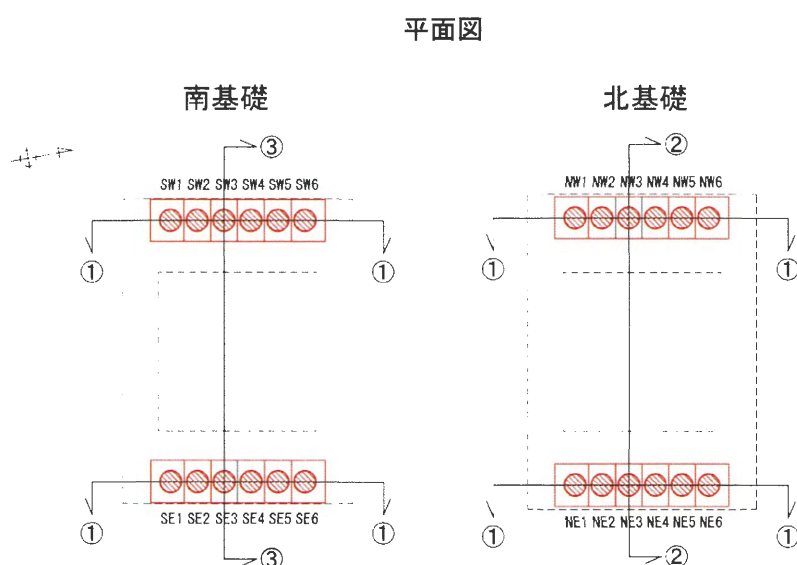


図 4.10-90 評価位置図（巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭）

（図 4.10-84 の再掲）

【断面力の分担方法】

- ・ 鋼管杭のせん断力

$$V_s = \alpha_s \times V$$

$$\alpha_s = Z_s / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

- ・ 巻立て鉄筋コンクリートのせん断力

$$V_{rc} = \alpha_{rc} \times V$$

$$\alpha_{rc} = A_s \times Z_{rc} / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

ここで、 V : 鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリート一体構造において算出したせん断力

A_s : 軸方向引張鉄筋の総断面積

Z_s : 鋼管杭の断面係数

Z_{rc} : 圧縮応力度の作用位置から引張鉄筋の図芯までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい (d は有効高さ)

【鉄筋コンクリートの有効断面】

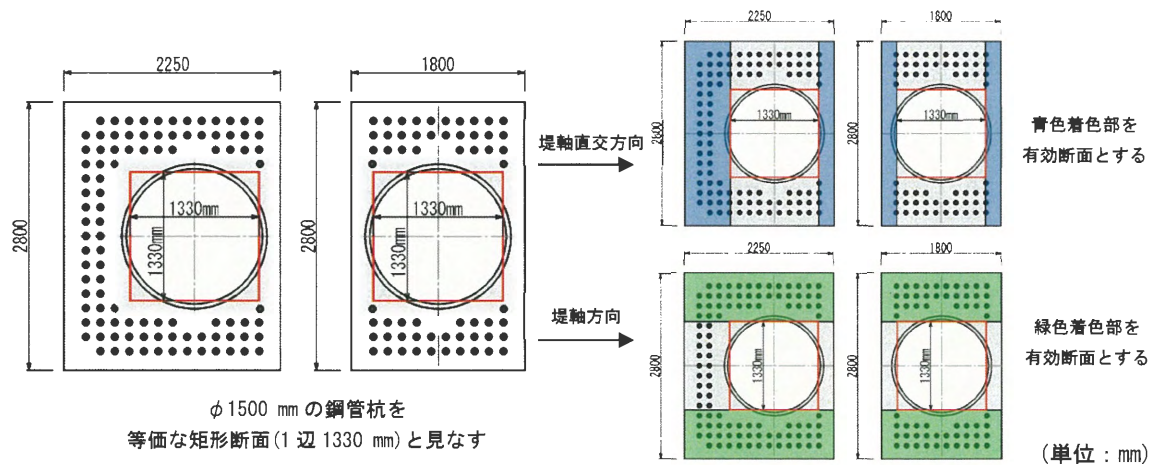


図 4.10-91 せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方
(北基礎の例)
(図 4.10-72 の再掲)

表 4.10-24 せん断力に対する照査結果（津波時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ / τ_{sa}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	せん断力 (kN)	τ (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)		
地盤 パネ 1	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	15987	143.3	255	0.57	○
		NW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	3899	35.0	255	0.14	○
	南基礎	SW6	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	16103	144.4	255	0.57	○
		SW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	3528	31.6	255	0.13	○
地盤 パネ 2	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	14070	126.2	255	0.50	—
		NW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	3173	28.5	255	0.12	—
	南基礎	SW6	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	12216	109.5	255	0.43	—
		SW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	2289	20.5	255	0.09	—

注記 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
評価位置は図 4.10-90 に示す。
赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-25 せん断力に対する照査結果（津波時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 τ / τ_{sa}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	せん断力 (kN)	τ (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)		
地盤 パネ 1	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	26436	237.0	285	0.84	○
		NW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	5671	50.8	285	0.18	○
	南基礎	SW6	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	24178	216.8	285	0.77	○
		SW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	5605	50.3	285	0.18	○
地盤 パネ 2	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	23872	214.0	285	0.76	—
		NW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	4511	40.4	285	0.15	—
	南基礎	SW6	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	20544	184.2	285	0.65	—
		SW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	3662	32.8	285	0.12	—

注記 発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。
発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。
評価位置は図 4.10-90 に示す。
赤線枠内は最大照査値を示す。

北基礎

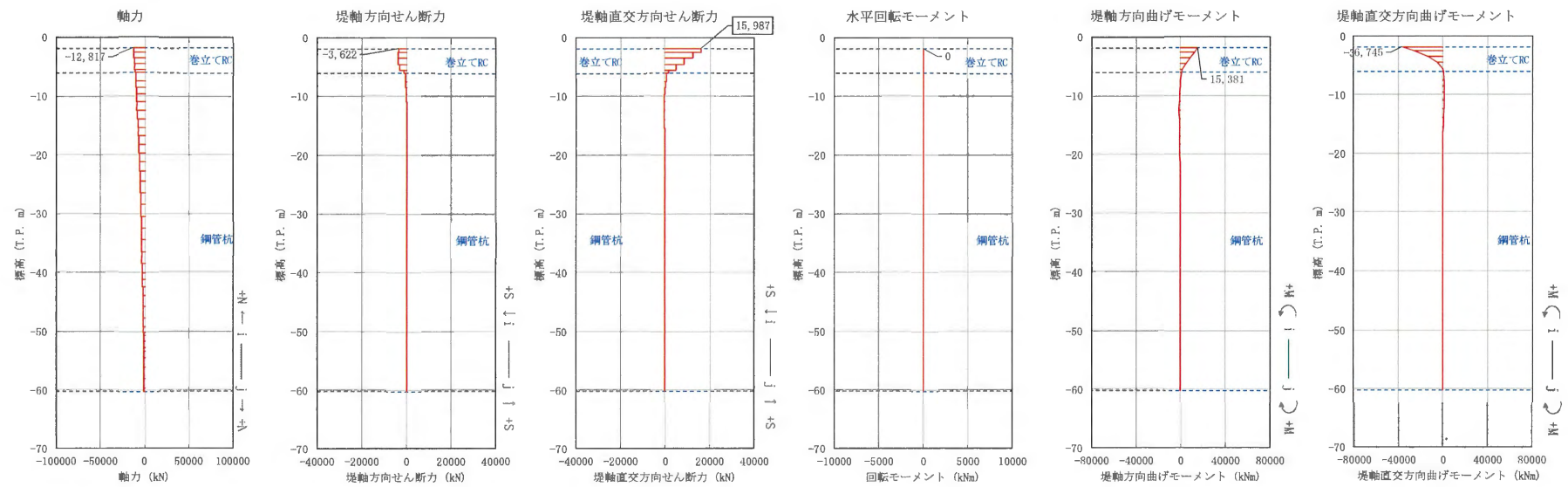


図 4.10-92 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
②-②断面（津波時（基準津波），北基礎，地盤バネ1）

北基礎

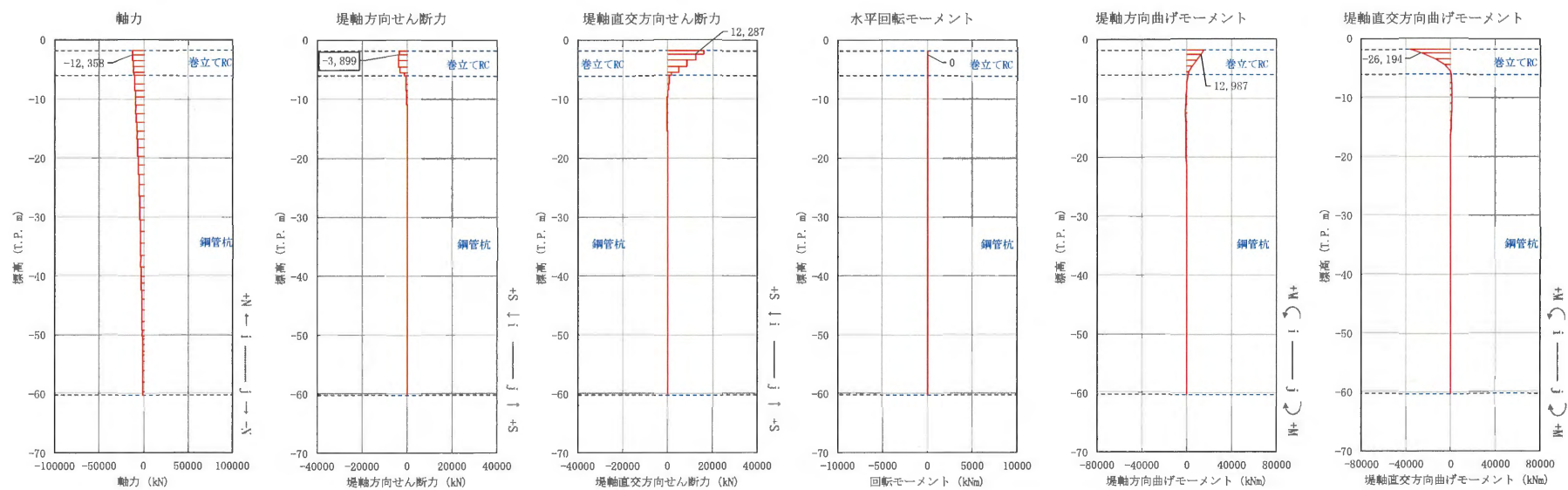


図 4.10-93 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①—①断面（津波時（基準津波）、北基礎、地盤バネ1）

南基礎

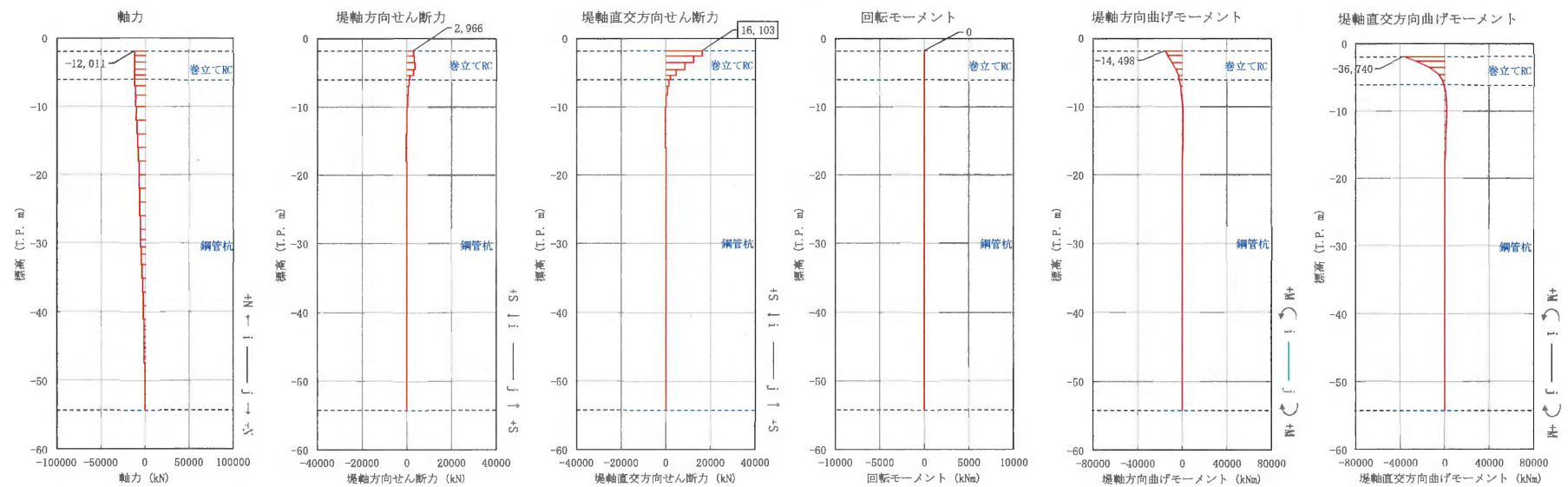


図 4.10-94 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
③-③断面（津波時（基準津波）、南基礎、地盤バネ1）

南基礎

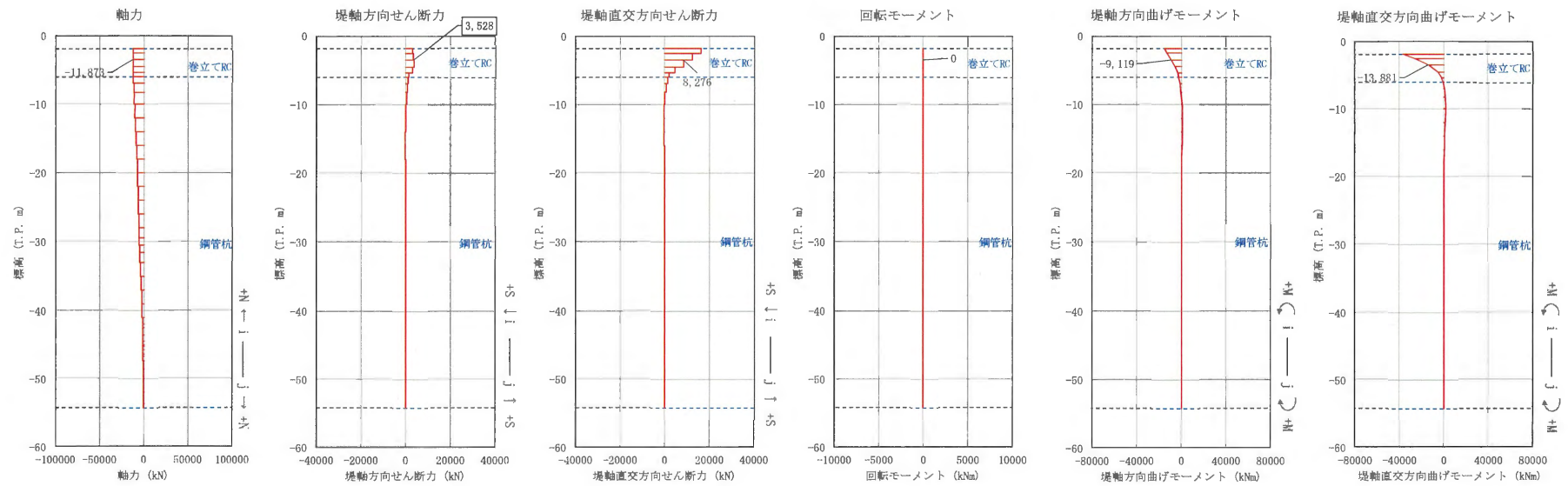


図 4.10-95 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面（津波時（基準津波），南基礎，地盤バネ1）

北基礎

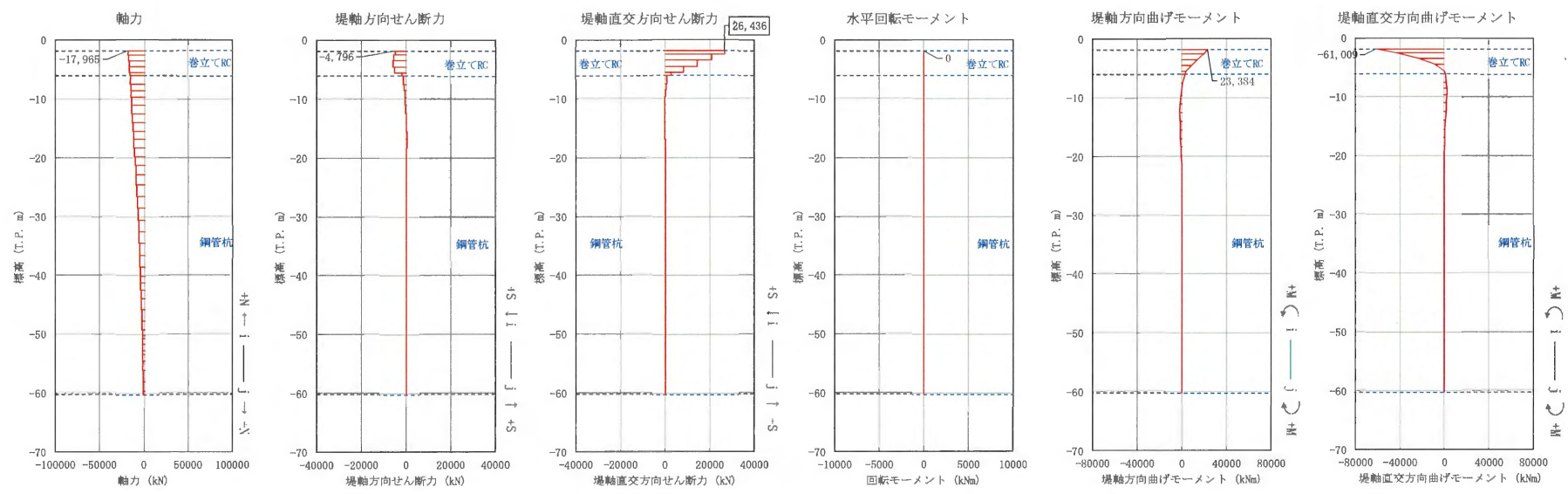


図 4.10-96 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
②-②断面（津波時（敷地に遡上する津波），北基礎，地盤バネ1）

北基礎

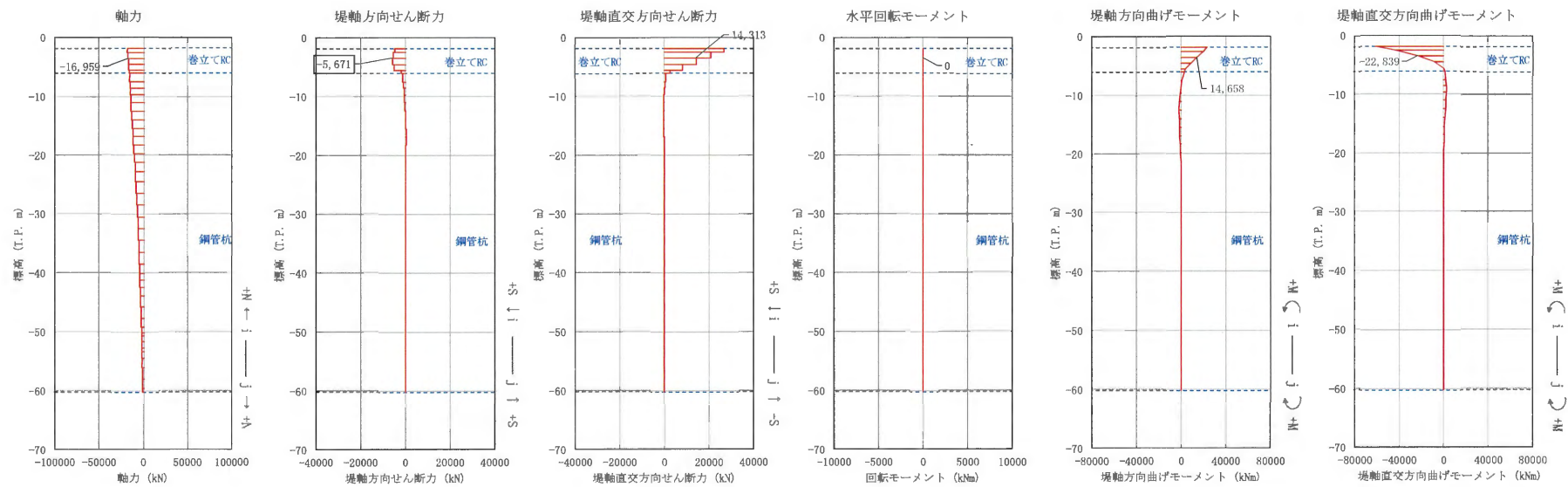


図 4.10-97 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面（津波時（敷地に遡上する津波）、北基礎、地盤バネ1）

南基礎

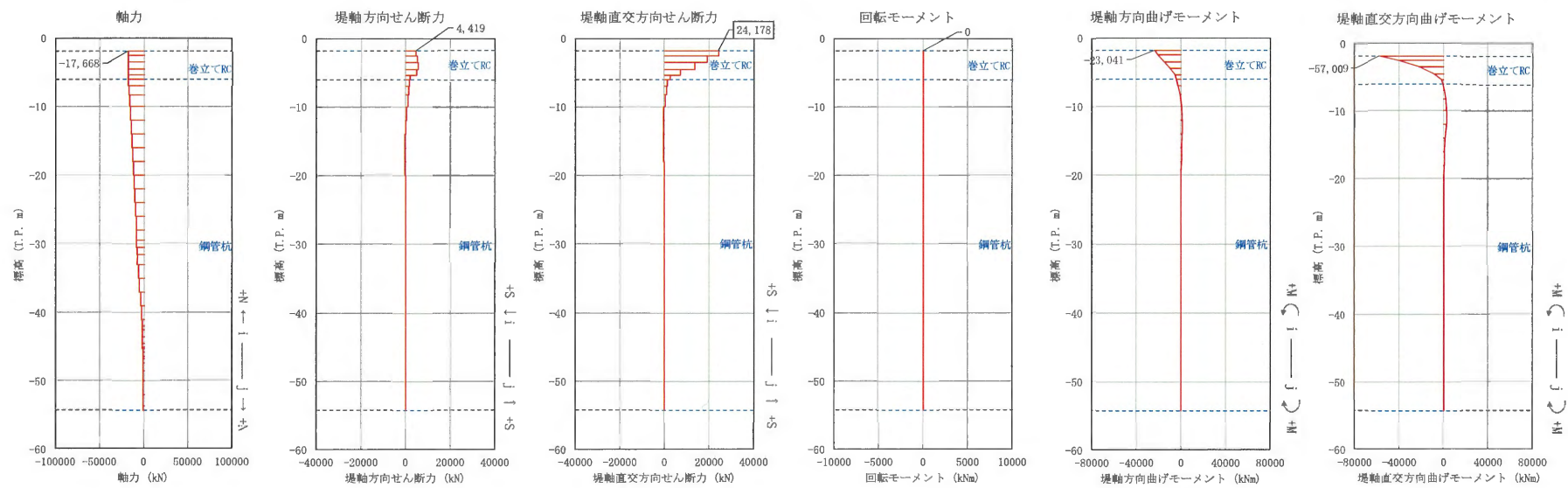


図 4.10-98 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
③-③断面 (津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 1)

南基礎

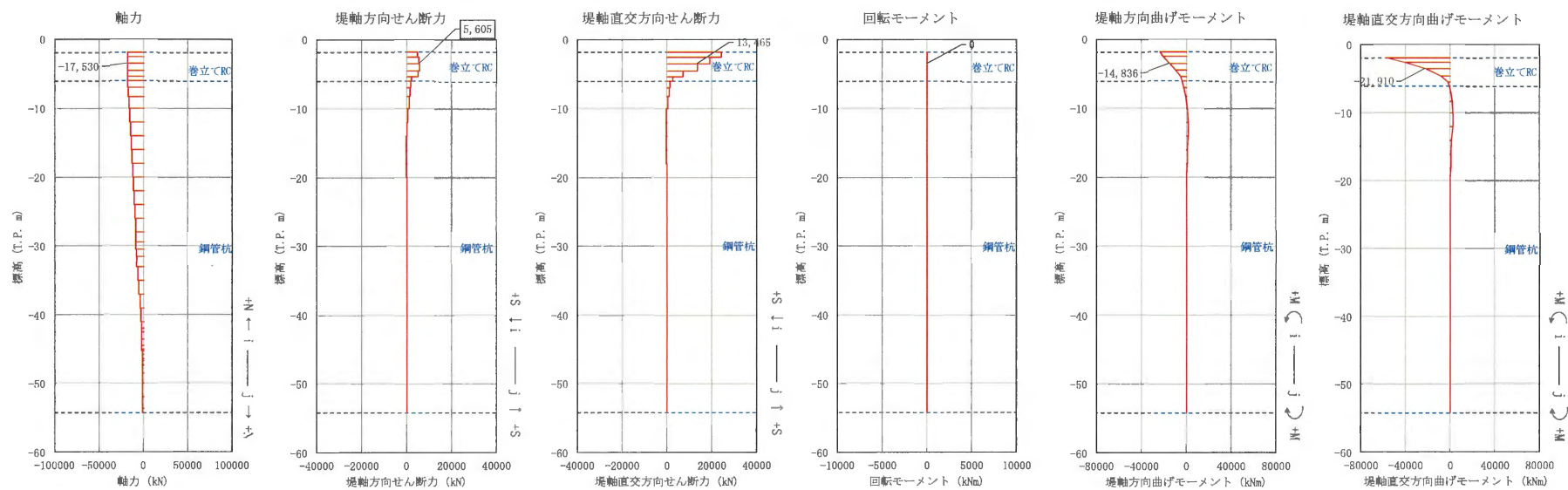


図 4.10-99 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 1)

(ハ) 構造仕様

鋼管杭の構造仕様を図 4.10-64 に示す。鋼管杭の外径は 1500 mm であり，肉厚 50 mm である。材質は SBHS500 である。なお，鋼管杭の応力度算出及び鋼管杭の断面積と断面 2 次モーメントを算出する際は，腐食代 1 mm を考慮する。

(d) 杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）

イ. 鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリート部の曲げ軸力に対する評価結果

曲げ軸力に対する評価は、図 4.10-100 に示す評価位置図の鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリート部に対して行う。同図に示す鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリート部の名称は、鋼管杭と同様に以下のルールに従う。最初のアλファベットは、N が北基礎の鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリートであり、S が南基礎の鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。2 番目のアλファベットは、E が東側の鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリートであり、W が西側の鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。末尾の数字は、南端の鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリートを 1 として北に向かって昇順で設定し、北端の鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリートを 6 とする。また、末尾の番号が 1 及び 6 を端部杭、2～5 を中間杭として照査結果を区別する。端部杭と中間杭として区別したのは、部材幅が異なるためである。

3 次元静的フレーム解析によって得られる断面力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として評価する。発生応力度は鋼管杭頭接合部と巻立て鉄筋コンクリート接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）の鉄筋及びコンクリートとして算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。鋼管杭頭部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置を図 4.10-101 に、巻立て鉄筋コンクリート部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置を図 4.10-102 に示す。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-26 及び表 4.10-27 に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-28 及び表 4.10-29 にそれぞれ示す。なお、発生応力度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。

鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリート部における許容応力度法による照査の結果、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短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。なお、コンクリートの曲げ軸力照査の最大照査値は、巻立て鉄筋コンクリート断面の接合部が津波時（基準津波）において 0.79（発生位置は地盤バネ 2 の北基礎の NW 1 端部杭の接合部）であり、津波時（敷地に遡上する津波）において 0.94（発生位置は地盤バネ 2 の北基礎の NW 1 端部杭の接合部）である。鋼管杭断面の接合部の最大照査値は、津波時（基準津波）において 0.31（発生位置は地盤バネ 2 の北基礎の NW 1 鋼管杭の接合部）であり、津波時（敷地に遡上する津波）において 0.33（発生位置は地盤バネ 2 の北基礎の NW 1 鋼管杭の接合部）である。一方、鉄筋の曲げ軸力照査の最大照査値は、巻立て鉄筋コンクリート断面の接合部が津波時（基準津波）において 0.47（発生位置は地盤バネ 1 の南基礎の SW 6 端部杭の接合部）であり、津波時（敷地に遡上する津波）において 0.69（発生位置は地盤バネ 2 の北基礎の NW 1 端部杭の接合部）である。鋼管杭断面の接合部が、津波時（基準津波）において 0.25（発生位置は地盤バネ 2 の北基礎の NW 1 鋼管杭の接合部）であり、津波時（敷地に遡上する津波）において 0.34（地盤バネ 2 の南基礎の SW 6 鋼管杭の接合部）である。

以上のことから、鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリート部の構造部材の発生応力度が短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。

平面图

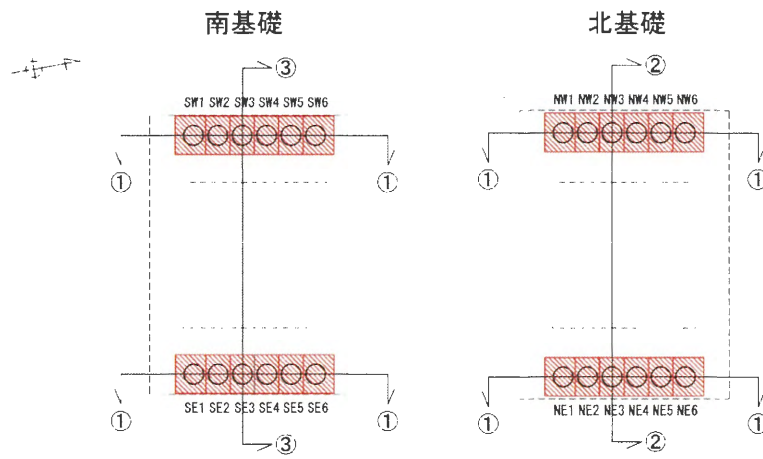
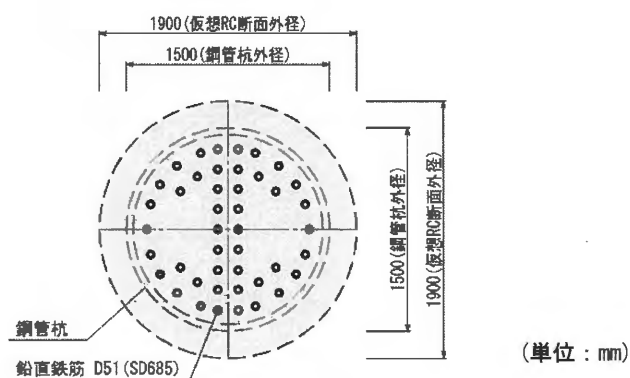
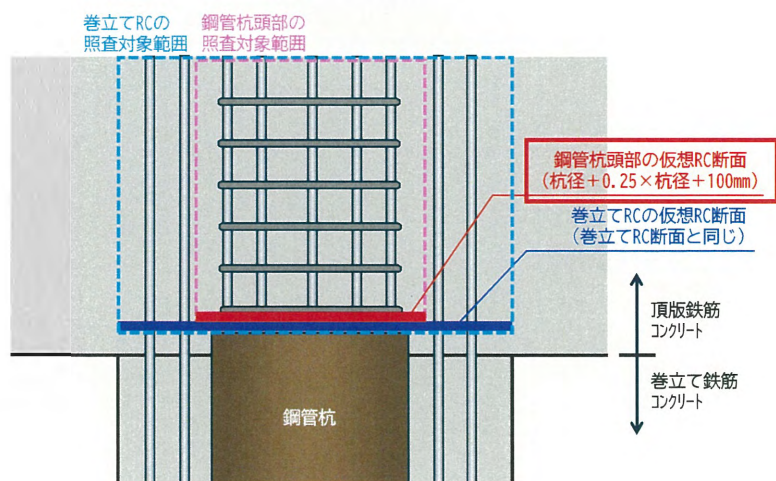
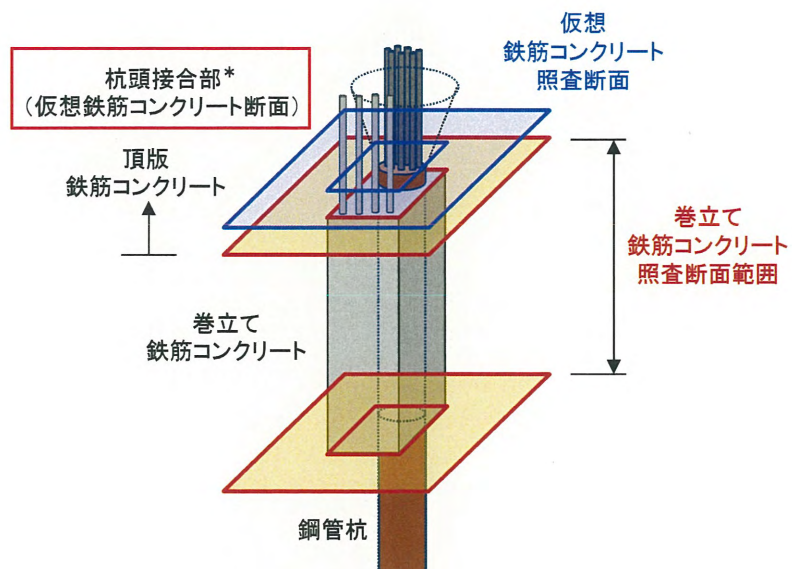


図 4.10-100 評価位置図 (杭頭接合部)



* 仮想鉄筋コンクリート断面は「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会, 平成24年3月)」に基づいて設定

図 4.10-101 鋼管杭頭部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置

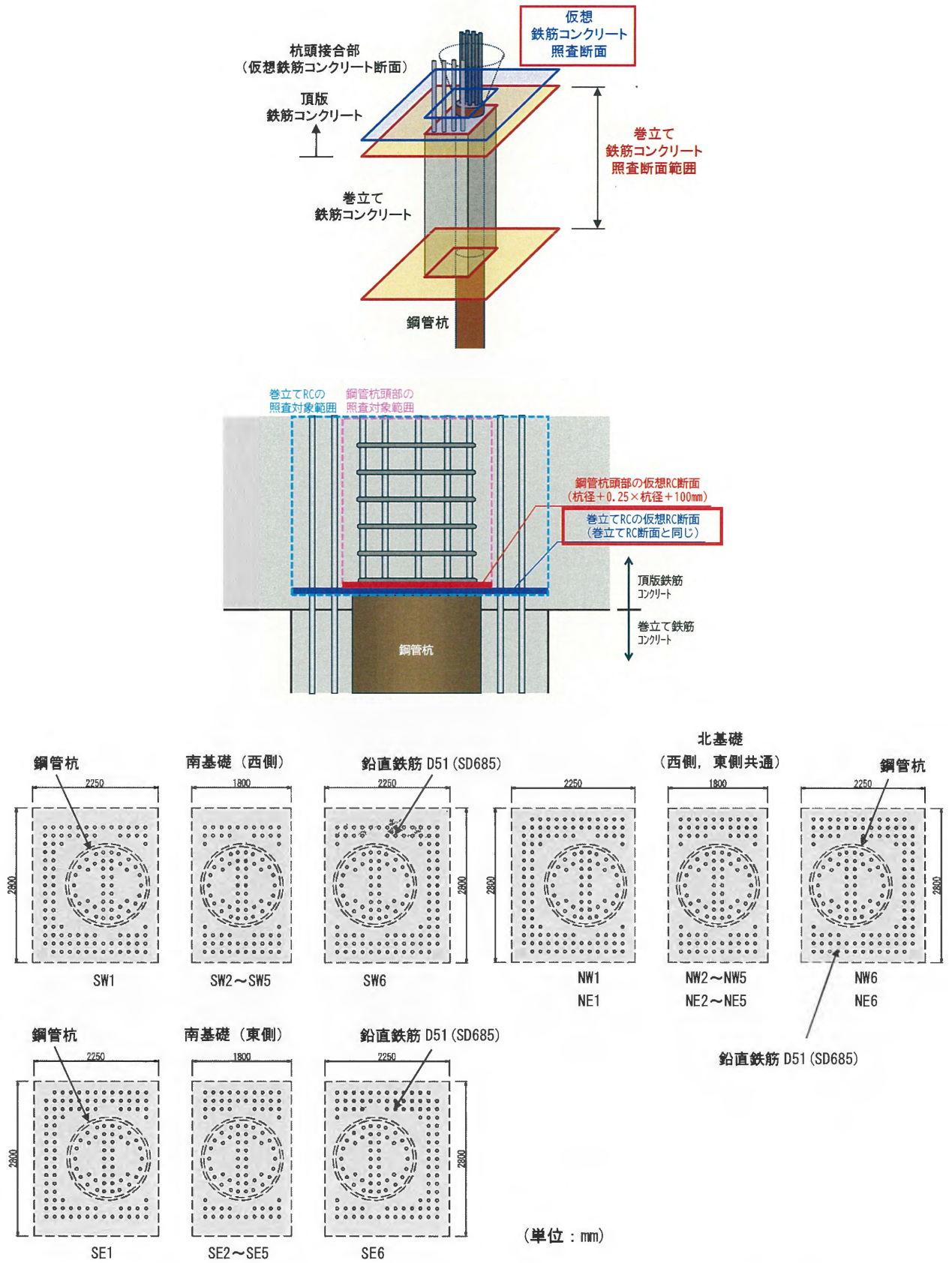


図 4.10-102 巻立て鉄筋コンクリート部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置

表 4.10-26 コンクリートの曲げ軸力照査結果（津波時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	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}		
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)					
地盤 パネ 1	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-36745	-12817	16.6	24	0.70	
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	15381					
			中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-23765	-10623	15.1	24	0.63	
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	8754					
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NW1	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	2894	1464	5.4	24	0.23	
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-36740	-12011	18.3	24	0.77	
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	-14498					
				中間杭	SW5	③－③断面	1800	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-25071	-10838	16.9	24	0.71
						①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	-8184				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SW6	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	3238	2524	6.0	24	0.26	
地盤 パネ 2	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-44803	-14117	18.7	24	0.79	
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	15084					
				中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-33507	-12594	18.2	24	0.76
						①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	8289				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NW1	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	3355	1657	7.3	24	0.31	
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-38456	-15406	17.2	24	0.72	
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	-10967					
				中間杭	SW5	③－③断面	1800	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-30627	-13769	17.2	24	0.72
						①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	-5788				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SW6	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	3128	1654	6.8	24	0.29	

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、接合部の鉄筋の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋材質である。

発生断面力は、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部において算出した曲げモーメント及び軸力を示す。

発生応力度は、発生断面力を考慮して杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）において算出した鉄筋及びコンクリートの応力度を示す。

評価位置は図 4.10-100 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-27 コンクリートの曲げ軸力照査結果（津波時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置					断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	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}
						部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
地盤 パネ 1	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-61009	-17965	26.7	32	0.84
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	23384				
			中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-40559	-15342	24.6	32	0.77
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	13398				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NW1	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	4731	2755	8.9	32	0.28
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-57009	-17668	28.7	32	0.90
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	-23041				
			中間杭	SW5	③－③断面	1800	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-41144	-16075	27.4	32	0.86
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	-13029				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SW6	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	5074	4163	9.5	32	0.30
地盤 パネ 2	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-75722	-19486	29.8	32	0.94
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	21285				
			中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-57746	-17524	29.4	32	0.93
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	11844				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NW1	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	5545	3143	10.4	32	0.33
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-64883	-20947	28.6	32	0.90
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	-17283				
			中間杭	SW5	③－③断面	1800	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-52546	-19265	28.9	32	0.91
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	-9292				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SW5	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	5324	1304	10.0	32	0.32

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、接合部の鉄筋の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋材質である。

発生断面力は、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部において算出した曲げモーメント及び軸力を示す。

発生応力度は、発生断面力を考慮して杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）において算出した鉄筋及びコンクリートの応力度を示す。

評価位置は図 4.10-100 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-28 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (津波時 (基準津波))

地盤 パネ ケース	評価位置					断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	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}
						部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
地盤 パネ 1	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-36745	-12817	238.0	600	0.40
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	15381				
			中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-23765	-10623	197.0	600	0.33
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	8754				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NW1	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	2894	1464	112.7	600	0.19
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-36740	-12011	279.7	600	0.47
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	-14498				
			中間杭	SW5	③－③断面	1800	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-25071	-10838	233.0	600	0.39
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	-8184				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SW6	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	3238	2524	138.5	600	0.24
	地盤 パネ 2	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-44803	-14117	273.4	600
①－①断面						2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	15084				
中間杭				NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-33507	-12594	247.8	600	0.42
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	8289				
仮想RC断面 (鋼管杭)			NW1	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	3355	1657	147.9	600	0.25	
南基礎		仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-38456	-15406	247.7	600	0.42
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	-10967				
			中間杭	SW5	③－③断面	1800	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-30627	-13769	233.3	600	0.39
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	-5788				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SW6	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	3128	1654	127.3	600	0.22

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、接合部の鉄筋の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋材質である。

発生断面力は、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部において算出した曲げモーメント及び軸力を示す。

発生応力度は、発生断面力を考慮して杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）において算出した鉄筋及びコンクリートの応力度を示す。

評価位置は図 4.10-100 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-29 鉄筋の曲げ軸力照査結果（津波時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置					断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	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}
						部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
地盤 パネ 1	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-61009	-17965	395.8	660	0.60
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	23384				
			中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-40559	-15342	334.9	660	0.51
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	13398				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NW1	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	4731	2755	189.2	660	0.29
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-57009	-17668	443.5	660	0.68
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-23041				
			中間杭	SW5	③－③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-41144	-16075	390.1	660	0.60
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-13029				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SW6	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	5074	4163	219.9	660	0.34
地盤 パネ 2	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-75722	-19486	454.7	660	0.69
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	21285				
			中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-57746	-17524	425.2	660	0.65
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	11844				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NW1	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	5545	3143	220.6	660	0.34
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-64883	-20947	437.5	660	0.67
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-17283				
			中間杭	SW5	③－③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-52546	-19265	424.0	660	0.65
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-9292				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SW6	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	5344	3636	221.1	660	0.34

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、接合部の鉄筋の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋材質である。

発生断面力は、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部において算出した曲げモーメント及び軸力を示す。

発生応力度は、発生断面力を考慮して杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）において算出した鉄筋及びコンクリートの応力度を示す。

評価位置は図 4.10-100 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

ロ. 概略配筋図

評価結果で決定された配筋を図 4.10-103 に示す。

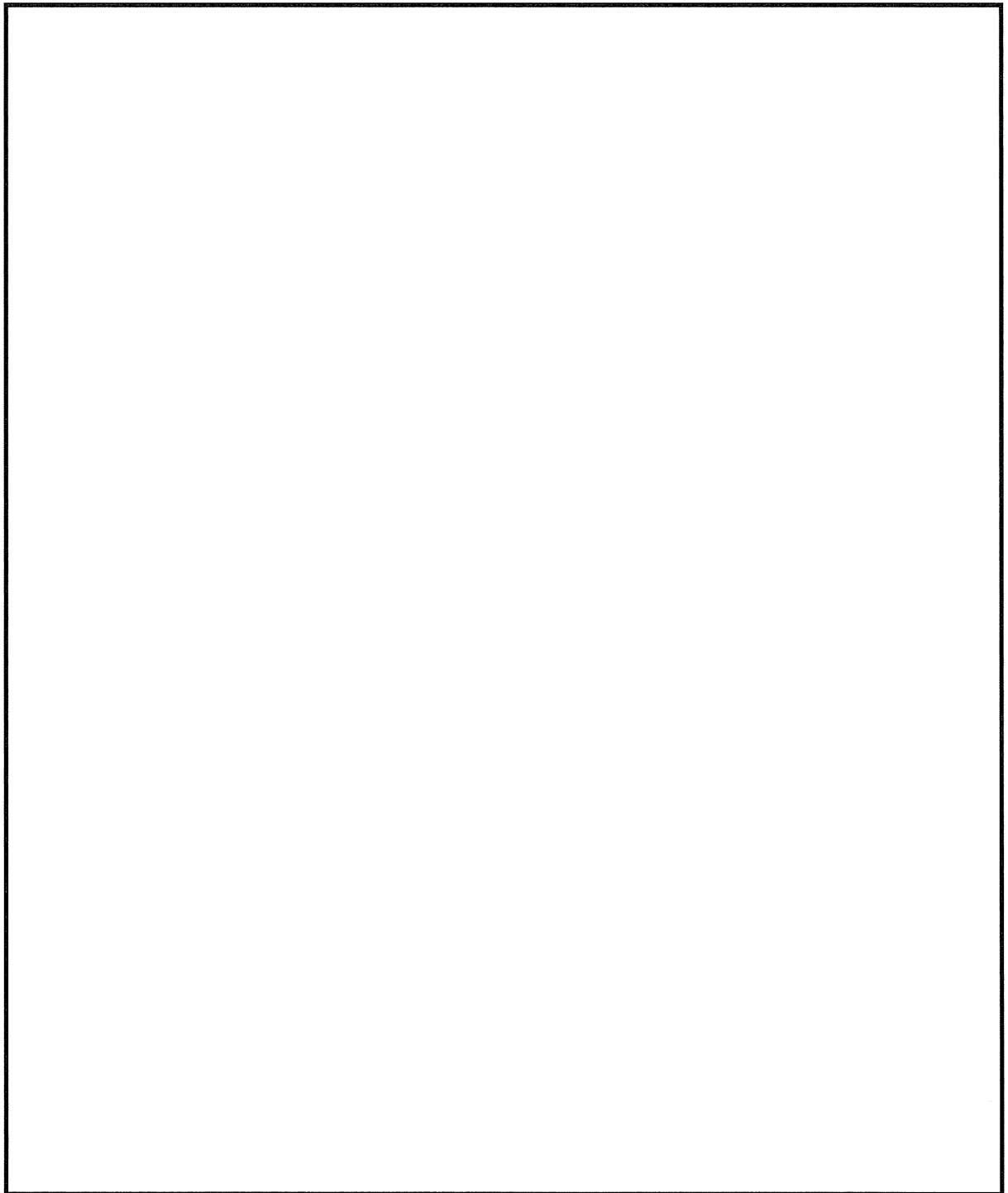


図 4.10-103 杭頭接合部の概略配筋図

(e) 頂版鉄筋コンクリート

イ. 曲げ軸力に対する評価結果

曲げ軸力評価に対する評価は、図 4.10-104 に示す評価位置図の頂版鉄筋コンクリートに対して行う。

3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力によりコンクリート及び鉄筋に発生する応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

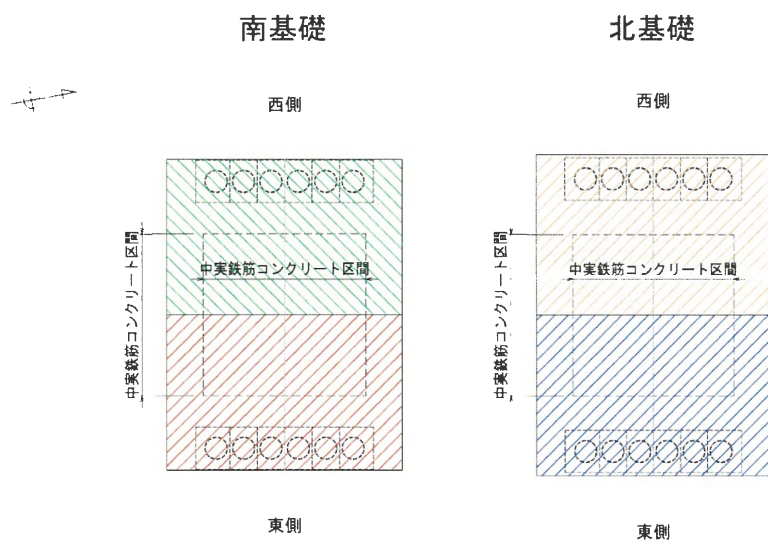
コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-30 及び表 4.10-31 に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-32 及び表 4.10-33 にそれぞれ示す。なお、発生応力度は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-30～表 4.10-33 に示す照査結果では、堤軸方向及び堤軸直角方向において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-105 及び図 4.10-106 に示す。

照査結果に示す発生断面力は、鉄筋配置の不均一性を考慮して一定範囲で平均化した値とする。これは、照査対象となる堤軸方向及び堤軸直角方向の軸方向鉄筋（水平方向）が、アンカーボルトや他の軸方向鉄筋（鉛直方向）との干渉を避けるために不等間隔で配置されるためである。具体的な発生断面力の算出方法は、各要素に発生した単位幅当たりの断面力に実際の要素幅を乗じて要素ごとの断面力を求め、鉄筋配置を考慮した対象範囲内の要素分を足し合わせるものとする。

頂版鉄筋コンクリート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短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。なお、頂版鉄筋コンクリートにおけるコンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値は、津波時（基準津波）において 0.36（地盤バネ 2 の北基礎西側の堤軸直角方向断面）であり、津波時（敷地に遡上する津波）において 0.48（地盤バネ 2 の北基礎西側の堤軸直角方向断面）である。一方、頂版鉄筋コンクリートにおける鉄筋の曲げ軸力に対する最大照査値は、津波時（基準津波）において 0.38（地盤バネ 2 の北基礎西側の堤軸直角方向断面）であり、津波時（敷地に遡上する津波）において 0.62（地盤バネ 2 の北基礎西側の堤軸直角方向断面）である。

以上のことから、頂版鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。

平面図



注記 上図においては、頂版鉄筋コンクリートを中央で分割し、東側と西側の領域を異なる色の網掛け斜線で示す。この領域分割は、以降で示す照査表において堤軸直交方向のコンクリート及び鉄筋の曲げ軸力照査の評価位置を明確にするためのものである。

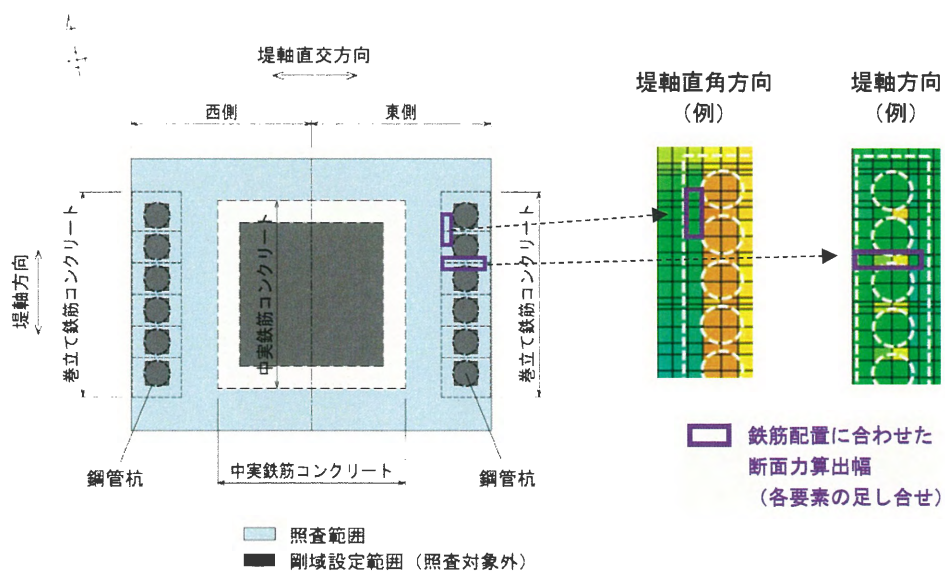


図 4.10-104 評価位置図（頂版鉄筋コンクリート）

表 4.10-30 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（津波時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置			断面形状 部材高 h (mm)	鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許 容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{ca}
						曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
地盤 パネ 1	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-28810	2729	2.2	24	0.10
			西側	5040	D51@150	-39025	-13641	7.2	24	0.31
		堤軸方向		5040	D29@150*	-12331	-1347	2.1	24	0.09
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-31708	2163	2.5	24	0.11
			西側	5040	D51@150	-42633	-14156	7.9	24	0.33
		堤軸方向		5040	D29@150*	-10779	-1299	1.9	24	0.09
地盤 パネ 2	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-35612	2551	2.8	24	0.12
			西側	5040	D51@150	-44885	-11638	8.5	24	0.36
		堤軸方向		5040	D29@150*	-12642	-1018	2.1	24	0.09
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-52790	1210	4.3	24	0.18
			西側	5040	D51@150	-40631	-10588	7.7	24	0.32
		堤軸方向		5040	D29@150*	-10403	-897	1.9	24	0.08

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。同様に、D29@150 も、接合部の鉄筋の仕様であり、公称直径 28.6 mm の異形棒鋼 D29 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。

*：最小鉄筋量に基づき鉄筋仕様を決定

評価位置は図 4.10-104 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-31 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（津波時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置			断面形状 部材高 h (mm)	鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許 容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{ca}
						曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
地盤 パネ 1	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-54948	4181	4.3	32	0.14
			西側	5040	D51@150	-87238	-22782	12.5	32	0.39
		堤軸方向		5040	D29@150*	-17587	-2321	2.9	32	0.10
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-57873	4342	4.5	32	0.15
			西側	5040	D51@150	-68631	-22273	12.8	32	0.40
		堤軸方向		5040	D29@150*	-16578	-2114	3.0	32	0.10
地盤 パネ 2	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-64355	3420	5.1	32	0.16
			西側	5040	D51@150	-79880	-19806	15.1	32	0.48
		堤軸方向		5040	D29@150*	-17221	-1503	2.9	32	0.09
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-74515	2006	6.0	32	0.19
			西側	5040	D51@150	-72854	-18289	13.8	32	0.43
		堤軸方向		5040	D29@150*	-14894	-995	2.7	32	0.09

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。同様に、D29@150 も、接合部の鉄筋の仕様であり、公称直径 28.6 mm の異形棒鋼 D29 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。

*：最小鉄筋に基づき鉄筋仕様を決定

評価位置は図 4.10-104 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-32 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果 (津波時 (基準津波))

地盤 パネ ケース	評価位置			断面形状	鉄筋段数		鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 σ_s/σ_{sa}
				部材高 h (mm)	上面	下面		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	
地盤 パネ 1	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51(SD685)	-29491	6661	93.1	600	0.16
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-15300	4316	73.0	435	0.17
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51(SD685)	-39025	-13641	137.1	600	0.23	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-9112	-1008	61.8	435	0.15	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-12331	-1347	109.5	435	0.26
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51(SD685)	-32564	4689	91.9	600	0.16
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-17102	2503	87.3	435	0.16
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51(SD685)	-42633	-14156	161.0	600	0.27	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-21687	-7486	64.3	435	0.15	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-10779	-1299	93.4	435	0.22
地盤 パネ 2	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51(SD685)	-35870	3714	95.3	600	0.16
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-18828	2602	73.1	435	0.17
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51(SD685)	-44885	-11638	223.7	600	0.38	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-24868	-5743	116.8	435	0.27	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-7872	1527	129.1	435	0.30
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51(SD685)	-52173	2220	126.0	600	0.21
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-27876	1287	92.4	435	0.22
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51(SD685)	-40631	-10588	200.8	600	0.34	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-20309	-4811	93.4	435	0.22	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-6509	1757	119.6	435	0.28

注記 D51-7 段等で示した鉄筋仕様、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋の仕様であり、D51-7 段は公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を 7 段で配置することを示す。括弧内の SD490 及び SD685 は鉄筋材質である。

評価位置は図 4.10-104 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

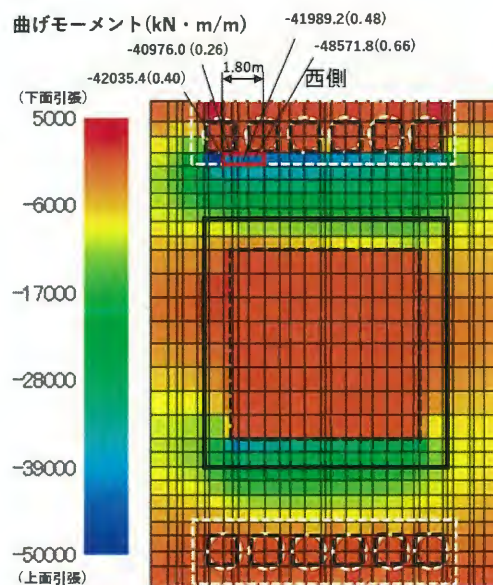
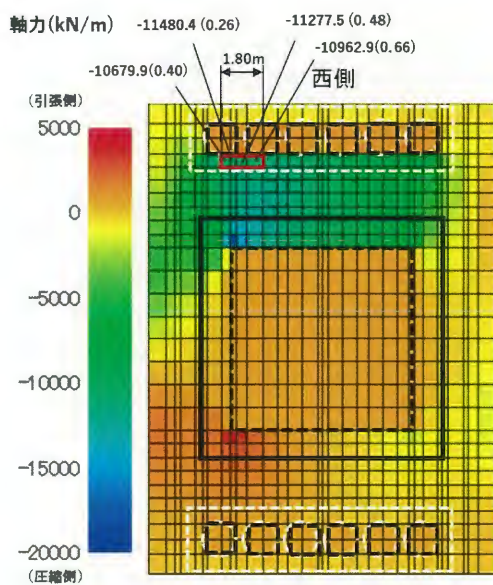
表 4.10-33 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（津波時（敷地に遡上する津波））

地盤 バネ ケース	評価位置			断面形状	鉄筋段数		鉄筋仕様	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}	断面力図
				部材高 h (mm)	上面	下面		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 バネ 1	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51(SD685)	-55871	9710	184.0	660	0.25	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-29085	6047	125.4	478.5	0.27	—
			西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51(SD685)	-87238	-22792	246.8	660	0.38	—
				5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-11103	1506	126.7	478.5	0.27	—
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-17587	-2321	146.6	478.5	0.31	—
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51(SD685)	-58546	7283	160.5	660	0.25	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-30891	3832	117.4	478.5	0.25	—
			西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51(SD685)	-68631	-22273	267.0	660	0.41	—
				5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-19885	-3090	119.0	478.5	0.25	—
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-16578	-2114	141.0	478.5	0.30	—
地盤 バネ 2	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51(SD685)	-84567	4988	184.8	660	0.25	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-34431	3871	127.2	478.5	0.27	—
			西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51(SD685)	-79880	-19906	408.6	660	0.62	○
				5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-45476	-8505	230.1	478.5	0.48	—
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-10677	2015	173.6	478.5	0.37	—
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51(SD685)	-73948	2962	177.8	660	0.27	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-39157	2332	133.7	478.5	0.28	—
			西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51(SD685)	-72854	-18289	372.1	660	0.57	—
				5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-38167	-7980	193.1	478.5	0.41	—
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-8893	2263	159.8	478.5	0.34	○

注記 D51-7 段等で示した鉄筋仕様、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋の仕様であり、D51-7 段は公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を 7 段で配置することを示す。括弧内の SD490 及び SD685 は鉄筋材質である。

評価位置は図 4.10-104 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。



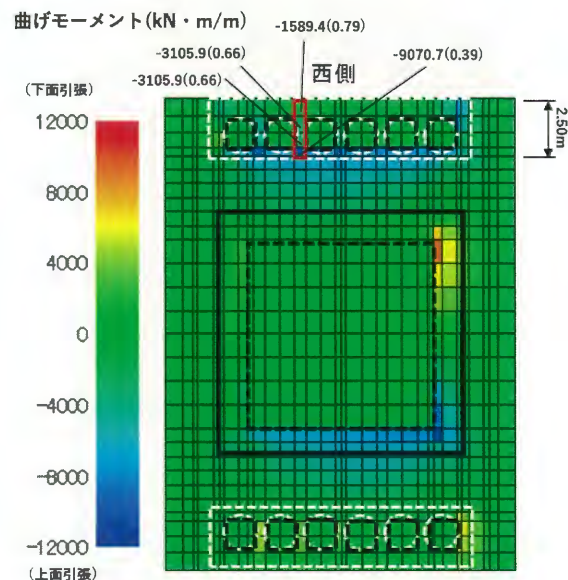
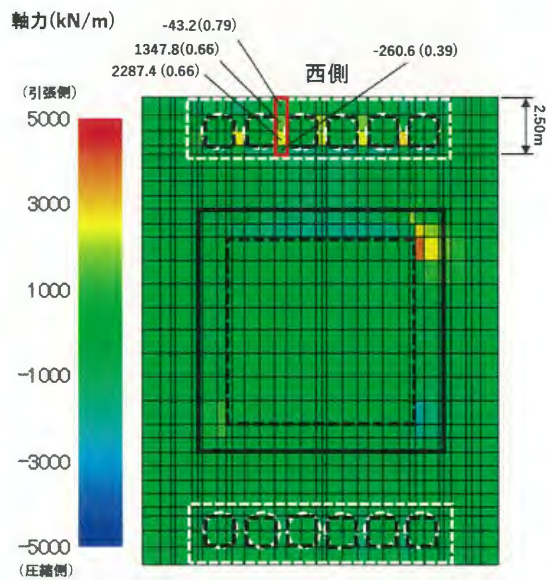
□ : 中実鉄筋コンクリート範囲 (照査対象外)
 □ : 剛域 (照査対象外)
 □ : 最大照査値発生箇所

□ : 中実鉄筋コンクリート範囲 (照査対象外)
 □ : 剛域 (照査対象外)
 □ : 最大照査値発生箇所

注記 数値は要素に発生する単位幅当たりの断面力を示す。括弧内は要素幅(m)を示す。

図 4.10-105 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい断面力

堤軸直交方向 (津波時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 2)



□ : 中実鉄筋コンクリート範囲 (照査対象外)
 □ : 剛域 (照査対象外)
 □ : 最大照査値発生箇所

□ : 中実鉄筋コンクリート範囲 (照査対象外)
 □ : 剛域 (照査対象外)
 □ : 最大照査値発生箇所

注記 数値は要素に発生する単位幅当たりの断面力を示す。括弧内は要素幅(m)を示す。

図 4.10-106 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい断面力図

堤軸方向 (津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 2)

ロ. せん断力に対する評価結果

せん断力に対する評価は、図 4.10-107 に示す評価位置図の頂版鉄筋コンクリートに対して行う。

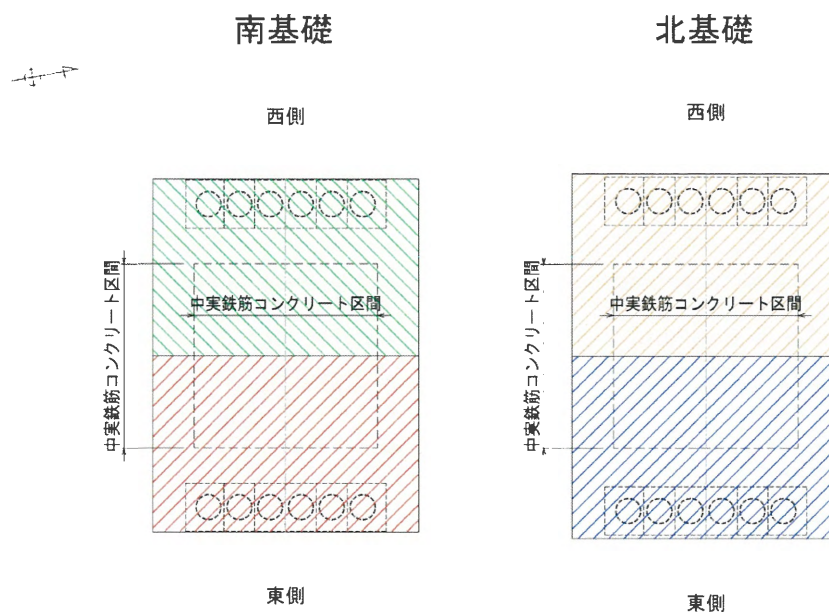
3次元静的フレーム解析によって得られるせん断力を抽出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。せん断力に対する照査では、発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認する。なお、発生せん断力は、堤軸方向と堤軸直交方向の発生せん断力を合成して算出する。

せん断力に対する照査結果を表 4.10-34 及び表 4.10-35 に示す。なお、発生せん断力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-34 及び表 4.10-35 に示す照査結果では、南基礎及び北基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-108 及び図 4.10-109 に示す。

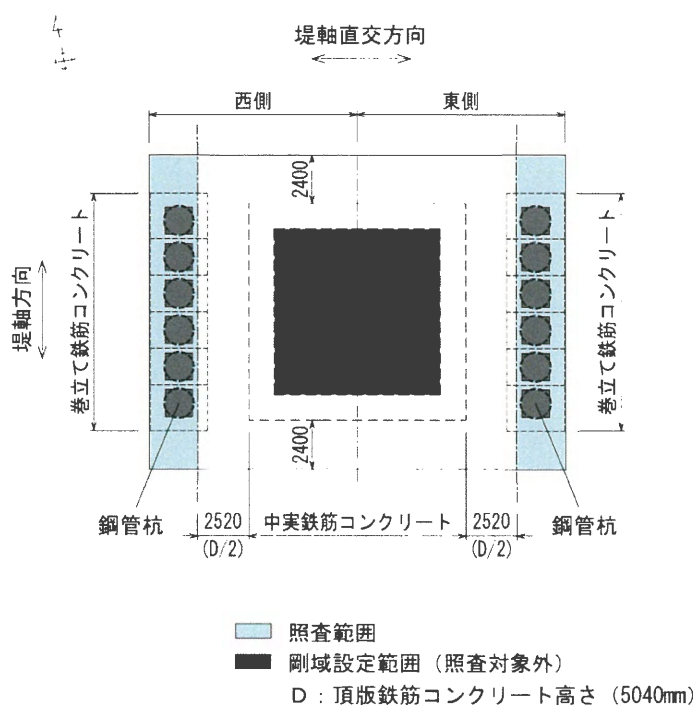
頂版鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力が短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。なお、頂版鉄筋コンクリートにおけるせん断力に対する最大照査値は、津波時（基準津波）において 0.37（地盤バネ 2 の北基礎西側）であり、津波時（敷地に遡上する津波）において 0.50（地盤バネ 1 の南基礎西側）である。

以上のことから、頂版鉄筋コンクリートの構造部材の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

平面図



注記 上図においては、頂版鉄筋コンクリートを中央で分割し、東側と西側の領域を異なる色の網掛け斜線で示す。この領域分割は、以降で示す照査表において堤軸直交方向のコンクリート及び鉄筋の曲げ軸力照査の評価位置を明確にするためのものである。



注記 照査結果に示す発生せん断力は、要素に発生した単位幅当たりの断面力とする。

図 4.10-107 評価位置図（頂版鉄筋コンクリート）

表 4.10-34 せん断力に対する照査結果（津波時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置		断面形状	鉄筋仕様	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
			部材高 h (mm)				
地盤 パネ 1	北基礎	東側	5040	3.333-D38@150 (SD390)	4977	28592	0.18
		西側	5040	3.333-D35@150 (SD390)	10138	28472	0.36
	南基礎	東側	5040	3.333-D38@150 (SD390)	5349	28592	0.19
		西側	5040	3.333-D35@150 (SD390)	10459	28472	0.37
地盤 パネ 2	北基礎	東側	5040	3.333-D38@150 (SD390)	4910	28592	0.18
		西側	5040	3.333-D35@150 (SD390)	10490	28472	0.37
	南基礎	東側	5040	3.333-D38@150 (SD390)	6529	28592	0.23
		西側	5040	3.333-D35@150 (SD390)	10628	28472	0.38

注記 鉄筋仕様に示す 3.333-D38@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 38.1 mm の異形棒鋼 D38 を同一鉛直断面内に幅 1 m 当たり 3.333 本配置し、水平方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。同様に 3.333-D35@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 34.9 mm の異形棒鋼 D35 を同一鉛直断面内に幅 1 m 当たり 3.333 本配置し、水平方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD390 は鉄筋材質である。

評価位置は図 4.10-107 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

表 4.10-35 せん断力に対する照査結果（津波時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置		断面形状	鉄筋仕様	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V_u (kN)	照査値 V/V_u	断面力図
			部材高 h (mm)					
地盤 パネ 1	北基礎	東側	5040	3.333-D38@150 (SD390)	8881	31785	0.28	—
		西側	5040	3.333-D35@150 (SD390)	15232	31712	0.49	—
	南基礎	東側	5040	3.333-D38@150 (SD390)	9593	31785	0.31	—
		西側	5040	3.333-D35@150 (SD390)	15825	31712	0.50	○
地盤 パネ 2	北基礎	東側	5040	3.333-D38@150 (SD390)	8401	31785	0.27	—
		西側	5040	3.333-D35@150 (SD390)	15447	31712	0.49	○
	南基礎	東側	5040	3.333-D38@150 (SD390)	9540	31785	0.31	—
		西側	5040	3.333-D35@150 (SD390)	15730	31712	0.50	—

注記 鉄筋仕様に示す 3.333-D38@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 38.1 mm の異形棒鋼 D38 を同一鉛直断面内に幅 1 m 当たり 3.333 本配置し、水平方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。同様に 3.333-D35@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 34.9 mm の異形棒鋼 D35 を同一鉛直断面内に幅 1 m 当たり 3.333 本配置し、水平方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD390 は鉄筋材質である。

評価位置は図 4.10-107 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

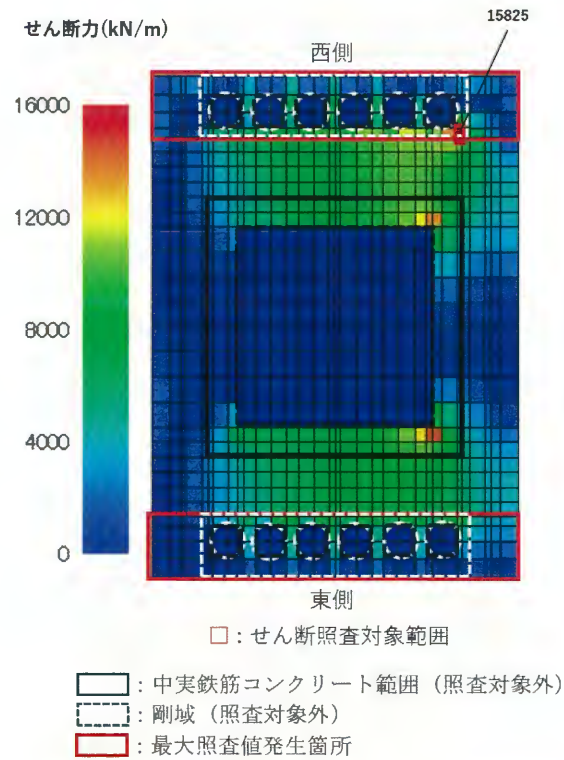


図 4.10-108 せん断力が最も厳しい断面力図
(津波時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 1)

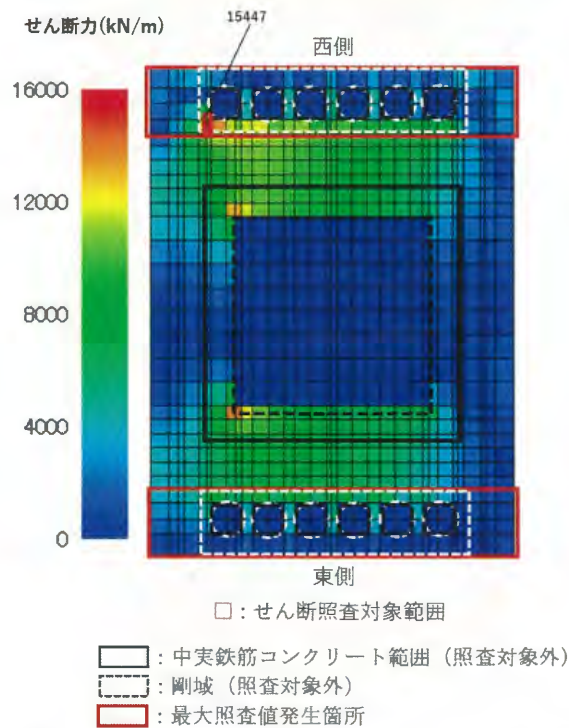


図 4.10-109 せん断力が最も厳しい断面力図
(津波時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 2)

ハ. 概略配筋図

評価結果で決定された配筋を図 4.10-110～図 4.10-119 に示す。

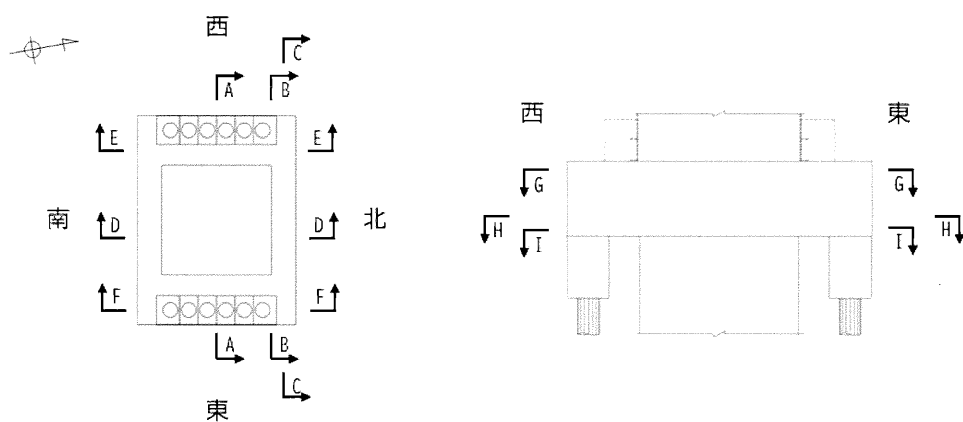


図 4.10-110 頂版鉄筋コンクリートの矢視図

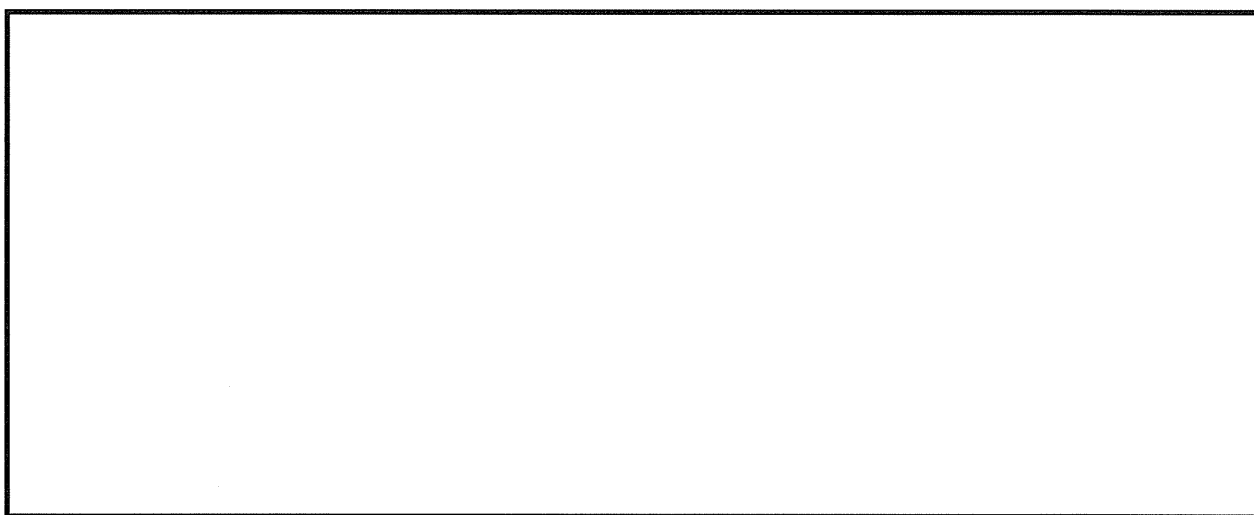


図 4.10-111 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図（A－A断面）

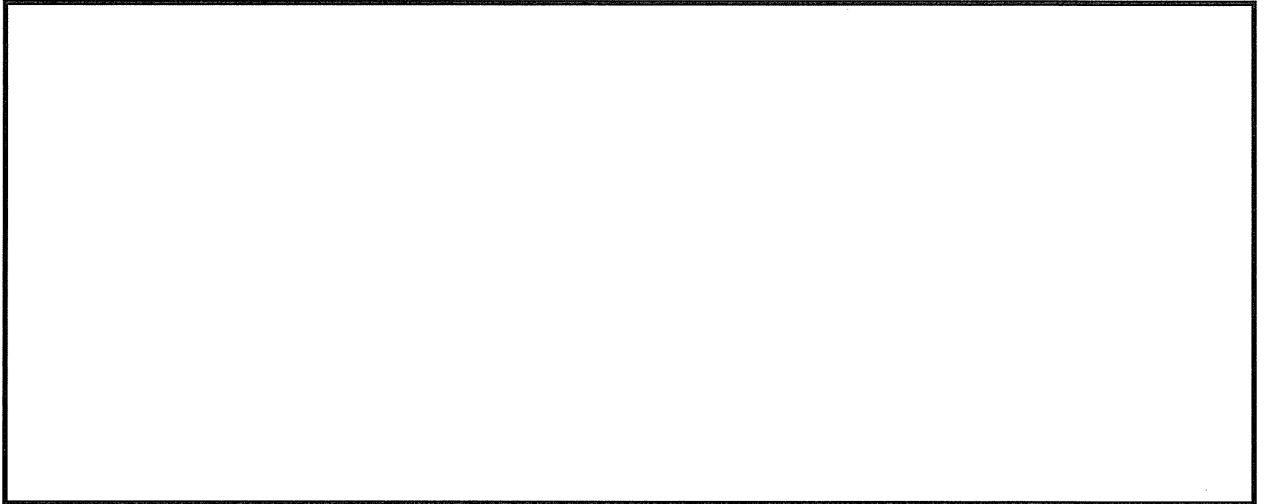


図 4.10-112 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図（B－B断面）

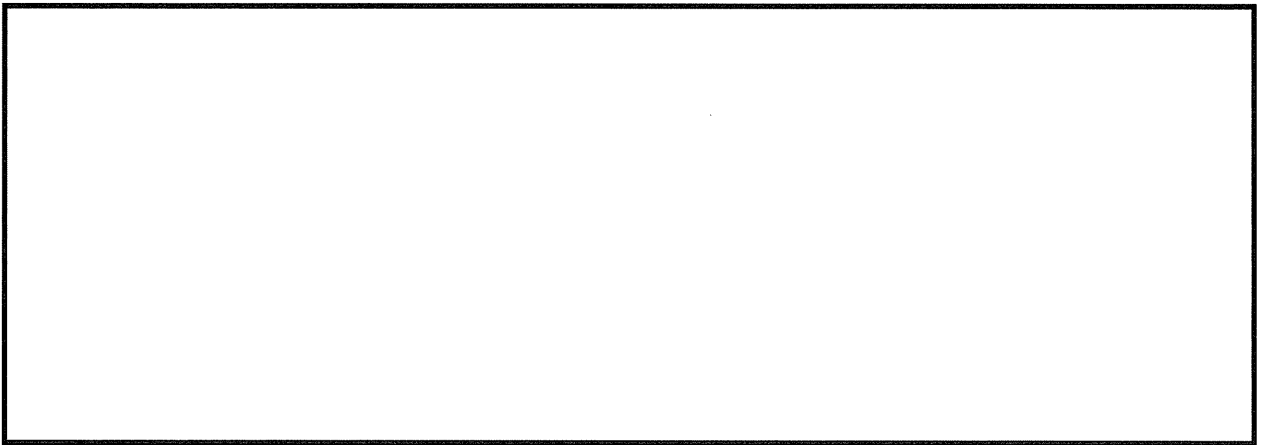


図 4.10-113 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図（C－C断面）

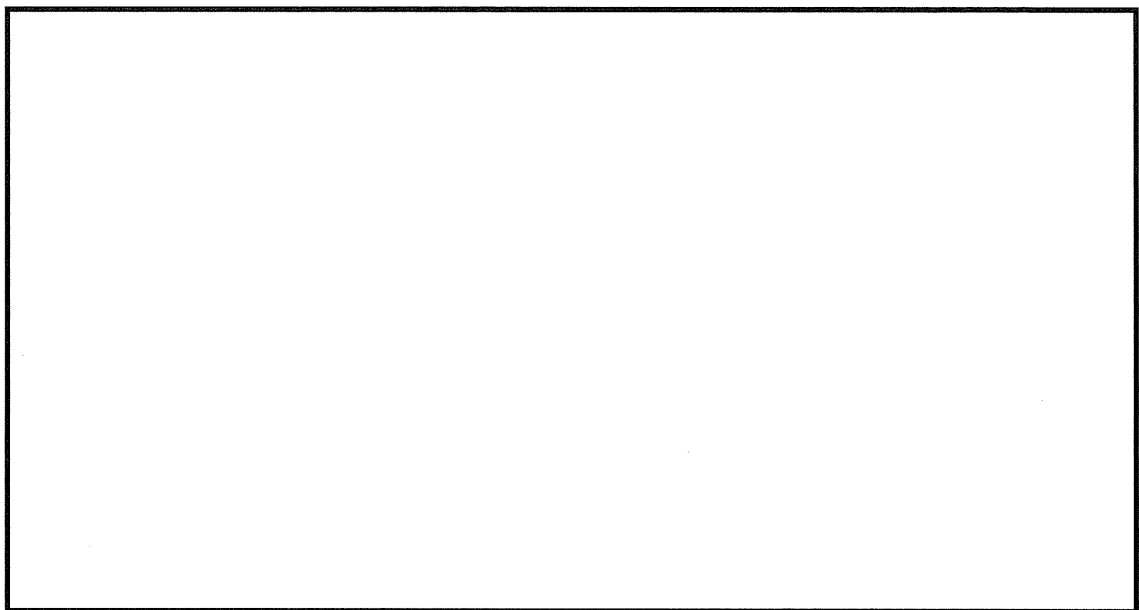


図 4.10-114 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図（D－D断面）

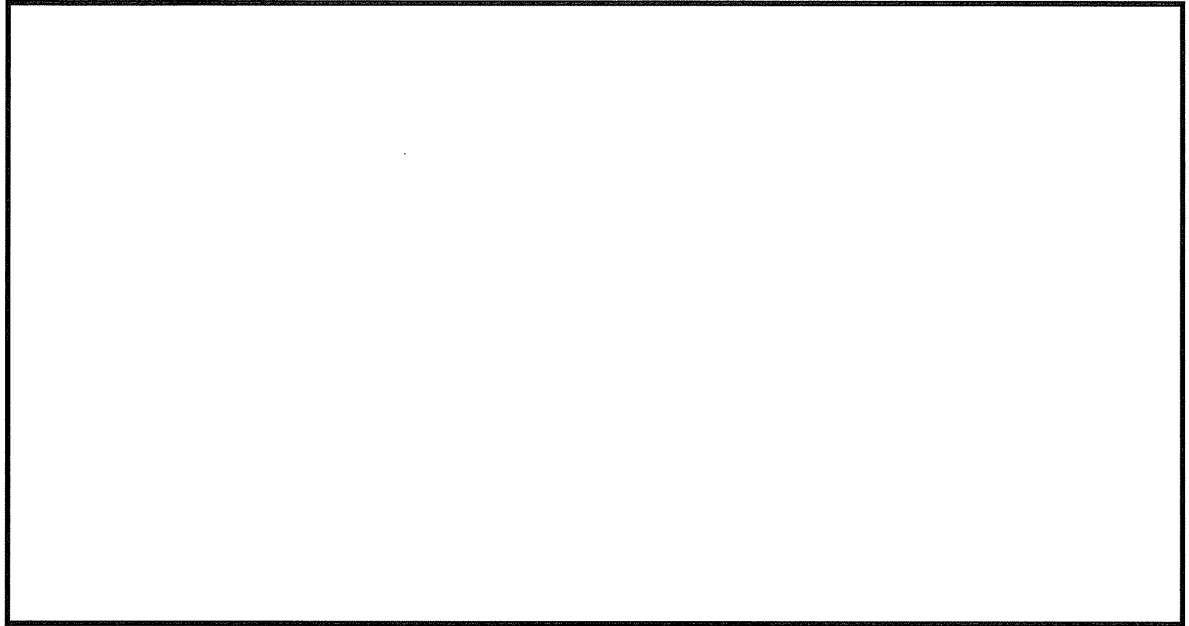


図 4.10-115 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図（E－E断面）

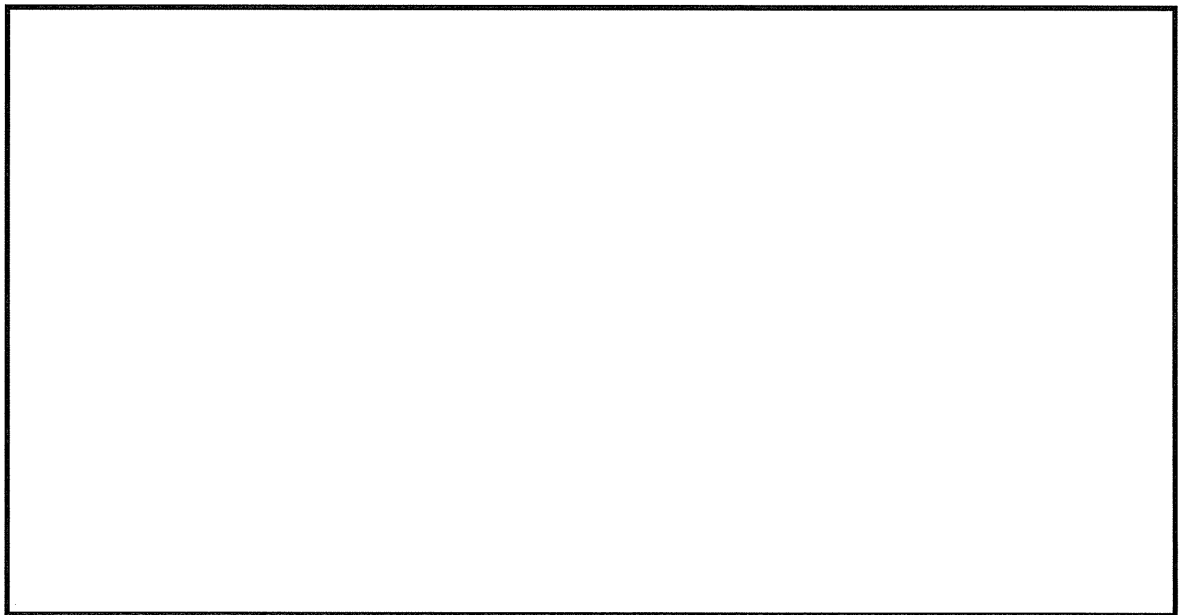


図 4.10-116 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図（F－F断面）

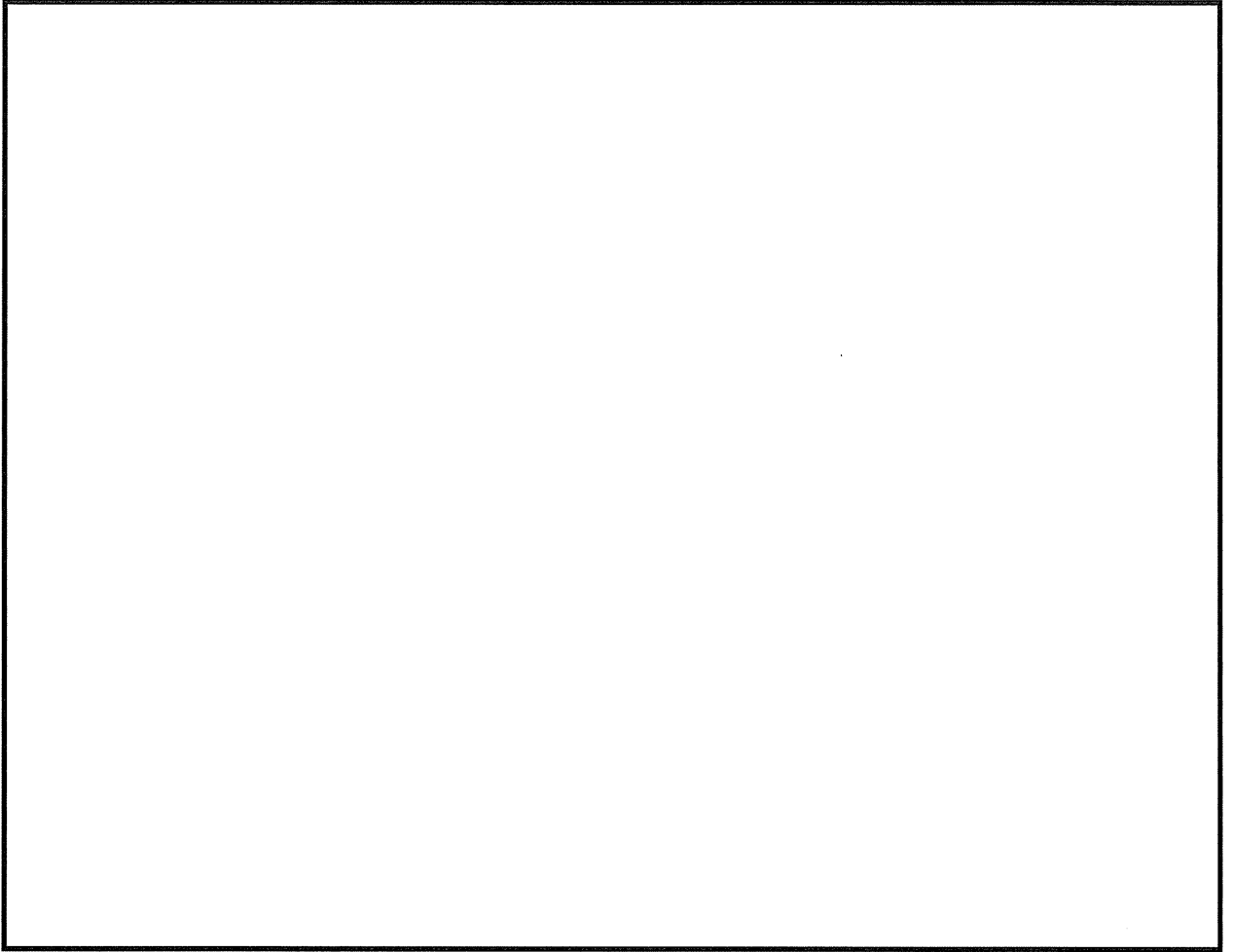


図 4.10-117 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図（G－G断面）

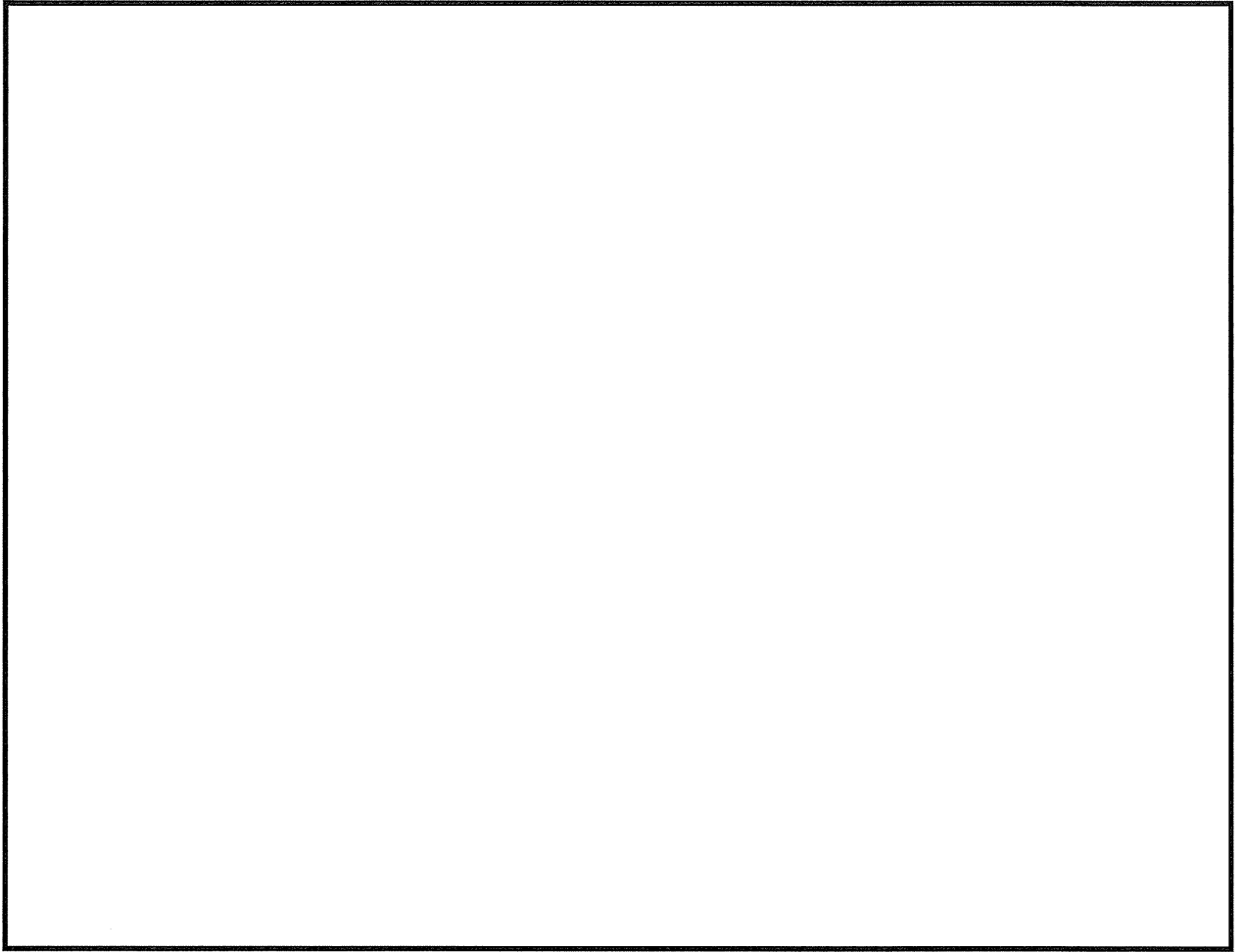


図 4.10-118 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図（H－H断面）

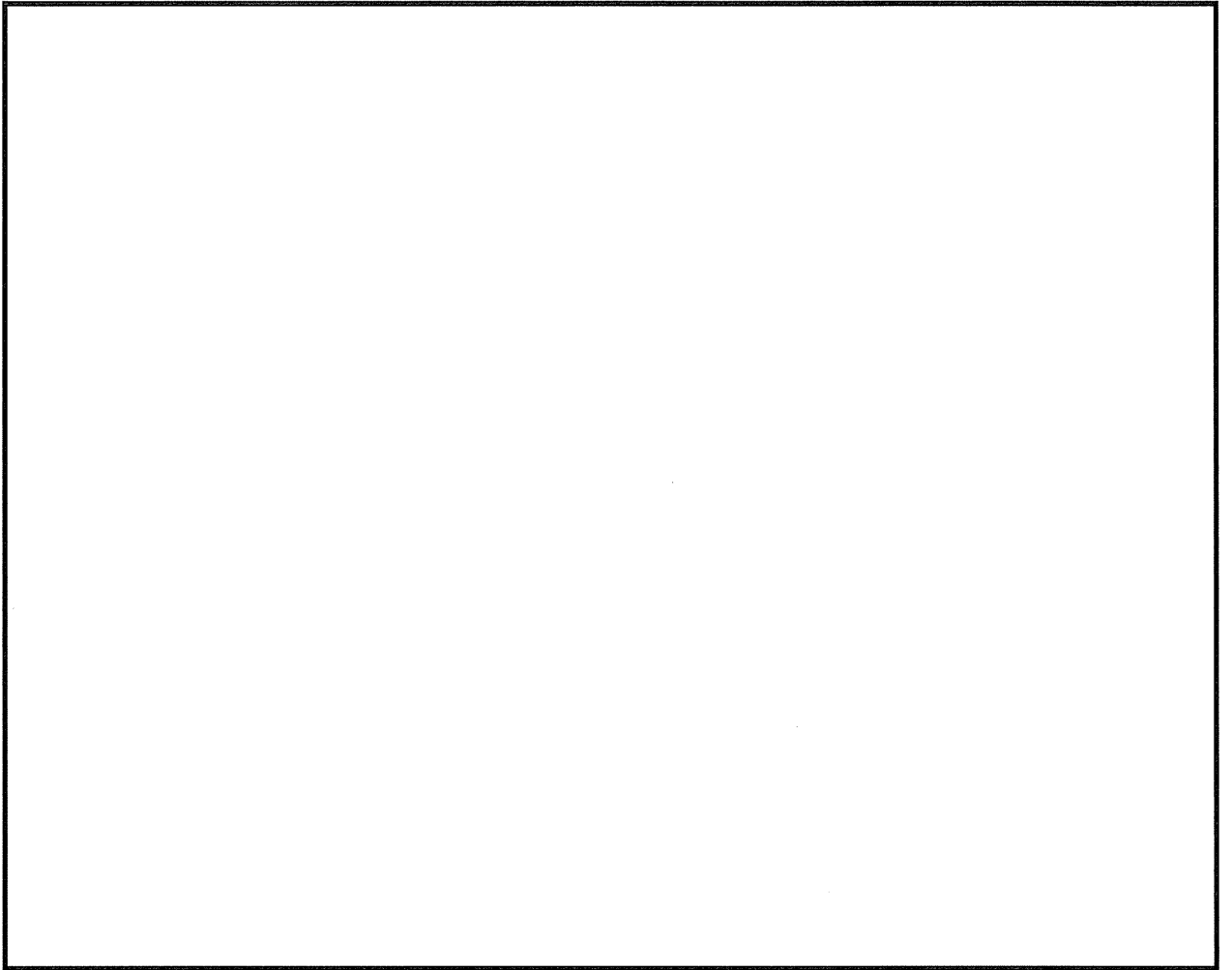


図 4.10-119 頂版鉄筋コンクリートの概略配筋図（I－I断面）

b. 鋼製防護壁の評価結果

「4.8.3 (1) b. 鋼製防護壁」において示したとおり，以下に示す荷重比較において重畳時の荷重条件が津波時の荷重条件を包絡するため，津波時に発生する鋼製防護壁の強度評価は実施せず，重畳時のみ強度評価を実施する。

津波時と重畳時の荷重比較の代表例として，地盤条件が地盤バネ 5 の場合の津波荷重を除く荷重を比較すると，重畳時に考慮する動水圧の合力 46500 kN 及び水平方向の慣性力の合力 94774 kN は，津波時に考慮する衝突荷重 1035 kN よりも大きい。地盤バネ 3 及び 4 においても，津波時と重畳時の荷重比較の傾向は同様である。

(2) 重畳時の強度評価結果

a. 鋼製防護壁基礎の評価結果

(a) 中実鉄筋コンクリートの評価結果

イ. 曲げ軸力に対する評価結果

曲げ軸力に対する評価は、部材の断面力及び応力度の発生状況に基づき、鉄筋仕様の異なる5種類の部材に対して行う。部材の構成は、図 4.10-120 に示すとおり北基礎が1種類、南基礎が4種類（上部、中央（上）、中央（下）及び下部）であり、これらの部材の概略配筋図は図 4.10-43～図 4.10-49 に示すとおりである。

3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力によりコンクリート及び鉄筋に発生する応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-36 及び表 4.10-37 に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-38 及び表 4.10-39 にそれぞれ示す。なお、発生応力度は、各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-36～表 4.10-39 に示す照査結果では、5種類の部材に対して3種類の地盤バネ条件（地盤バネ3、地盤バネ4及び地盤バネ5）のうち照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-121～図 4.10-140 に示す。

中実鉄筋コンクリート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。なお、コンクリートの曲げ軸力に対する照査の最大照査値は、地盤バネ4の南基礎中央（下）において発生し、重畳時（基準津波）において0.53、重畳時（敷地に遡上する津波）において0.51である。鉄筋の曲げ軸力に対する照査の最大照査値は、地盤バネ4の南基礎中央（下）において発生し、重畳時（基準津波）において0.47、重畳時（敷地に遡上する津波）において0.56である。

以上のことから、中実鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

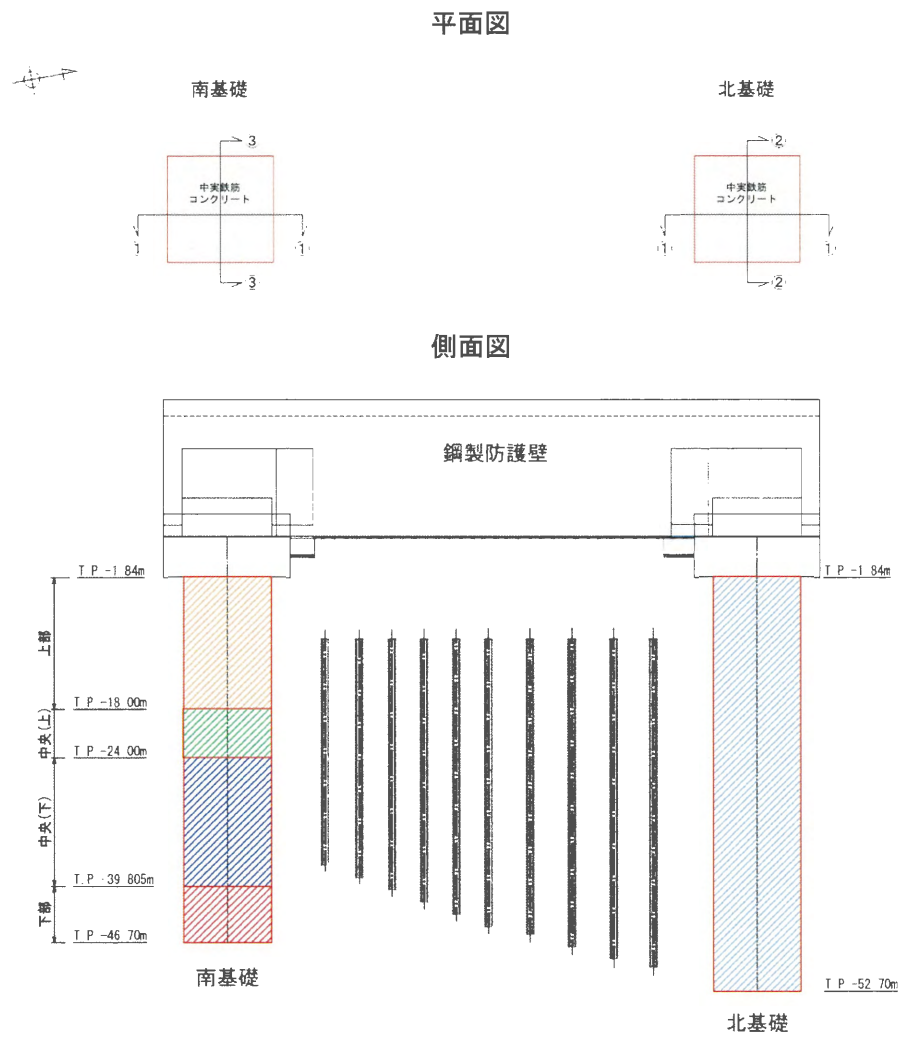


図 4.10-120 評価位置図（中実鉄筋コンクリート）
（図 4.10-1 の再掲）

表 4.10-36 コンクリートの曲げ軸力に対する照査（重畳時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様	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}	断面力図
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	北基礎		②－②断面	10700	10700	D51φ150 (7段)	1206645	-133606	7.0	24	0.29	—
			①－①断面	10700	10700	D51φ150 (7段)	529503					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	D51φ150 (8段)	937660	-108214	5.7	24	0.24	—
			①－①断面	10700	10700	D51φ150 (8段)	-560414					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	D51φ150 (11段)	1378351	-123583	7.8	24	0.33	—
			①－①断面	10700	10700	D51φ150 (11段)	-1017712					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	D51φ150 (17.5段)	1672099	-156631	9.2	24	0.39	—
			①－①断面	10700	10700	D51φ150 (17.5段)	1434611					
		下部	③－③断面	10700	10700	D51φ150 (11段)	906007	-128914	5.8	24	0.25	—
			①－①断面	10700	10700	D51φ150 (11段)	800195					
地盤 パネ 4	北基礎		②－②断面	10700	10700	D51φ150 (7段)	-1650340	-95898	8.6	24	0.37	—
			①－①断面	10700	10700	D51φ150 (7段)	575550					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	D51φ150 (8段)	904210	-106265	7.0	24	0.29	○
			①－①断面	10700	10700	D51φ150 (8段)	-933961					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	D51φ150 (11段)	1410935	-122817	9.7	24	0.41	○
			①－①断面	10700	10700	D51φ150 (11段)	-1596718					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	D51φ150 (17.5段)	1907719	-169848	12.6	24	0.53	○
			①－①断面	10700	10700	D51φ150 (17.5段)	2366395					
		下部	③－③断面	10700	10700	D51φ150 (11段)	1080138	-144209	8.2	24	0.35	—
			①－①断面	10700	10700	D51φ150 (11段)	1361199					
地盤 パネ 5	北基礎		②－②断面	10700	10700	D51φ150 (7段)	1138737	-150572	9.5	24	0.40	○
			①－①断面	10700	10700	D51φ150 (7段)	1235254					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	D51φ150 (8段)	868586	-101163	6.2	24	0.26	—
			①－①断面	10700	10700	D51φ150 (8段)	-754669					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	D51φ150 (11段)	1280217	-117720	8.8	24	0.37	—
			①－①断面	10700	10700	D51φ150 (11段)	-1421382					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	D51φ150 (17.5段)	1830031	-168497	12.2	24	0.51	—
			①－①断面	10700	10700	D51φ150 (17.5段)	2334804					
		下部	③－③断面	10700	10700	D51φ150 (11段)	1049752	-145825	8.2	24	0.35	○
			①－①断面	10700	10700	D51φ150 (11段)	1391153					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の数値は、中実鉄筋コンクリートの水平断面の中心に向かって配置する段数を示す。鉄筋の材質は、SD490 である。

評価位置は図 4.10-120 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が作用するため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が南向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。また、鉛直方向の組合せ係数が下向きに 0.4 倍であるため、軸圧縮力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、参考 4 に示すように中立軸が約 45° に傾く。中立軸が傾くと、中立軸から圧縮縁までの距離が遠くなり、コンクリートの曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮応力度）が大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、コンクリートの曲げ軸力の最大照査値が発生する。

表 4.10-37 コンクリートの曲げ軸力に対する照査（重畳時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様	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}	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)					
地盤 パネ 3	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	-2136796	-111293	9.6	32	0.30	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	362272					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-1742070	-93539	7.5	32	0.24	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-311085					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	2163169	-141381	10.4	32	0.33	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-1058387					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	3003227	-157877	13.0	32	0.41	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	-1478599					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	1907004	-142848	9.0	32	0.29	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-808322					
地盤 パネ 4	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	-2704087	-131275	12.6	32	0.40	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	597309					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	1309568	-123648	8.6	32	0.27	○
			①－①断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-971872					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	2194846	-141021	12.3	32	0.39	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-1637844					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	3159665	-162014	16.2	32	0.51	○
			①－①断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	-2406704					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	2047249	-166487	11.4	32	0.36	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	1355630					
地盤 パネ 5	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	-2846261	-136535	13.3	32	0.42	○
			①－①断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	635572					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-1968286	-94751	8.5	32	0.27	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-370566					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	2094428	-134515	11.4	32	0.36	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-1462198					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	3117735	-158362	16.0	32	0.50	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	-2380578					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	2013122	-150042	11.4	32	0.36	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-1401086					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の数値は、中実鉄筋コンクリートの水平断面の中心に向かって配置する段数を示す。鉄筋の材質は、SD490 である。

評価位置は図 4.10-120 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が作用するため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。また、鉛直方向の組合せ係数が下向きに 0.4 倍であるため、軸圧縮力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、参考 4 に示すように中立軸が約 45° に傾く。中立軸が傾くと、中立軸から圧縮縁までの距離が遠くなり、コンクリートの曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮応力度）が大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、コンクリートの曲げ軸力の最大照査値が発生する。

表 4.10-38 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（重畳時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様	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}	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)					
地盤 パネ 3	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	1472207	-121633	111.9	435	0.26	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	225296					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	941197	-91172	87.9	435	0.21	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-556967					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	1381109	-104486	122.4	435	0.29	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-1017960					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	1671669	-119537	141.9	435	0.33	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	-1445626					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	904671	-109771	82.1	435	0.19	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-792218					
地盤 パネ 4	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	-1644800	-90068	158.3	435	0.37	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	562094					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	907183	-89809	111.6	435	0.26	○
			①－①断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-929525					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	1413265	-104147	158.3	435	0.37	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-1596017					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	1906792	-122163	201.5	435	0.47	○
			①－①断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	-2370334					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	1077856	-118302	125.7	435	0.29	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-1348311					
地盤 パネ 5	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	-1756977	-94774	169.5	435	0.39	○
			①－①断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	600879					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-1214065	-68844	103.4	435	0.24	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-356583					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	1282197	-100645	140.6	435	0.33	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-1420194					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	1832528	-120862	196.7	435	0.46	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	-2344317					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	1049389	-118632	126.2	435	0.30	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-1382562					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の数値は、中実鉄筋コンクリートの水平断面の中心に向かって配置する段数を示す。鉄筋の材質は、SD490 である。

評価位置は図 4.10-120 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が作用するため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。また、鉛直方向の組合せ係数が上向き 0.4 倍であるため、軸圧縮力が低減する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、参考 4 に示すように中立軸が約 45° に傾く。中立軸が傾くと、中立軸から引張縁の隅角部鉄筋までの距離が遠くなり、鉄筋引張応力度は大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、鉄筋の曲げ軸力（鉄筋引張応力度）の最大照査値が発生する。

表 4.10-39 鉄筋の曲げ軸力に対する照査（重畳時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置		断面性状			鉄筋仕様	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}	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)					
地盤 パネ 3	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	-2125394	-102177	183.9	478.5	0.39	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	345990					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-1732291	-81675	138.8	478.5	0.30	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-293447					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	2168510	-121134	171.4	478.5	0.36	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-1058511					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	3006052	-136496	213.3	478.5	0.45	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	-1482467					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	2295534	-133651	146.0	478.5	0.31	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-333264					
地盤 パネ 4	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	-2693521	-124387	243.9	478.5	0.51	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	583031					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-1854980	-85577	150.5	478.5	0.32	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-336062					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	2199483	-121307	204.9	478.5	0.43	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-1637005					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	3162210	-140311	265.8	478.5	0.56	○
			①－①断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	-2410340					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	2045175	-139745	183.7	478.5	0.39	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-1369723					
地盤 パネ 5	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	-2846261	-136535	257.4	478.5	0.54	○
			①－①断面	10700	10700	10050	D51φ150 (7段)	635572					
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-1959423	-84327	160.5	478.5	0.34	○
			①－①断面	10700	10700	9976	D51φ150 (8段)	-353580					
		中央 (上)	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	2098389	-116456	189.7	478.5	0.40	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-1460868					
		中央 (下)	③－③断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	3119462	-137737	262.6	478.5	0.55	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D51φ150 (17.5段)	-2383360					
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	2013711	-138678	183.8	478.5	0.39	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D51φ150 (11段)	-1403124					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の数値は、中実鉄筋コンクリートの水平断面の中心に向かって配置する段数を示す。鉄筋の材質は、SD490 である。

評価位置は図 4.10-120 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が作用するため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。また、鉛直方向の組合せ係数が上向き 0.4 倍であるため、軸圧縮力が低減する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、参考 4 に示すように中立軸が約 45° に傾く。中立軸が傾くと、中立軸から引張縁の隅角部鉄筋までの距離が遠くなり、鉄筋引張応力度は大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、鉄筋の曲げ軸力（鉄筋引張応力度）の最大照査値が発生する。

北基礎

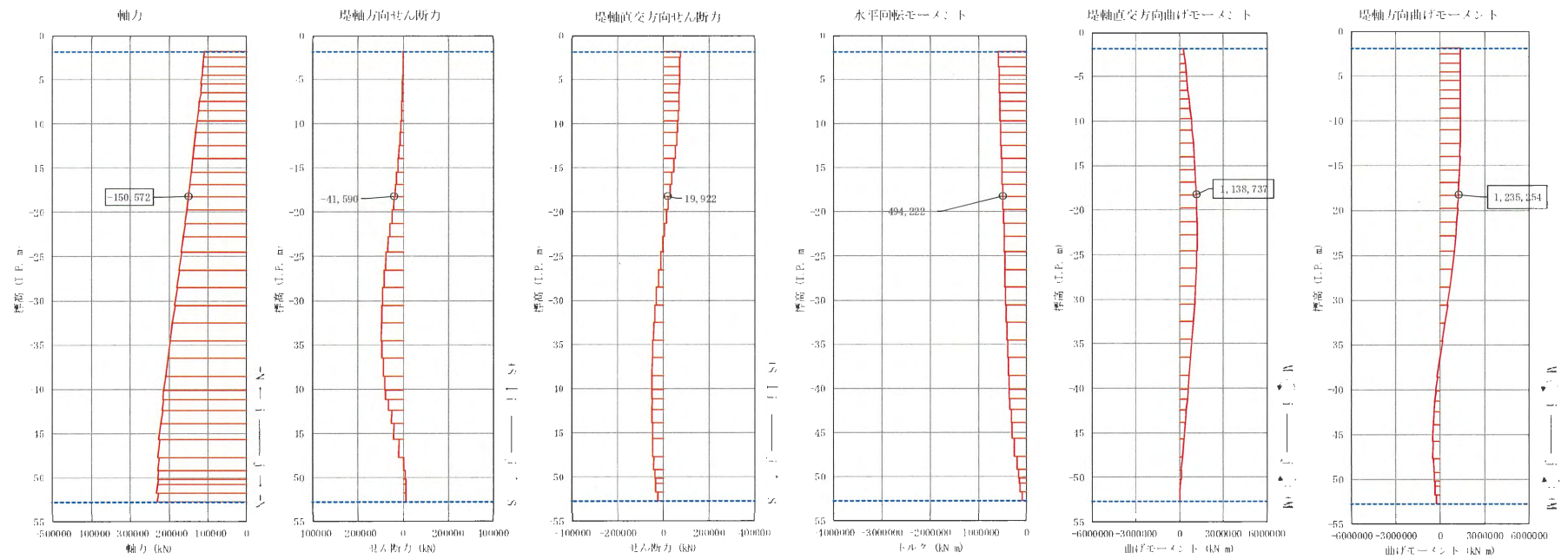


図 4.10-121 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①－①断面，②－②断面（重疊時（基準津波），北基礎，地盤バネ5）



①-①断面, ③-③断面 (重疊時 (基準津波), 南基礎 上部, 地盤バネ4)

南基礎

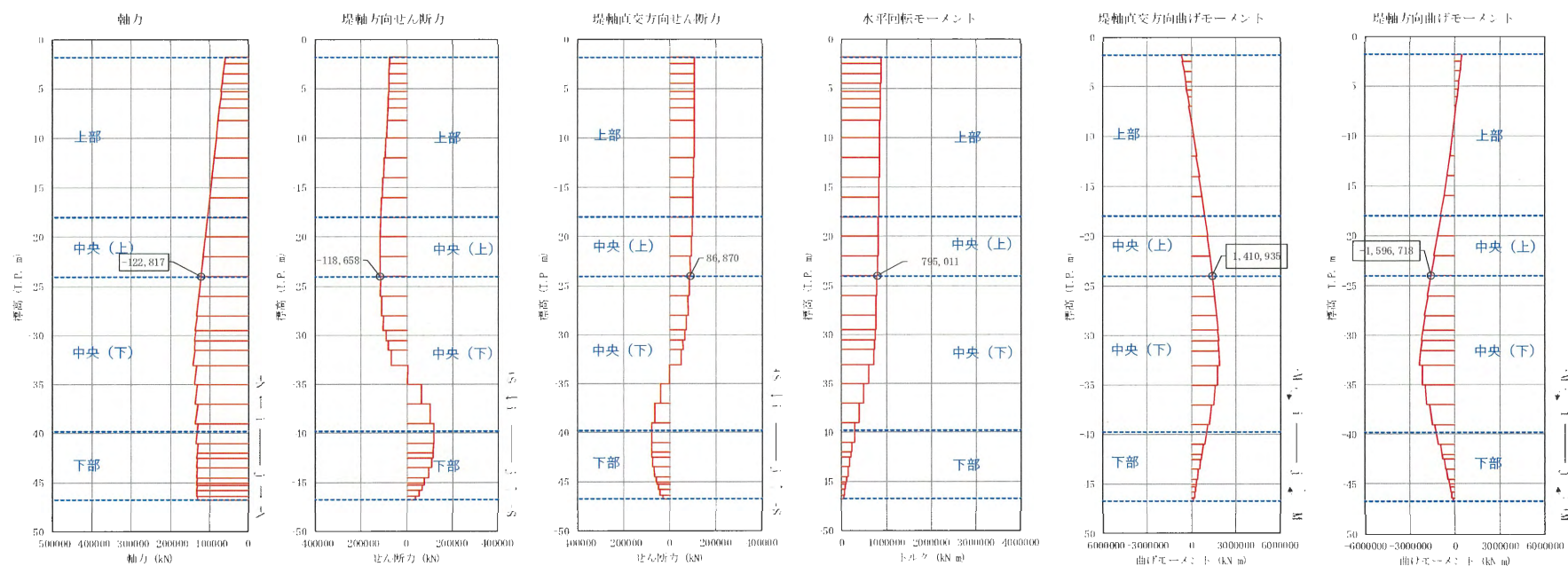


図 4.10-123 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面，③-③断面（重畳時（基準津波），南基礎 中央（上），地盤バネ4）

南基礎

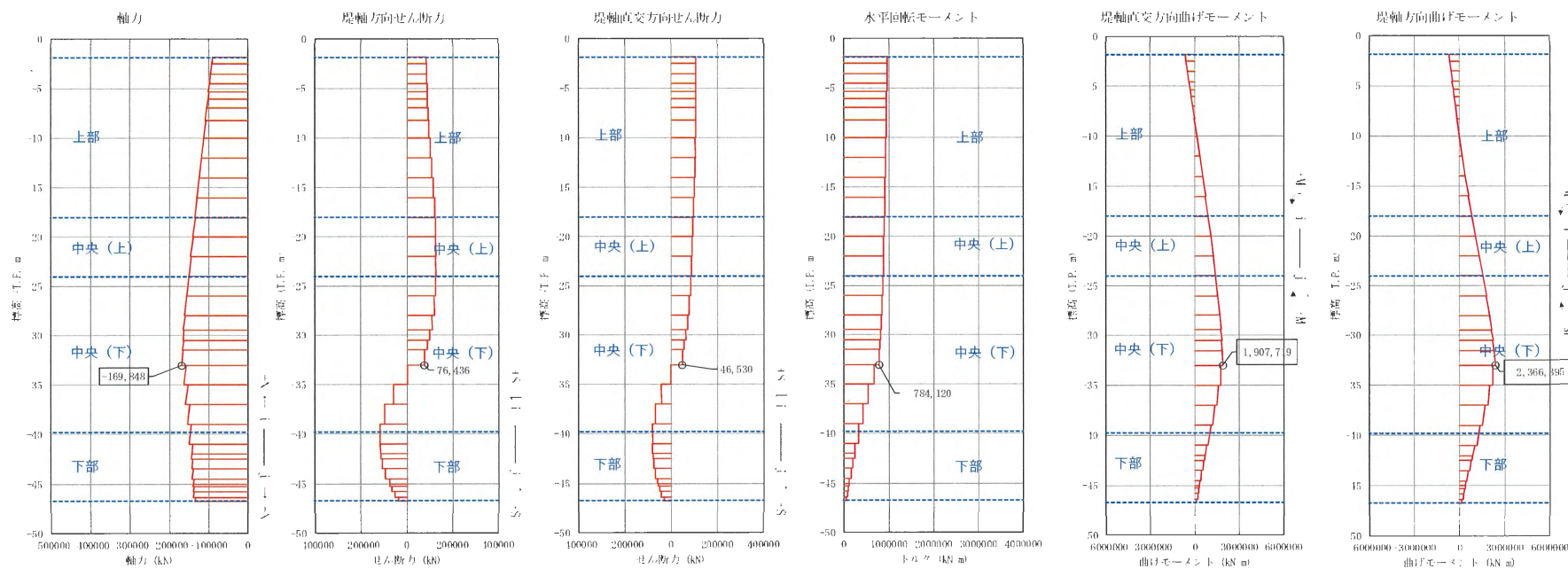


図 4.10-124 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面，③-③断面（重疊時（基準津波），南基礎 中央（下），地盤バネ4）

南基礎

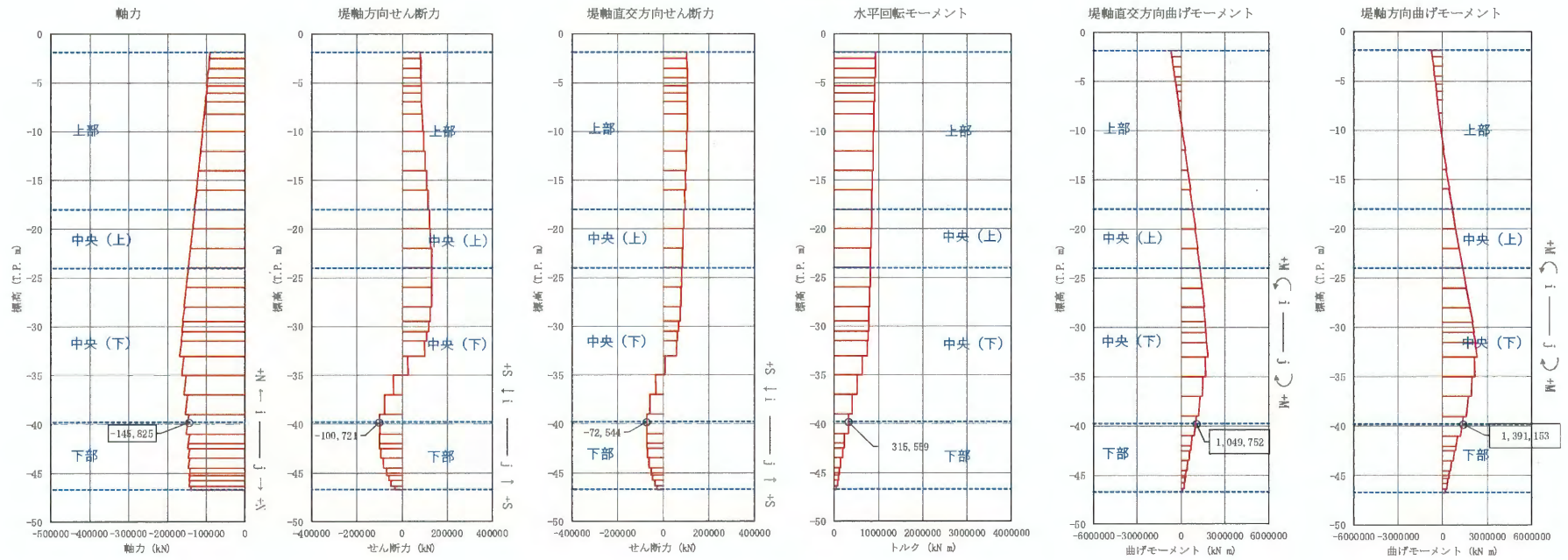


図 4.10-125 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面 (重畳時 (基準津波), 南基礎 下部, 地盤バネ5)

北基礎

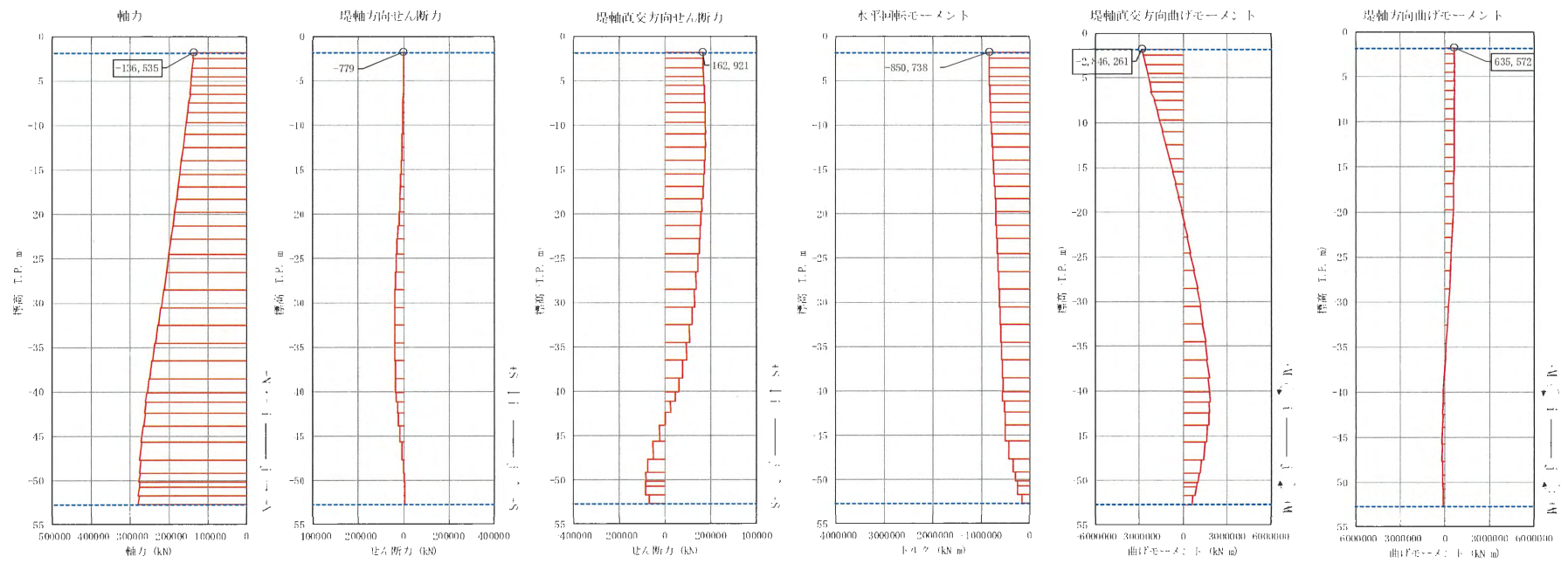


図 4.10-126 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ②-②断面 (重疊時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ5)

南基礎

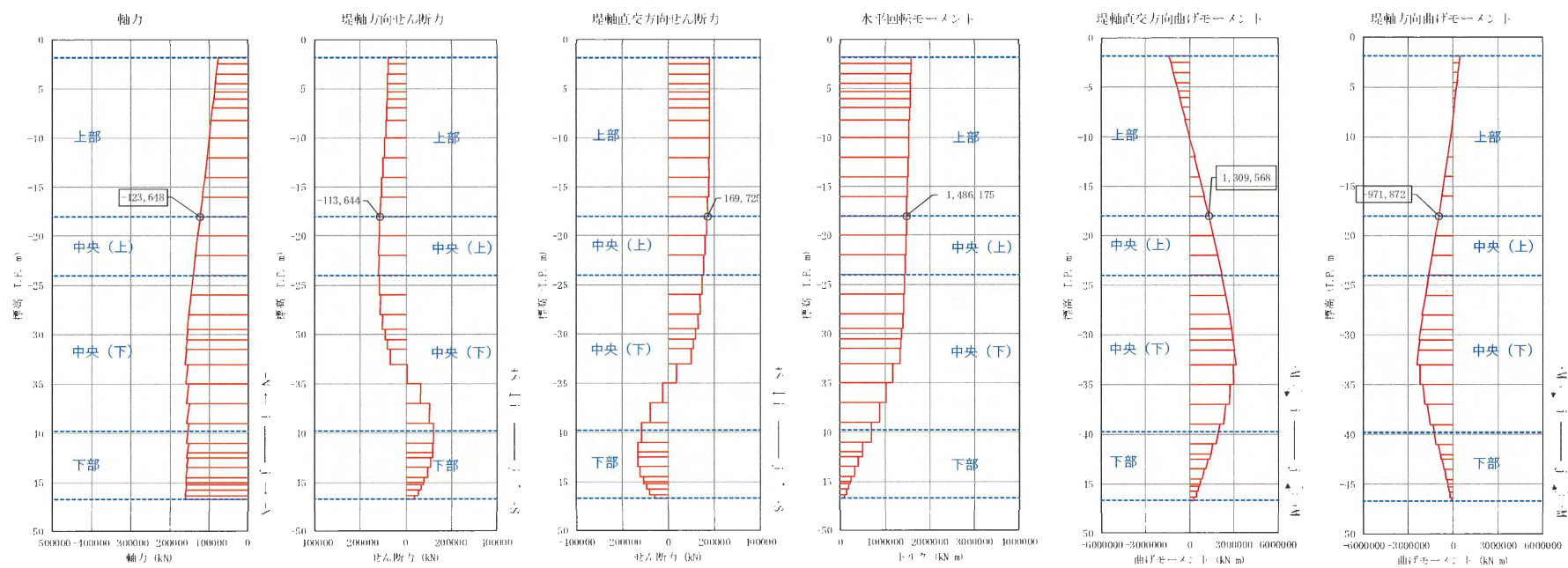


図 4.10-127 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 上部, 地盤バネ4)

南基礎

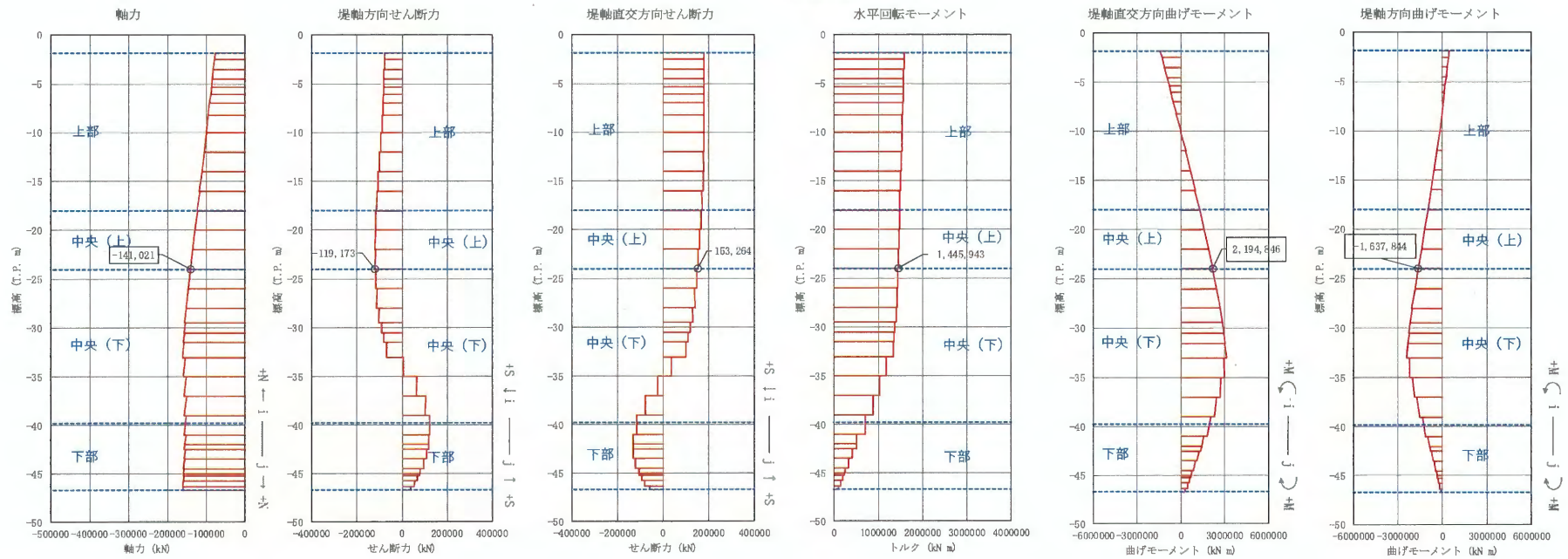


図 4.10-128 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 中央 (上), 地盤バネ4)

南基礎

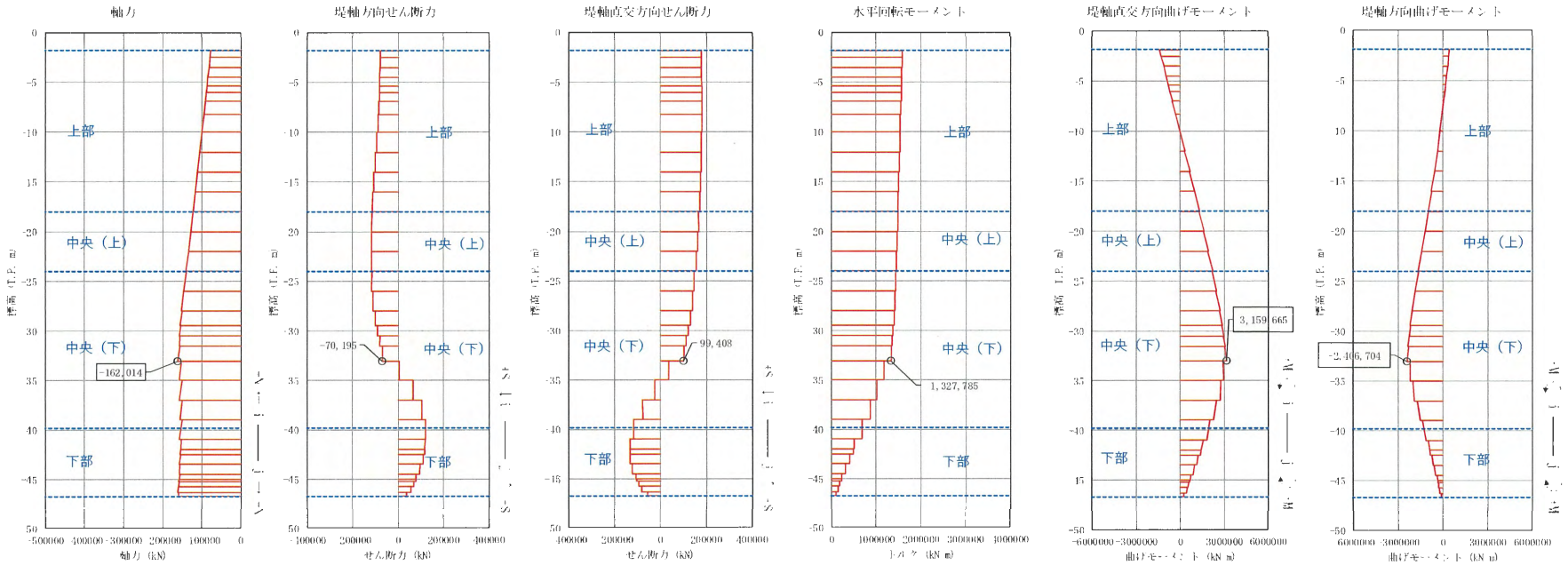


図 4.10-129 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①—①断面, ③—③断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 中央 (下), 地盤バネ4)

南基礎

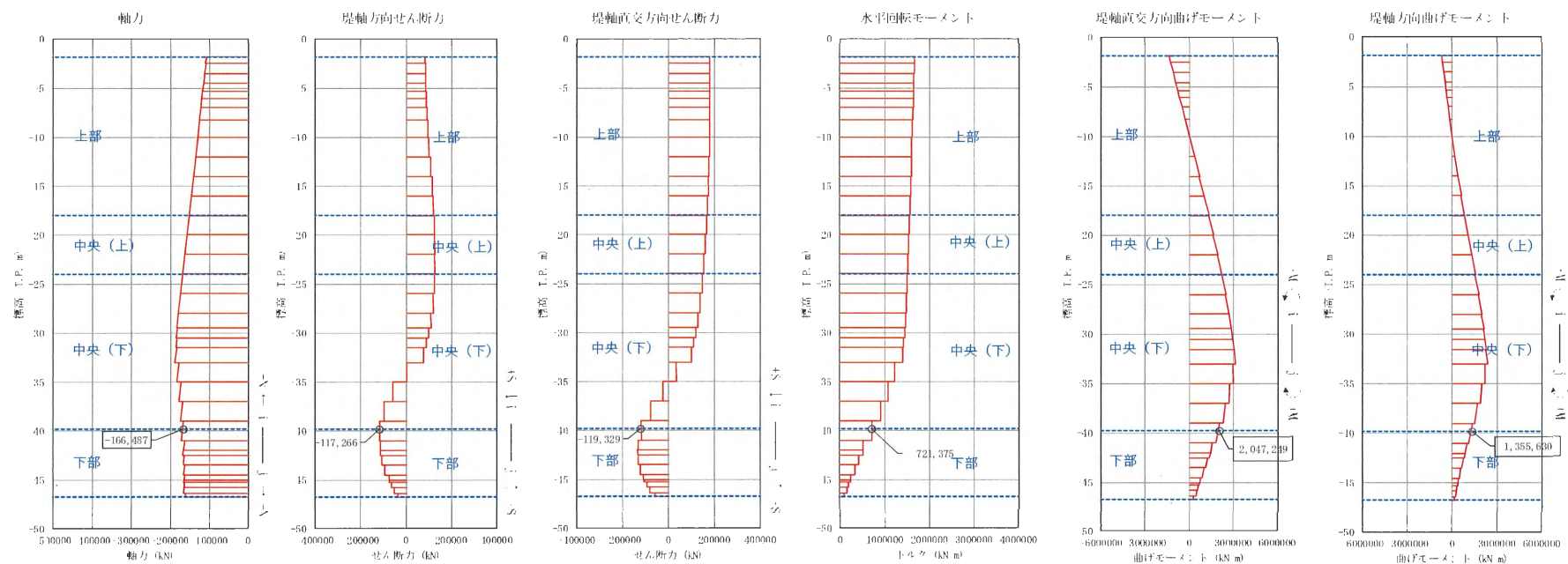


図 4.10-130 中実鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 下部, 地盤バネ4)

北基礎

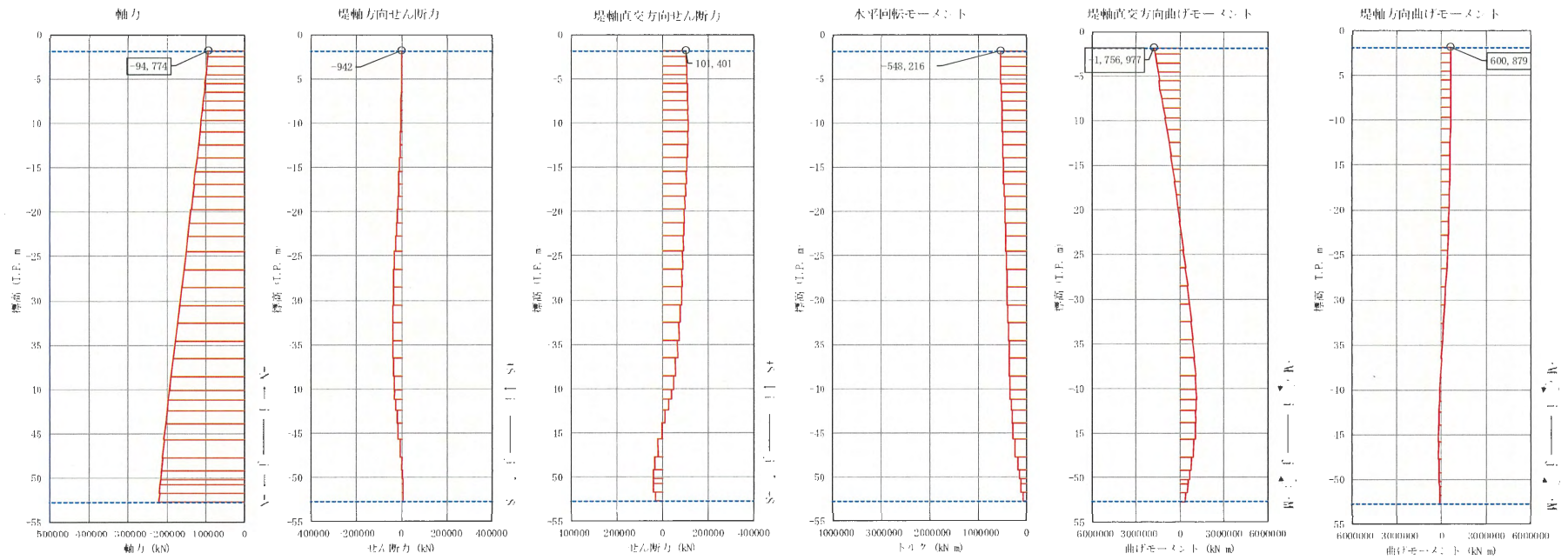


図 4.10-131 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ②-②断面 (重畳時 (基準津波), 北基礎, 地盤バネ 5)

南基礎

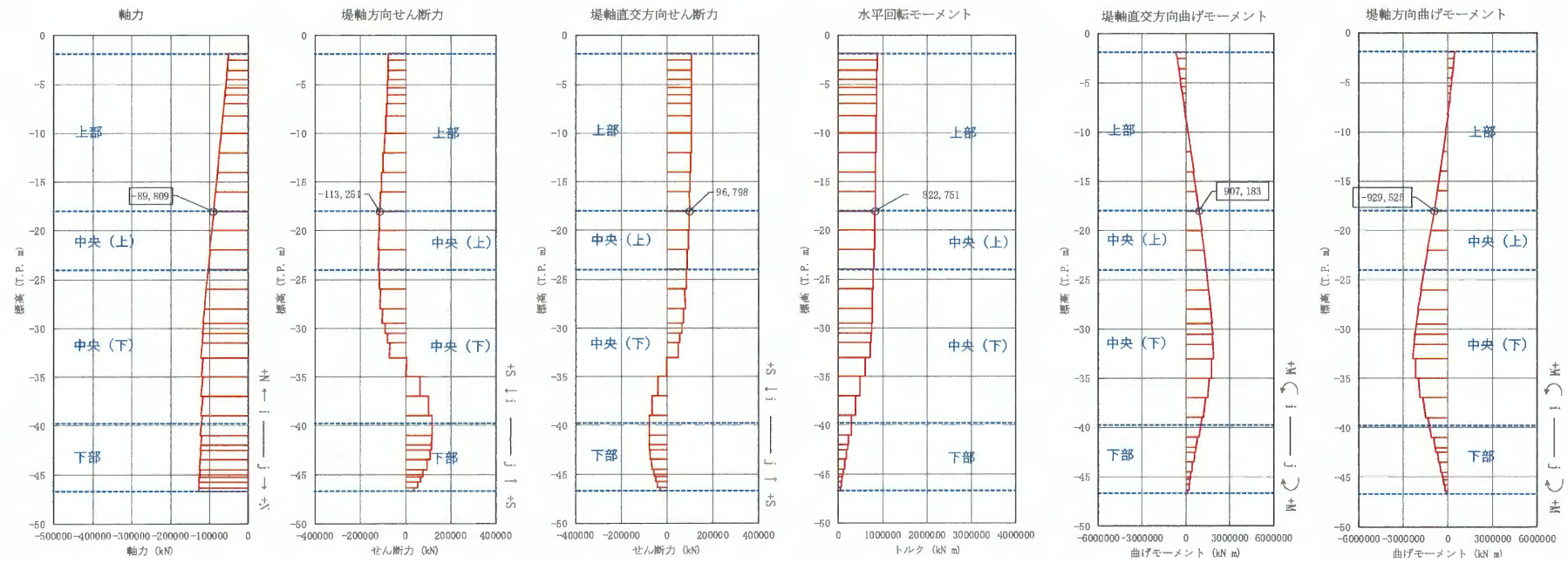


図 4.10-132 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面 (重畳時 (基準津波), 南基礎 上部, 地盤バネ4)

南基礎

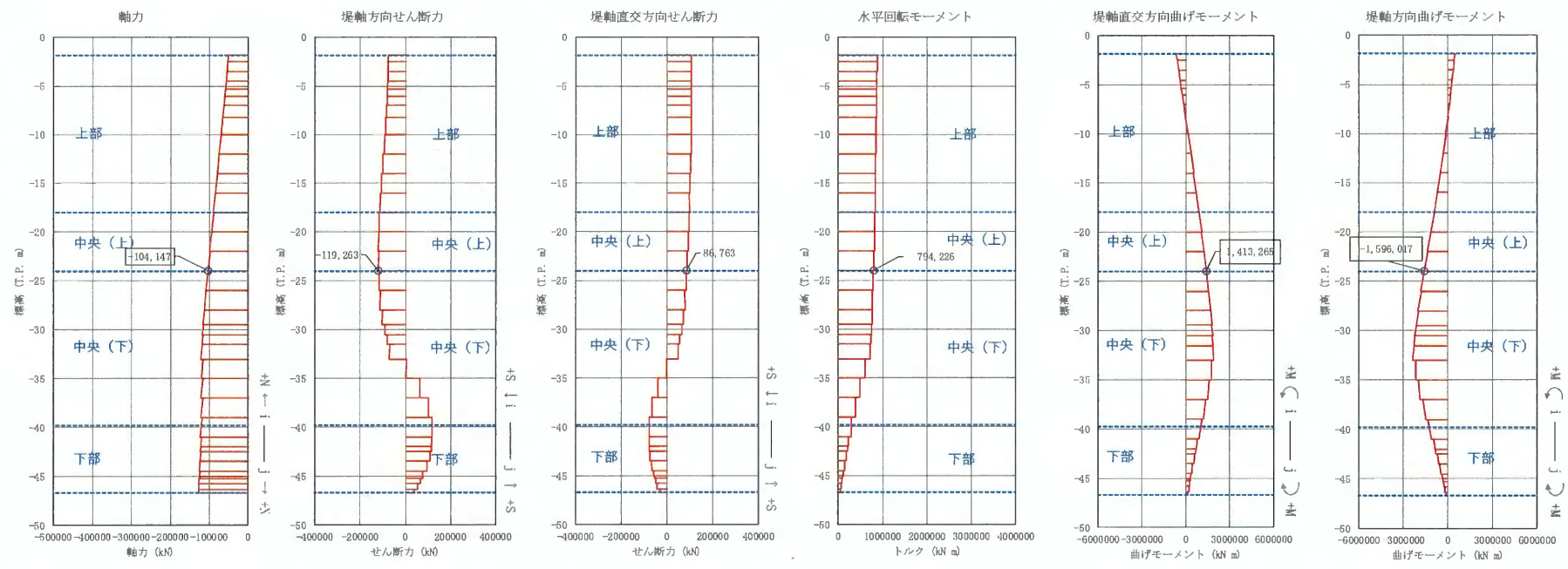


図 4.10-133 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①—①断面, ③—③断面 (重畳時 (基準津波), 南基礎 中央 (上), 地盤バネ 4)

南基礎

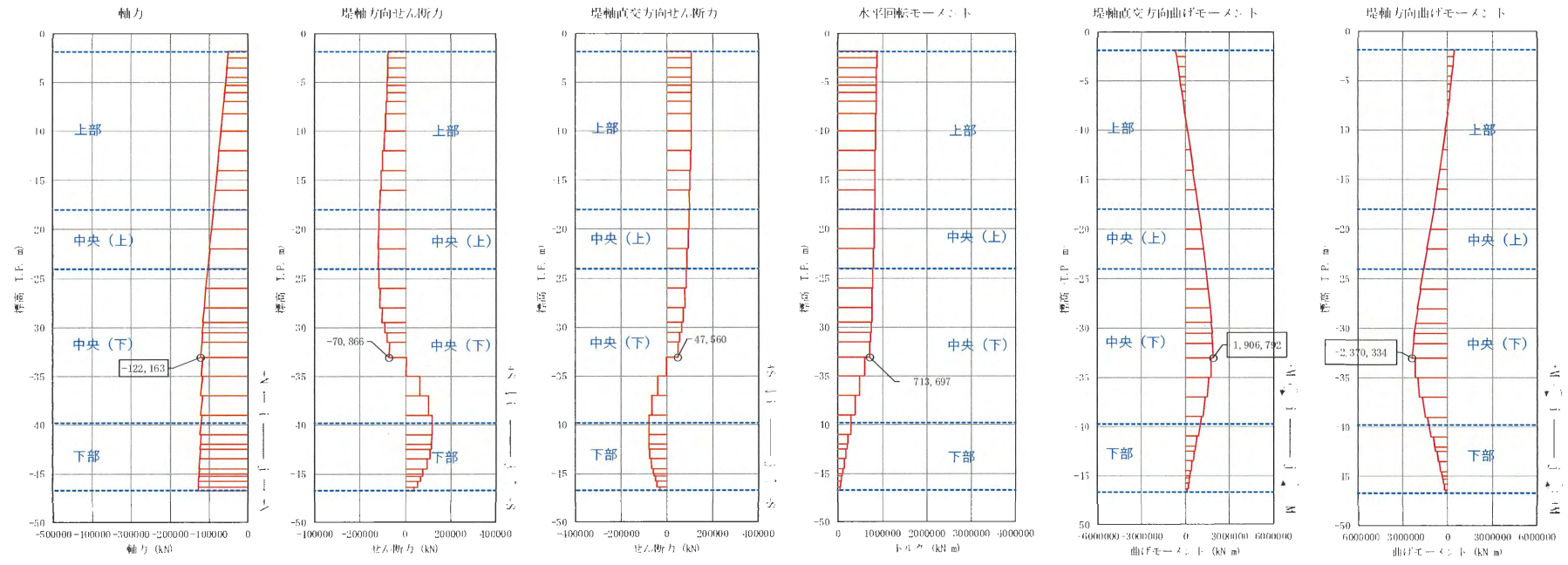


図 4.10-134 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面 (重疊時 (基準津波), 南基礎 中央 (下), 地盤バネ 4)

南基礎

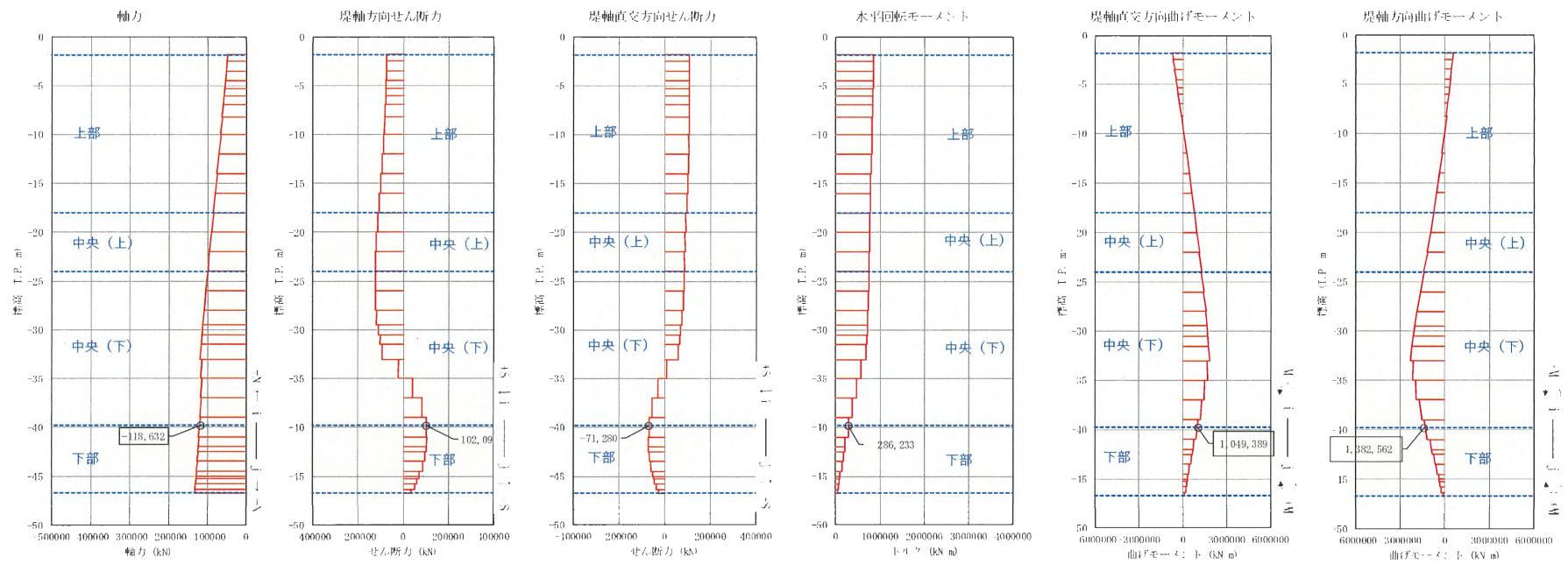


図 4.10-135 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面 (重畳時 (基準津波), 南基礎 下部, 地盤バネ5)

北基礎

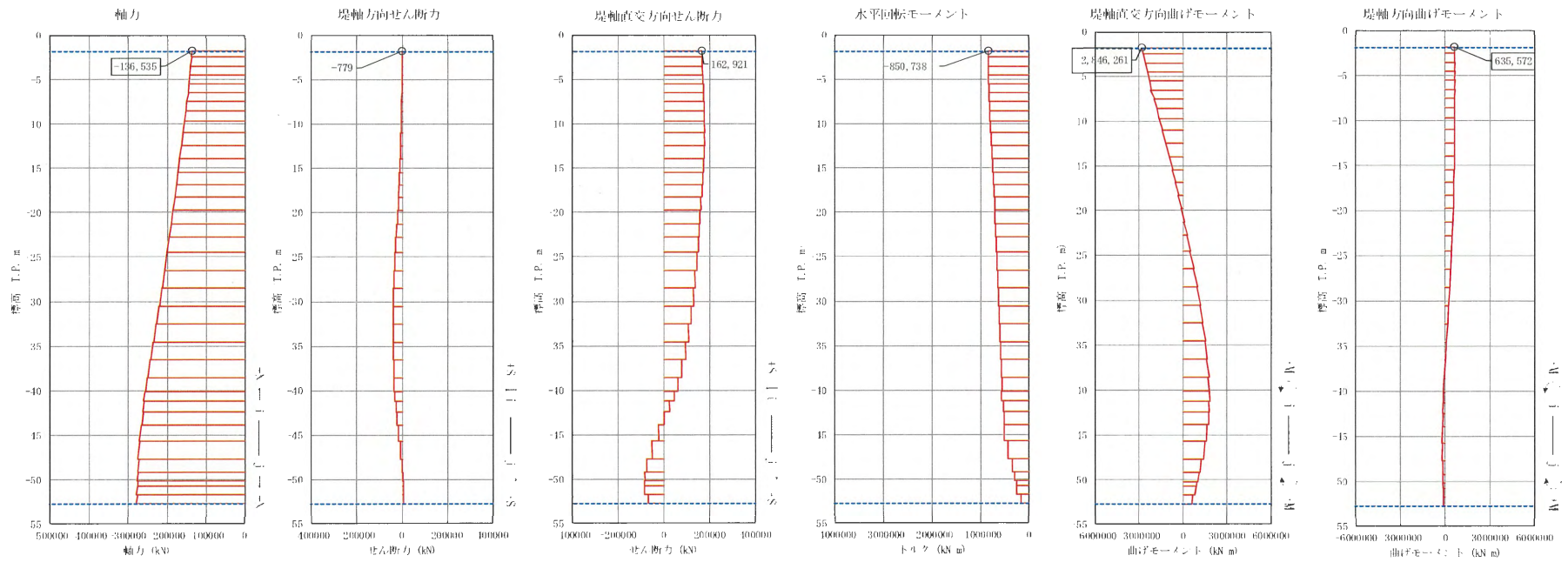


図 4.10-136 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①—①断面, ②—②断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ5)

南基礎

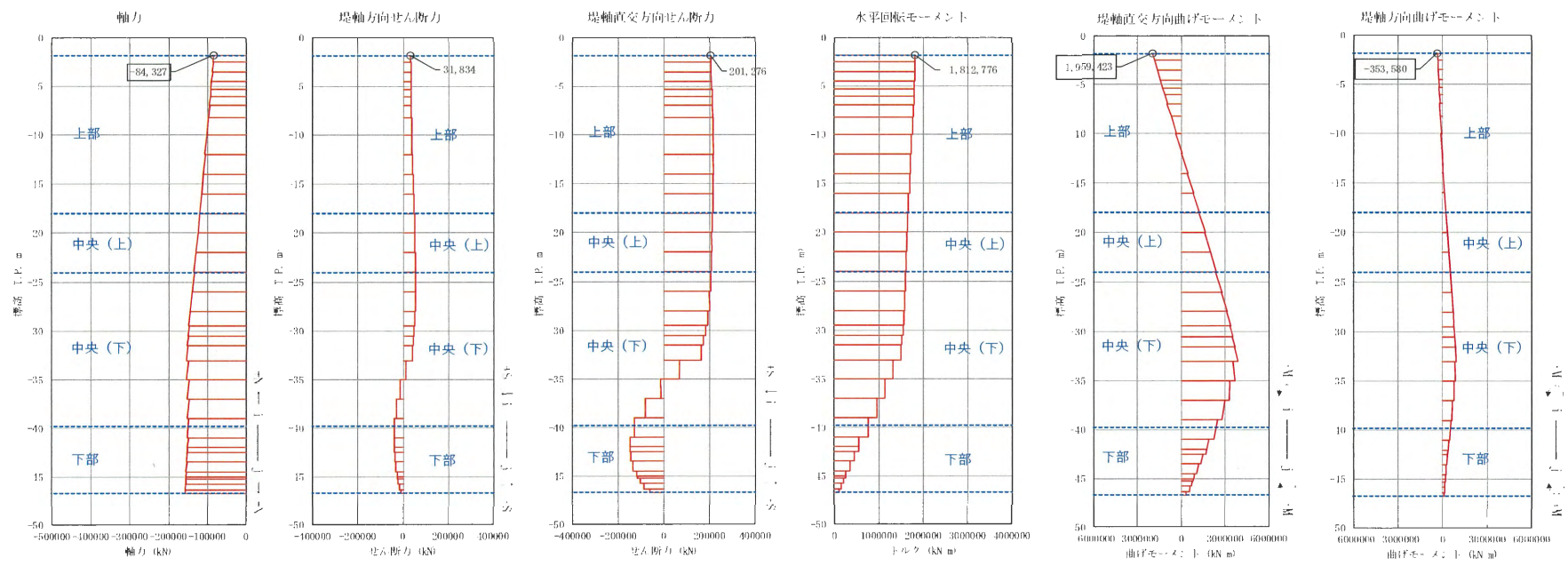


図 4.10-137 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面 (重疊時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 上部, 地盤バネ 5)

南基礎

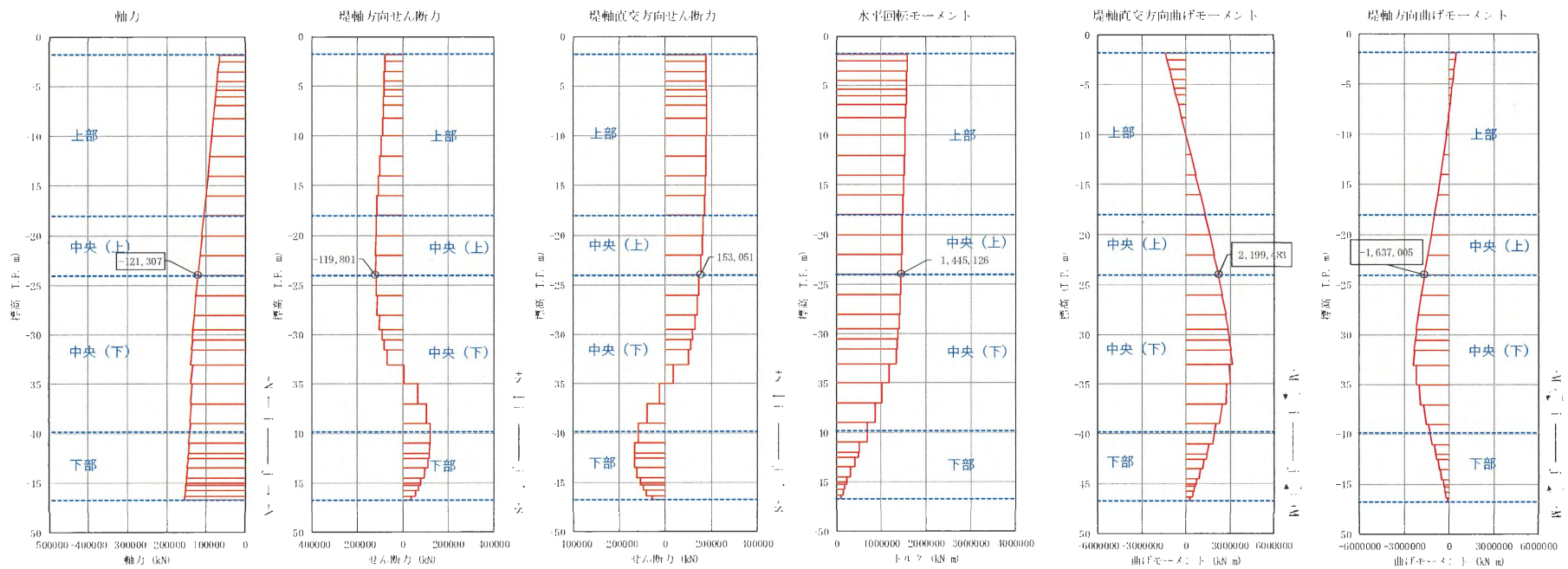


図 4.10-138 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面，③-③断面（重畳時（敷地に遡上する津波），南基礎 中央（上），地盤バネ4）

南基礎

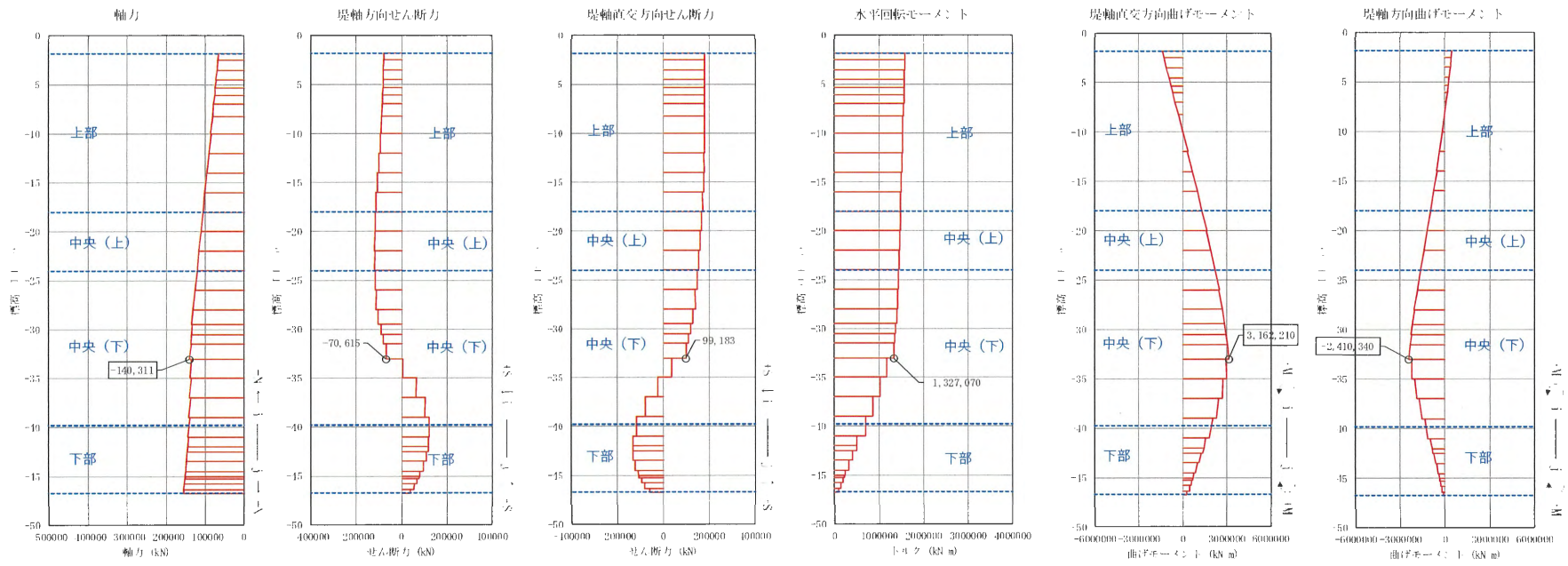


図 4.10-139 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①ー①断面，③ー③断面（重疊時（敷地に遡上する津波），南基礎 中央（下），地盤バネ4）

南基礎

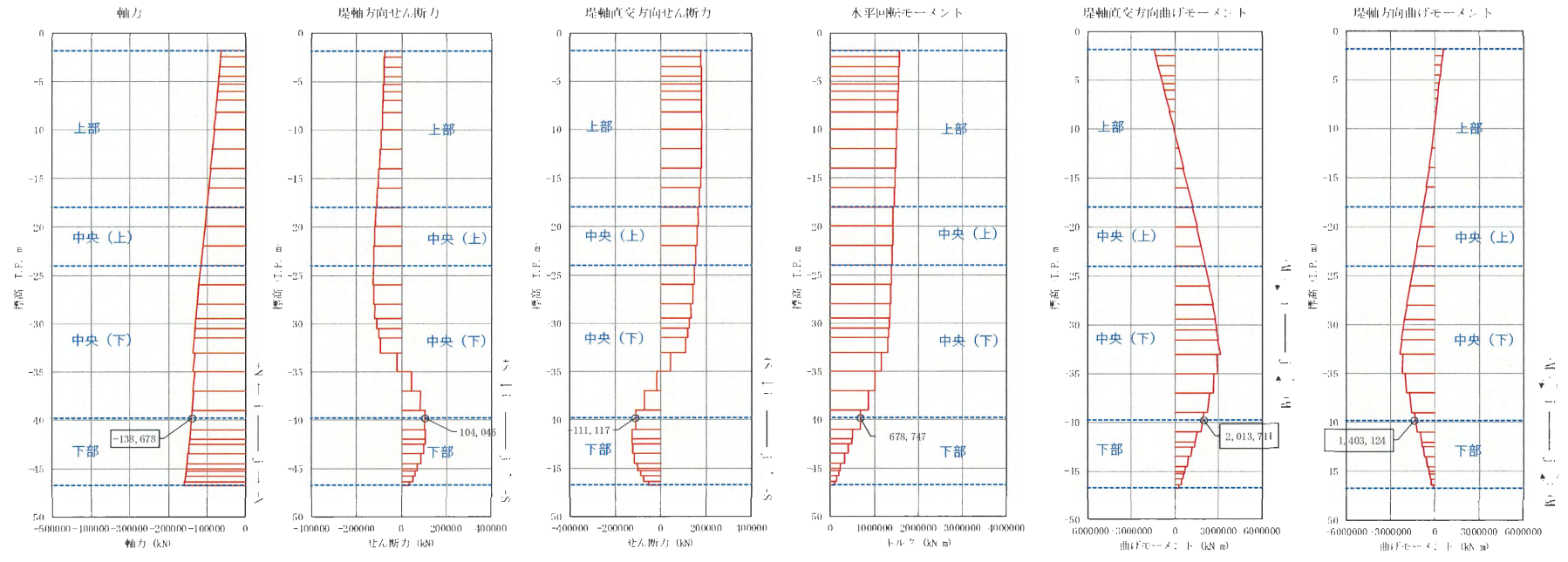


図 4.10-140 中実鉄筋コンクリートにおいて鉄筋の曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面 (重疊時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 下部, 地盤バネ 5)

ロ. せん断力に対する評価結果

せん断力に対する評価は、部材の断面力及び応力度の発生状況に基づき、鉄筋仕様の異なる5種類の部材に対して行う。部材の構成は、図 4.10-141 に示すとおり北基礎が1種類、南基礎が4種類（上部、中央（上）、中央（下）及び下部）であり、これらの部材の概略配筋図は図 4.10-43～図 4.10-49 に示すとおりである。

3次元静的フレーム解析によって得られるせん断力を抽出し、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。せん断力に対する照査では、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_{ca} ）と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（ V_{sa} ）を合わせた短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認する。

せん断力に対する照査結果を表 4.10-40 及び表 4.10-41 に示す。なお、発生せん断力は、各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-40 及び表 4.10-41 に示すに示す照査結果では、5種類の部材に対して3種類の地盤バネ条件（地盤バネ3、地盤バネ4及び地盤バネ5）のうち照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-142～図 4.10-161 に示す。

中実鉄筋コンクリート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短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認した。なお、せん断力に対する照査の最大照査値は、重畳時（基準津波）において0.65、重畳時（敷地に遡上する津波）において0.87である。これらの最大照査値は、地盤バネ4の南基礎中央（上）の③-③断面の照査値である。

以上のことから、中実鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

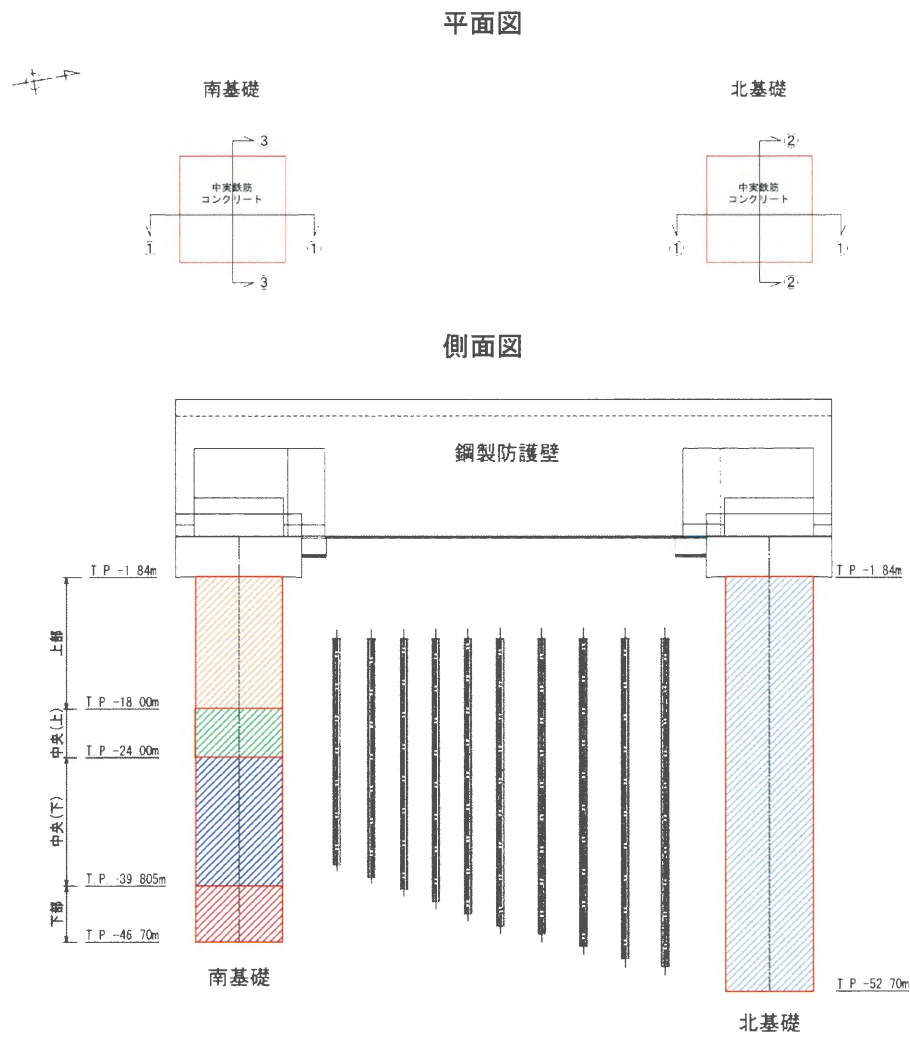


図 4.10-141 評価位置図（中実鉄筋コンクリート）
（図 4.10-1 の再掲）

表 4.10-40 セン断力に対する照査結果（重畳時（基準津波））

地盤 パネ 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 _a (kN)	照査値 V/V _a	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)						
地盤 パネ 3	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D29-14本φ150 SD390	120379	200481	0.61	○
			①－①断面	10700	10700	10050	D29-14本φ150 SD390	57331	200481	0.29	—
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D29-16本φ150 SD390	131422	221969	0.60	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D29-18本φ150 SD390	88076	244929	0.36	—
		中央(上)	③－③断面	10700	10700	9759	D29-16本φ150 SD390	128941	217138	0.60	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-20本φ150 SD390	91563	262058	0.35	—
		中央(下)	③－③断面	10700	10700	9262	D29-18本φ150 SD390	112560	227399	0.50	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D29-22本φ150 SD390	86743	270033	0.33	—
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D29-14本φ150 SD390	99369	194677	0.52	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-14本φ150 SD390	75527	194677	0.39	—
地盤 パネ 4	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D29-14本φ150 SD390	111131	200481	0.56	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D29-14本φ150 SD390	88471	200481	0.45	—
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D29-16本φ150 SD390	138819	221969	0.63	○
			①－①断面	10700	10700	9976	D29-18本φ150 SD390	120395	244929	0.50	○
		中央(上)	③－③断面	10700	10700	9759	D29-16本φ150 SD390	139607	217138	0.65	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-20本φ150 SD390	126051	262058	0.49	—
		中央(下)	③－③断面	10700	10700	9262	D29-18本φ150 SD390	135735	227399	0.60	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D29-22本φ150 SD390	123987	270033	0.46	—
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D29-14本φ150 SD390	109141	194677	0.57	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-14本φ150 SD390	118416	194677	0.61	○
地盤 パネ 5	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D29-14本φ150 SD390	110295	200481	0.56	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D29-14本φ150 SD390	96552	200481	0.49	○
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D29-16本φ150 SD390	134608	221969	0.61	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D29-18本φ150 SD390	115218	244929	0.48	—
		中央(上)	③－③断面	10700	10700	9759	D29-16本φ150 SD390	136117	217138	0.63	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-20本φ150 SD390	129854	262058	0.50	○
		中央(下)	③－③断面	10700	10700	9262	D29-18本φ150 SD390	136155	227399	0.60	○
			①－①断面	10700	10700	9262	D29-22本φ150 SD390	131332	270033	0.49	○
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D29-14本φ150 SD390	91899	194677	0.48	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-14本φ150 SD390	102992	194677	0.53	—

注記 鉄筋仕様の表記について一例を示す。D29-14本@150は、中実鉄筋コンクリートのせん断補強鉄筋の仕様であり、公称直径28.6mmの異形棒鋼D29を同一水平面に14本配置し、鉛直方向の鉄筋間隔150mmで配置することを示す。せん断補強鉄筋の材質はSD390である。他の鉄筋仕様の表記についても同様で本数のみが異なる。

評価位置は図4.10-141に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き0.4倍、堤軸直交方向：西向き1.0倍、鉛直方向：下向き0.4倍である。堤軸直交方向の組合せ係数が西向き1.0倍の場合に、堤軸直交方向の慣性力、動水圧及び応答変位と津波荷重の合力が最大になるため、この荷重による堤軸直交方向のせん断力も最大になる。このため、中実鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査については、この組合せケースにおいて、堤軸直交方向のせん断力に対する照査値が最大になる。

表 4.10-41 セン断力に対する照査（重畳時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ 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 _a (kN)	照査値 V/V _a	断面力図	
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)						
地盤 パネ 3	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	185592	229529	0.81	○
			①－①断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	57810	229529	0.26	—
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D29-16本@150 SD390	211706	253101	0.84	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D29-18本@150 SD390	87472	278357	0.32	—
		中央(上)	③－③断面	10700	10700	9759	D29-16本@150 SD390	206623	247591	0.84	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-20本@150 SD390	91066	297004	0.31	—
		中央(下)	③－③断面	10700	10700	9262	D29-18本@150 SD390	183920	258434	0.72	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D29-22本@150 SD390	86356	305331	0.29	—
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	161768	222885	0.73	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	77327	222885	0.35	—
地盤 パネ 4	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	177079	229529	0.78	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	89195	229529	0.39	—
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D29-16本@150 SD390	215990	253101	0.86	○
			①－①断面	10700	10700	9976	D29-18本@150 SD390	119881	278357	0.44	○
		中央(上)	③－③断面	10700	10700	9759	D29-16本@150 SD390	214108	247591	0.87	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-20本@150 SD390	125633	297004	0.43	—
		中央(下)	③－③断面	10700	10700	9262	D29-18本@150 SD390	201706	258434	0.79	—
			①－①断面	10700	10700	9262	D29-22本@150 SD390	123600	305331	0.41	—
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	166211	222885	0.75	○
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	120417	222885	0.55	○
地盤 パネ 5	北基礎		②－②断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	176318	229529	0.77	—
			①－①断面	10700	10700	10050	D29-14本@150 SD390	97299	229529	0.43	○
	南基礎	上部	③－③断面	10700	10700	9976	D29-16本@150 SD390	214876	253101	0.85	—
			①－①断面	10700	10700	9976	D29-18本@150 SD390	114483	278357	0.42	—
		中央(上)	③－③断面	10700	10700	9759	D29-16本@150 SD390	210930	247591	0.86	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-20本@150 SD390	129299	297004	0.44	○
		中央(下)	③－③断面	10700	10700	9262	D29-18本@150 SD390	203725	258434	0.79	○
			①－①断面	10700	10700	9262	D29-22本@150 SD390	130817	305331	0.43	○
		下部	③－③断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	149070	222885	0.67	—
			①－①断面	10700	10700	9759	D29-14本@150 SD390	104674	222885	0.47	—

注記 鉄筋仕様の表記について一例を示す。D29-14 本@150 は、中実鉄筋コンクリートのせん断補強鉄筋の仕様であり、公称直径 28.6 mm の異形棒鋼 D29 を同一水平面に 14 本配置し、鉛直方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。せん断補強鉄筋の材質は SD390 である。他の鉄筋仕様の表記についても同様で本数のみが異なる。

評価位置は図 4.10-141 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸直交方向の組合せ係数が西向き 1.0 倍の場合に、堤軸直交方向の慣性力、動水圧及び応答変位と津波荷重の合力が最大になるため、この荷重による堤軸直交方向のせん断力も最大になる。このため、中実鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査については、この組合せケースにおいて、堤軸直交方向のせん断力に対する照査値が最大になる。

北基礎

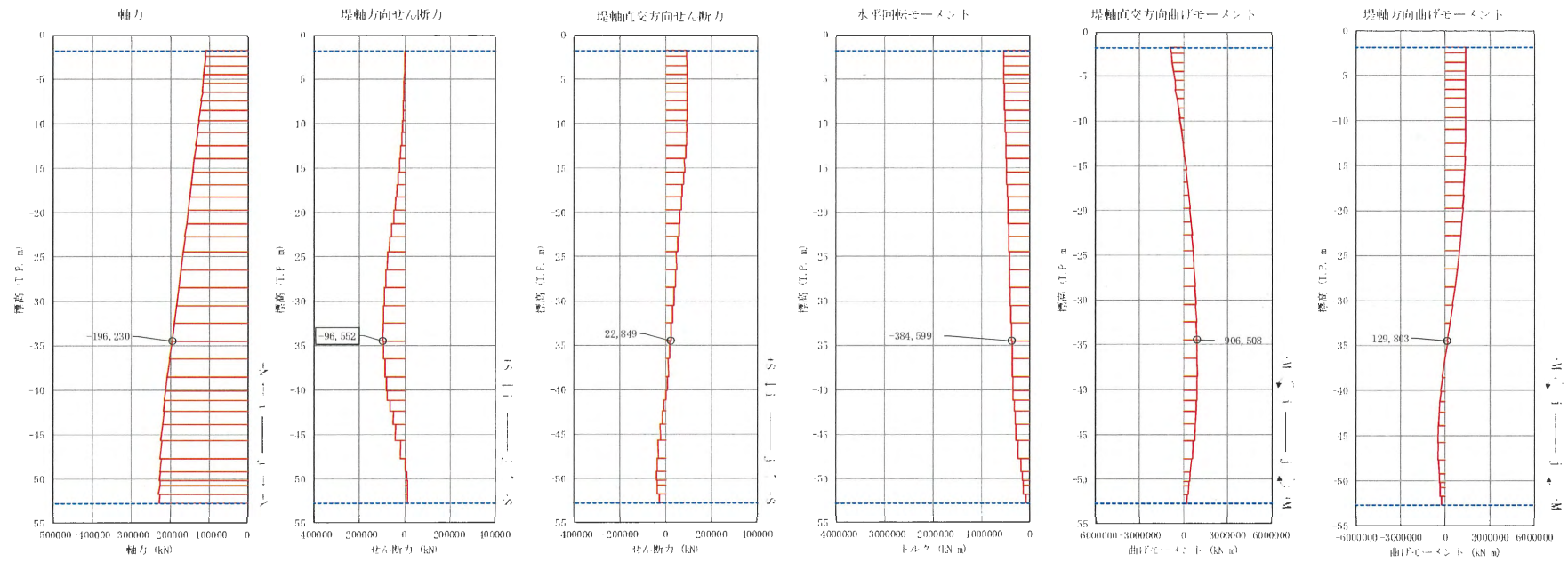


図 4.10-142 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面（重畳時（基準津波）、北基礎、地盤バネ5）

北基礎

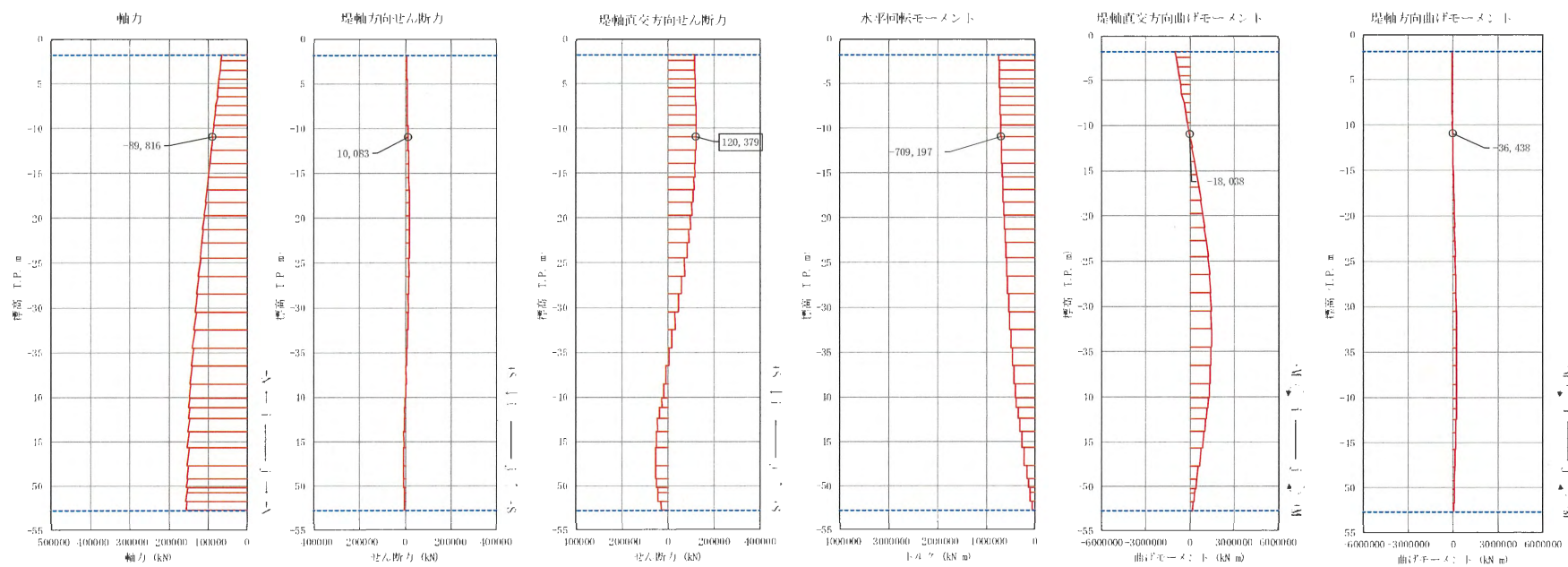


図 4.10-143 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図
②-②断面（重畳時（基準津波），北基礎，地盤バネ3）

南基礎

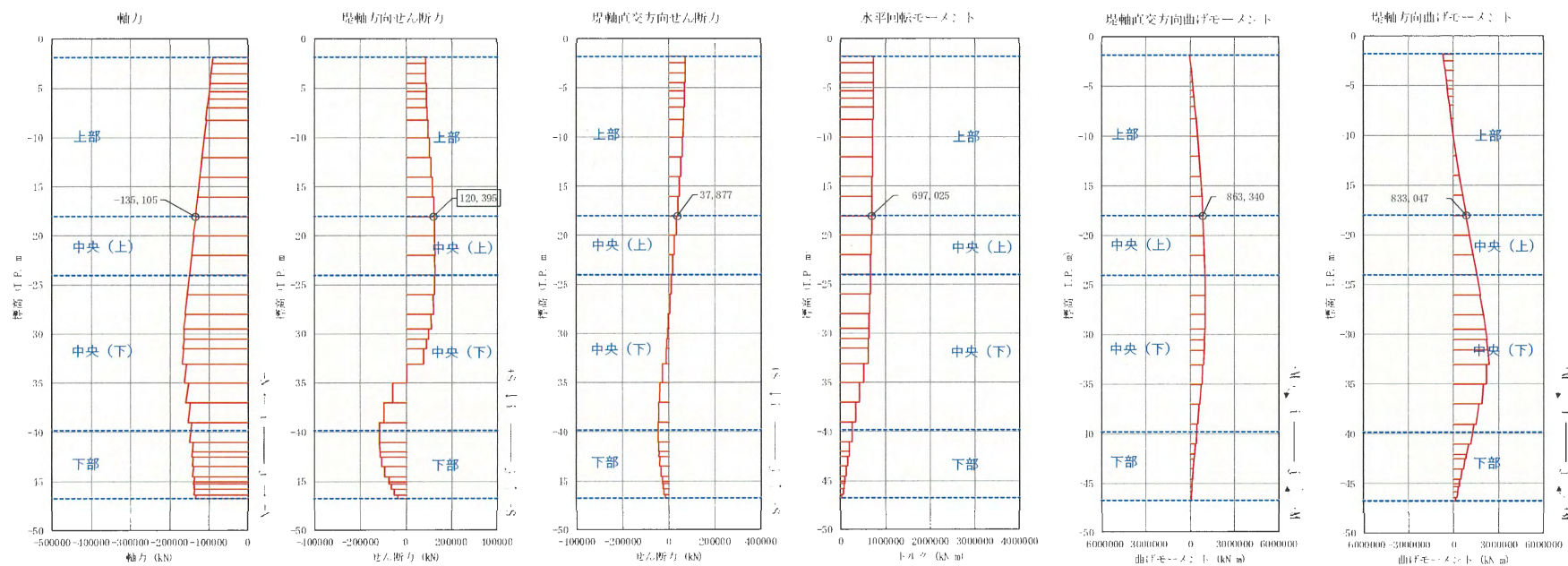


図 4.10-144 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (重畳時 (基準津波), 南基礎 上部, 地盤バネ 4)

南基礎

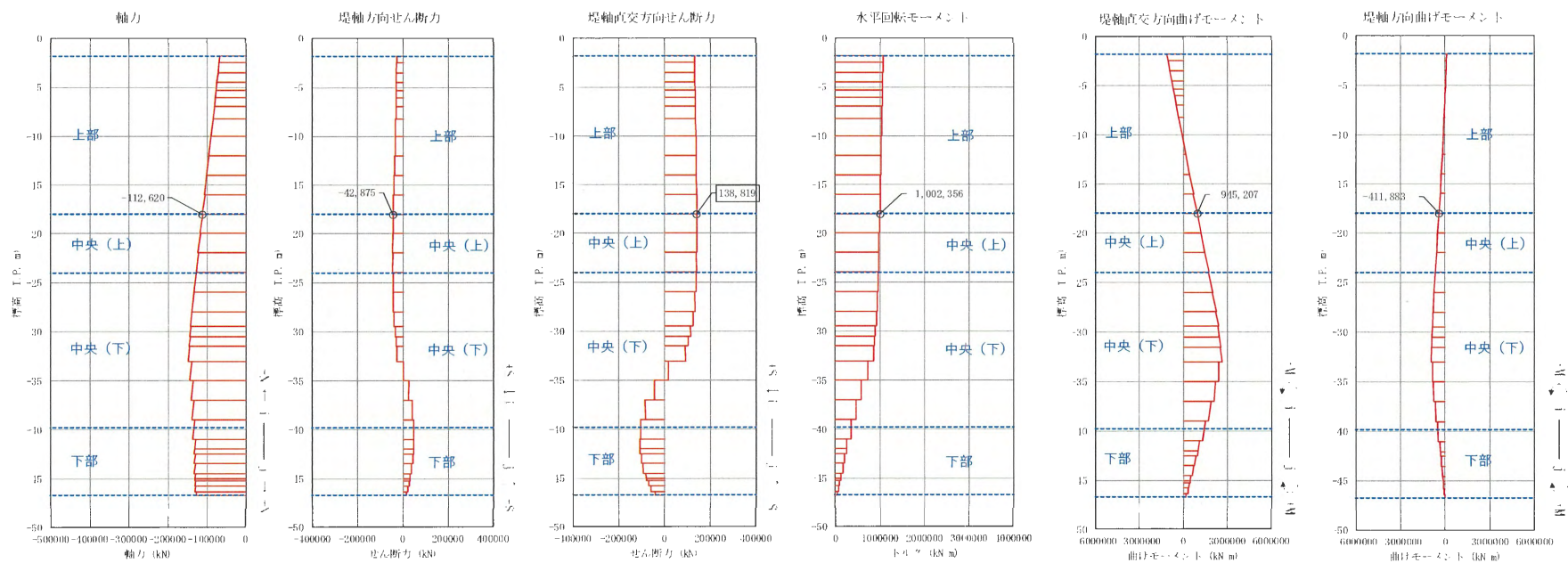


図 4.10-145 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (重畳時 (基準津波), 南基礎 上部, 地盤バネ 4)

南基礎

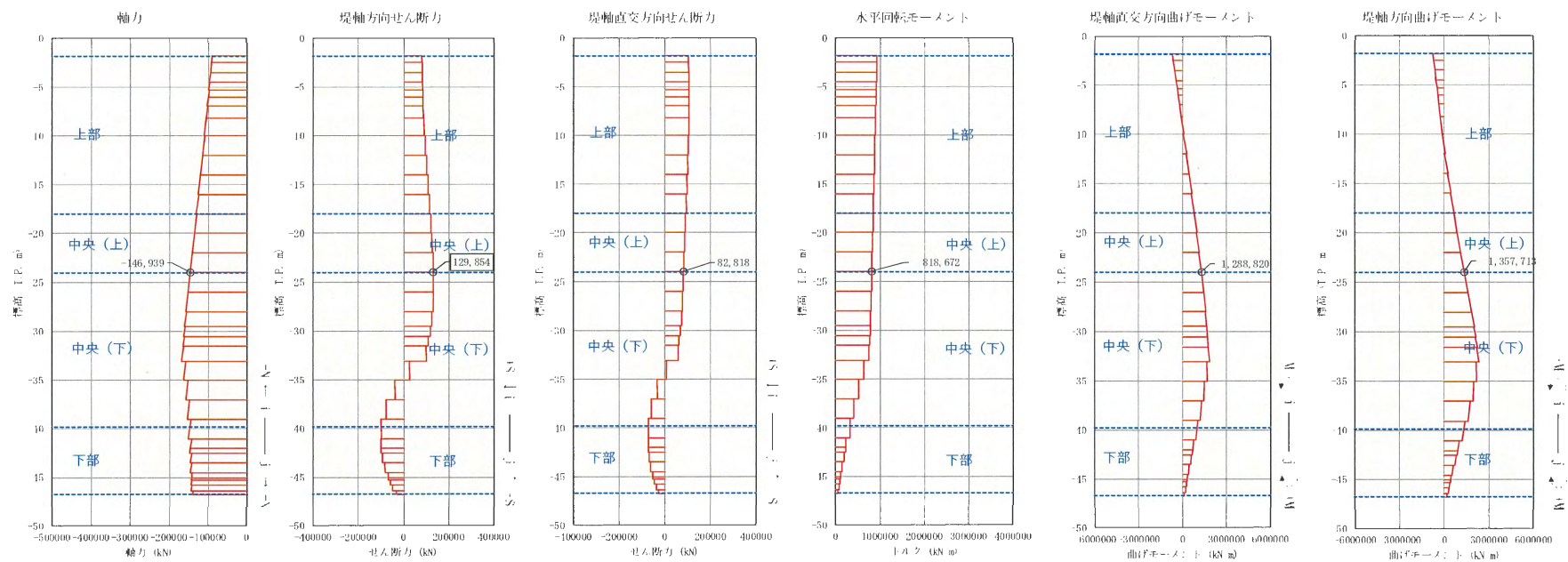


図 4.10-146 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (重畳時 (基準津波), 南基礎 中央 (上), 地盤バネ5)

南基礎

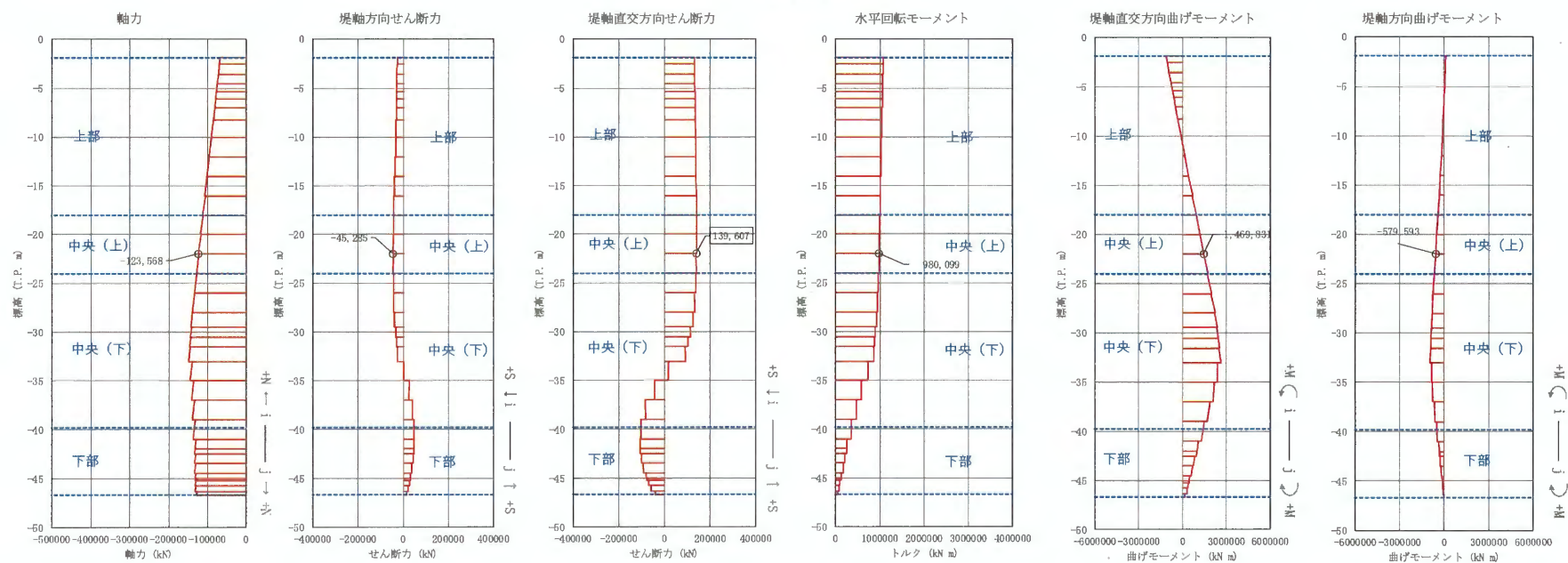
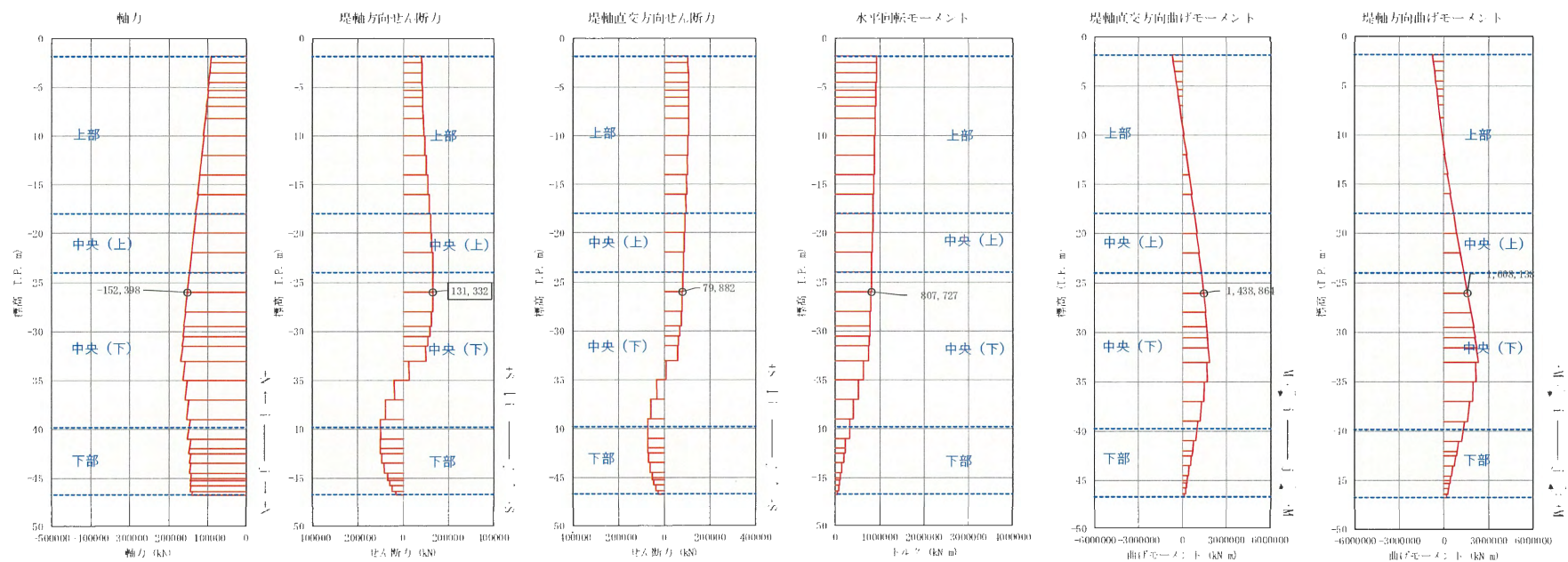


図 4.10-147 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (重畳時 (基準津波), 南基礎 中央 (上), 地盤バネ4)

南基礎



南基礎

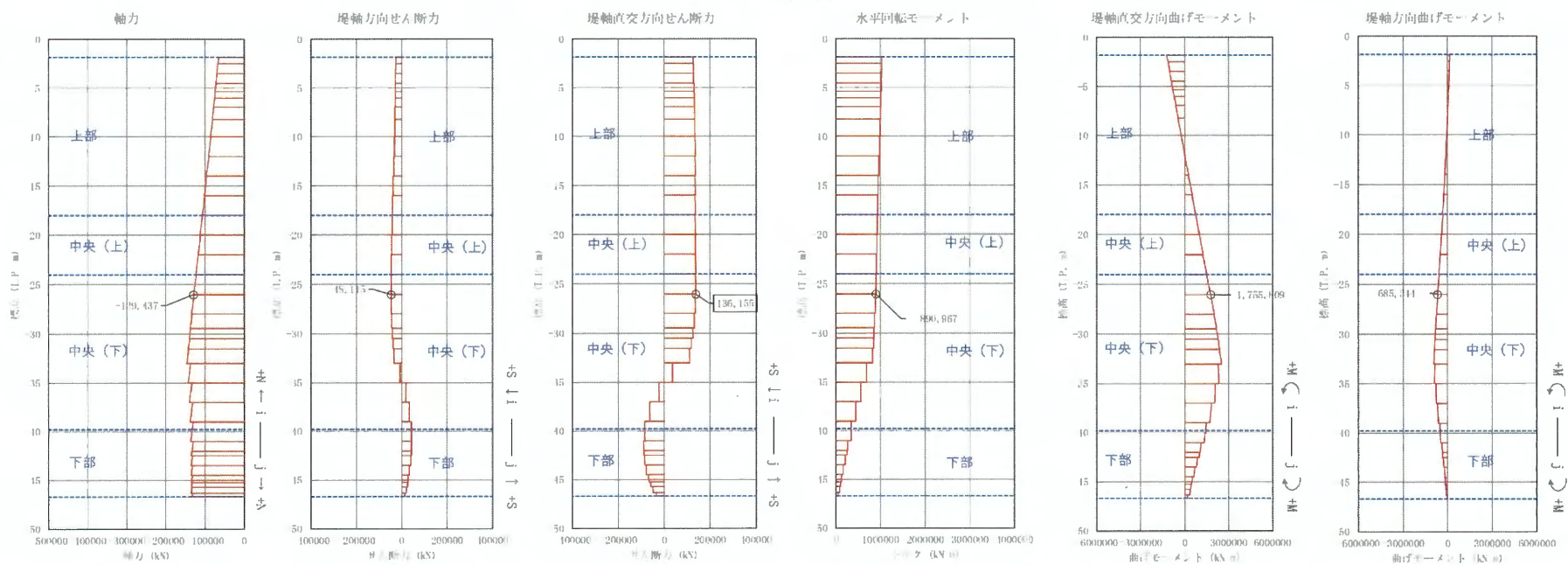
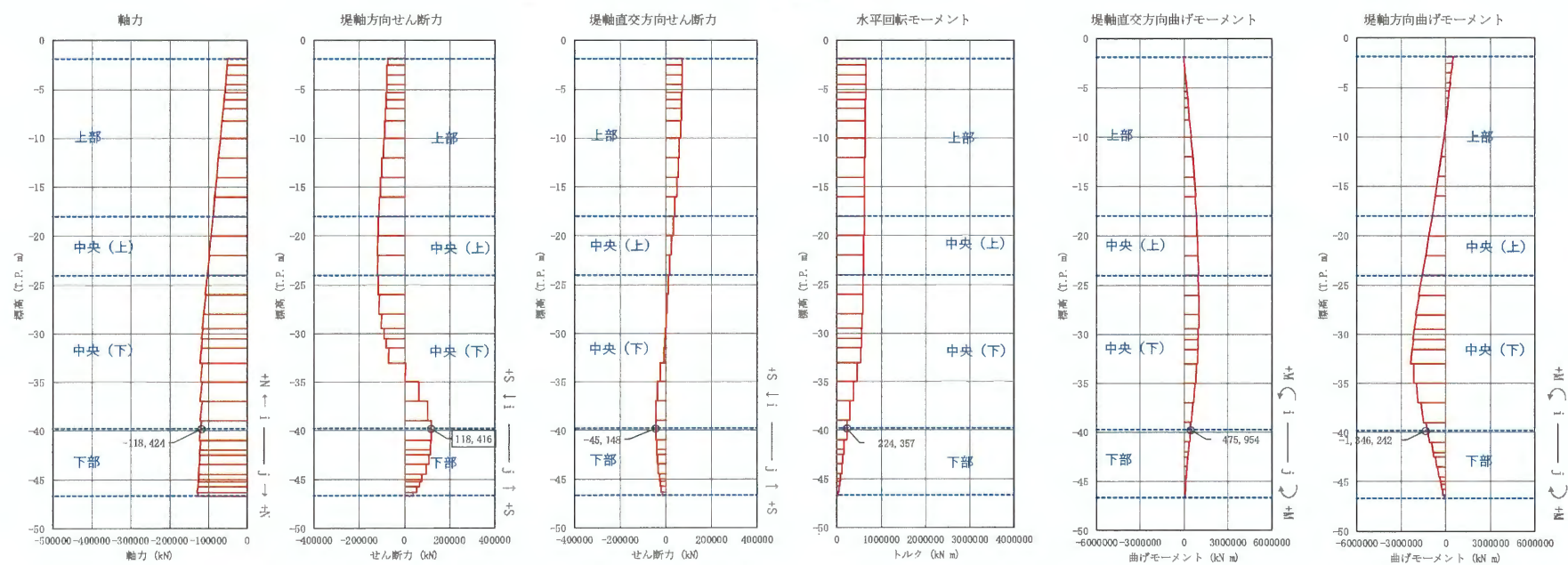


図 4.10-149 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (重疊時 (基準津波), 南基礎 中央 (下), 地盤バネ5)

南基礎



南基礎

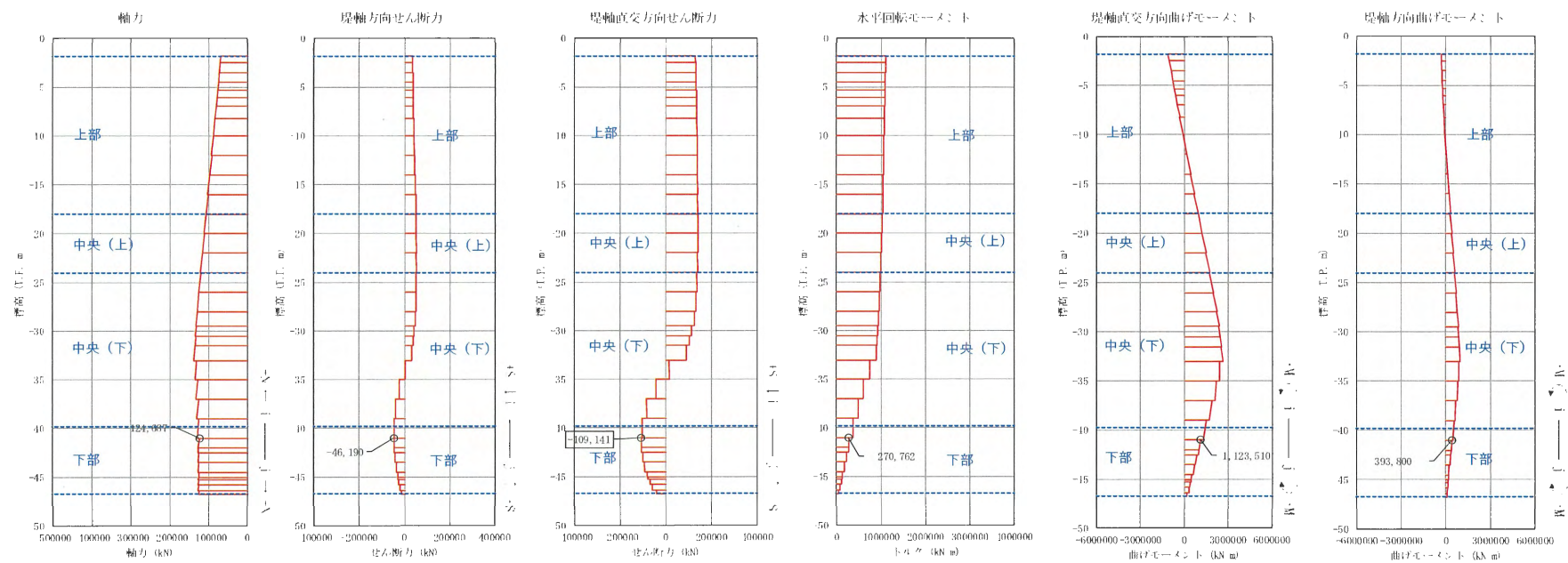


図 4.10-151 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (重畳時 (基準津波), 南基礎 下部, 地盤バネ 4)

北基礎

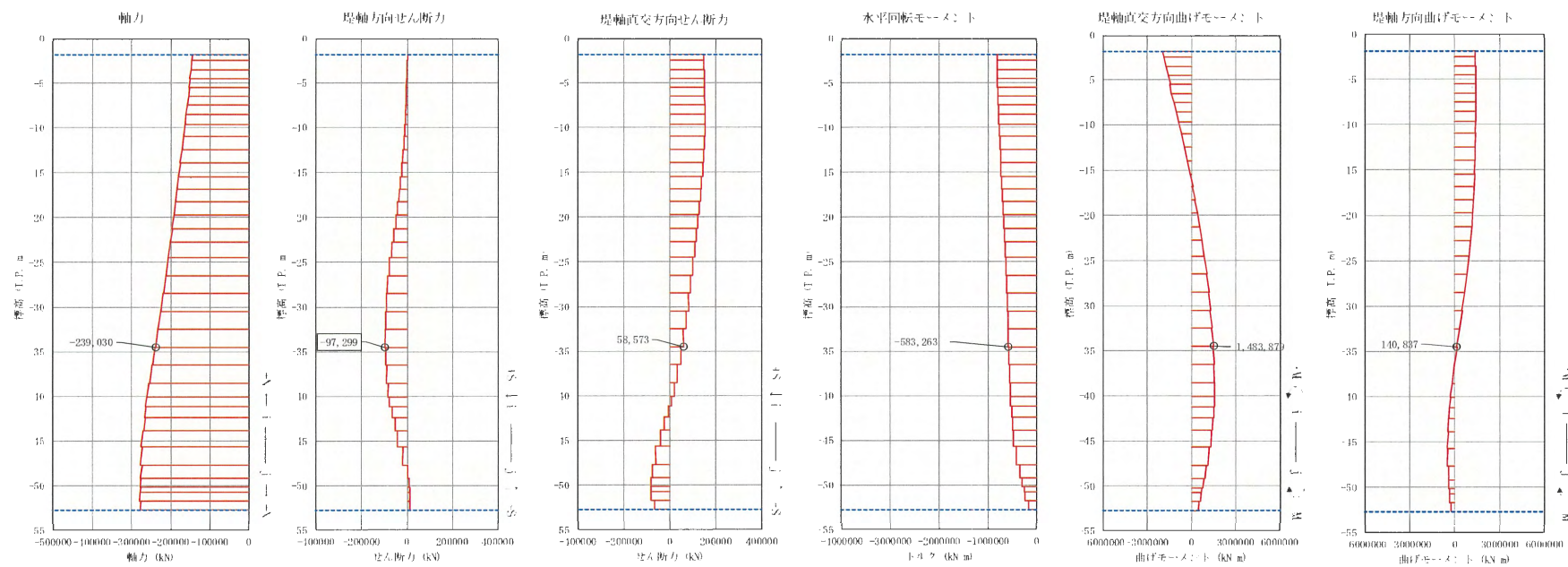


図 4.10-152 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面（重疊時（敷地に遡上する津波），北基礎 上部，地盤バネ5）

北基礎

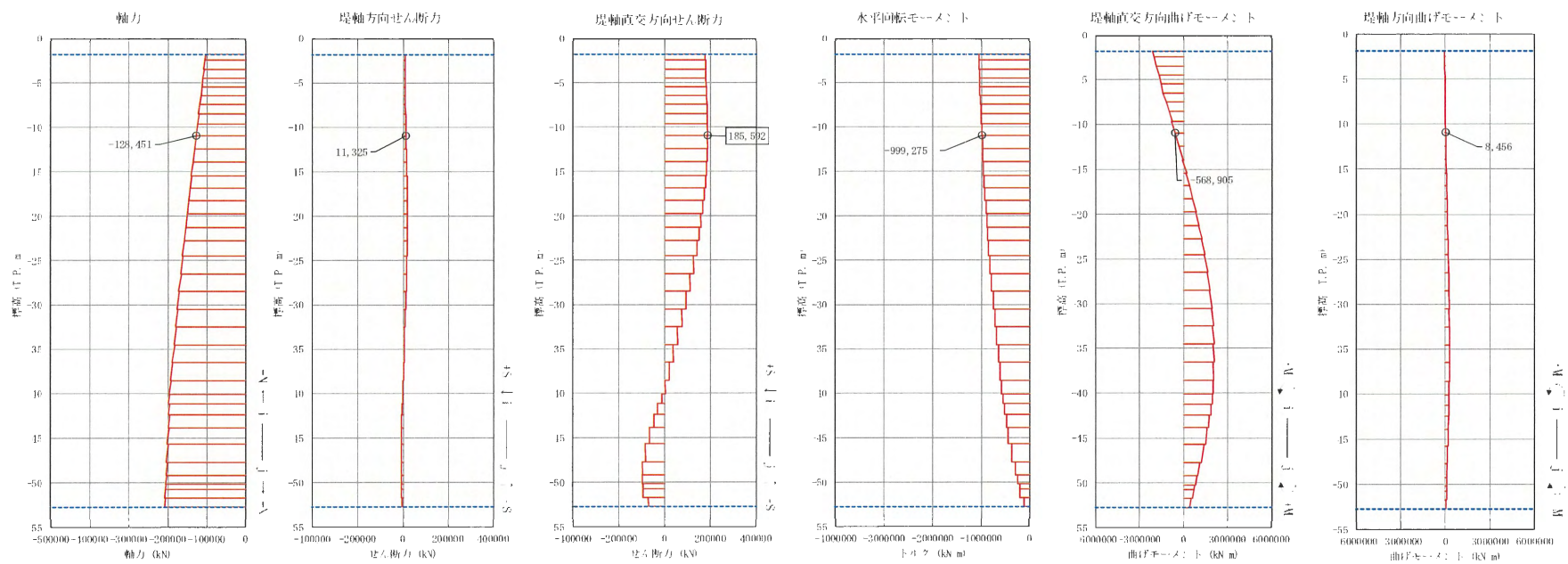


図 4.10-153 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

②-②断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ3)

南基礎

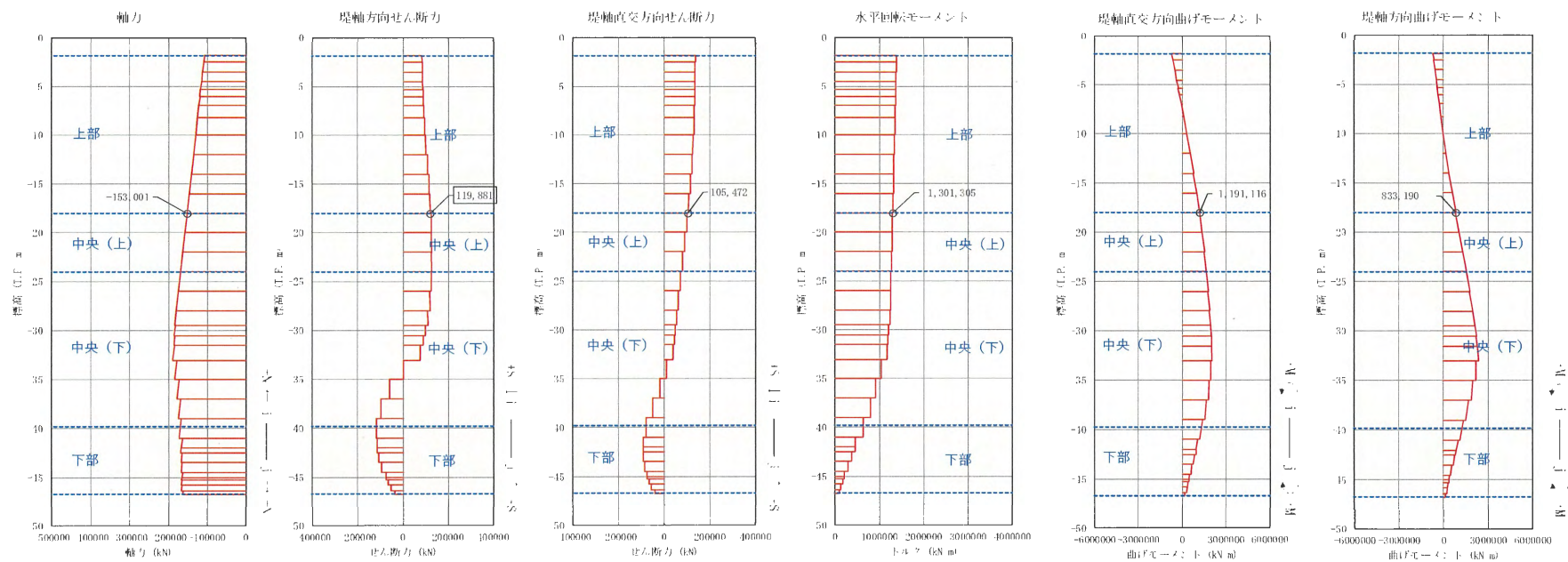


図 4.10-154 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 上部, 地盤バネ4)

南基礎

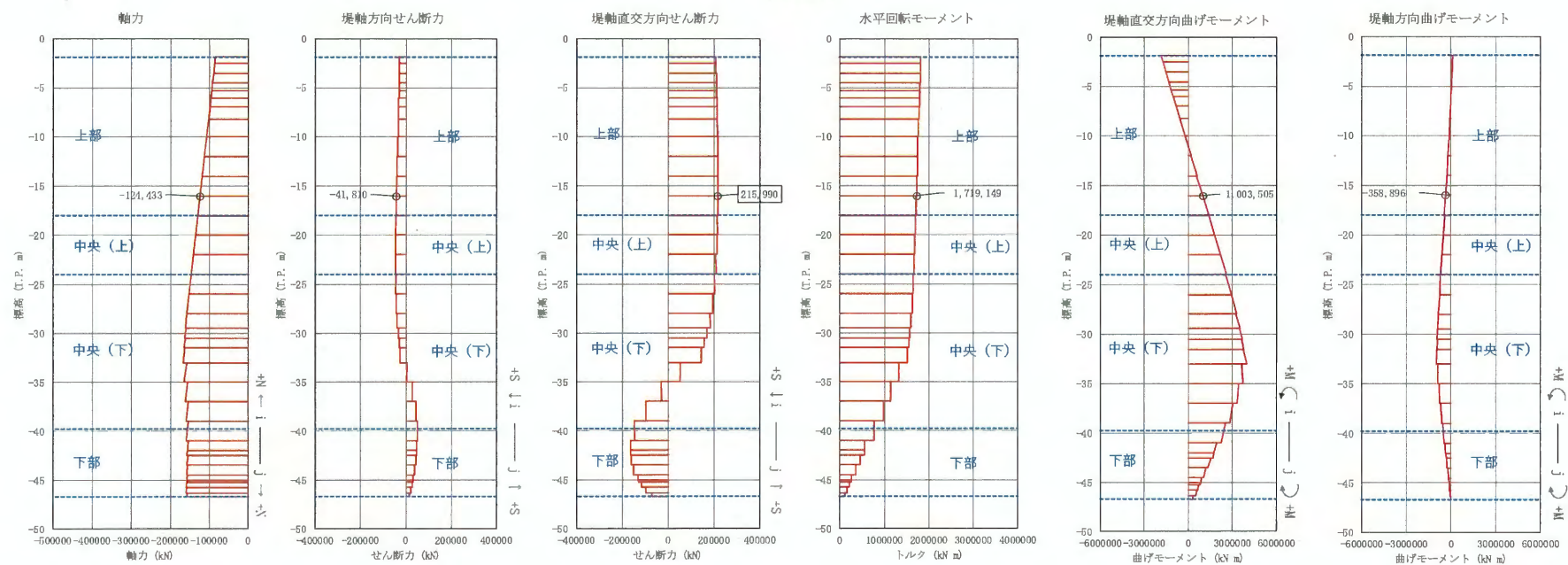


図 4.10-155 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面（重疊時（敷地に遡上する津波），南基礎 上部，地盤バネ4）

南基礎

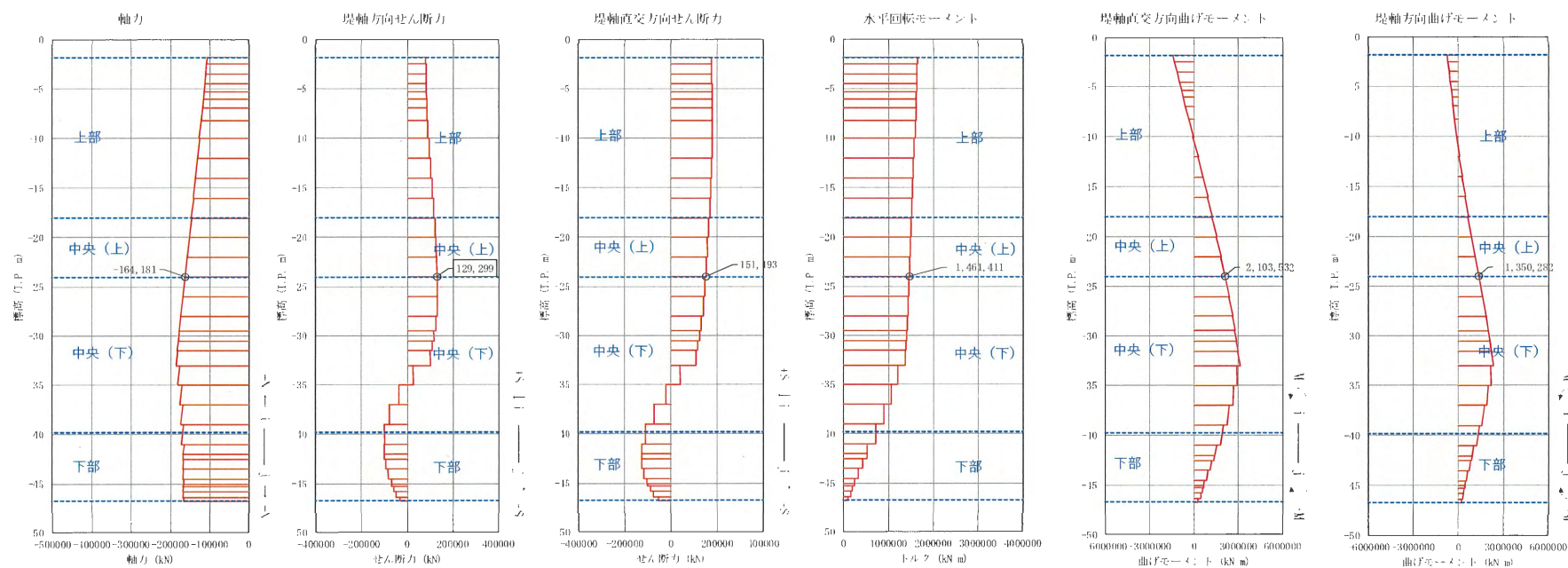


図 4.10-156 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 中央 (上), 地盤バネ5)

南基礎

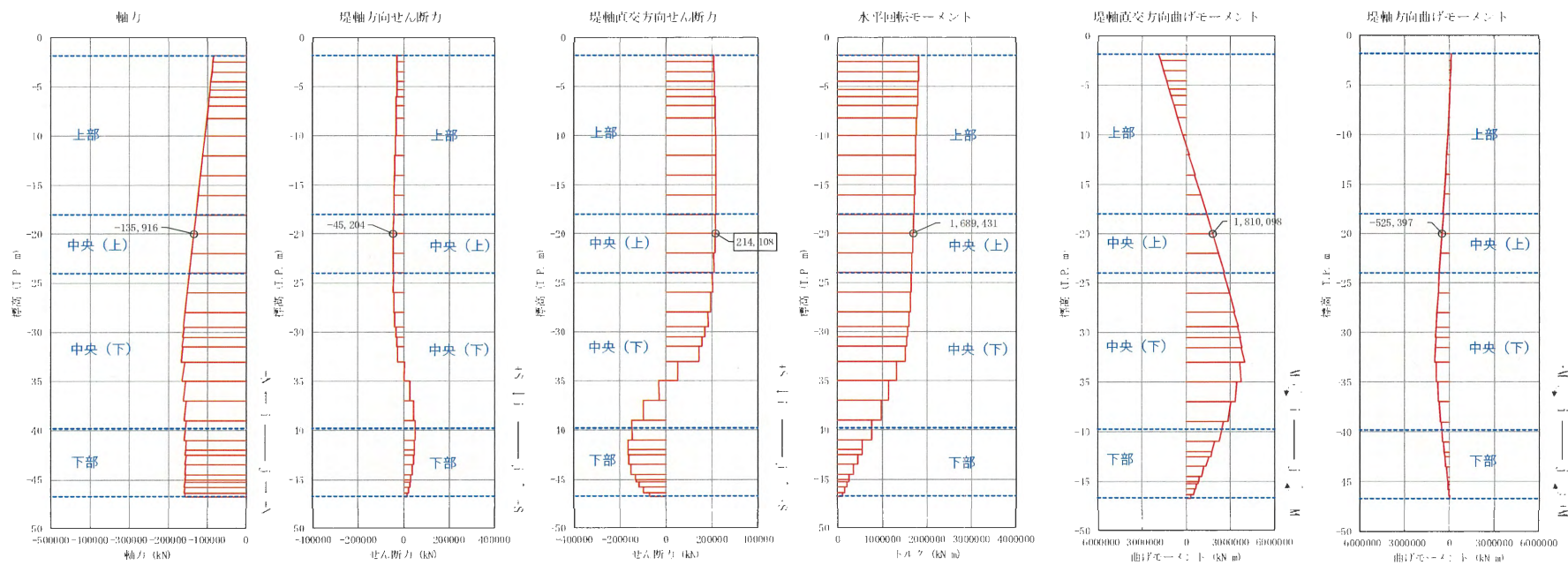
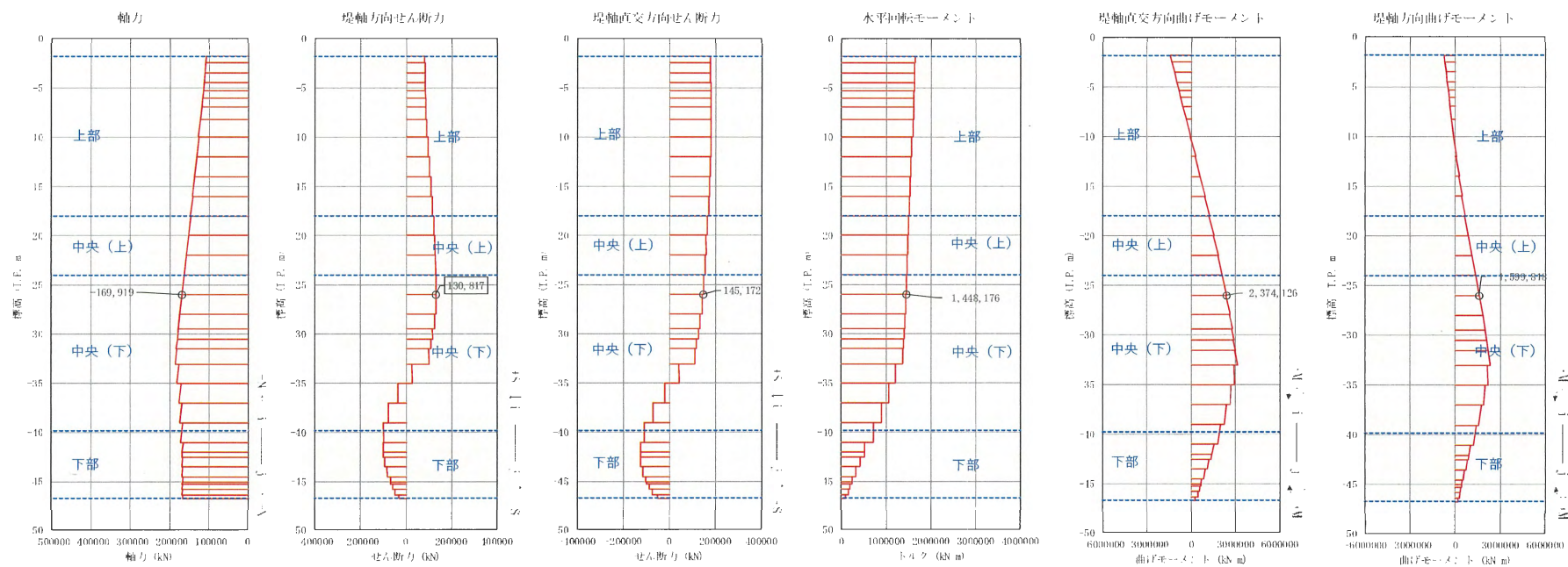


図 4.10-157 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (重疊時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 中央 (上), 地盤バネ4)

南基礎



南基礎

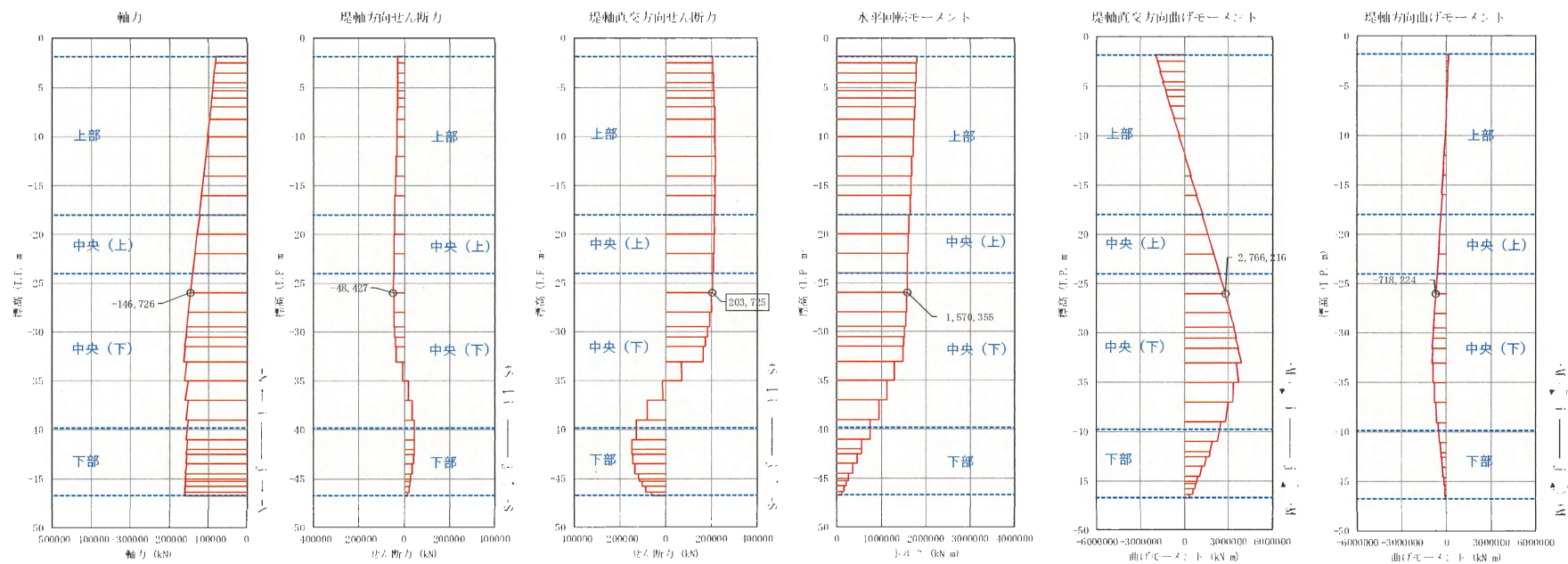


図 4.10-159 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (重疊時 (敷地に遡上する津波), 南基礎 中央 (下), 地盤バネ5)

南基礎

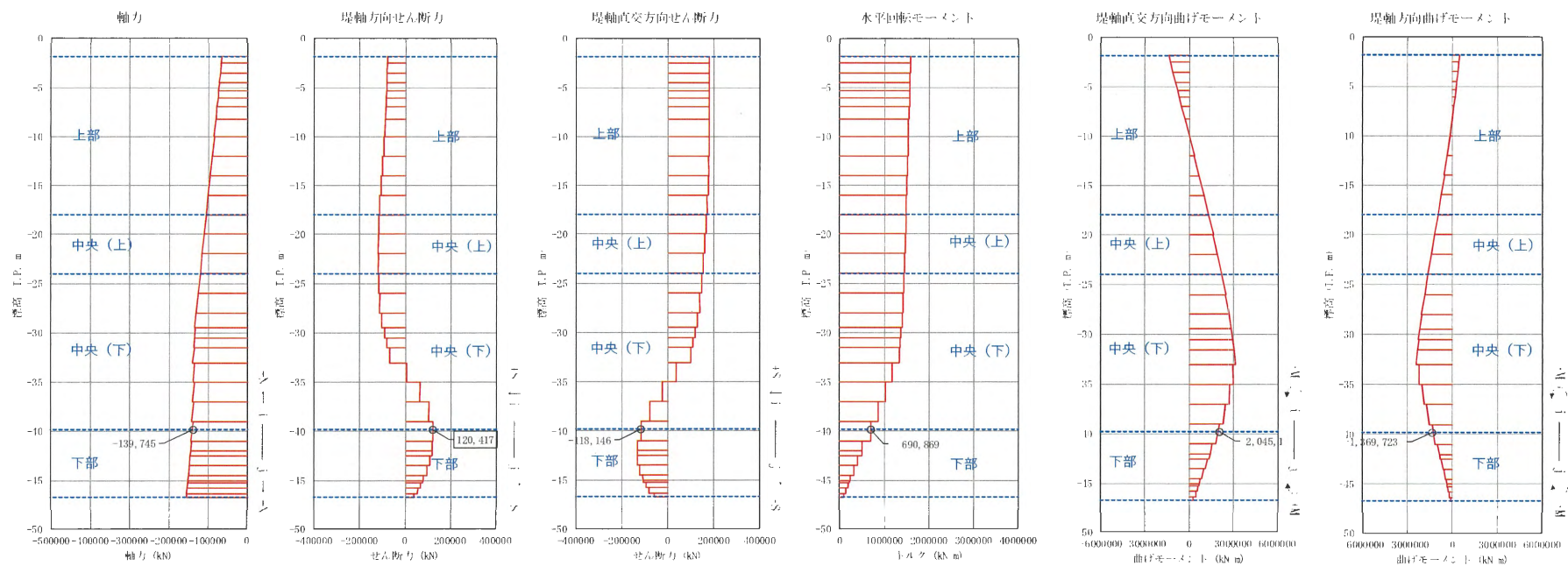


図 4.10-160 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面（重畳時（敷地に遡上する津波），南基礎 下部，地盤バネ4）

南基礎

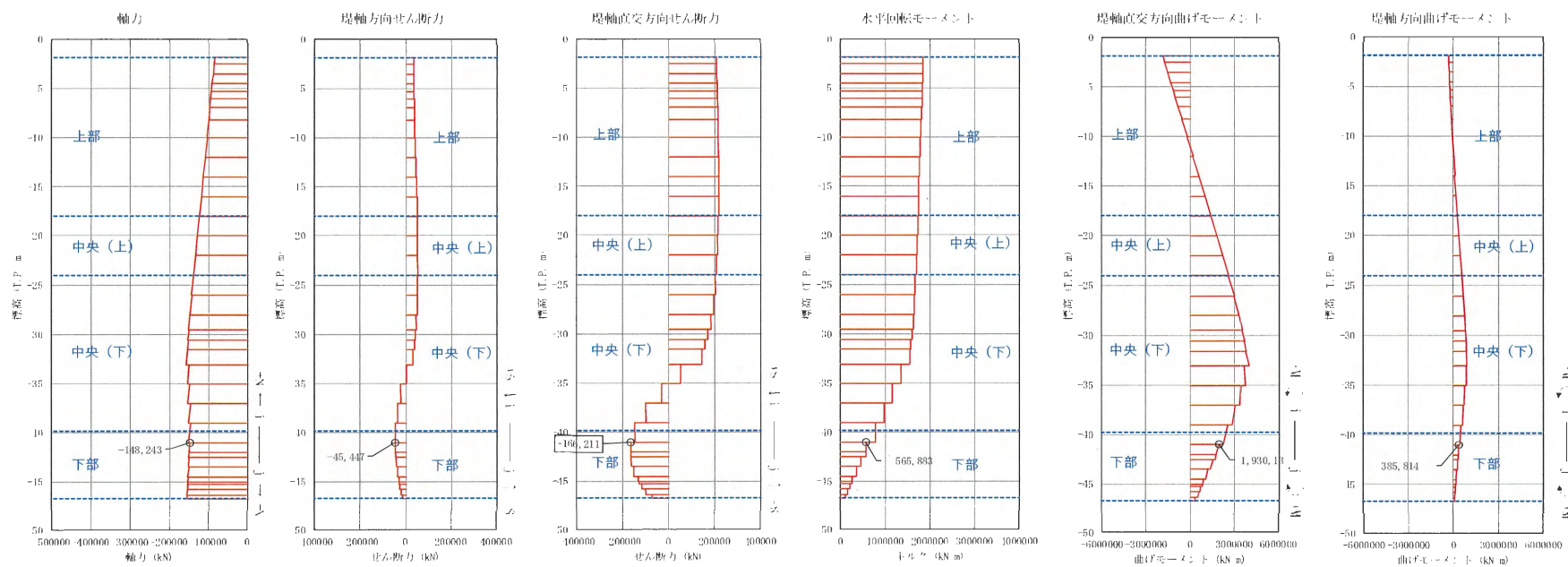


図 4.10-161 中実鉄筋コンクリートにおいてせん断力照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面（重畳時（敷地に遡上する津波）、南基礎 下部、地盤バネ4）

ハ. 概略配筋図

評価結果で決定された配筋を図 4.10-43～図 4.10-49 に示す。

(b) 鋼管杭の評価結果

イ. 曲げ軸力に対する評価結果

曲げ軸力評価に対する評価は、図 4.10-162 に示す評価位置図の鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は、以下のルールに従う。最初のアルファベットは、N が北基礎の鋼管杭であり、S が南基礎の鋼管杭であることを示す。2 番目のアルファベットは、E が東側の鋼管杭であり、W が西側の鋼管杭であることを示す。末尾の数字は、南端の鋼管杭を 1 として北に向かって昇順で設定し、北端の鋼管杭を 6 とする。

3 次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力により鋼管杭に発生する応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-42 及び表 4.10-43 に示す。なお、発生断面力及び発生応力度は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-42 及び表 4.10-43 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-163～図 4.10-166 に示す。

鋼管杭における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において鋼管杭の曲げ圧縮応力度と曲げ引張応力度が短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。なお、鋼管杭の圧縮応力度に対する最大照査値は、重畳時（基準津波）において地盤バネ 4 の北基礎 NW 1 鋼管杭の 0.73、重畳時（敷地に遡上する津波）において地盤バネ 4 の北基礎 NW 1 鋼管杭の 0.91 である。引張応力度に対する最大照査値は重畳時（基準津波）において地盤バネ 5 の北基礎 NE 1 鋼管杭の 0.66、重畳時（敷地に遡上する津波）において地盤バネ 5 の北基礎 NE 1 鋼管杭の 0.85 である。

以上のことから、鋼管杭の構造部材の発生応力度が短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。

平面図

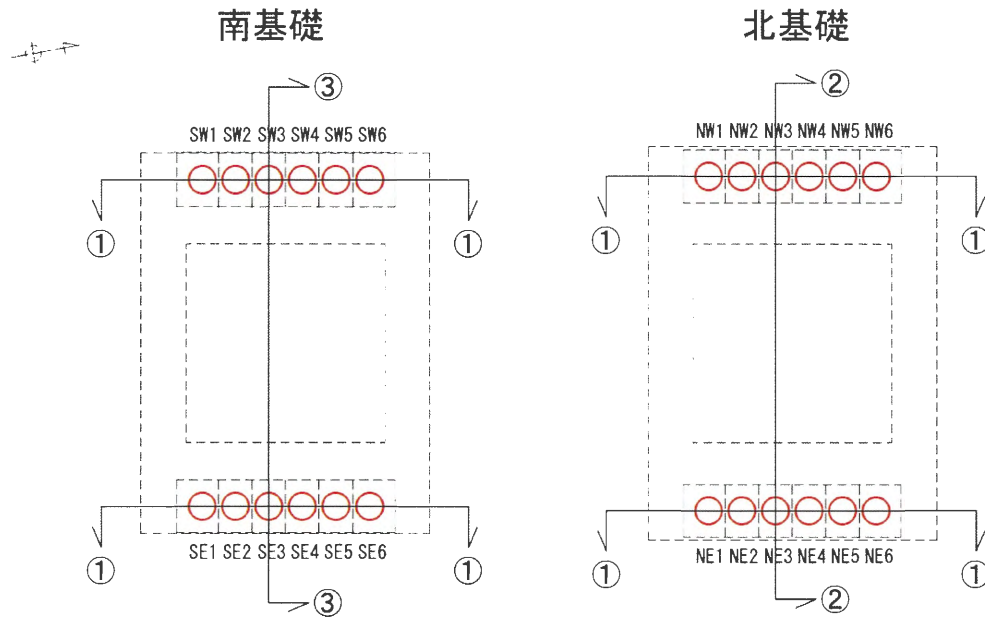


図 4.10-162 評価位置図（鋼管杭）

（図 4.10-50 の再掲）

表 4.10-42 曲げ軸力に対する照査結果（重畳時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			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}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	北基礎	圧縮 応力度	NW1	②-②断面	SBHS500	1500	50	-10751	-28477	273.0	442.5	0.62	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	3628					
		引張 応力度	NE1	②-②断面	SBHS500	1500	50	-1512	19889	186.5	442.5	0.43	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-7448					
	南基礎	圧縮 応力度	SW6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-9909	-29567	268.5	442.5	0.61	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-3790					
		引張 応力度	SE6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-879	23071	214.4	442.5	0.49	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	8636					
地盤 パネ 4	北基礎	圧縮 応力度	NW1	②-②断面	SBHS500	1500	50	-13285	-31784	322.7	442.5	0.73	○ ①
				①-①断面	SBHS500	1500	50	4619					
		引張 応力度	NE1	②-②断面	SBHS500	1500	50	-935	24497	279.8	442.5	0.64	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-13297					
	南基礎	圧縮 応力度	SW6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-10718	-33003	295.8	442.5	0.67	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-4273					
		引張 応力度	SE6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-534	29097	255.7	442.5	0.58	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	9797					
地盤 パネ 5	北基礎	圧縮 応力度	NW1	②-②断面	SBHS500	1500	50	-12281	-32936	317.6	442.5	0.72	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	5020					
		引張 応力度	NE1	②-②断面	SBHS500	1500	50	-1604	26217	287.9	442.5	0.66	— ②
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-13213					
	南基礎	圧縮 応力度	SW6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-10439	-34555	301.2	442.5	0.69	○
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-4681					
		引張 応力度	SE6	③-③断面	SBHS500	1500	50	-1039	31018	258.8	442.5	0.59	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	9303					

注記 評価位置は図 4.10-162 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。①の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。西側の鋼管杭は津波荷重等の堤軸直交方向の荷重により西側の地盤に押し付けられ、大きな地盤反力を受ける。したがって、堤軸直交方向の組合せ係数が西向き 1.0 倍の場合には、津波荷重とともに慣性力、動水圧及び応答変位が最大になるため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。さらに、鉛直方向の組合せ係数が下向き 0.4 倍であるため、軸圧縮力が増加する。以上のことから、この組合せケースにおいて鋼管杭の圧縮応力度の最大照査値が発生する。

一方、②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。東側の鋼管杭は中実鉄筋コンクリートの背面側になるため、津波荷重等の堤軸直交方向の荷重が作用しても地盤反力が小さく、堤軸直交方向の曲げモーメントが小さくなる。堤軸方向の組合せ係数は北向き 1.0 倍であるため、堤軸方向の慣性力及び応答変位が最大になり、堤軸方向の曲げモーメントが大きくなる。さらに、鉛直方向の組合せ係数が上向き 0.4 倍であるため軸引張力が増加する。以上のことから、この組合せケースにおいて鋼管杭の引張応力度の最大照査値が発生する。

表 4.10-43 曲げ軸力に対する照査結果（重畳時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	断面力図
					材質	外径 φ (mm)	肉厚 t (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	σ_s/σ_{sa}	
地盤 パネ 3	北基礎	圧縮 応力度	NW1	②－②断面	SBHS500	1500	50	-14303	-45716	401.2	500	0.81	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	5477					
		引張 応力度	NE1	②－②断面	SBHS500	1500	50	-3531	44265	321.9	500	0.65	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-8969					
	南基礎	圧縮 応力度	SW6	③－③断面	SBHS500	1500	50	-13003	-46957	399.3	500	0.80	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-6937					
		引張 応力度	SE6	③－③断面	SBHS500	1500	50	-3235	40862	351.5	500	0.71	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	12763					
地盤 パネ 4	北基礎	圧縮 応力度	NW1	②－②断面	SBHS500	1500	50	-17042	-48591	452.4	500	0.91	○ ①
				①－①断面	SBHS500	1500	50	6697					
		引張 応力度	NE1	②－②断面	SBHS500	1500	50	-3456	44790	411.1	500	0.83	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-16055					
	南基礎	圧縮 応力度	SW6	③－③断面	SBHS500	1500	50	-14255	-50037	429.0	500	0.86	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-7246					
		引張 応力度	SE6	③－③断面	SBHS500	1500	50	-2694	46381	388.2	500	0.78	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	13808					
地盤 パネ 5	北基礎	圧縮 応力度	NW1	②－②断面	SBHS500	1500	50	-15560	-49843	442.1	500	0.89	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	7131					
		引張 応力度	NE1	②－②断面	SBHS500	1500	50	-4322	46707	420.1	500	0.85	— ②
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-15923					
	南基礎	圧縮 応力度	SW6	③－③断面	SBHS500	1500	50	-13691	-51692	434.1	500	0.87	○
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-7872					
		引張 応力度	SE6	③－③断面	SBHS500	1500	50	-3402	48289	393.4	500	0.79	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	13420					

注記 評価位置は図 4.10-162 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。①の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。西側の鋼管杭は津波荷重等の堤軸直交方向の荷重により西側の地盤に押し付けられ、大きな地盤反力を受ける。したがって、堤軸直交方向の組合せ係数が西向き 1.0 倍の場合には、津波荷重とともに慣性力、動水圧、動水圧及び応答変位が最大になるため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。さらに、鉛直方向の組合せ係数が下向き 0.4 倍であるため、軸圧縮力が増加する。以上のことから、この組合せケースにおいて鋼管杭の圧縮応力度の最大照査値が発生する。

一方、②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。東側の鋼管杭は中実鉄筋コンクリートの背面側になるため、津波荷重等の堤軸直交方向の荷重が作用しても地盤反力が小さく、堤軸直交方向の曲げモーメントが小さくなる。堤軸方向の組合せ係数は北向き 1.0 倍であるため、堤軸方向の慣性力及び応答変位が最大になり、堤軸方向の曲げモーメントが大きくなる。さらに、鉛直方向の組合せ係数が上向き 0.4 倍であるため軸引張力が増加する。以上のことから、この組合せケースにおいて鋼管杭の引張応力度の最大照査値が発生する。

北基礎

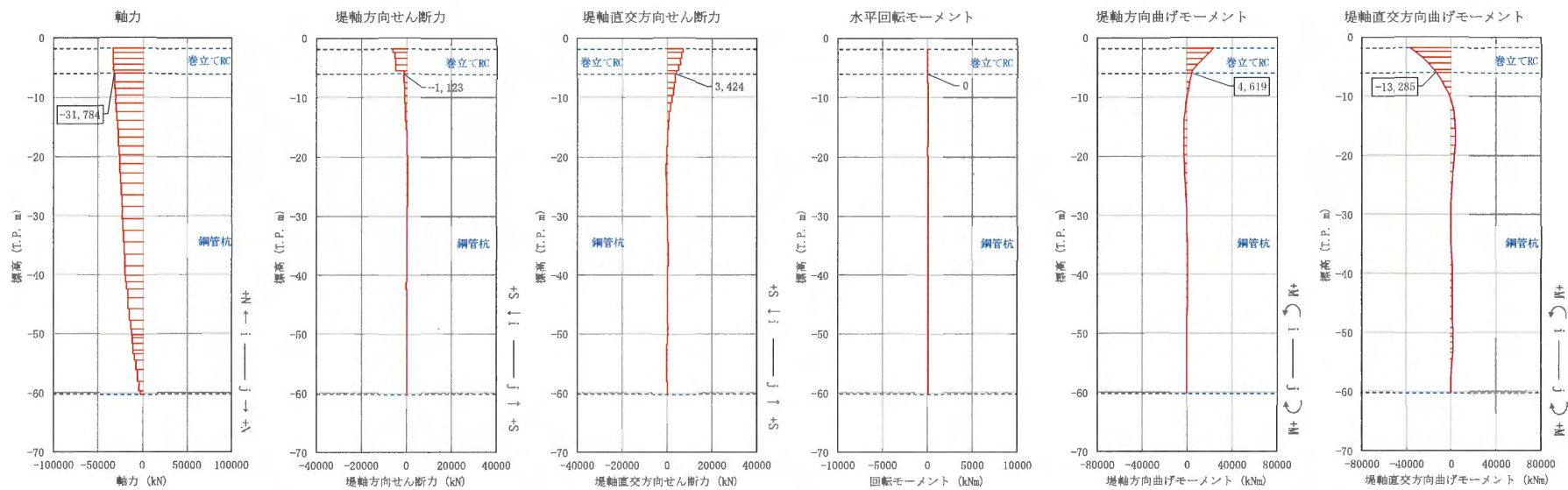


図 4.10-163 鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①—①断面, ②—②断面, (重畳時 (基準津波), 北基礎, 地盤バネ4)

南基礎

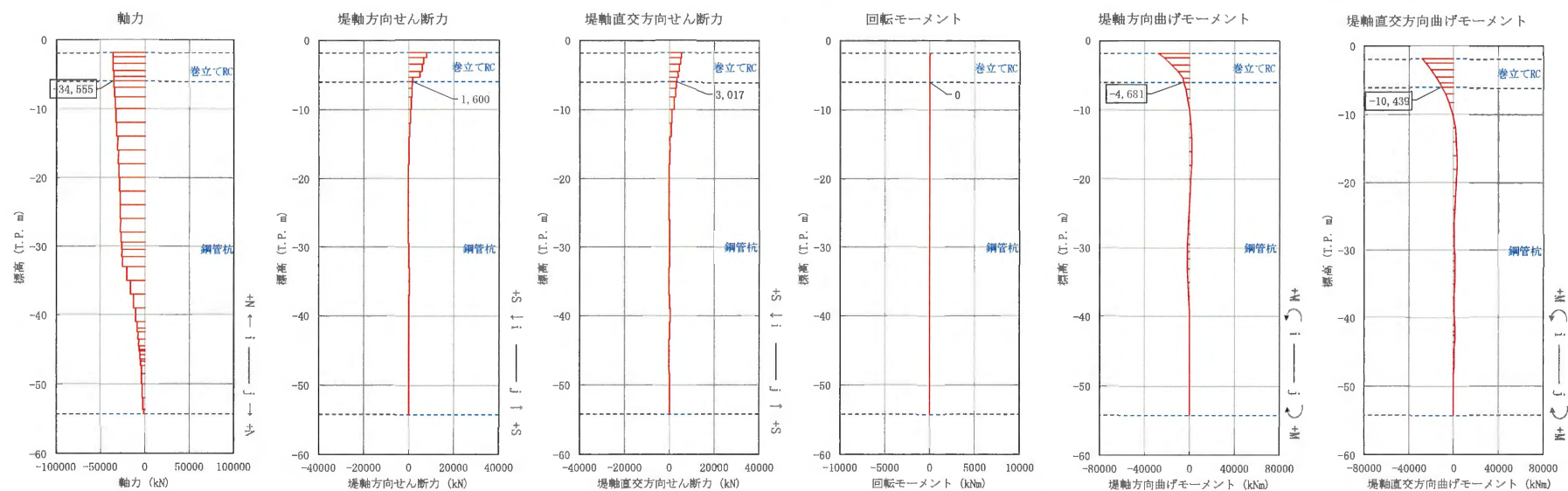


図 4.10-164 鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①—①断面, ③—③断面, (重畳時 (基準津波), 南基礎, 地盤バネ 5)

北基礎

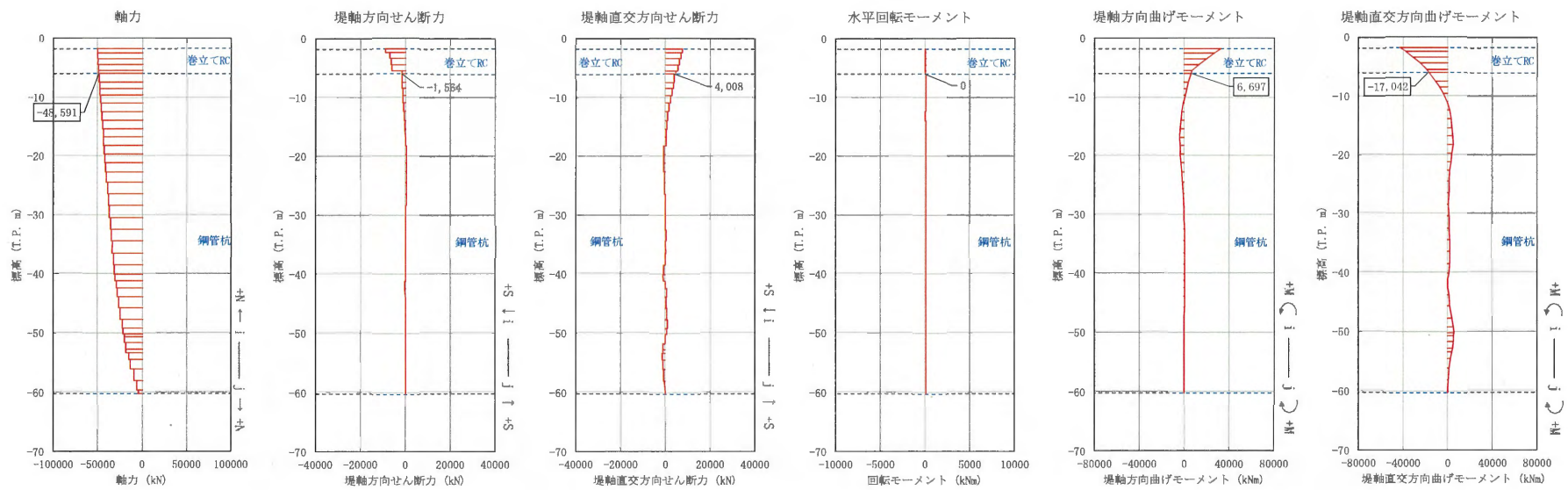


図 4.10-165 鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①—①断面, ②—②断面, (重疊時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 4)

南基礎

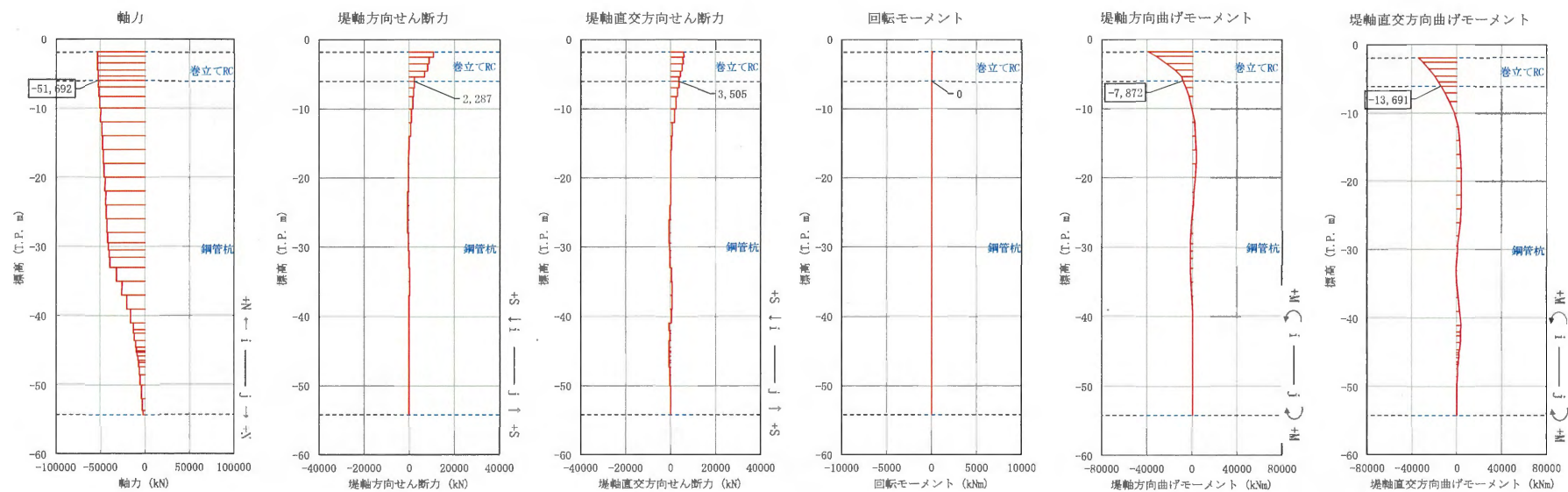


図 4.10-166 鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (重疊時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ5)

ロ. せん断力に対する評価結果

せん断力に対する評価は、図 4.10-167 に示す評価位置図の鋼管杭に対して行う。同図に示す鋼管杭の名称は、曲げ軸力に対する評価において示したものと同様である。

3次元静的フレーム解析によって得られるせん断力により鋼管杭に発生する応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

せん断力に対する照査結果を表 4.10-44 及び表 4.10-45 に示す。表 4.10-44 及び表 4.10-45 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-168～図 4.10-175 に示す。なお、発生せん断力及び発生せん断応力度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。

鋼管杭における許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鋼管杭の発生せん断応力度が短期許容せん断応力度以下であることを確認した。なお、鋼管杭のせん断力に対する最大照査値は、重畳時（基準津波）において地盤バネ5の北基礎 NW 6 鋼管杭①－①断面の 0.16 であり、重畳時（敷地に遡上する津波）において地盤バネ4の南基礎の SE 6 鋼管杭の①－①断面の 0.16 である。

以上のことから、鋼管杭の構造部材の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

平面図

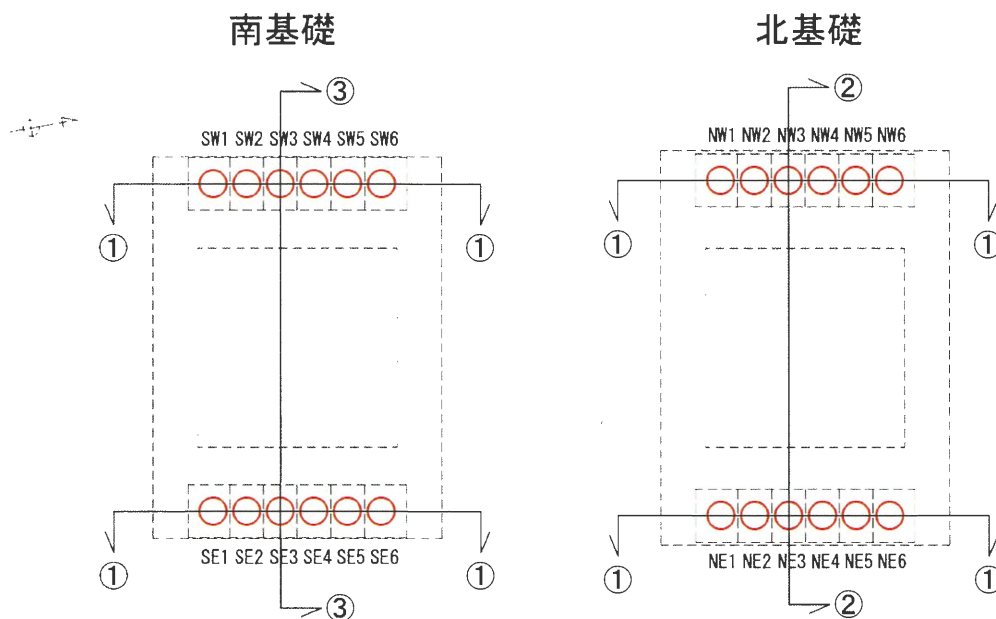


図 4.10-167 評価位置図（鋼管杭）

（図 4.10-50 の再掲）

表 4.10-44 せん断力に対する照査結果（重畳時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	断面力図
					材質	外径 φ (mm)	肉厚 t (mm)	せん断力 (kN)	τ (N/mm ²)	τ _a (N/mm ²)	τ / τ _{sa}	
地盤 パネ 3	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	3078	27.8	255	0.11	—
		NW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	3057	27.4	255	0.11	—
	南基礎	SW1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	3909	35.0	255	0.14	—
		SW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	3810	34.2	255	0.14	—
地盤 パネ 4	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	3604	32.3	255	0.13	○
		NW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	4206	37.7	255	0.15	—
	南基礎	SW1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	4152	37.2	255	0.15	○
		SE6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	4065	36.5	255	0.15	○
地盤 パネ 5	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	3197	28.7	255	0.12	—
		NW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	4280	38.4	255	0.16	○
	南基礎	SW1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	3738	33.5	255	0.14	—
		SE6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	3835	34.4	255	0.14	—

注記 評価位置は図 4.10-167 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 1.0 倍、堤軸直交方向：東向き 0.4 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸方向の組合せ係数が南向き 1.0 倍であるため、堤軸方向の慣性力及び応答変位が最大になる。したがって、鋼管杭の堤軸方向のせん断力が大きく発生するため、このケースにおいて鋼管杭のせん断力に対する最大照査値が発生する。

表 4.10-45 せん断力に対する照査結果（重畳時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力	発生 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{sa}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	せん断力 (kN)				
地盤 パネ 3	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	3772	33.8	285	0.12	—
		NW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	3595	32.2	285	0.12	—
	南基礎	SW1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	4145	37.2	285	0.14	—
		SW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	4863	43.6	285	0.16	—
地盤 パネ 4	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	4025	36.1	285	0.13	○
		NW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	4733	42.4	285	0.15	—
	南基礎	SW1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	4478	40.1	285	0.15	○
		SE6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	5055	45.3	285	0.16	○
地盤 パネ 5	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	3746	33.6	285	0.12	—
		NW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	4761	42.7	285	0.15	○
	南基礎	SW1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	3863	34.6	285	0.13	—
		SE6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	4746	42.6	285	0.15	—

注記 評価位置は図 4.10-167 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸方向の組合せ係数が南向き 1.0 倍であるため、堤軸方向の慣性力及び応答変位が最大になる。したがって、鋼管杭の堤軸方向のせん断力が大きく発生するため、このケースにおいて鋼管杭のせん断力に対する最大照査値が発生する。

北基礎

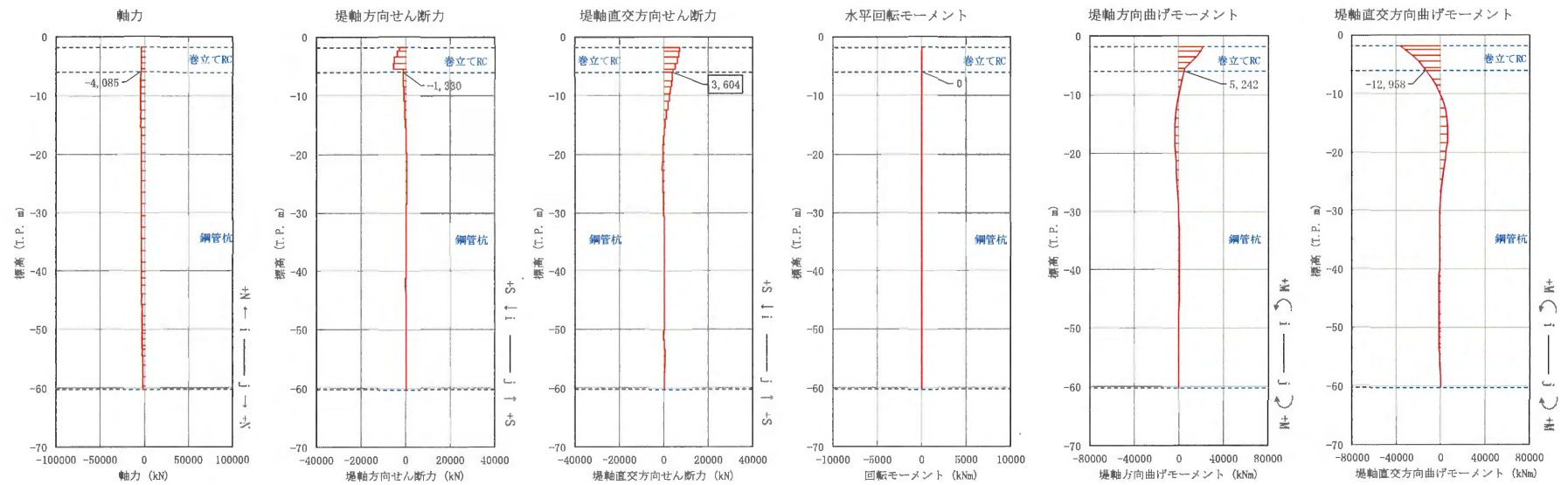


図 4.10-168 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

②-②断面 (重疊時 (基準津波), 北基礎, 地盤バネ 4)

南基礎

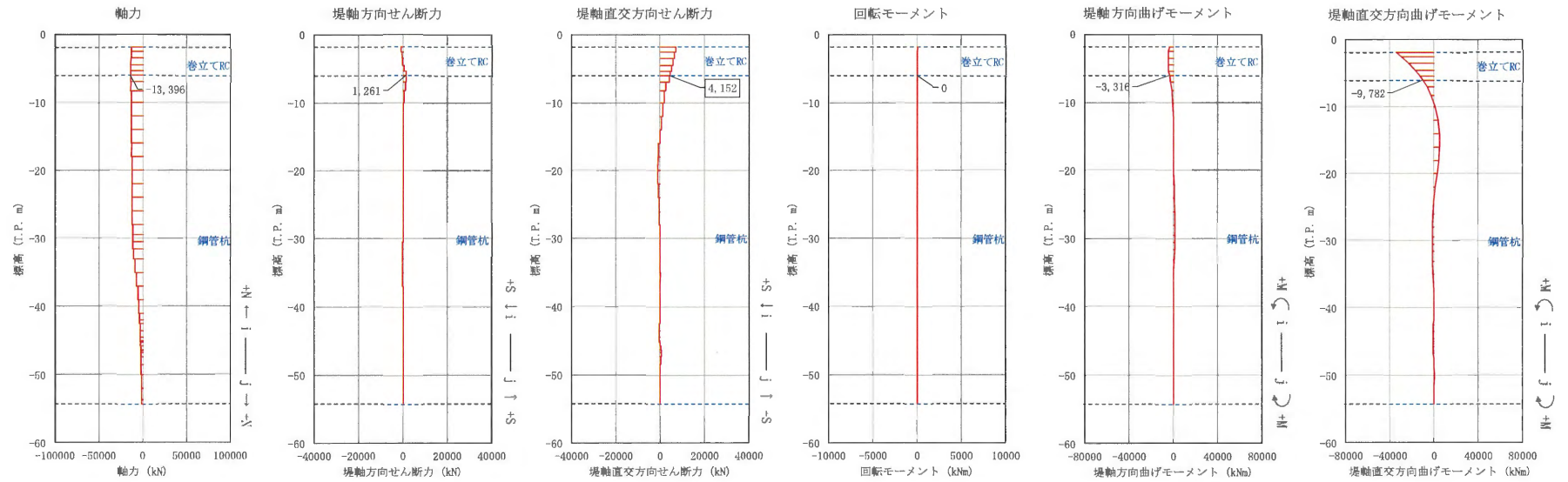


図 4.10-169 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面（重畳時（基準津波），南基礎，地盤バネ4）

南基礎

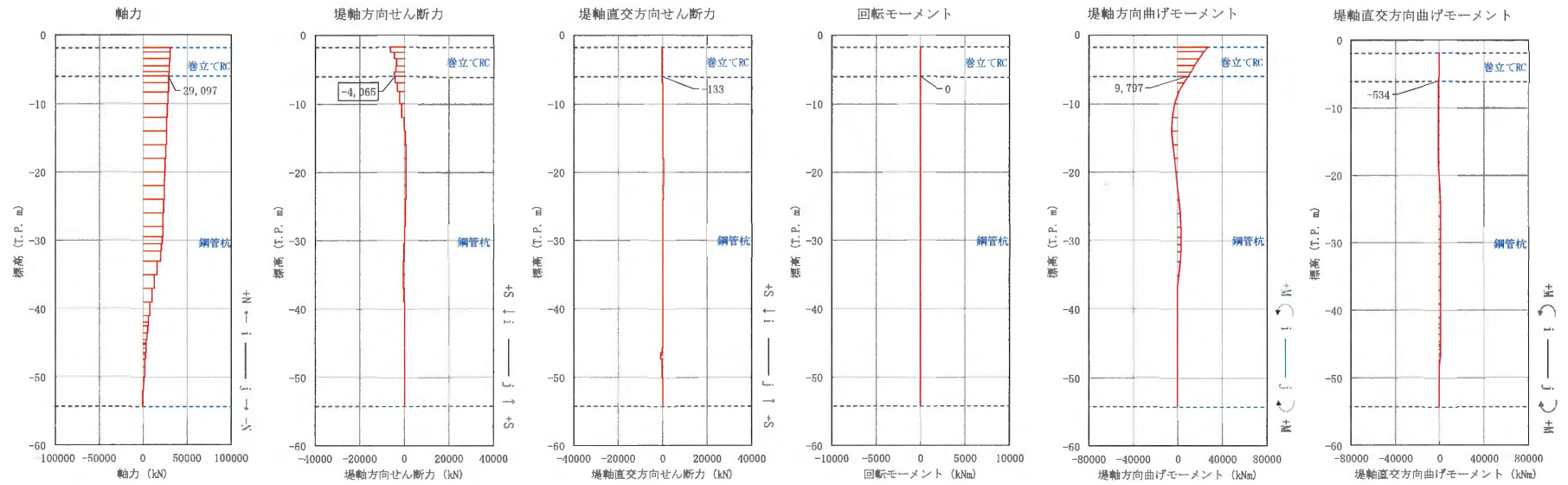


図 4.10-170 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面（重畳時（基準津波），南基礎，地盤バネ 4）

北基礎

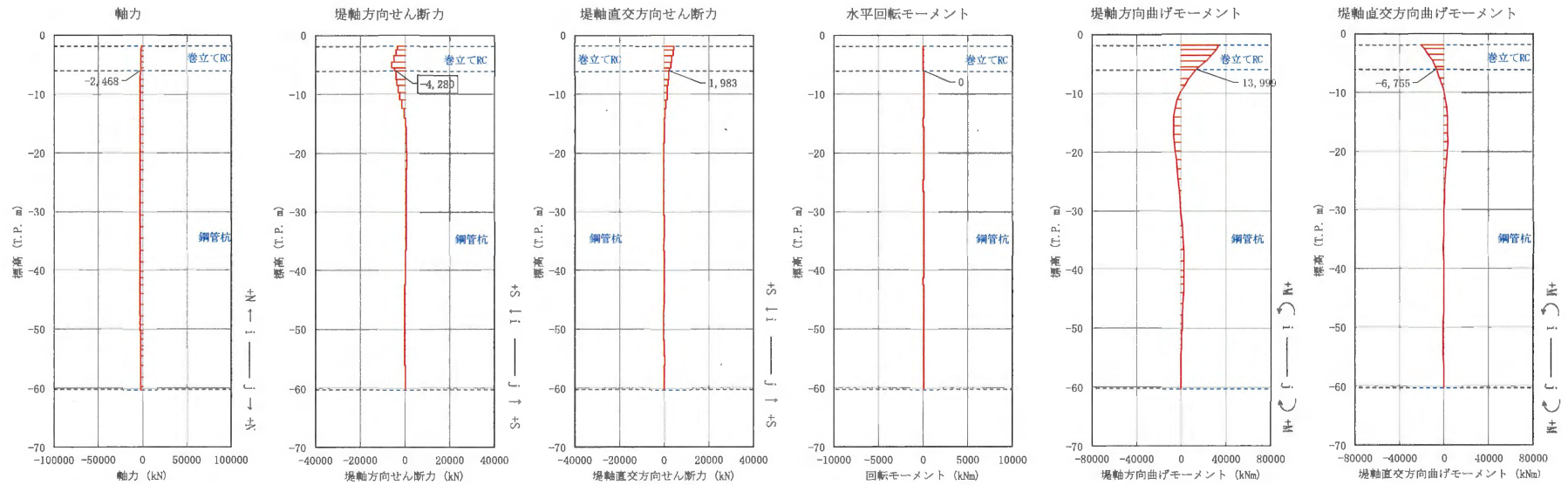


図 4.10-171 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面（重畳時（基準津波）、北基礎、地盤バネ5）

北基礎

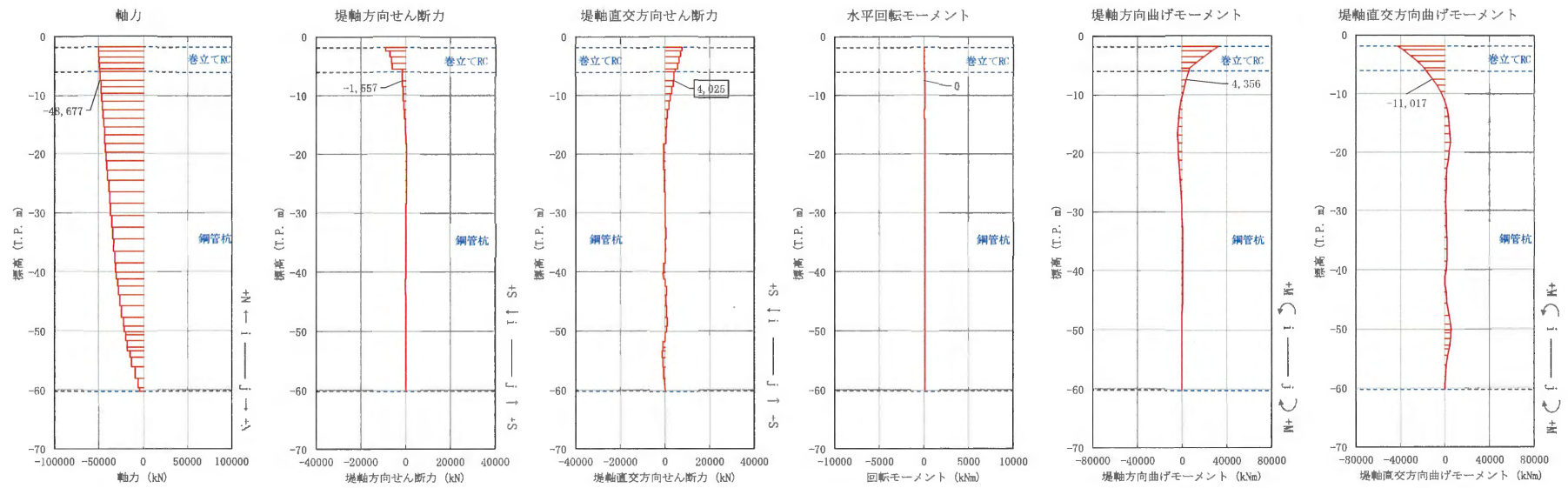


図 4.10-172 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

②-②断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 4)

南基礎

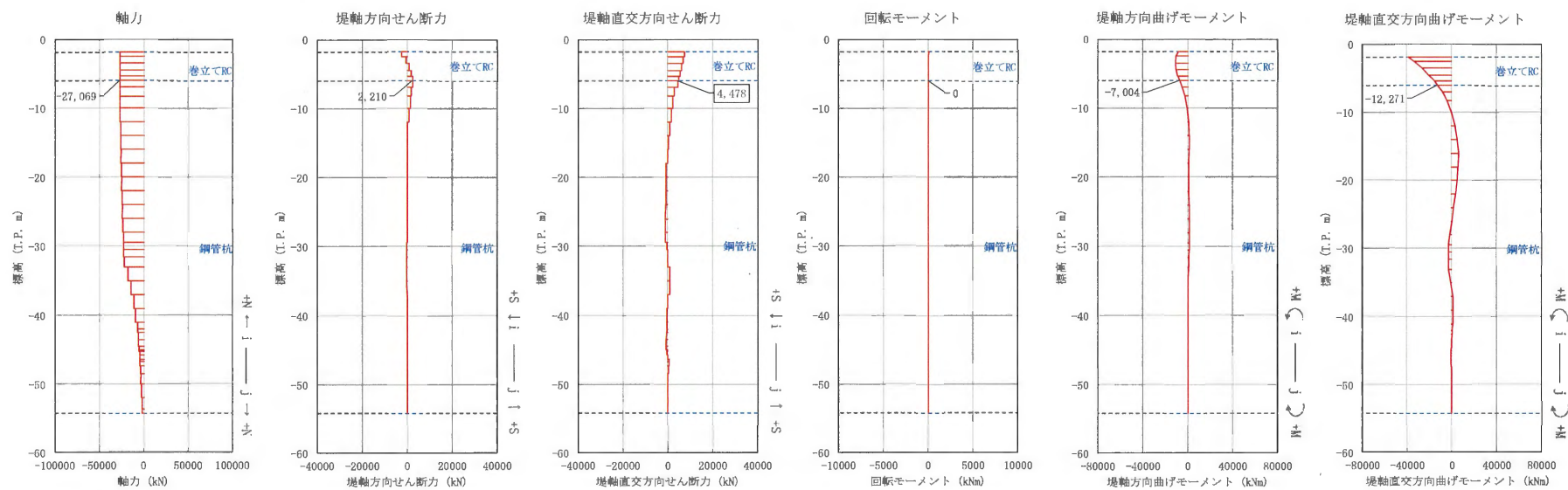


図 4.10-173 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 4)

南基礎

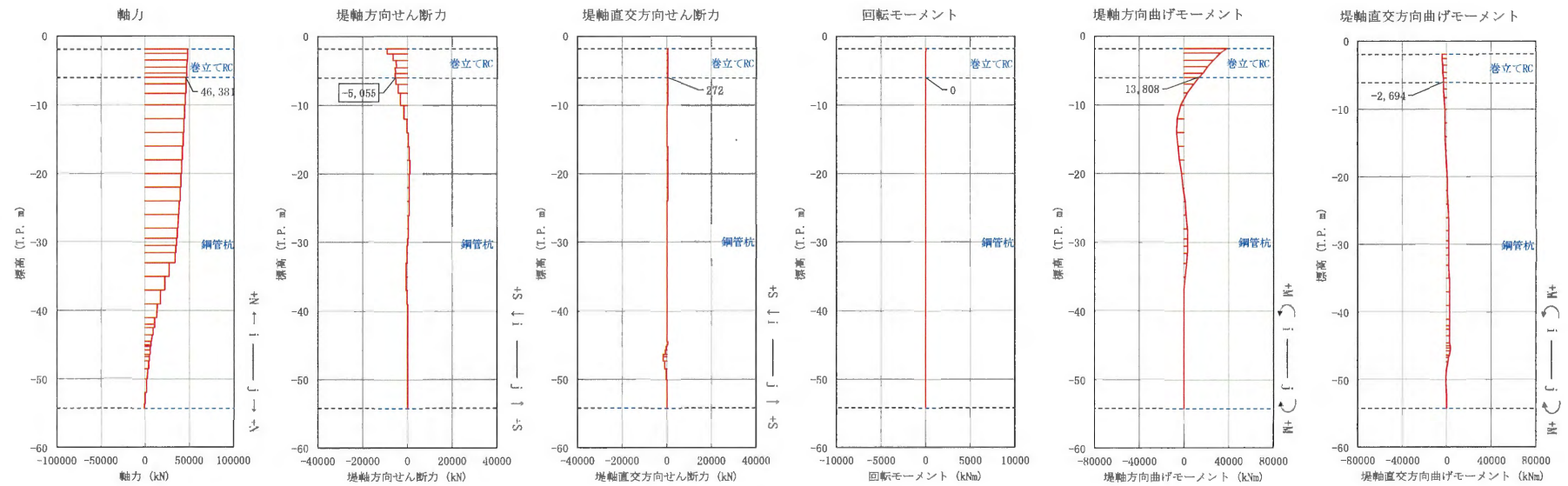


図 4.10-174 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 4)

北基礎

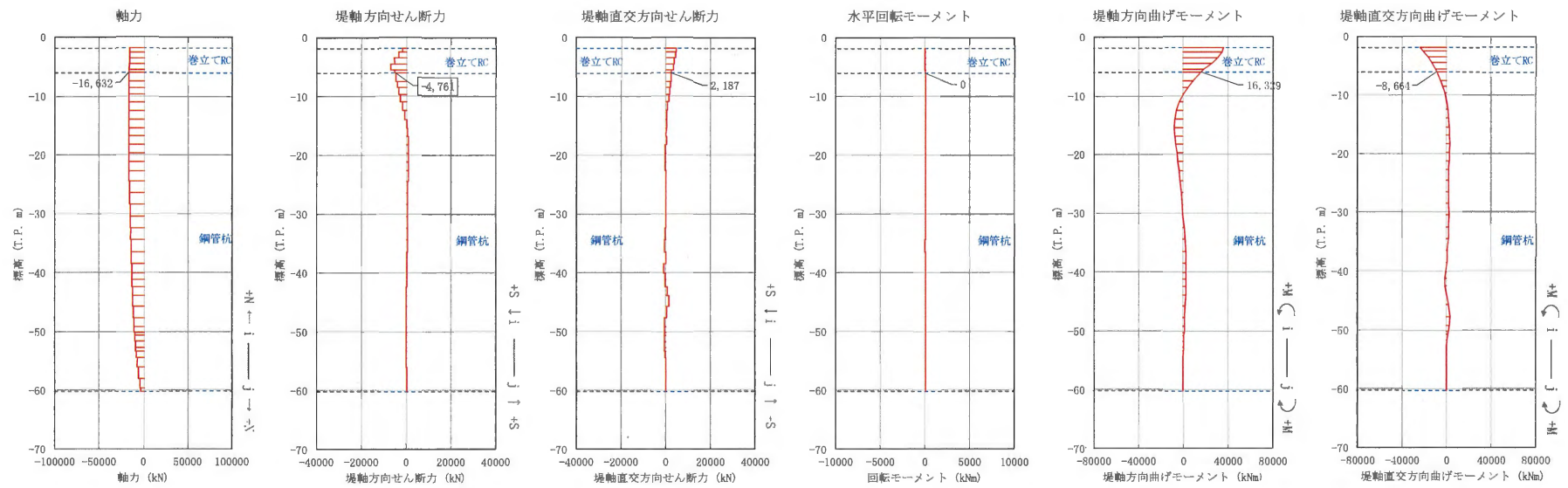


図 4.10-175 鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (重疊時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ5)

ハ. 構造仕様

鋼管杭の構造仕様を図 4.10-64 に示す。鋼管杭の外径は 1500 mm であり，肉厚 50 mm である。材質は SBHS500 である。なお，鋼管杭の応力度算出及び鋼管杭の断面積と断面 2 次モーメントを算出する際は，腐食代 1 mm を考慮する。

(c) 巻立て鉄筋コンクリート

イ. 巻立て鉄筋コンクリート

(イ) 曲げ軸力に対する評価結果

曲げ軸力評価に対する評価は、図 4. 10-176 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリートに対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリートの名称は、鋼管杭と同様に以下のルールに従う。最初のアルファベットは、Nが北基礎の巻立て鉄筋コンクリートであり、Sが南基礎の巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。2番目のアルファベットは、Eが東側の巻立て鉄筋コンクリートであり、Wが西側の巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。末尾の数字は、南端の巻立て鉄筋コンクリートを1として北に向かって昇順で設定し、北端の巻立て鉄筋コンクリートを6とする。また、末尾の番号が1及び6を端部杭、2～5を中間杭として照査結果を区別する。端部杭と中間杭として区別したのは、部材幅が異なるためである。

3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。巻立て鉄筋コンクリートの複合断面と照査断面位置を図 4. 10-177 に示す。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 4. 10-46 及び表 4. 10-47 に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 4. 10-48 及び表 4. 10-49 にそれぞれ示す。なお、発生断面力及び発生応力度は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4. 10-46～表 4. 10-49 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4. 10-178～図 4. 10-181 に示す。

鉄筋コンクリートに分担される発生応力度に対して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短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。なお、コンクリートの曲げ軸力照査の最大照査値は、重畳時（基準津波）において地盤バネ4の北基礎の端部杭NE 1の0.80、重畳時（敷地に遡上する津波）において地盤バネ5の南基礎の端部杭SW 6の0.74である。鉄筋の曲げ軸力照査の最大照査値は、重畳時（基準津波）において地盤バネ5の北基礎の端部杭NE 1の0.48であり、重畳時（敷地に遡上する津波）において地盤バネ5の北基礎の端部杭NE 1の0.63である。

以上のことから、巻立て鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。

平面図

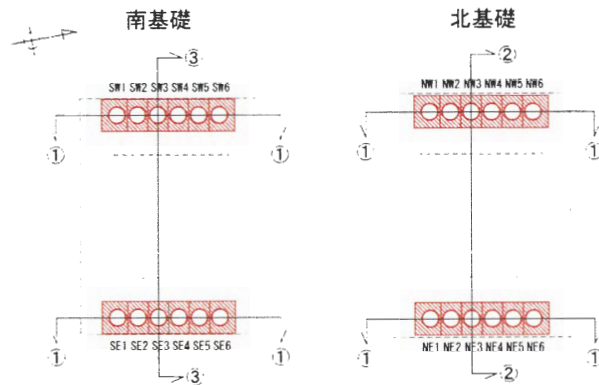


図 4.10-176 評価位置図（巻立て鉄筋コンクリート）
（図 4.10-65 の再掲）

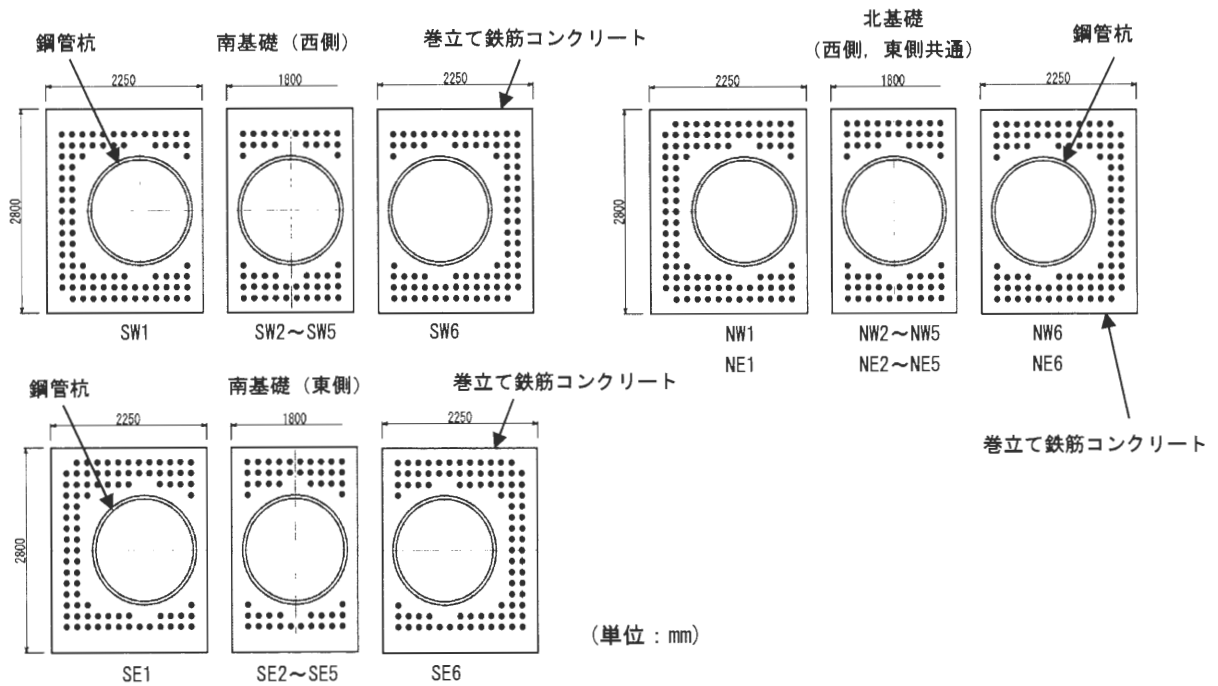
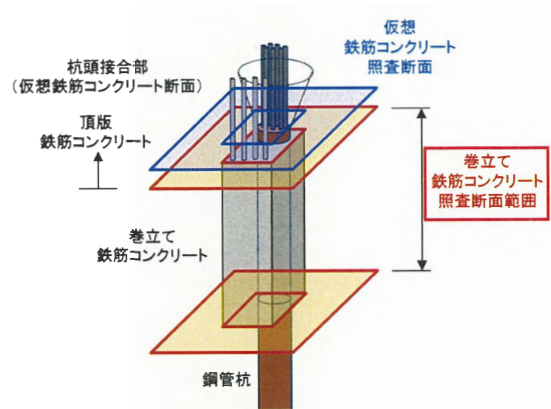


図 4.10-177 巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面と照査断面位置
（図 4.10-66 の再掲）

表 4.10-46 コンクリートの曲げ軸力照査結果（重畳時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様	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}	断面力図
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-32487	-29711	16.0	24	0.67	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	21687					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-27370	-26524	15.2	24	0.64	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	10955					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-27714	-30224	15.7	24	0.66	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-22538					
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-26532	-25958	15.4	24	0.65	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-10759					
地盤 パネ 4	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-28880	-27880	19.0	24	0.80	○
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	34820					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-23884	-23339	17.3	24	0.73	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	18141					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-28959	-33834	17.0	24	0.71	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-24976					
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-27558	-27985	16.3	24	0.69	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-11774					
地盤 パネ 5	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-26903	-28822	19.0	24	0.80	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	36199					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-21930	-23744	17.1	24	0.72	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	18808					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-28332	-35904	17.6	24	0.74	○
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-27216					
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-27285	-29144	16.9	24	0.71	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-12936					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、巻立て鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋の材質を示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.10-176 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が作用するため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が南向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。また、鉛直方向の組合せ係数が下向きに 0.4 倍であるため、軸圧縮力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、中実鉄筋コンクリートの場合と同様に中立軸が約 45° に傾く。中立軸が傾くと、中立軸から圧縮縁までの距離が遠くなり、コンクリートの曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮応力度）が大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、コンクリートの曲げ軸力の最大照査値が発生する。

表 4.10-47 コンクリートの曲げ軸力照査結果（重畳時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様	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}	断面力図
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-38854	-47026	21.0	32	0.66	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	30083					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-33368	-42800	19.9	32	0.63	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	14878					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-33139	-47668	21.7	32	0.68	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-34728					
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-31724	-42610	20.7	32	0.65	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-16398					
地盤 パネ 4	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-33818	-43842	23.4	32	0.74	○
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	42741					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-36656	-45765	21.9	32	0.69	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	16431					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-34854	-50913	23.0	32	0.72	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-36761					
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-33079	-44261	21.6	32	0.68	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-17213					
地盤 パネ 5	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-31271	-44874	23.3	32	0.73	—
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	44063					
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-34196	-46765	21.4	32	0.67	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	16953					
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-33643	-53115	23.5	32	0.74	○
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-39189					
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-32312	-45526	22.0	32	0.69	—
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-18456					

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、巻立て鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋の材質を示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.10-176 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 1.0 倍であるため、堤軸直交方向の慣性力、動水圧及び応答変位が最大になる。これに津波荷重も加わるため、西側の鋼管杭の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が北向き 0.4 倍であるが、慣性力と応答変位の影響とともに接続部及び頂版の回転変位等による影響も加わり、堤軸方向の曲げモーメントも大きく発生する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。また、鉛直方向の組合せ係数が下向きに 0.4 倍であるため、軸圧縮力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、中実鉄筋コンクリートの場合と同様に中立軸が約 45° に傾く。中立軸が傾くと、中立軸から圧縮縁までの距離が遠くなり、コンクリートの曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮応力度）が大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、コンクリートの曲げ軸力の最大照査値が発生する。

表 4.10-48 鉄筋の曲げ軸力照査結果（重畳時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様	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}
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
地盤 パネ 3	北基礎	端部杭	NE1	②－②断面	2250	2800	2375	D51φ150 (SD685)	2528	24077	192.4	600	0.33
				①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	-20770				
		中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-27370	-26524	192.8	600	0.33
				①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	10955				
	南基礎	端部杭	SE6	③－③断面	2250	2800	2300	D51φ150 (SD685)	6401	25264	240.6	600	0.41
				①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	22136				
		中間杭	SE5	③－③断面	1800	2800	2300	D51φ150 (SD685)	5758	22716	202.3	600	0.34
				①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	11194				
地盤 パネ 4	北基礎	端部杭	NE1	②－②断面	2250	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-1712	26393	265.6	600	0.45
				①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	-33678				
		中間杭	NW4	②－②断面	1800	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-28111	126	221.9	600	0.37
				①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	12678				
	南基礎	端部杭	SE6	③－③断面	2250	2800	2300	D51φ150 (SD685)	8038	29328	277.1	600	0.47
				①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	24878				
		中間杭	SE5	③－③断面	1800	2800	2300	D51φ150 (SD685)	7196	25877	232.1	600	0.39
				①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	12454				
地盤 パネ 5	北基礎	端部杭	NE1	②－②断面	2250	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-3320	28120	282.1	600	0.48
				①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	-34794				
		中間杭	NE2	②－②断面	1800	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-3088	23695	216.1	600	0.37
				①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	-17951				
	南基礎	端部杭	SE6	③－③断面	2250	2800	2300	D51φ150 (SD685)	4273	31104	280.6	600	0.47
				①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	26939				
		中間杭	SE5	③－③断面	1800	2800	2300	D51φ150 (SD685)	3471	27135	223.1	600	0.38
				①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	13540				

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、巻立て鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋の材質を示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.10-176 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が作用するため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。また、鉛直方向の組合せ係数が上向き 0.4 倍であるため、軸引張力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、中実鉄筋コンクリートの場合と同様に中立軸が約 45° に傾く。中立軸が傾くと、中立軸から引張縁の隅角部鉄筋までの距離が遠くなり、鉄筋引張応力度は大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、鉄筋の曲げ軸力（鉄筋引張応力度）の最大照査値が発生する。

表 4.10-49 鉄筋の曲げ軸力照査結果（重畳時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様	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}
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
地盤 パネ 3	北基礎	端部杭	NE1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-7637	42649	319.7	660	0.49
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-30716				
		中間杭	NE2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-6989	37894	264.9	660	0.41
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-15158				
	南基礎	端部杭	SE6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	1488	43986	359.8	660	0.55
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	34634				
		中間杭	SE5	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	1250	40649	290.9	660	0.45
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	17346				
地盤 パネ 4	北基礎	端部杭	NE1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-6878	46670	391.6	660	0.60
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-42487				
		中間杭	NE2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-6676	41439	316.9	660	0.49
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-21464				
	南基礎	端部杭	SE6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	3575	47521	393.5	660	0.60
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	36941				
		中間杭	SE5	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	3080	43343	319.7	660	0.49
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	18388				
地盤 パネ 5	北基礎	端部杭	NE1	②-②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-9000	48591	410.9	660	0.63
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-43652				
		中間杭	NE2	②-②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-8593	43023	335.4	660	0.51
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-21975				
	南基礎	端部杭	SE6	③-③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-7517	50096	394.3	660	0.60
				①-①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	39223				
		中間杭	SE5	③-③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-1592	44629	305.6	660	0.47
				①-①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	19541				

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、巻立て鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋の材質を示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.10-176 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が作用するため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。また、鉛直方向の組合せ係数が上向き 0.4 倍であるため、軸引張力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、中実鉄筋コンクリートの場合と同様に中立軸が約 45° に傾く。中立軸が傾くと、中立軸から引張縁の隅角部鉄筋までの距離が遠くなり、鉄筋引張応力度は大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、鉄筋の曲げ軸力（鉄筋引張応力度）の最大照査値が発生する。

北基礎

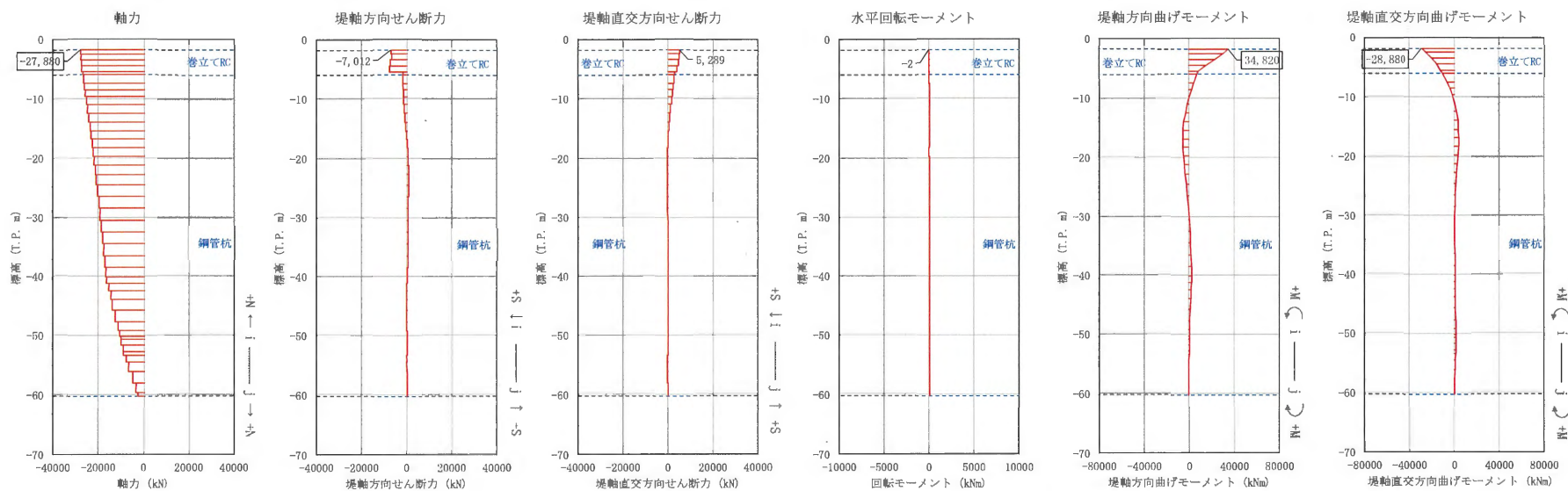


図 4.10-178 巻立て鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①—①断面, ②—②断面, (重畳時 (基準津波), 北基礎, 地盤バネ4)

南基礎

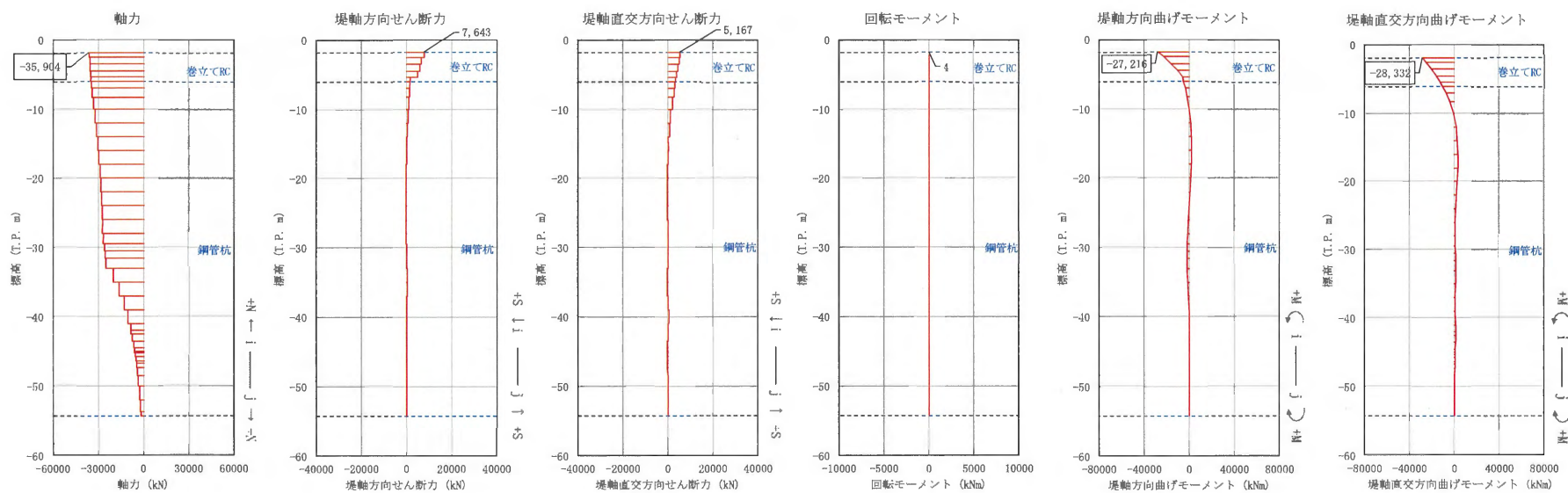
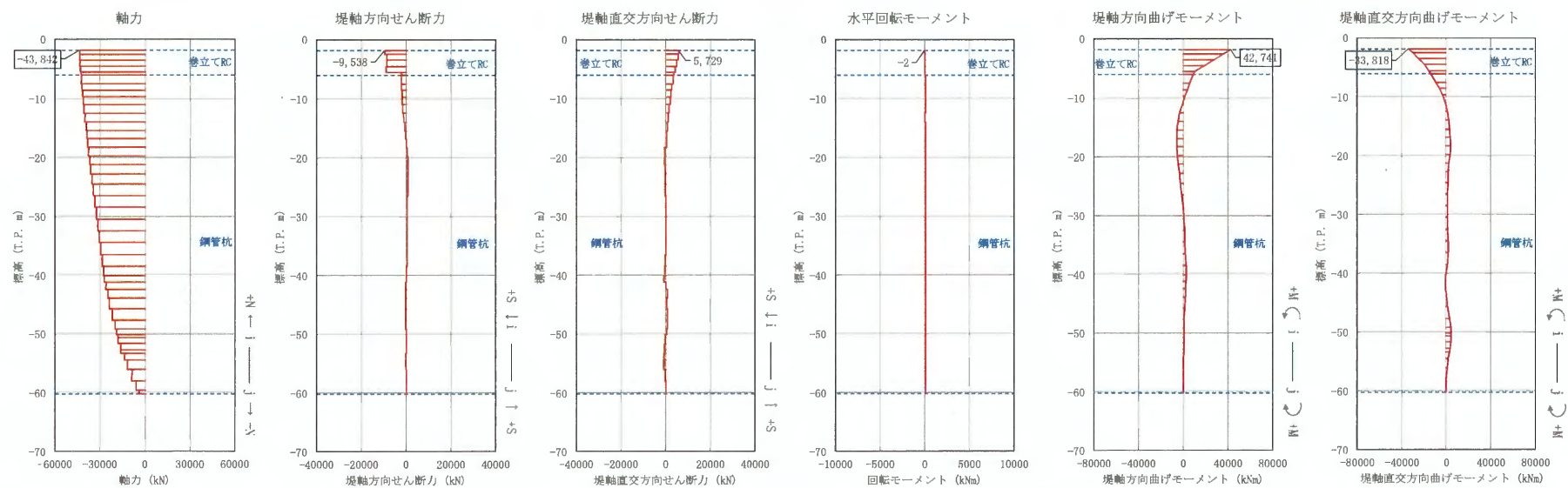


図 4.10-179 巻立て鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (重疊時 (基準津波), 南基礎, 地盤バネ5)

北基礎



南基礎

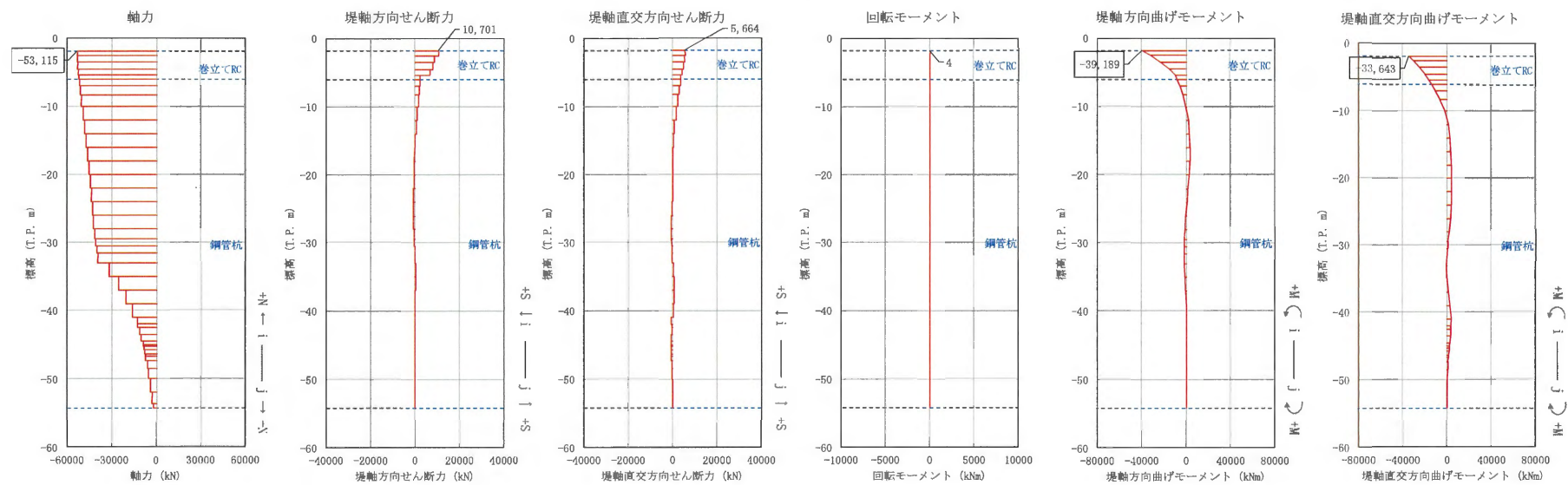


図 4.10-181 巻立て鉄筋コンクリートにおいてコンクリートの曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①—①断面, ③—③断面, (重疊時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 5)

(ロ) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する評価は、曲げ軸力に対する評価と同様に図 4.10-182 に示す評価位置図の巻立て鉄筋コンクリートに対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリートの名称は、曲げ軸力に対する評価において示したものと同様である。

3次元静的フレーム解析によって得られるせん断力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。発生応力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出し、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。せん断力に対する照査では、発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認する。せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方を図 4.10-183 に示す。

せん断力に対する照査結果を表 4.10-50 及び表 4.10-51 に示す。なお、発生せん断力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-50 及び表 4.10-51 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-184～図 4.10-191 に示す。

鉄筋コンクリートに分担される発生せん断力に対して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短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。なお、せん断力に対する最大照査値は、重畳時（基準津波）において地盤バネ 5 の北基礎の NE 6 端部杭の①－①断面の 0.78 であり、重畳時（敷地に遡上する津波）において地盤バネ 5 の北基礎の NE 1 端部杭の①－①断面の 0.82 である。

以上のことから、巻立て鉄筋コンクリートの構造部材の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

平面図

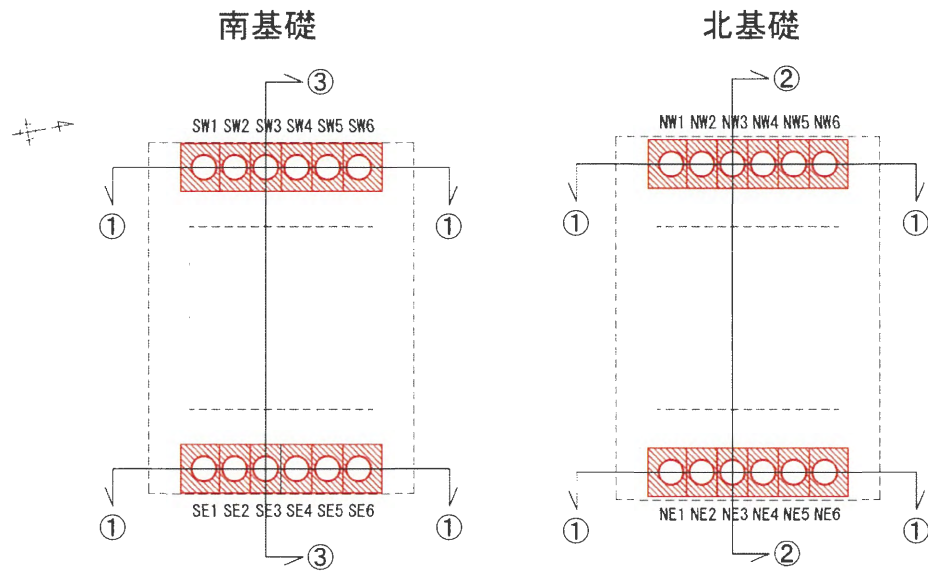


図 4.10-182 評価位置図（巻立て鉄筋コンクリート）
（図 4.10-65 の再掲）

【断面力の分担方法】

- ・ 鋼管杭のせん断力

$$V_s = \alpha_s \times V$$

$$\alpha_s = Z_s / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

- ・ 巻立て鉄筋コンクリートのせん断力

$$V_{rc} = \alpha_{rc} \times V$$

$$\alpha_{rc} = A_s \times Z_{rc} / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

ここで、 V : 鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリート一体構造において算出したせん断力

A_s : 軸方向引張鉄筋の総断面積

Z_s : 鋼管杭の断面係数

Z_{rc} : 圧縮応力度の作用位置から引張鉄筋の図芯までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい (d は有効高さ)

【鉄筋コンクリートの有効断面】

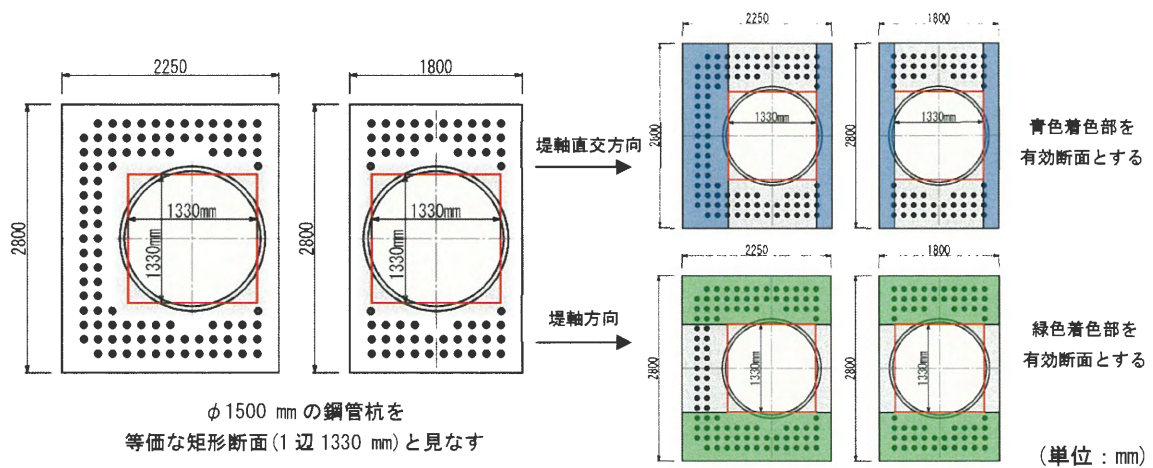


図 4. 10-183 せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方
(北基礎の例)
(図 4. 10-72 の再掲)

表 4.10-50 セン断力に対する照査結果（重畳時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強鉄筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a	断面力図
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm) *1					
地盤 パネ 3	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D35 Φ 300 (SD390)	3079	6884	0.45	—
			NE6	①-①断面	2800	2250	1875	D32 Φ 300 (SD390)	3164	6324	0.51	—
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D35 Φ 300 (SD390)	2394	4462	0.54	—
			NE2	①-①断面	2800	1800	1275	D32 Φ 300 (SD390)	1025	4300	0.24	—
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D32 Φ 300 (SD390)	2836	5663	0.51	—
			SE1	①-①断面	2800	2250	1875	D32 Φ 300 (SD390)	3413	6324	0.54	—
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D32 Φ 300 (SD390)	2312	3652	0.64	—
			SE5	①-①断面	2800	1800	1275	D32 Φ 300 (SD390)	957	4300	0.23	—
地盤 パネ 4	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D35 Φ 300 (SD390)	3358	6884	0.49	—
			NE6	①-①断面	2800	2250	1875	D32 Φ 300 (SD390)	4834	6324	0.77	—
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D35 Φ 300 (SD390)	2566	4462	0.58	○
			NE4	①-①断面	2800	1800	1275	D32 Φ 300 (SD390)	1351	4300	0.32	—
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D32 Φ 300 (SD390)	2961	5663	0.53	—
			SE6	①-①断面	2800	2250	1875	D32 Φ 300 (SD390)	3789	6324	0.60	—
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D32 Φ 300 (SD390)	2426	3652	0.67	○
			SE5	①-①断面	2800	1800	1275	D32 Φ 300 (SD390)	1039	4300	0.25	—
地盤 パネ 5	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D35 Φ 300 (SD390)	3140	6884	0.46	—
			NE6	①-①断面	2800	2250	1875	D32 Φ 300 (SD390)	4929	6324	0.78	○
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D35 Φ 300 (SD390)	2416	4462	0.55	—
			NE2	①-①断面	2800	1800	1275	D32 Φ 300 (SD390)	1363	4300	0.32	—
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D32 Φ 300 (SD390)	2667	5663	0.48	—
			SE6	①-①断面	2800	2250	1875	D32 Φ 300 (SD390)	3972	6324	0.63	○
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D32 Φ 300 (SD390)	2105	3652	0.58	—
			SE5	①-①断面	2800	1800	1275	D32 Φ 300 (SD390)	1150	4300	0.27	—

注記 鉄筋仕様の表記について一例を示す。D35 Φ 300 は、巻立て鉄筋コンクリートのせん断補強鉄筋の仕様であり、公称直径 34.9 mm の異形棒鋼 D35 を鉄筋間隔 300 mm で配置することを示す。せん断補強鉄筋の材質は SD390 である。他の鉄筋仕様の表記についても同様で鉄筋径のみが異なる。

発生せん断力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.10-182 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：東向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸方向の組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため、堤軸方向の慣性力及び応答変位が最大になる。したがって、巻立て鉄筋コンクリートの堤軸方向のせん断力が大きく発生するため、このケースにおいて巻立て鉄筋コンクリートのせん断力に対する最大照査値が発生する。

表 4.10-51 セン断力に対する照査結果（重畳時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強鉄筋)	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	断面力図
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm) *1					
地盤 パネ 3	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D35 Φ 300 (SD390)	3537	7754	0.46	—
			NE1	①-①断面	2800	2250	1875	D32 Φ 300 (SD390)	5241	7187	0.73	—
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D35 Φ 300 (SD390)	2794	4999	0.56	—
			NE2	①-①断面	2800	1800	1275	D32 Φ 300 (SD390)	1511	4887	0.31	—
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D32 Φ 300 (SD390)	2984	6405	0.47	—
			SE6	①-①断面	2800	2250	1875	D32 Φ 300 (SD390)	5063	7187	0.71	—
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D32 Φ 300 (SD390)	2467	4115	0.60	—
			SE5	①-①断面	2800	1800	1275	D32 Φ 300 (SD390)	1458	4887	0.30	—
地盤 パネ 4	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D35 Φ 300 (SD390)	3707	7754	0.48	—
			NE1	①-①断面	2800	2250	1875	D32 Φ 300 (SD390)	5689	7187	0.80	—
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D35 Φ 300 (SD390)	2918	4999	0.59	○
			NE2	①-①断面	2800	1800	1275	D32 Φ 300 (SD390)	1756	4887	0.36	—
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D32 Φ 300 (SD390)	3161	6405	0.50	—
			SE6	①-①断面	2800	2250	1875	D32 Φ 300 (SD390)	5484	7187	0.77	—
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D32 Φ 300 (SD390)	2576	4115	0.63	○
			SE5	①-①断面	2800	1800	1275	D32 Φ 300 (SD390)	1526	4887	0.32	—
地盤 パネ 5	北基礎	端部杭	NW1	②-②断面	2250	2800	2375	D35 Φ 300 (SD390)	3528	7754	0.46	—
			NE1	①-①断面	2800	2250	1875	D32 Φ 300 (SD390)	5871	7187	0.82	○
		中間杭	NW2	②-②断面	1800	2800	2375	D35 Φ 300 (SD390)	2754	4999	0.56	—
			NE2	①-①断面	2800	1800	1275	D32 Φ 300 (SD390)	1790	4887	0.37	—
	南基礎	端部杭	SW6	③-③断面	2250	2800	2300	D32 Φ 300 (SD390)	3130	6405	0.49	—
			SE6	①-①断面	2800	2250	1875	D32 Φ 300 (SD390)	5745	7187	0.80	○
		中間杭	SW4	③-③断面	1800	2800	2300	D32 Φ 300 (SD390)	2541	4115	0.62	—
			SE5	①-①断面	2800	1800	1275	D32 Φ 300 (SD390)	1619	4887	0.34	—

注記 鉄筋仕様の表記について一例を示す。D35 Φ 300 は、巻立て鉄筋コンクリートのせん断補強鉄筋の仕様であり、公称直径 34.9 mm の異形棒鋼 D35 を鉄筋間隔 300 mm で配置することを示す。せん断補強鉄筋の材質は SD390 である。他の鉄筋仕様の表記についても同様で鉄筋径のみが異なる。

発生せん断力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

評価位置は図 4.10-182 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向の組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため、堤軸方向の慣性力、動水圧及び応答変位が最大になる。この場合には、慣性力、動水圧及び津波荷重により鋼製防護壁の支間部のたわみに伴い接合部に水平回転変位が発生し、頂版鉄筋コンクリートにも回転変位が生じる。頂版の水平回転に伴い、鋼管杭頭部付近に堤軸方向の曲げ変形及びせん断変形が生じる。したがって、巻立て鉄筋コンクリートの堤軸方向のせん断力が発生し、このケースにおいて巻立て鉄筋コンクリートのせん断力に対する最大照査値が発生する。

複合断面力 4198 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 2566 kN 北基礎
 鋼管杭 1632 kN

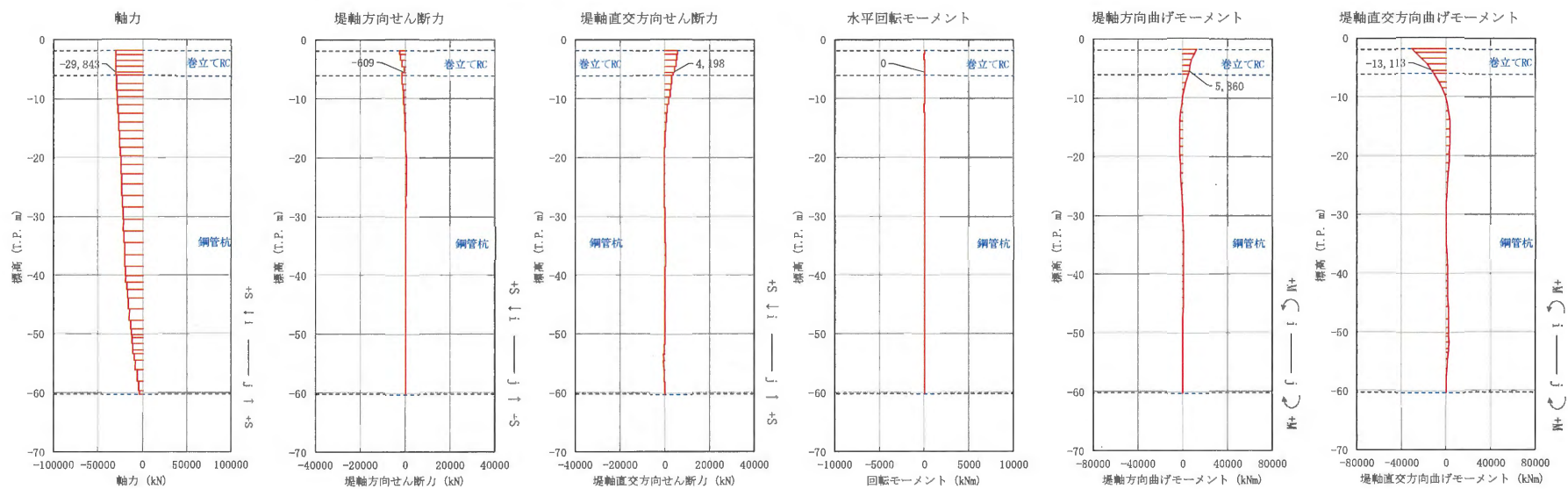


図 4.10-184 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
 ②-②断面（重畳時（基準津波），北基礎，地盤バネ4）

複合断面力 4816 kN

巻立て鉄筋コンクリート 2426 kN

鋼管杭 2390 kN

南基礎

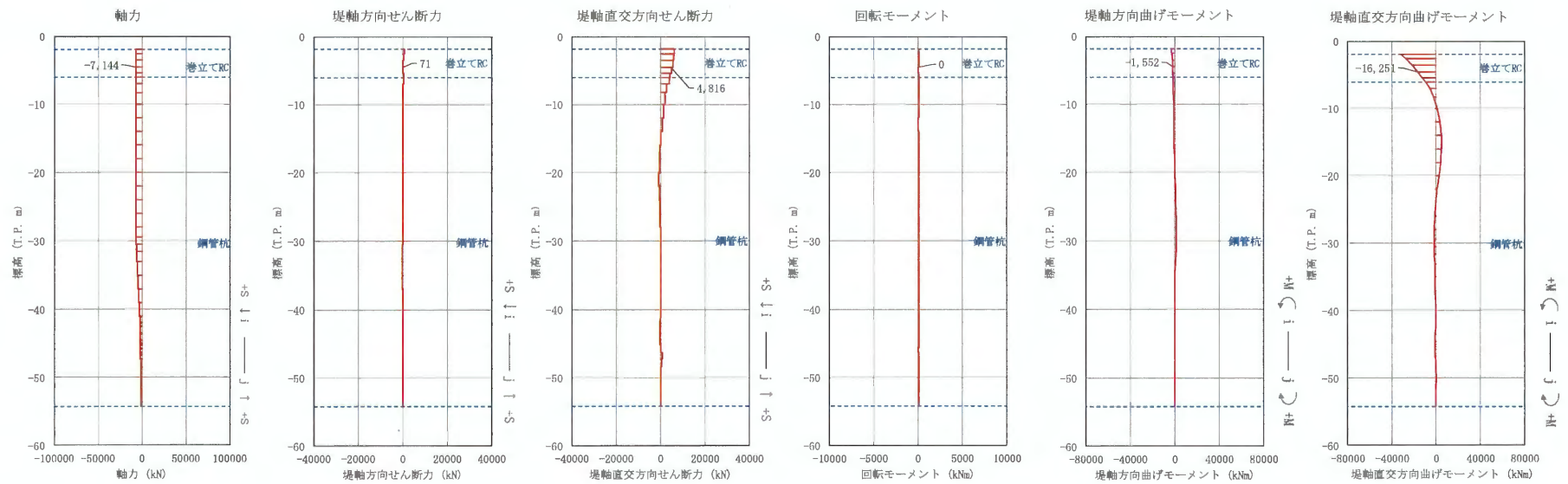


図 4.10-185 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (重疊時 (基準津波), 南基礎, 地盤バネ 4)

複合断面力 7909 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 4929 kN
 鋼管杭 2980 kN

北基礎

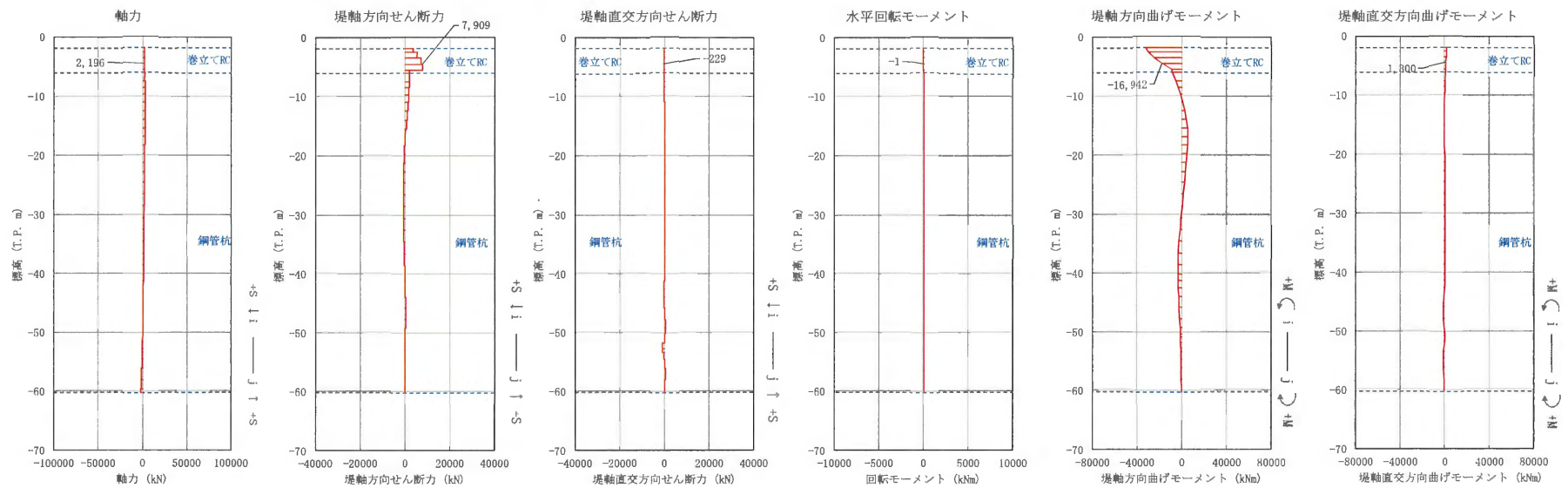


図 4.10-186 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
 ①-①断面 (重疊時 (基準津波), 北基礎, 地盤バネ 5)

複合断面力 6567 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 3972 kN
 鋼管杭 2595 kN

南基礎

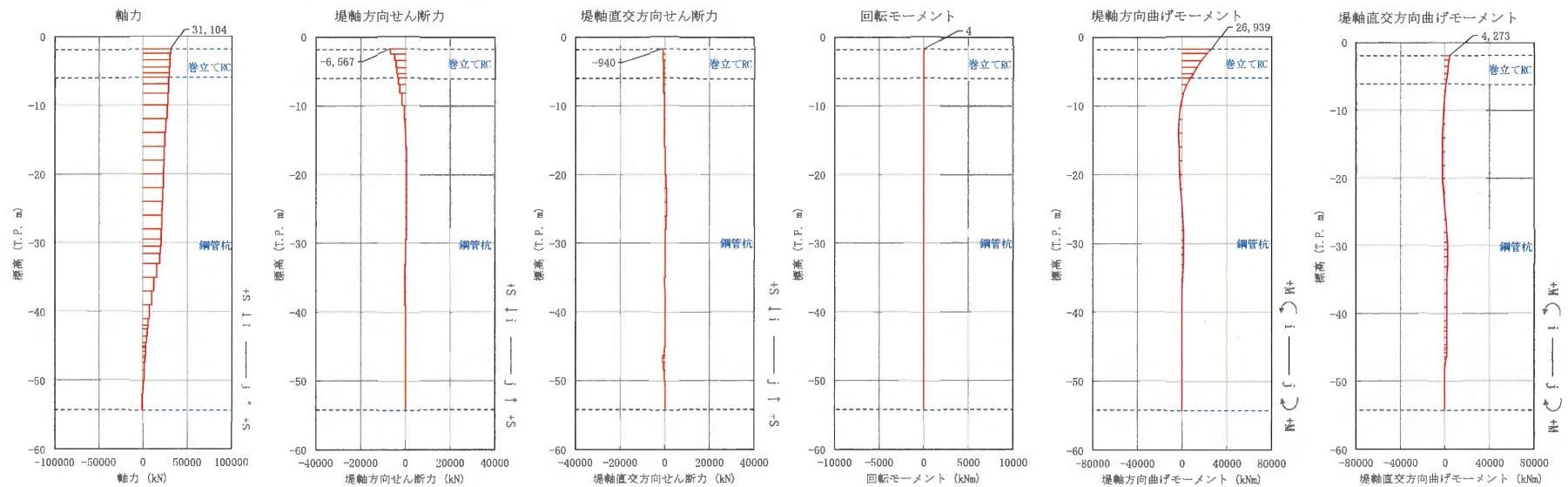


図 4.10-187 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (重畳時 (基準津波), 南基礎, 地盤バネ 5)

複合断面力 4775 kN

巻立て鉄筋コンクリート 2918 kN

鋼管杭 1857 kN

北基礎

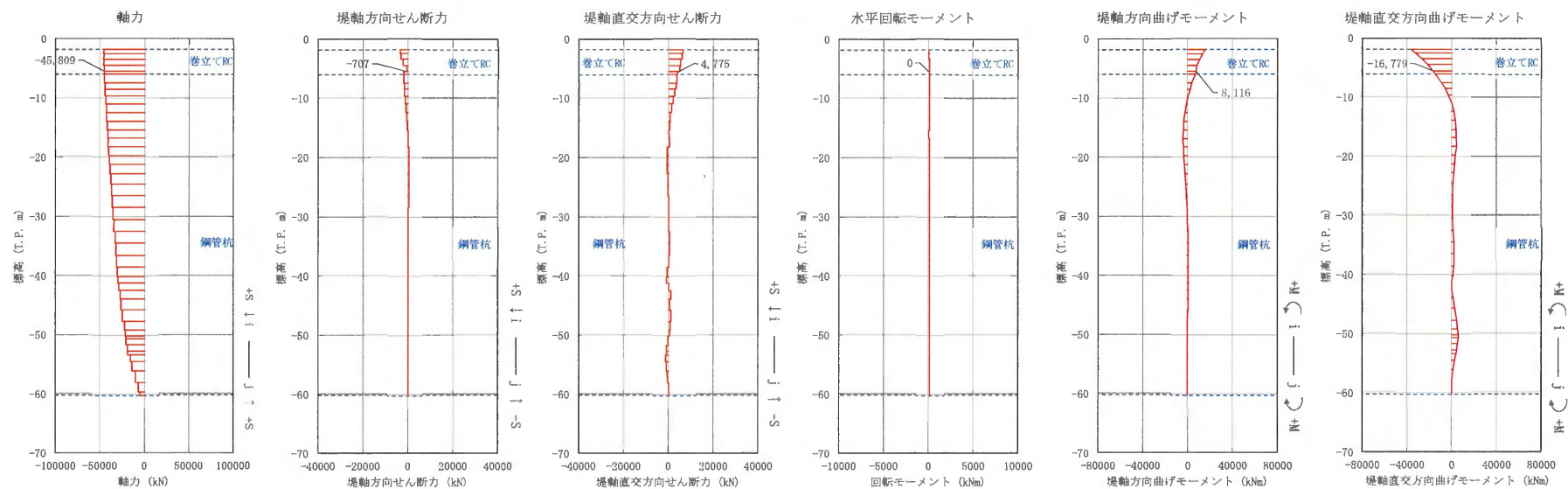


図 4.10-188 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

②-②断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 4)

複合断面力 5114 kN

巻立て鉄筋コンクリート 2576 kN

鋼管杭 2538 kN

南基礎

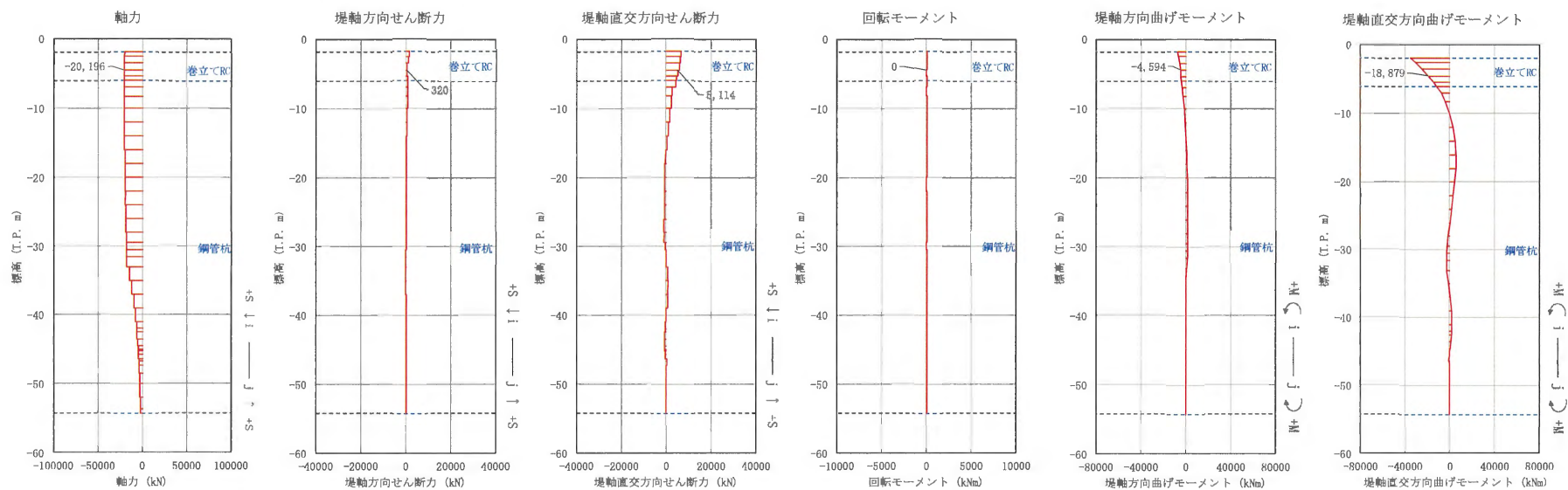


図 4.10-189 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (重疊時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ4)

複合断面力 9420 kN

巻立て鉄筋コンクリート 5871 kN

鋼管杭 3549 kN

北基礎

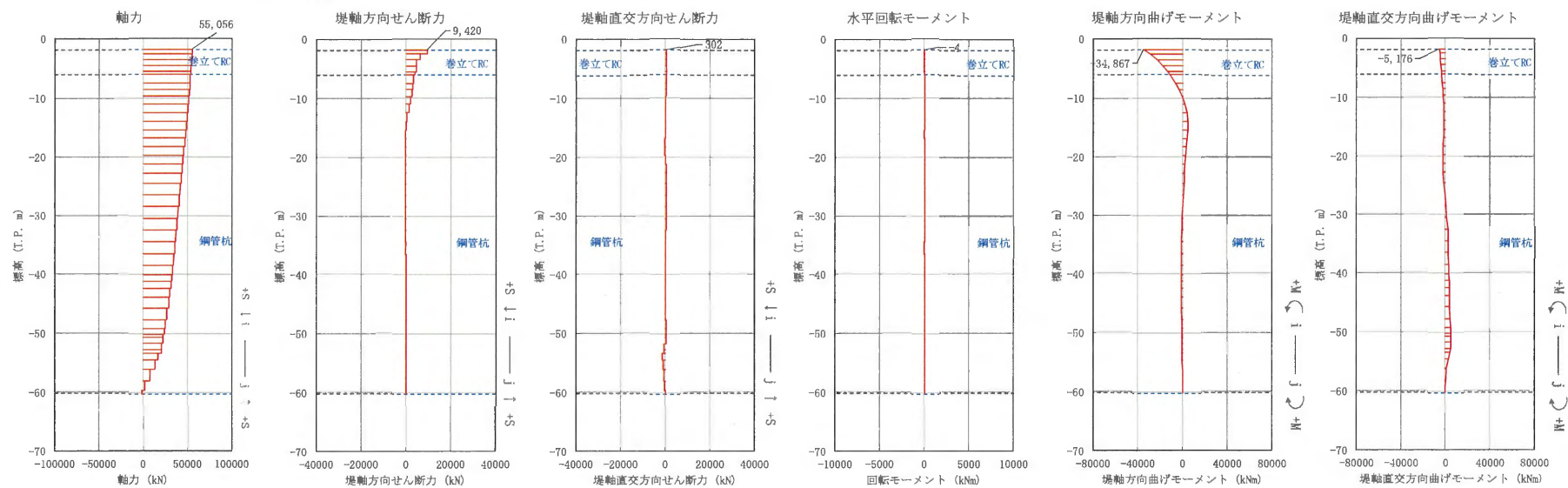


図 4.10-190 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 5)

複合断面力 9499 kN
 巻立て鉄筋コンクリート 5745 kN
 鋼管杭 3754 kN

南基礎

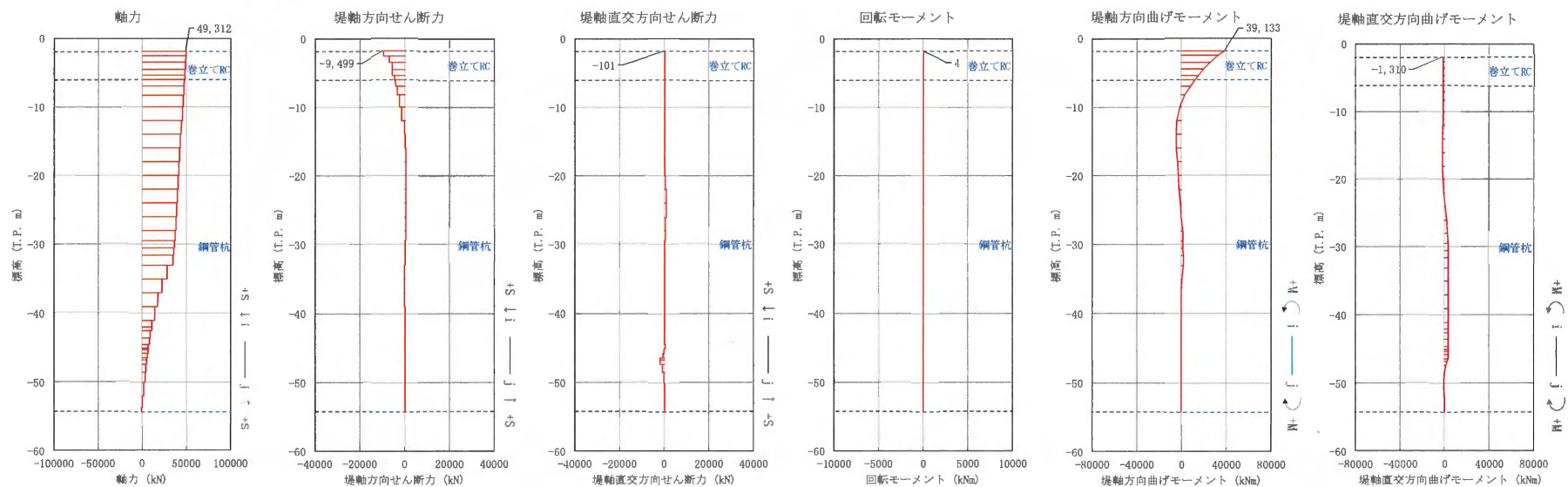


図 4.10-191 巻立て鉄筋コンクリートにおいてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 5)

(ハ) 概略配筋図

評価結果で決定された配筋を図 4.10-81～図 4.10-83 に示す。

ロ. 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭

(イ) 曲げ軸力に対する評価結果

曲げ軸力に対する評価は、図 4.10-192 に示す評価位置図の鋼管杭に対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の名称は、以下のルールに従う。最初のアλファベットは、Nが北基礎の鋼管杭であり、Sが南基礎の鋼管杭であることを示す。2番目のアλファベットは、Eが東側の鋼管杭であり、Wが西側の鋼管杭であることを示す。末尾の数字は、南端の鋼管杭を1として北に向かって昇順で設定し、北端の鋼管杭を6とする。

3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。巻立て鉄筋コンクリートの複合断面と照査断面位置を図 4.10-193 に示す。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-52 及び表 4.10-53 に示す。なお、発生断面力及び発生応力度は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-52 及び表 4.10-53 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-194～図 4.10-197 に示す。

鋼管杭に分担される発生応力度に対して許容応力度法による照査を行った結果、評価位置において鋼管杭の曲げ圧縮応力度と曲げ引張応力度が許容限界以下であることを確認した。なお、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の圧縮応力度に対する最大照査値は、重畳時（基準津波）において地盤バネ5の北基礎のNW2鋼管杭の0.34、重畳時（敷地に遡上する津波）において地盤バネ5の南基礎のSW5鋼管杭の0.41である。引張応力度に対する最大照査値は、重畳時（基準津波）において地盤バネ5の北基礎のNE2鋼管杭の0.49であり、重畳時（敷地に遡上する津波）において地盤バネ5の南基礎のSE5鋼管杭の0.63である。

以上のことから、鋼管杭の構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

平面図

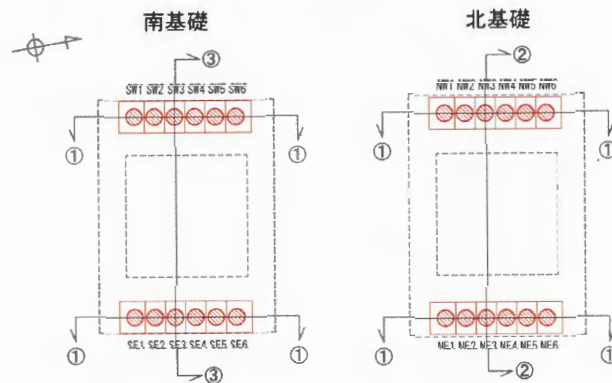


図 4.10-192 評価位置図（巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭）
（図 4.10-84 の再掲）

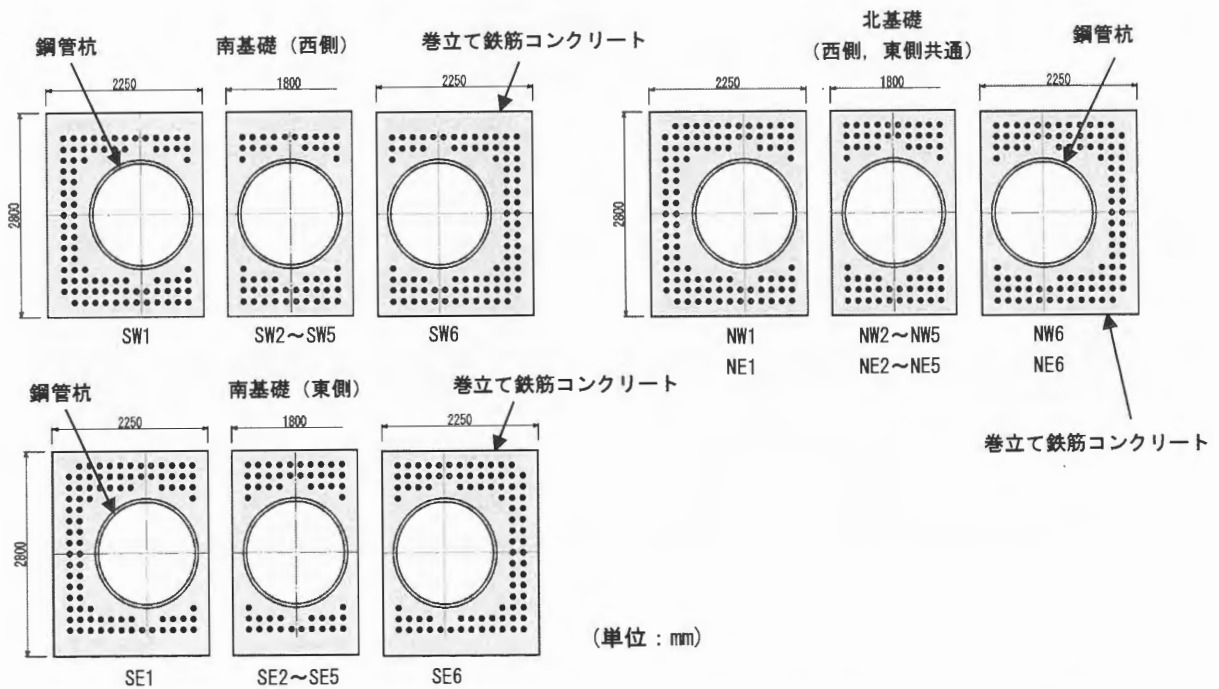
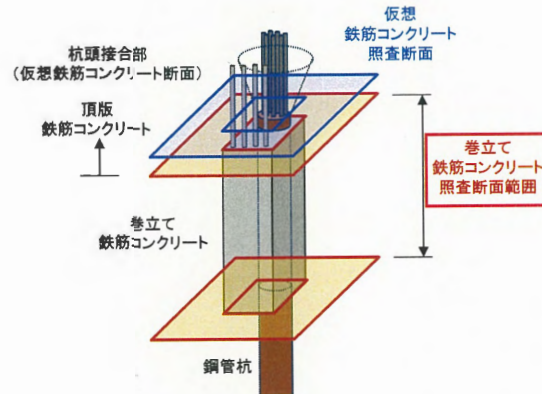


図 4.10-193 巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面と照査断面位置
（図 4.10-66 の再掲）

表 4.10-52 曲げ軸力照査結果 (重畳時 (基準津波))

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			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}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	北基礎	圧縮 応力度	NW2	②－②断面	SBHS500	1500	50	-27370	-26524	125.6	442.5	0.29	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	10955					
		引張 応力度	NE2	②－②断面	SBHS500	1500	50	2085	21646	151.4	442.5	0.35	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-10526					
	南基礎	圧縮 応力度	SW5	③－③断面	SBHS500	1500	50	-23668	-27166	124.5	442.5	0.29	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-11318					
		引張 応力度	SE5	③－③断面	SBHS500	1500	50	5758	22716	175.4	442.5	0.40	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	11194					
地盤 パネ 4	北基礎	圧縮 応力度	NW2	②－②断面	SBHS500	1500	50	-23884	-23339	147.6	442.5	0.34	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	18141					
		引張 応力度	NE2	②－②断面	SBHS500	1500	50	-1169	16106	206.9	442.5	0.47	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	1563					
	南基礎	圧縮 応力度	SW5	③－③断面	SBHS500	1500	50	-19322	-14647	135.4	442.5	0.31	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-3866					
		引張 応力度	SE5	③－③断面	SBHS500	1500	50	500	23940	198.5	442.5	0.45	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	13707					
地盤 パネ 5	北基礎	圧縮 応力度	NW2	②－②断面	SBHS500	1500	50	-20321	-11006	149.2	442.5	0.34	— ①
				①－①断面	SBHS500	1500	50	18905					
		引張 応力度	NE2	②－②断面	SBHS500	1500	50	-3088	23695	214.6	442.5	0.49	○ ②
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-17951					
	南基礎	圧縮 応力度	SW5	③－③断面	SBHS500	1500	50	-17510	-5298	141.4	442.5	0.32	—
				①－①断面	SBHS500	1500	50	-3623					
		引張 応力度	SE5	③－③断面	SBHS500	1500	50	3471	27135	206.9	442.5	0.47	○
				①－①断面	SBHS500	1500	50	13540					

注記 評価位置は図 4.10-192 に示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。①の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。西側の巻立てコンクリート内の鋼管杭は津波荷重等の堤軸直交方向の荷重により西側の地盤に押し付けられ、大きな地盤反力を受けるため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が南向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。加えて、接合部及び頂版鉄筋コンクリートに発生する水平回転変位に伴い、堤軸方向の曲げモーメントが増大する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。さらに、鉛直方向の組合せ係数が下向き 0.4 倍であるため、軸圧縮力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、この組合せケースにおいて巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の圧縮応力度の最大照査値が発生する。

一方、②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。東側の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭は中実鉄筋コンクリートの背面側になるため、津波荷重等の堤軸直交方向の荷重が作用しても地盤反力が小さく、堤軸直交方向の曲げモーメントが小さくなる。堤軸方向の組合せ係数は北向き 1.0 倍であるため、堤軸方向の慣性力及び応答変位が最大になり、堤軸方向の曲げモーメントが大きくなる。加えて、接合部及び頂版鉄筋コンクリートに発生する水平回転変位に伴い、堤軸方向の曲げモーメントが増大する。さらに、鉛直方向の組合せ係数が上向き 0.4 倍であるため軸引張力が増加する。以上のことから、この組合せケースにおいて巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の引張応力度に対する最大照査値が発生する。

表 4.10-53 曲げ軸力照査結果（重畳時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力		発生 応力度	短期許容 応力度	照査値	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	σ_s / σ_{sa}	
地盤 パネ 3	北基礎	圧縮 応力度	NW2	②-②断面	SBHS500	1500	50	-33368	-42800	176.5	500	0.36	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	14878					
		引張 応力度	NE2	②-②断面	SBHS500	1500	50	-3504	42298	252.2	500	0.51	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-14866					
	南基礎	圧縮 応力度	SW5	③-③断面	SBHS500	1500	50	-28637	-43853	184.0	500	0.37	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-17342					
		引張 応力度	SE5	③-③断面	SBHS500	1500	50	1250	40649	282.8	500	0.57	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	17346					
地盤 パネ 4	北基礎	圧縮 応力度	NW2	②-②断面	SBHS500	1500	50	-28583	-38414	193.8	500	0.39	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	21832					
		引張 応力度	NE2	②-②断面	SBHS500	1500	50	-6676	41439	301.2	500	0.61	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-21464					
	南基礎	圧縮 応力度	SW5	③-③断面	SBHS500	1500	50	-30192	-46253	193.8	500	0.39	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-18256					
		引張 応力度	SE5	③-③断面	SBHS500	1500	50	3564	37226	302.4	500	0.61	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	14185					
地盤 パネ 5	北基礎	圧縮 応力度	NW2	②-②断面	SBHS500	1500	50	-26251	-38962	194.9	500	0.39	—
				①-①断面	SBHS500	1500	50	22460					
		引張 応力度	NE2	②-②断面	SBHS500	1500	50	-8593	43023	311.2	500	0.63	○
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-21975					
	南基礎	圧縮 応力度	SW5	③-③断面	SBHS500	1500	50	-28820	-47712	200.5	500	0.41	— ①
				①-①断面	SBHS500	1500	50	-19509					
		引張 応力度	SE5	③-③断面	SBHS500	1500	50	-1592	44629	312.2	500	0.63	○ ②
				①-①断面	SBHS500	1500	50	19541					

注記 評価位置は図 4.10-192 に示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。①の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。西側の巻立てコンクリート内の鋼管杭は、堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 1.0 倍であるため、慣性力、動水圧及び応答変位が最大になる。これらの荷重に加え津波荷重も作用するため、巻立て鉄筋コンクリートは西側の地盤に押し付けられ、大きな地盤反力を受ける。このため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が北向き 0.4 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが発生する。加えて、接合部及び頂版鉄筋コンクリートに発生する水平回転変位に伴い、堤軸方向の曲げモーメントが増大する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントが発生する。さらに、鉛直方向の組合せ係数が下向き 0.4 倍であるため、軸圧縮力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、この組合せケースにおいて巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の圧縮応力度の最大照査値が発生する。

一方、②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。東側の巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭は中実鉄筋コンクリートの背面側になるため、津波荷重等の堤軸直交方向の荷重が作用しても地盤反力が小さく、堤軸直交方向の曲げモーメントが小さくなる。堤軸方向の組合せ係数は南向き 0.4 倍であるため、堤軸方向の慣性力及び応答変位が作用し、堤軸方向の曲げモーメントが発生する。加えて、接合部及び頂版鉄筋コンクリートに発生する水平回転変位に伴い、堤軸方向の曲げモーメントが増大する。さらに、鉛直方向の組合せ係数が上向き 0.4 倍であるため軸引張力が増加する。以上のことから、この組合せケースにおいて巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の引張応力度に対する最大照査値が発生する。

北基礎

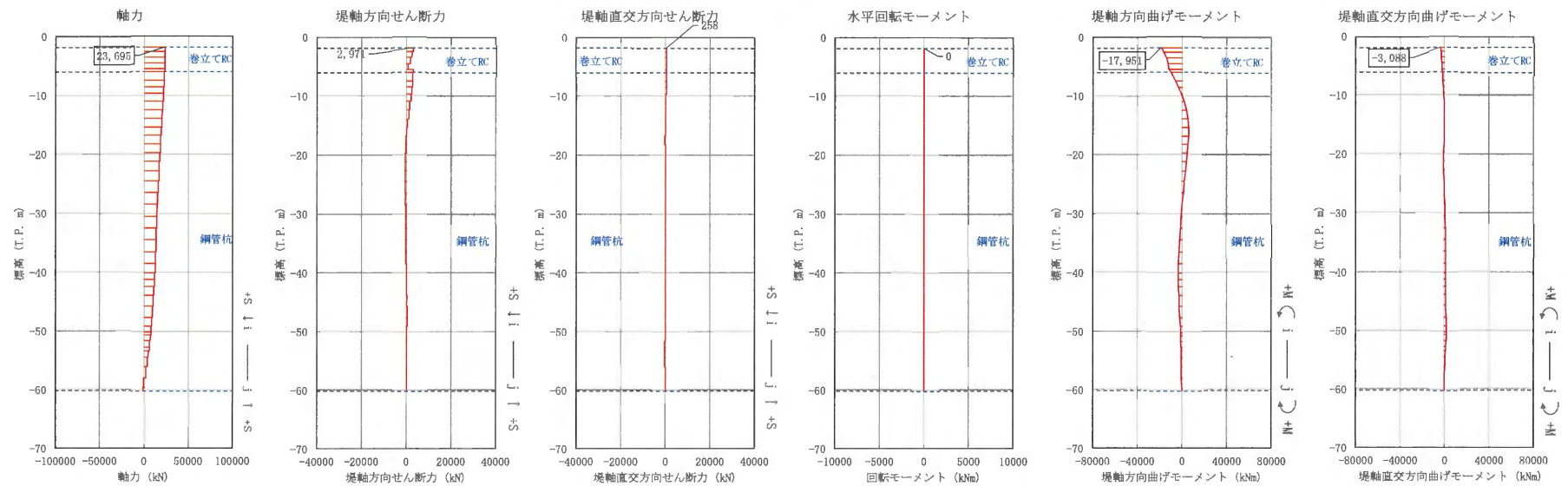


図 4.10-194 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①—①断面，②—②断面，（重畳時（基準津波），北基礎，地盤バネ5）

南基礎

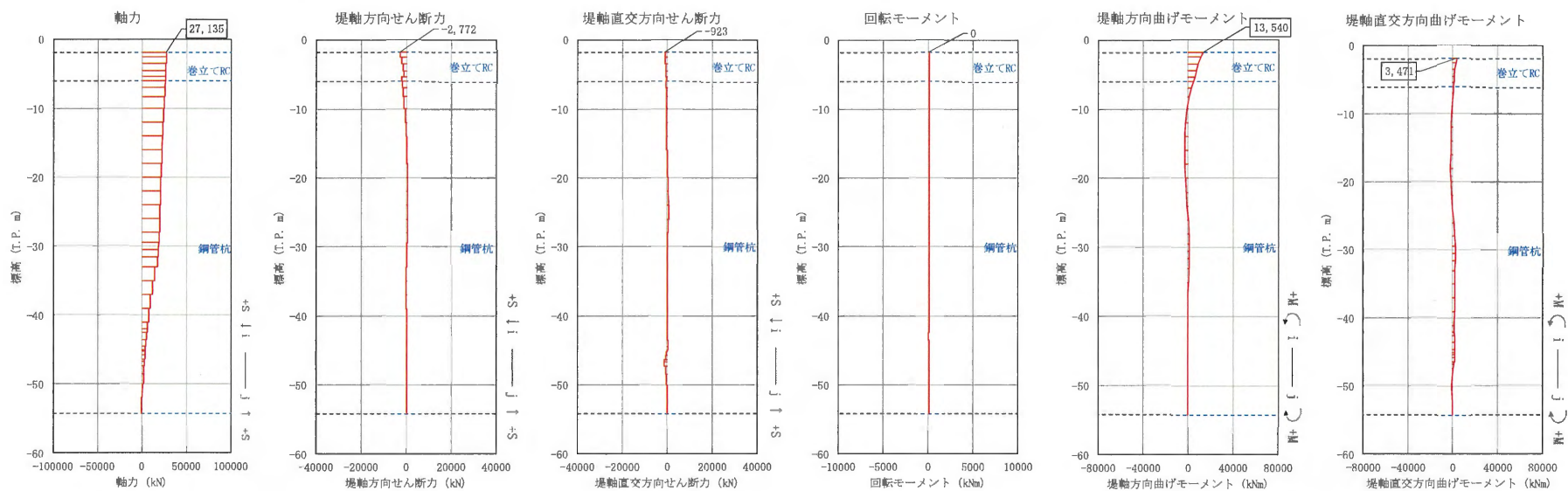


図 4.10-195 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面, ③-③断面, (重疊時 (基準津波), 南基礎, 地盤バネ 5)

北基礎

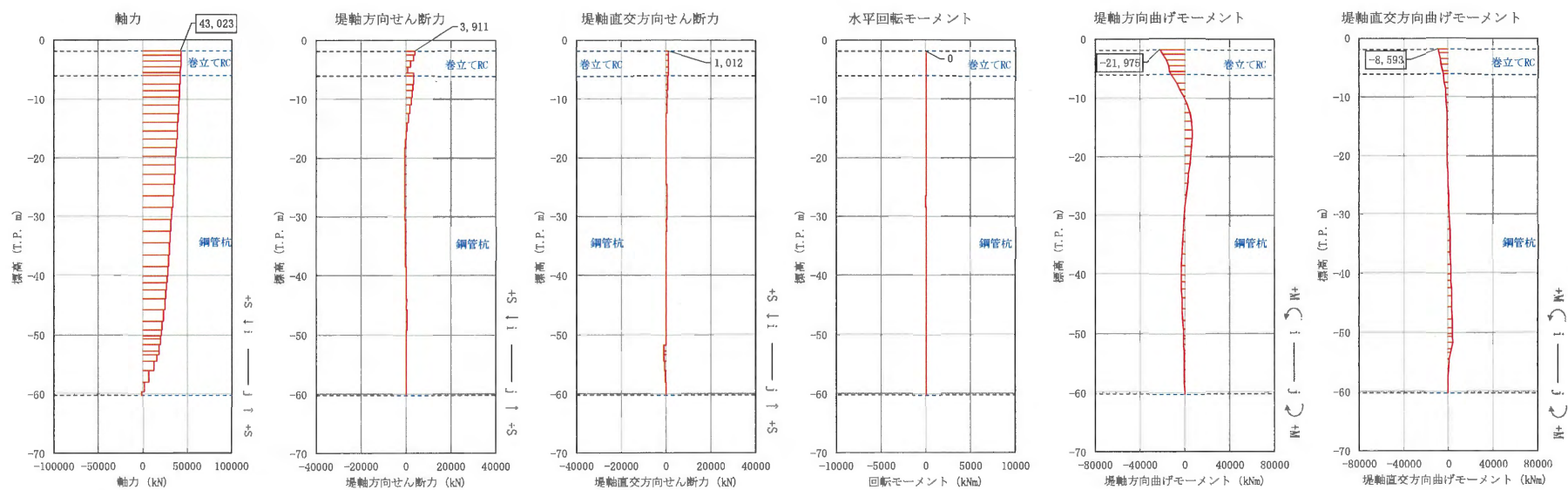


図 4.10-196 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図

①ー①断面, ②ー②断面, (重畳時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 5)

南基礎

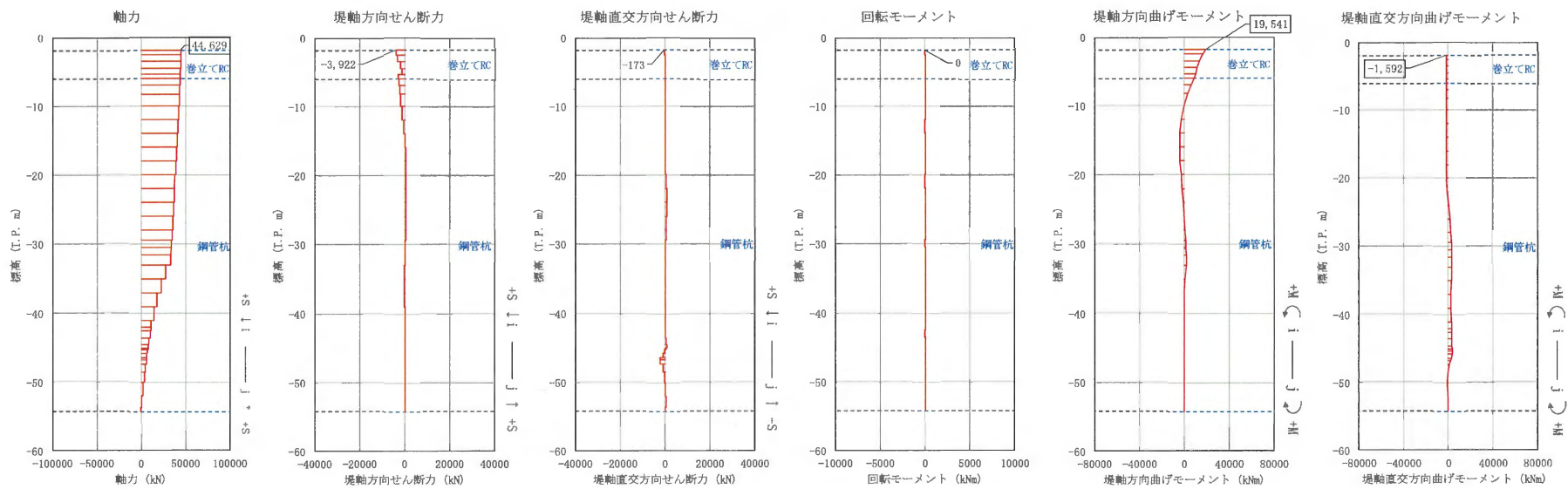


図 4.10-197 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭において曲げ軸力照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面, ③-③断面, (重疊時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 5)

(ロ) せん断力に対する評価結果

せん断力に対する評価は、曲げ軸力に対する評価と同様に図 4.10-198 に示す評価位置図の鋼管杭に対して行う。同図に示す巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の名称は、曲げ軸力に対する評価において示したものと同様である。

3次元静的フレーム解析によって得られるせん断力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。発生応力度は、鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方を図 4.10-199 に示す。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断力に対する照査結果を表 4.10-54 及び表 4.10-55 に示す。なお、発生せん断力及び発生せん断応力度は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-54 及び表 4.10-55 に示す照査結果では、北基礎及び南基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-200～図 4.10-207 に示す。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭に分担される発生せん断力に対して許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の発生せん断応力度が短期許容せん断応力度以下であることを確認した。なお、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断力に対する最大照査値は、重畳時（基準津波）において地盤バネ 5 の南基礎の SW 6 鋼管杭①－①断面の 0.29、重畳時（敷地に遡上する津波）において地盤バネ 5 の南基礎の SW 6 鋼管杭①－①断面の 0.35 である。

以上のことから、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の構造部材の発生せん断応力が許容限界以下であることを確認した。

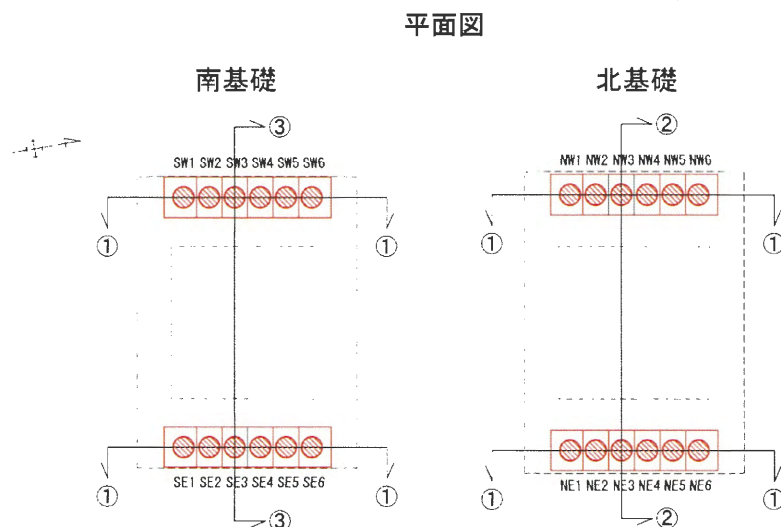


図 4.10-198 評価位置図（巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭）

（図 4.10-84 の再掲）

【断面力の分担方法】

- ・ 鋼管杭のせん断力

$$V_s = \alpha_s \times V$$

$$\alpha_s = Z_s / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

- ・ 巻立て鉄筋コンクリートのせん断力

$$V_{rc} = \alpha_{rc} \times V$$

$$\alpha_{rc} = A_s \times Z_{rc} / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

ここで、 V : 鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリート一体構造において算出したせん断力

A_s : 軸方向引張鉄筋の総断面積

Z_s : 鋼管杭の断面係数

Z_{rc} : 圧縮応力度の作用位置から引張鉄筋の図芯までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい (d は有効高さ)

【鉄筋コンクリートの有効断面】

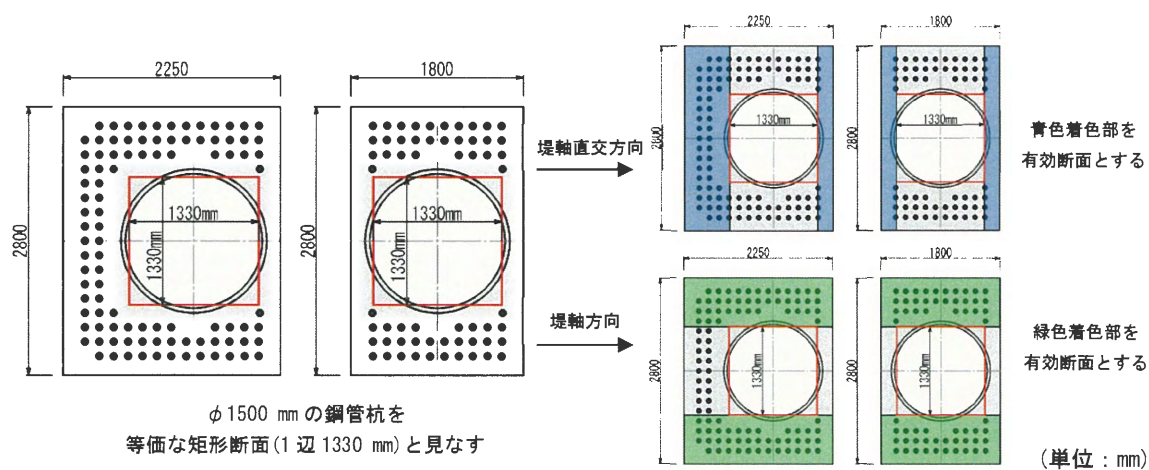


図 4.10-199 せん断力照査における巻立て鉄筋コンクリートの考え方
(北基礎の例)
(図 4.10-72 の再掲)

表 4.10-54 せん断力に対する照査結果（重畳時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力	発生 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{sa}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)	せん断力 (kN)				
地盤 パネ 3	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	6503	58.3	255	0.23	—
		NW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	6196	55.6	255	0.22	—
	南基礎	SW1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	6912	62.0	255	0.25	—
		SW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	7015	62.9	255	0.25	—
地盤 パネ 4	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	6883	61.7	255	0.25	○
		NW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	7922	71.0	255	0.28	—
	南基礎	SW1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	7089	63.6	255	0.25	○
		SW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	7984	71.6	255	0.29	—
地盤 パネ 5	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	6485	58.1	255	0.23	—
		NW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	8168	73.2	255	0.29	○
	南基礎	SW1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	6505	58.3	255	0.23	—
		SW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	8184	73.4	255	0.29	○

注記 評価位置は図 4.10-198 に示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸方向の組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため、堤軸方向の慣性力及び応答変位が最大になる。したがって、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の堤軸方向のせん断力が大きく発生するため、このケースにおいて巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断力に対する最大照査値が発生する。

表 4.10-55 せん断力に対する照査結果（重畳時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				鋼管杭仕様			発生断面力 せん断力 (kN)	発生 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{sa}	断面力図
					材質	外径 ϕ (mm)	肉厚 t (mm)					
地盤 パネ 3	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	7048	63.2	285	0.23	—
		NW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	8706	78.1	285	0.28	—
	南基礎	SW1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	7168	64.3	285	0.23	—
		SW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	9937	89.1	285	0.32	—
地盤 パネ 4	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	7326	65.7	285	0.24	○
		NW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	9538	85.5	285	0.31	—
	南基礎	SW1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	7435	66.7	285	0.24	○
		SW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	10847	97.3	285	0.35	—
地盤 パネ 5	北基礎	NW1	堤軸直交 方向	②－②断面	SBHS500	1500	50	7037	63.1	285	0.23	—
		NW1	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	9744	87.4	285	0.31	○
	南基礎	SW1	堤軸直交 方向	③－③断面	SBHS500	1500	50	6667	59.8	285	0.21	—
		SW6	堤軸 方向	①－①断面	SBHS500	1500	50	11007	98.7	285	0.35	○

注記 評価位置は図 4.10-198 に示す。

発生断面力は鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面として算出した値を示す。

発生応力度は鉄筋コンクリートと鋼管杭の分担を考慮して算出した値を示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸方向の組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため、堤軸方向の慣性力及び応答変位が最大になる。したがって、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭の堤軸方向のせん断力が大きく発生するため、このケースにおいて巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭のせん断力に対する最大照査値が発生する。

北基礎

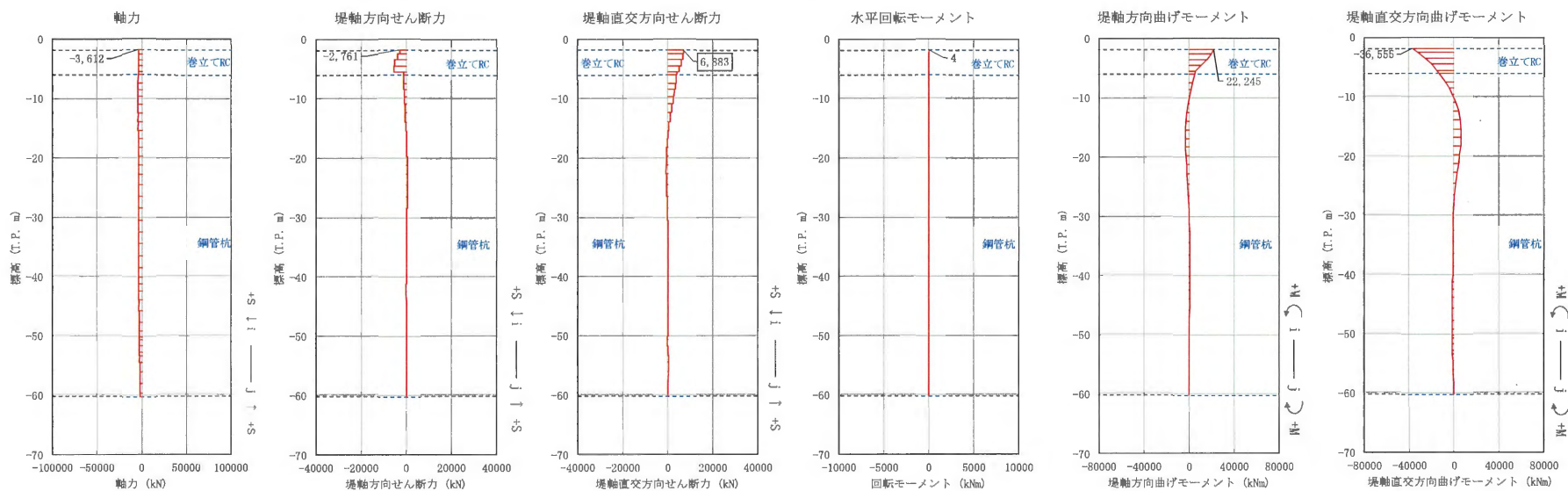


図 4.10-200 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
②-②断面（重畳時（基準津波），北基礎，地盤バネ4）

南基礎

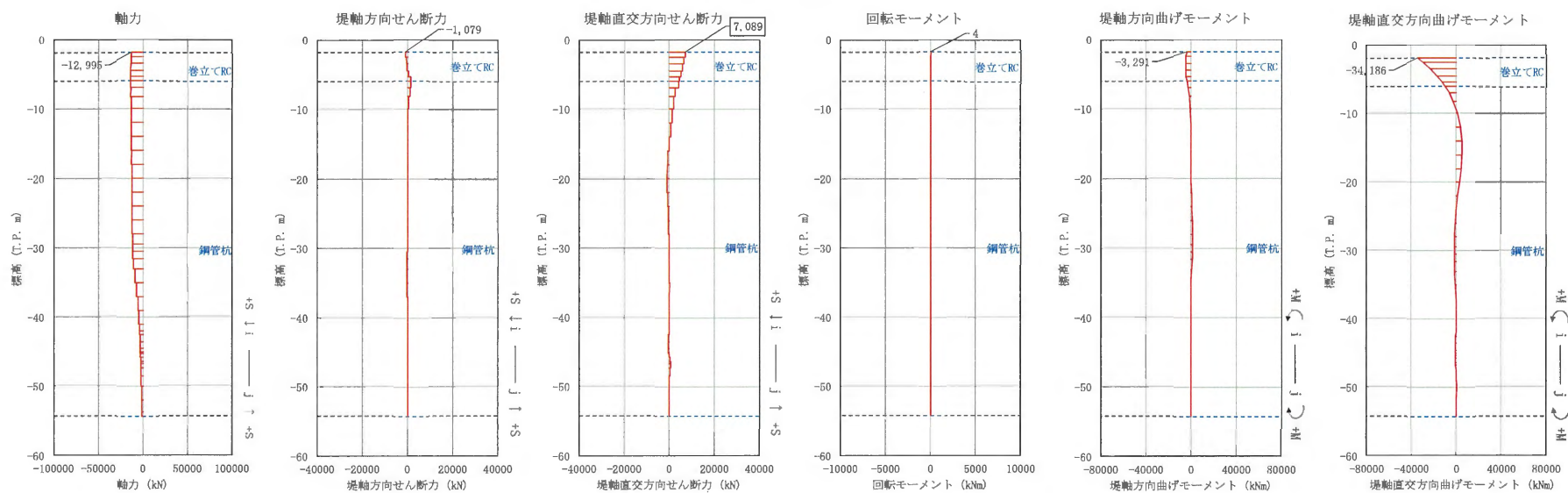


図 4.10-201 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

③-③断面 (重疊時 (基準津波), 南基礎, 地盤バネ4)

北基礎

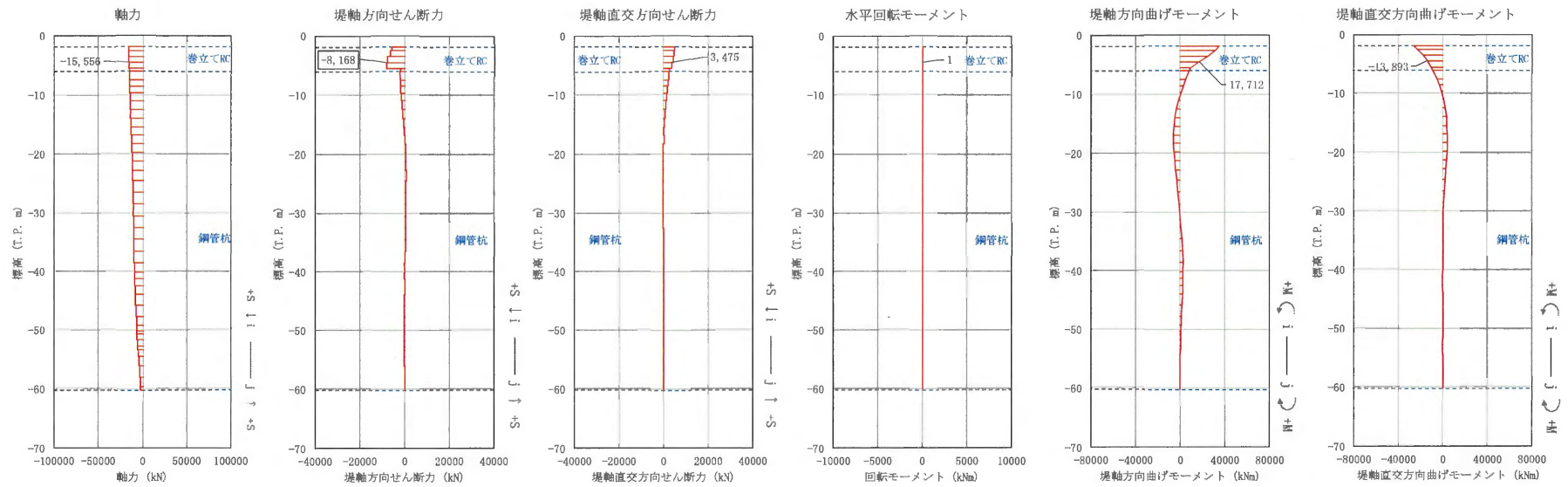


図 4.10-202 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面 (重疊時 (基準津波), 北基礎, 地盤バネ 5)

南基礎

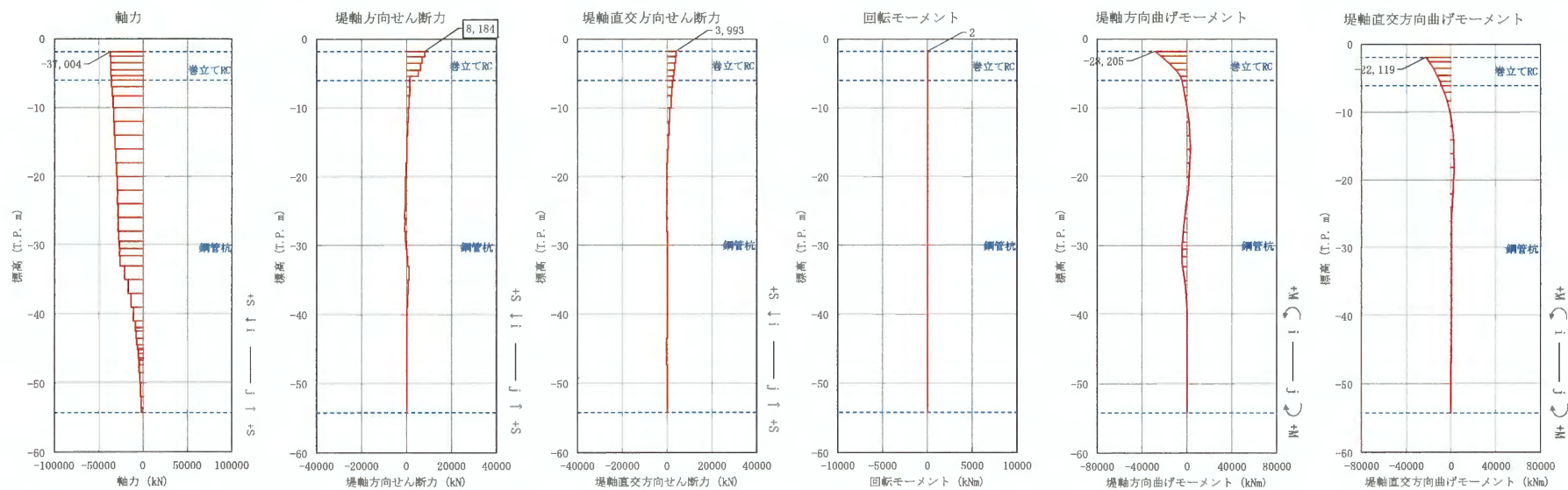


図 4.10-203 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面 (重畳時 (基準津波), 南基礎, 地盤バネ 5)

北基礎

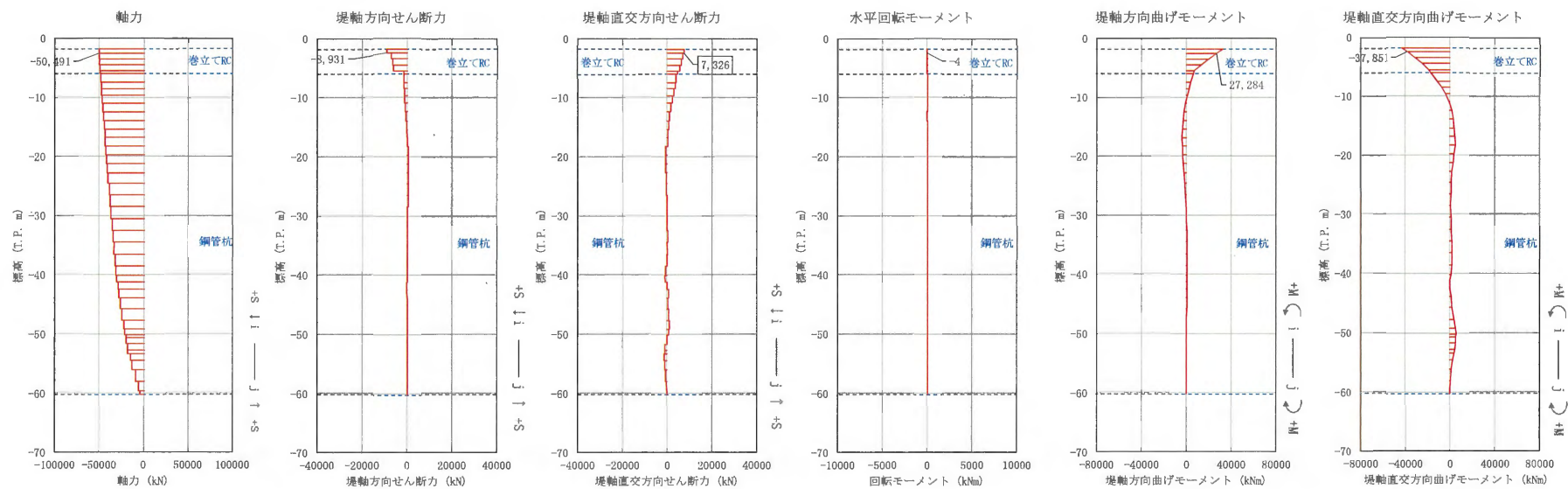


図 4.10-204 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

②-②断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 4)

南基礎

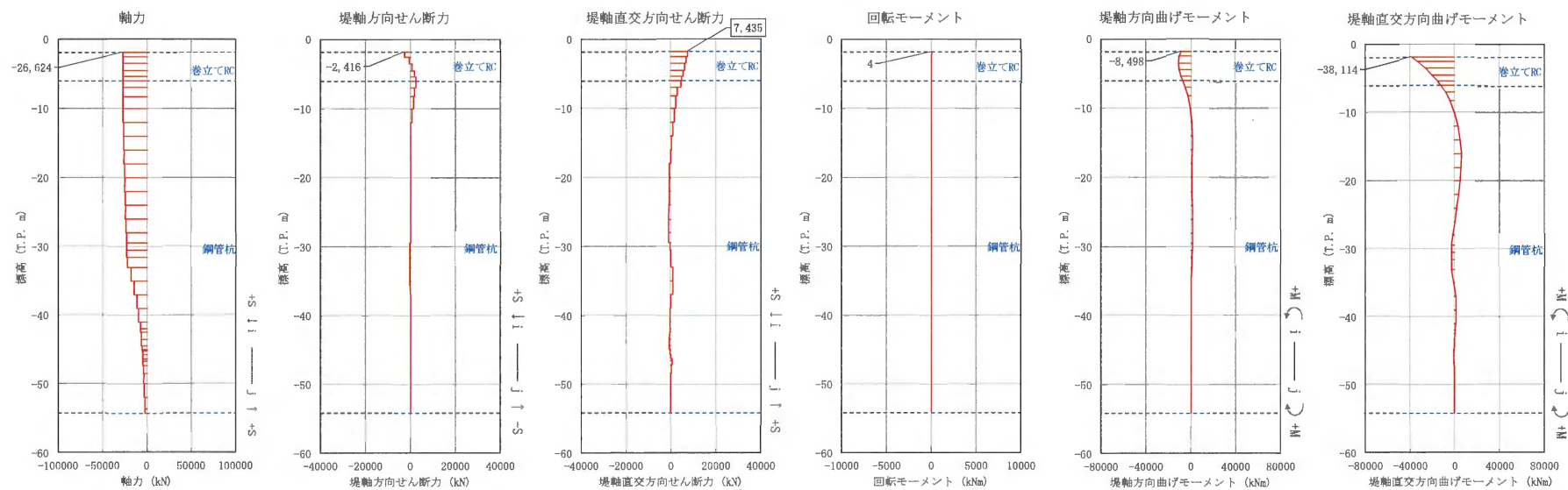


図 4.10-205 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
③ー③断面（重畳時（敷地に遡上する津波）、南基礎、地盤バネ4）

北基礎

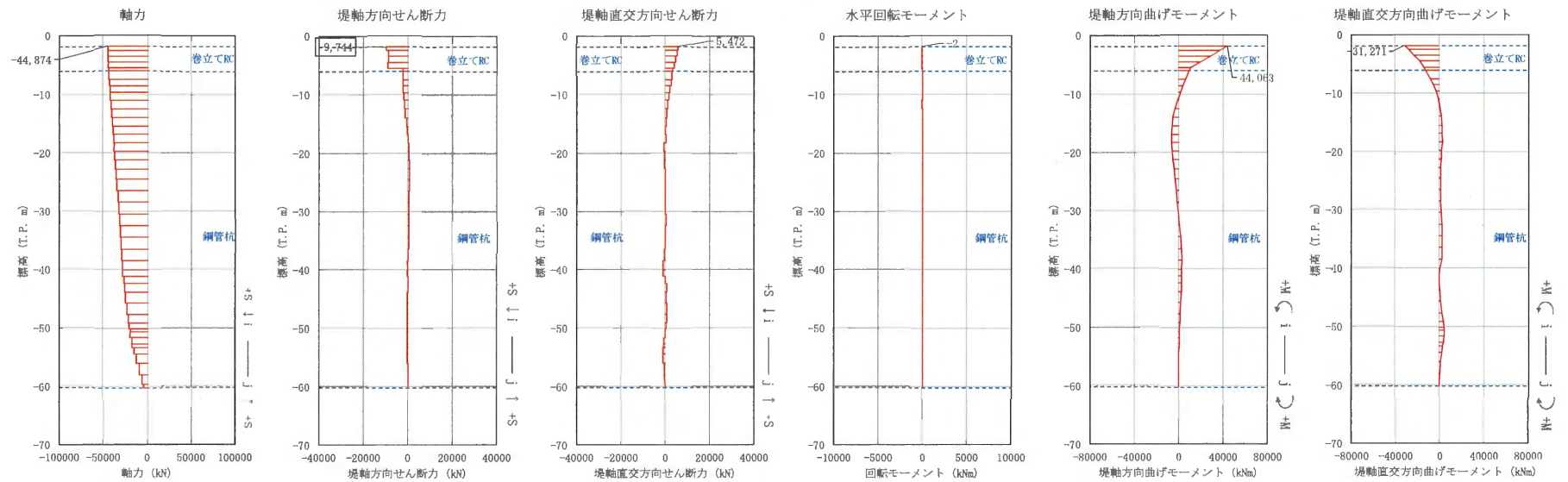


図 4.10-206 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図
①-①断面 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ5)

南基礎

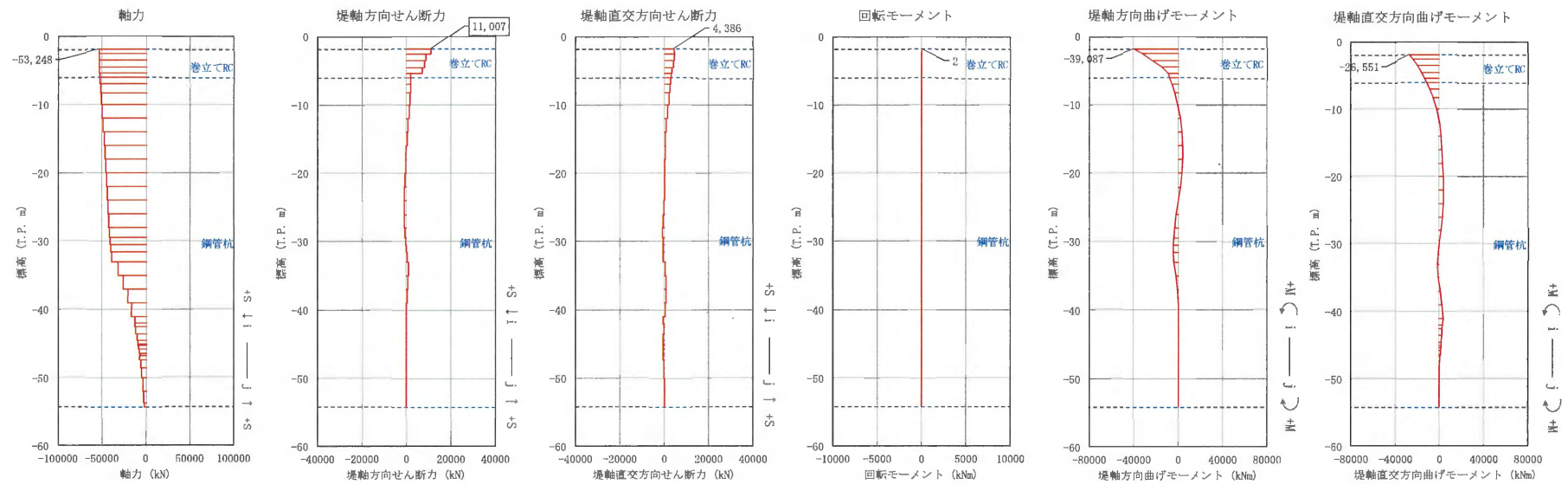


図 4.10-207 巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭においてせん断応力度照査結果が最も厳しい断面力図

①-①断面（重疊時（敷地に遡上する津波）、南基礎、地盤バネ5）

(ハ) 構造仕様

鋼管杭の構造仕様を図 4.10-64 に示す。鋼管杭の外径は 1500 mm であり，肉厚 50 mm である。材質は SBHS500 である。なお，鋼管杭の応力度算出及び鋼管杭の断面積と断面 2 次モーメントを算出する際は，腐食代 1 mm を考慮する。

(d) 杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）

イ. 鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリート部の曲げ軸力に対する評価結果

曲げ軸力評価に対する評価は、図 4.10-208 に示す評価位置図の鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリート部に対して行う。同図に示す鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリート部の名称は、鋼管杭と同様に以下のルールに従う。最初のアルファベットは、Nが北基礎の鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリートであり、Sが南基礎の鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。2番目のアルファベットは、Eが東側の鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリートであり、Wが西側の鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリートであることを示す。末尾の数字は、南端の鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリートを1として北に向かって昇順で設定し、北端の鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリートを6とする。また、末尾の番号が1及び6を端部杭、2～5を中間杭として照査結果を区別する。端部杭と中間杭として区別したのは、部材幅が異なるためである。

3次元静的フレーム解析によって得られる断面力に対して鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面で評価する。発生応力度は鋼管杭頭接合部と巻立て鉄筋コンクリート接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）の鉄筋及びコンクリートとして算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。鋼管杭頭部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置を図 4.10-209 に、巻立て鉄筋コンクリート部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置を図 4.10-210 に示す。

コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-56 及び表 4.10-57 に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-58 及び表 4.10-59 にそれぞれ示す。なお、発生応力度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。

杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）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。なお、コンクリートの曲げ軸力照査の最大照査値は、巻立て鉄筋コンクリート断面の接合部が重畳時（基準津波）において0.94（発生位置は地盤バネ5の北基礎のNW1端部杭の接合部）であり、重畳時（敷地に遡上する津波）において0.85（地盤バネ5の南基礎のSW6端部杭の接合部）である。鋼管杭断面の接合部の最大照査値は、重畳時（基準津波）において0.38（発生位置は地盤バネ5の北基礎のNE1鋼管杭の接合部）であり、重畳時（敷地に遡上する津波）において0.37（発生位置は地盤バネ5の北基礎のNE1鋼管杭の接合部）である。一方、鉄筋の曲げ軸力照査の最大照査値は、巻立て鉄筋コンクリート断面の接合部が重畳時（基準津波）において0.74（発生位置は地盤バネ4の南基礎のSE5中間杭の接合部）であり、重畳時（敷地に遡上する津波）において0.96（発生位置は地盤バネ4の南基礎のSE5中間杭の接合部）である。鋼管杭断面の接合部が、重畳時（基準津波）において0.41（発生位置は地盤バネ5の北基礎のNE2鋼管杭の接合部）であり、重畳時（敷地に遡上する津波）において0.55（発生位置は地盤バネ3の南基礎のSE6鋼管杭の接合部）である。

以上のことから、鋼管杭頭部及び巻立て鉄筋コンクリート部の構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

平面図

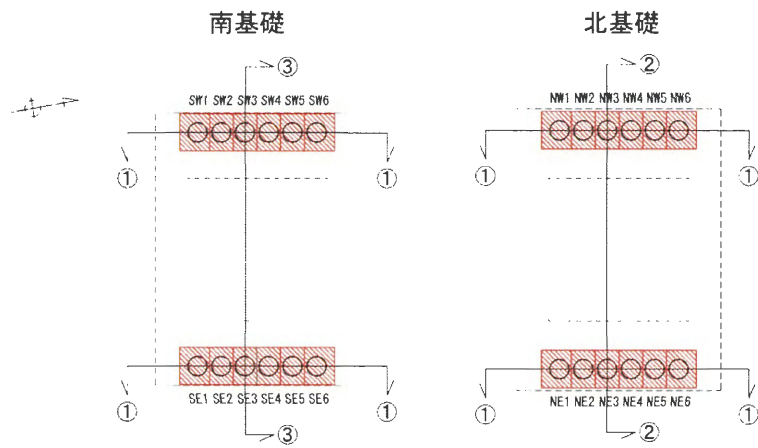
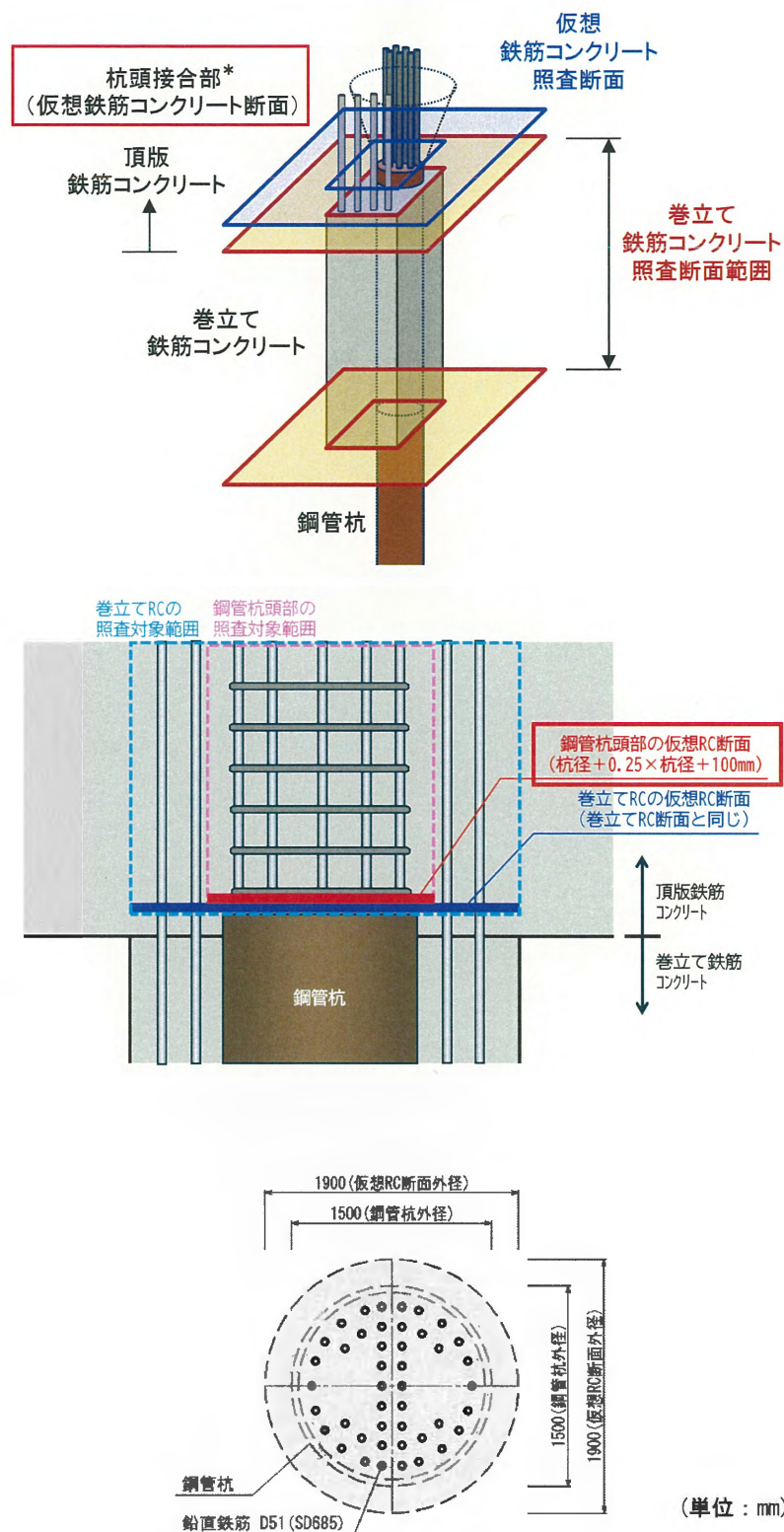


図 4.10-208 評価位置図 (杭頭接合部)

(図 4.10-100 の再掲)



* 仮想鉄筋コンクリート断面は「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会, 平成24年3月)」に基づいて設定

図 4.10-209 鋼管杭頭部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置
(図 4.10-101 の再掲)

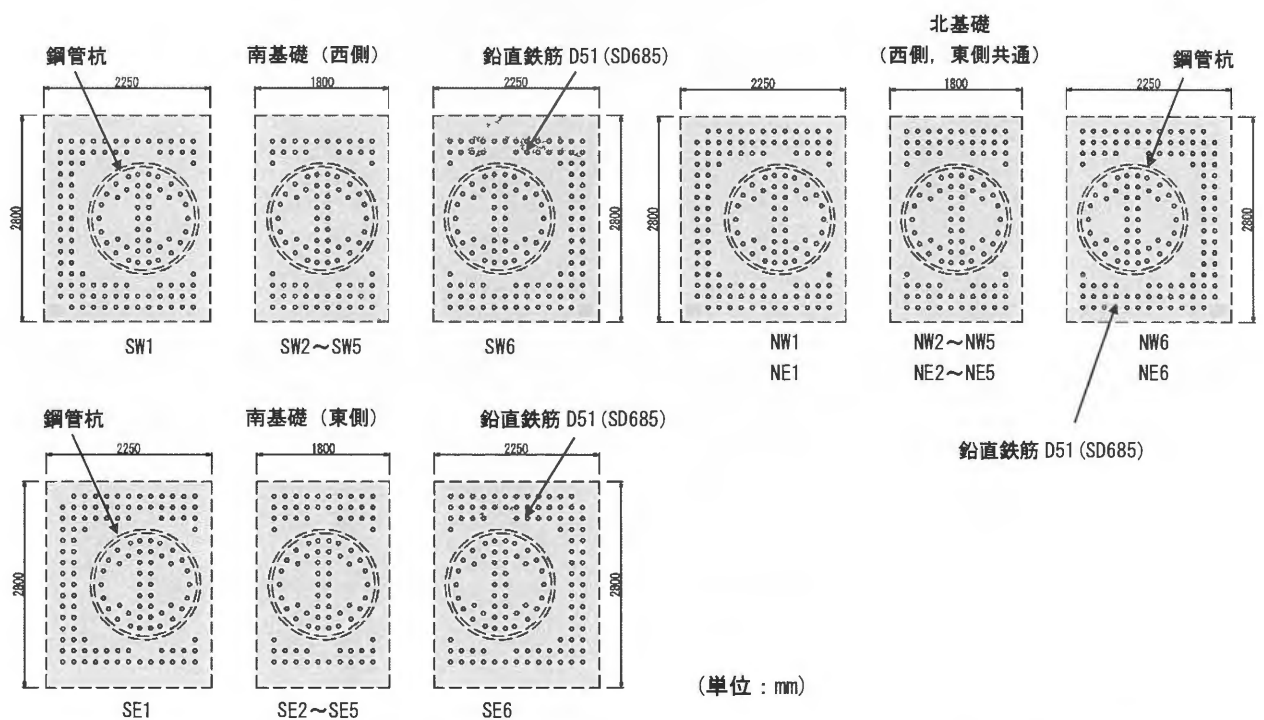
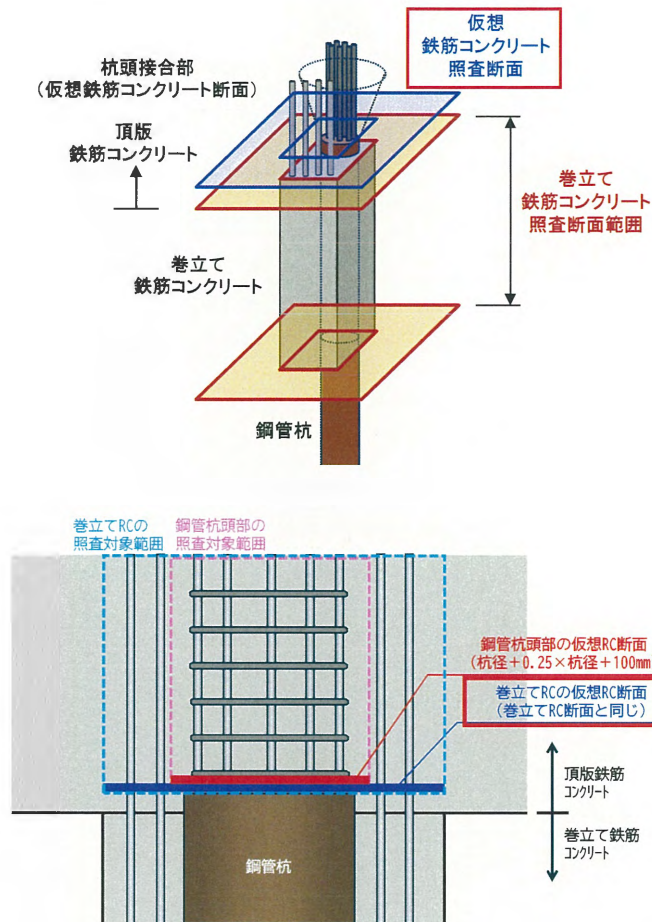


図 4.10-210 巻立て鉄筋コンクリート部における仮想鉄筋コンクリート断面と照査断面位置
(図 4.10-102 の再掲)

表 4.10-56 コンクリートの曲げ軸力照査結果（重畳時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置					断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	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}
						部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
地盤 パネ 3	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-32487	-29711	18.1	24	0.76
					①－①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	21687				
		仮想RC 断面 (RC)	中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-27370	-26524	18.2	24	0.76
					①－①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	10955				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NE1	—	ϕ 1900			D51 ϕ 150 (SD685)	3207	3293	5.9	24	0.25
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-27714	-30224	18.3	24	0.77
					①－①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	-22538				
		仮想RC 断面 (RC)	中間杭	SW4	③－③断面	1800	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-26532	-25958	19.0	24	0.80
					①－①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	-10759				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE6	—	ϕ 1900			D51 ϕ 150 (SD685)	3824	4165	7.1	24	0.30
地盤 パネ 4	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-28880	-27880	22.4	24	0.94
					①－①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	34820				
		仮想RC 断面 (RC)	中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-23884	-23339	22.1	24	0.93
					①－①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	18141				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NE1	—	ϕ 1900			D51 ϕ 150 (SD685)	4678	3904	8.7	24	0.37
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-28959	-33834	19.7	24	0.83
					①－①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	-24976				
		仮想RC 断面 (RC)	中間杭	SW4	③－③断面	1800	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-27558	-27985	20.1	24	0.84
					①－①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	-11774				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE6	—	ϕ 1900			D51 ϕ 150 (SD685)	4332	5294	8.0	24	0.34
地盤 パネ 5	北基礎	① 仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-26903	-28822	22.4	24	0.94
					①－①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	36199				
		② 仮想RC 断面 (RC)	中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-21930	-23744	21.9	24	0.92
					①－①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	18808				
		② 仮想RC断面 (鋼管杭)		NE1	—	ϕ 1900			D51 ϕ 150 (SD685)	4857	4174	9.0	24	0.38
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-28332	-35904	20.4	24	0.86
					①－①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	-27216				
		仮想RC 断面 (RC)	中間杭	SW4	③－③断面	1800	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	-27285	-29144	20.9	24	0.88
					①－①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	-12936				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE6	—	ϕ 1900			D51 ϕ 150 (SD685)	4411	5639	8.1	24	0.34

注記 鉄筋仕様に示す D51 ϕ 150 は、接合部の鉄筋の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋材質である。

発生断面力は、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部において算出した曲げモーメント及び軸力を示す。

発生応力度は、発生断面力を考慮して杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）において算出した鉄筋及びコンクリートの応力度を示す。

評価位置は図 4.10-208 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。①の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が作用するため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が南向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。さらに、図 4.10-211 に示す頂版鉄筋コンクリートの水平回転により堤軸方向の曲げモーメントが増大する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。また、鉛直方向の組合せ係数が下向きに 0.4 倍であるため、軸圧縮力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、中立軸が傾く。中立軸が傾くと、中立軸から圧縮縁までの距離が遠くなり、コンクリートの曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮応力度）が大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、コンクリートの曲げ軸力の最大照査値が発生する。

一方、②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が作用するため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。さらに、図 4.10-211 に示す頂版鉄筋コンクリートの水平回転により堤軸方向の曲げモーメントが増大する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。また、鉛直方向の組合せ係数が上向きに 0.4 倍であるため、軸圧縮力が低減する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなるため、この組合せケースにおいて、コンクリートの曲げ軸力の最大照査値が発生する。

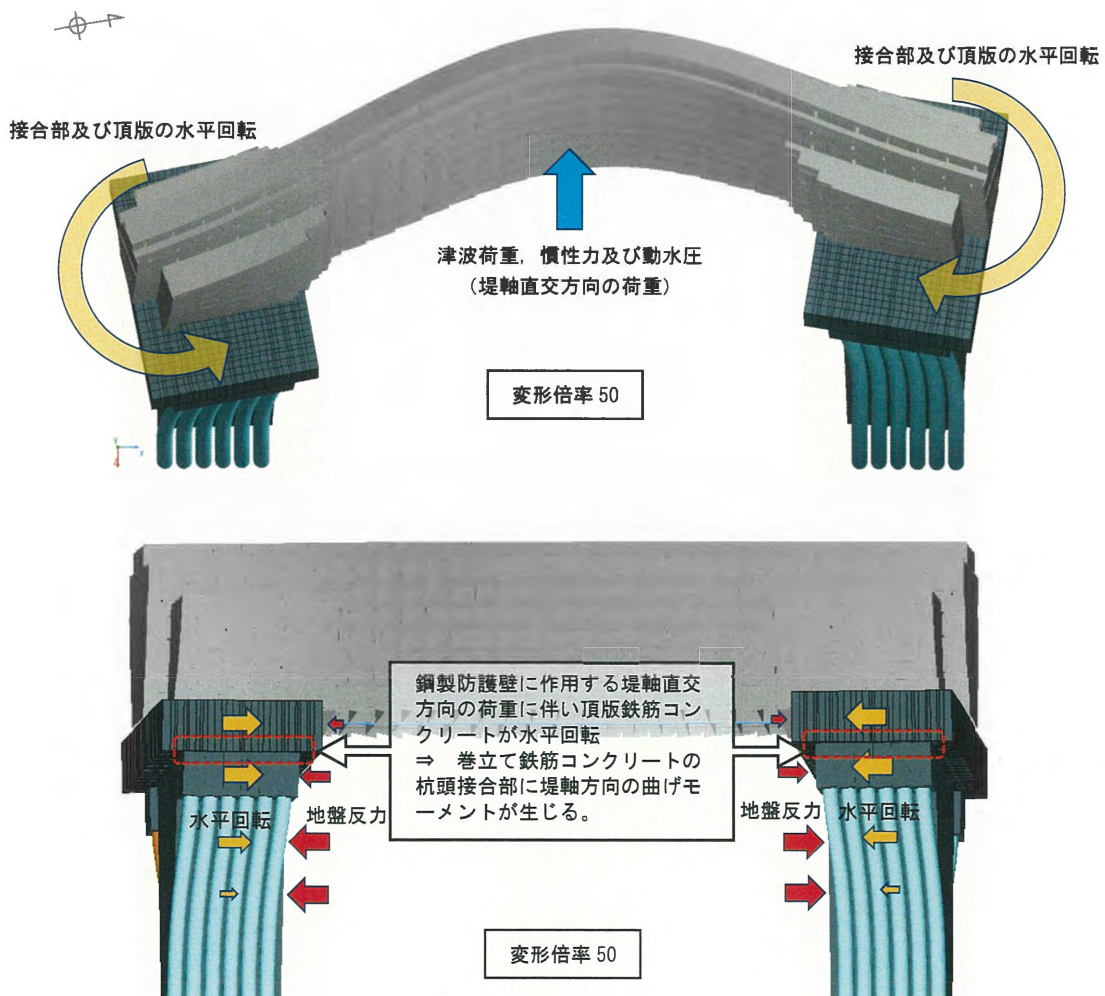


図 4.10-211 頂版鉄筋コンクリートの水平回転に伴う杭頭接合部の曲げモーメント発生状況

表 4.10-57 コンクリートの曲げ軸力照査結果（重畳時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	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}	
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-38854	-47026	23.4	32	0.74
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	30083				
			中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-33368	-42800	23.5	32	0.74
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	14878				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NE1	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	4721	6939	8.6	32	0.27
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-33139	-47668	25.0	32	0.79
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	-34728				
			中間杭	SW4	③－③断面	1800	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-31724	-42610	25.1	32	0.79
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	-16398				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE6	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	5708	7232	10.5	32	0.33
	地盤 パネ 4	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-33818	-43842	27.1	32
①－①断面						2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	42741				
			中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-28583	-38414	26.6	32	0.84
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	21832				
仮想RC断面 (鋼管杭)			NE1	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	6228	7302	11.5	32	0.36	
南基礎		仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-34854	-50913	26.4	32	0.83
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	-36761				
			中間杭	SW4	③－③断面	1800	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-33079	-44261	26.2	32	0.82
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	-17213				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE6	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	6146	8295	11.2	32	0.36
地盤 パネ 5		北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NW1	②－②断面	2250	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-31271	-44874	26.9	32
	①－①断面					2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	44063				
			中間杭	NW2	②－②断面	1800	2800	2375	D51φ150 (SD685)	-26251	-38962	26.3	32	0.83
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	22460				
	① 仮想RC断面 (鋼管杭)		NE1	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	6426	7662	11.8	32	0.37	
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SW6	③－③断面	2250	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-33643	-53115	27.0	32	0.85
					①－①断面	2800	2250	1875	D51φ150 (SD685)	-39189				
			中間杭	SW4	③－③断面	1800	2800	2300	D51φ150 (SD685)	-32312	-45526	26.8	32	0.84
					①－①断面	2800	1800	1275	D51φ150 (SD685)	-18456				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE6	—	φ 1900			D51φ150 (SD685)	6231	8586	11.4	32	0.36

注記 鉄筋仕様に示すD51 ϕ 150は、接合部の鉄筋の仕様であり、公称直径50.8mmの異形棒鋼D51を鉄筋間隔150mmで配置することを示す。括弧内のSD685は鉄筋材質である。

発生断面力は、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部において算出した曲げモーメント及び軸力を示す。

発生応力度は、発生断面力を考慮して杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）において算出した鉄筋及びコンクリートの応力度を示す。

評価位置は図4.10-208に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。①の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が作用するため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。さらに、図 4.10-212 に示す頂版鉄筋コンクリートの水平回転により堤軸方向の曲げモーメントが増大する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。また、鉛直方向の組合せ係数が上向きに 0.4 倍であるため、軸圧縮力が低減する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなるため、この組合せケースにおいて、コンクリートの曲げ軸力の最大照査値が発生する。

一方、②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 1.0 倍であるため、慣性力、動水圧及び応答変位が最大になる。これらの荷重に津波荷重が加わるため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が北向き 0.4 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが発生する。さらに、図 4.10-212 に示す頂版鉄筋コンクリートの水平回転により堤軸方向の曲げモーメントが増大する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。また、鉛直方向の組合せ係数が下向きに 0.4 倍であるため、軸圧縮力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、中立軸が傾く。中立軸が傾くと、中立軸から圧縮縁までの距離が遠くなりコンクリートの曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮応力度）が大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、コンクリートの曲げ軸力の最大照査値が発生する。

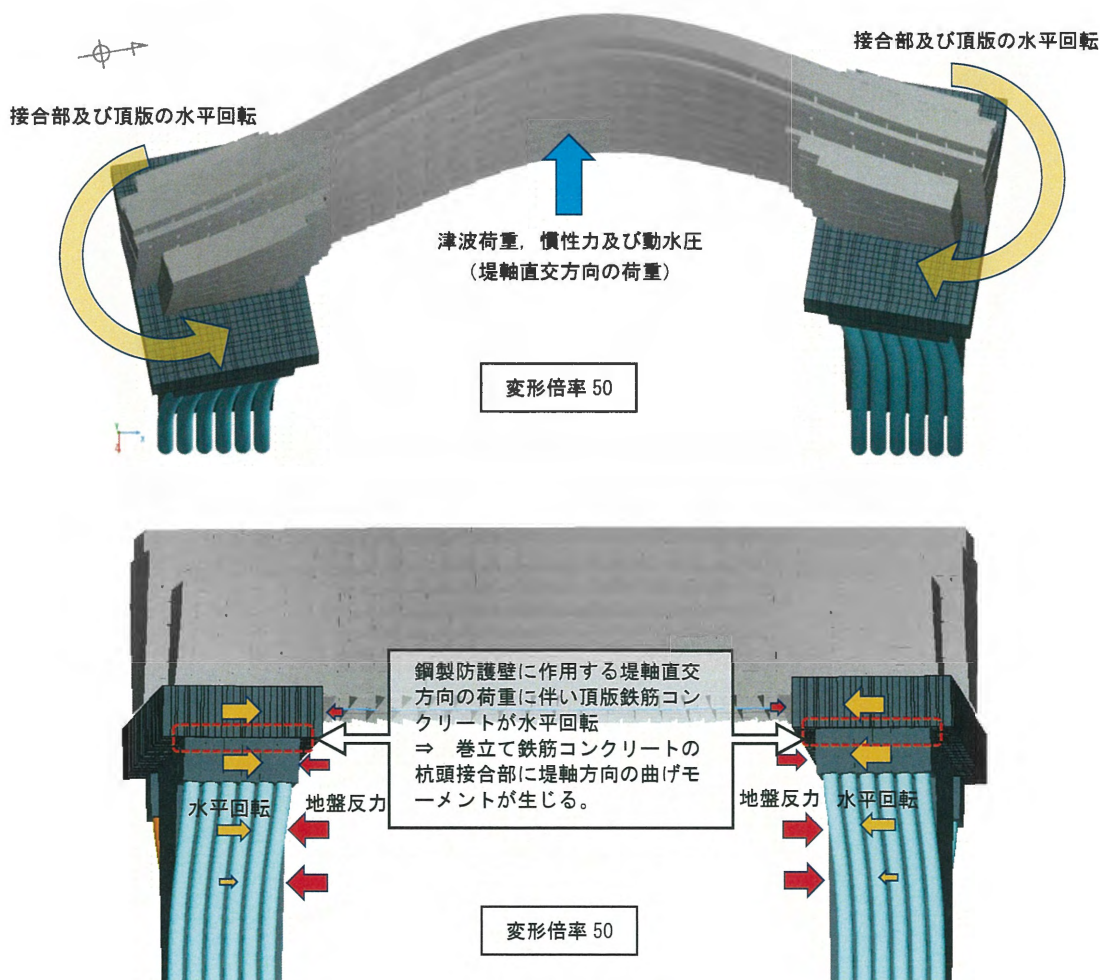


図 4.10-212 頂版鉄筋コンクリートの水平回転に伴う杭頭接合部の曲げモーメント発生状況
(図 4.10-211 の再掲)

表 4.10-58 鉄筋の曲げ軸力照査結果（重畳時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置				断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	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}	
					部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NE1	②－②断面	2250	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	2528	24077	246.0	600	0.42
					①－①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	-20770				
			中間杭	NE2	②－②断面	1800	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	2085	21646	284.2	600	0.48
					①－①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	-10526				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NE2	—	ϕ 1900			D51 ϕ 150 (SD685)	2769	6045	173.3	600	0.29
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SE6	③－③断面	2250	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	6401	25264	317.8	600	0.53
					①－①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	22136				
			中間杭	SE5	③－③断面	1800	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	5758	22716	386.4	600	0.65
					①－①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	11194				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE5	—	ϕ 1900			D51 ϕ 150 (SD685)	3153	7155	201.2	600	0.34
	地盤 パネ 4	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NE1	②－②断面	2250	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-1712	26393	340.2	600
①－①断面						2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	-33678				
中間杭				NE2	②－②断面	1800	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-1633	22485	379.3	600	0.64
					①－①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	-17459				
仮想RC断面 (鋼管杭)			NE2	—	ϕ 1900			D51 ϕ 150 (SD685)	4273	6860	232.5	600	0.39	
南基礎		仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SE6	③－③断面	2250	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	8038	29328	366.0	600	0.61
					①－①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	24878				
			① 中間杭	SE5	③－③断面	1800	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	7196	25877	440.9	600	0.74
					①－①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	12454				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE5	—	ϕ 1900			D51 ϕ 150 (SD685)	3538	8185	227.9	600	0.38
地盤 パネ 5		北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NE1	②－②断面	2250	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-3320	28120	360.8	600
	①－①断面					2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	-34794				
	中間杭			NE2	②－②断面	1800	2800	2375	D51 ϕ 150 (SD685)	-3088	23695	401.8	600	0.67
					①－①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	-17951				
	② 仮想RC断面 (鋼管杭)		NE2	—	ϕ 1900			D51 ϕ 150 (SD685)	4413	7174	241.4	600	0.41	
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SE6	③－③断面	2250	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	4273	31104	371.2	600	0.62
					①－①断面	2800	2250	1875	D51 ϕ 150 (SD685)	26939				
			中間杭	SE5	③－③断面	1800	2800	2300	D51 ϕ 150 (SD685)	3471	27135	437.7	600	0.73
					①－①断面	2800	1800	1275	D51 ϕ 150 (SD685)	13540				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE5	—	ϕ 1900			D51 ϕ 150 (SD685)	3750	8355	237.1	600	0.40

注記 鉄筋仕様に示す D51 ϕ 150 は、接合部の鉄筋の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋材質である。

発生断面力は、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部において算出した曲げモーメント及び軸力を示す。

発生応力度は、発生断面力を考慮して杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）において算出した鉄筋及びコンクリートの応力度を示す。

評価位置は図 4.10-208 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。①の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 1.0 倍であるため、慣性力、動水圧及び応答変位が最大になる。これらの荷重に津波荷重が加わるため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が南向き 0.4 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが発生するが、これに加えて堤軸直交方向の荷重に伴い図 4.10-213 に示す頂版鉄筋コンクリートの水平回転が生じ、堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。また、鉛直方向の組合せ係数が上向きに 0.4 倍であるため、軸引張力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、中立軸が傾く。中立軸が傾くと、中立軸から引張縁の鉄筋までの距離が遠くなり鉄筋の曲げ軸力（鉄筋引張応力度）が大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、鉄筋の曲げ軸力の最大照査値が発生する。

一方、②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 0.4 倍であるが、津波荷重が作用するため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が北向き 1.0 倍であるため慣性力及び応答変位により堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。さらに、図 4.10-213 に示す頂版鉄筋コンクリートの水平回転により堤軸方向の曲げモーメントが増大する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。また、鉛直方向の組合せ係数が上向きに 0.4 倍であるため、軸圧縮力が低減する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなるため、この組合せケースにおいて、鉄筋の曲げ軸力の最大照査値が発生する。

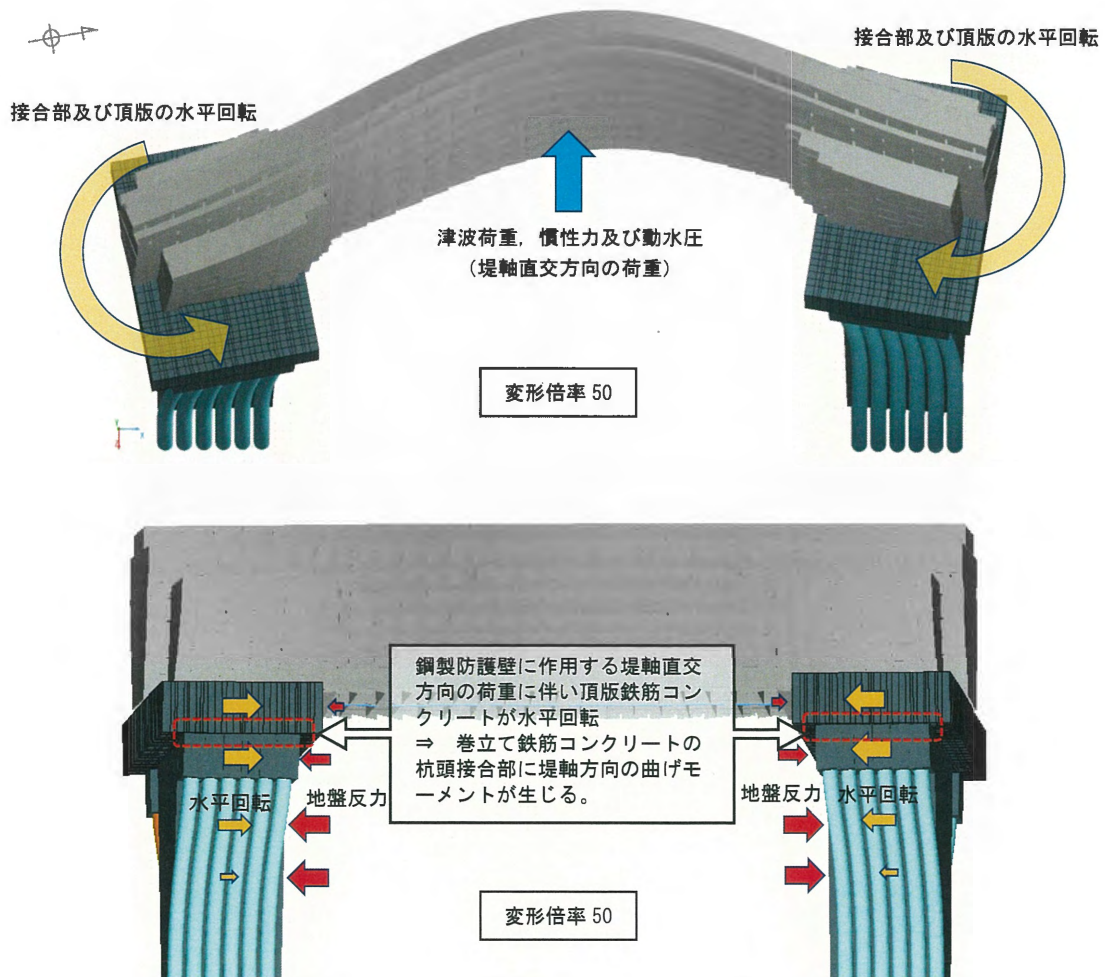


図 4.10-213 頂版鉄筋コンクリートの水平回転に伴う杭頭接合部の曲げモーメント発生状況
(図 4.10-211 の再掲)

表 4.10-59 鉄筋の曲げ軸力照査結果（重畳時（敷地に遡上する津波））

地盤 バネ ケース	評価位置					断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	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}
						部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
地盤 バネ 3	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NE1	②－②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-7637	42649	407.7	660	0.62
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-30716				
			中間杭	NE2	②－②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-3504	42298	475.7	660	0.73
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-14866				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NE2	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	4134	11422	292.5	660	0.45
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SE1	③－③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	8124	39110	479.1	660	0.73
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	22348				
			中間杭	SE5	③－③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	1250	40649	581.9	660	0.89
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	17346				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE5	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	4904	12052	325.9	660	0.50
地盤 バネ 4	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NE1	②－②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-6878	46670	500.1	660	0.76
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-42487				
			中間杭	NE2	②－②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-6676	41439	578.1	660	0.88
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-21464				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NE2	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	5600	11756	343.9	660	0.53
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SE6	③－③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	3575	47521	521.7	660	0.80
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	36941				
			① 中間杭	SE5	③－③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	3080	43343	632.5	660	0.96
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	18388				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		SE5	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	5219	12958	348.7	660	0.53
地盤 バネ 5	北基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	NE1	②－②断面	2250	2800	2375	D51@150 (SD685)	-9000	48591	524.1	660	0.80
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	-43652				
			中間杭	NE2	②－②断面	1800	2800	2375	D51@150 (SD685)	-8593	43023	606.3	660	0.92
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	-21975				
		仮想RC断面 (鋼管杭)		NE2	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	5760	12221	355.5	660	0.54
	南基礎	仮想RC 断面 (RC)	端部杭	SE6	③－③断面	2250	2800	2300	D51@150 (SD685)	-1310	49312	522.7	660	0.80
					①－①断面	2800	2250	1875	D51@150 (SD685)	39133				
			中間杭	SE5	③－③断面	1800	2800	2300	D51@150 (SD685)	-1592	44629	623.3	660	0.95
					①－①断面	2800	1800	1275	D51@150 (SD685)	19541				
		② 仮想RC断面 (鋼管杭)		SE5	—	φ 1900			D51@150 (SD685)	5480	13116	359.3	660	0.55

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、接合部の鉄筋の仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD685 は鉄筋材質である。

発生断面力は、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部において算出した曲げモーメント及び軸力を示す。

発生応力度は、発生断面力を考慮して杭頭接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）において算出した鉄筋及びコンクリートの応力度を示す。

評価位置は図 4.10-208 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。①及び②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。堤軸直交方向は組合せ係数が西向き 1.0 倍であるため、慣性力、動水圧及び応答変位が最大になる。これらの荷重に津波荷重が加わるため、堤軸直交方向の曲げモーメントが大きく発生する。堤軸方向は組合せ係数が南向き 0.4 倍であるため慣性力と応答変位による堤軸方向の曲げモーメントが発生するが、これに加えて堤軸直交方向の荷重に伴い図 4.10-214 に示す頂版鉄筋コンクリートの水平回転が生じ、堤軸方向の曲げモーメントが大きく発生する。したがって、堤軸直交方向及び堤軸方向の 2 方向の曲げモーメントがともに大きく発生する。また、鉛直方向の組合せ係数が上向きに 0.4 倍であるため、軸引張力が増加する。これに伴い 2 方向合成の曲げ軸力の影響が大きくなり、中立軸が傾く。中立軸が傾くと、中立軸から引張縁の鉄筋までの距離が遠くなり鉄筋の曲げ軸力（鉄筋引張応力度）が大きくなる。このため、この組合せケースにおいて、鉄筋の曲げ軸力の最大照査値が発生する。

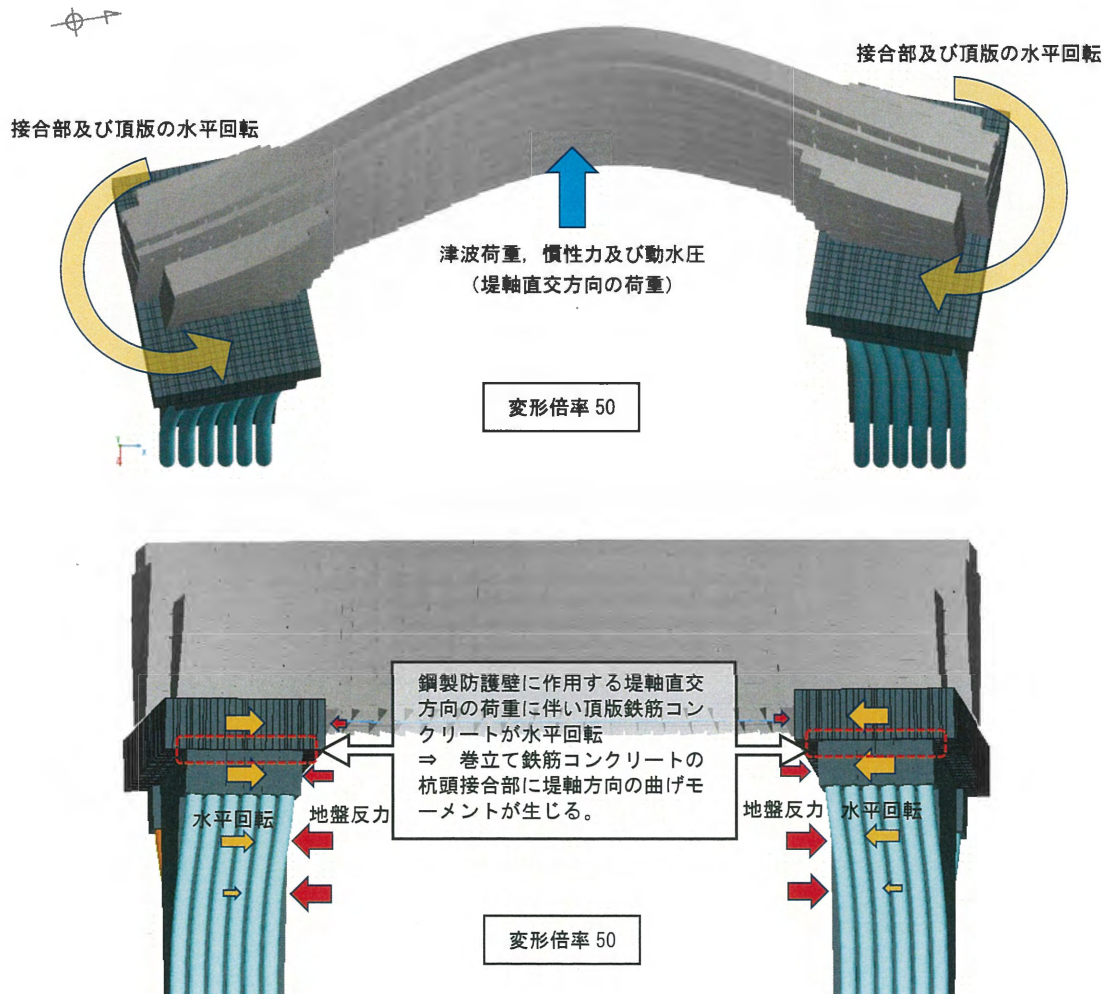


図 4.10-214 頂版鉄筋コンクリートの水平回転に伴う杭頭接合部の曲げモーメント発生状況
(図 4.10-211 の再掲)

ロ. 概略配筋図

評価結果で決定された配筋を図 4.10-103 に示す。

(e) 頂版鉄筋コンクリート

イ. 曲げ軸力に対する評価結果

曲げ軸力評価に対する評価は、図 4.10-215 に示す評価位置図の頂版鉄筋コンクリートに対して行う。

3次元静的フレーム解析によって得られる曲げ軸力によりコンクリート及び鉄筋に発生する応力度を算出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

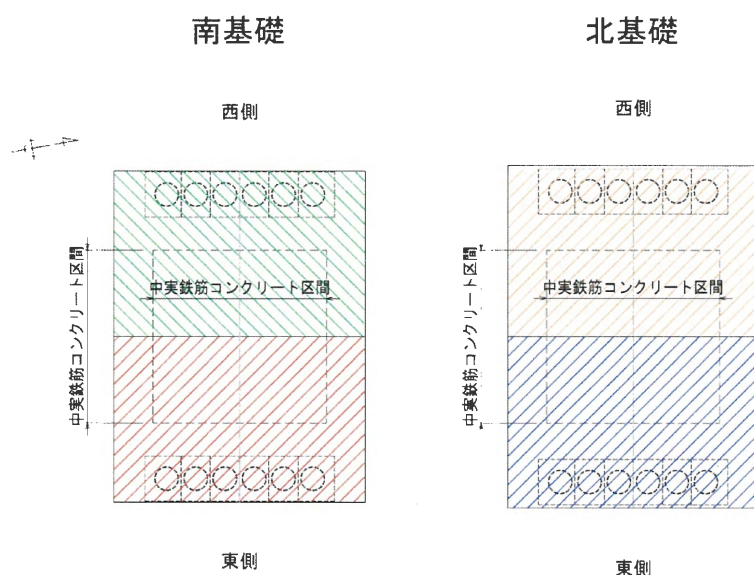
コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-60 及び表 4.10-61 に、鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果を表 4.10-62 及び表 4.10-63 にそれぞれ示す。なお、発生応力度は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-60～表 4.10-63 に示す照査結果では、堤軸方向及び堤軸直角方向において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-216 及び図 4.10-217 に示す。

照査結果に示す発生断面力は、鉄筋配置の不均一性を考慮して一定範囲で平均化した値とする。これは、照査対象となる堤軸方向及び堤軸直角方向の軸方向鉄筋（水平方向）が、アンカーボルトや他の軸方向鉄筋（鉛直方向）との干渉を避けるために不等間隔で配置されるためである。具体的な発生断面力の算出方法は、各要素に発生した単位幅当たりの断面力に実際の要素幅を乗じて要素ごとの断面力を求め、鉄筋配置を考慮した対象範囲内の要素分を足し合わせるものとする。

頂版鉄筋コンクリート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短期許容応力度（許容限界）以下であることを確認した。なお、頂版鉄筋コンクリートにおけるコンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値は、重畳時（基準津波）において 0.58（地盤バネ 5 の北基礎東側の堤軸直角方向断面）であり、重畳時（敷地に遡上する津波）において 0.68（地盤バネ 5 の北基礎東側の堤軸直角方向断面）である。一方、頂版鉄筋コンクリートにおける鉄筋の曲げ軸力に対する最大照査値は、重畳時（基準津波）において 0.85（地盤バネ 5 の北基礎西側の堤軸直角方向断面）であり、重畳時（敷地に遡上する津波）において 0.91（地盤バネ 5 の南基礎の堤軸方向断面）である。

以上のことから、頂版鉄筋コンクリートの構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

平面図



注記 上図においては、頂版鉄筋コンクリートを中央で分割し、東側と西側の領域を異なる色の網掛け斜線で示す。この領域分割は、以降で示す照査表において堤軸直交方向のコンクリート及び鉄筋の曲げ軸力照査の評価位置を明確にするためのものである。

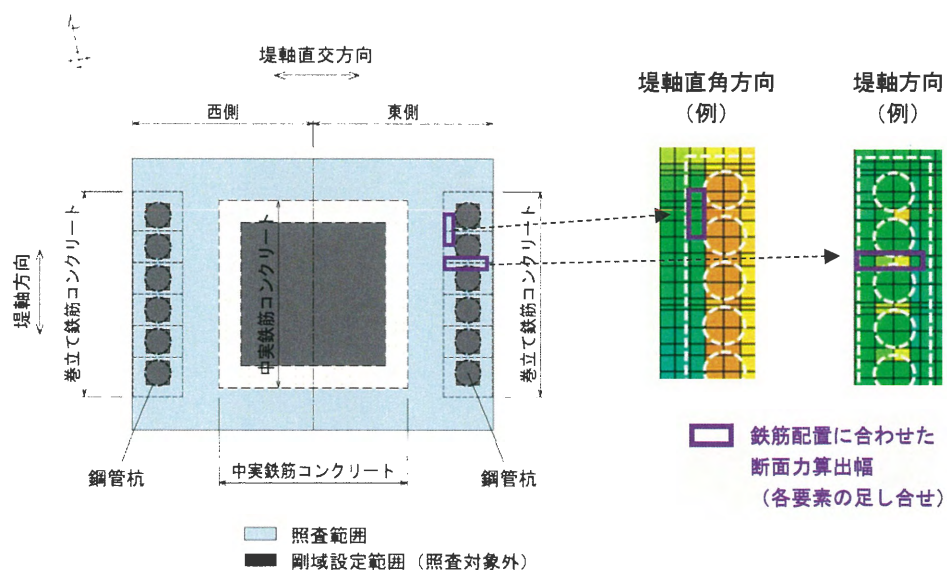


図 4.10-215 評価位置図 (頂版鉄筋コンクリート)
(図 4.10-104 の再掲)

表 4.10-60 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（重畳時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置			断面形状 部材高 h (mm)	鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{ca}
						曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
地盤 パネ 3	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-128619	-1316	10.7	24	0.45
			西側	5040	D51@150	42891	-6592	7.4	24	0.31
		堤軸方向		5040	D29@150*	-23383	-1487	3.9	24	0.17
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-132810	-2213	11.0	24	0.47
			西側	5040	D51@150	41821	-5994	7.1	24	0.30
		堤軸方向		5040	D29@150*	-24703	-1429	4.4	24	0.19
地盤 パネ 4	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-164987	-3058	13.7	24	0.58
			西側	5040	D51@150	49188	-6863	8.4	24	0.35
		堤軸方向		5040	D29@150*	-28162	-1864	4.7	24	0.20
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-146948	-2244	12.2	24	0.51
			西側	5040	D51@150	46484	-6238	7.9	24	0.33
		堤軸方向		5040	D29@150*	-28919	-1570	5.1	24	0.22
地盤 パネ 5	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-166638	-2419	13.8	24	0.58
			西側	5040	D51@150	53835	-6663	9.1	24	0.38
		堤軸方向		5040	D29@150*	-28324	-1801	4.9	24	0.21
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-145046	-823	12.0	24	0.50
			西側	5040	D51@150	51140	-8408	8.7	24	0.37
		堤軸方向		5040	D29@150*	-30125	-1595	5.3	24	0.23

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。同様に、D29@150 も、接合部の鉄筋の仕様であり、公称直径 28.6 mm の異形棒鋼 D29 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。

*：最小鉄筋に基づき鉄筋仕様を決定

評価位置は図 4.10-215 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。頂版鉄筋コンクリートの曲げ軸力に対する照査においては、堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍を考慮した堤軸直交方向の慣性力、動水圧及び応答変位に津波荷重を重ね合わせた場合が最も厳しい条件になる。これらの荷重の作用に伴い、北基礎の頂版鉄筋コンクリートの東側に軸圧縮力と曲げモーメントが発生するため、上記の組合せケースにおいて、軸直交方向のコンクリートの曲げ軸力（コンクリートの曲げ圧縮応力度）に対する最大照査値が発生している。

表 4.10-61 コンクリートの曲げ軸力に対する照査結果（重畳時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置			断面形状 部材高 h (mm)	鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
						曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
地盤 パネ 3	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-227098	-877	18.8	32	0.59
			西側	5040	D51@150	86542	-7442	14.4	32	0.46
		堤軸方向		5040	D29@150*	-32898	-1566	5.4	32	0.17
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-214010	-1772	17.8	32	0.56
			西側	5040	D51@150	84654	-7125	14.1	32	0.45
		堤軸方向		5040	D29@150*	-35287	-1719	6.2	32	0.20
地盤 パネ 4	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-260709	-738	21.5	32	0.68
			西側	5040	D51@150	92156	-7656	15.4	32	0.48
		堤軸方向		5040	D29@150*	-37788	-1981	6.2	32	0.20
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-227703	-1265	18.8	32	0.59
			西側	5040	D51@150	87873	-7355	14.7	32	0.46
		堤軸方向		5040	D29@150*	-38265	-1851	6.9	32	0.22
地盤 パネ 5	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-282202	-1539	21.7	32	0.68
			西側	5040	D51@150	97778	-7417	16.2	32	0.51
		堤軸方向		5040	D29@150*	-38946	-1980	6.4	32	0.21
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51@150	-224014	490	18.4	32	0.58
			西側	5040	D51@150	83728	-7460	15.6	32	0.49
		堤軸方向		5040	D29@150*	-40458	-1853	7.1	32	0.23

注記 鉄筋仕様に示す D51@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。同様に、D29@150 も、接合部の鉄筋の仕様であり、公称直径 28.6 mm の異形棒鋼 D29 を鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。

＊：最小鉄筋に基づき鉄筋仕様を決定

評価位置は図 4.10-215 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。頂版鉄筋コンクリートの曲げ軸力に対する照査においては、堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍を考慮した堤軸直交方向の慣性力、動水圧及び応答変位に津波荷重を重ね合わせた場合が最も厳しい条件になる。これらの荷重の作用に伴い、北基礎の頂版鉄筋コンクリートの東側に軸圧縮力と曲げモーメントが発生するため、上記の組合せケースにおいて、軸直交方向のコンクリートの曲げ軸力（コンクリートの曲げ圧縮応力度）に対する最大照査値が発生している。

表 4.10-62 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（重畳時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置			断面形状	鉄筋段数		鉄筋仕様	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}	断面力図
				部材高 h (mm)	上面	下面		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD885)	D51-2段 (SD490)	D51(SD885)	-129267	-737	287.8	600	0.48	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-66617	-1952	193.2	435	0.45	—
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD885)	D51(SD885)	-30686	-5783	191.4	600	0.32	—	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-17559	-411	147.2	435	0.34	—	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-23383	-1487	232.8	435	0.54	—
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD885)	D51-2段 (SD490)	D51(SD885)	-132504	-1615	291.7	600	0.49	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-69132	969	217.8	435	0.51	—
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD885)	D51(SD885)	-34665	-6589	215.3	600	0.36	—	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-20083	-2215	136.3	435	0.32	—	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-24703	-1429	250.1	435	0.58	—
地盤 パネ 4	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD885)	D51-2段 (SD490)	D51(SD885)	-164975	-712	368.1	600	0.62	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-87135	-1065	261.1	435	0.61	—
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD885)	D51(SD885)	-44157	-4303	353.5	600	0.59	—	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-38491	654	351.8	435	0.81	—	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-28162	-1864	278.4	435	0.64	—
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD885)	D51-2段 (SD490)	D51(SD885)	-146856	-1578	324.1	600	0.55	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-76608	1184	241.8	435	0.56	—
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD885)	D51(SD885)	-38090	-6804	244.8	600	0.41	—	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-25501	-2531	178.1	435	0.41	—	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-28919	-1570	295.2	435	0.68	—
地盤 パネ 5	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD885)	D51-2段 (SD490)	D51(SD885)	-166806	-27	374.5	600	0.63	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-88287	-886	265.6	435	0.62	—
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD885)	D51(SD885)	-44936	-3622	374.9	600	0.63	—	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-38519	1586	369.4	435	0.85	—	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-29324	-1901	290.8	435	0.67	—
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD885)	D51-2段 (SD490)	D51(SD885)	-144311	499	326.4	600	0.55	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-75945	1752	243.1	435	0.56	—
		西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD885)	D51(SD885)	51140	-6406	233.8	600	0.39	—	
			5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-23508	-2421	162.6	435	0.38	—	
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-30125	-1595	308.5	435	0.71	—

注記 D51-7 段等で示した鉄筋仕様、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋の仕様であり、D51-7 段は公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を 7 段で配置することを示す。括弧内の SD490 及び SD685 は鉄筋材質である。

評価位置は図 4.10-215 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：東向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。この組合せケースの下では、頂版鉄筋コンクリートの西側（南北に張り出した軸方向鉄筋量の小さい部分）は、東向き慣性力の影響で軸引張力の曲げ軸力が発生する。この部分では、軸引張力が作用した状態で、津波荷重、慣性力及び動水圧の作用に基づく曲げモーメントが発生するため、鉄筋の引張応力度が大きく発生し、鉄筋の曲げ軸力の照査値が最大になる。また、最大照査値の発生位置は引張鉄筋量が小さい部分（D38-2 段）であり、このことも最大照査値が発生している要因の一つである。

表 4.10-63 鉄筋の曲げ軸力に対する照査結果（重畳時（敷地に遡上する津波））

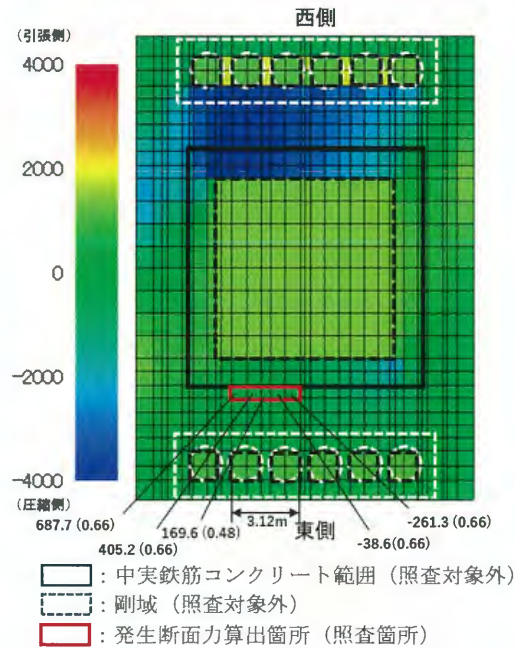
地盤 パネ ケース	評価位置			断面形状	鉄筋段数		鉄筋仕様	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}	断面力図
				部材高 h (mm)	上面	下面		曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
地盤 パネ 3	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51(SD685)	-228052	-324	511.4	660	0.78	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-118125	-988	358.7	478.5	0.75	—
			西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51(SD685)	84819	-5924	438.7	660	0.67	—
				5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	73305	-461	269.0	478.5	0.57	—
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-20220	5746	378.5	478.5	0.80	—
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51(SD685)	-214240	-357	480.3	660	0.73	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-112452	2519	359.5	478.5	0.76	—
			西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51(SD685)	84722	-8826	428.8	660	0.65	—
				5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	77391	-5371	251.6	478.5	0.53	—
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-35297	-1719	365.1	478.5	0.77	—
地盤 パネ 4	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51(SD685)	-280739	-217	585.3	660	0.89	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-136794	-147	418.7	478.5	0.88	—
			西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51(SD685)	90554	-5870	469.9	660	0.72	—
				5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	79678	-1215	287.6	478.5	0.61	—
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-20265	6154	389.7	478.5	0.82	—
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51(SD685)	-227010	-422	508.7	660	0.78	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-119077	2685	380.7	478.5	0.80	—
			西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51(SD685)	87877	-7024	443.0	660	0.68	—
				5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	72920	-1018	263.8	478.5	0.56	—
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-39265	-1851	407.6	478.5	0.86	—
地盤 パネ 5	北基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51(SD685)	-283124	581	593.8	660	0.90	○
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-138425	119	425.2	478.5	0.89	—
			西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51(SD685)	98230	-5680	506.5	660	0.77	—
				5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	84110	-935	305.9	478.5	0.64	—
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-20883	8399	402.8	478.5	0.85	—
	南基礎	堤軸直 交方向	東側	5040	D51-7段 (SD685)	D51-2段 (SD490)	D51(SD685)	-223515	1397	507.9	660	0.77	—
				5040	D51-3.5段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	-117532	3362	379.9	478.5	0.80	—
			西側	5040	D51-2段 (SD490)	D51-2段 (SD685)	D51(SD685)	93572	-7082	475.9	660	0.73	—
				5040	D38-2段 (SD490)	D51-2段 (SD490)	D51(SD490)	76805	-81	284.6	478.5	0.60	—
		堤軸方向		5040	D32-2段 (SD490)	D35-2段 (SD490)	D35(SD490)	-25003	5712	432.3	478.5	0.91	○

注記 D51-7 段等で示した鉄筋仕様、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋の仕様であり、D51-7 段は公称直径 50.8 mm の異形棒鋼 D51 を 7 段で配置することを示す。括弧内の SD490 及び SD685 は鉄筋材質である。

評価位置は図 4.10-215 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。南基礎の西側は、津波荷重に基づく回転変位により南側へ変位するが、堤軸方向の南向き 1.0 倍の組合せ係数により南向きの慣性力が作用する。この相反する動きにより杭頭間に堤軸方向の軸引張力が大きく発生し、鉄筋の引張応力度を増加させる。さらに軸方向の曲げモーメントの作用により、引張側鉄筋の引張応力度はさらに増加するため、この組合せケースにおいて鉄筋曲げ軸力の最大照査値が発生する。

軸力(kN/m)



曲げモーメント(kN・m/m)

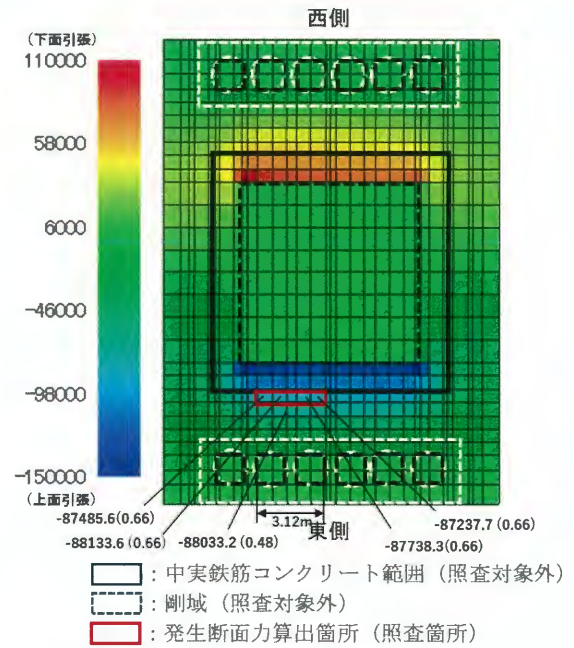
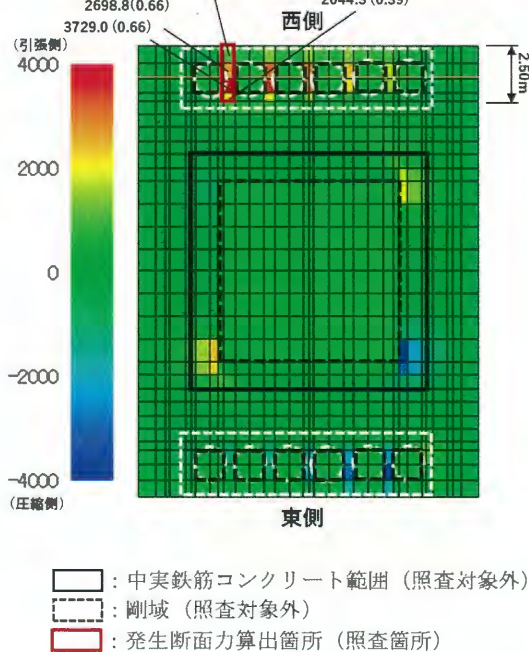


図 4.10-216 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい断面力図

堤軸直交方向 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 5)

軸力(kN/m)



曲げモーメント(kN・m/m)

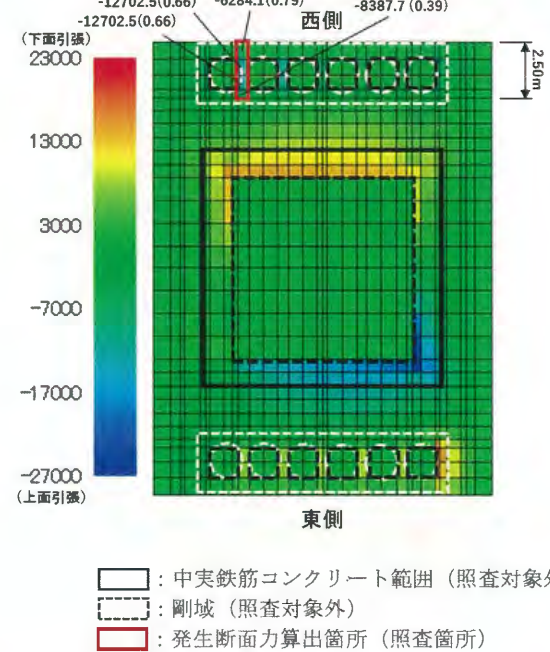


図 4.10-217 鉄筋の曲げ軸力が最も厳しい断面力図

堤軸方向 (重畳時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 5)

ロ. せん断力に対する評価結果

せん断力に対する評価は、図 4.10-218 に示す評価位置図の頂版鉄筋コンクリートに対して行う。

3次元静的フレーム解析によって得られるせん断力を抽出し、構造部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。せん断力に対する照査では、発生せん断力が、コンクリートの短期許容せん断力 (V_{ca}) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 (V_{sa}) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認する。なお、発生せん断力は、堤軸方向と堤軸直交方向の発生せん断力を合成して算出する。

せん断力に対する照査結果を表 4.10-64 及び表 4.10-65 に示す。なお、発生せん断力は各地盤バネケースにおいて最大となる値を示している。表 4.10-64 及び表 4.10-65 に示す照査結果では、南基礎及び北基礎において照査値が最大になるものに○印を付し、○印を付した照査値に対応する断面力図を図 4.10-219 及び図 4.10-220 に示す。

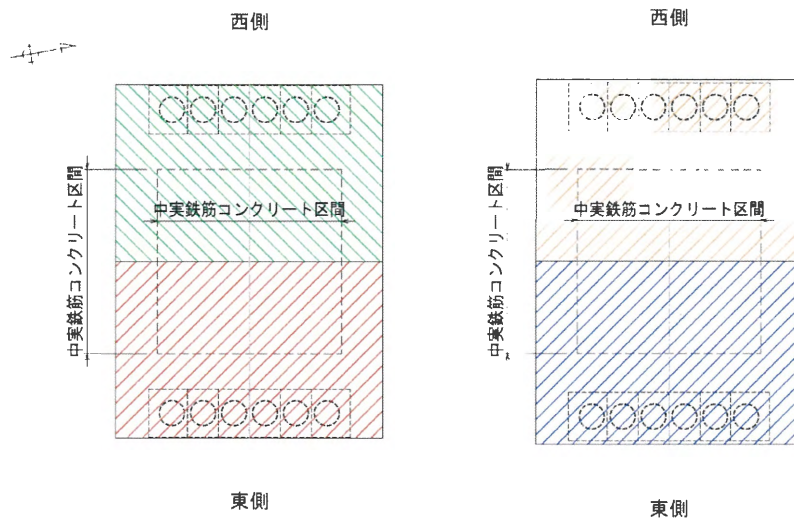
頂版鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力が短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。なお、頂版鉄筋コンクリートにおけるせん断力に対する最大照査値は、重畳時（基準津波）において 0.72（地盤バネ 5 の南基礎西側）であり、重畳時（敷地に遡上する津波）において 0.94（地盤バネ 5 の南基礎西側）である。

以上のことから、頂版鉄筋コンクリートの構造部材の発生せん断力が許容限界以下であることを確認した。

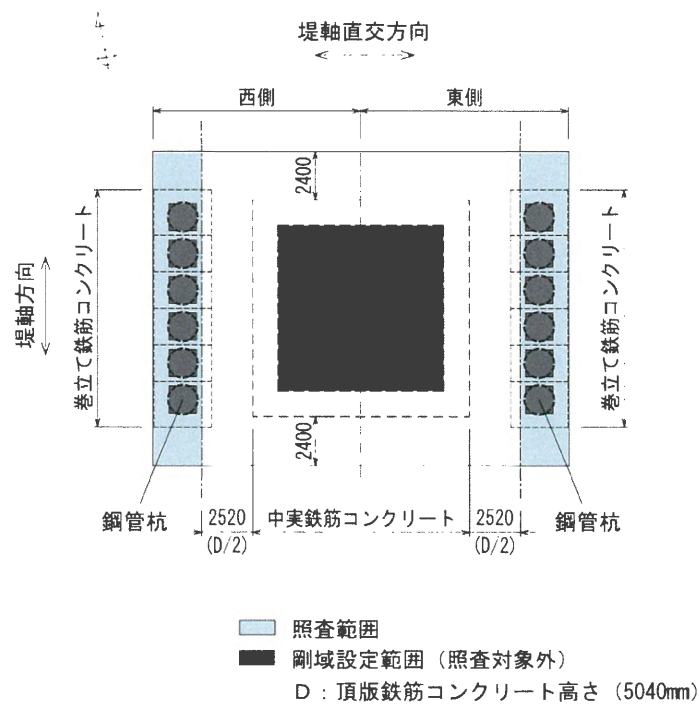
平面図

南基礎

北基礎



注記 上図においては、頂版鉄筋コンクリートを中央で分割し、東側と西側の領域を異なる色の網掛け斜線で示す。この領域分割は、以降で示す照査表において堤軸直交方向のコンクリート及び鉄筋の曲げ軸力照査の評価位置を明確にするためのものである。



注記 照査結果に示す発生せん断力は、要素に発生した単位幅当たりの断面力とする。

図 4.10-218 評価位置図（頂版鉄筋コンクリート）
(図 4.10-107 の再掲)

表 4.10-64 せん断力に対する照査結果（重畳時（基準津波））

地盤 パネ ケース	評価位置		断面形状	鉄筋仕様	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
			部材高 h (mm)				
地盤 パネ 3	北基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	12853	28592	0.45
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	16224	28472	0.57
	南基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	14035	28592	0.50
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	17523	28472	0.62
地盤 パネ 4	北基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	16614	28592	0.59
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	18083	28472	0.64
	南基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	16590	28592	0.59
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	19339	28472	0.68
地盤 パネ 5	北基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	17412	28592	0.61
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	18548	28472	0.66
	南基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	17468	28592	0.62
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	20470	28472	0.72

注記 鉄筋仕様に示す 3.333-D38@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 38.1 mm の異形棒鋼 D38 を同一鉛直断面内に幅 1 m 当たり 3.333 本配置し、水平方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。同様に 3.333-D35@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 34.9 mm の異形棒鋼 D35 を同一鉛直断面内に幅 1 m 当たり 3.333 本配置し、水平方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD390 は鉄筋材質である。

評価位置は図 4.10-218 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。頂版鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査においては、堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍（西向き）を考慮した堤軸直交方向の慣性力、動水圧及び応答変位に津波荷重を重ね合わせた場合が最も厳しい条件になる。この条件下では、南基礎の頂版鉄筋コンクリートの西側が押し下げられるが、巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭からは突き上げ方向の抵抗を受ける。これに伴い、巻立て鉄筋コンクリートの端部付近でせん断力が増加し、せん断力に対する最大照査値が発生する。

表 4.10-65 セン断力に対する照査結果（重畳時（敷地に遡上する津波））

地盤 パネ ケース	評価位置		断面形状	鉄筋仕様	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	断面力図
			部材高 h (mm)					
地盤 パネ 3	北基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	24361	31785	0.77	—
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	24498	31712	0.78	—
	南基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	24053	31785	0.76	—
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	27007	31712	0.86	—
地盤 パネ 4	北基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	27748	31785	0.88	—
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	26270	31712	0.83	—
	南基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	25875	31785	0.82	—
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	28627	31712	0.91	—
地盤 パネ 5	北基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	28748	31785	0.91	○
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	26761	31712	0.85	—
	南基礎	東側	5040	3.333- D38@150 (SD390)	26977	31785	0.85	—
		西側	5040	3.333- D35@150 (SD390)	29790	31712	0.94	○

注記 鉄筋仕様に示す 3.333-D38@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 38.1 mm の異形棒鋼 D38 を同一鉛直断面内に幅 1 m 当たり 3.333 本配置し、水平方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。同様に 3.333-D35@150 は、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋仕様であり、公称直径 34.9 mm の異形棒鋼 D35 を同一鉛直断面内に幅 1 m 当たり 3.333 本配置し、水平方向の鉄筋間隔 150 mm で配置することを示す。括弧内の SD390 は鉄筋材質である。

評価位置は図 4.10-218 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。頂版鉄筋コンクリートのせん断力に対する照査においては、堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍（西向き）を考慮した堤軸直交方向の慣性力、動水圧及び応答変位に津波荷重を重ね合わせた場合が最も厳しい条件になる。この条件下では、南基礎の頂版鉄筋コンクリートの西側が押し下げられるが、巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭からは突き上げ方向の抵抗を受ける。これに伴い、巻立て鉄筋コンクリートの端部付近でせん断力が増加し、せん断力に対する最大照査値が発生する。

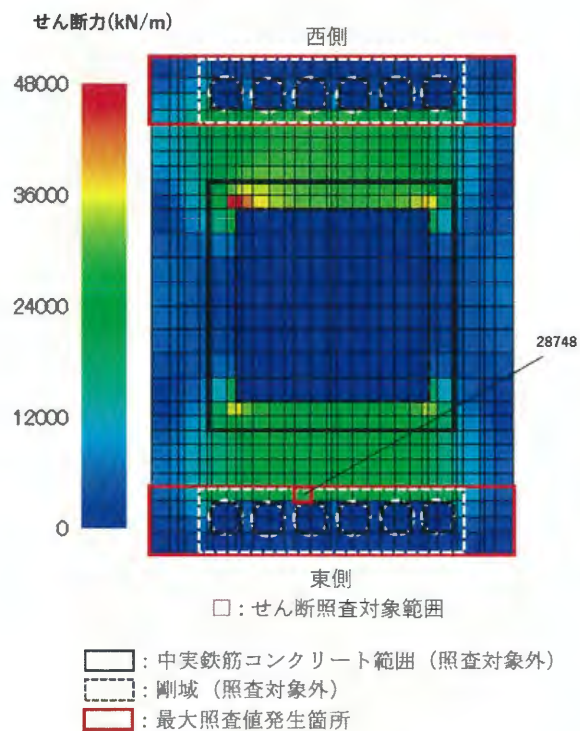


図 4.10-219 せん断力が最も厳しい断面力図
(重畳時 (敷地に遡上する津波), 北基礎, 地盤バネ 5)

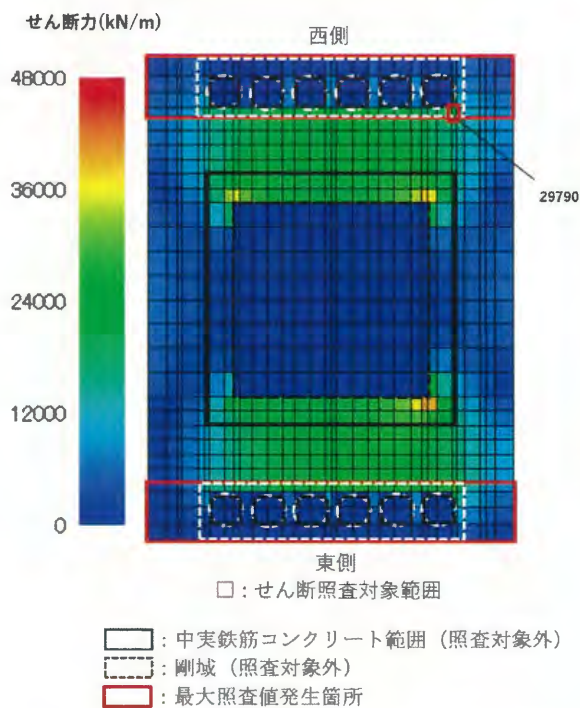


図 4.10-220 せん断力が最も厳しい断面力図
(重畳時 (敷地に遡上する津波), 南基礎, 地盤バネ 5)

ハ. 概略配筋図

評価結果で決定された配筋を図 4.10-110～図 4.10-119 に示す。

b. 鋼製防護壁の評価結果

重畳時においては、重畳時（敷地に遡上する津波）の地盤バネ3～5に対して鋼製防護壁の評価を行う。評価対象として重畳時（敷地に遡上する津波）のみに絞ったのは、表 4.9-10 に示す基準津波の荷重条件及び表 4.9-11 に示す敷地に遡上する津波の荷重条件を比較すると、支配的な荷重である津波荷重が基準津波では敷地に遡上する津波の60 %程度に低減するためである。なお、基準津波の津波荷重の合力は228050 kNであり、敷地に遡上する津波の津波荷重の合力は368061 kNである。

また、重畳時は、津波荷重の他に余震による慣性力、動水圧及び地盤の応答変位荷重が堤軸直交方向に作用する。一方、津波時は、津波荷重及び漂流物荷重が堤軸直交方向に作用する。これらの荷重については、表 4.9-10 及び表 4.9-11 に示す荷重条件に示すとおりであり、地盤バネ5の動水圧の合力46500 kN及び水平方向の慣性力の合力94774 kNに対して衝突荷重1035 kNは小さい荷重である。したがって、鋼製防護壁及び鋼製防護壁基礎に対して重畳時の方が津波時よりも大きな荷重が作用するため、津波時に発生する鋼製防護壁・接合部の断面力は、重畳時の断面力に包絡されることから、耐津波評価については重畳時（敷地に遡上する津波）のみ行う。

(a) 部材断面諸元

鋼製防護壁の板厚構成図を図 4.10-221～図 4.10-232 に示す。

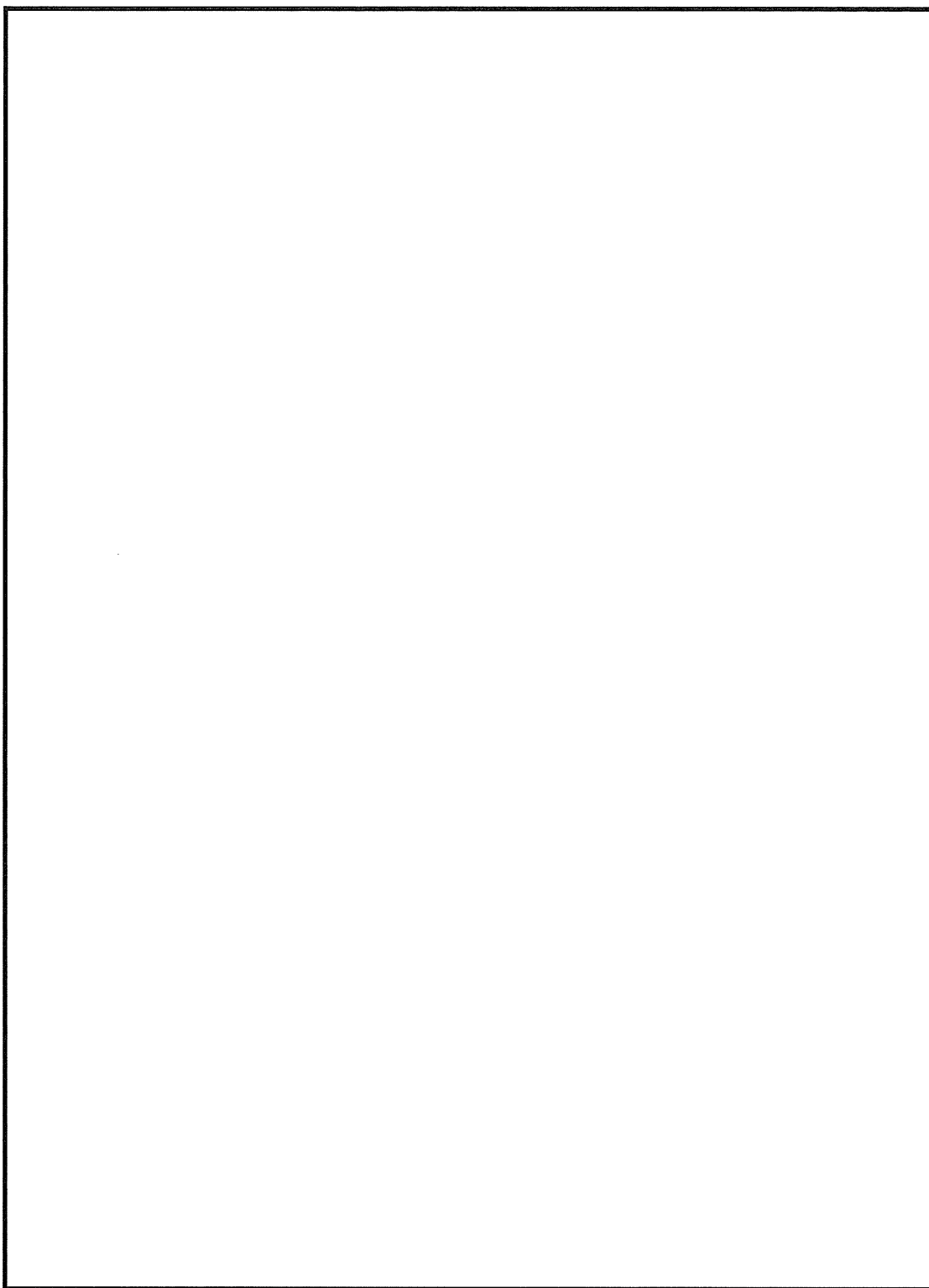


図 4.10-221 板厚構成図 (その 1)

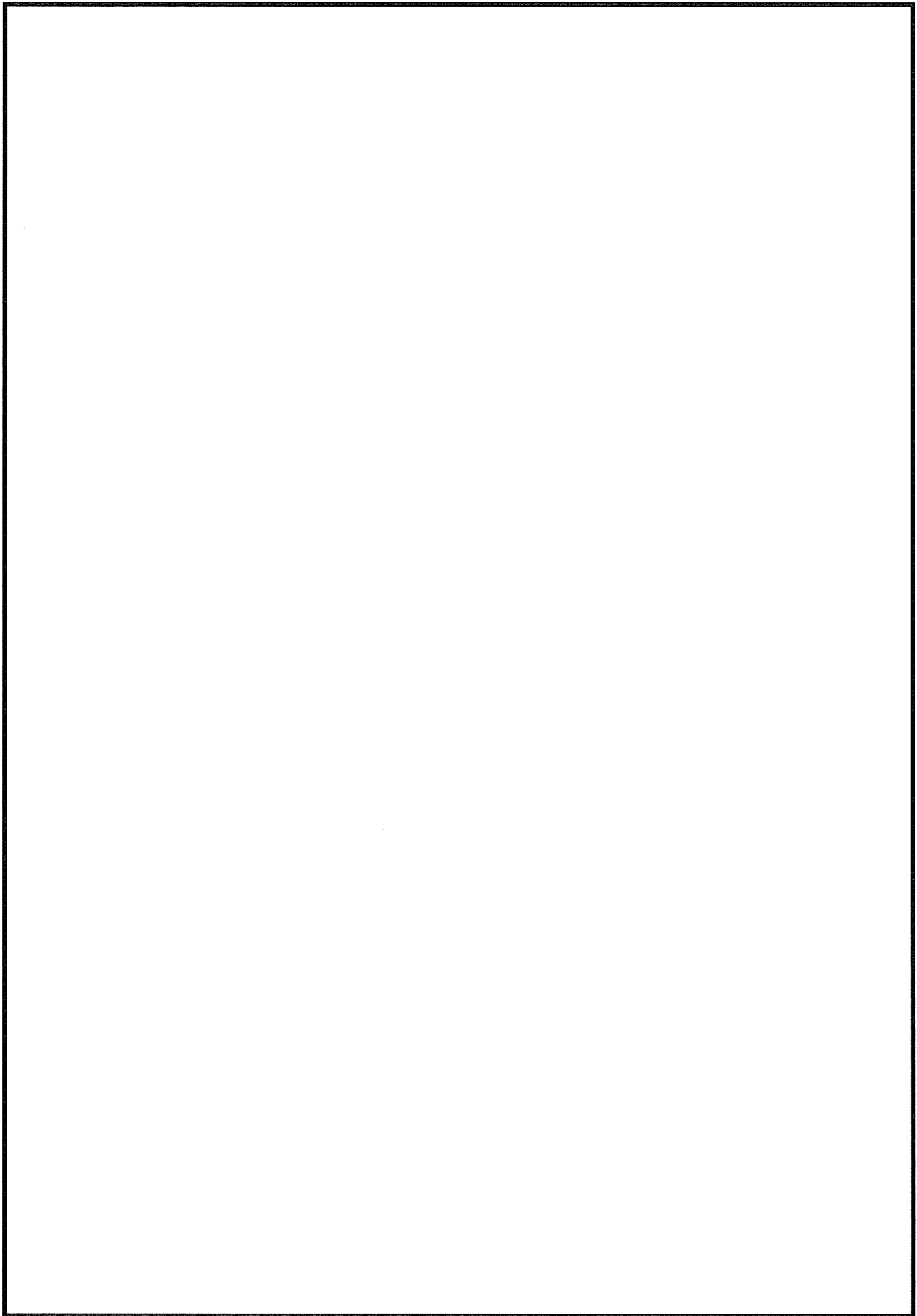


図 4.10-222 板厚構成図（その2）

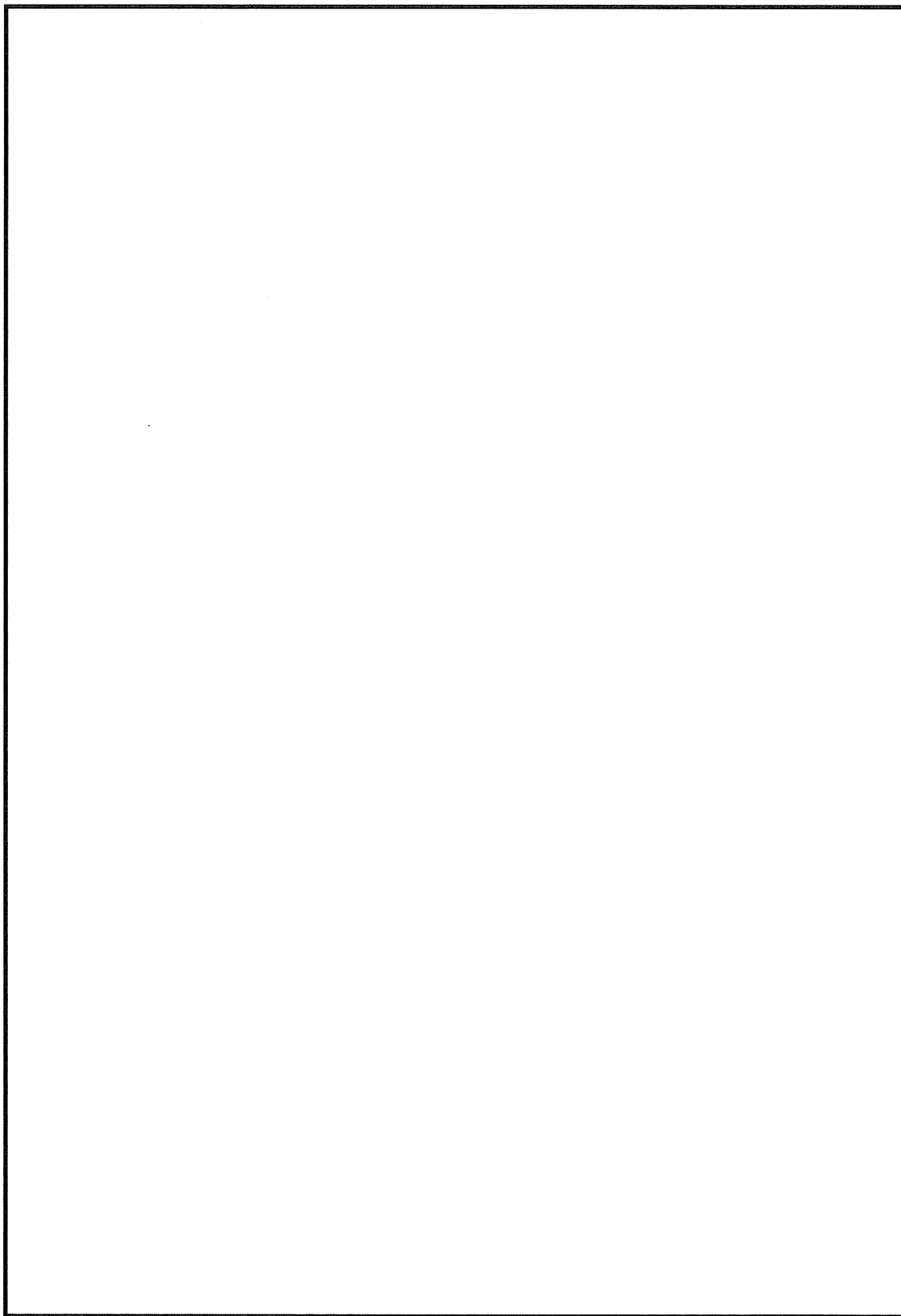


図 4.10-223 板厚構成図（その3）

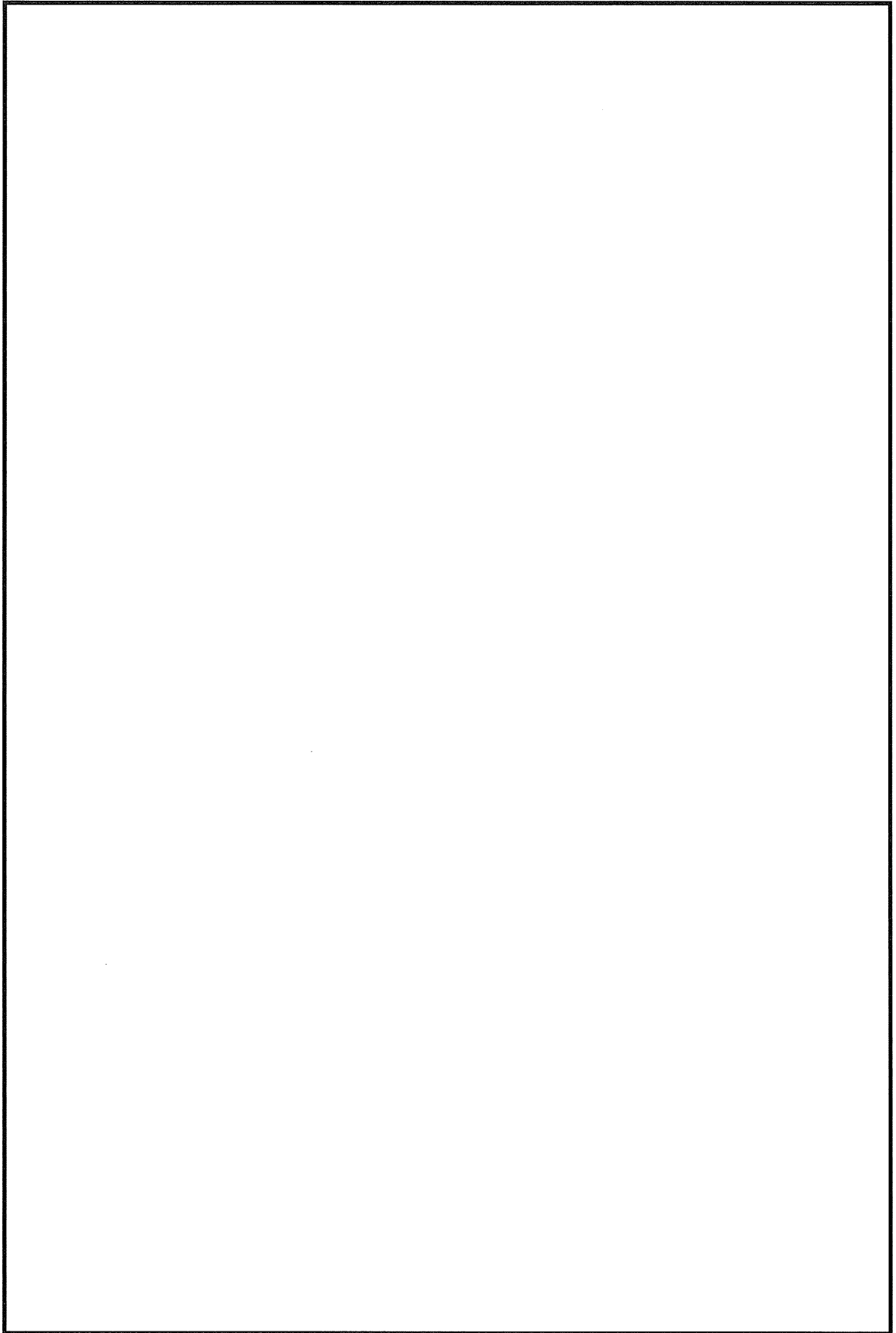


図 4.10-224 板厚構成図（その4）

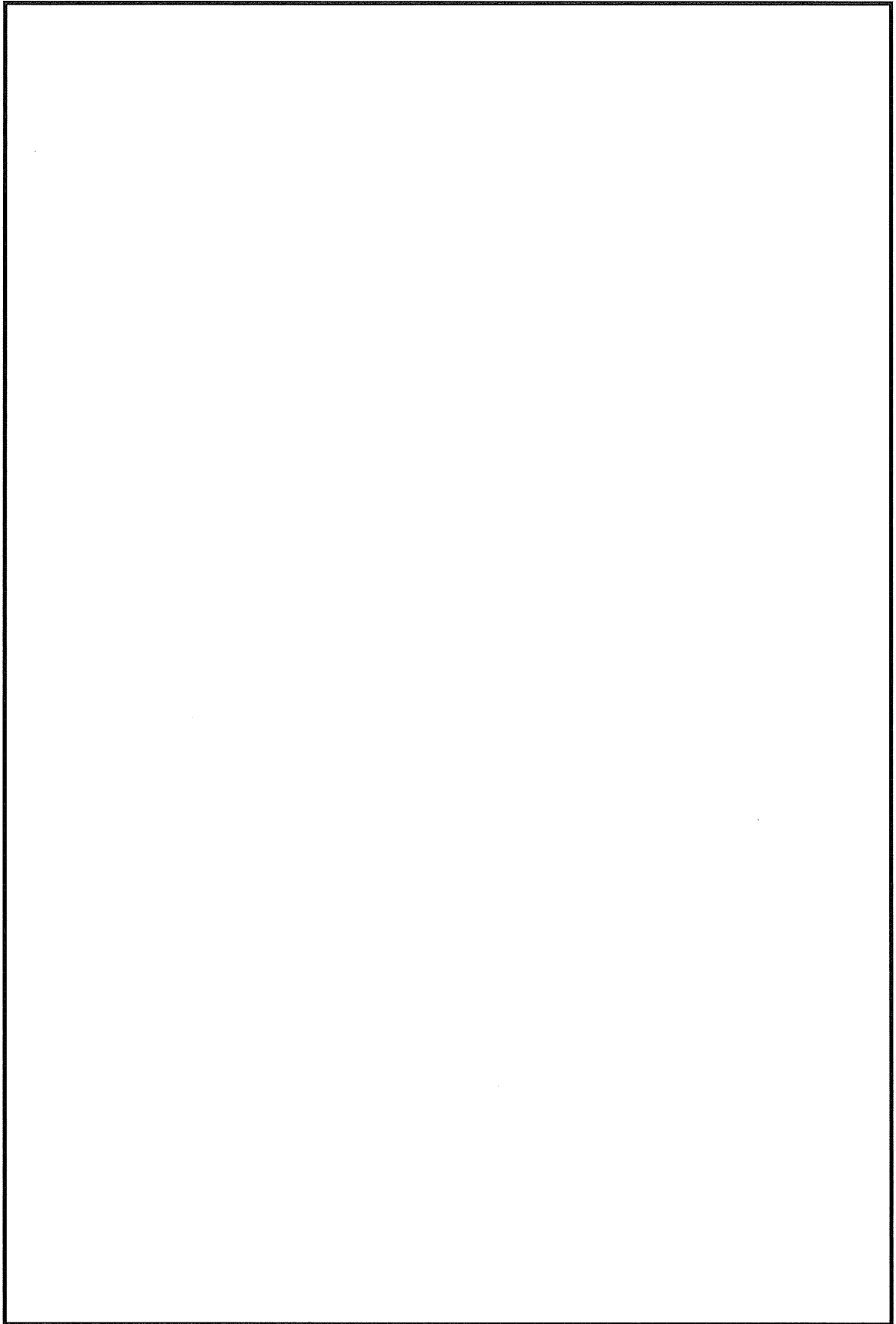


図 4.10-225 板厚構成図（その5）

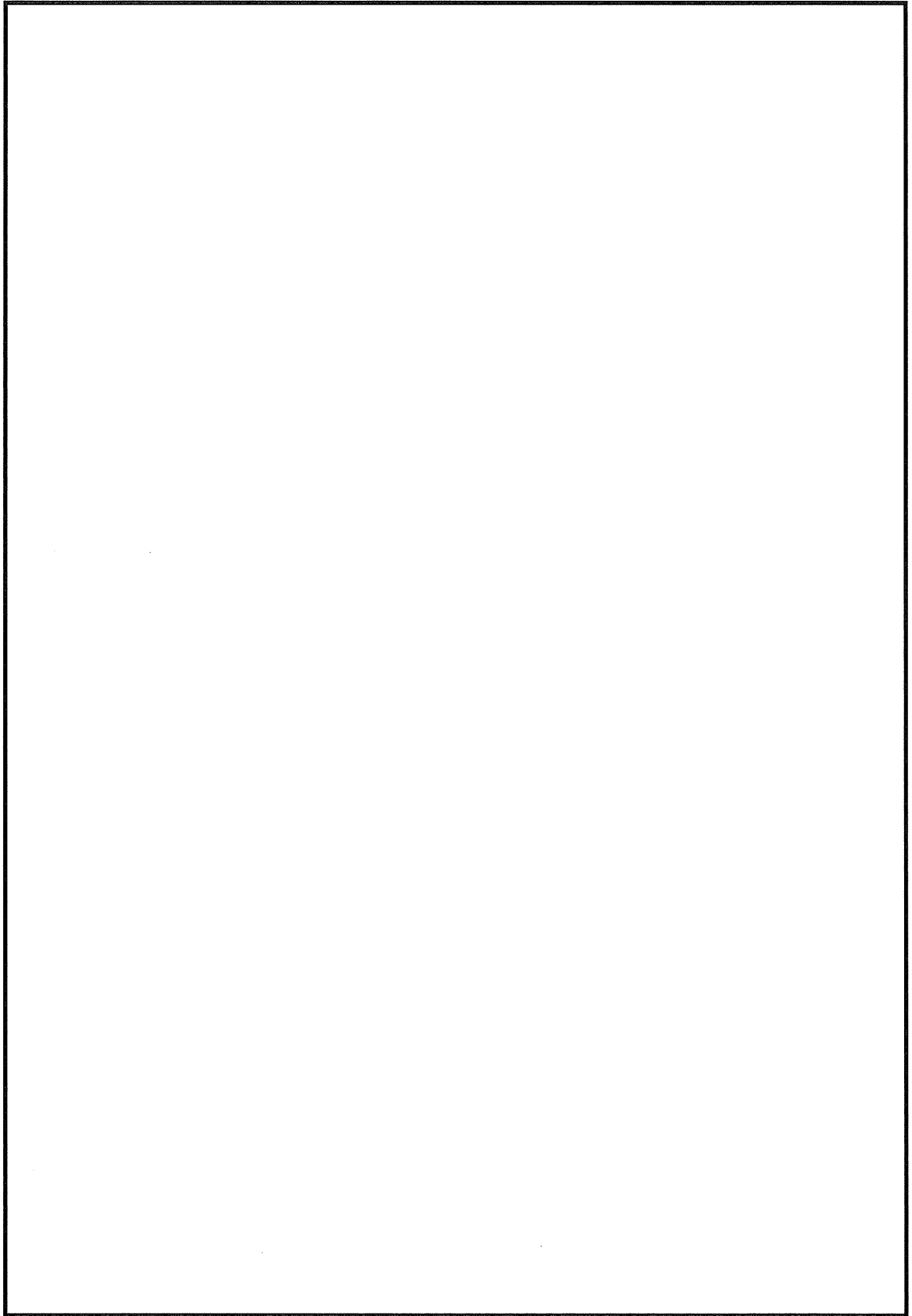


図 4.10-226 板厚構成図（その6）

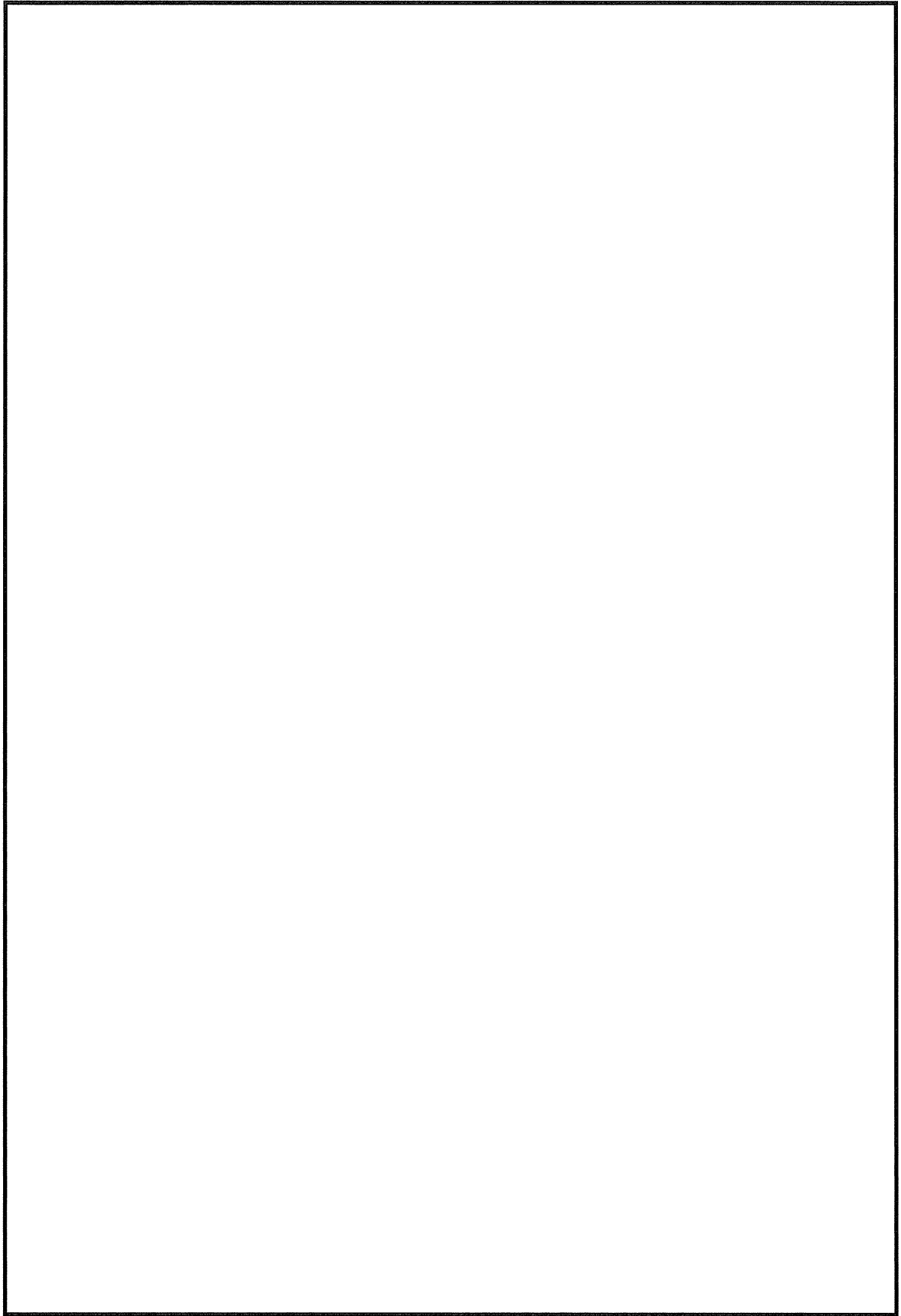


図 4.10-227 板厚構成図（その7）

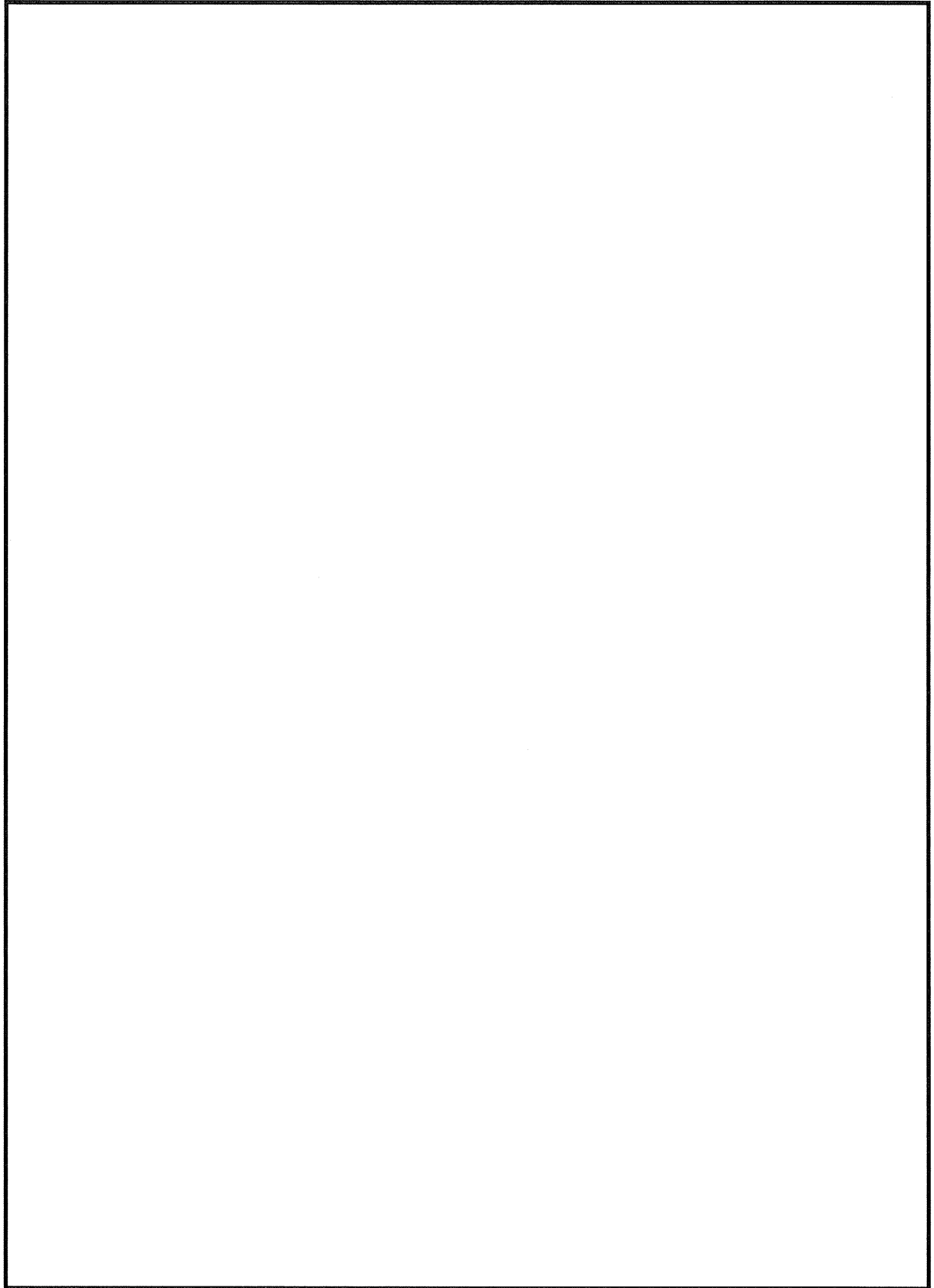


図 4.10-228 板厚構成図（その8）

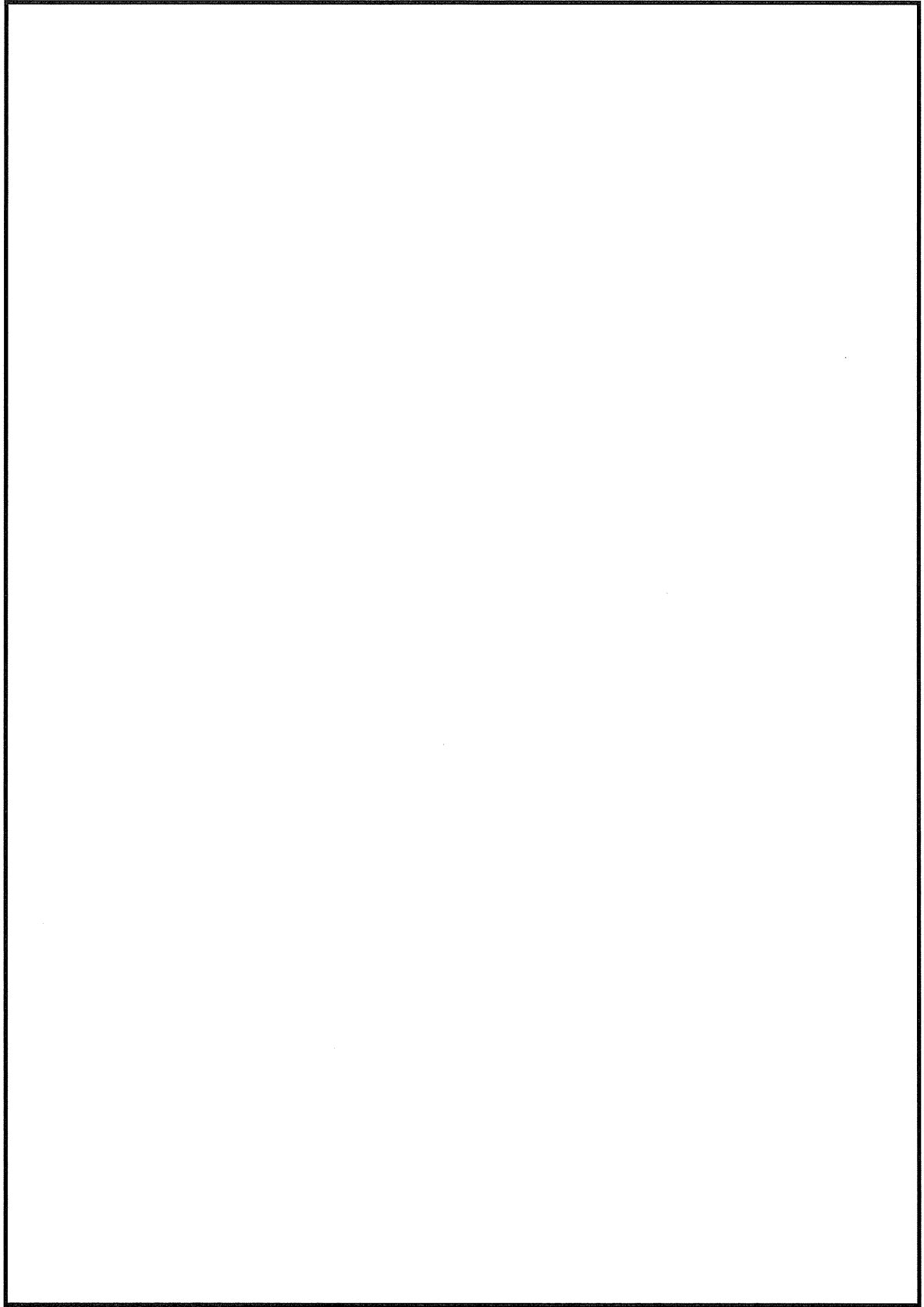


図 4.10-229 板厚構成図（その9）

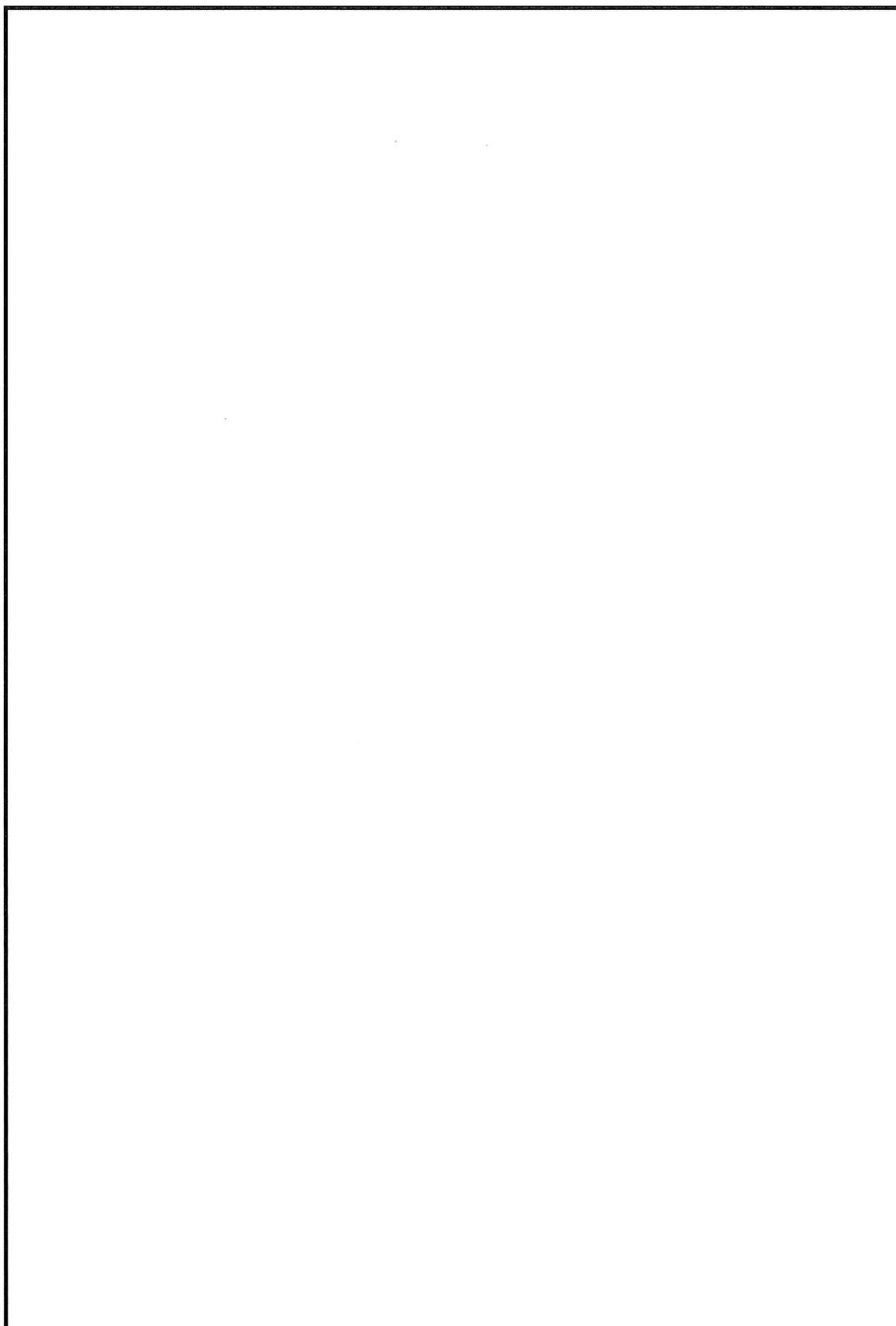


図 4. 10-230 板厚構成図（その 1 0）

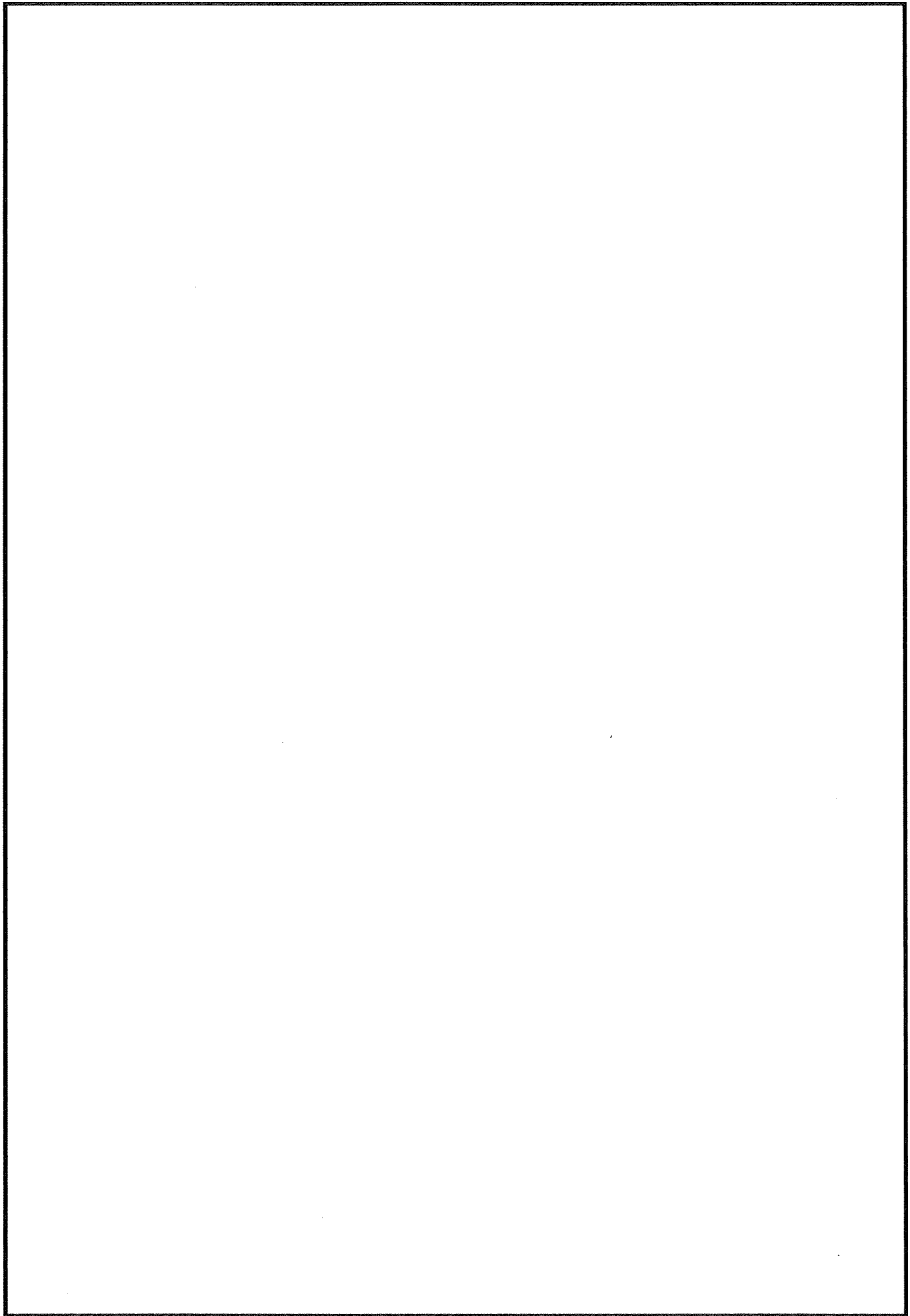


図 4.10-231 板厚構成図（その 1 1）

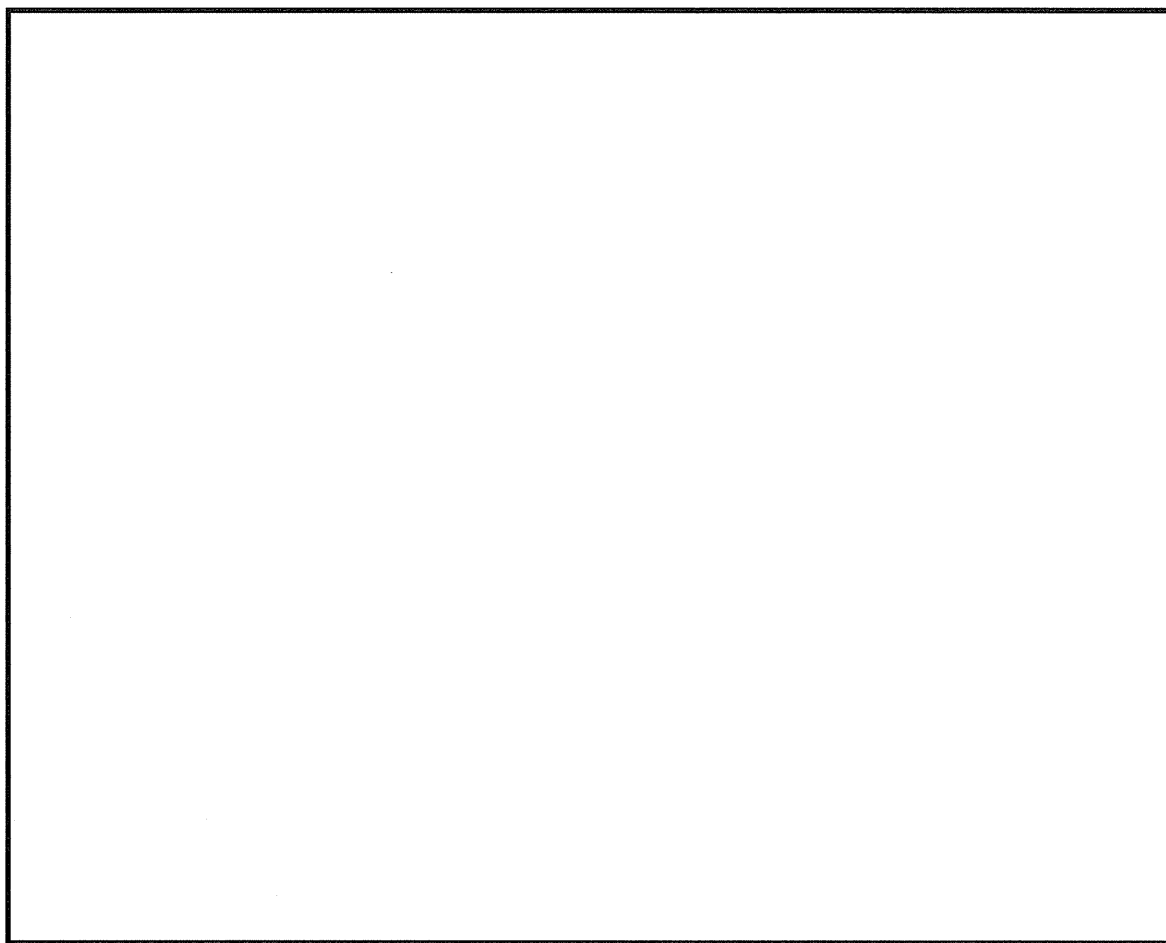


図 4.10-232 板厚構成図（その 1 2）

(b) 断面力

3次元静的フレーム解析によって照査値が最大となる断面力図を図 4.10-233～図 4.10-235 に示す。

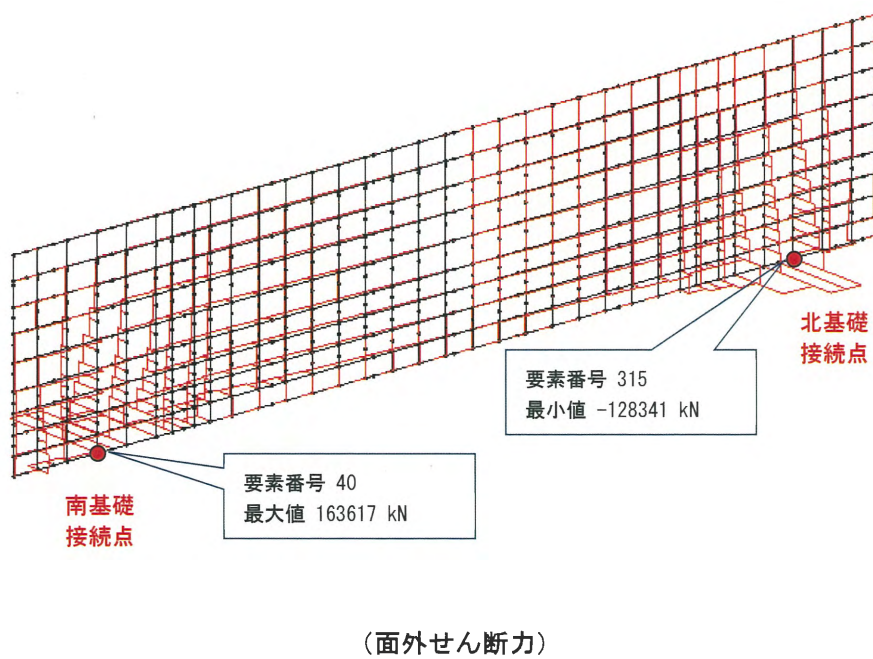
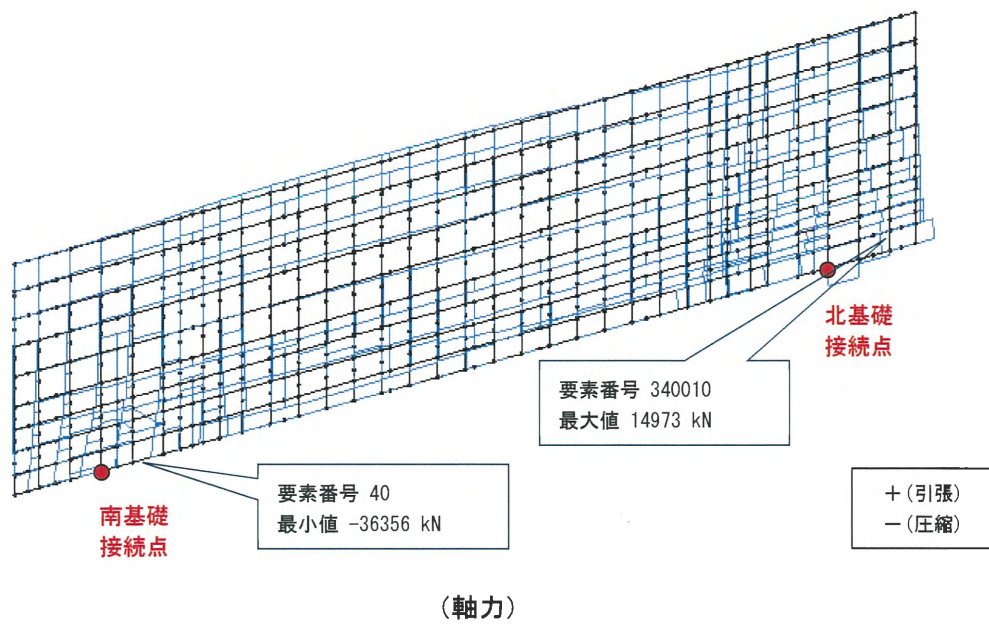
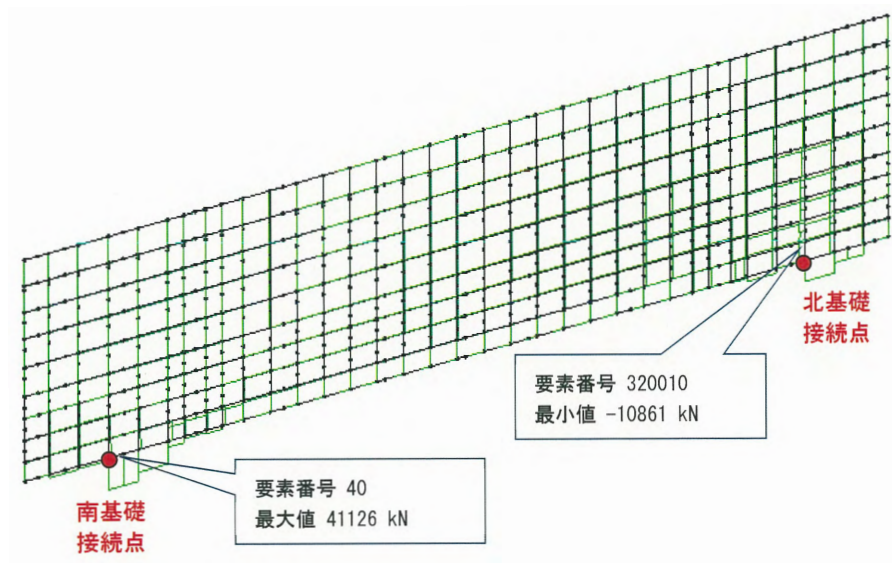
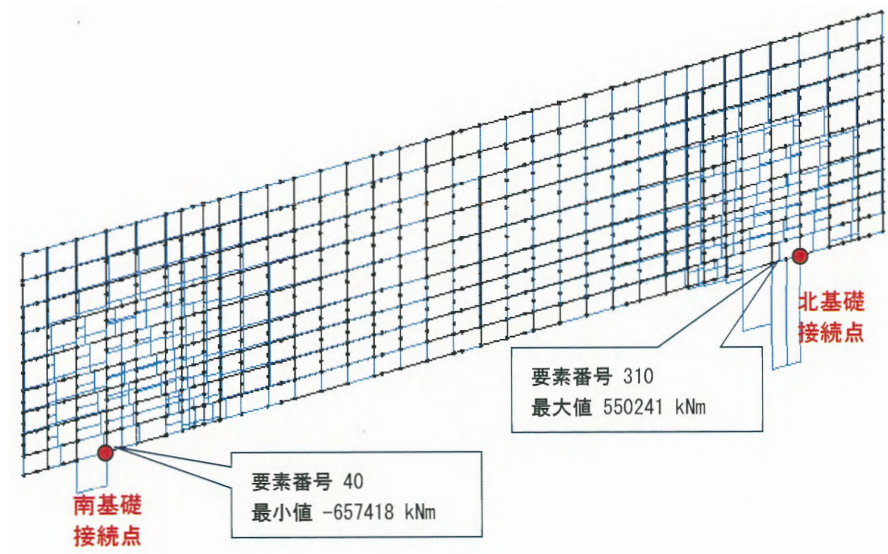


図 4.10-233 断面力図 (その 1)
(重畳時 (敷地に遡上する津波) 地盤バネ 5)

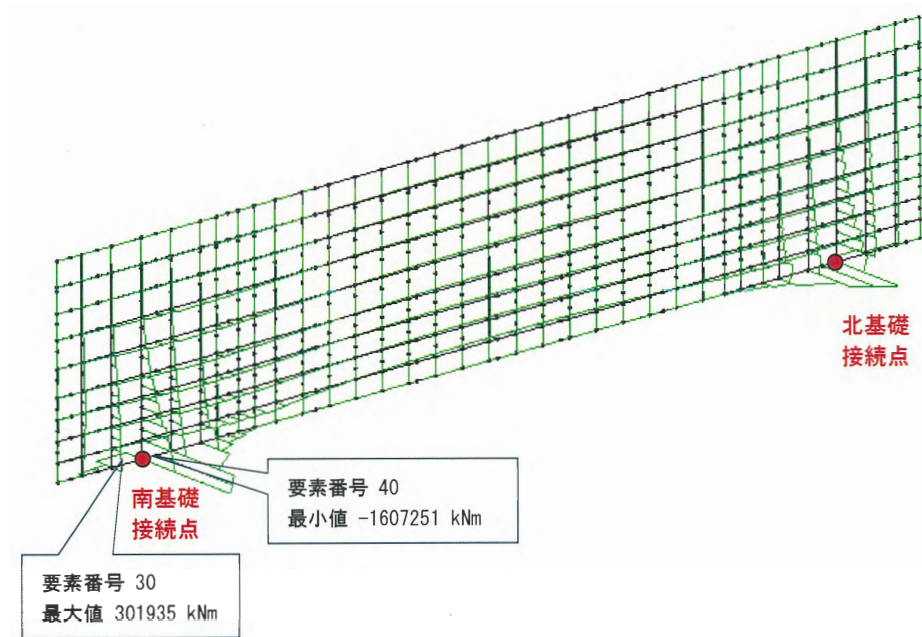


(面内せん断力)

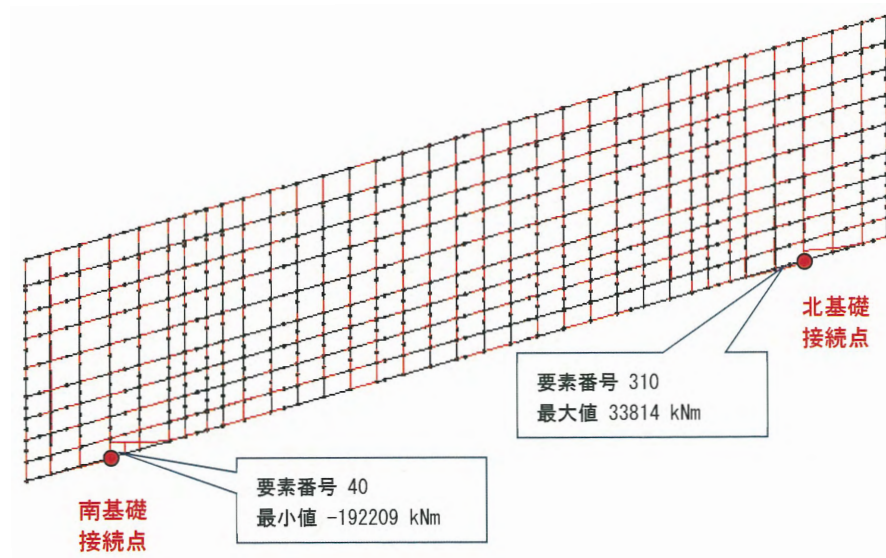


(ねじりモーメント)

図 4.10-234 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 4.10-235 断面力図 (その3)
(重畳時 (敷地に遡上する津波) 地盤バネ5)

(c) 部材照査

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、許容限界以下であることを確認する。

イ. 頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材の評価結果

重畳時（敷地に遡上する津波）において、鋼製防護壁の主部材の直応力度、せん断応力度及び合成応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。3次元静的フレーム解析によって求められた断面力に基づき各応力度を算出する。直応力度は曲げ軸力から、せん断応力度はせん断力及びねじりモーメントから、合成応力度は、直応力度とせん断応力度の各々の照査値を二乗和として算出する。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。

外面鋼板及び隔壁からなる主部材の照査結果を表 4.10-66 に、照査結果における最大照査値発生要素（主桁）における隔壁の評価結果を表 4.10-67 及び表 4.10-68 に、それぞれの照査対象位置図を図 4.10-236 及び図 4.10-237 に、照査値最大箇所各応力度成分の最大応力度発生箇所を図 4.10-238 に示す。各応力度の最大照査値は、直応力度が地盤バネ 5 において 0.47、せん断応力度が地盤バネ 5 において 0.62、合成応力度が地盤バネ 5 において 0.47 である。したがって、全ての応力度の最大照査値が地盤バネ 5 において発生しており、これらの最大照査値はすべて 1.0 以下である。

以上のことから、頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材の発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.10-66 頂板鋼板、外面鋼板及び隔壁からなる主部材の評価結果

検討 ケース	照査項目	材質	地盤バネ 3		地盤バネ 4		地盤バネ 5		許容限界
			発生 応力度	照査 値	発生 応力度	照査 値	発生 応力度	照査値	
重畳時（敷地に 遡上する津波）	直応力度 σ (N/mm ²)	SBHS700	298.2	0.43	316.7	0.46	324.6	0.47	697
	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	SBHS700	220.5	0.56	242.3	0.61	246.6	0.62	399.5
	合成応力度 k (—)	SBHS700	0.45	0.38	0.54	0.45	0.56	0.47	1.2
断面力図			—		—		○		

注記 赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍，堤軸直交方向：西向き 1.0 倍，鉛直方向：下向き 0.4 倍である。堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍の場合に，堤軸直交方向の慣性力及び動水圧と津波荷重の合力が最大になるため，この荷重による水平梁の支間部中央付近及び鉛直梁の上部の堤軸直交方向のたわみが大きくなる。このため，支柱部（基礎の直上）の下端（基礎との接合部）及び支柱部と支間部を繋ぐテーパー部付近の曲げモーメント及びせん断力が大きくなり，この断面力の発生状況に対応して最大照査値が発生している。

表 4.10-67 最大照査値発生要素（主桁）における隔壁の評価結果(1)（地盤バネ 5）

地盤バネ ケース	荷重	照査項目	隔壁 名称	材質	板厚 (mm)	発生値	許容 限界	照査値
地盤バネ 5	重畳時 (敷地に遡 上する津 波)	直応力度 σ (N/mm ²)	Y ₉₋₂	SBHS700	65	324.6	697	0.47
			Y ₉₋₃	SBHS500	20	60.6	500	0.13
			Y ₉₋₄	SBHS700	65	261.3	697	0.38
			Z _{1b}	SBHS700	60	290.3	697	0.42
			Z _{1c}	SBHS700	60	228.3	697	0.33

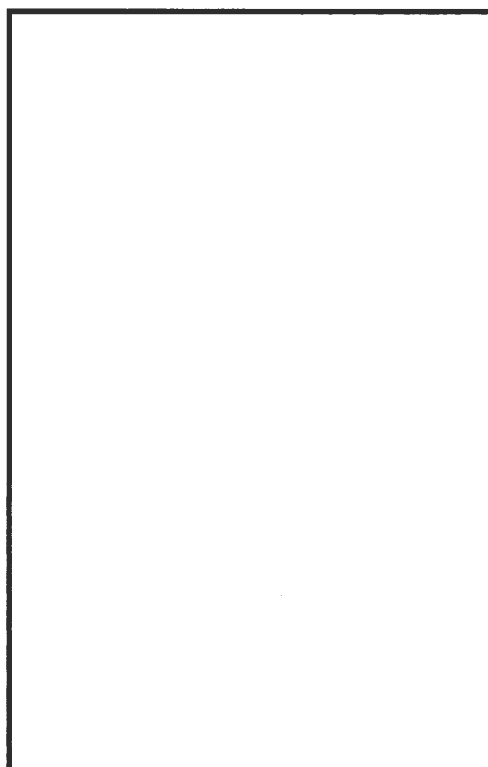


図 4.10-236 隔壁の評価対象位置（主桁：直応力）

表 4.10-68 最大照査値発生要素（主桁）における隔壁の評価結果(2)（地盤バネ5）

地盤バネ ケース	荷重	照査項目	隔壁 名称	材質	板厚 (mm)	発生値	許容 限界	照査値
地盤バネ5	重畳時 (敷地に遡 上する津 波)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	Y_{9-1}	SBHS700	60	183.5	399.5	0.46
			Y_{9-2}	SBHS500	60	148.2	285	0.52
			Y_{9-3}	SBHS500	60	137.5	285	0.49
			Y_{9-4}	SBHS500	60	140.0	285	0.50
			Y_{9-5}	SBHS500	60	149.5	285	0.53
			Y_{9-6}	SBHS700	60	182.9	399.5	0.46
			Z_{0a}	SBHS700	75	196.7	399.5	0.50
			Z_{0b}	SBHS700	75	242.5	399.5	0.61
			Z_{0c}	SBHS700	75	239.0	399.5	0.60
			Z_{0d}	SBHS700	75	246.6	399.5	0.62
			Z_{0e}	SBHS700	75	186.9	399.5	0.47
		合成応力度 k (—)	Y_{9-1}	SBHS700	60	0.36	1.2	0.30
			Y_{9-2}	SBHS500	60	0.34	1.2	0.29
			Y_{9-3}	SBHS500	60	0.34	1.2	0.29
			Y_{9-4}	SBHS500	60	0.34	1.2	0.29
			Y_{9-5}	SBHS500	60	0.34	1.2	0.29
			Y_{9-6}	SBHS700	60	0.36	1.2	0.30
			Z_{0a}	SBHS700	75	0.53	1.2	0.45
			Z_{0b}	SBHS700	75	0.56	1.2	0.47
			Z_{0c}	SBHS700	75	0.56	1.2	0.47
			Z_{0d}	SBHS700	75	0.56	1.2	0.47
			Z_{0e}	SBHS700	75	0.53	1.2	0.45

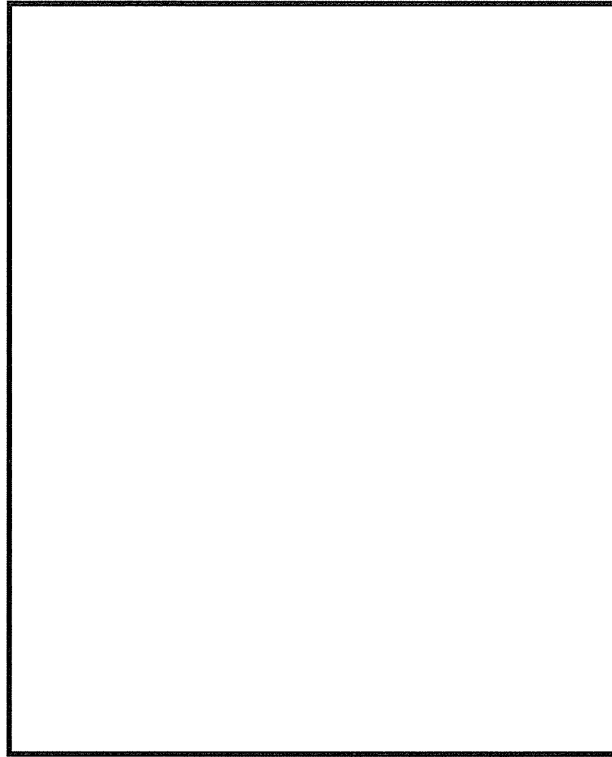


図 4.10-237 隔壁の評価対象位置（主桁：せん断応力度及び合成応力度）

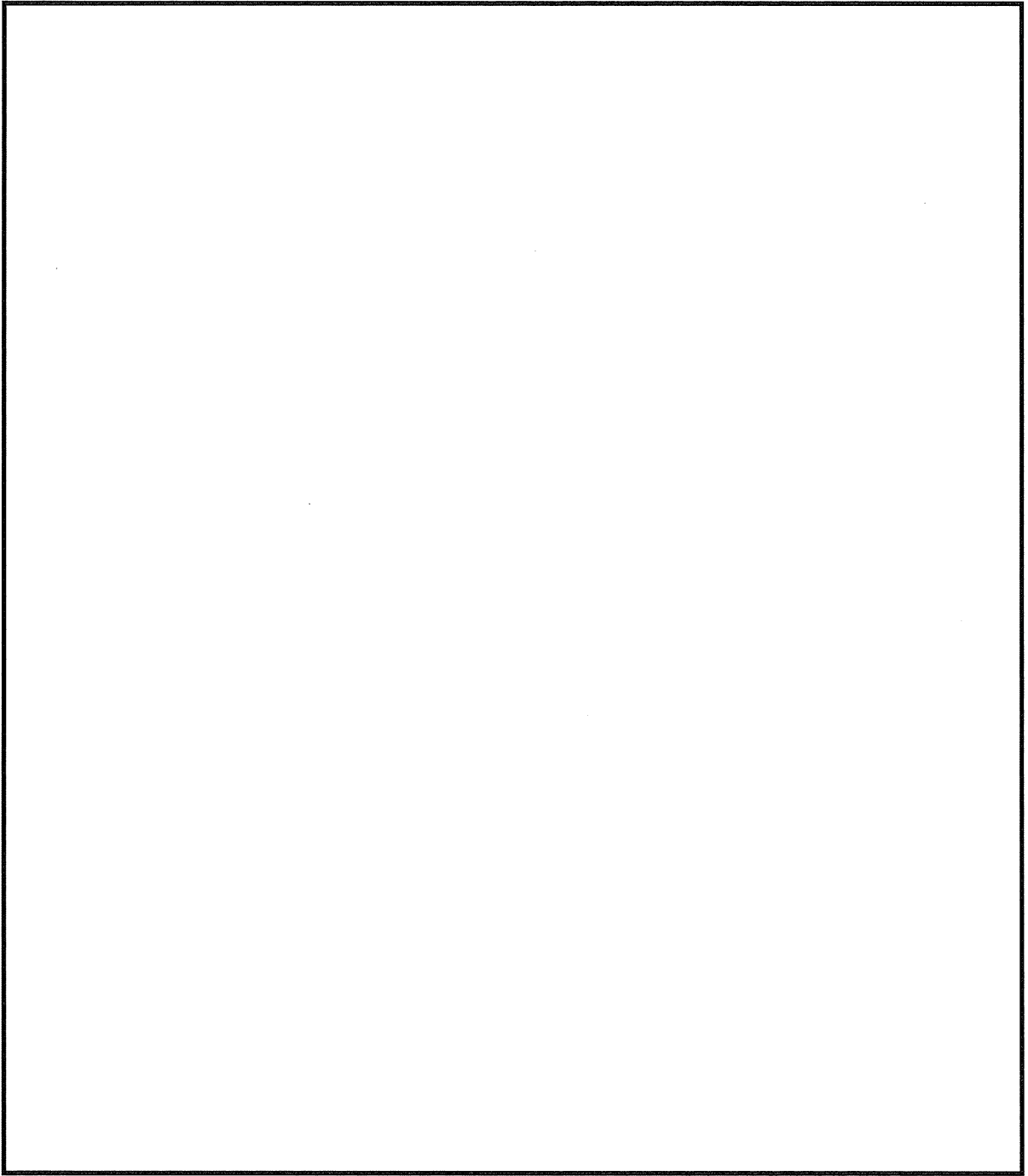


図 4.10-238 最大応力度発生箇所（地盤バネ 5）

ロ. 補剛材の評価結果

補剛材は、「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）」

4.2.5 項の規定に基づいた断面 2 次モーメント（必要剛度）を満たす補剛材を配置し，補剛板（主部材（鋼板，隔壁））の座屈に対して安全性を確保する。縦方向補剛材（水平補剛材（外面鋼板））の鋼種は，補剛される板と同等以上のものとする。

計算に用いる記号と名称を図 4.10-239 に，南側基礎の例示箇所における縦方向補剛材（水平補剛材（外面鋼板））の配置概念図を図 4.10-240 に示す。また，補剛板（主部材（外面鋼板））に対する縦方向補剛材（水平補剛材（外面鋼板））の評価結果を表 4.10-69～表 4.10-71 に示す。

以上のことから，必要な縦方向補剛材（水平補剛材（外面鋼板））を配置できていることを確認した。

- ・縦方向補剛材（水平補剛材（外面鋼板））1 個の断面積（必要断面積）

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

- ・縦方向補剛材（水平補剛材（外面鋼板））1 個の断面 2 次モーメント（必要剛度）

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

- ・縦方向補剛材（水平補剛材（外面鋼板））の必要剛比

（ $\alpha \leq \alpha_0$ かつ横方向補剛材（鉛直隔壁）1 個の断面 2 次モーメント（必要剛度）

$I c_{\text{req}}$ が以下である場合）

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

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

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

（上記以外の場合）

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

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

ここで， t : 補剛板（外面鋼板）の板厚（mm）

b : 補剛板（外面鋼板）の全幅（mm）

a : 横方向補剛材（鉛直隔壁間隔）（mm）

n : 縦方向補剛材（水平補剛材（外面鋼板））によって区切られるパネル数

α : 補剛板（外面鋼板）の縦横寸法比 = a / b

$$\alpha_0 : \text{限界縦横寸法比} = \sqrt[4]{(1+n)}$$

$$\delta L : \text{横方向補剛材（外面鋼板）1個の断面積比} = A L_{\text{req}} / (b \cdot t)$$

t_0 : 「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説」4.2.5項 表-4.2.6に示す板厚（mm）

f : 応力勾配による係数（=1）

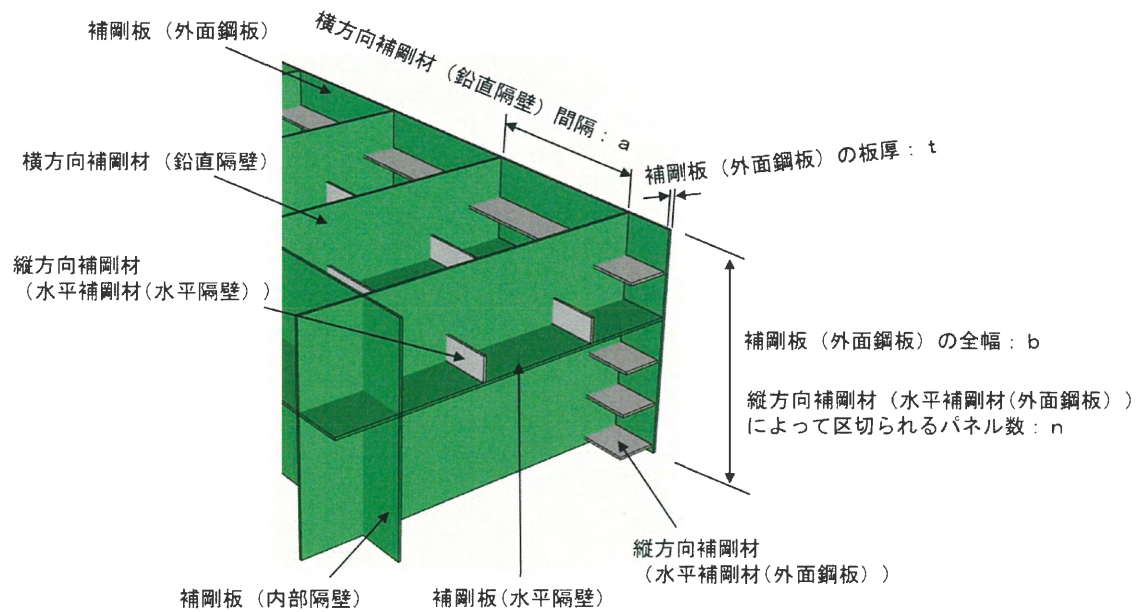


図 4.10-239 計算に用いる記号及び名称

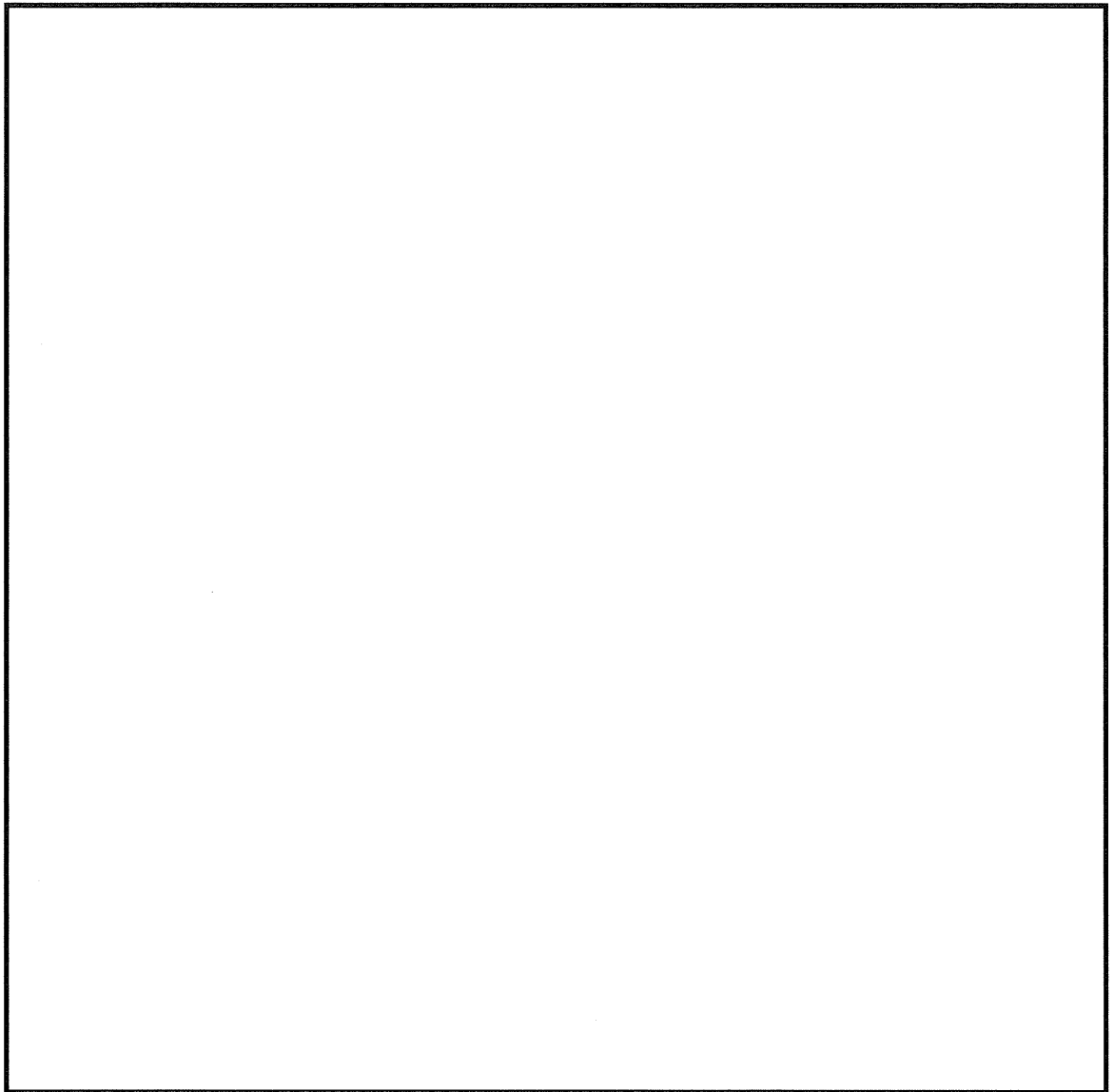


図 4.10-240 補剛材（水平補剛材（外面鋼板））の配置概念図（南基礎）

表 4.10-69 縦方向補剛材（水平補剛材（外面鋼板））の評価結果（その1）

主部材（外面鋼板）			縦方向補剛材（水平補剛材（外面鋼板））		
部位	材質	板厚 (mm)	成分	必要量	配置量
Z0-Z1	SBHS700	65	断面積 (cm ²)	31.4	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	18506	37137
Z0-Z1	SBHS500	60	断面積 (cm ²)	29.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	8347	37137
Z0-Z1	SBHS500	40	断面積 (cm ²)	19.3	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	17073	37137
Z0-Z1	SBHS700	30	断面積 (cm ²)	14.5	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	24382	37137
Z0-Z1	SBHS500	25	断面積 (cm ²)	12.1	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	12879	37137
Z1-Z2	SBHS700	65	断面積 (cm ²)	35.8	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	26483	37137
Z1-Z2	SBHS700	60	断面積 (cm ²)	33.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	19206	37137
Z1-Z2	SBHS500	40	断面積 (cm ²)	22.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	20480	37137
Z1-Z2	SBHS700	30	断面積 (cm ²)	16.5	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	20475	37137
Z1-Z2	SBHS500	25	断面積 (cm ²)	13.8	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	10717	37137
Z2-Z3	SBHS500	60	断面積 (cm ²)	33.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	15895	37137
Z2-Z3	SBHS700	40	断面積 (cm ²)	22.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	25715	37137
Z2-Z3	SBHS700	30	断面積 (cm ²)	16.5	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	20475	37137
Z2-Z3	SBHS500	25	断面積 (cm ²)	13.8	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	10717	37137
Z3-Z4	SBHS700	40	断面積 (cm ²)	22.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	25715	37137
Z3-Z4	SBHS700	30	断面積 (cm ²)	16.5	108.8
			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 4.10-70 縦方向補剛材（水平補剛材（外面鋼板））の評価結果（その2）

主部材（外面鋼板）			縦方向補剛材（水平補剛材（外面鋼板））		
部位	材質	板厚 (mm)	成分	必要量	配置量
Z3-Z4	SBHS700	25	断面積 (cm ²)	13.8	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	12879	37137
Z4-Z5	SBHS700	30	断面積 (cm ²)	16.5	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	21515	37137
Z4-Z5	SBHS700	25	断面積 (cm ²)	13.8	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	13481	37137
Z5-Z6	SBHS500	30	断面積 (cm ²)	16.5	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	19971	37137
Z5-Z6	SBHS700	25	断面積 (cm ²)	13.8	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	11155	37137
Z6-Z7	SBHS500	30	断面積 (cm ²)	15.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	15487	37137
Z6-Z7	SBHS500	25	断面積 (cm ²)	12.5	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	15480	37137
Z6-Z7	SBHS500	20	断面積 (cm ²)	10.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	7354	37137
Z6-Z7	SBHS500	16	断面積 (cm ²)	8.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	5161	37137
Z6-Z7	SM490Y	12	断面積 (cm ²)	6.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	1058	37137
Z7-Z8	SBHS700	20	断面積 (cm ²)	10.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	8883	37137
Z7-Z8	SBHS500	16	断面積 (cm ²)	8.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	4272	37137
Z7-Z8	SM570	16	断面積 (cm ²)	8.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	5161	37137
Z7-Z8	SM490Y	12	断面積 (cm ²)	6.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	1058	37137
Z8-Z9	SBHS500	20	断面積 (cm ²)	10.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	8883	37137
Z8-Z9	SBHS500	16	断面積 (cm ²)	8.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	4272	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 4.10-71 縦方向補剛材（水平補剛材（外面鋼板））の評価結果（その3）

主部材（外面鋼板）			縦方向補剛材（水平補剛材（外面鋼板））		
部位	材質	板厚 (mm)	成分	必要量	配置量
Z8-Z9	SM570	16	断面積 (cm ²)	8.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	4272	37137
Z8-Z9	SM490Y	16	断面積 (cm ²)	8.0	108.8
			断面 2 次モーメント (cm ⁴)	4272	37137
Z8-Z9	SM490Y	12	断面積 (cm ²)	6.0	108.8
			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

ハ. 添接板の評価結果

添接継手部は「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 3.2 項及び 6.3 項に基づき評価する。外面鋼板及び隔壁の板厚が 30 mm を超える箇所については溶接接合となるため，外面鋼板及び隔壁の主部材の照査値が最大となる接合部近傍において，ボルト接合の板厚が 30 mm となる箇所での照査例を示す。対象箇所を図 4.10-241 に，添接板に対する評価結果を表 4.10-72 に示す。

以上のことから，添接板の配置断面積が必要断面積以上であることを確認した。

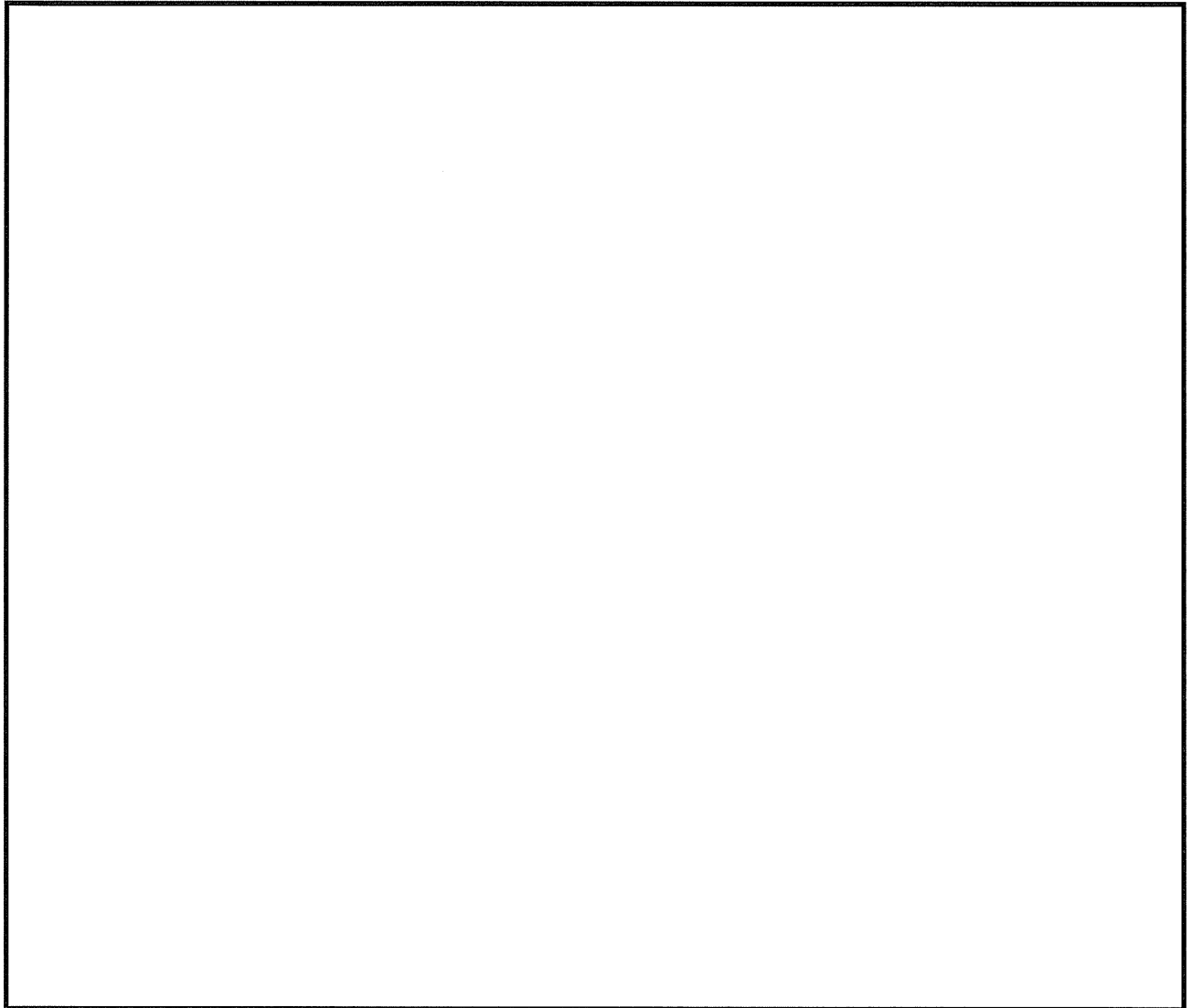


図 4.10-241 添接板の照査例の対象箇所

表 4.10-72 添接板の評価結果例

応力状態	必要断面積 (cm ²)	配置断面積 (cm ²)	材質
引張軸力最大時	70.3	270.3	SBHS700
圧縮軸力最大時	67.5	373.9	SBHS700

c. 鋼製防護壁（接合部）の評価結果

(a) 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次元静的フレーム解析結果から抽出する。断面力の概念図を図 4.10-242 に示す。

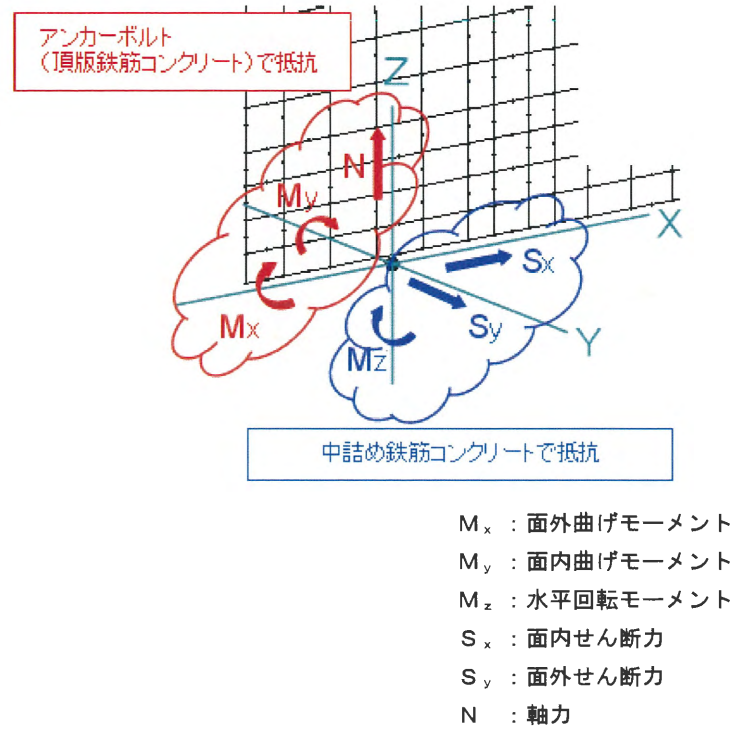


図 4.10-242 断面力の概念図

(b) アンカーボルトに対する評価結果

重畳時（敷地に遡上する津波）におけるアンカーボルトの評価結果を表 4.10-73 に示す。アンカーボルトの評価では、発生引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。引張応力度は、堤軸方向（南北基礎ともに①－①断面）、堤軸直交方向（北基礎②－②断面、南基礎③－③断面）に対して算出する。

アンカーボルトの仕様を図 4.10-243 に、アンカーボルトの配置を図 4.10-244 に示す。このアンカーボルト仕様及び配置に対して評価を行う。

アンカーボルトの引張応力度に対する照査を行った結果、表 4.10-73 に示すとおり発生引張応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、照査値は、津波荷重が卓越する堤軸直交方向の方が堤軸方向よりも大きく、最大照査値は、北基礎が地盤バネ 3 の堤軸直交方向の 0.54、南基礎が地盤バネ 5 の堤軸直交方向の 0.61 である。

以上のことから、アンカーボルトの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.10-73 アンカーボルトの照査結果（重畳時（敷地に遡上する津波））

地盤バネ ケース	基礎	断面	断面力		アンカーボルトの照査結果		
			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 応力度	短期許容 応力度	
地盤バネ 3	北基礎	堤軸方向 ① (①-①断面)	512274	-68319	44.0	355.0	0.13
		堤軸直交方向 (②-②断面)	1296325	-49303	188.3	355.0	0.54
	南基礎	堤軸方向 (①-①断面)	-474945	-77419	35.5	355.0	0.10
		堤軸直交方向 (③-③断面)	1425093	-69283	210.2	355.0	0.60
地盤バネ 4	北基礎	堤軸方向 (①-①断面)	822122	-75489	92.9	355.0	0.27
		堤軸直交方向 (②-②断面)	1253225	-46982	182.5	355.0	0.52
	南基礎	堤軸方向 (①-①断面)	-606230	-83720	53.6	355.0	0.16
		堤軸直交方向 (③-③断面)	1451689	-71639	215.2	355.0	0.61
地盤バネ 5	北基礎	堤軸方向 (①-①断面)	886910	-77267	103.0	355.0	0.30
		堤軸直交方向 (②-②断面)	1248578	-46402	182.1	355.0	0.52
	南基礎	堤軸方向 ② (①-①断面)	-646404	-85280	59.7	355.0	0.17
		堤軸直交方向 (③-③断面)	1441131	-45131	216.2	355.0	0.61

注記 * : アンカーボルトの引張応力度の算出方法は、接合部の堤軸及び堤軸直交方向の曲げモーメントと軸力を考慮して、アンカーボルトが定着する水平断面を複鉄筋の鉄筋コンクリート断面とした断面計算とし、堤軸及び堤軸直交方向ごとに照査を行う。

赤線枠内は最大照査値を示す。①の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。アンカーボルトの引張応力度照査においては、堤軸直交方向の慣性力及び動水圧が最大になる堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍に津波荷重を重ね合わせた場合が、アンカーボルトの引張応力度に対して最も厳しい条件になる。また、鉛直方向の組合せ係数が上向き 0.4 倍の場合には軸圧縮力が低減するため、堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍と併せて最も厳しい組合せになる。したがって、上記の組合せケースで最大照査値が発生する。

一方、②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。アンカーボルトの引張応力度照査においては、堤軸直交方向の慣性力及び動水圧が最大になる堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍に津波荷重を重ね合わせた場合が、アンカーボルトの引張応力度に対して最も厳しい条件になる。また、鉛直方向の組合せ係数が上向き 0.4 倍の場合には軸圧縮力が低減するため、堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍と併せて最も厳しい組合せになる。したがって、上記の組合せケースで最大照査値が発生する。



アンカーボルトの材質：SM520 相当

図 4.10-243 アンカーボルトの仕様



図 4.10-244 アンカーボルトの配置（南北基礎では南北方向に線対称）

(c) ベースプレートに対する評価結果

重畳時（敷地に遡上する津波）におけるベースプレートの評価結果を表 4.10-74 及び表 4.10-75 に示す。ベースプレートの評価では、ベースプレートに発生する軸方向圧縮応力度、曲げ応力度、せん断応力度及び合成応力度の 4 種類の発生応力度が、許容限界以下であることを確認する。

ベースプレートの発生応力度に対する照査を行った結果、4 種類の応力度が全て許容限界以下であることを確認した。なお、堤軸方向の最大照査値は、北基礎が地盤バネ 5 の軸圧縮応力度の 0.26 であり、南基礎が地盤バネ 5 の軸圧縮応力度の 0.19 である。堤軸直交方向の最大照査値は、北基礎が地盤バネ 3 の軸圧縮応力度の 0.33 であり、南基礎が地盤バネ 5 の軸圧縮応力度の 0.37 である。

以上のことから、ベースプレートの発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.10-74 ベースプレートの評価結果（堤軸方向）

地盤バネ ケース	基礎	断面	照査項目	発生値	許容限界	照査値
地盤バネ 3	北基礎	堤軸方向	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	69.4	450.0	0.16
			曲げ応力度 (N/mm ²)	23.5	355.0	0.07
			せん断応力度 (N/mm ²)	16.5	260.0	0.07
			合成応力度	0.008	1.20	0.01
	南基礎	堤軸方向	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	61.1	450.0	0.14
			曲げ応力度 (N/mm ²)	20.7	355.0	0.06
			せん断力応力度 (N/mm ²)	14.5	260.0	0.06
			合成応力度	0.006	1.20	0.01
地盤バネ 4	北基礎	堤軸方向	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	108.3	450.0	0.25
			曲げ応力度 (N/mm ²)	36.7	355.0	0.11
			せん断応力度 (N/mm ²)	25.7	260.0	0.10
			合成応力度	0.019	1.20	0.02
	南基礎	堤軸方向	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	77.8	450.0	0.18
			曲げ応力度 (N/mm ²)	26.3	355.0	0.08
			せん断応力度 (N/mm ²)	18.5	260.0	0.08
			合成応力度	0.010	1.20	0.01
地盤バネ 5	北基礎	堤軸方向 ①	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	116.7	450.0	0.26
			曲げ応力度 (N/mm ²)	39.5	355.0	0.12
			せん断応力度 (N/mm ²)	27.7	260.0	0.11
			合成応力度	0.022	1.20	0.02
	南基礎	堤軸方向 ②	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	83.3	450.0	0.19
			曲げ応力度 (N/mm ²)	28.2	355.0	0.08
			せん断応力度 (N/mm ²)	19.8	260.0	0.08
			合成応力度	0.011	1.20	0.01

注記 赤線枠内は最大照査値を示す。①の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 1.0 倍、堤軸直交方向：東向き 0.4 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。ベースプレートの堤軸方向の照査においては、堤軸方向の荷重が最大になる堤軸方向の組合せ係数 1.0 倍において最大照査値が発生する。

一方、②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 1.0 倍、堤軸直交方向：西向き 0.4 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。ベースプレートの堤軸方向の照査においては、堤軸方向の荷重が最大になる堤軸方向の組合せ係数 1.0 倍において最大照査値が発生する。

表 4.10-75 ベースプレートの評価結果（堤軸直交方向）

地盤バネ ケース	基礎	断面	照査項目	発生値	許容限界	照査値
地盤バネ 3	北基礎	堤軸直交方向 ①	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	148.2	450.0	0.33
			曲げ応力度 (N/mm ²)	41.8	355.0	0.12
			せん断応力度 (N/mm ²)	35.2	260.0	0.14
			合成応力度	0.030	1.20	0.03
	南基礎	堤軸直交方向	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	160.8	450.0	0.36
			曲げ応力度 (N/mm ²)	45.3	355.0	0.13
			せん断応力度 (N/mm ²)	38.2	260.0	0.15
			合成応力度	0.035	1.20	0.03
地盤バネ 4	北基礎	堤軸直交方向	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	143.2	450.0	0.32
			曲げ応力度 (N/mm ²)	40.4	355.0	0.12
			せん断応力度 (N/mm ²)	34.0	260.0	0.14
			合成応力度	0.028	1.20	0.03
	南基礎	堤軸直交方向	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	163.3	450.0	0.37
			曲げ応力度 (N/mm ²)	46.0	355.0	0.13
			せん断応力度 (N/mm ²)	38.8	260.0	0.15
			合成応力度	0.036	1.20	0.04
地盤バネ 5	北基礎	堤軸直交方向	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	143.2	450.0	0.32
			曲げ応力度 (N/mm ²)	40.4	355.0	0.12
			せん断応力度 (N/mm ²)	34.0	260.0	0.14
			合成応力度	0.028	1.20	0.03
	南基礎	堤軸直交方向 ②	軸圧縮応力度 (N/mm ²)	163.3	450.0	0.37
			曲げ応力度 (N/mm ²)	46.0	355.0	0.13
			せん断応力度 (N/mm ²)	38.8	260.0	0.15
			合成応力度	0.036	1.20	0.04

注記 赤線枠内は最大照査値を示す。①の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。ベースプレートの照査においては、堤軸直交方向の慣性力及び動水圧が最大になる堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍に津波荷重を重ね合わせた場合が最も厳しい条件になる。したがって、堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍の組合せケースにおいて最大照査値が発生する。

一方、②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。ベースプレートの照査においては、堤軸直交方向の慣性力及び動水圧が最大になる堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍に津波荷重を重ね合わせた場合が最も厳しい条件になる。したがって、堤軸直交方向の組合せ係数 1.0 倍の組合せケースにおいて最大照査値が発生する。

(d) アンカーボルトに対する定着長

アンカーボルト定着長の評価結果を表 4.10-76 に示す。アンカーボルトの定着長が設計定着長以上であることを確認した。

表 4.10-76 アンカーボルトの定着長

定着長 (cm)	設計定着長 (cm)	照査値
252.0	236.9	0.95

(e) アンカーボルトのコーンせん断に対する評価結果

重畳時（敷地に遡上する津波）において、アンカーボルトのコーンせん断に対する評価結果を表 4.10-77 に、補強鉄筋の標準配置図を図 4.10-245 に示す。アンカーボルトの定着部のコーンせん断の評価では、定着部のコーンせん断応力度が短期許容コーンせん断応力度以下であることを確認する。短期許容コーンせん断応力度は、コンクリート強度により決定する短期許容コーンせん断応力度と補強鉄筋による短期許容コーンせん断応力度の増分の和である。

コーンせん断に対する補強鉄筋の配置鉄筋量は 1 m^2 当たり 3378 mm^2 であり、D25 の鉄筋 2 本、鉄筋間隔 300 mm の補強鉄筋を配置する。

アンカーボルトのコーンせん断の発生応力度に対する照査を行った結果、アンカーボルトの定着部のコーンせん断応力度が短期許容コーンせん断応力度以下であることを確認した。最大照査値は、北基礎が地盤バネ 3 において 0.71、南基礎が地盤バネ 5 において 0.74 である。

以上のことから、アンカーボルトのコーンせん断に対する発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.10-77 アンカーボルトのコーンせん断

地盤 バネ ケース	基礎	定着部の コーンせん断 応力度 τ_{cos} (N/mm^2)	① コンクリート強度 で決まる 短期許容コーン せん断応力度 τ_{coa1} (N/mm^2)	② 補強鉄筋による 短期許容コーン せん断応力度の増分 $\Delta \tau_{cos} = \tau_{cos2} - 1/2 \times \tau_{coa1}$ (N/mm^2)	①+② 短期許容 コーンせん断 応力度 (N/mm^2)	照査値
地盤 ① バネ 3	北基礎	0.994	0.825	0.582	1.407	0.71
	南基礎	1.110	0.825	0.697	1.522	0.73
地盤 バネ 4	北基礎	0.964	0.825	0.551	1.376	0.71
	南基礎	1.136	0.825	0.724	1.549	0.74
地盤 バネ 5 ②	北基礎	0.962	0.825	0.549	1.374	0.71
	南基礎	1.142	0.825	0.729	1.554	0.74

注記 赤線枠内は最大照査値を示す。①の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。したがって、堤軸直交方向の荷重によりアンカーボルトのコーンせん断に対する最大照査値が発生する。一方、②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。南基礎と同様に堤軸直交方向の荷重により最大照査値が発生する。

（コーンせん断に対する補強のために配置する鉄筋量）

地盤バネ ケース	基礎	②の補強に 必要となる鉄筋量 (mm^2/m^2)	配置鉄筋仕様 2-D25@300 (mm^2/m^2)
地盤バネ 3	北基礎	1938.7	3378.0
	南基礎	2324.2	3378.0
地盤バネ 4	北基礎	1837.2	3378.0
	南基礎	2412.5	3378.0
地盤バネ 5	北基礎	1830.6	3378.0
	南基礎	2431.0	3378.0

注記 鉄筋仕様の表記：1 列当たりの本数-異形鉄筋径@水平間隔 mm

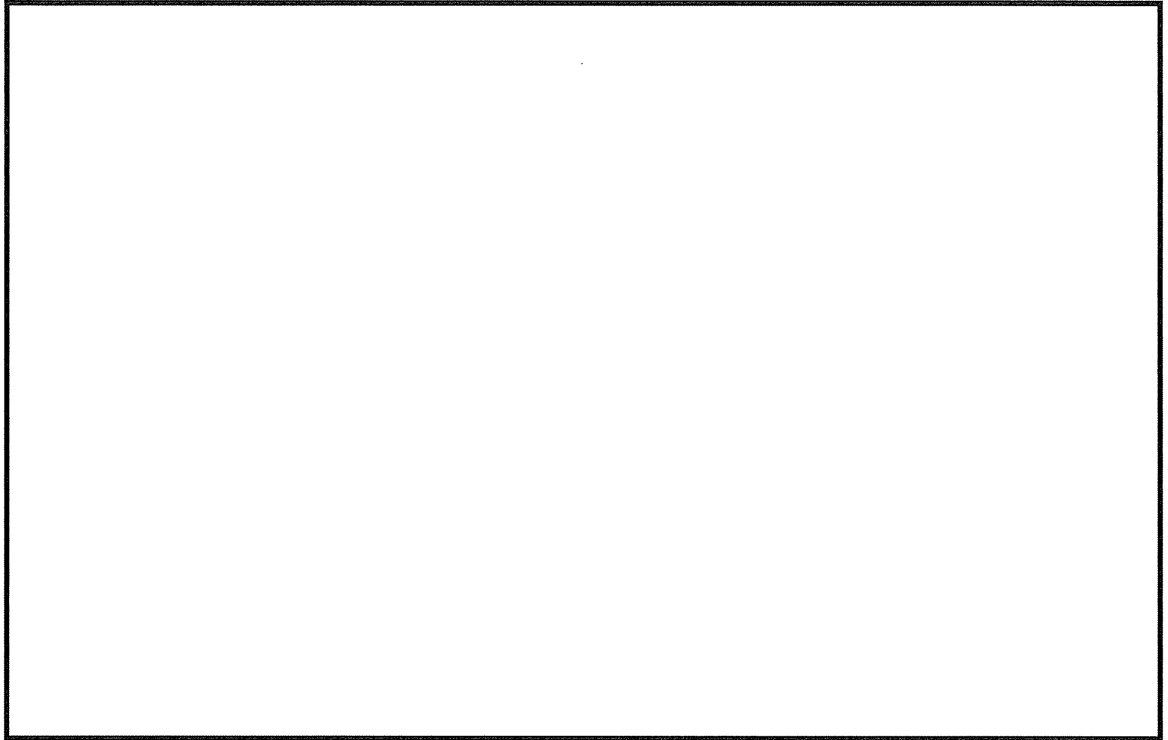


図 4.10-245 アンカーボルトのコーンせん断に対する補強鉄筋の標準配置図

(f) 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

重畳時（敷地に遡上する津波）において，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 4.10-78 に示す。中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する評価では，発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力（ V_{ca} ）と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（ V_{sa} ）を合わせた短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認する。また，せん断力の照査は，堤軸方向及び堤軸直交方向断面ごとに行う。また，中詰め鉄筋コンクリートの概略配筋図を図 4.10-246 に示す。

中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対する評価を行った結果，発生するせん断力が短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認した。最大照査値は，南北基礎ともに津波荷重が卓越する堤軸直交方向断面の照査値であり，北基礎の最大照査値が 0.79（地盤バネ 3），南基礎の最大照査値が 0.89（地盤バネ 5）である。

以上のことから，中詰め鉄筋コンクリートの発生水平せん断力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.10-78 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

地盤バネ ケース	基礎	配置 鉄筋	作用方向	発生 せん断力 (kN)	短期許容 せん断力 (kN)	照査値
地盤バネ3	北基礎	D35@200-14本 (SD390) ①	堤軸方向	6444	252547	0.03
			堤軸直交方向	198989	252547	0.79
	南基礎	D35@200-14本 (SD390)	堤軸方向	28967	252547	0.12
			堤軸直交方向	219551	252547	0.87
地盤バネ4	北基礎	D35@200-14本 (SD390)	堤軸方向	33640	252547	0.14
			堤軸直交方向	191993	252547	0.77
	南基礎	D35@200-14本 (SD390)	堤軸方向	60736	252547	0.25
			堤軸直交方向	223606	252547	0.89
地盤バネ5	北基礎	D35@200-14本 (SD390)	堤軸方向	36007	252547	0.15
			堤軸直交方向	191393	252547	0.76
	南基礎	D35@200-14本 (SD390) ②	堤軸方向	63102	252547	0.25
			堤軸直交方向	224237	252547	0.89

注記 鉄筋仕様に示す 14 本-D35@200 は、中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に対するせん断補強鉄筋の配置鉄筋量である。同一水平面上に異形棒鋼 D35 を 14 本配置し、鉛直方向の鉄筋間隔を 200 mm で配置する。括弧内の SD390 は鉄筋の材質を示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。①の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：北向き 0.4 倍，堤軸直交方向：西向き 1.0 倍，鉛直方向：上向き 0.4 倍である。

一方，②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは，堤軸方向：南向き 0.4 倍，堤軸直交方向：西向き 1.0 倍，鉛直方向：上向き 0.4 倍である。

①及び②ともに堤軸直交方向の組合せ係数が西向き 1.0 倍で慣性力及び動水圧が最大になり，これに津波荷重が作用する場合に最大照査値が発生する。この荷重条件から堤軸直交方向のせん断力が堤軸方向のせん断力よりも大きくなるのは明確であり，これに伴い堤軸直交方向のせん断力に対する照査値が最大になる。また，北基礎は地盤の剛性及び強度が大きい地盤バネ 3 で最大照査値が発生している。これは，地盤バネによる基礎の拘束が大きいほど，接合部のせん断力が厳しくなるためである。一方，南基礎は地盤の剛性及び強度の低い地盤バネ 5 で最大照査値が発生している。これは，堤軸方向の荷重とともに北基礎が南基礎よりも堤軸直交方向の変位が大きくなることによるもので，相対変位の増加により南基礎の荷重負担が北基礎よりも大きくなるためである。

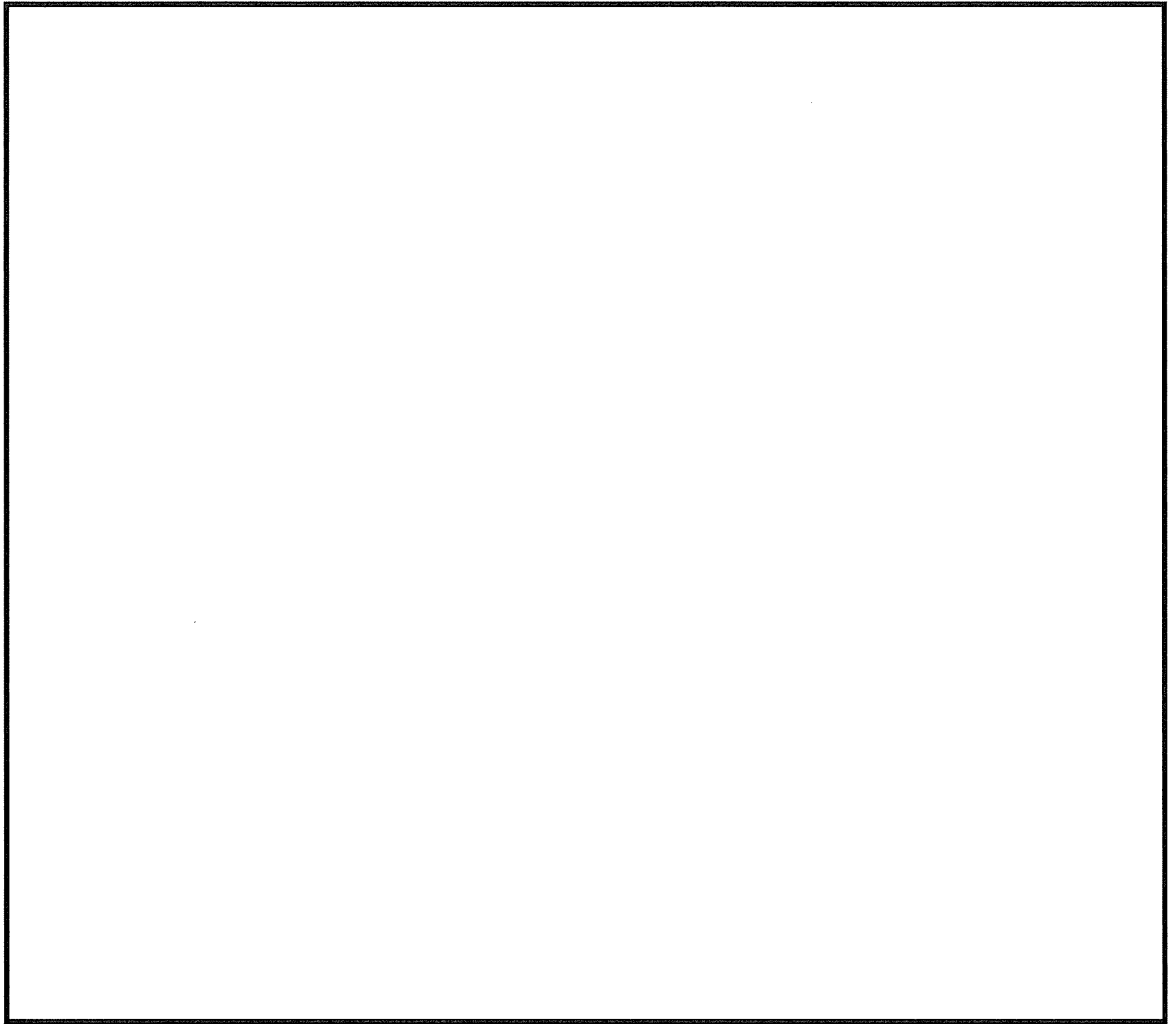


図 4.10-246 中詰め鉄筋コンクリートの概略配筋図（南北基礎では南北方向に線対称）

(g) 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

重畳時（敷地に遡上する津波）において、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 4.10-79 に示す。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では、水平回転により水平鉄筋及び鉛直鉄筋に発生する応力度が、短期許容応力度以下であることを確認する。配置鉄筋は、材質 SD490 の D38 鉄筋 7 本を鉛直方向の鉄筋間隔 200 mm で配置した水平鉄筋と、材質 SD490 の D51 鉄筋を水平方向の鉄筋間隔 150 mm で 7 段配置した鉛直鉄筋で構成する。

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を行った結果、水平及び鉛直鉄筋の発生応力度が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、水平鉄筋の最大照査値は、北基礎が 0.43（地盤パネ 3）、南基礎が 0.70（地盤パネ 5）である。鉛直鉄筋の最大照査値は、北基礎が 0.25（地盤パネ 3）であり、南基礎が 0.40（地盤パネ 5）である。

以上のことから、中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントによる発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 4.10-79 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

地盤パネケース	基礎	水平回転モーメント (kN・m)	横方向鉄筋 (水平方向)				軸方向鉄筋 (鉛直方向)			
			配置鉄筋	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値	配置鉄筋	発生応力度 (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値
地盤パネ 3	北基礎	1337739 ①	D38@200-7本 (SD490)	201.4	478.5	0.43	D51@150-7段 (SD490)	115.9	478.5	0.25
	南基礎	2005739	D38@200-7本 (SD490)	302.0	478.5	0.64	D51@150-7段 (SD490)	173.7	478.5	0.37
地盤パネ 4	北基礎	1161374	D38@200-7本 (SD490)	174.9	478.5	0.37	D51@150-7段 (SD490)	100.6	478.5	0.22
	南基礎	2175779	D38@200-7本 (SD490)	327.6	478.5	0.69	D51@150-7段 (SD490)	188.5	478.5	0.40
地盤パネ 5	北基礎	1153656	D38@200-7本 (SD490)	173.7	478.5	0.37	D51@150-7段 (SD490)	99.9	478.5	0.21
	南基礎	2200842 ②	D38@200-7本 (SD490)	331.4	478.5	0.70	D51@150-7段 (SD490)	190.6	478.5	0.40

注記 水平鉄筋の鉄筋仕様は示す 7 本 D38@200 は、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水平鉄筋の配置鉄筋量である。同一水平面上に異形棒鋼 D38 をフープ状に 7 本配置し、鉛直方向の鉄筋間隔を 200 mm で配置する。括弧内の SD490 は鉄筋の材質を示す。

鉛直鉄筋の鉄筋仕様は示す D51@150-7 段は、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鉛直鉄筋の配置鉄筋量である。異形棒鋼 D51 を水平方向の鉄筋間隔 150 mm で配置し、中詰め鉄筋コンクリートの中心に向かって 7 段で配置する。括弧内の SD490 は鉄筋の材質を示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。①の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。北基礎は、剛性及び強度が最も高い地盤パネ 3 において、水平回転モーメントに対する照査結果が最大になる。これは、地盤パネ 3 による基礎の拘束が大きいため、鋼製防波壁に作用する荷重（津波荷重、慣性力及び動水圧）により発生する水平回転モーメントが接合部付近に集中するためである。

一方、②の赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：下向き 0.4 倍である。南基礎は、剛性及び強度が低い地盤パネ 5 において、水平回転モーメントに対する照査結果が最大になる。地盤パネ 5 においては、基礎の拘束が小さいため、南北基礎の堤軸直交方向の相対変位が大きく（南基礎に比べて北基礎の変位が大きく）なる。このため、南基礎は、鋼製防波壁に作用する荷重（津波荷重、慣性力及び動水圧）と併せて相対変位による水平回転モーメントが大きくなり、水平回転モーメントに対する照査結果が最大になる。

(h) 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻の接合部に対する評価結果

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て一体化する。3次元静的フレーム解析から、南北基礎の支点において着目する断面力成分が絶対値最大となる M_x 、 M_y 、 M_z 、 S_x 及び S_y の断面力の組合せを抽出し、南北方向及び東西方向に配置される鋼板及び隔壁に必要となるスタッド量を算定する。なお、水平方向のせん断力に加えて、モーメントによる偶力についても考慮する。これらの断面力の組合せのうち、合計スタッド量が最大となる断面力の組合せに基づき、配置するスタッド間隔を決定する。

スタッドの評価結果を表 4.10-80 に、スタッド量の算定方法を図 4.10-247 に、スタッドの仕様及び配置図を図 4.10-248 に示す。

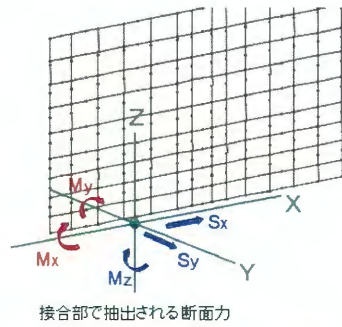
各着目ケースの設計断面力に対し、必要量以上のスタッドを配置できることを確認した。なお、スタッドは外面鋼板の内面及び水平隔壁の下面、鉛直隔壁の両面に 100 mm×100 mm 間隔で配置する。

以上のことから、スタッドの配置間隔が必要配置間隔以上であることを確認した。

表 4.10-80 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評価結果

基礎	着目 断面力 (最大 断面力)	地盤 パネ ケース	面外せん断力 S_y (kN)	面内せん断力 S_x (kN)	水平回転 モーメント M_z (kN・m)	面外回転 モーメント M_x (kN・m)	面内回転 モーメント M_y (kN・m)	スタッド の設置面	必要 スタッド量 (配置間隔)	配置 スタッド量 (配置間隔)
北基礎	面外せん断力	地盤 パネ 3	198989	-2377	-1325645	1308830	285086	南北面	137 mm ×137 mm	100 mm ×100 mm
								東西面	178 mm ×178 mm	
	面内せん断力	地盤 パネ 5	155244	-36007	-1153656	1029520	-597778	南北面	148 mm ×148 mm	
								東西面	173 mm ×173 mm	
	水平 回転 モーメント	地盤 パネ 3	198974	-1226	-1337739	1289385	1156	南北面	148 mm ×148 mm	
								東西面	148 mm ×148 mm	
	面外曲 げモー メント	地盤 パネ 3	198989	-2377	-1325645	1308830	285086	南北面	138 mm ×138 mm	
								東西面	197 mm ×197 mm	
	面内曲 げモー メント	地盤 パネ 5	155451	28035	-1061195	1080557	904791	南北面	149 mm ×149 mm	
								東西面	197 mm ×197 mm	
南基礎	面外せん断力	地盤 パネ 5	224237	25277	2199588	1461628	-315921	南北面	118 mm ×118 mm	100 mm ×100 mm
								東西面	156 mm ×156 mm	
	面内せん断力	地盤 パネ 5	168549	63102	1582437	1160857	-646404	南北面	132 mm ×132 mm	
								東西面	161 mm ×161 mm	
	水平 回転 モーメント	地盤 パネ 5	224236	26426	2200842	1456318	-337852	南北面	118 mm ×118 mm	
								東西面	155 mm ×155 mm	
	面外曲 げモー メント	地盤 パネ 5	224237	25277	2199588	1461628	-315921	南北面	118 mm ×118 mm	
								東西面	156 mm ×156 mm	
	面内曲 げモー メント	地盤 パネ 5	200522	62491	1956391	1339281	-651223	南北面	122 mm ×122 mm	
								東西面	150 mm ×150 mm	

注記 赤線枠内は最大照査値を示す。赤線枠内に示す最大照査値の組合せケースは、堤軸方向：南向き 0.4 倍、堤軸直交方向：西向き 1.0 倍、鉛直方向：上向き 0.4 倍である。なお、赤枠線は、面外せん断力が最大になる断面力ケースと面外曲げモーメントが最大になる断面力ケースに付してあるが、この 2 種類の断面力ケースは同じ断面力ケースである。したがって、堤軸直交方向の組合せ係数が西向き 1.0 倍で堤軸直交方向の慣性力及び動水圧が最大になり、これに津波荷重が重ね合わせられる場合に最大照査値が発生する。



- ・ 3次元静的フレーム解析から、各断面力成分が最大となる断面力を抽出する。
- ・ これらを組み合わせて、南北方向及び東西方向に配置される鋼板及び隔壁の必要スタッド量を算定する。
- ・ これらの断面力の組合せのうち、スタッド量が最大となる断面力の組合せに基づき、配置するスタッド量を決定する。

(スタッドを配置する隔壁)

断面力	種別	隔壁方向
M_x	偶力	東西面
M_y	偶力	南北面
M_z	偶力	東西・南北面
S_x	水平力	南北面・水平面
S_y	水平力	東西面・水平面

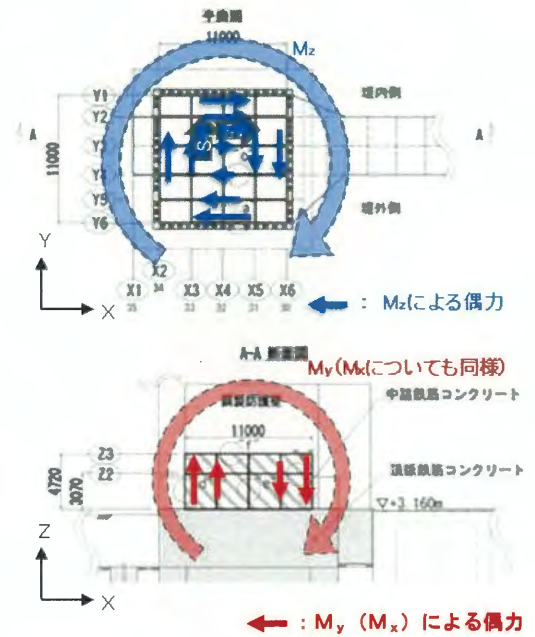


図 4.10-247 スタッド量の算定方法

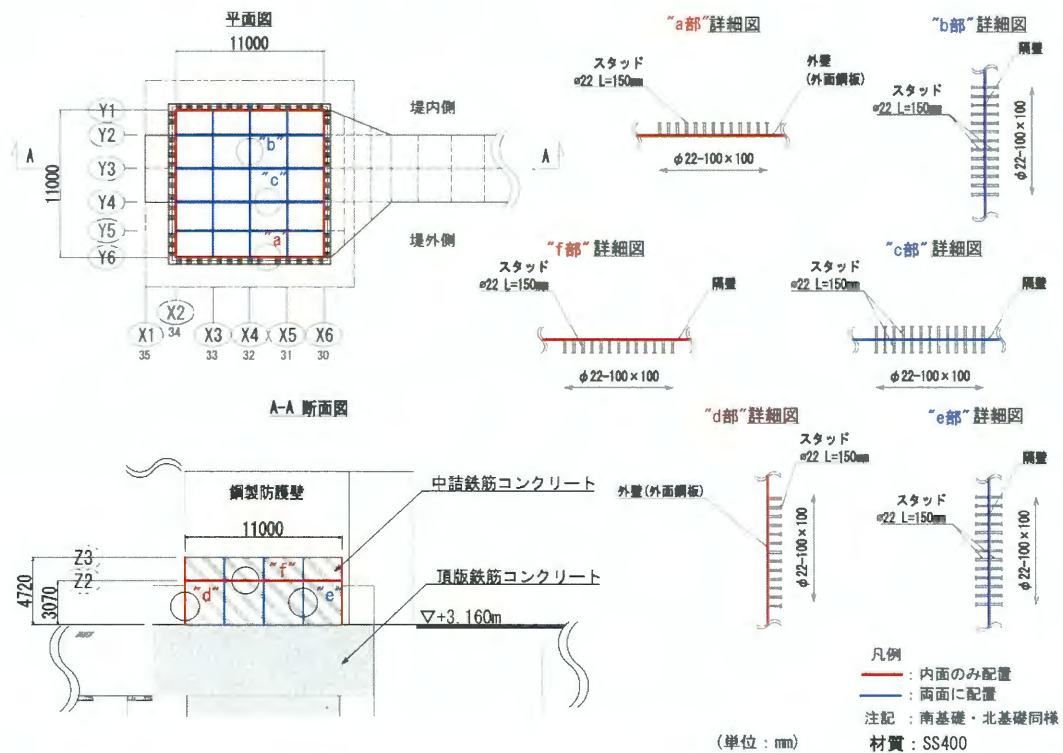


図 4.10-248 スタッドの仕様及び配置図

(3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

鋼製防護壁基礎地盤の重畳時の支持性能について、中実鉄筋コンクリート底面における評価結果を表 4.10-81 及び表 4.10-82 に、基礎地盤における接地圧分布を図 4.10-250～図 4.10-273 に示す。また、鋼管杭下端においては、評価位置図を図 4.10-249 に、群杭効果を考慮した評価結果を表 4.10-83 及び表 4.10-84 に示す。

中実鉄筋コンクリート底面の接地圧の最大値は、南基礎において基準津波の地盤ケース⑥で 1642 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、北基礎における接地圧の最大値は、基準津波の地盤ケース⑤で 1918 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。中実鉄筋コンクリートの岩盤への根入れが浅い北基礎の方の接地圧が大きく、基礎底面の回転変形（ロッキング）の影響が見て取れる。

鋼管杭底面の接地圧の最大値は、南基礎において、敷地に遡上する津波の地盤ケース③で 3849 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 5039 kN/m^2 以下である。また、北基礎における接地圧の最大値は、敷地に遡上する津波の地盤ケース③で 4338 kN/m^2 であり、基礎地盤の極限支持力度 5092 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、十分な支持性能を有することを確認した。

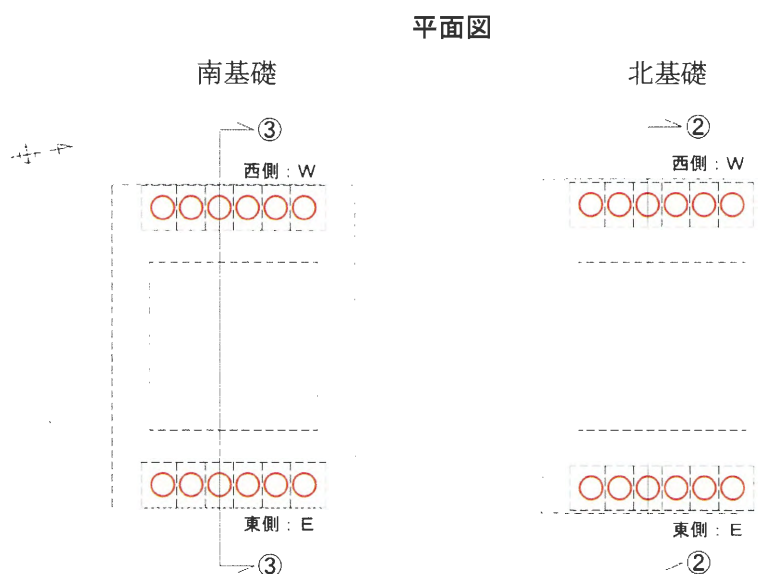


図 4.10-249 評価位置図（鋼管杭）

（図 4.10-50 の再掲）

表 4.10-81 重畳時における基礎地盤の支持性能評価結果
(南基礎：中実鉄筋コンクリート)

地盤ケース		最大接地圧	極限支持力度
		(kN/m ²)	(kN/m ²)
基準津波	①	1604	5991
	②	1617	5991
	③	1596	5991
	④	1557	5991
	⑤	1629	5991
	⑥	1642	5991
敷地に遡上する 津波	①	1334	5991
	②	1318	5991
	③	1359	5991
	④	1313	5991
	⑤	1354	5991
	⑥	1338	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
 ハッチ部は最大値を示す。

表 4.10-82 重畳時における基礎地盤の支持性能評価結果
(北基礎：中実鉄筋コンクリート)

地盤ケース		最大接地圧	極限支持力度
		(kN/m ²)	(kN/m ²)
基準津波	①	1892	6116
	②	1829	6116
	③	1915	6116
	④	1845	6116
	⑤	1918	6116
	⑥	1862	6116
敷地に遡上する 津波	①	1750	6116
	②	1697	6116
	③	1858	6116
	④	1749	6116
	⑤	1781	6116
	⑥	1732	6116

注記 ①：原地盤に基づく液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化強度特性により地盤を強制的に液化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化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 ）して非液化化の条件を仮定した解析ケース
 ハッチ部は最大値を示す。

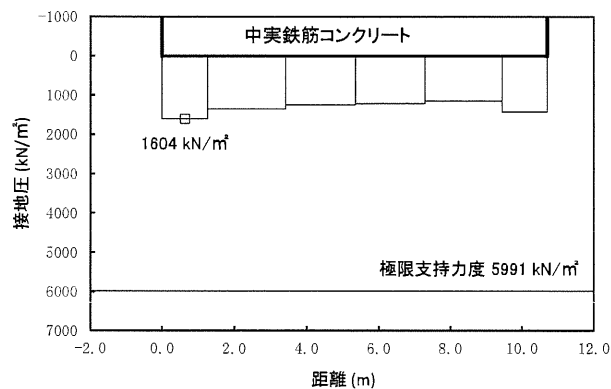


図 4.10-250 接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（基準津波）
（地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

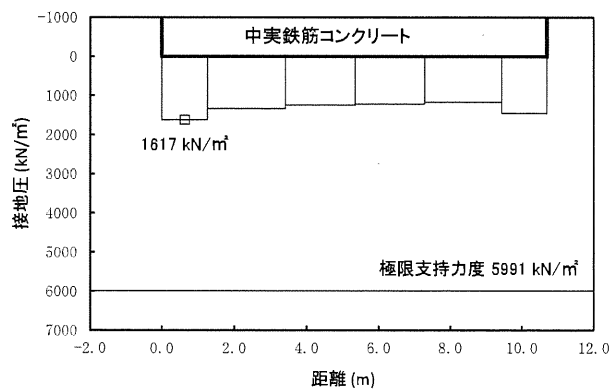


図 4.10-251 接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（基準津波）
（地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース）

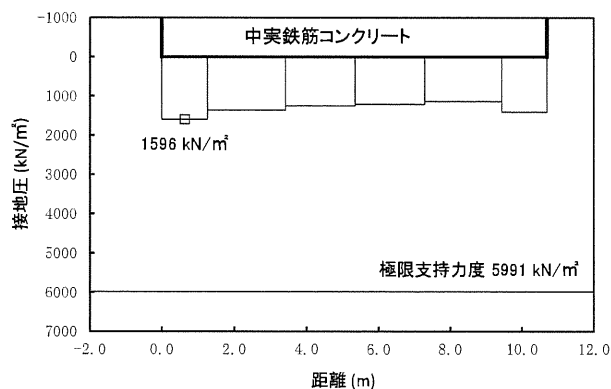


図 4.10-252 接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（基準津波）
（地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース）

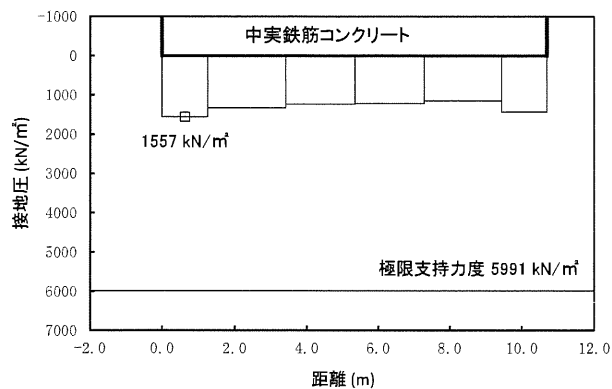


図 4.10-253 接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（基準津波）
 （地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

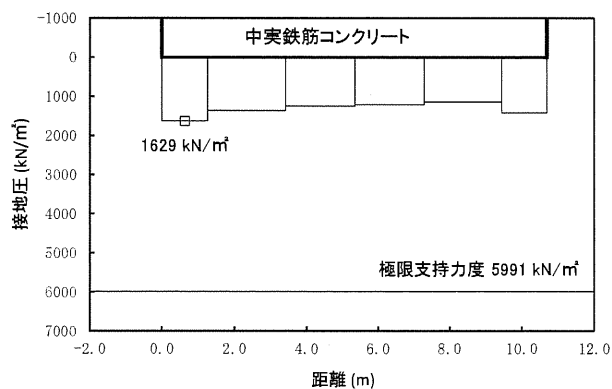


図 4.10-254 接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（基準津波）
 （地盤ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

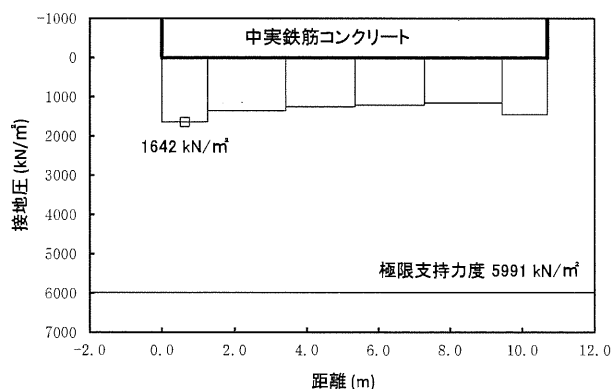


図 4.10-255 接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（基準津波）
 （地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース）

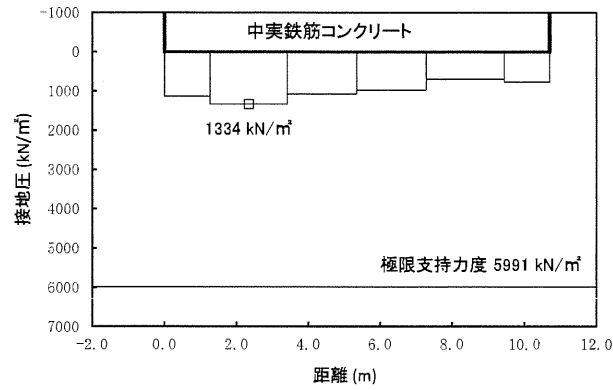


図 4.10-256 接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

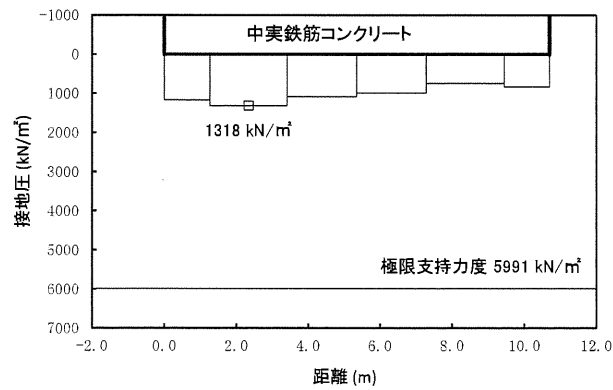


図 4.10-257 接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース）

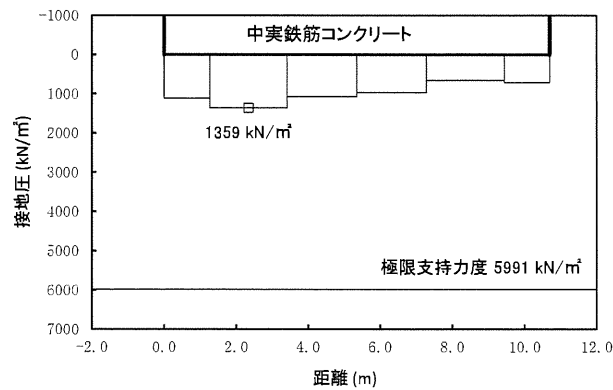


図 4.10-258 接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース）

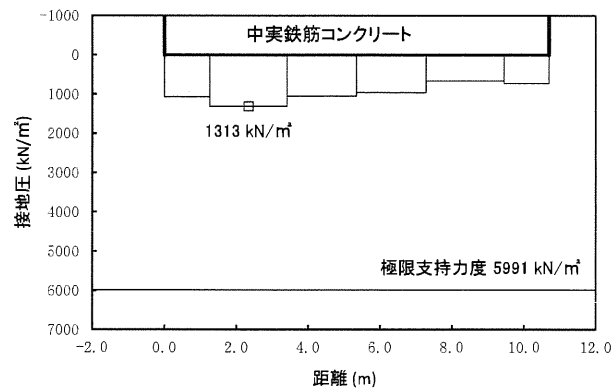


図 4.10-259 接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

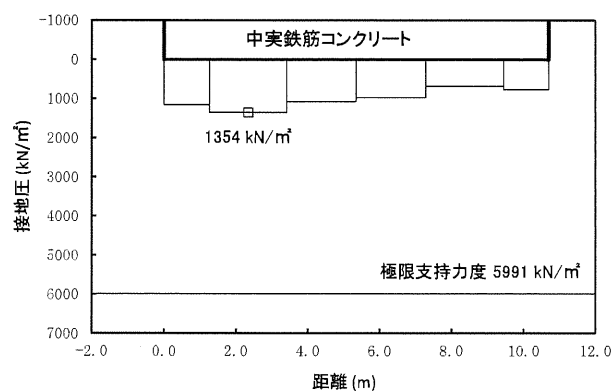


図 4.10-260 接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

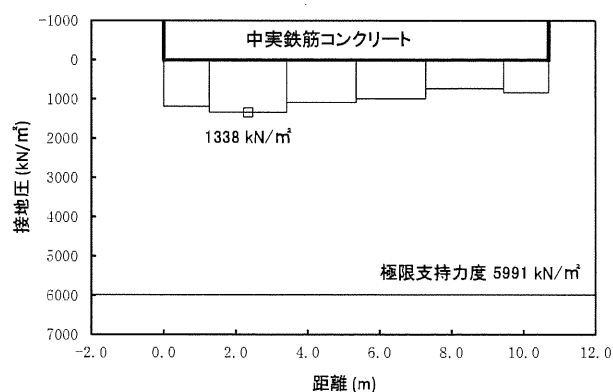


図 4.10-261 接地圧分布図（南基礎：③－③断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

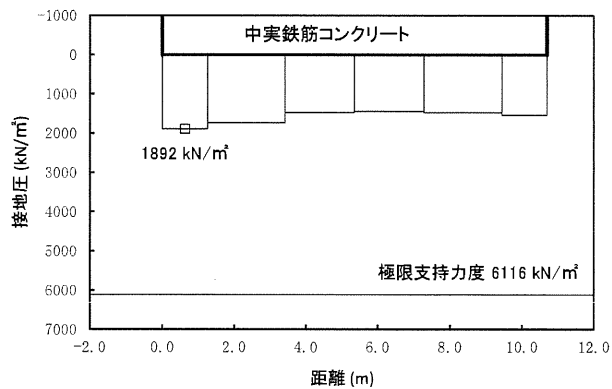


図 4.10-262 接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（基準津波）
（地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

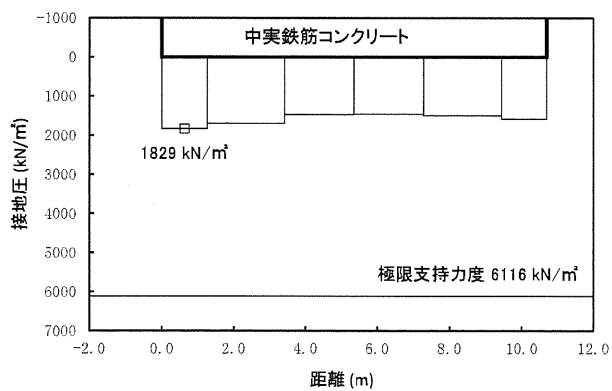


図 4.10-263 接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（基準津波）
（地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース）

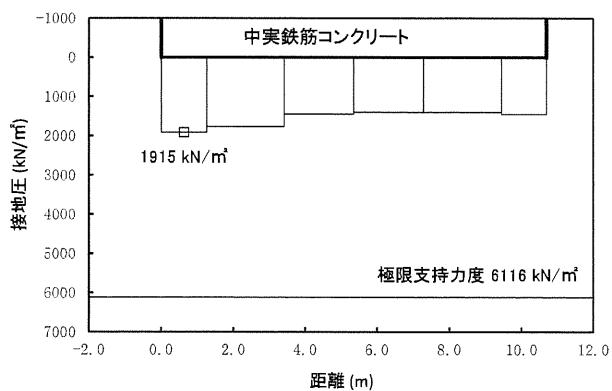


図 4.10-264 接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（基準津波）
（地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース）

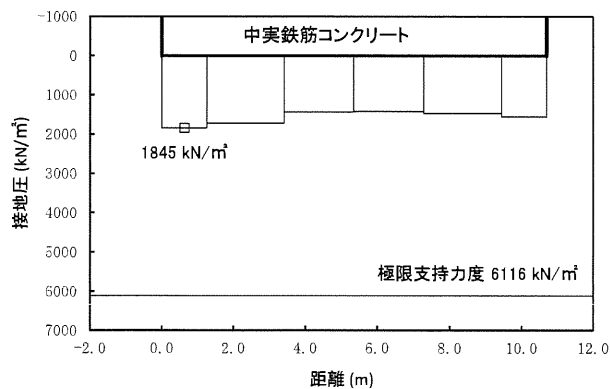


図 4.10-265 接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（基準津波）
 （地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

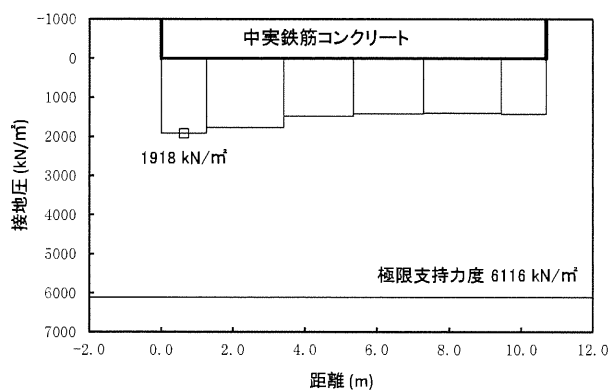


図 4.10-266 接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（基準津波）
 （地盤ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

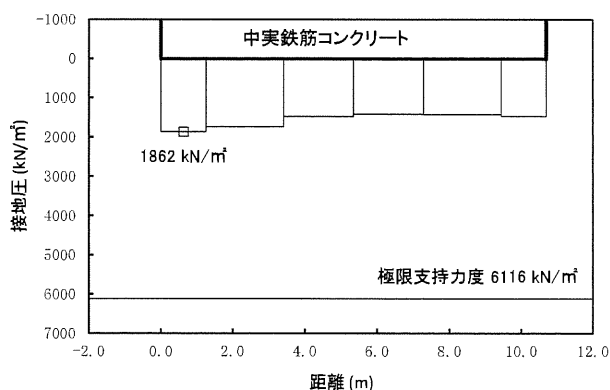


図 4.10-267 接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（基準津波）
 （地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース）

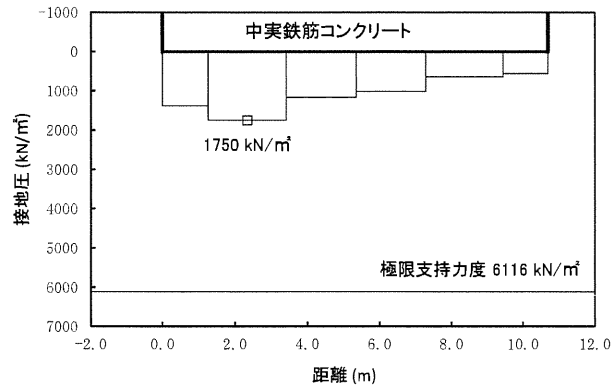


図 4.10-268 接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）

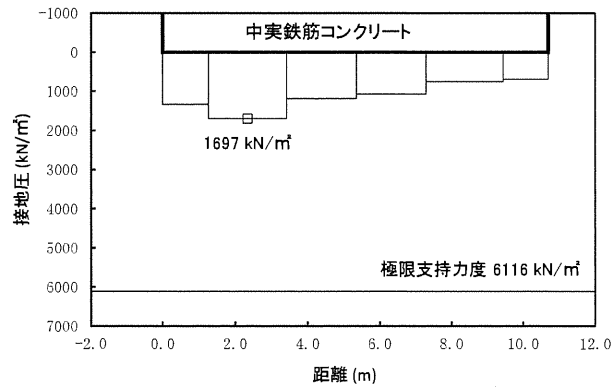


図 4.10-269 接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース）

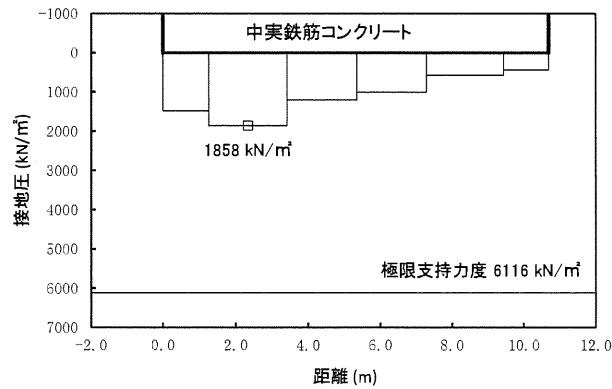


図 4.10-270 接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース）

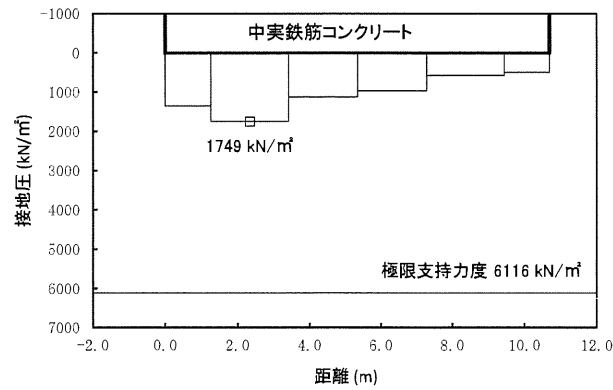


図 4.10-271 接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）

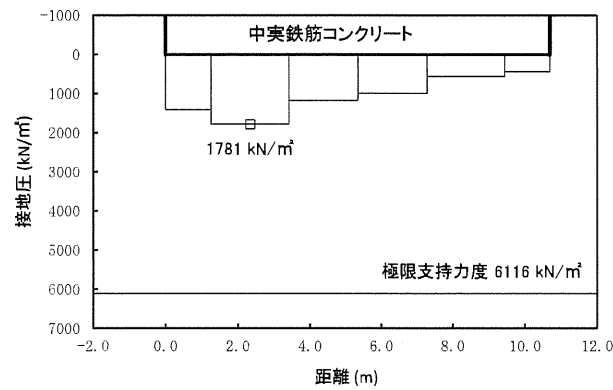


図 4.10-272 接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース）

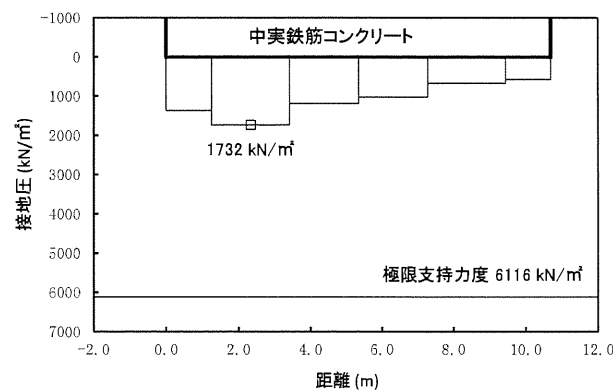


図 4.10-273 接地圧分布図（北基礎：②－②断面）（敷地に遡上する津波）
（地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して
非液状化の条件を仮定した解析ケース）

表 4.10-83 重畳時における基礎地盤の支持性能評価結果

(③-③断面 南基礎：鋼管杭)

地盤ケース		杭 位置	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m ²)	(kN/m ²)
基準津波	①	西側	3668	5039
	②	西側	3645	5039
	③	西側	3711	5039
	④	西側	3719	5039
	⑤	西側	3706	5039
	⑥	西側	3655	5039
敷地に遡上する 津波	①	西側	3774	5039
	②	西側	3748	5039
	③	西側	3849	5039
	④	西側	3827	5039
	⑤	西側	3812	5039
	⑥	西側	3757	5039

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
 ハッチ部は最大値を示す。

表 4.10-84 重畳時における基礎地盤の支持性能評価結果
(②-②断面 北基礎：鋼管杭)

地盤ケース		杭 位置	最大接地圧	極限支持力度
			(kN/m ²)	(kN/m ²)
基準津波	①	西側	3805	5092
	②	西側	3756	5092
	③	西側	3825	5092
	④	西側	3731	5092
	⑤	西側	3818	5092
	⑥	西側	3767	5092
敷地に遡上する 津波	①	西側	4122	5092
	②	西側	3932	5092
	③	西側	4338	5092
	④	西側	4132	5092
	⑤	西側	4135	5092
	⑥	西側	3943	5092

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
 ハッチ部は最大値を示す。

(4) 地盤改良（セメント系）の内的安定に対する評価

敷地に遡上する津波の津波時及び重畳時の内的安定における照査方法概念図を図 4.10-274 に、照査結果を表 4.10-85 に示す。全ての地盤ケースにおいて、許容安全率 1.2 以上を満足することを確認した。

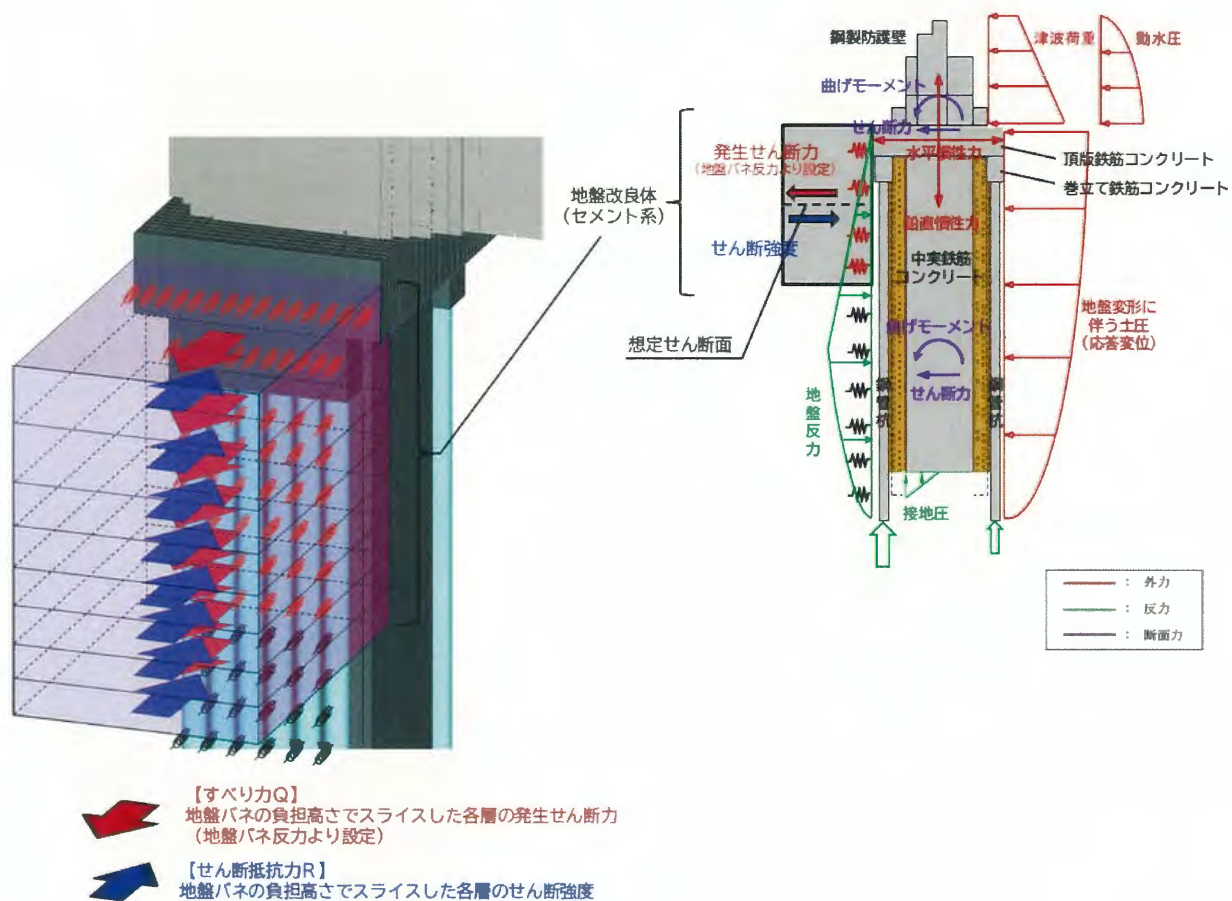


図 4.10-274 内的安定における照査方法概念図

表 4.10-85 地盤改良（セメント系）のせん断照査結果

照査位置		滑り抵抗算定		改良体の諸元				津波時（敷地に遡上する津波）						余震重畳時（敷地に遡上する津波）										
標高 （照査位置）	標高 （照査位置）	粘着力 C _a	せん断 抵抗力 R	南北方向の幅 B _L	東西方向の幅 B _T	有効載荷面積 A _e (B _L ×B _T)	地盤バネ1			地盤バネ2			地盤バネ3				地盤バネ4				地盤バネ5			
							地盤反力	すべり力 Q	安全率 F=R/Q	地盤反力	すべり力 Q	安全率 F=R/Q	地盤反力	慣性力	すべり力 Q	安全率 F=R/Q	地盤反力	慣性力	すべり力 Q	安全率 F=R/Q	地盤反力	慣性力	すべり力 Q	安全率 F=R/Q
(T. P. m)	(T. P. m)	(kN/㎡)	(kN/㎡)	(m)	(m)	(㎡)	(kN)	(kN/㎡)		(kN)	(kN/㎡)		(kN)	(kN)	(kN/㎡)		(kN)	(kN)	(kN/㎡)		(kN)	(kN)	(kN/㎡)	
北基礎	0.68	750	750	15.5	8.85	137.18	16259.4	118.5	6.32	10626.4	77.5	9.68	2097.1	2081.3	30.5	24.62	2130.1	1990.8	30.0	24.96	2127.1	1990.8	30.0	24.98
	-2.50	750	750	15.5	8.85	137.18	11758.1	85.7	8.74	9145.4	66.7	11.24	1159.1	684.6	13.4	55.80	1175.2	654.9	13.3	56.21	1174.8	654.9	13.3	56.22
	-3.50	750	750	15.5	8.85	137.18	12216.7	89.1	8.42	9734.2	71.0	10.56	1598.1	684.6	16.6	45.06	1615.4	654.9	16.6	45.31	1615.1	654.9	16.5	45.32
	-4.50	750	750	15.5	8.85	137.18	11904.1	86.8	8.64	10129.7	73.8	10.15	2079.5	684.6	20.2	37.22	2098.3	654.9	20.1	37.36	2095.5	654.9	20.0	37.40
	-5.50	750	750	15.5	8.85	137.18	11147.3	81.3	9.22	10445.7	76.1	9.84	2611.3	684.6	24.0	31.21	2628.6	654.9	23.9	31.33	2625.1	654.9	23.9	31.36
	-6.00	750	750	15.5	8.85	137.18	6118.2	44.6	16.81	4675.3	34.1	22.00	1931.6	684.6	19.1	39.32	1938.0	654.9	18.9	39.67	1934.2	654.9	18.9	39.73
	-7.50	750	750	15.5	9.70	150.35	2387.1	15.9	47.23	1682.8	11.2	67.00	2243.6	691.6	19.5	38.41	2239.2	661.5	19.3	38.87	2239.6	661.5	19.3	38.86
	-8.53	750	750	15.5	9.70	150.35	2195.5	14.6	51.36	1743.7	11.6	64.66	2367.9	726.2	20.6	36.44	2362.4	694.6	20.3	36.88	2364.2	694.6	20.3	36.86
	-9.65	750	750	15.5	9.70	150.35	2189.4	14.6	51.50	3960.8	26.3	28.46	2600.9	780.1	22.5	33.35	2588.6	746.2	22.2	33.81	2583.0	746.2	22.1	33.87
	-10.98	750	750	15.5	9.70	150.35	1622.8	10.8	69.48	1807.2	12.0	62.39	3278.8	1002.8	28.5	26.33	3455.7	959.2	29.4	25.54	3453.6	959.2	29.4	25.55
	-12.45	750	750	15.5	9.70	150.35	1373.0	9.1	82.12	1600.2	10.6	70.46	3086.7	1037.4	27.4	27.34	3695.8	992.3	31.2	24.05	3692.1	992.3	31.2	24.07
	-13.95	750	750	15.5	9.70	150.35	1193.1	7.9	94.51	1405.9	9.4	80.20	3083.5	1037.4	27.4	27.36	3941.9	992.3	32.8	22.85	3924.0	992.3	32.7	22.93
	-15.45	750	750	15.5	9.70	150.35	1054.0	7.0	106.98	1231.4	8.2	91.57	3116.8	1037.4	27.6	27.14	3920.8	992.3	32.7	22.95	4134.3	992.3	34.1	21.99
	-16.85	750	750	15.5	9.70	150.35	1151.6	7.7	97.92	2218.2	14.8	50.83	3145.3	845.1	26.5	28.25	3682.2	808.4	29.9	25.11	3775.4	808.4	30.5	24.60
南基礎	0.68	750	750	10.0	9.00	90.00	10123.0	112.5	6.66	7831.3	87.0	8.61	1502.7	1365.5	31.9	23.53	1508.0	1306.2	31.3	23.98	1525.5	1306.2	31.5	23.83
	-2.50	750	750	10.0	9.00	90.00	10820.7	120.2	6.23	7326.1	81.4	9.21	192.8	449.2	7.1	105.14	870.2	429.7	14.4	51.92	895.2	429.7	14.7	50.94
	-3.50	750	750	10.0	9.00	90.00	11715.8	130.2	5.76	7875.9	87.5	8.57	266.1	449.2	7.9	94.36	265.9	429.7	7.7	97.04	272.4	429.7	7.8	96.15
	-4.50	750	750	10.0	9.00	90.00	12097.8	134.4	5.57	8228.0	91.4	8.20	346.4	449.2	8.8	84.84	345.5	429.7	8.6	87.08	354.4	429.7	8.7	86.09
	-5.35	750	750	10.0	9.00	90.00	11884.5	132.0	5.67	8480.4	94.2	7.95	421.2	449.2	9.7	77.55	419.5	429.7	9.4	79.49	429.5	429.7	9.5	78.56
	-6.00	750	750	10.0	9.00	90.00	6327.4	70.3	10.66	3668.2	40.8	18.40	303.2	449.2	8.4	89.71	301.2	429.7	8.1	92.35	307.4	429.7	8.2	91.58

(5) 構造物の変形性に対する評価結果

重畳時における止水ジョイント部の異種構造物間（鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁）の相対変位量に対する照査結果を表 4.10-86 に示す。異種構造物間の相対変位は、防潮堤（鋼製防護壁）と鉄筋コンクリート防潮壁の各方向（X, Y, Z）における発生変位を方向ごとに足し合わせて求めた δ_x , δ_y , δ_z の3成分を合成して算出する。異種構造物間の相対変位の算定図を図 4.10-275 に示す。

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。

なお、止水機構の評価については、「5. 防潮堤（鋼製防護壁）の止水機構に関する補足説明」に示す。

表 4.10-86 異種構造物間の重畳時相対変位量

	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）	0.014	0.209	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）	0.105	0.401	0.011		
合計	0.320	1.009	0.045	1.059	2.0

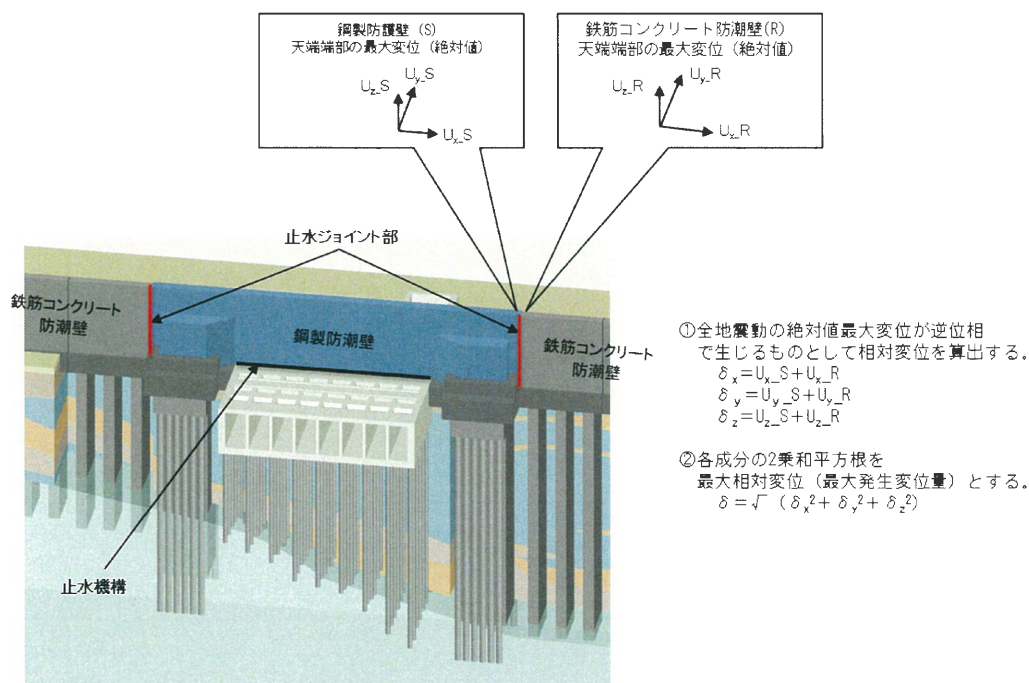


図 4.10-275 異種構造物間の相対変位の算定図

5. まとめ

防潮堤（鋼製防護壁）について、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に対する照査結果が許容限界以下であることを確認した。また、基礎地盤の接地圧並びに構造物の変形性に対する照査結果についても許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、防潮堤（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。

また、主要部材における構造変更前後の照査結果を比較し、以下のとおり考察する。

鋼製防護壁基礎については、構造変更後の中実鉄筋コンクリートの曲げ軸力に対する最大照査値は、構造変更前の地中連続壁基礎を考慮した基礎と比較して大きく低減している。これは、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の増設や、中実鉄筋コンクリート内の軸方向鉄筋増設によるものである。また、構造変更前の地中連続壁基礎が負担していた荷重については、構造変更後においては増設した巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭が負担しており、結果として当該部材の最大照査値が比較的高い値を示している。

一方、鋼製防護壁については、構造変更後に実施した鋼板の材質及び板厚のランクアップに伴い、構造変更後の最大照査値が低減し、安全裕度が向上している。

その他の構造部位（接合部、止水ジョイント等）においても、最大照査値は構造変更前と同等又はそれを下回る結果となっており、以上の考察により、構造変更後の防潮堤（鋼製防護壁）が、構造変更前と同等の安全性及び機能を有していることを確認した。

なお、接合部におけるアンカーボルト、ベースプレート、中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートについては、本計算書に示す設計の妥当性を再確認するため、複雑な応力状態を精緻に評価可能な3次元解析（COM3）を実施した。3次元解析（COM3）の実施内容及び結果については、「4. 防潮堤（鋼製防護壁）の接合部アンカーに関する補足説明」に示す。

防潮堤（鋼製防護壁）の耐津波安全性評価に関する参考資料

(参考 1) 1次元有効応力解析における減衰定数の設定について

有効応力解析における減衰については、固有値解析により求められた固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから、地盤全体系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。設定した Rayleigh 減衰を図 1～図 8 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。なお、初期減衰定数は、地盤については 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。そのため、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。

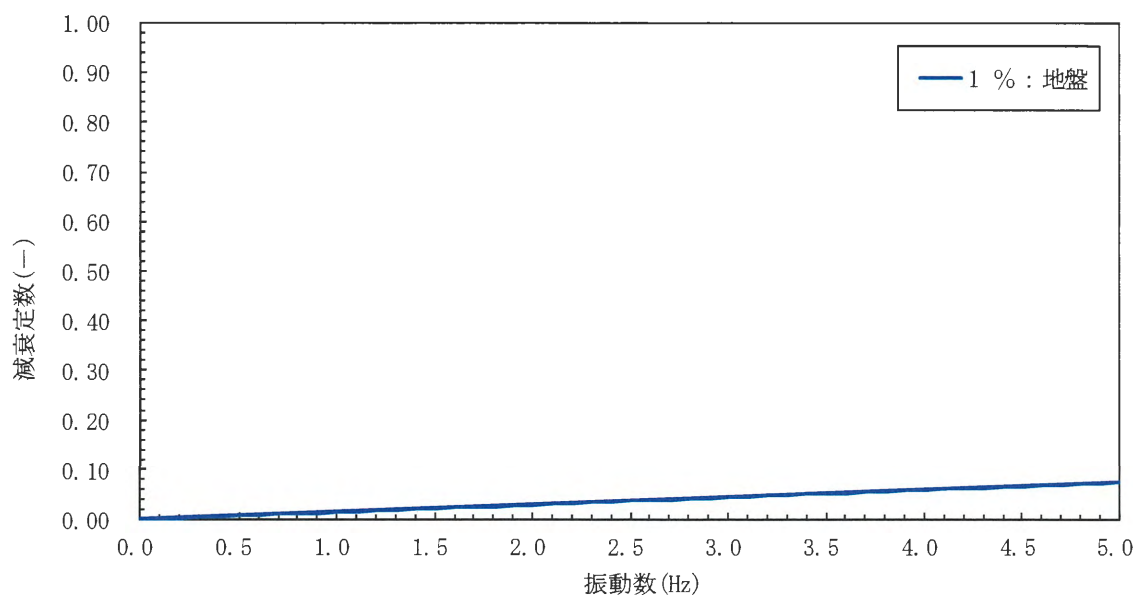


図1 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地点①)

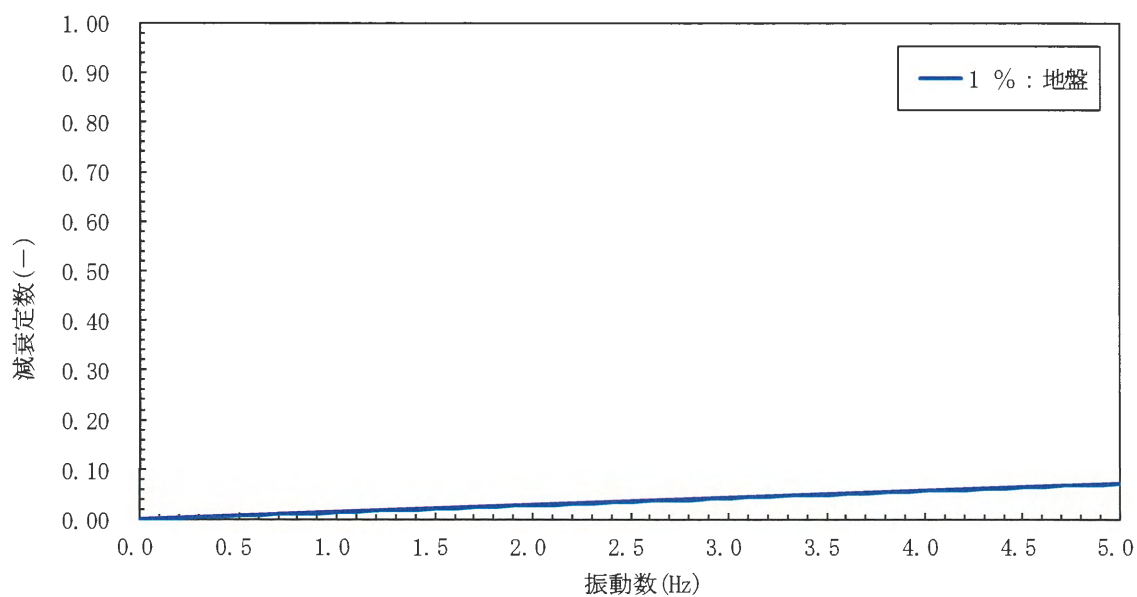


図2 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (地点①)

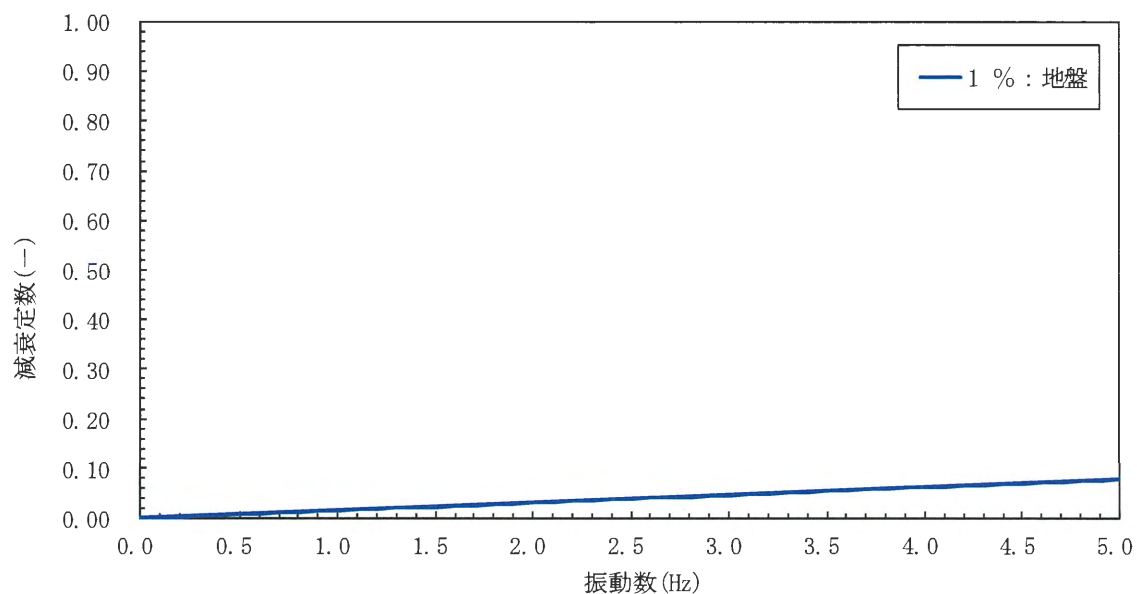


図3 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (地点①)

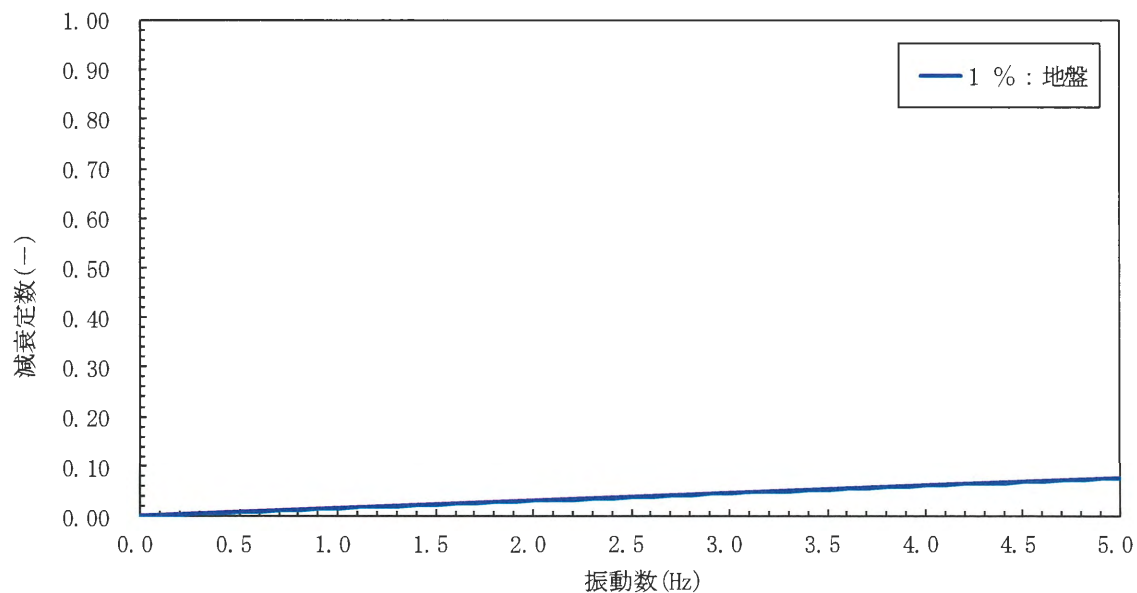


図4 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (地点①)

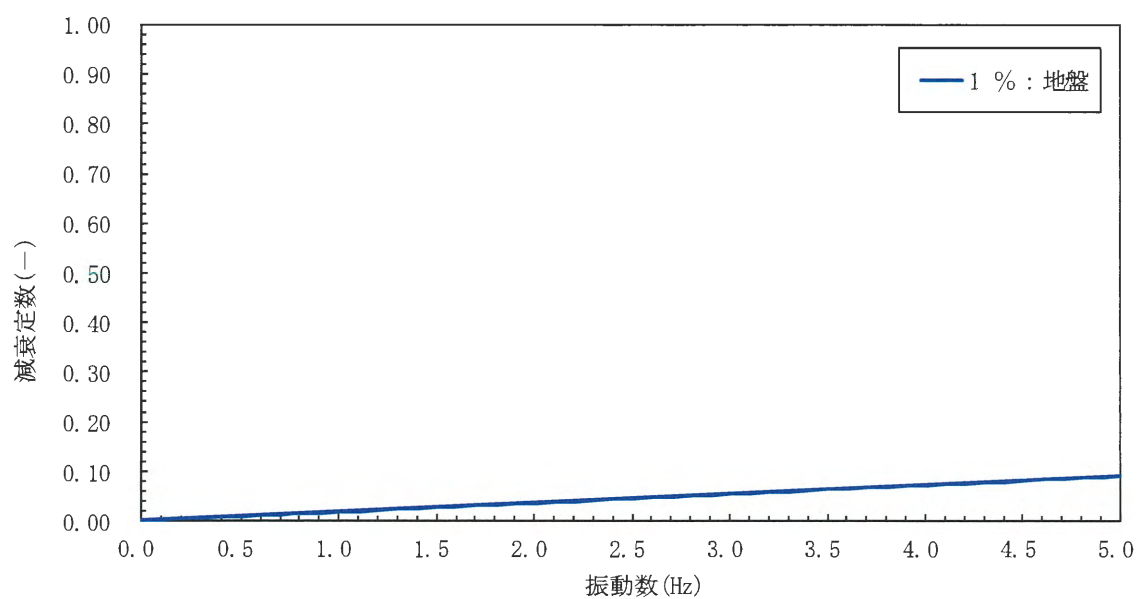


図5 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (地点②)

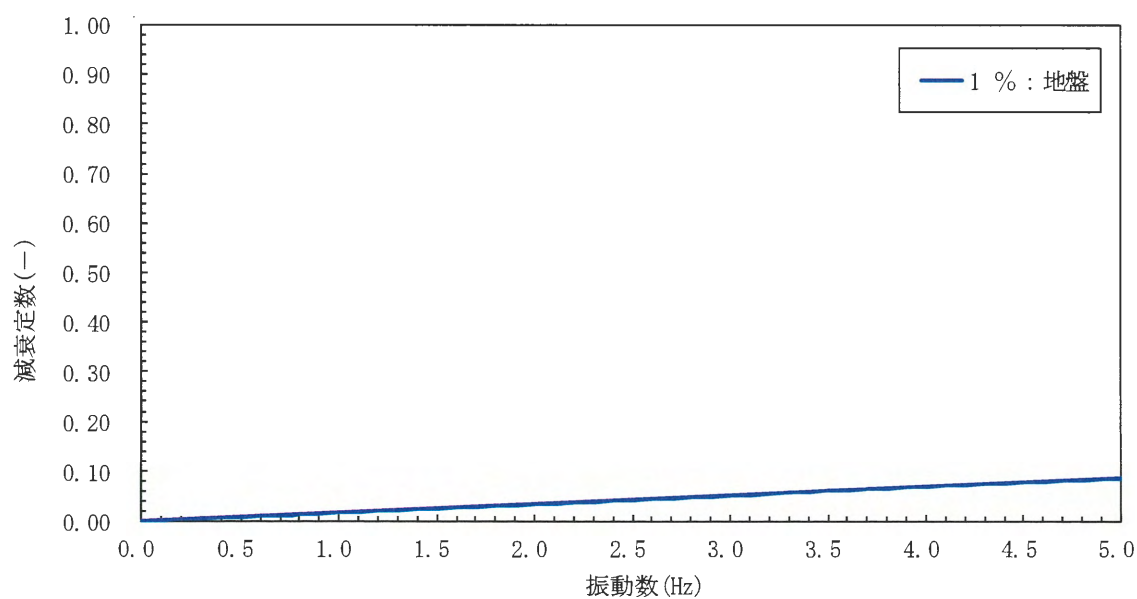


図6 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (地点②)

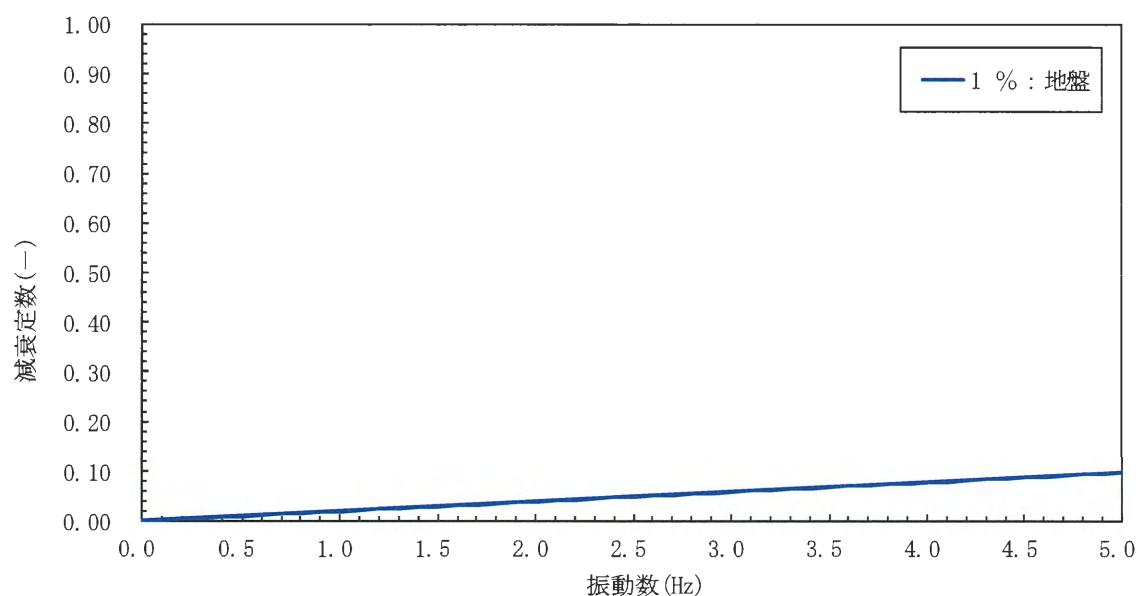


図7 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (地点②)

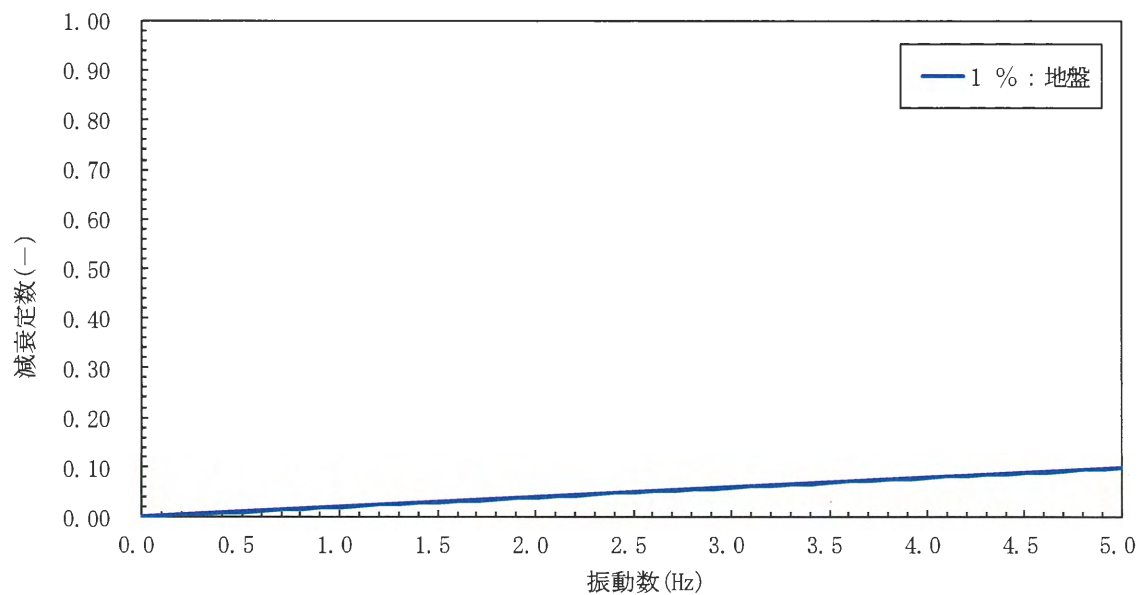


図8 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (地点②)

(参考2) 本震後における地盤の剛性低下について

津波時の地盤バネは地盤反力係数及び地盤反力上限値を設定し、津波襲来前に発生する地震動に起因した地盤の軟化を考慮する。津波時の地盤バネのうち、最も地盤抵抗が小さいと仮定した地盤バネ2について、基準地震動 S_h 地震時の地盤剛性（1次元有効応力解析による収束剛性）との比較を行い、本震後における地盤の剛性低下を確認する。

図1及び図2に示すとおり、地盤バネ2の地盤剛性（静弾性係数による）は、基準地震動 S_h によって軟化した地盤剛性よりも小さいため、耐津波設計における地盤バネ（受働側）が設計条件として妥当であることを確認した。

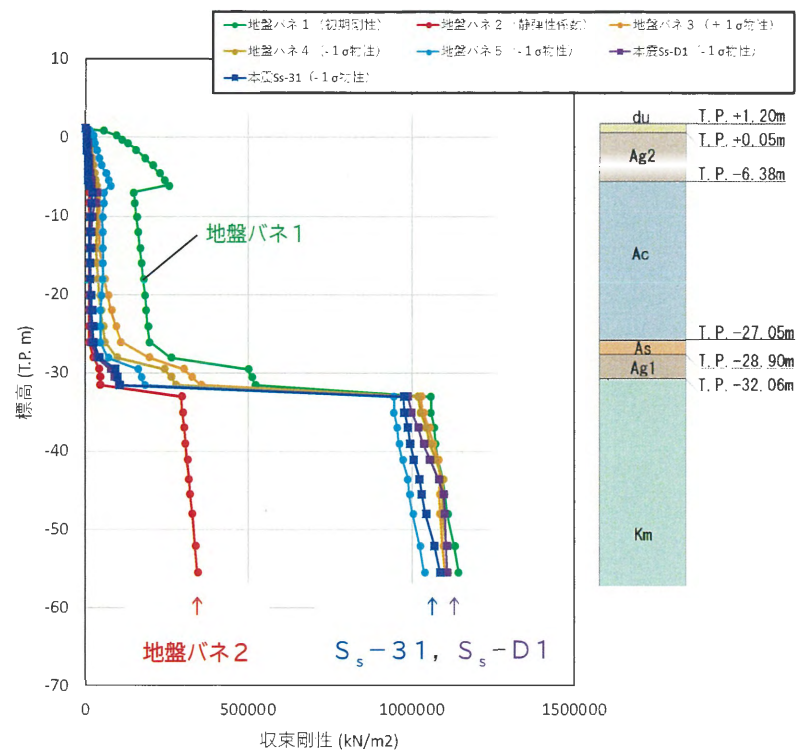


図 1 南基礎における収束剛性の比較

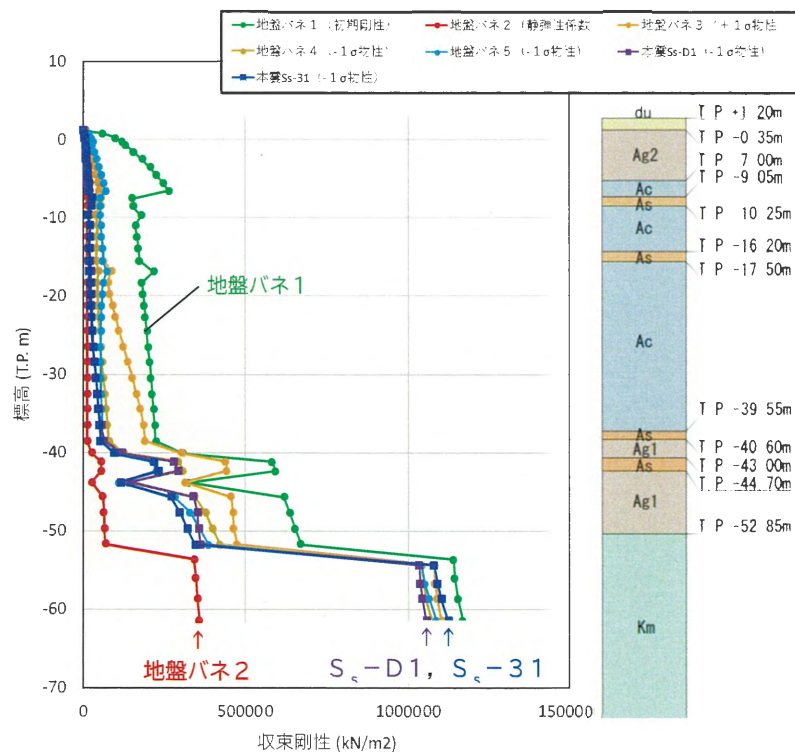


図 2 北基礎における収束剛性の比較

(参考3) 鉄筋コンクリート部材におけるヤング係数比及びコンクリートの許容応力度

防潮堤（鋼製防護壁）の設計において、鉄筋コンクリート部材断面の応力度計算に用いるヤング係数比 n については、「道路橋示方書・同解説（I 共通編）（日本道路協会、平成24年3月）」に基づき、設計基準強度 60 N/mm^2 以下に対して $n=15$ を採用する。

一方、コンクリートの設計基準強度 50 N/mm^2 における許容応力度は同書に記載がないため、ヤング係数比 $n=15$ 及びレベル2地震動による作用荷重を規定している「道路土工カルバート工指針（日本道路協会、平成22年3月）」の値を採用する。

各基準における鉄筋コンクリート部材断面の応力度計算に用いるヤング係数比の記載を図1に、コンクリートの設計基準強度 50 N/mm^2 の許容応力度を図2に示す。また、「道路土工カルバート工指針（日本道路協会、平成22年3月）」においてレベル2地震動を作用荷重として考慮する記載内容を図3に示す。

3.3 設計計算に用いる物理定数

(4) コンクリートのヤング係数は次による。

- 1) 鉄筋コンクリート構造物の不静定力又は弾性変形の算出及びプレストレストコンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数は表3.3.3の値とする。
- 2) 鉄筋コンクリート部材の応力度の計算に用いるヤング係数比 n は15とする。

表-3.3.3 コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
ヤング係数	2.45×10^4	2.5×10^4	2.65×10^4	2.8×10^4	3.1×10^4	3.3×10^4	3.5×10^4

道路橋示方書（I 共通編）・同解説（日本道路協会、平成24年3月）

5-4-2 曲げモーメント及び軸方向力が作用するコンクリート部材

鉄筋コンクリート部材断面に生じるコンクリート及び鉄筋の応力度については、軸ひずみは中立軸からの距離に比例し、鉄筋とコンクリートのヤング係数比は15、さらにコンクリートの引張応力度は無視するものと仮定して算出するものとする。また、それぞれの応力度は、4-5に示す許容応力度を超えてはならない。

許容応力度法による鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントに対する照査の基本的な考え方について示したものである。曲げモーメント及び軸方向力を受ける鉄筋コンクリート部材の応力度を計算するための仮定については、従来から一般的に行われている仮定を適用するものとした。

道路土工カルバート工指針（日本道路協会、平成22年3月）

図1 ヤング係数比について

4-5-2 コンクリートの許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 鉄筋コンクリート部材におけるコンクリートの許容圧縮応力度及び許容せん断応力度は、表 4-3 の値とする。

表 4-3 コンクリートの許容圧縮応力度及び許容せん断応力度 (N/mm ²)								
コンクリートの設計基準強度(σ_{ck})		21	24	27	30	36	40	50
応力度の種類								
曲げ圧縮応力度		7.0	8.0	9.0	10.0	12.0	14.0	16.0
せん断 応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 τ_{a1}	0.22	0.23	0.24	0.25	0.26	0.27	0.27
	斜引張鉄筋と協働して負担する場合 τ_{a2}	1.6	1.7	1.8	1.9	2.2	2.4	2.4

道路土工カルバート工指針(日本道路協会, 平成 22 年 3 月)

図 2 コンクリートの許容応力度について

4-1-2 想定する作用

カルバートの設計に当たって、想定する作用は、以下に示すものを基本とする。

(1) 常時の作用

(2) 地震動の作用

(3) その他

(2) 地震動の作用

地震動の作用としては、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動の 2 種類の地震動を想定する。ここに、レベル 1 地震動とは供用期間中に発生する確率が高い地震動、また、レベル 2 地震動とは供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動をいう。さらに、レベル 2 地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプ I の地震動、及び、内陸直下型地震を想定したタイプ II の地震動の 2 種類を考慮することとする。

レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動としては、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」に規定される地震動を考慮するものとし、その詳細は「道路土工要綱 巻末資料」を参照するのがよい。

道路土工カルバート工指針(日本道路協会, 平成 22 年 3 月)

図 3 想定する作用荷重(レベル 2 地震動の作用)について

(参考 4) 中実鉄筋コンクリートにおける釣合い鉄筋比について

防潮堤（鋼製防護壁）の耐津波・耐震設計においては、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に準拠し，軸方向引張鉄筋量が釣合い鉄筋比の 75%以下であることを確認する。なお，釣合い鉄筋比とは，圧縮縁のコンクリートの終局ひずみと引張鉄筋の降伏ひずみが同時に生じる状態の引張鉄筋量の比のことである。

上記の引張鉄筋量については，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」において，釣合い鉄筋比に近い引張鉄筋量又はそれ以上の引張鉄筋量を配置すると，引張鉄筋が降伏する前にコンクリートが圧壊するため，部材が脆性的な破壊性状を示すことになることと示されている。さらに，一般には，配置する引張鉄筋量を釣合い鉄筋比の 75 %以下とすることが望ましいとされている。

ここでは，道路橋示方書に準拠し，軸方向鉄筋量が最大となる南基礎の中実鉄筋コンクリートの中央（下）の釣合い鉄筋比について評価を行う。

なお，引張鉄筋量の算出方法としては，「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」によると，軸方向引張鉄筋量は断面の中立軸よりも引張側にある鉄筋断面積の総和から求めることを規定しているが，計算の簡略化のために「断面の図心位置から引張側にある軸方向鉄筋の断面積の総和から求めてもよい」としている。引張鉄筋比を算出する中実鉄筋コンクリートは，正方形断面であり，軸方向鉄筋の配置も対称であるため，軸方向鉄筋の 1/2 が引張鉄筋になる。そこで，軸方向鉄筋の 1/2 を引張鉄筋とみなした場合の引張鉄筋量を算出し，釣合い鉄筋比との比較を行う。一方，釣合い鉄筋比の算出においては，軸圧縮力が大きいほど釣合い鉄筋比が小さくなるため，軸圧縮力が大きい残置影響評価モデルに対して評価を行う。この評価ケースを①（a）に示す。

これに対し，道路橋示方書においては，厳密には，軸方向引張鉄筋量は断面の中立軸よりも引張側にある鉄筋断面積の総和から求めることを規定している。このため，残置影響評価モデルにおいて算出した曲げモーメント及び軸力に基づいて中立軸を算出し，引張鉄筋量を算出する評価を実施する。この評価ケースを①（b）に示す。

また，上記の 2 ケースは，残置影響評価モデルに対する評価であるため，本来の設計モデルである工認設計モデルに対して釣合い鉄筋比の評価を行う。工認設計モデルに対する評価では，算出した曲げモーメント及び軸力に基づいて中立軸を算出し，引張鉄筋量を算出する。この評価ケースを②に示す。

①残置影響評価モデルの釣合い鉄筋比の評価

(a) 軸方向鉄筋量の 1/2 を引張鉄筋とみなして引張鉄筋量を算出した場合

残置影響評価モデルでは、南基礎の中実鉄筋コンクリート中央（下）（以下、南中央（下）という）の鉄筋の曲げ軸力の最大照査値が 0.90 であり、軸方向鉄筋量が最大の部材であるため、南中央（下）を評価対象とする。軸方向鉄筋の 1/2 を引張鉄筋とみなす場合には、南中央（下）の引張鉄筋は図 1 に示す赤破線内の軸方向鉄筋となる（SD490 材の D51 の異形鉄筋 1802 本）。

引張鉄筋量 p_t は、道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）・同解説（日本道路協会、平成 24 年 3 月）4.2.4 項の解 4.2.5 式により算出する。算出の結果は、表 1 に示すとおり $p_t=3.69\%$ になる。

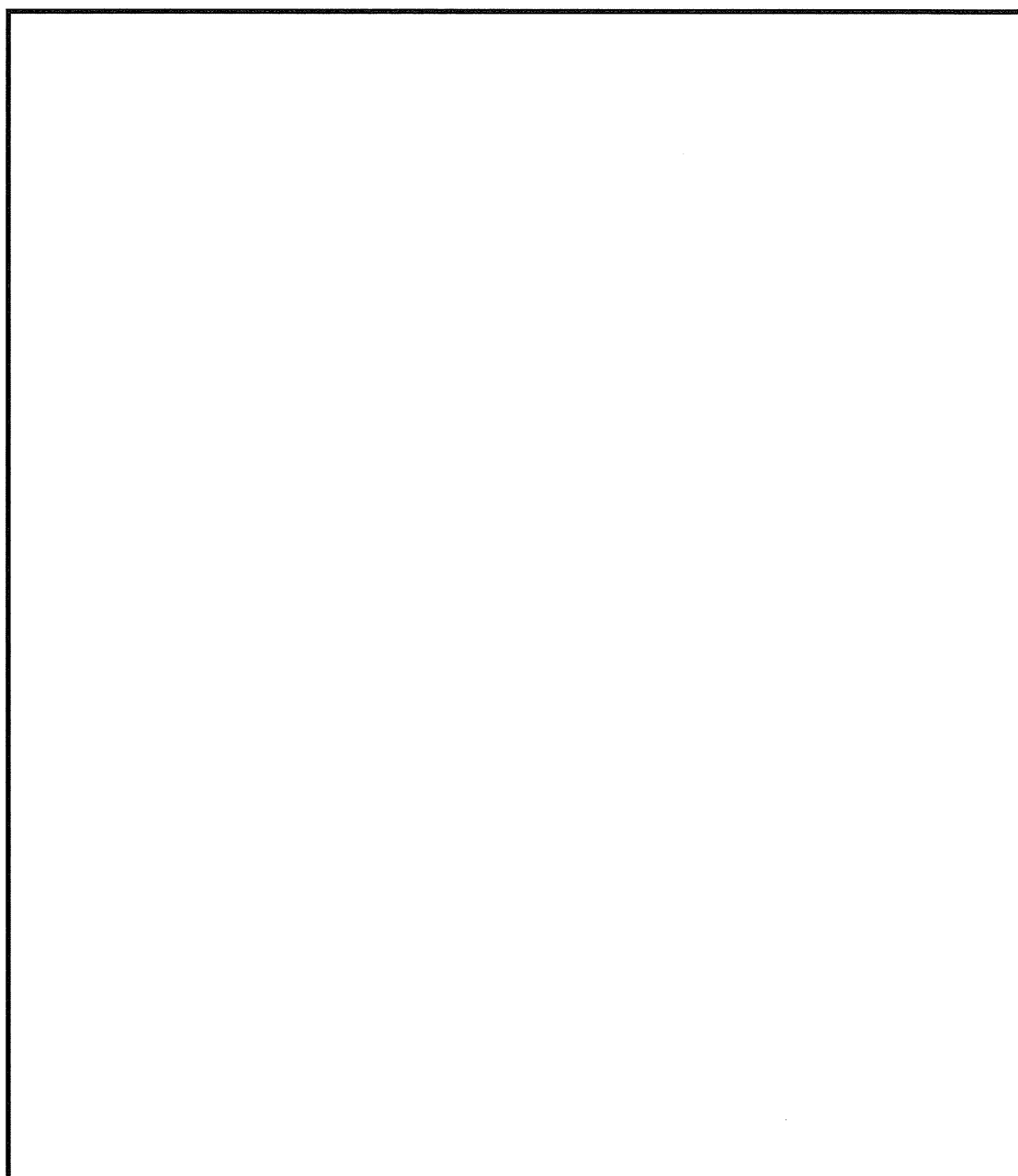


図 1 中実鉄筋コンクリート配筋図（南基礎）

$$p_t = \frac{A_s}{bd} = \frac{3652654}{10700 \times 9262} = 0.0369 \quad (= 3.69 \%)$$

釣合い鉄筋比 p_b は、の次式により算出され、表 1 及び表 2 に示すとおり 4.94 %になる。

$$\begin{aligned} p_b &= \frac{A_{sb}}{bd} = \left(0.68 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} - \frac{N_d}{bd\sigma_{ck}} \right) \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_{sy}} + \frac{A'_s \sigma'_s}{bd \sigma_{sy}} \\ &= \left(0.68 \times \frac{0.0035}{0.0035 + 0.00245} - \frac{303327357}{10700 \times 9262 \times 50} \right) \frac{50}{490} + \frac{3652654}{10700 \times 9262} \times \frac{197.4}{490} \\ &= 0.0494 \quad (= 4.94 \%) \end{aligned}$$

上式中の記号は下記のとおりである。

A_{sb} : 終局釣合い引張鉄筋量 (mm²)

b : 部材幅 (mm), 10700 mm

d : 部材断面の有効高 (mm), 9262 mm

ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ, 0.0035

ε_{sy} : 引張鉄筋の降伏ひずみ, 0.00245

$$\varepsilon_{sy} = \sigma_{sy} / E_s$$

E_s : 引張鉄筋の弾性係数 (N/mm²), 200000 N/mm²

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (N/mm²), 490 N/mm²

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), 50 N/mm²

N_d : 終局荷重作用時の軸方向力 (軸圧縮力) (N), 303327357 N

※303327357 N は、残置影響評価モデルにおいて算出された南基礎中央 (下) の軸圧縮力の最大値

A_s : 引張鉄筋量 (mm²), 3652654 mm²

A'_s : 圧縮鉄筋量 (mm²), 3652654 mm²

σ'_s : 圧縮鉄筋の応力度 (N/mm²), 197.4 N/mm²

以上のことから、引張鉄筋量と釣合い鉄筋比の 75 % を比較すると、以下のとおりになり、釣合い鉄筋比の 75 % 以下の条件を満足する。

$$\text{引張鉄筋量} : 3.69 \% < \text{釣合い鉄筋比の } 75 \% : 3.71 \% (= 4.94 \times 0.75)$$

この評価結果は残置影響評価モデルに対するものであるため、地中連続壁部の重量を中実鉄筋コンクリートが負担し、地中連続壁部の断面を考慮せず中実鉄筋コンクリート断面のみで鉄筋量を評価しているため、保守的な評価結果であると言える。

表 1 中実鉄筋コンクリート（南基礎）の釣合い鉄筋比に係る確認結果

照査の種類	終局釣合い鉄筋比 (%)	引張鉄筋比 (%)	判定	備考
釣合い鉄筋比	3.71	3.69	OK	詳細を表 2 に示す

表 2 中実鉄筋コンクリート（南基礎）の詳細結果

鉄筋降伏ひずみ	ϵ_{sy}	0.00245	
鉄筋の降伏点	σ_{sy}	490	N/mm ²
鉄筋の弾性係数	E_s	200000	N/mm ²
圧縮鉄筋総断面積	$A_{s'}$	3652654	mm ²
鉄筋総本数	n	3604	本
D51 断面積	$A_{s'}_{D51}$	2027	mm ² /1 本
コンクリート設計基準強度	σ'_{ck}	50	N/mm ²
コンクリートの終局ひずみ	ϵ_{cu}	0.0035	
圧縮鋼材の応力度	σ'_s	197.4	N/mm ²
終局荷重作用時の軸方向力	N_d	303327357	N
終局釣合い鋼材比	p_b	0.0494	
終局釣合い鋼材比に乗じる係数 75 %		0.75	
終局釣合い鋼材比×0.75	$0.75 p_b$	0.037	
終局釣合い鋼材比×0.75 の百分率表示		3.71	%
有効断面積	$A = B_d$	99099833	mm ²
引張鉄筋本数	n_s	1802	本
引張鉄筋の総断面積	A_s	3652654	mm ²
引張鉄筋比	p_t	0.0369	
引張鉄筋比の百分率表示		3.69	%

(b) 曲げ軸力により中立軸を算出し引張鉄筋量を算出した場合

残置影響評価モデルの南中央（下）の鉄筋の曲げ軸力の最大照査値は、前述のとおり 0.90 である。同照査値に対応する断面力は、表 3 に示すとおりであり、曲げ軸力照査では堤軸方向及び堤軸直交方向の 2 方向の曲げモーメントを考慮している。表 3 に示す断面力を用いて鉄筋の引張領域を算出した結果を図 2 に示す。2 方向の曲げモーメントを考慮しているため、中立軸が約 45 度に傾き、南東の引張領域内にある軸方向引張鉄筋量は全鉄筋の 54 %，1950 本（圧縮鉄筋は全鉄筋の 46 %，1654 本）になる。

表 3 残置影響評価モデルにおける最大照査値発生時の断面力

堤軸方向曲げモーメント (kNm)	4232453
堤軸直交方向曲げモーメント (kNm)	4815254
軸圧縮力 (kN)	230097

上記の引張鉄筋に対して引張鉄筋量と釣合い鉄筋比を以下で算出する。釣合い鉄筋比の算出においては、表 3 に示す軸圧縮力ではなく、保守的に南基礎の中央（下）の軸圧縮力の最大値 303327357 N を考慮する。軸圧縮力の最大値を考慮する理由は、軸圧縮力が大きいほど釣合い鉄筋比が小さくなり、配置できる引張鉄筋量が小さくなる評価結果が得られるためである。

道路橋示方書に示す引張鉄筋量及び釣合い鉄筋比の算出式を下式に、中実鉄筋コンクリートの釣合い鉄筋比の評価結果を表 4 及び表 5 に示す。引張鉄筋量及び釣合い鉄筋比の算出式は、前述の算出式と同じである。

引張鉄筋量（比） p_t は、下式により算出され、3.988 %になる。

$$p_t = \frac{A_s}{bd} = \frac{3952650}{10700 \times 9262} = 0.03988 \quad (= 3.988 \%)$$

釣合い鉄筋比 p_b は、下式により算出され、5.32 %になる。

$$\begin{aligned}
 p_b &= \frac{A_{sb}}{bd} = \left(0.68 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} - \frac{N_d}{bd\sigma_{ck}} \right) \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_{sy}} + \frac{A'_s \sigma'_s}{bd \sigma_{sy}} \\
 &= \left(0.68 \times \frac{0.0035}{0.0035 + 0.00245} - \frac{303327357}{10700 \times 9262 \times 50} \right) \frac{50}{490} + \frac{3360442}{10700 \times 9262} \times \frac{269.3}{490} \\
 &= 0.0532 \quad (= 5.32 \%)
 \end{aligned}$$

以上のことから、引張鉄筋量と釣合い鉄筋比の 75 %を比較すると、以下のとおりになり、釣合い鉄筋比の 75 %以下の条件を満足する。

引張鉄筋量：3.988 % < 釣合い鉄筋比の 75 %：3.990 % (=5.32×0.75)

① (a) の評価結果と同様に、(b) の評価結果も残置影響評価モデルに対するものであるため、保守的な評価結果であると言える。また、実際に中立軸を求めた軸圧縮力ではなく、南中央（下）の軸圧縮力の最大値を考慮していることから保守的な評価結果である。

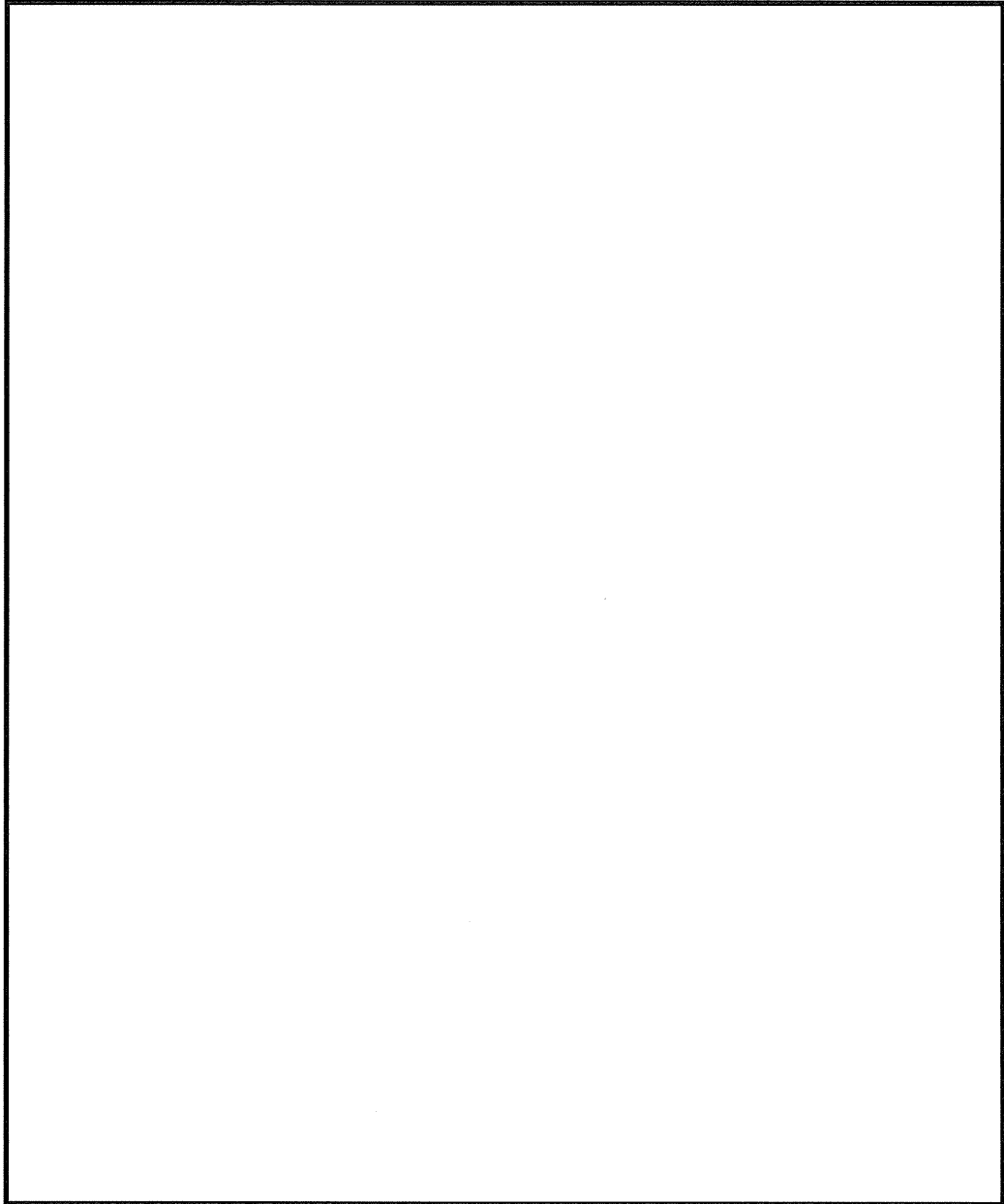


図 2 中実鉄筋コンクリートの軸方向引張鉄筋の範囲
(残置影響評価モデルの南基礎中央 (下))

表 4 中実鉄筋コンクリート（残置影響評価モデルの南基礎中央（下））の
釣合い鉄筋比に係る評価結果

照査の種類	終局釣合い鉄筋比 (%)	引張鉄筋比 (%)	判定	備考
釣合い鉄筋比	3.990	3.988	OK	詳細を表 5 に示す

表 5 中実鉄筋コンクリート（残置影響評価モデルの南基礎中央（下））の評価結果詳細

鉄筋降伏ひずみ	ε_{sy}	0.00245	
鉄筋の降伏点	σ_{sy}	490	N/mm ²
鉄筋の弾性係数	E_s	200000	N/mm ²
圧縮鉄筋総断面積	$A_{s'}$	3360442	mm ²
鉄筋総本数	n	3604	本
D51 断面積	$A_{s'}_{D51}$	2027	mm ² /1 本
コンクリート設計基準強度	σ'_{ck}	50	N/mm ²
コンクリートの終局ひずみ	ε_{cu}	0.0035	
圧縮鉄筋の応力度	σ'_s	269.3	N/mm ²
終局荷重作用時の軸方向力	N_d	303327357	N
終局釣合い鋼材比	p_b	0.0532	
終局釣合い鋼材比に乗じる係数 75 %		0.75	
終局釣合い鋼材比×0.75	$0.75 p_b$	0.03990	
終局釣合い鋼材比×0.75 の百分率表示		3.990	%
有効断面積	$A = B_d$	99103400	mm ²
引張鉄筋本数	n_s	1950	本
引張鉄筋の総断面積	A_s	3952650	mm ²
引張鉄筋比	p_t	0.03988	
引張鉄筋比の百分率表示		3.988	%

②工認設計モデルの釣合い鉄筋比の評価

本来の設計モデルである工認設計モデルにおける釣合い鉄筋比について確認を行う。南基礎の中央（下）の鉄筋の曲げ軸力の最大照査値は 0.56 である。同照査値に対応する断面力は、表 6 に示すとおりであり、曲げ軸力照査では堤軸方向及び堤軸直交方向の 2 方向の曲げモーメントを考慮している。表 6 に示す断面力を用いて鉄筋の引張領域を算出した結果を図 3 に示す。2 方向の曲げモーメントを考慮しているため、中立軸が約 45 度に傾き、引張領域内にある引張鉄筋量は全鉄筋の 54 %、1950 本（圧縮鉄筋は全鉄筋の 46 %、1654 本）になる。したがって、軸方向引張鉄筋の領域は、残置影響評価モデルの場合とほぼ同じである。

表 6 工認設計モデルにおける最大照査値発生時の断面力

堤軸方向曲げモーメント (kNm)	2410340
堤軸直交方向曲げモーメント (kNm)	3162210
軸圧縮力 (kN)	140311

上記の引張鉄筋に対して引張鉄筋量と釣合い鉄筋比を以下で算出する。釣合い鉄筋比の算出においては、表 6 に示す軸圧縮力ではなく、保守的に南基礎の中央（下）の軸圧縮力の最大値 195191608 N を考慮する。

なお、工認設計モデルの南基礎の中実鉄筋コンクリートの中央（下）の軸圧縮力の最大値 195191608 N は、地中連続壁の重量を考慮した残置影響評価モデルの軸圧縮力の最大値 303327357 N の約 64 % であるため、工認設計モデルの釣合い鉄筋比は、以下に示すとおり残置影響評価モデルよりも大きくなる。

道路橋示方書に示す引張鉄筋量及び釣合い鉄筋比の算出式を下式に、中実鉄筋コンクリートの釣合い鉄筋比の計算結果を表 7 及び表 8 に示す。

道路橋示方書に示す引張鉄筋量及び釣合い鉄筋比の算出式を以下に示す。

引張鉄筋量（比） p_t は、下式により算出され、3.988 % になる。

$$p_t = \frac{A_s}{bd} = \frac{3952650}{10700 \times 9262} = 0.03988 \quad (= 3.988 \%)$$

釣合い鉄筋比 p_b は、の下式により算出され、5.54 % になる。

$$\begin{aligned}
 p_b &= \frac{A_{sb}}{bd} = \left(0.68 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} - \frac{N_d}{bd\sigma_{ck}} \right) \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_{sy}} + \frac{A'_s}{bd} \frac{\sigma'_s}{\sigma_{sy}} \\
 &= \left(0.68 \times \frac{0.0035}{0.0035 + 0.00245} - \frac{195191608}{10700 \times 9262 \times 50} \right) \frac{50}{490} + \frac{3360442}{10700 \times 9262} \times \frac{269.3}{490} \\
 &= 0.0554 \quad (= 5.54 \%)
 \end{aligned}$$

以上のことから、引張鉄筋量と釣合い鉄筋比の 75 % を比較すると、以下のとおりになり、釣合い鉄筋比の 75 % 以下の条件を満足し、残置影響評価モデルよりも釣合い鉄筋比に対する余裕があることを確認した。

引張鉄筋量 : 3.988 % < 釣合い鉄筋比の 75 % : 4.155 % ($= 5.54 \times 0.75$)

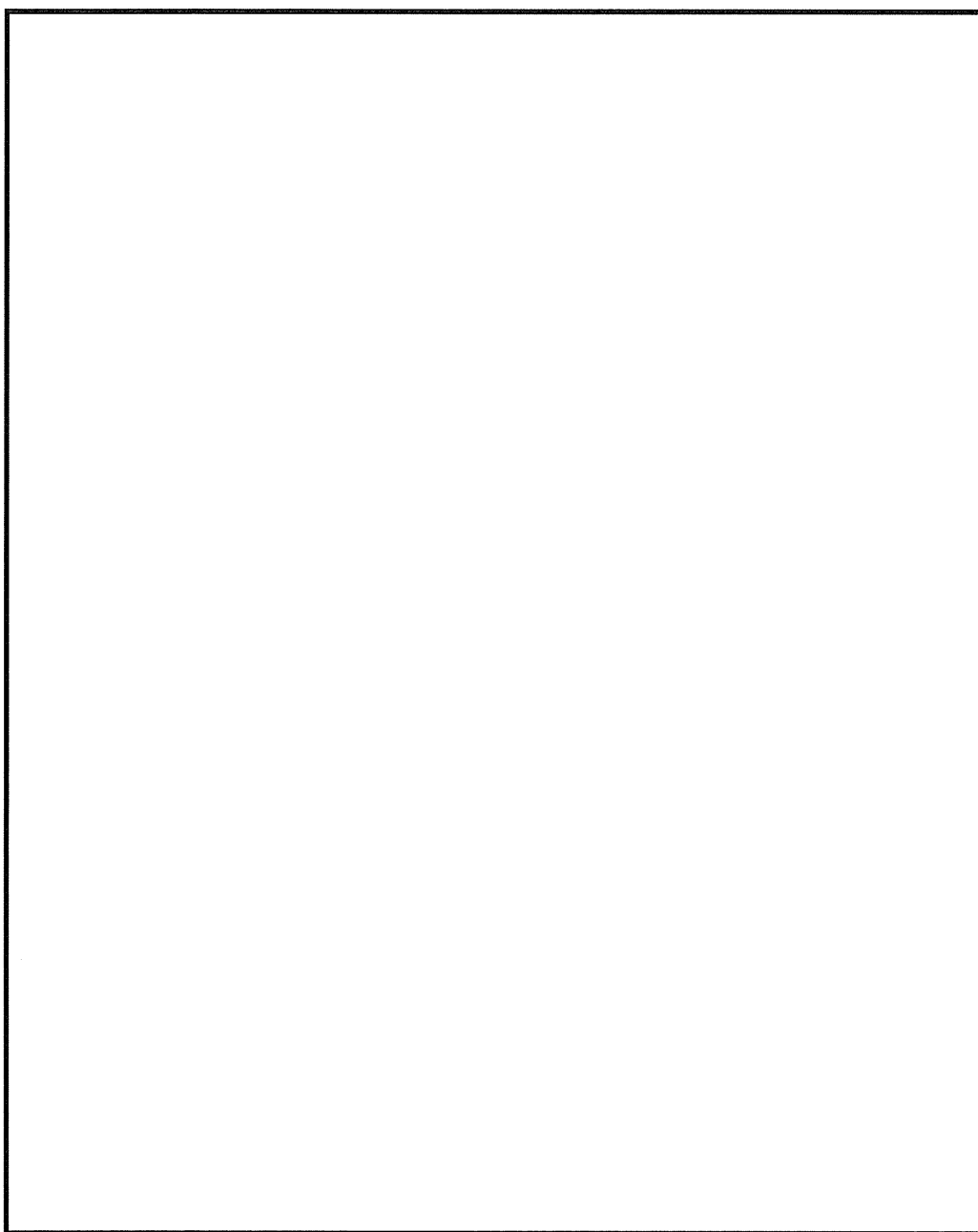


図3 中実鉄筋コンクリートの軸方向引張鉄筋の範囲
(工認設計モデルの南基礎中央(下))

表7 中実鉄筋コンクリート（工認設計モデルの南基礎中央（下））の
釣合い鉄筋比に係る評価結果

照査の種類	終局釣合い鉄筋比 (%)	引張鉄筋比 (%)	判定	備考
釣合い鉄筋比	4.155	3.988	OK	詳細を表8に示す

表8 中実鉄筋コンクリート（工認設計モデルの南基礎中央（下））の評価結果詳細

鉄筋降伏ひずみ	ε_{sy}	0.00245	
鉄筋の降伏点	σ_{sy}	490	N/mm ²
鉄筋の弾性係数	E_s	200000	N/mm ²
圧縮鉄筋総断面積	$A_{s'}$	3360442	mm ²
鉄筋総本数	n	3604	本
D51 断面積	$A_{s'}_{D51}$	2027	mm ² /1 本
コンクリート設計基準強度	σ'_{ck}	50	N/mm ²
コンクリートの終局ひずみ	ε_{cu}	0.0035	
圧縮鉄筋の応力度	σ'_s	269.3	N/mm ²
終局荷重作用時の軸方向力	N_d	195191608	N
終局釣合い鋼材比	p_b	0.0554	
終局釣合い鋼材比に乗じる係数 75 %		0.75	
終局釣合い鋼材比×0.75	$0.75 p_b$	0.042	
終局釣合い鋼材比×0.75 の百分率表示		4.155	%
有効断面積	$A = B_d$	99103400	mm ²
引張鉄筋本数	n_s	1950	本
引張鉄筋の総断面積	A_s	3952650	mm ²
引張鉄筋比	p_t	0.03988	
引張鉄筋比の百分率表示		3.988	%

③まとめ

以上で示した「①残置影響評価モデルの釣合い鉄筋比の評価」及び「②工認設計モデルの釣合い鉄筋比の評価」から、中実鉄筋コンクリートの鉄筋量が最大になる南基礎の中央（下）において、軸方向引張鉄筋量が釣合い鉄筋比の 75 % 以下であることを確認した。したがって、中実鉄筋コンクリートが、地震荷重及び津波荷重に対して脆性的な破壊性状を示すことはないことを確認した。

(参考5) 地盤改良（セメント系）の考慮方法の妥当性

地盤改良（セメント系）を地盤バネの地盤反力上限値の増分として考慮する考え方について、傍証のための3次元FEM解析を実施した。

1. 目的

3次元FEM解析において、地盤改良（セメント系）のモデル化に着目した2つの解析モデルを作成し、同一の荷重条件に対し鋼製防護壁基礎の水平変位量を比較する。

図1は、地盤改良（セメント系）を地盤バネの地盤反力上限値として考慮した解析モデルであり、工認設計モデルと同様の地盤バネ条件にて側方抵抗を模擬している。図2は、地盤改良（セメント系）をソリッド要素でモデル化し、その外側に地盤バネを設けることで、地盤改良（セメント系）が鋼製防護壁基礎の側方抵抗として寄与する効果を精緻に表現している。

図1及び図2の解析モデルによる鋼製防護壁基礎の水平変位量の大小関係を比較することで、地盤改良（セメント系）を地盤バネの地盤反力上限値の増分として考慮することの妥当性を確認する。

2. 解析結果

水平変位については、地盤改良（セメント系）を地盤バネの地盤反力上限値として考慮した解析モデル（解析ケース1）が地盤改良（セメント系）をソリッド要素として考慮した解析モデル（解析ケース2）より頂版鉄筋コンクリート天端の変位が大きくなる結果が確認された。

よって、耐津波評価における地盤改良（セメント系）の取扱いとしては十分に保守的であることを確認した。

解析ケース1及び解析ケース2の解析結果を表1に示す。また、水平変位の深度分布図を図3に示す。

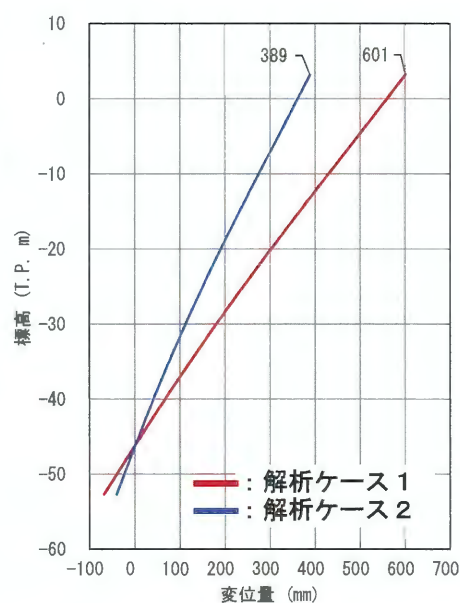


図3 水平変位深度分布図

表1 解析結果（水平変位量の比較）

解析ケース	解析ケース1	解析ケース2
改良体のモデル化	地盤バネ	ソリッド要素
改良体のモデルへの反映方法	地盤バネの地盤反力上限値の増分	ソリッド要素にて実形状を考慮
変位コンター		
基礎天端水平変位量 (mm)	601	389

(参考6) 頂版鉄筋コンクリート内巻立て鉄筋コンクリート接合部の支圧応力度及び押抜きせん断照査

1. 評価方針

巻立て鉄筋コンクリートは、鉄筋コンクリートと頭付きスタッドが打設された鋼管杭が一体化された複合構造であり、鋼管杭が単独でフーチング等に接合される場合と異なり、杭頭反力が部分的な集中荷重として作用するわけではなく、巻立て鉄筋コンクリート範囲の面的な荷重として作用することになる。この複合構造と頂版鉄筋コンクリートとの接合部の評価としては、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅲ コンクリート橋編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」（以下「道示Ⅲ（H24）」という。）に基づき、巻立て鉄筋コンクリート頭部の押込み力及びせん断力に対して頂版鉄筋コンクリート内部の鉛直，水平方向の支圧応力度及び水平方向の縁端側への押抜きせん断応力度を実施する。

2. 評価対象箇所及び評価項目

2.1 評価対象箇所と評価項目

図1に杭頭の評価対象箇所と評価項目を示す。

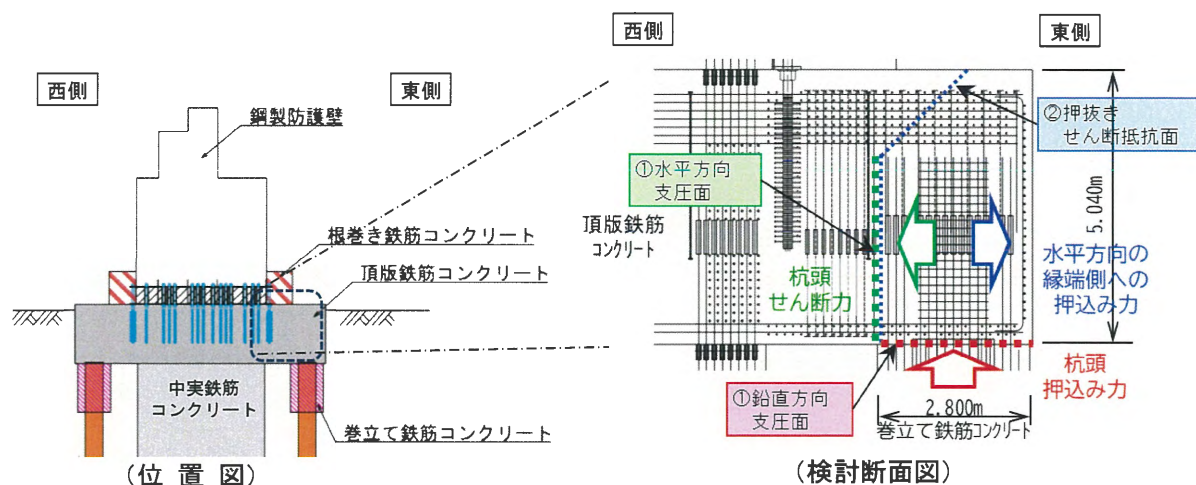


図1 杭頭の評価対象箇所と評価項目

2.2 鉛直、水平方向の支圧応力度

道示Ⅲ(H24)に基づき、杭頭押込み力及びせん断力に対して巻立て鉄筋コンクリートの頂版定着部断面で許容支圧応力度以内であることを確認する。

2.3 水平方向の縁端側への押抜きせん断応力度

道示Ⅲ(H24)に基づき、杭頭せん断力のうち頂版縁端方向に作用するせん断力に対してコンクリートの許容押抜きせん断応力度以下であることを確認する。

2.4 鉛直方向の押抜きせん断応力度

図2に示す巻立て鉄筋コンクリート頭部の押込み力は、頂版鉄筋コンクリートの部材端に作用する面的な荷重であることから、その評価は中実鉄筋コンクリートとの支間に生じる設計せん断力に対する照査として実施済みである。

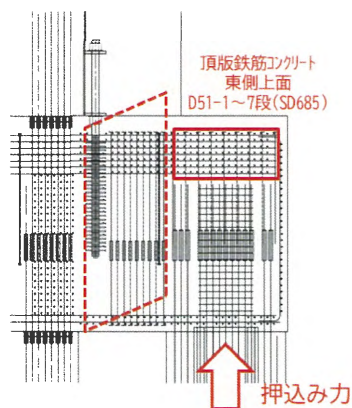


図2 鉄筋コンクリート頭部の押込み力

3. 評価方法

3.1 許容限界

評価に用いる許容限界は、道示Ⅲ(H24)に基づき、津波種別に応じて割増係数を考慮して設定する。

3.1.1 鉛直，水平方向の許容支圧応力度

コンクリートの許容支圧応力度は、同解説の式(3.2.1)により算出する値とする。

有効支圧面積 A_c は、局部載荷面の幅及び長さより算出する。支圧を受けるコンクリート面積 A_b は、支圧を受ける面に対する載荷面の大きさや縁端距離等を考慮して算出する。

$$\sigma_{ba} = \left(0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b} \right) \sigma_{ck} \quad \dots\dots\dots (3.2.1)$$

ただし、 $\sigma_{ba} \leq 0.5 \sigma_{ck}$

ここに、 σ_{ba} ：コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

A_c ：局部載荷の場合のコンクリート面の有効支圧面の面積 (mm²)

A_b ：局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (mm²)

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

3.1.2 水平方向の縁端側への許容押抜きせん断応力度

コンクリートの許容押抜きせん断応力度は、道示Ⅲ(H24)の表-3.2.7より頂版鉄筋コンクリート (50 N/mm²) の基準値を 1.40 N/mm²とする。

表-3.2.7 許容押抜きせん断応力度 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50

3.2 支圧面積及び押抜きせん断面積の算定

支圧面積及び押抜きせん断面積は、抵抗面積として算定する。

抵抗面積は、図1に示す①、②の鉛直、水平方向支圧面及び③の押抜きせん断抵抗面に対して、図3に示す端部杭と中間部杭の分担幅及び高さを考慮して算出する。

算定結果を表1及び表2に示す。

表1 鉛直、水平方向の抵抗面積及び許容支圧応力度の算定

照査方向	照査対象	幅(m)	高さ1(m) ※1	高さ2(m) ※2	載荷面の面積 A_b (㎡) (抵抗面積)	有効支圧面積 A_c (㎡)	許容支圧応力度 σ_{ba} (N/mm ²)
鉛直	端部杭	2.245	2.800	2.900	6.29	6.51	30.2
	中間部杭	1.790	2.800	2.900	5.01	5.19	30.2
水平	端部杭	2.245	3.435	3.435	7.71	7.71	30.0
	中間部杭	1.790	3.435	3.435	6.15	6.15	30.0

※1；鉛直方向の高さは、巻立て鉄筋コンクリートの堤軸直交方向の幅である。
水平方向の高さは、巻立て鉄筋コンクリート鉛直鉄筋の定着部先端までの高さである。
※2；鉛直方向の高さ2については、高さ1に縁端距離50mmを東西両側に考慮した値である。
水平方向の高さ2については、縁端距離なしとした。

表2 押抜きせん断抵抗面積の算定

照査方向	照査対象	杭頭部			側部 ※1	抵抗面積
		B (m)	H (m)	A_1 (㎡)	A_2 (㎡)	ΣA (㎡)
水平	端部杭	2.245	1.605	3.60	9.16	12.76
	中間部杭	1.790	1.605	2.87	—	2.87

※1；端部杭の側部面積は、 $B 1.900m \times H 3.435m = 6.53(m^2)$ に頭部の扇状部面積(2.63㎡)を Cad より計測し加算し、 $A_2 = 9.16(m^2)$ とした。

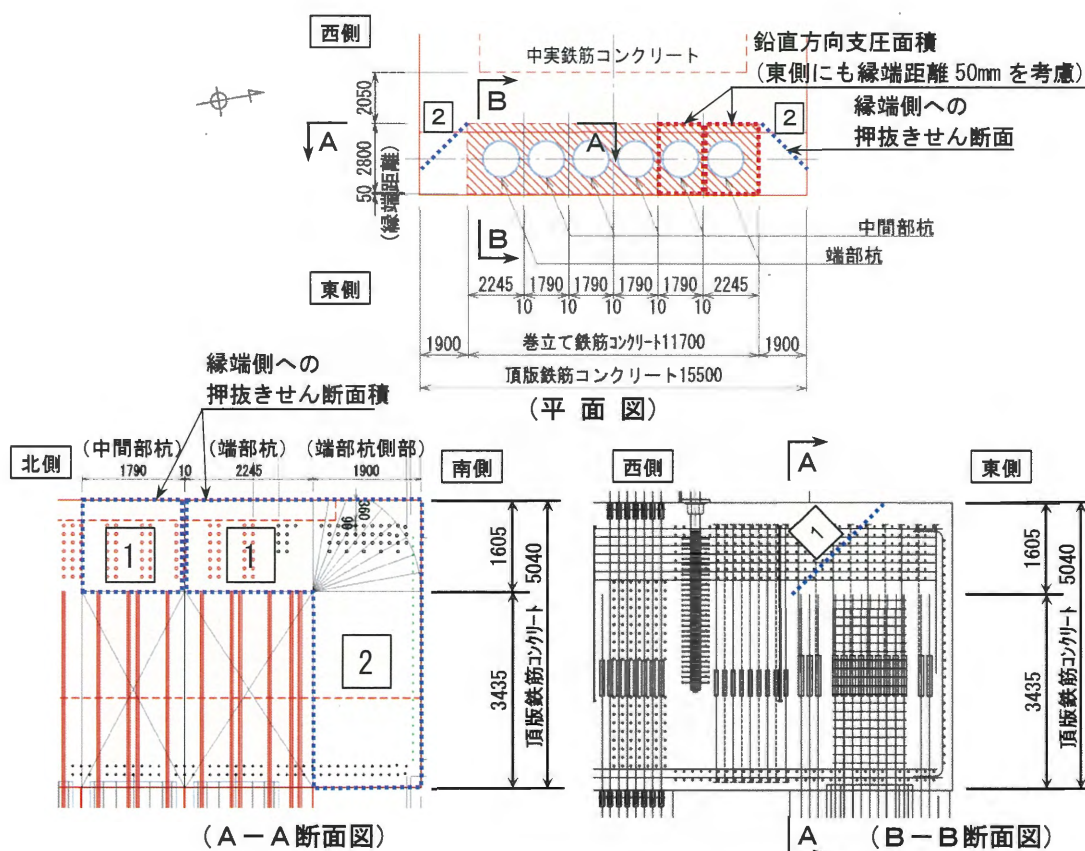


図3 支圧面積及び押抜きせん断面積算定図(南基礎)

4. 評価結果

鉛直，水平方向の支圧応力度及び水平方向の縁端側への押抜きせん断応力度について，表 3 に示すとおり，許容限界を満足することを確認した。

表 3 鉛直，水平方向の支圧応力度及び水平方向の縁端側への押抜きせん断応力度の照査結果

照査方向	照査の内容	照査対象	決定ケース	設計作用力(kN)	抵抗面積(m ²)	作用応力度(N/mm ²)	許容限界(N/mm ²)	照査値
鉛直	支圧応力度	端部杭	地盤バネ 5	54371	6.29	8.65	30.2	0.29
		中間部杭	地盤バネ 5	48147	5.01	9.61	30.2	0.32
水平	支圧応力度	端部杭	地盤バネ 1	26436	7.71	3.43	30.0	0.12
		中間部杭	地盤バネ 1	18168	6.15	2.95	30.0	0.10
	押抜きせん断応力度(縁端方向)	端部杭	地盤バネ 4	2123	12.76	0.17	2.10	0.09
		中間部杭	地盤バネ 4	1712	2.87	0.60	2.10	0.29

5. まとめ

道示Ⅲ(H24)に基づく鉛直，水平方向の支圧応力度及び水平方向の縁端側への押抜きせん断応力度については，全て許容値以下であることを確認した。

なお，頂版鉄筋コンクリートとの接合部については，「4. 防潮堤（鋼製防護壁）の接合部アンカーに関する補足説明」において精緻な解析を実施し，鉛直方向の押込み力及び引抜き力によって発生する応力に対して構造の成立性を確認した。

(参考 7) 中実鉄筋コンクリートの基礎底面地盤におけるせん断抵抗性能評価について

構造変更後の中実鉄筋コンクリートの基礎底面地盤におけるせん断抵抗性能評価については、2次元有効応力解析によって算出されるせん断力が、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会、平成24年3月)」に記載する算出式(式1)から求まる許容せん断抵抗力以下となることを確認する。中実鉄筋コンクリートの基礎底面地盤におけるせん断抵抗性能評価について、Km層への根入れが浅い北基礎について、基礎底面のせん断抵抗力について照査を実施した。北基礎の評価結果を表1に示す。

基礎地盤のせん断力は、北基礎の中実鉄筋コンクリート底面において、敷地に遡上する津波の重畳時(地盤ケース⑤、②-②断面)で最大の79294 kNであり、基礎地盤のせん断抵抗力116700 kN以下である。

以上のことから、防潮堤(鋼製防護壁)の基礎地盤は、余震重畳荷重に対し、せん断抵抗性能を有することを確認した。

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B \quad (\text{式 1})$$

ここに、

- H_u : Km層のせん断抵抗力 (kN)
- c_B : Km層の粘着力 c_{cuu} (kN/m²)
- A_e : 基礎底面の有効載荷面積 (m²)
- V : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN) ただし、浮力を差引いた値とする。
- ϕ_B : Km層の地震時の内部摩擦角 ($\phi_{cuu} = 0^\circ$)

表 1 ②-②断面北基礎地盤のせん断抵抗性能評価結果（中実鉄筋コンクリート底面）

荷重条件	地盤ケース	最大せん断力	c_B	A_e	ϕ_B	せん断抵抗力 H_u
		(kN)	(kN/m ²)	(m ²)	(°)	(kN)
基準津波の 重畳時	①	56089	1019	114.49	0	116700
	②	52299	1019	114.49	0	116700
	③	59742	1019	114.49	0	116700
	④	54140	1019	114.49	0	116700
	⑤	60674	1019	114.49	0	116700
	⑥	58042	1019	114.49	0	116700
敷地に遡上 する津波の 重畳時	①	74709	1019	114.49	0	116700
	②	72247	1019	114.49	0	116700
	③	79036	1019	114.49	0	116700
	④	72414	1019	114.49	0	116700
	⑤	79294	1019	114.49	0	116700
	⑥	77990	1019	114.49	0	116700

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

(参考8) 巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭のスタッドによる一体化について

1. スタッドの設計方針

鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリートの接合面を一体化するため、杭の曲げ変形による鋼管杭と鉄筋コンクリートの間のせん断力に対するずれを生じさせないように、スタッドを適切な位置に所要の本数を配置して確実な接合を行う。

スタッドの配置については、「道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）（日本道路協会，平成24年3月）」及び「複合構造標準示方書（土木学会，2014 制定）」に基づき設定する。

鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面に作用するせん断力の概念図を図1に示す。

$$S_d < S_a \times N$$

ここで、 S_d ：巻立て断面に作用するせん断力

S_a ：コンクリート強度から求まる頭付きスタッドの短期許容せん断力

N ：頭付きスタッド本数（本）

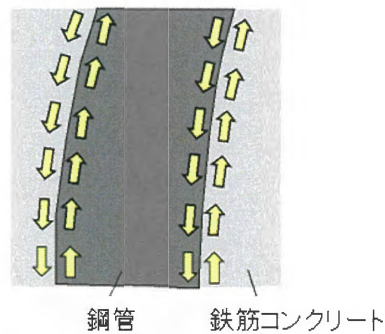


図1 鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面に作用するせん断力の概念図

2. スタッドの評価フロー

スタッドの評価フローを図2に示す。

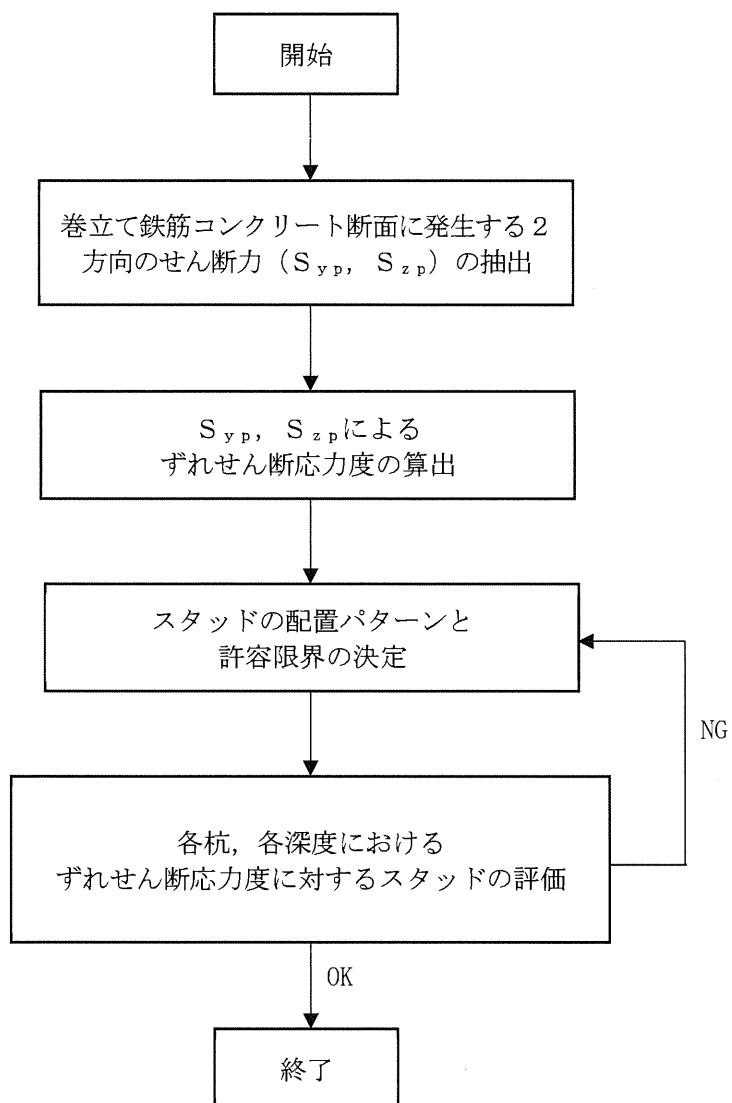


図2 スタッドの評価フロー

3. スタッドの配置パターンと許容限界

鋼製防護壁基礎の東西面に配置される鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートの平面配置を図3に示す。スタッドの設置に当たっては、表1に示すとおり、標高ごとにNo. 0～5までの配置パターンを設定する。配置パターンごとの許容限界（許容せん断応力度）を表2に示す。また、スタッド1本当たりの許容限界（許容せん断応力度）については、「複合構造標準示方書(土木学会，2014 制定)」に準拠して算出する（図4 参照）。

スタッドの評価は、基準地震動 S_s の地震力により作用するずれせん断応力度が、スタッドの許容せん断応力度以下であることを確認する。

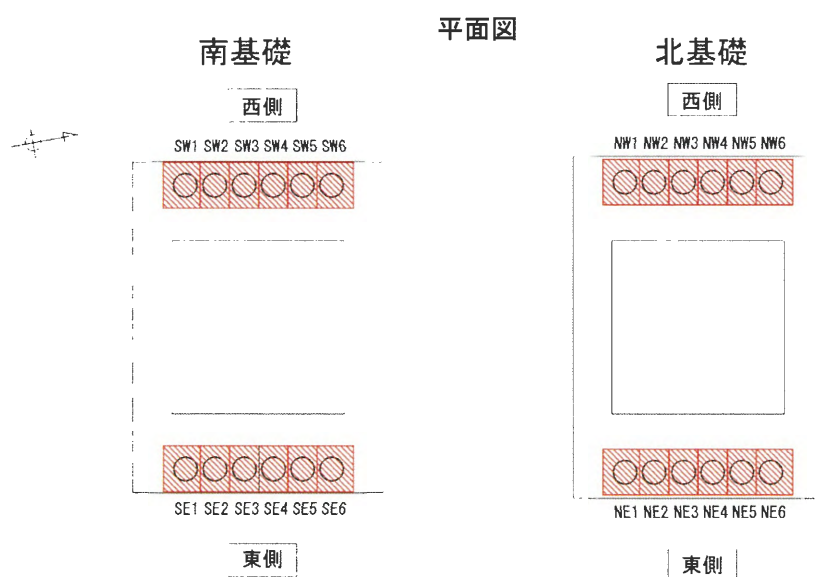


図3 鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートの平面配置

表1 部材ごとのスタッド配置パターン

T. P.	南基礎 西側						南基礎 東側						北基礎 西側						北基礎 東側					
	SW1	SW2	SW3	SW4	SW5	SW6	SE1	SE2	SE3	SE4	SE5	SE6	NW1	NW2	NW3	NW4	NW5	NW6	NE1	NE2	NE3	NE4	NE5	NE6
-1.840～-2.500	4	4	4	4	4	5	1	1	1	1	1	1	5	4	4	4	4	4	1	1	1	1	1	1
-2.500～-3.500	2	2	2	2	2	3	1	1	1	1	1	1	4	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1
-3.500～-4.500	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1
-4.500～-5.500	2	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
-5.500～-6.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

表2 パターンごとの許容限界

パターン	水平間隔 (mm)	鉛直間隔 (mm)	許容せん断応力度 τ_a (N/mm ²)
0	117.8	340	1.525
1	117.8	300	1.728
2	107.1	150	3.801
3	98.2	150	4.147
4	90.6	150	4.493
5	84.1	140	5.184

$$V_{ssud} = (31A_{ss} \sqrt{(h_{ss}/d_{ss}) f'_{cd}} + 10000) / \gamma_b \quad (\text{解 5.2.5})$$

$$V_{ssud} = A_{ss} f_{ssud} / \gamma_b \quad (\text{解 5.2.6})$$

ここに、 V_{ssud} : 頭付きスタッドの設計せん断耐力 (N)

A_{ss} : 頭付きスタッドの断面積 (mm^2)

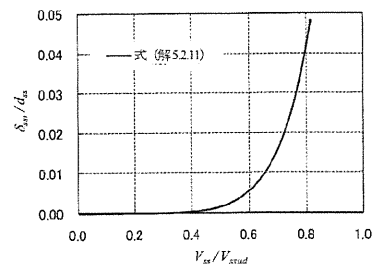
d_{ss} : 頭付きスタッドの軸径 (mm)

h_{ss} : 頭付きスタッドの高さ (mm)

f_{ssud} : 頭付きスタッドの設計引張強度 (N/mm^2)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm^2)。ただし、ここでは $\gamma_c = 1.0$ として設計圧縮強度を求めよう。

γ_b : 部材係数。一般に 1.3 としてよいが、頭付きスタッドのせん断耐力を小さく設定した方が構造物の性能を危険側に評価する場合には 1.0 とする。



解説 図 5.2.3 除荷前のせん断力と残留ずれ変位との関係

残留ずれ変位は、残留ずれ変位が急激に大きくならない点よりも小さいこととすると、0.1mm 程度となる。このとき、除荷前のずれ変位は 0.4mm 程度であり、除荷前のせん断力は、以下の式で与えられるものとしてよい。

$$V_{ss} = 0.3V_{ssud}$$

V_{ss} : 残留ずれ変位を考慮した頭付きスタッド 1 本当たりの許容限界

図 4 スタッド 1 本当たりの許容限界の算出

「複合構造標準示方書(土木学会, 2014 制定)」

4. 接合面に発生するずれせん断応力度の算定方法

鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリートの接合面に発生するずれせん断応力度の算定方法及びせん断変形概念図を図5に示す。

鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリートの接合面に発生するずれせん断応力度は、巻立て鉄筋コンクリートに発生するY方向せん断力 S_{yp} 及びZ方向せん断力 S_{zp} を元に算定する。

巻立て鉄筋コンクリートのY方向（x-y面）及びZ方向（x-z面）のせん断力に対するせん断応力度 τ_{cxy} 及び τ_{cxz} は、式(1)及び式(2)で算出する。ここで、x方向は、巻立て鉄筋コンクリートの部材軸方向とし、 τ_{cxy} 及び τ_{cxz} は、せん断応力度の理論解である。

巻立て鉄筋コンクリートのせん断応力度 τ_{cxy} 、 τ_{cxz} の発生方向と鋼管杭の接合面の角度は、鋼管杭の円周上で変化するため、鋼管杭の円周上におけるY方向（x-y面）及びZ方向（x-z面）のせん断力に対するずれせん断応力度 τ_{xya} 、 τ_{xza} は、算出点をa点とし、Z軸からa点までの角度を θ とすると、式(3)（図5中の赤線分布参照）及び式(4)（図5中の青線分布参照）で算出され、Y方向及びZ方向の合成応力度を式(5)として算定する。

$$\text{Y方向（x-y面）せん断応力度} \quad \tau_{cxy} = -\frac{3}{2} \cdot \frac{S_{yp}}{A_c} \cdot \left\{1 - \left(\frac{2 \cdot y}{b}\right)^2\right\} \quad \cdots \text{式(1)}$$

$$\text{Z方向（x-z面）せん断応力度} \quad \tau_{cxz} = -\frac{3}{2} \cdot \frac{S_{zp}}{A_c} \cdot \left\{1 - \left(\frac{2 \cdot z}{h}\right)^2\right\} \quad \cdots \text{式(2)}$$

$$\text{Y方向（x-y面）ずれせん断応力度} \quad \tau_{xya} = \tau_{cxy} \cdot \sin \theta \quad \cdots \text{式(3)}$$

$$\text{Z方向（x-z面）ずれせん断応力度} \quad \tau_{xza} = \tau_{cxz} \cdot \cos \theta \quad \cdots \text{式(4)}$$

$$\text{Y, Z方向合成ずれせん断応力度} \quad \tau_{YZa} = \tau_{xya} + \tau_{xza} \quad \cdots \text{式(5)}$$

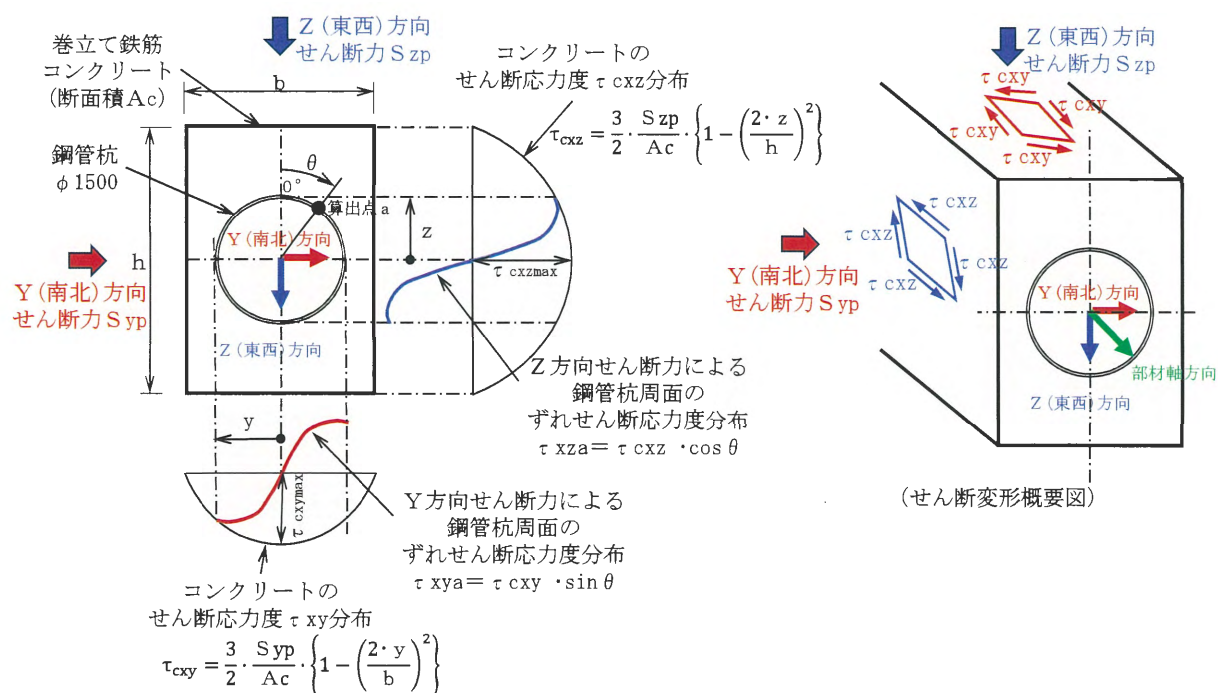


図5 ずれせん断応力度の算定方法及びせん断変形概念図

5. スタッド評価結果

スタッドに発生する最大ずれせん断応力度を表 3 に、照査結果を表 4 に示す。

スタッドの耐津波評価における最大照査値は、北基礎の西側杭（NW 1 ～NW 3）にて 0.93 であり、最大ずれせん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 3 最大ずれせん断応力度

(南基礎)

単位：N/mm²

T. P.	南基礎 西側						南基礎 東側					
	SW1	SW2	SW3	SW4	SW5	SW6	SE1	SE2	SE3	SE4	SE5	SE6
-1.840～-2.500	2.831	3.149	3.410	3.886	4.114	4.406	0.722	0.644	0.696	0.691	0.720	1.406
-2.500～-3.500	2.328	2.520	2.691	2.945	3.242	3.664	0.767	0.583	0.562	0.562	0.593	1.022
-3.500～-4.500	1.809	1.880	2.004	2.129	2.250	2.780	1.129	0.502	0.446	0.432	0.465	0.848
-4.500～-5.500	1.419	1.231	1.340	1.412	1.404	1.696	1.135	0.357	0.407	0.401	0.388	0.871
-5.500～-6.000	1.167	1.117	1.119	1.147	1.009	0.856	0.473	0.509	0.489	0.484	0.546	0.790

(北基礎)

単位：N/mm²

T. P.	北基礎 西側						北基礎 東側					
	NW1	NW2	NW3	NW4	NW5	NW6	NE1	NE2	NE3	NE4	NE5	NE6
-1.840～-2.500	4.815	4.163	3.698	3.428	3.105	2.883	1.424	0.725	0.745	0.723	0.620	0.827
-2.500～-3.500	3.949	3.225	2.991	2.758	2.517	2.417	1.087	0.630	0.587	0.548	0.486	0.845
-3.500～-4.500	2.922	2.494	2.295	2.108	1.928	1.901	0.940	0.502	0.461	0.416	0.409	1.097
-4.500～-5.500	2.100	1.702	1.604	1.484	1.324	1.396	1.011	0.403	0.386	0.349	0.265	1.310
-5.500～-6.000	0.927	1.065	1.056	1.044	1.042	1.109	0.816	0.639	0.584	0.543	0.500	0.344

表 4 照査結果

(南基礎)

T. P.	南基礎 西側						南基礎 東側					
	SW1	SW2	SW3	SW4	SW5	SW6	SE1	SE2	SE3	SE4	SE5	SE6
-1.840～-2.500	0.64	0.71	0.76	0.87	0.92	0.85	0.42	0.38	0.41	0.40	0.42	0.82
-2.500～-3.500	0.62	0.67	0.71	0.78	0.86	0.89	0.45	0.34	0.33	0.33	0.35	0.60
-3.500～-4.500	0.48	0.50	0.53	0.57	0.60	0.74	0.66	0.30	0.26	0.25	0.27	0.50
-4.500～-5.500	0.38	0.72	0.78	0.82	0.82	0.45	0.66	0.21	0.24	0.24	0.23	0.51
-5.500～-6.000	0.77	0.74	0.74	0.76	0.67	0.57	0.32	0.34	0.33	0.32	0.36	0.52

(北基礎)

T. P.	北基礎 西側						北基礎 東側					
	NW1	NW2	NW3	NW4	NW5	NW6	NE1	NE2	NE3	NE4	NE5	NE6
-1.840～-2.500	0.93	0.93	0.83	0.77	0.70	0.65	0.83	0.42	0.44	0.42	0.36	0.48
-2.500～-3.500	0.88	0.85	0.79	0.73	0.67	0.64	0.63	0.37	0.34	0.32	0.29	0.49
-3.500～-4.500	0.77	0.66	0.61	0.56	0.51	0.51	0.55	0.30	0.27	0.25	0.24	0.64
-4.500～-5.500	0.56	0.45	0.93	0.86	0.77	0.81	0.59	0.24	0.23	0.21	0.16	0.76
-5.500～-6.000	0.61	0.70	0.70	0.69	0.69	0.73	0.54	0.42	0.39	0.36	0.33	0.23

注記 上記着色は照査値最大を示す

(参考 9) 解析結果の整合確認 (静的解析による応答比較)

1. 検討方針

防潮堤 (鋼製防護壁) の耐震及び耐津波設計における解析結果の整合性を確認するために、同一の荷重条件に対して耐震解析モデル (2次元有効応力解析モデル) 及び耐津波解析モデル (3次元静的フレーム解析モデル) による解析を実施した。なお、耐震及び耐津波解析の整合性を確認することから、両解析とも静的解析とする。

荷重条件は、図 1 に示す堤軸直交方向に作用する「敷地に遡上する津波の津波荷重」を考慮した。なお、荷重条件として「敷地に遡上する津波の津波荷重」を選定したのは、ほとんどの部材で評価結果が最も厳しくなる重畳時において、慣性力、動水圧、応答変位荷重等の他の荷重に比して「敷地に遡上する津波の津波荷重」が最も支配的な荷重であったためである。津波荷重の作用に伴い発生する断面力は、重畳時に発生する断面力の 6~7 割程度を占める。

耐震設計の地盤条件は、表 1 に示す耐震設計の地盤ケースから基本ケースとなる地盤ケース① (原地盤に基づく液状化強度特性を用いた地盤ケース) を選定した。耐津波設計の地盤条件は、本章で採用している地盤ケース⑤、⑥及び③' の中で、耐震設計の条件に最も近い地盤ケース⑤を選定した。なお、両解析とも静的解析であることから地盤の液状化は考慮されないため、地盤ケース①と⑤は同一の地盤条件となる。

以上で示したとおり、耐震設計は地盤ケース①による 2次元有効応力解析を、耐津波設計は地盤ケース⑤に対応した地盤バネを設定した 3次元静的フレーム解析をそれぞれ実施し、解析結果の整合性を確認する。

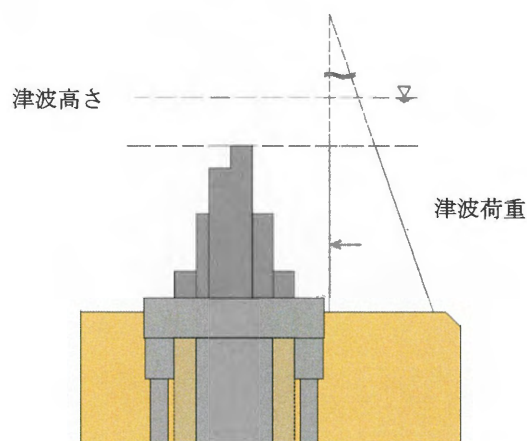


図 1 敷地に遡上する津波の津波荷重の概念図

表 1 耐震設計における地盤ケース

地盤ケース	原地盤条件	地盤改良条件	
		薬液注入	セメント系
地盤ケース①	平均 V_s	非液化化, 平均 V_s	設計基準 V_s
地盤ケース②	平均 $+1\sigma V_s$	非液化化, 平均 $+1\sigma V_s$	$V_s (+1\sigma)$
地盤ケース③	平均 $-1\sigma V_s$	非液化化, 平均 $-1\sigma V_s$	$V_s (-1\sigma)$
地盤ケース④	豊浦標準砂	非液化化, 平均 V_s	設計基準 V_s
地盤ケース⑤	非液化化	非液化化, 平均 V_s	設計基準 V_s
地盤ケース⑥	非液化化 $+1\sigma V_s$	非液化化, 平均 $+1\sigma V_s$	$V_s (+1\sigma)$

注記 地盤ケース①：原地盤に基づく液化化強度特性を用いた解析ケース
 地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) した解析ケース
 地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液化化強度特性により地盤を強制的に液化化させることを仮定した解析ケース
 地盤ケース⑤：原地盤において非液化化の条件を仮定した解析ケース
 地盤ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

表 2 地盤の物性値(地盤ケース①)

検討条件		原地盤条件									
		平均 V_s									-
		第四系									新第三系
対象地盤		埋戻土	du	Ag2	Ac	As	Ag1	D2c-3	D2s-3	D2g-3	Km
項目		f1	du	Ag2	Ac	As	Ag1	D2c-3	D2s-3	D2g-3	Km
物理特性	密度 (ρ)は地下水位で浅	ρ g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.65	1.74 (1.89)	2.01 (1.89)	1.77	1.92 (2.11)	2.15 (2.11)
	間隙比	e	0.75	0.75	0.67	1.59	1.20	0.67	1.09	0.79	0.43
変形特性	ボアソン比	ν_{cd}	0.26	0.26	0.25	0.10	0.26	0.25	0.22	0.19	0.26
	基準平均有効主応力 (σ'_{va})は地下水位で浅	σ'_{va} kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	480	378	814 (814)	696	966	1167 (1167)
	基準初期せん断剛性 (G_{ms})は地下水位で浅	G_{ms} kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	121829	143284	392073 (392073)	285223	650611	1362035 (1362035)
	最大履歴減衰率	h_{max}	0.220	0.220	0.233	0.200	0.216	0.221	0.186	0.192	0.130
強度特性	粘着力	C_{cd} N/mm ²	0	0	0	0.025	0.012	0	0.026	0.01	0
	内部摩擦角	ϕ_{cd} °	37.3	37.3	37.4	29.1	41.0	37.4	35.6	35.8	44.4
液化化強度特性	液化化パラメータ	ϕ_F	34.8	34.8	34.9	-	38.3	34.9	-	33.4	41.4
		S_1	0.047	0.047	0.028	-	0.046	0.029	-	0.048	0.030
		W_1	6.5	6.5	56.5	-	6.9	51.6	-	17.6	45.2
		P_1	1.26	1.26	9.00	-	1.00	12.00	-	4.80	8.00
		P_2	0.80	0.80	0.60	-	0.75	0.60	-	0.96	0.60
		C_1	2.00	2.00	3.40	-	2.27	3.35	-	3.15	3.82

表 3 耐津波設計における地盤ケース

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

注記 地盤ケース③' は、既工認では考慮していない地盤のばらつき (-1σ) の非液化化ケースとして、新たに設定する。着色部分
 ■ は、耐津波設計で考慮する地盤ケース⑤である。

2. 解析モデル

2.1 耐震解析モデル

耐震解析モデルは、「1. 防潮堤（鋼製防護壁）の耐震計算書に関する補足説明資料」に示すものと同様である。解析断面は、図2に示す解析モデルの断面位置図の②-②断面及び③-③断面（堤軸直交断面）である。

北基礎の解析モデルは、図3に示す②-②断面（堤軸直交断面）をモデル化したものである。一方、南基礎の解析モデルは、図4に示す③-③断面（堤軸直交断面）をモデル化したものである。

なお、耐震解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤により構成される。一方、耐津波解析モデルでは、周辺地盤を成層地盤と仮定した1次元有効応力解析により算出した地盤バネでモデル化するため、地盤のモデル化の方法が異なっている。

また、耐震解析モデルでは、地盤改良（セメント系）が忠実にモデル化されているため、地盤改良（セメント系）の剛性の効果が反映されている。一方、後述する耐津波解析モデルでは地盤改良（セメント系）の効果は、地盤バネ反力度の上限値（地盤の強度）に考慮されるのみで、地盤改良（セメント系）の剛性は考慮されない。

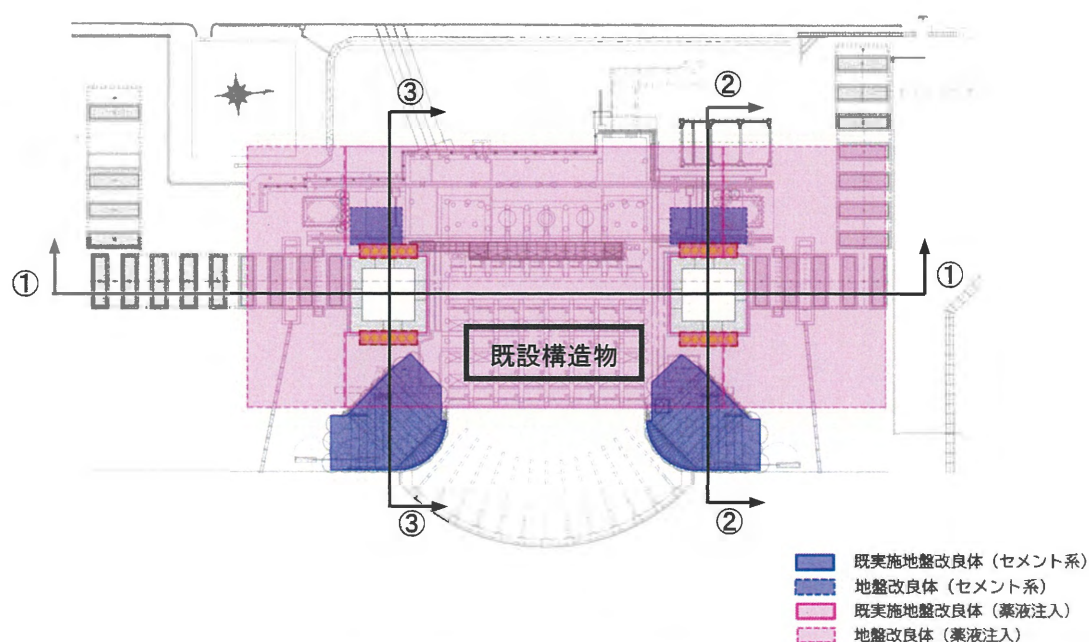


図2 解析モデル（断面位置図）

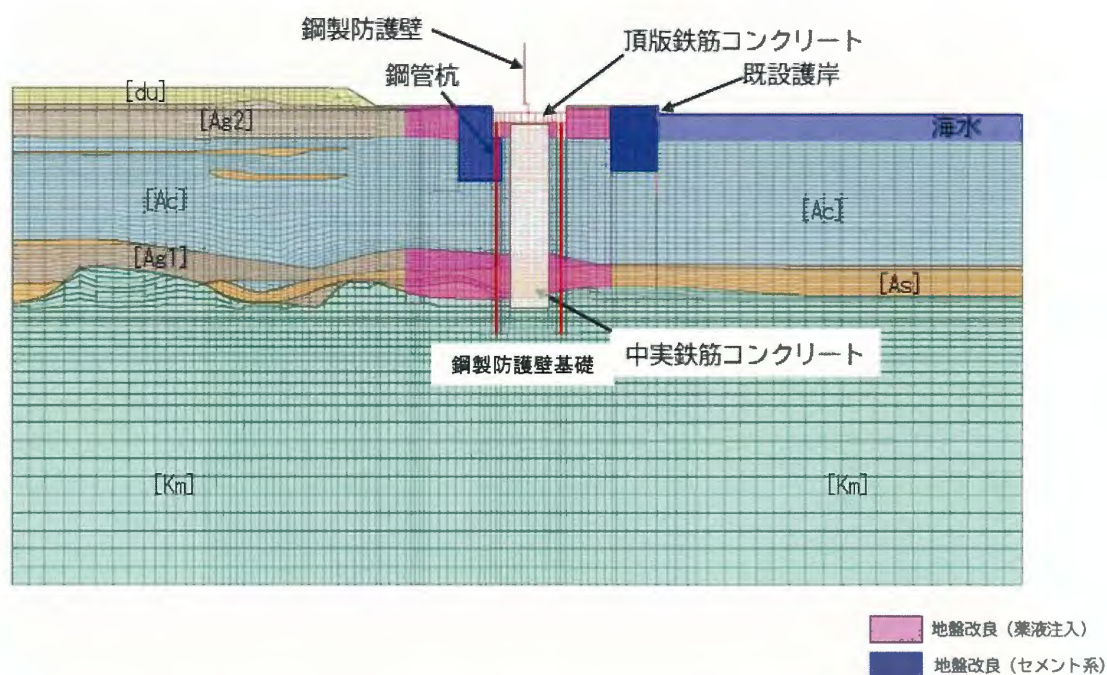


図3 防潮堤（鋼製防護壁）の2次元有効応力解析モデル全体図（北基礎 ②—②断面）

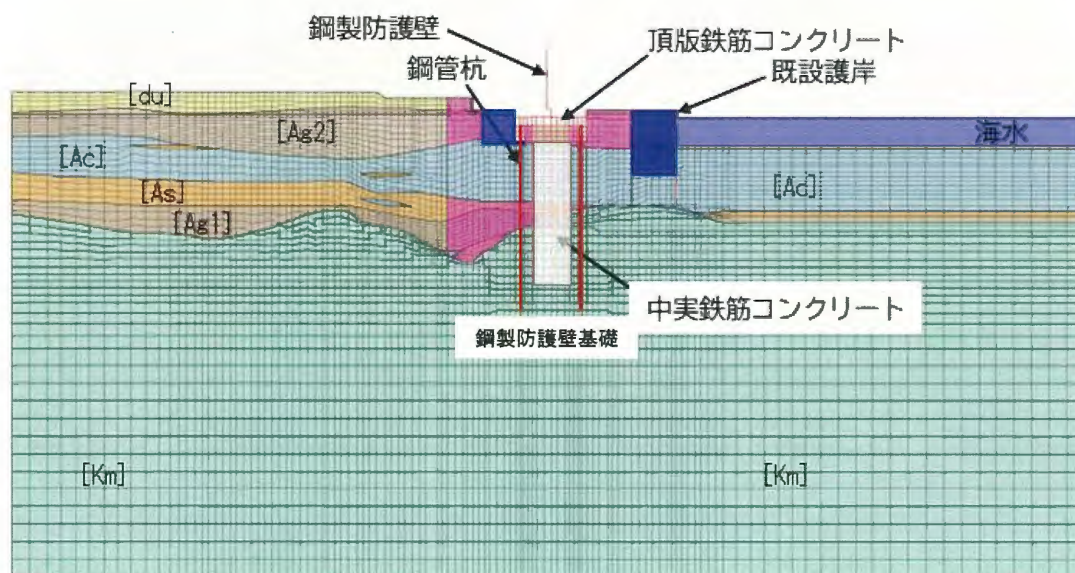


図4 防潮堤（鋼製防護壁）の2次元有効応力解析モデル全体図（南基礎 ③—③断面）

2.2 耐津波解析モデル

耐津波解析モデルを図5に示す。同図は、津波時の荷重条件を示すものである。前述のとおり地盤バネにより周辺地盤をモデル化しており、この点が耐震解析モデルと異なる点である。また、地盤改良（セメント系）の効果は、地盤バネ反力度の上限値（強度）に考慮されるのみで、地盤改良（セメント系）の剛性は考慮されない。

地盤反力係数は、耐震解析モデルにより得られた構造物（頂版鉄筋コンクリート側面、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭）に隣接する地盤要素の水平変位分布（図6参照）を強制変位として設定することで、図7に示す1次元静的有効応力解析を行って算出した。なお、1次元静的有効応力解析は、耐震解析モデルにより算出された地盤変位を強制変位として与える静的解析である。このため、 S_s-D1 を入力地震動とする動的な1次元有効応力解析とは区別し、参考9においては1次元静的有効応力解析と称する。構造物（頂版鉄筋コンクリート側面、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭）に隣接する地盤要素の水平変位分布を強制変位として設定して1次元静的有効応力解析を行う理由は、耐震解析モデルで考慮されている津波荷重による地盤剛性の低下を、耐津波解析モデルのバイリニア型の地盤バネにおいても考慮するためである。

津波荷重に伴う低下後の剛性の算出方法は、重畳時の収束剛性（割線剛性）の算出方法と同様であり、変形後の地盤応力及びひずみにより算出する。地盤の収束剛性 $E_s(\sigma'_m, \gamma)$ の算出式を下式に示す。なお、1次元有効応力解析の地盤要素及び地盤バネの骨格曲線（応力-ひずみ関係）は、図8に示すとおり1次元有効応力解析の地盤要素では双曲線（同図の赤線）でモデル化され、地盤バネはバイリニア曲線（同図の黒線）でモデル化される。地盤バネのバイリニアモデルは、1次元有効応力解析の地盤要素の骨格曲線を簡易的かつ可能な限り精度良く再現するためのものである。このため、地盤バネにおけるバイリニア曲線の第1勾配は、上記の応答値最大時刻のせん断応力 τ_s 及びせん断ひずみ γ の点を通過する割線剛性により設定する。

地盤の収束剛性 $E_s(\sigma'_m, \gamma)$ の算出式

$$E_s(\sigma'_m, \gamma) = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_s(\sigma'_m, \gamma)$$

$$G_s(\sigma'_m, \gamma) = \frac{\tau_s(\sigma'_m, \gamma)}{\gamma}$$

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

ここで、

$E_s(\sigma'_m, \gamma)$: 地盤の収束剛性（割線剛性）(kN/m²)

σ'_m : 地盤の平均有効応力 (kN/m²)

γ : 地盤のせん断ひずみ

ν_d : 地盤の動ポアソン比

$G_s(\sigma'_m, \gamma)$: σ'_m 及び γ (応答値最大時) に対応する地盤の収束せん断剛性
(割線剛性) (kN/m^2)

$\tau_s(\sigma'_m, \gamma)$: σ'_m 及び γ (応答値最大時) に対応する地盤のせん断応力
(kN/m^2)

G_{ma} : 地盤の基準せん断剛性 (kN/m^2)

σ'_{ma} : 地盤の基準平均有効応力 (kN/m^2)

ϕ_{CD} : CD条件の地盤の内部摩擦角 ($^\circ$)

c_{CD} : CD条件の粘着力 (kN/m^2)

収束剛性設定後の地盤バネ設定手順は津波時と同様であり、算出した収束剛性を考慮して、以下に示す地盤反力係数の算出式(道路橋示方書IVに準拠)により設定する。なお、ここで示す地盤反力係数の算出式は、部材面法線方向の地盤反力係数の算出式である。その他の部材面せん断方向等の地盤バネの算出式は、本章に示す地盤バネの設定方法による。また、以下で示す式中のアルファベット等の記号は、道路橋示方書IVに従う。

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

K_H : 部材面法線方向地盤反力係数 (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 剛体円板の平板載荷試験の値
に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

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

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1.0$)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2)

道路橋示方書IVにおける地盤の変形係数 E_0 の算出式は下式によるが、この式に前述の地盤の収束剛性 $E_s(\sigma'_m, \gamma)$ を代入することで、地盤の収束剛性に基づく変形係数を設定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G = E_s(\sigma'_m, \gamma) = 2 \times (1 + \nu_d) \times G_s(\sigma'_m, \gamma)$$

ν_d : 動ポアソン比

G : 地盤のせん断弾性係数 (kN/m^2)

B_H : 換算載荷幅 (m)

算出した水平方向地盤反力係数分布図を図9に示す。

一方、地盤反力度の上限値は、受働土圧強度に基づき設定した。津波荷重は単調増加荷重であり、地震荷重のような交番荷重ではない。したがって、地震荷重作用時のように、地盤の応力ひずみ関係がサイクリックな挙動を描きながら強度低下していく状態にはならないため、受働土圧強度に基づき地盤反力度の上限値を設定することにした。したがって、ここで設置した

地盤反力上限値は、津波時の地盤バネ 1 の地盤反力上限値と同様のものである。地盤反力度の上限値分布を図 10 に示す。

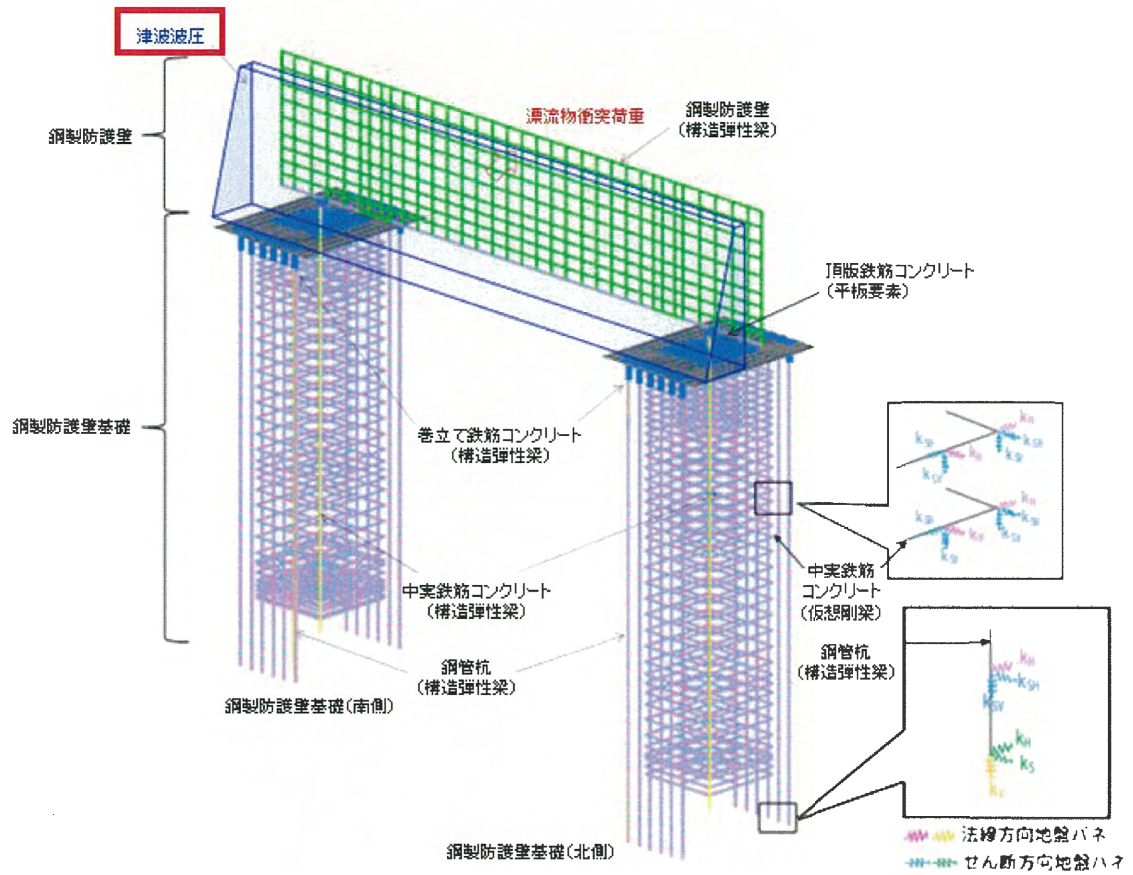


図 5 防潮堤（鋼製防護壁）の 3 次元静的フレーム解析モデルの概念図

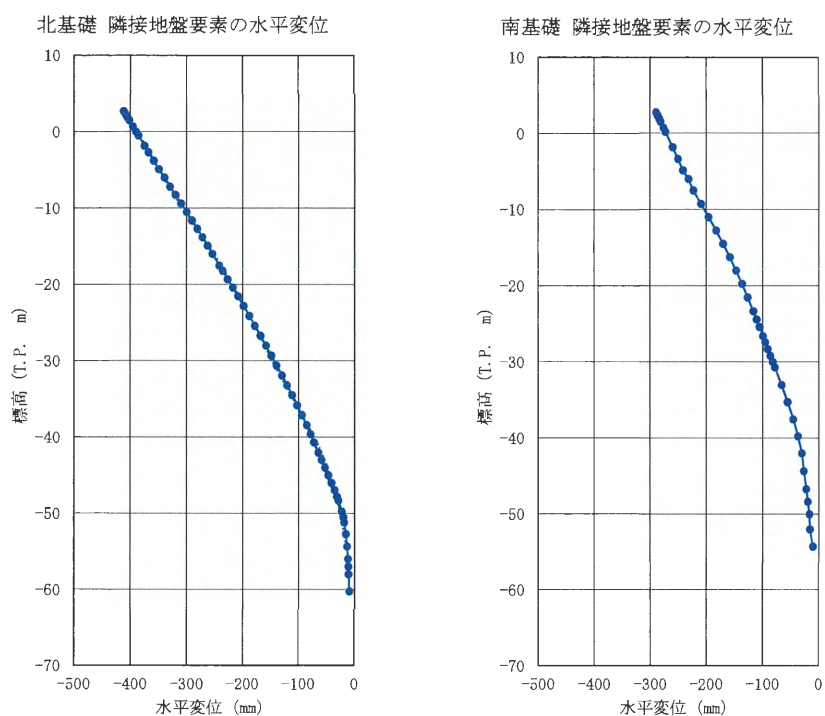


図6 耐震解析モデルの構造物に隣接する地盤要素の水平変位分布図

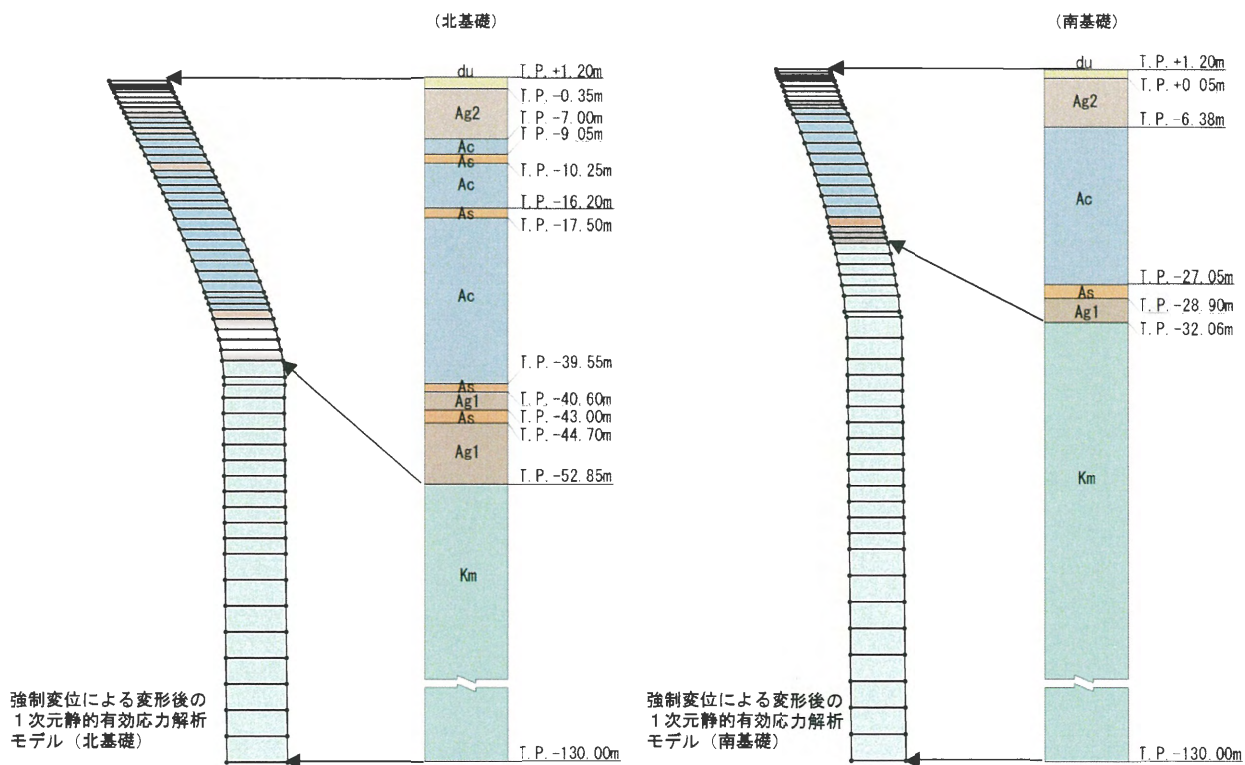


図7 耐震解析モデルの地盤要素の水平変位を強制変位とした1次元静的有効応力解析モデル

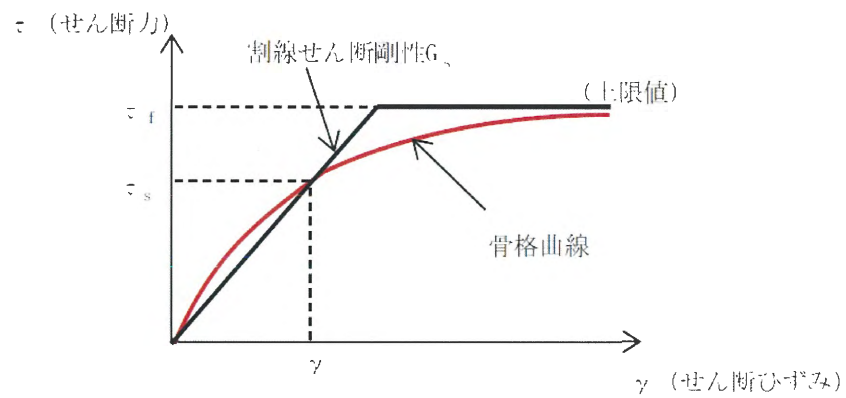
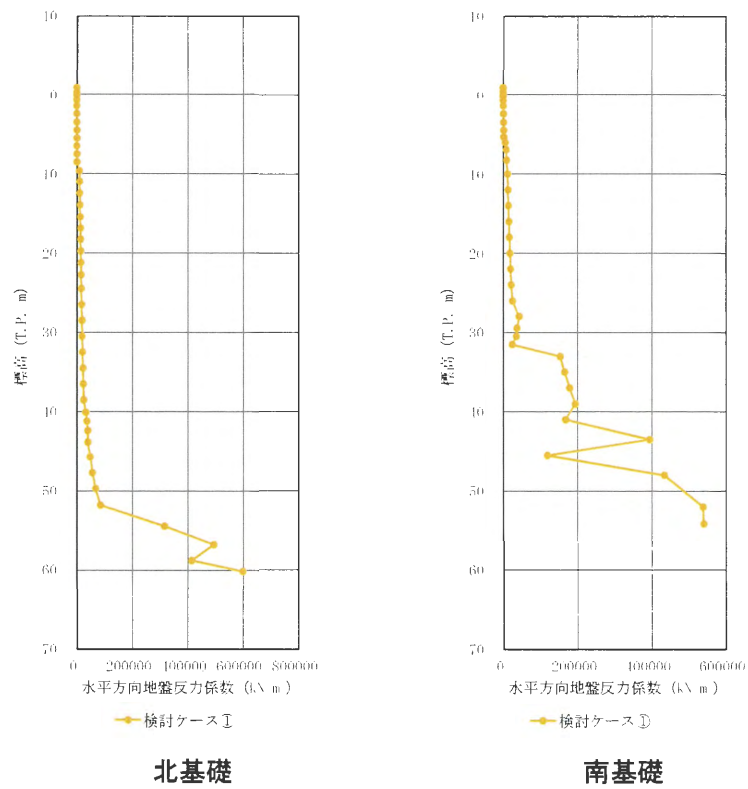


図8 1次元有効応力解析における地盤要素及び地盤バネの骨格曲線



北基礎

南基礎

図9 水平方向地盤反力係数分布図

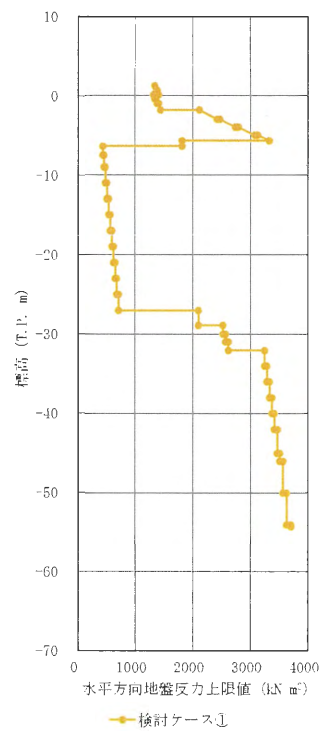
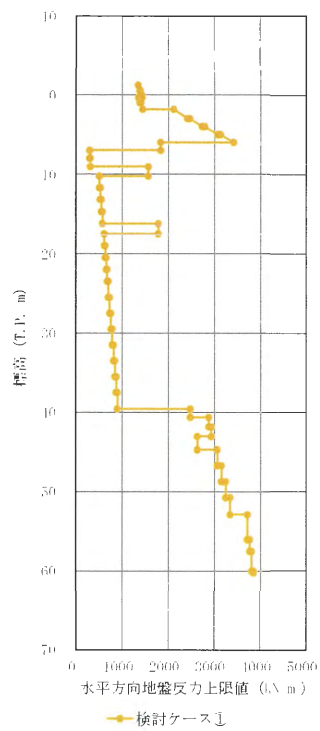


図 10 水平方向地盤反力度の上限値分布図

3. 断面力の比較

両解析モデルにより得られた解析結果として、各部材（中実鉄筋コンクリート，巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭，頂版鉄筋コンクリート）の断面力の比較を行った。

3.1 中実鉄筋コンクリートの断面力比較

中実鉄筋コンクリートについて、北基礎の断面力比較図を図 11 に、南基礎の断面力比較図を図 12 に示す。

北基礎の断面力比較図については、曲げモーメント，軸力及びせん断力ともに発生モード及び発生値がほぼ整合している。

南基礎の断面力比較図については、曲げモーメント，軸力及びせん断力ともに発生モード及び発生値がほぼ整合している。

以上のことから、中実鉄筋コンクリートの断面力について、耐震及び耐津波解析モデルの整合性を確認することができた。

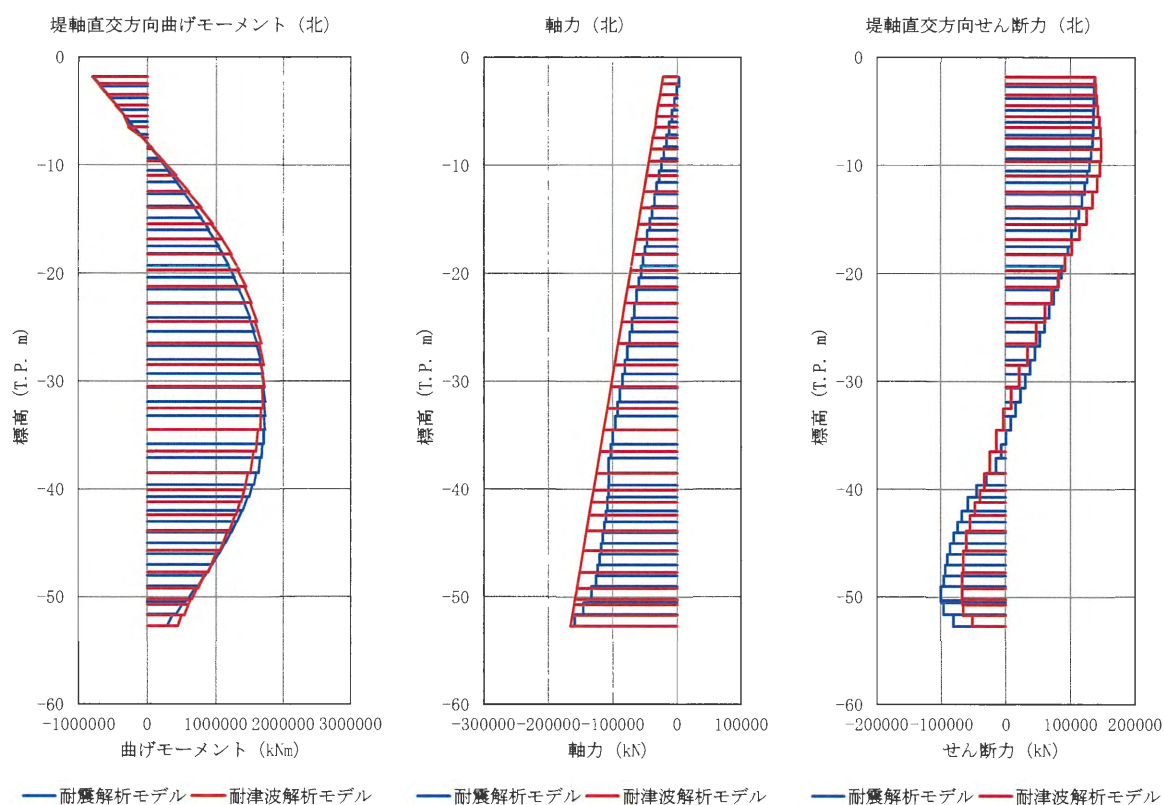


図 11 北基礎の中実鉄筋コンクリートの断面力比較図

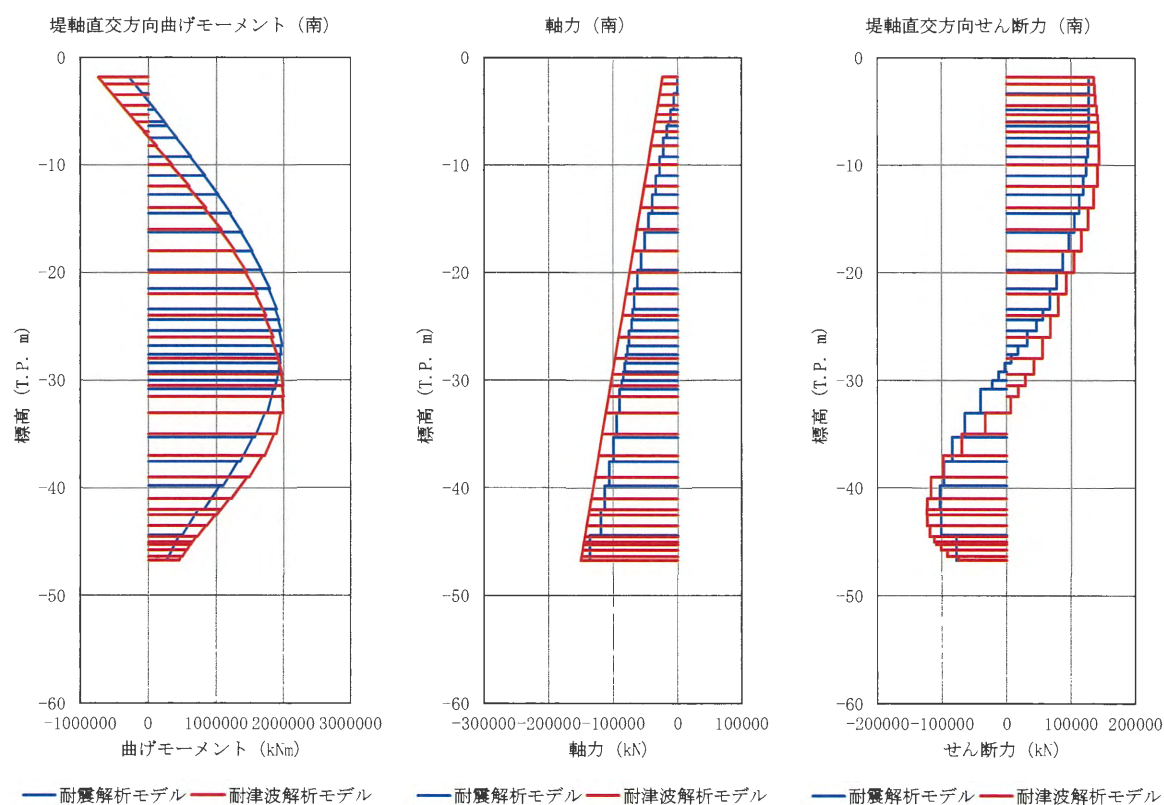


図 12 南基礎の中実鉄筋コンクリートの断面力比較図

3.2 巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の断面力比較

巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭について、北基礎の断面力比較図を図 13 及び図 14 に、南基礎の断面力比較図を図 15 及び図 16 に示す。

北基礎の断面力比較図については、西側、東側ともに両解析モデルによる発生モード及び発生値がほぼ整合している。

南基礎の断面力比較図についても同様に、西側、東側ともに両解析モデルによる発生モード及び発生値がほぼ整合している。

以上のことから、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の断面力についても、耐震及び耐津波解析モデルの整合性が確保されていることを確認した。

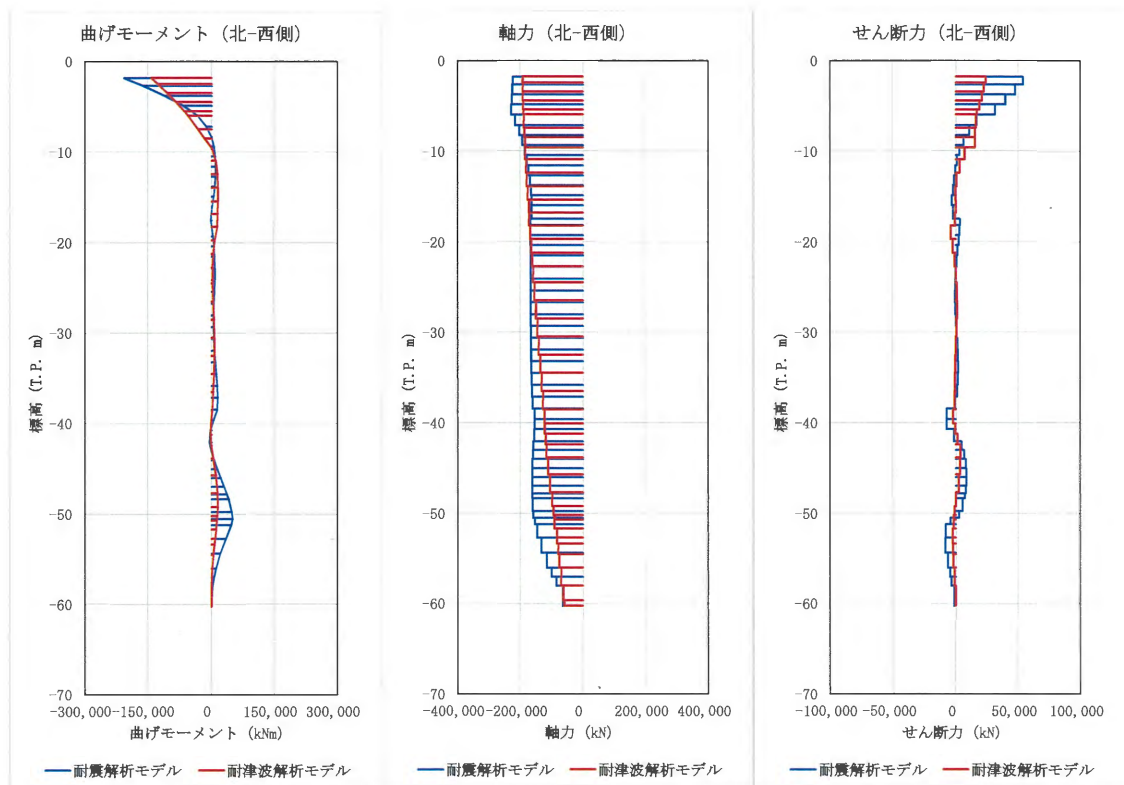


図 13 北基礎（西側）の巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の断面力比較図

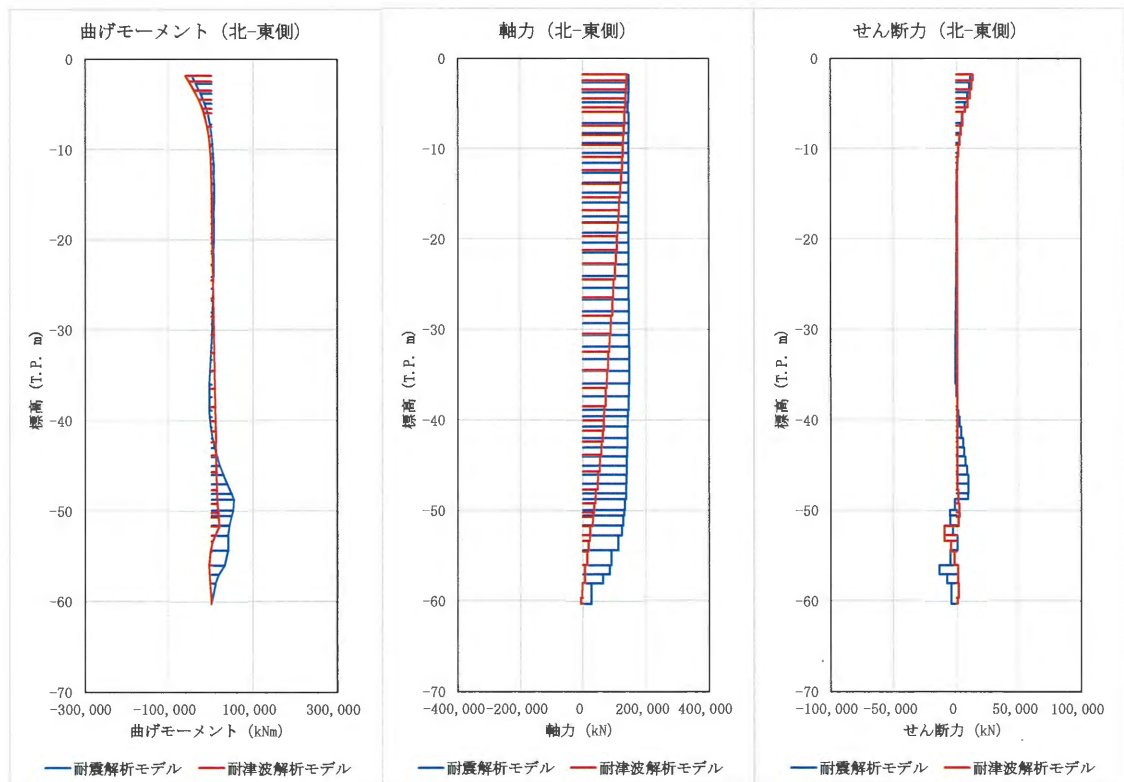


図 14 北基礎（東側）の巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の断面力比較図

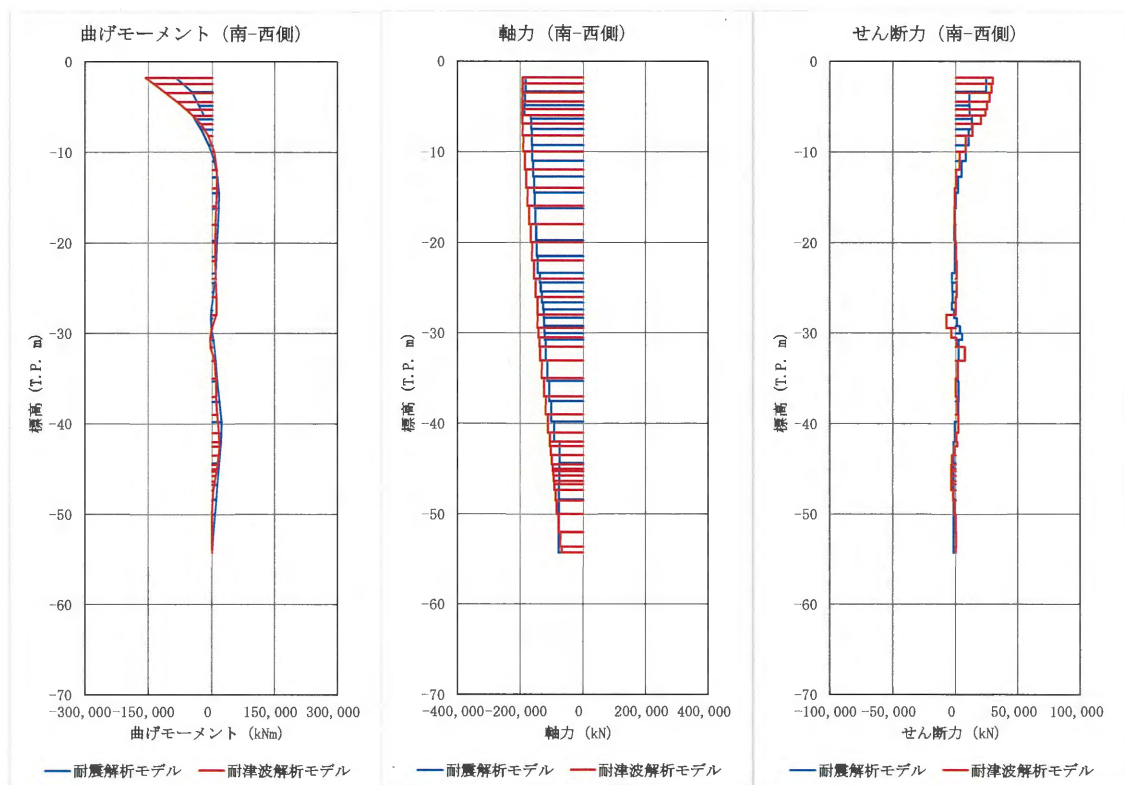


図 15 南基礎（西側）の巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の断面力比較図

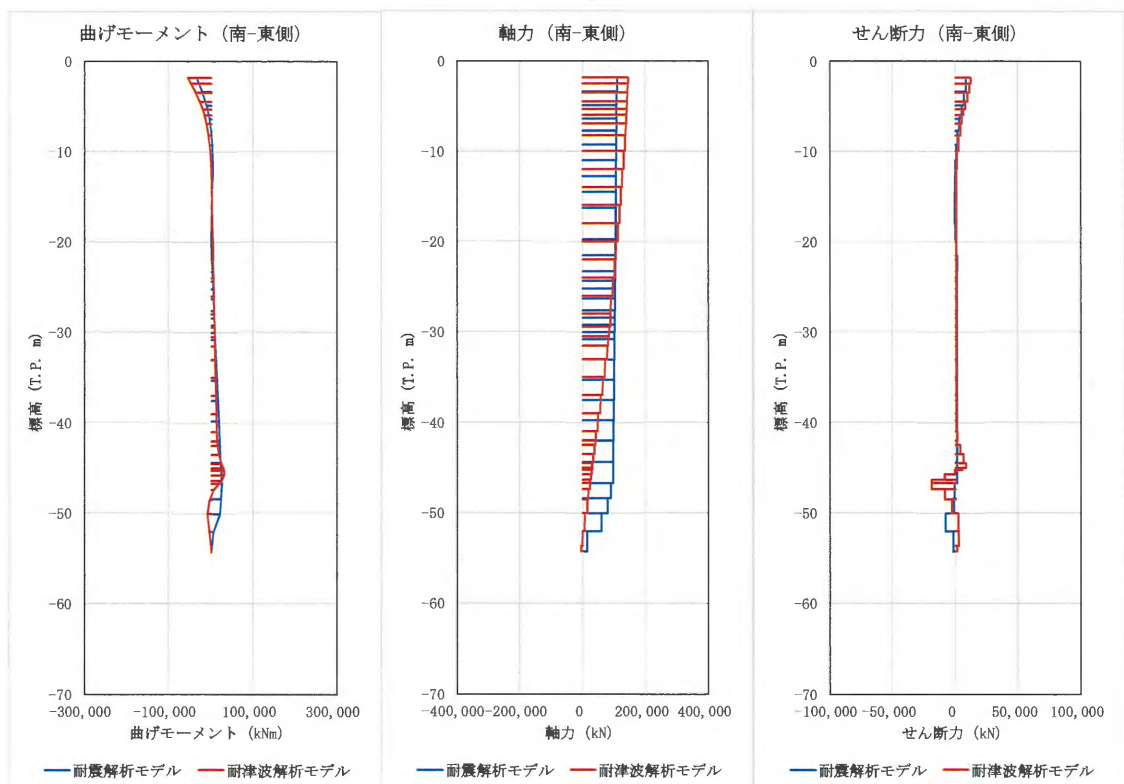


図 16 南基礎（東側）の巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の断面力比較図

3.3 頂版鉄筋コンクリート断面力比較

頂版鉄筋コンクリートについて、北基礎の断面力比較図を図 17 に、南基礎の断面力比較図を図 18 に示す。

頂版鉄筋コンクリートは、耐震解析モデルでは梁要素（2次元）で、耐津波解析モデルでは平板要素（3次元）でモデル化されている。したがって、耐震解析モデルの頂版鉄筋コンクリートは堤軸方向（奥行き方向）に一様な断面力分布になるが、耐津波解析モデルでは堤軸方向の断面力分布は一様ではない。このため、耐津波解析モデルでは堤軸方向の断面力を積分することで頂版鉄筋コンクリートの断面力図を作成した。

北基礎の断面力比較図については、上記のとおり梁要素と平板要素によるモデル化の相違が若干表れている（耐津波解析モデルの方が、断面力が若干大きく、保守的な結果である）ものの、西側、東側ともに両解析モデルによる発生モード及び発生値がほぼ整合している。

南基礎の断面力比較図についても同様に、モデル化に伴う相違はあるが、西側、東側ともに両解析モデルによる発生モード及び発生値がほぼ整合している。

以上のことから、頂版鉄筋コンクリートの断面力についても、耐震及び耐津波解析モデルの整合性が確保されていることを確認した。

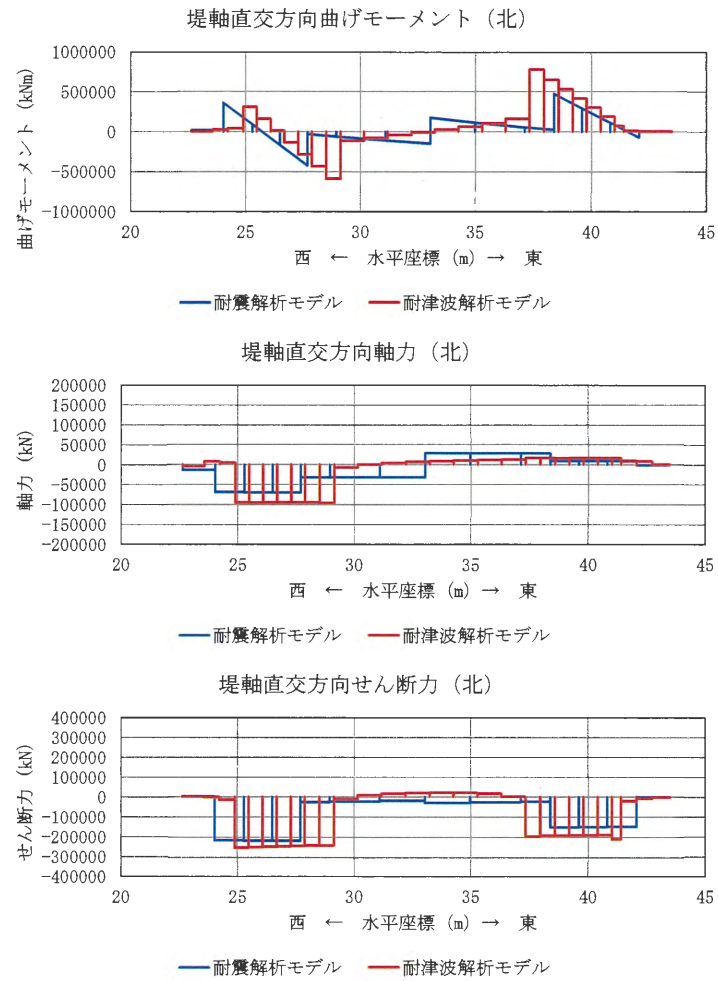


図 17 北基礎の頂版鉄筋コンクリートの断面力比較図

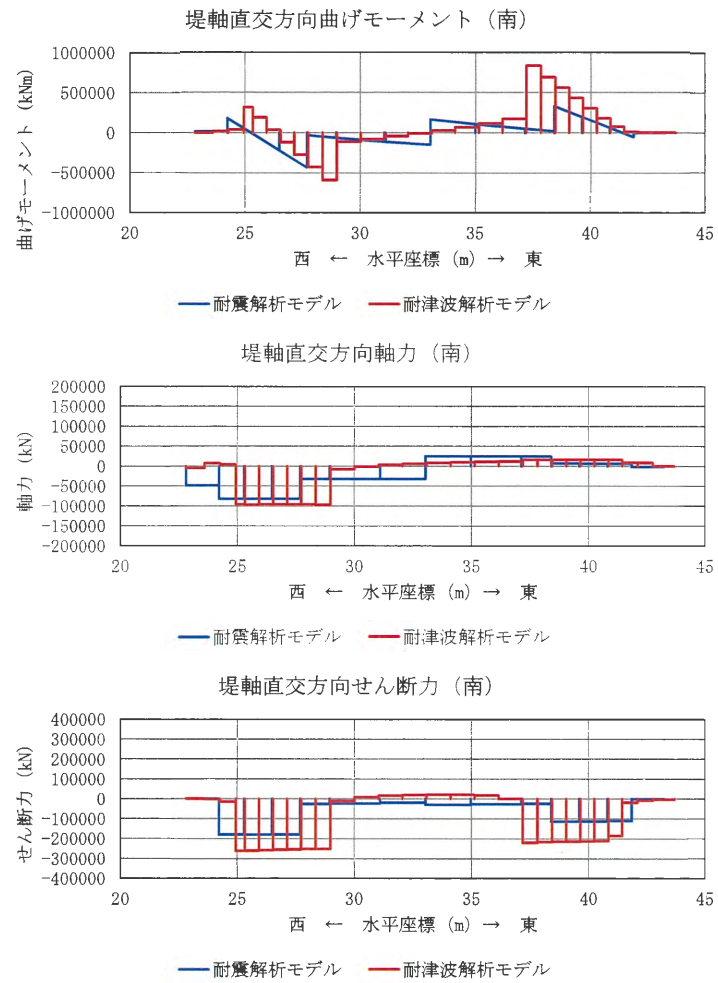


図 18 南基礎の頂版鉄筋コンクリートの断面力比較図

6. まとめ

耐震解析モデル及び耐津波解析モデルを用いて、敷地に遡上する津波の津波荷重作用時の解析を実施し、中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び頂版鉄筋コンクリートに発生する断面力の比較による解析モデルの整合性確認を行った。

中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び頂版鉄筋コンクリートともに、断面力の発生モード及び発生値が、ほぼ整合していることを確認できた。耐震解析モデルと耐津波解析モデルでは、地盤のモデル化の方法（ソリッド要素と地盤バネ）が異なっているが、各々のパラメータの設定方法の整合性が取れているため、応答として得られる断面力も整合したと判断する。

以上のことから、耐震解析モデルと耐津波解析モデルには、整合性があることを確認した。

(参考 10) 3次元静的フレーム解析による支持性能評価について

「4.10.2 (3) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」においては、2次元有効応力解析による鋼製防護壁基礎地盤の重畳時の支持性能評価結果を示した。これに対し、本資料では3次元静的フレーム解析による鋼製防護壁基礎地盤の重畳時の支持性能評価結果を示す。

接地圧の算出位置は、図1に示すとおり中実鉄筋コンクリート底面及び鋼管杭底面である。接地圧は、これらの位置に設定した地盤バネの鉛直方向反力から算出する。中実鉄筋コンクリート底面における支持性能に対する評価結果を表1に、接地圧分布図を図2及び図3に示す。一方、鋼管杭底面における支持性能に対する評価結果を表2に、表2に示した杭記号の位置を図4に示す。

表1、図2及び図3より、中実鉄筋コンクリート底面における接地圧の最大値は、地盤バネ5において北基礎で5479 kN/m²、南基礎で2904 kN/m²であり、いずれも基礎地盤の極限支持力度以下（照査値0.90、0.49）であることを確認した。

一方、鋼管杭底面については、表2より、接地圧の最大値は地盤バネ2において北基礎で4269 kN/m²、南基礎で4692 kN/m²であり、いずれも基礎地盤の極限支持力度以下（照査値0.84、0.94）であることを確認した。なお、接地圧が最大になる地盤バネ2における各鋼管杭の接地圧は、表3に示すとおりである。表3から北基礎の接地圧の最大値は既設構造物側のNW1で発生し、南基礎の接地圧の最大値も既設構造物側のSW6で発生する。これは、図5に示すとおり既設構造物側の鋼管杭ほど底面地盤に強く押し付けられるためである。

以上のことから、2次元有効応力解析による評価結果と同様に、3次元静的フレーム解析においても中実鉄筋コンクリート底面及び鋼管杭底面の接地圧が許容限界以下であることを確認した。

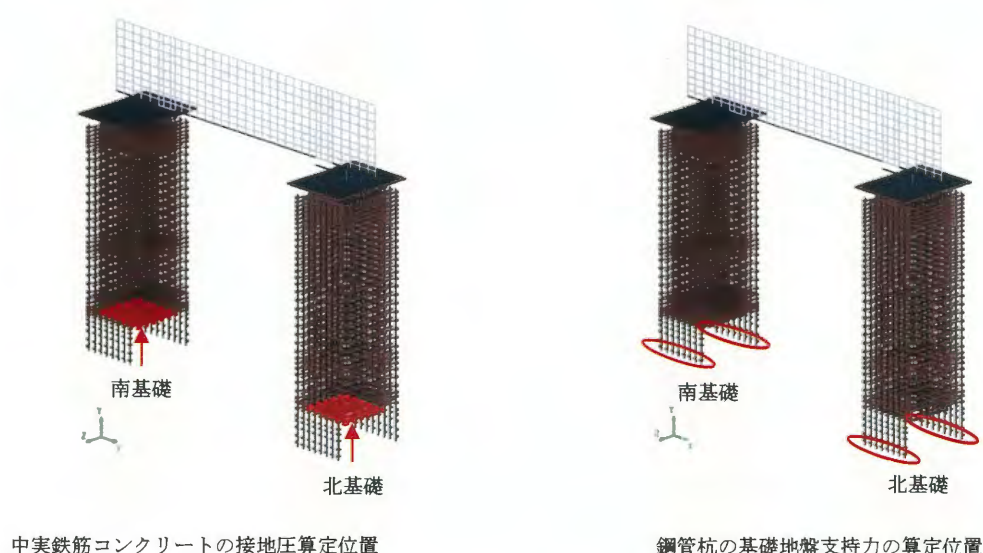
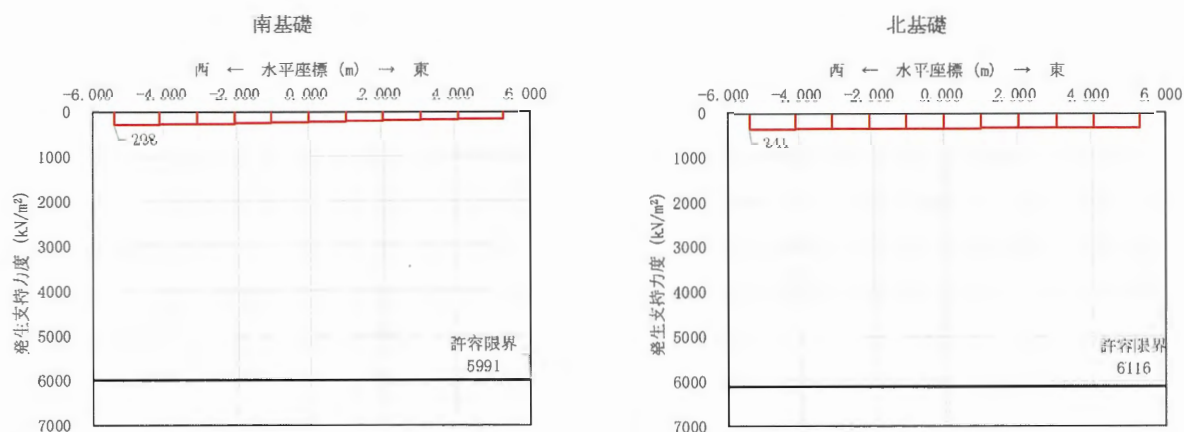


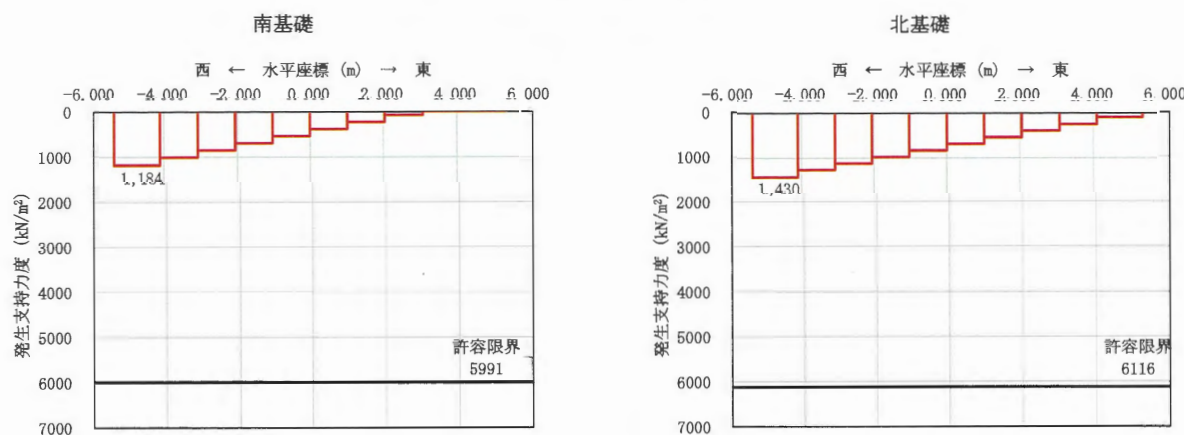
図1 中実鉄筋コンクリート及び鋼管杭の接地圧算出位置

表 1 基礎地盤の支持性能評価結果
(中実鉄筋コンクリート)

荷重条件	地盤バネ ケース	基礎	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)	照査値
津波時	地盤バネ 1	北基礎	341	6116	0.06
		南基礎	298	5991	0.05
	地盤バネ 2	北基礎	1415	6116	0.24
		南基礎	1184	5991	0.20
重畳時	地盤バネ 3	北基礎	3493	6116	0.58
		南基礎	2281	5991	0.39
	地盤バネ 4	北基礎	4994	6116	0.82
		南基礎	2731	5991	0.46
	地盤バネ 5	北基礎	5479	6116	0.90
		南基礎	2904	5991	0.49

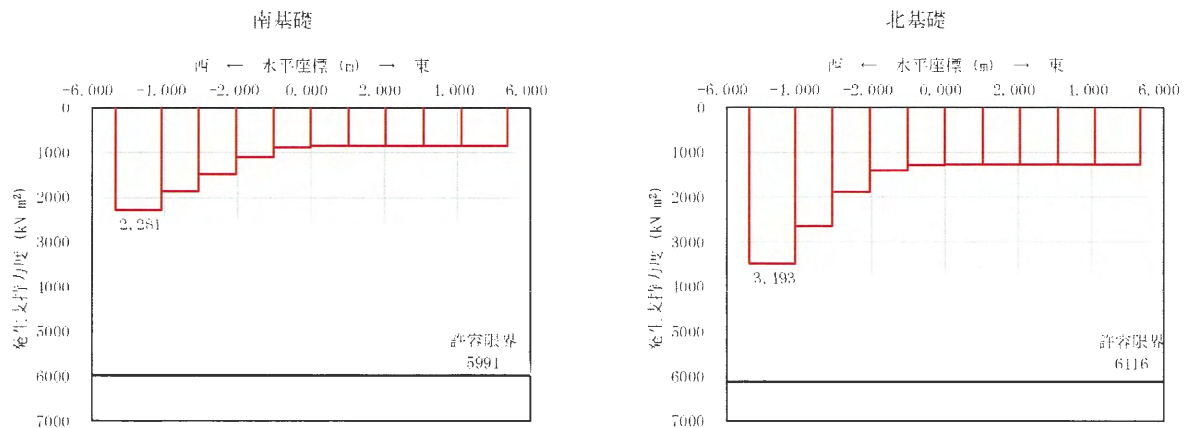


地盤バネ 1 津波時 (敷地に遡上する津波)

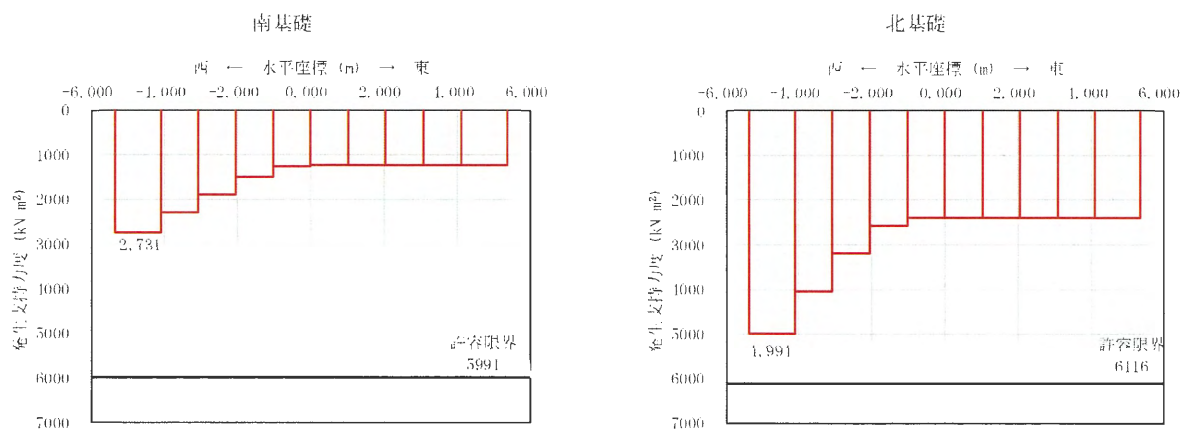


地盤バネ 2 津波時 (敷地に遡上する津波)

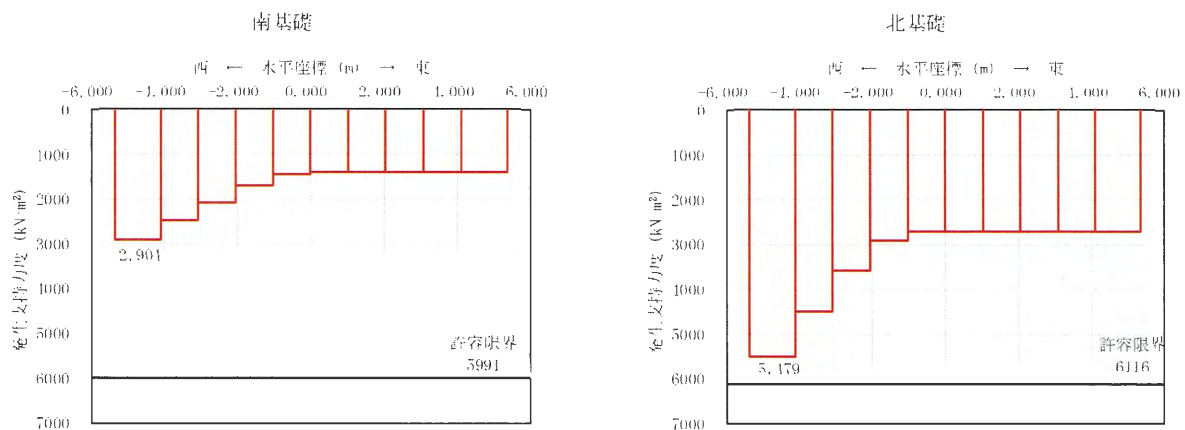
図 2 津波時 (敷地に遡上する) の中実鉄筋コンクリートの接地圧分布図



地盤バネ 3 重畳時（敷地に遡上する津波）



地盤バネ 4 重畳時（敷地に遡上する津波）



地盤バネ 5 重畳時（敷地に遡上する津波）

図 3 重畳時（敷地に遡上する）の中実鉄筋コンクリートの接地圧分布図

表 2 基礎地盤の支持性能評価結果
(鋼管杭)

荷重 条件	地盤バネ ケース	基礎	杭記号	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)	照査値
津波時	地盤バネ 1	北基礎	NW2	99	5092	0.02
		南基礎	SW5	81	5039	0.02
	地盤バネ 2	北基礎	NW1	4269	5092	0.84
		南基礎	SW6	4692	5039	0.94
重畳時	地盤バネ 3	北基礎	NW2	1305	5092	0.26
		南基礎	SW2	567	5039	0.12
	地盤バネ 4	北基礎	NW1	1663	5092	0.33
		南基礎	SW1	649	5039	0.13
	地盤バネ 5	北基礎	NW1	1800	5092	0.36
		南基礎	SW1	657	5039	0.14

注記 杭記号位置を図 4 に示す。
赤線枠内は最大照査値を示す。

平面図

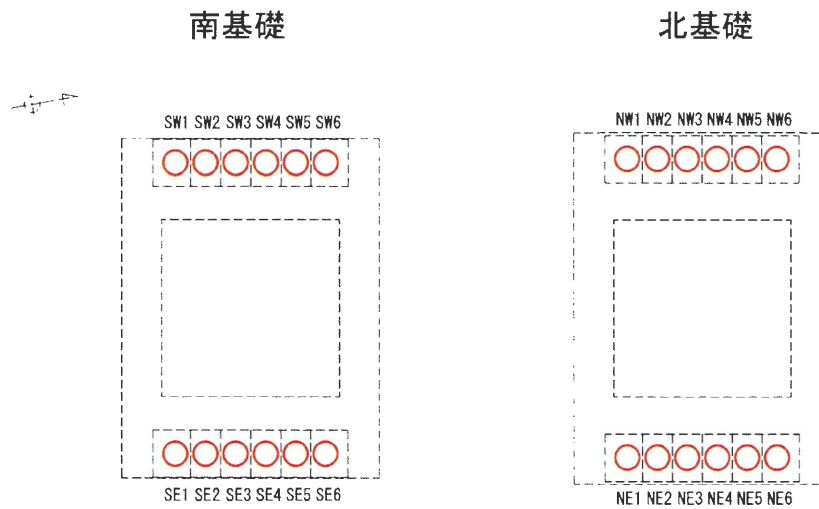


図 4 杭記号位置図 (鋼管杭)

表 3 基礎地盤の支持性能評価結果（地盤バネ 2 の結果詳細）

荷重 条件	地盤バネ ケース	基礎	杭記号	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)	照査値
津波時	地盤バネ 2	北基礎	NW-1	4269	5092	0.84
			NW-2	3628	5092	0.72
			NW-3	3609	5092	0.71
			NW-4	3591	5092	0.71
			NW-5	3574	5092	0.71
			NW-6	4164	5092	0.82
		南基礎	SW-1	4574	5039	0.91
			SW-2	3919	5039	0.78
			SW-3	3938	5039	0.79
			SW-4	3958	5039	0.79
			SW-5	3979	5039	0.79
			SW-6	4692	5039	0.94

注記 津波時及び重畳時の津波種別は、敷地に遡上する津波の重畳時である。

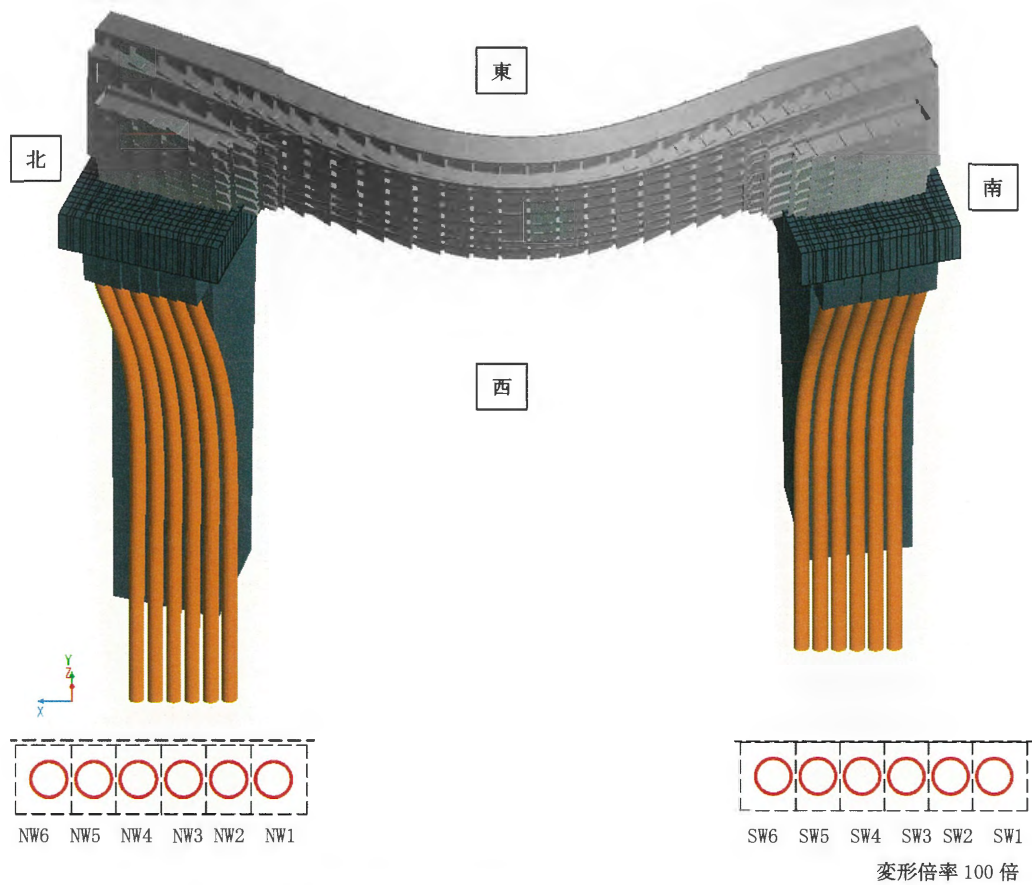


図 5 津波時（敷地に遡上する津波）の地盤バネ 2 における変形図

(参考 11) 基礎地盤の鋼管杭に対する引抜き抵抗性能評価について

構造変更後の鋼管杭の引抜き抵抗性能評価については、3次元静的フレーム解析によって算出される杭頭の引張力が、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会、平成24年3月)」に記載する下記の算出式(式1)を参考に求める極限引抜き抵抗力以下となることを確認する。なお、評価対象の杭頭の引抜き力は、敷地に遡上する津波に対する津波時と重畳時の杭頭の引抜き力とする。これは、敷地に遡上する津波の津波荷重の合力368061 kN及び動水圧の合力46500 kN(地盤バネ5において)が、基準津波の津波荷重の合力228050 kN及び動水圧の合力26253 kN(地盤バネ5において)を明確に上回るためである。なお、道路橋示方書には記載のないレベル2地震の荷重レベルを超過する敷地に遡上する津波に対する評価であることを考慮し、引抜き抵抗としては表1に示す地盤のせん断強度(CUピーク強度)を考慮し、南北基礎直近のボーリング柱状図をもとに算出する。鋼管杭の全長にわたるせん断強度の算定結果を表2に示す。なお鋼管杭の周囲には、先行掘削孔との間に原地盤よりも強度の高い均質置換土(セメントベントナイト)が存在するが、ここでは原地盤のせん断強度を用いて保守側に評価する。

鋼管杭の引抜き抵抗性能評価結果を表3に示す。鋼管杭の杭頭引張力は、北基礎においては重畳時(敷地に遡上する津波)の地盤バネ5において最大の56735 kNとなり、地盤の極限引抜き抵抗力133482 kN以下である。南基礎においても重畳時(敷地に遡上する津波)の地盤バネ5において最大の52173 kNとなり、地盤の極限引抜き抵抗力136511 kN以下である。

以上のことから、防潮堤(鋼製防護壁)の基礎地盤が、敷地に遡上する津波に対し、鋼管杭に対する引抜き抵抗性能を有することを確認した。

$$P_u = U \sum (L_i \cdot CU_i) \quad (\text{式 1})$$

ここで、

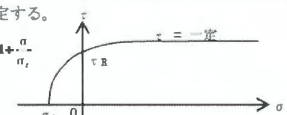
P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力 (kN)

U : 杭の腐食しろ1 mmを考慮した周長 (m)

L_i : 引抜き抵抗を考慮する層の層厚 (m)

CU_i : 引抜き抵抗を考慮する層のせん断強度 (kN/m²)

表 4.1-1 設置変更許可申請書に記載された解析用物性値

項目		f1層	第四系										新第三系	
			du層	Ag2層	Ac層	As層	Ag1層	D2c-3層	D2s-3層	D2g-3層	1m層	D1c-1層	D1g-1層	Km層
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³) (*1)	1.82	1.89	—	—	—	1.77	1.92	2.15	1.43	1.77	1.89	—	
		1.98	2.01	1.65	1.74	2.01				1.47		2.01	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot Z$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm ²)	$4.00+199 \cdot \sigma c'$	$10.5+142 \cdot \sigma c'$	11.4	$21.1+14.8 \cdot \sigma c'$	$10.5+142 \cdot \sigma c'$	$32.3+5.46 \cdot \sigma c'$	$16.0+48.3 \cdot \sigma c'$	$83.4+160 \cdot \sigma c'$	$7.26+19.6 \cdot \sigma c'$	$32.3+5.46 \cdot \sigma c'$	$10.5+142 \cdot \sigma c'$	$221-2.23 \cdot Z$	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²) (*1)	80.3	109	—	—	—	129	249	538	24.8	139	287	—	
		87.3	116	$\frac{\rho_{sat}}{1000} \times V_s^2$ $V_s=163-1.54z$	$\frac{\rho_{sat}}{1000} \times V_s^2$ $V_s=211-1.19z$	246						306	$\frac{\rho_t}{1000} \times V_s^2$ $V_s=433-0.771 \cdot Z$	
	動ポアソン比 ν_d (*1)	0.385	0.286	—	—	—	0.488	0.465	0.462	0.494	0.487	0.382	—	
		0.493	0.491	0.486	0.484	0.483						0.474	$0.463+1.03 \times 10^{-4} \cdot Z$	
	せん断剛性のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$\frac{1}{1+1540 \gamma^{1.04}}$	$\frac{1}{1+2520 \gamma^{1.14}}$	$\frac{1}{1+269 \gamma^{0.909}}$	$\frac{1}{1+422 \gamma^{0.951}}$	$\frac{1}{1+1730 \gamma^{1.11}}$	$\frac{1}{1+269 \gamma^{0.862}}$	$\frac{1}{1-1100 \gamma^{0.991}}$	$\frac{1}{1+237 \gamma^{0.732}}$	$\frac{1}{1+222 \gamma^{0.975}}$	$\frac{1}{1+269 \gamma^{0.862}}$	$\frac{1}{1+2520 \gamma^{1.14}}$	$\frac{1}{1+107 \gamma^{0.824}}$	
減衰定数 $h \sim \gamma$	$\frac{1}{(1.27 \gamma^{0.90940})^{0.0102}}$	$\frac{1}{(1.16 \gamma^{0.90977})^{0.00413}}$	$\frac{1}{(0.88 \gamma^{0.9169})^{0.00022}}$	$\frac{1}{(1.16 \gamma^{0.91622})^{0.00444}}$	$\frac{1}{(1.72 \gamma^{0.91622})^{0.00991}}$	$\frac{1}{(0.85 \gamma^{0.90940})^{0.00285}}$	$\frac{1}{(1.88 \gamma^{0.90940})^{0.00182}}$	$\frac{1}{(0.76 \gamma^{0.90940})^{0.00733}}$	$\frac{1}{(0.81 \gamma^{0.90940})^{0.01121}}$	$\frac{1}{(0.83 \gamma^{0.90940})^{0.00265}}$	$\frac{1}{(1.18 \gamma^{0.90977})^{0.00413}}$	$\frac{1}{(1.41 \gamma^{0.90977})^{0.0184}}$		
強度特性	ピーク強度 C_u (N/mm ²)	0.491P +0.200	1.12P +0.670	1.40P+0.620	0.242P+0.090	1.42P+0.464	1.40P+0.620	0.274P+0.180	0.462P+0.230	0.770P+0.594	0.338P+0.050	0.274P+0.180	1.40P+0.620	備考参照
	残留強度 τ_0 (N/mm ²)	0.500P +0.195	1.00P +0.577	1.20P+0.548	0.220P+0.059	1.43P+0.430	1.20P+0.548	0.170P+0.141	0.310P+0.213	0.788P+0.582	0.280P+0.036	0.170P+0.141	1.20P+0.548	$\tau_0=0.632 \cdot \sigma$ ($\sigma < 0.572$ N/mm ²) $\tau_0=0.601$ ($\sigma \geq 0.572$ N/mm ²)
備 考		新第三系の強度特性は右図より設定する。  $\left(\frac{\tau}{\tau_R}\right)^2 = 1 + \frac{\sigma}{\sigma_t}$ $\sigma_t = 0.141 - 0.00114 \cdot Z$ $\tau_R = 0.364 - 0.00168 \cdot Z$ $C_{CU} = 0.837 - 0.00346 \cdot Z$ $\phi = 0^\circ$ $Z: \text{標高EL. 表示 (m)}$												

注記 *1: 上段は地下水位面以浅, 下段は地下水位以深に対する値を示す。

P (N/mm²): 圧密圧力 (有効上載圧) G/G0 (—): 剛性低下率

ρ_{sat} (g/cm³): 飽和密度 h (—): 減衰定数

Vs (m/s): せん断波速度 γ (—): せん断ひずみ

表 1 地盤のせん断強度 (CU強度)

表 2 鋼管杭全長にわたる極限引抜き抵抗力の算定結果
(北基礎) (南基礎)

土質	層 番号	層厚 Li (m)	ピーク せん断 強度 Cui (kN/m ²)	区間当り ピーク せん断力 Li×Cui (kN/m)	杭周囲の 極限 引抜き 抵抗力 U×Li×Cui (kN)
Ag2					
Ag2	1	1.00	718.72	718.72	3382.38
Ac	2	1.00	108.61	108.61	511.12
Ac	3	1.05	110.23	115.74	544.68
As	4	1.20	595.05	714.06	3360.46
Ac	5	1.45	114.57	166.13	781.82
Ac	6	1.50	116.89	175.33	825.11
Ac	7	1.50	119.20	178.80	841.44
Ac	8	1.50	121.51	182.27	857.78
As	9	1.30	662.31	861.00	4051.95
Ac	10	1.50	126.11	189.16	890.23
Ac	11	1.50	128.42	192.64	906.56
Ac	12	1.50	130.74	196.11	922.90
Ac	13	1.50	133.05	199.58	939.23
Ac	14	2.00	136.14	272.27	1281.35
Ac	15	2.00	139.22	278.44	1310.38
Ac	16	2.00	142.31	284.61	1339.42
Ac	17	2.00	145.39	290.78	1368.46
Ac	18	2.00	148.48	296.95	1397.50
Ac	19	2.00	151.56	303.12	1426.54
Ac	20	2.00	154.65	309.30	1455.58
Ac	21	2.05	157.81	323.51	1522.47
As	22	1.05	872.71	916.35	4312.43
Ag1	23	1.20	1039.60	1247.52	5870.94
Ag1	24	1.20	1056.24	1267.48	5964.91
As	25	1.70	923.99	1570.78	7392.24
Ag1	26	2.00	1101.24	2202.48	10365.11
Ag1	27	2.00	1128.97	2257.95	10626.15
Ag1	28	2.00	1156.71	2313.42	10887.18
Ag1	29	2.15	1186.52	2551.02	12005.37
Km	30	3.15	1030.76	3246.89	15280.23
Km	31	4.24	1045.43	4432.62	20860.40
				28363.65	133482.33

土質	層 番号	層厚 Li (m)	ピーク せん断 強度 Cui (kN/m ²)	区間当り ピーク せん断力 Li×Cui (kN/m)	杭周囲の 極限 引抜き 抵抗力 U×Li×Cui (kN)
Ag2					
Ag2	1	0.38	691.49	262.77	1236.61
Ac	2	1.12	104.09	116.58	548.62
Ac	3	1.50	106.40	159.60	751.09
Ac	4	2.00	109.48	218.97	1030.50
Ac	5	2.00	112.57	225.14	1059.53
Ac	6	2.00	115.66	231.31	1088.57
Ac	7	2.00	118.74	237.48	1117.61
Ac	8	2.00	121.83	243.65	1146.65
Ac	9	2.00	124.91	249.82	1175.69
Ac	10	2.00	128.00	255.99	1204.73
Ac	11	2.00	131.08	262.16	1233.76
Ac	12	2.05	134.24	275.20	1295.12
As	13	1.85	740.36	1369.66	6445.76
Ag1	14	1.10	907.72	998.49	4698.99
Ag1	15	1.00	921.58	921.58	4337.07
Ag1	16	1.06	936.28	992.46	4670.62
Km	17	1.94	954.64	1852.00	8715.72
Km	18	2.00	961.56	1923.12	9050.41
Km	19	2.00	968.48	1936.96	9115.54
Km	20	2.00	975.40	1950.80	9180.67
Km	21	2.00	982.32	1964.64	9245.80
Km	22	3.00	992.70	2978.10	14015.25
Km	23	1.00	996.16	996.16	4688.03
Km	24	4.00	1010.00	4040.00	19012.67
Km	25	4.24	1024.67	4344.60	20446.16
				29007.25	136511.17

表 3 鋼管杭の引抜き抵抗性能評価結果

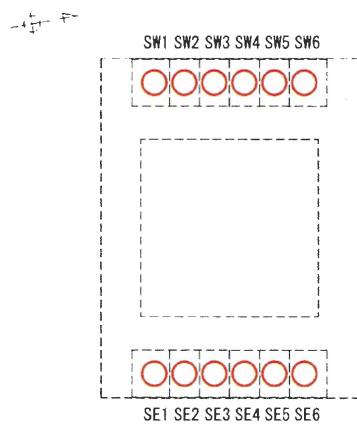
荷重 条件	地盤バネ ケース	評価位置	杭記号	杭頭の 最大引張力 (kN)	極限引抜き 抵抗力 (kN)	照査値
津波時	地盤バネ 1	北基礎	NE6	11761	133482	0.09
		南基礎	SE1	12524	136511	0.10
	地盤バネ 2	北基礎	NE6	11689	133482	0.09
		南基礎	SE1	14974	136511	0.11
重畳時	地盤バネ 3	北基礎	NE6	47455	133482	0.36
		南基礎	SE1	45553	136511	0.34
	地盤バネ 4	北基礎	NE6	54512	133482	0.41
		南基礎	SE1	49988	136511	0.37
	地盤バネ 5	北基礎	NE6	56735	133482	0.43
		南基礎	SE1	52173	136511	0.39

注記 杭記号位置を図 1 に示す。

赤線枠内は最大照査値を示す。

平面図

南基礎



北基礎

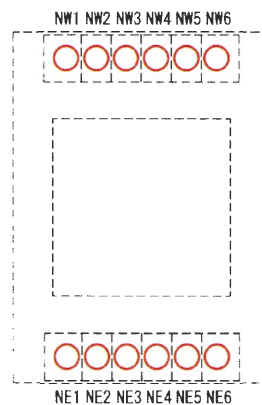


図 1 評価位置図 (鋼管杭)

(参考 12) 鋼製防護壁の慣性力を 1 次元有効応力解析の地表面加速度に基づき設定する手法の妥当性確認

耐津波評価では、鋼製防護壁の慣性力を 1 次元有効応力解析により算出した地表面加速度に基づいて設定し、3 次元静的フレーム解析モデル（以下「静的解析」という。）を用いて評価を行っている。

本検討では、この地表面加速度に基づく慣性力設定手法について、3 次元動的フレーム解析モデルによる時刻歴応答解析（以下「動的解析」という。）結果との比較により、その妥当性を確認する。

1. 検討概要

動的解析における最大水平応答加速度発生時刻の接合部反力と、静的解析における接合部反力を比較する。

動的解析では、 S_a-D1 を入力地震動とする 2 次元有効応力解析から得られる基礎天端の変位時刻歴を入力として、鋼製防護壁の時刻歴応答を算定する。

静的解析では、 S_a-D1 を入力地震動とする 1 次元有効応力解析から得られる地表面最大水平加速度から設定した水平設計震度 0.23（「4.9 評価条件」）を用い、鋼製防護壁全体に慣性力を作用させる。

動的解析モデルを図 1 に、静的解析モデルを図 2 に示す。

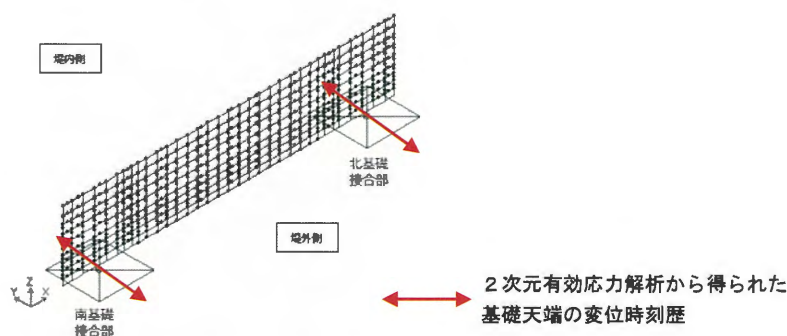


図 1 3次元動的フレーム解析モデル

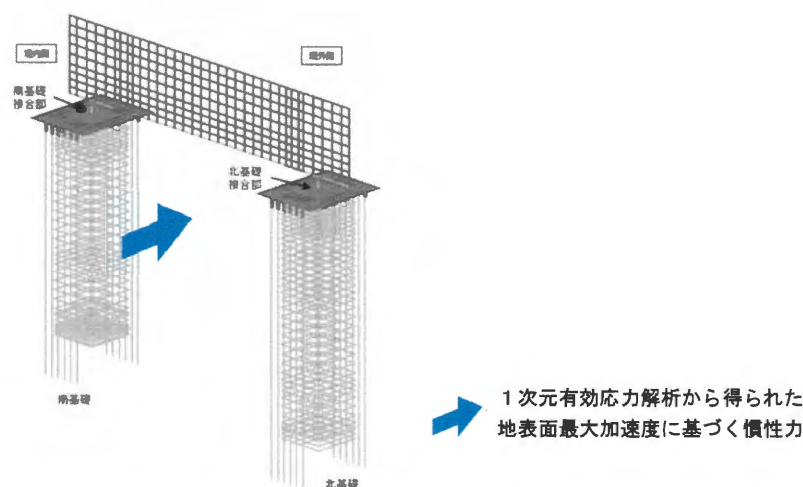


図 2 3次元静的フレーム解析モデル

2. 動的解析

2.1 動的解析における水平応答加速度分布

鋼製防護壁の動的解析において S_d-D1 に対して算出される、各節点の西向き（堤内向き）の最大水平応答加速度分布を図3に示す。

最大水平応答加速度分布は、図3に示すとおり鋼製防護壁の天端ほど大きくなる。支間部の最大水平応答加速度が大きい範囲は、支柱部よりも広く分布しており、支間底部における最大水平応答加速度は支柱底部より大きい。

支間部の最大水平応答加速度の最大値は、 23.5 m/s^2 (中央付近天端) である。支柱部の最大水平応答加速度の最大値は、北側では 24.9 m/s^2 (天端) であり、南側では 15.1 m/s^2 (天端) である。

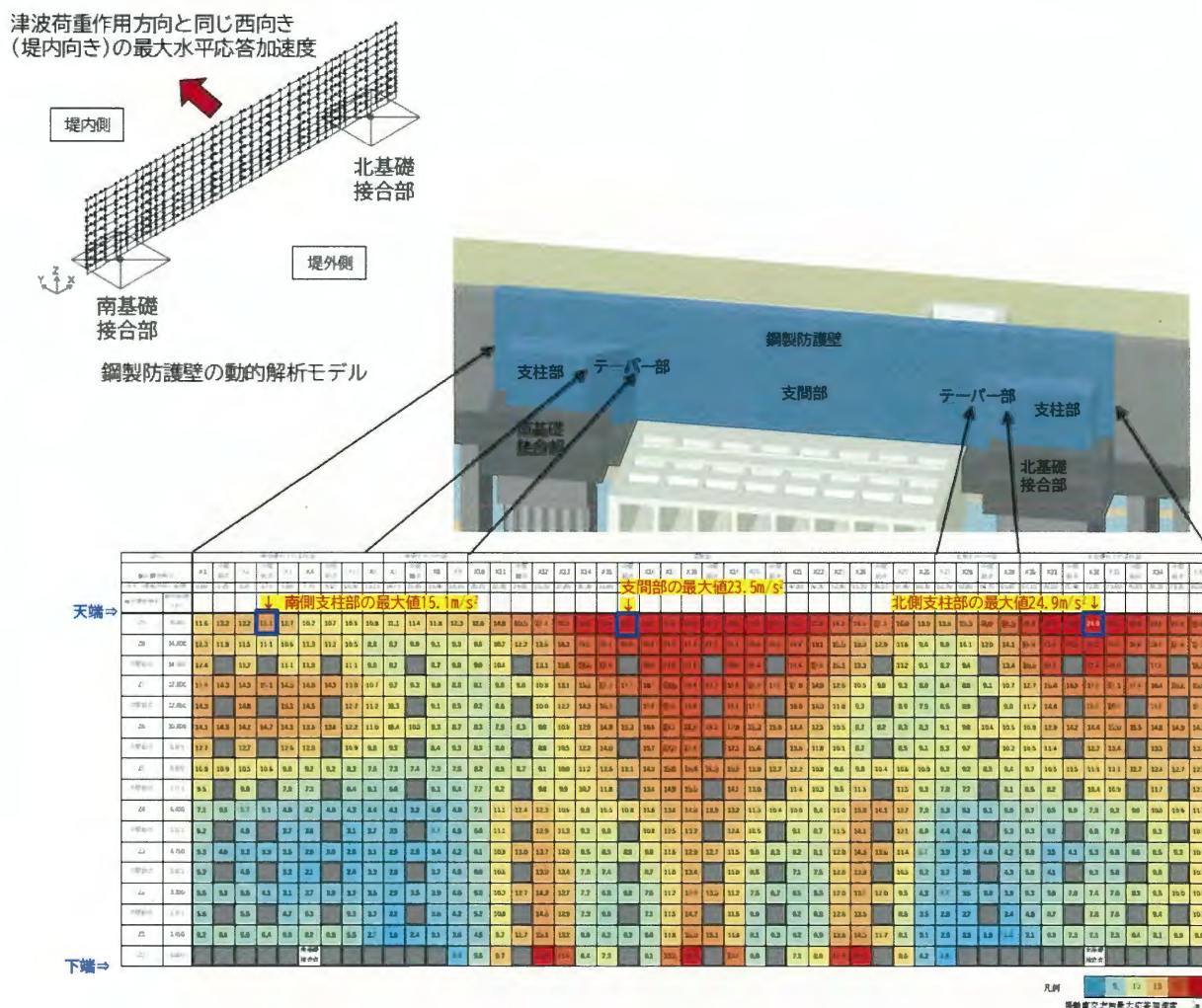


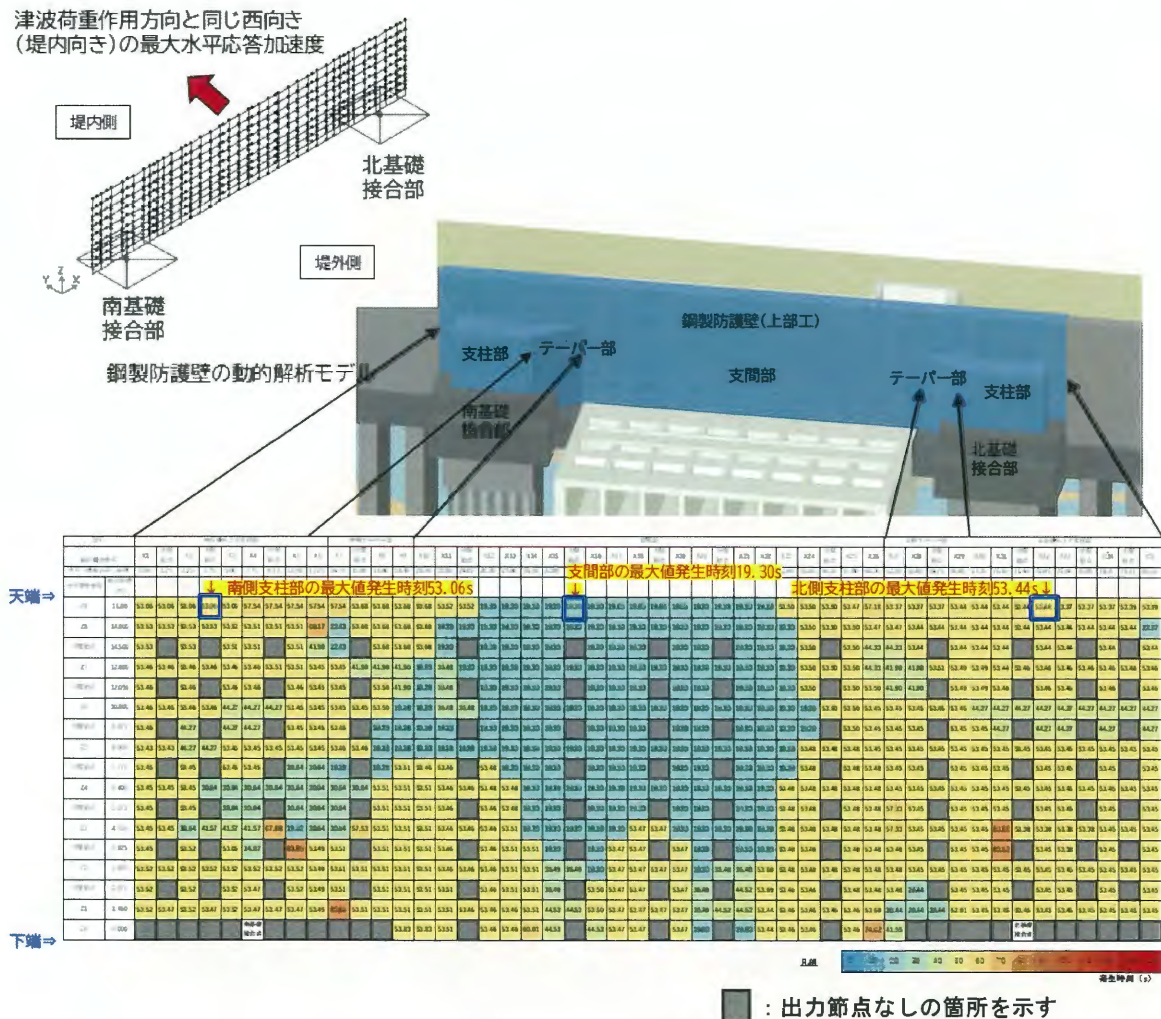
図3 最大水平応答加速度分布

2.2 動的解析における最大水平応答加速度発生時刻

鋼製防護壁の動的解析において S_d-D1 に対して算出される、各節点の西向き（堤内向き）の最大水平応答加速度発生時刻を図4に示す。

支間部における最大水平応答加速度の大きい範囲の発生時刻は、概ね 19.28～19.83 s の間である。発生時刻のうち支間部の最大水平応答加速度最大値 23.5 m/s^2 の発生時刻は 19.30 s である。

支柱部における最大水平応答加速度の大きい範囲の発生時刻は、概ね 53.06～53.52 s の間である。発生時刻のうち北側支柱部の最大水平応答加速度最大値 24.9 m/s^2 の発生時刻は 53.44 s であり、南側支柱部の最大値 15.1 m/s^2 の発生時刻は 53.06 s である。



3. 接合部における反力の比較

動的解析において支間部及び南北支柱部で最大水平応答加速度が得られている時刻の接合部の反力を算出し、静的解析による接合部の反力との比較を行った。比較表を表1に示す。

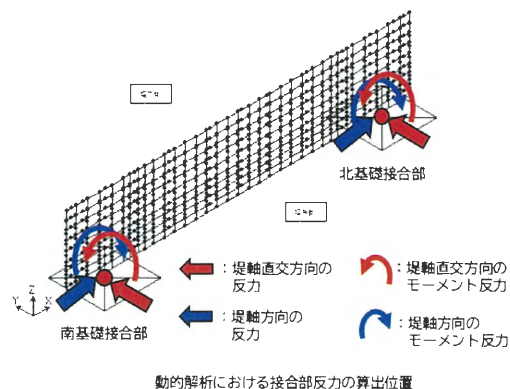
支間部の最大水平応答加速度 23.5 m/s^2 が発生した時刻 19.30 s 、南側支柱部の最大水平応答加速度 15.1 m/s^2 が発生した時刻 53.06 s 及び北側支柱部の最大水平応答加速度 24.9 m/s^2 が発生した時刻 53.44 s の動的解析における各接合部の反力は、静的解析による接合部の反力を下回ることを確認した。

接合部の反力の比較により、動的解析の結果よりも静的解析において考慮した慣性力(1次元有効応力解析の地表面最大応答加速度により設定)の方が大きくなることを確認した。

なお、動的解析の慣性力は全てが同一方向に作用するわけではなく、相反する向きの慣性力が相殺されることで、接合部の反力が低減される。

表1 動的解析と静的解析の接合部における反力の比較表

解析モデル	着目時刻 (s)		南基礎接合部の反力			
			堤軸直交方向反力 (kN)	堤軸直交方向曲げモーメント反力 (kNm)	堤軸方向反力 (kN)	堤軸方向曲げモーメント反力 (kNm)
鋼製防護壁の動的解析モデル	支間部の最大応答加速度発生時刻	19.30	13581	108331	13581	180806
	支柱部の最大応答加速度発生時刻	南: 53.06 北: 53.44	1825	7900	7670	28040
静的解析(耐津波)解析モデル	水平設計震度0.23 (S_d-D1 に対する1次元地盤応答解析の地表面最大応答加速度より設定)	—	20818	112811	25661	280623
解析モデル	着目時刻 (s)		北基礎接合部の反力			
			堤軸直交方向反力 (kN)	堤軸直交方向曲げモーメント反力 (kNm)	堤軸方向反力 (kN)	堤軸方向曲げモーメント反力 (kNm)
鋼製防護壁の動的解析モデル	支間部の最大応答加速度発生時刻	19.30	8730	81261	2012	194134
	支柱部の最大応答加速度発生時刻	南: 53.06 北: 53.44	5078	8091	11589	125100
静的解析(耐津波)解析モデル	水平設計震度0.23 (S_d-D1 に対する1次元地盤応答解析の地表面最大応答加速度より設定)	—	16827	111584	15108	375884



4. まとめ

動的解析結果と静的解析結果を比較した結果、静的解析による接合部反力が動的解析結果を上回ることを確認した。

以上より、1次元有効応力解析により算出した地表面加速度に基づく慣性力設定は動的解析に対して保守的な評価を与えるものであり、鋼製防護壁の耐津波評価において妥当であることを確認した。

(参考 13) 頂版鉄筋コンクリートで局所的に発生する曲げ軸力について

鋼製防護壁に津波荷重が作用した場合、頂版鉄筋コンクリートの平板要素において、中実鉄筋コンクリート直上に設定した剛域の近傍では曲げモーメントが局所的に大きくなることから、曲げ軸力に対する最大照査値が発生する。本資料では、その発生要因について説明する。

図 1 に津波荷重作用時の頂版鉄筋コンクリートの堤軸直交方向における変形及び曲げ軸力の発生状況を示す。東側から西側へ作用する津波荷重の作用方向に対し、鋼製防護壁が東側から西側に倒れ込む方向に変形することから、頂版鉄筋コンクリートの東側端部では、頂版鉄筋コンクリートが引き上げられる力に対し、鋼管杭が抵抗するため、頂版鉄筋コンクリート上面で曲げ引張が生じ、下面では曲げ圧縮が生じる。したがって、図 1 の断面力図に示すとおり、剛域による拘束を強く受ける東側端部付近において上面引張の曲げモーメントが最大になる。西側端部では、頂版鉄筋コンクリートが押し下げられる力に対し、鋼管杭が抵抗するため、頂版鉄筋コンクリート上面で曲げ圧縮が生じ、下面では曲げ引張が生じる。したがって、図 1 の断面力図に示すとおり、剛域による拘束を強く受ける西側端部付近において下面引張の曲げモーメントが最大になる。なお、頂版鉄筋コンクリート内に設定した剛域内は変形が生じないことから断面力が発生しない。以上のことから、堤軸直交方向の曲げモーメントは、剛域の東側端部近傍及び西側端部近傍において局所的に大きくなり、最大値が発生する。

一方、頂版鉄筋コンクリートの堤軸方向曲げモーメントは、図 2 に示すとおり南北基礎とも既設構造物側の剛域隅角部において最大となる。これは、①津波荷重等により生じる頂版鉄筋コンクリートの水平回転、②この水平回転に伴って巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭に生じる軸方向力、③当該軸方向力に起因して頂版鉄筋コンクリートに生じるねじりの複合挙動によるものである。この状況を示した概念図を図 3 に示す。

図 3 に示すとおり、頂版鉄筋コンクリート東側は津波荷重等により引き上げられるため、頂版鉄筋コンクリートを下方に引張る②の軸方向力が作用する。これに伴い、東側には図 3 に示す③の回転が生じる。一方、西側は津波荷重等により押し下げられるため、頂版鉄筋コンクリートを上方に押し上げる②'の軸方向力が作用する。これに伴い、西側には図 3 に示す③'の回転が生じる。東側の③の回転と西側の③'の回転は相反する方向の回転であるため、東側の巻立て鉄筋コンクリート接合部から西側の接合部の間にはねじりが発生する。このねじりに伴い頂版鉄筋コンクリートには堤軸方向の曲げモーメントが発生し、剛域端部の拘束の影響を強く受ける隅角部近傍で最大となる。

堤軸方向の曲げモーメントの発生状況の概念図を、図 3 に示す剛域部分の 3 種類の断面（剛域東端、中央及び剛域西端）で示したものが図 4 である。図 4 に示すとおり、剛域東端の断面では、既設構造物側の剛域端において、回転（ねじり）に伴う上面引張の曲げモーメントが発生する。剛域隅角部付近は、東側から伝播するねじり及び剛域端部の拘束の影響を最も強く受けるため、当該箇所では上面引張の曲げモーメントが最大となる。剛域西端の断面では、東側とは逆向きのねじりを受けるため、剛域端において下面引張の曲げモーメントが発生する。東側と同様に、剛域隅角部付近が西側から伝播するねじり及び剛域端部の拘束の影響を最も強く受けるため、当該箇所では下面引張の曲げモーメントが最大となる。両断面の中間に位置する剛域中央断面では、東西両側から伝播するねじりの影響が相殺されるため、回転方向が反転する変局断面となり、堤軸方向の曲げモーメントはほとんど発生しない。

以上の理由により堤軸方向の曲げモーメントは、剛域の隅角部近傍において最大となる。

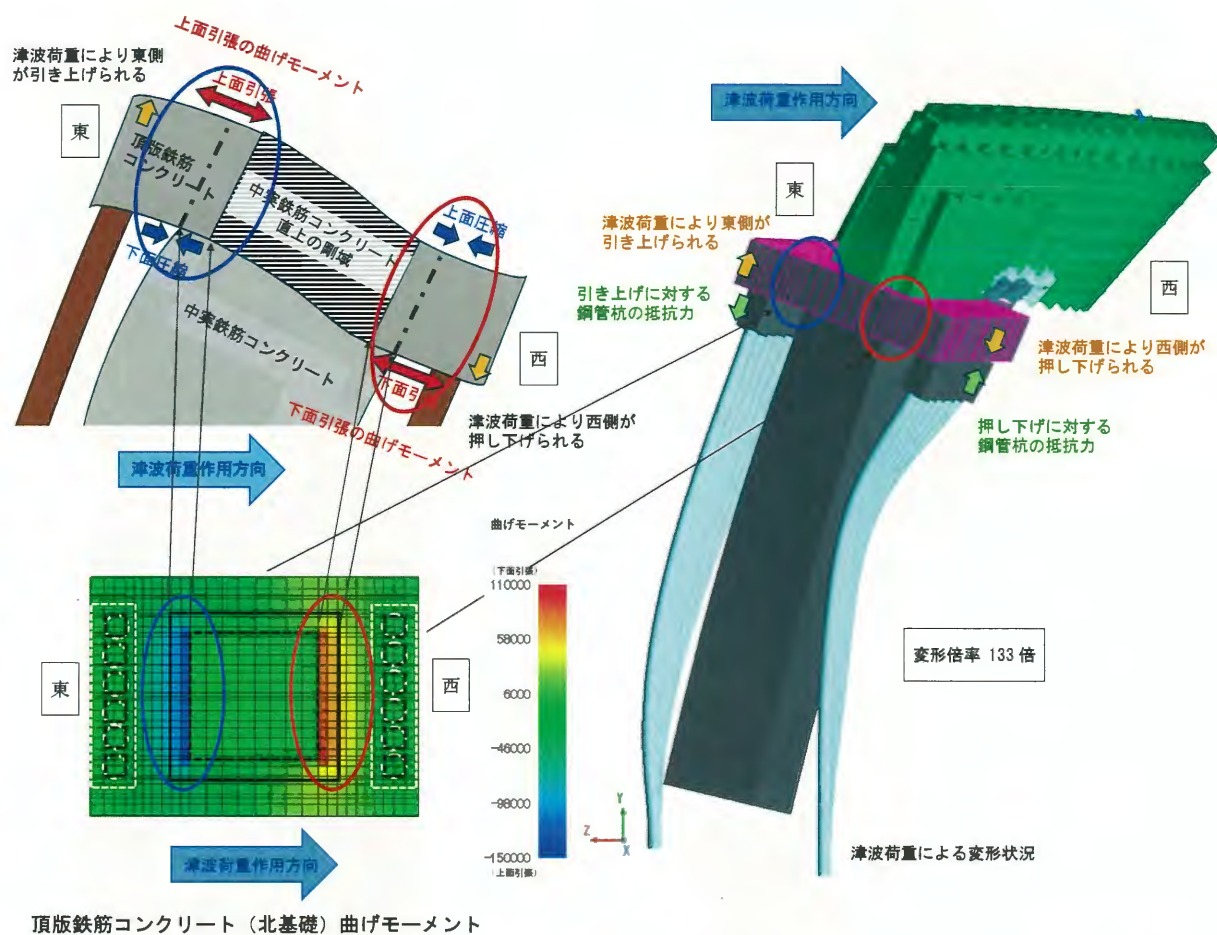
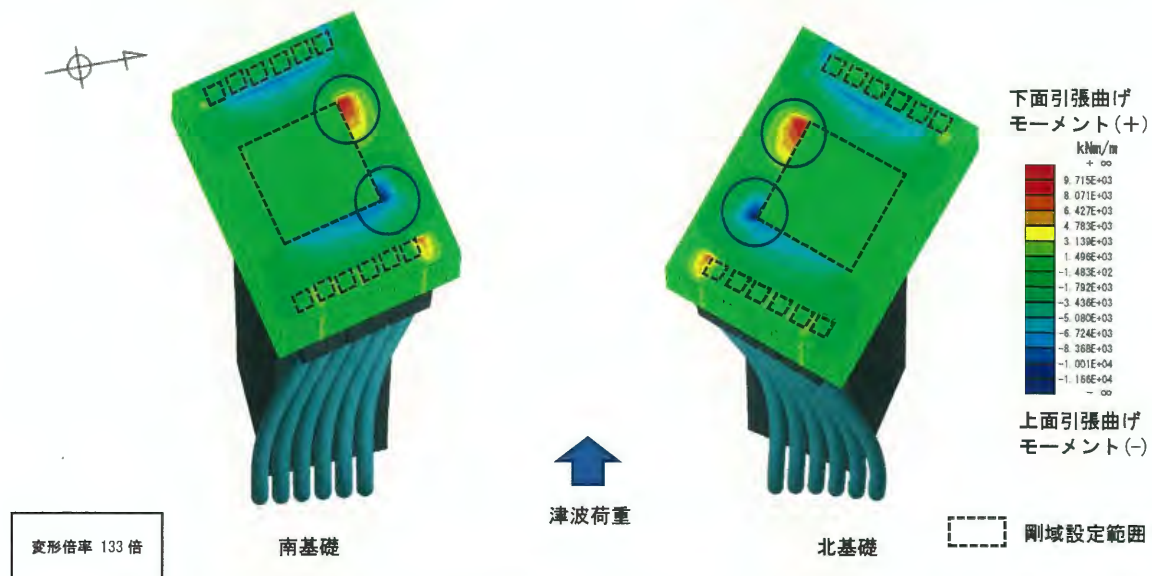


図1 津波荷重作用時の頂版鉄筋コンクリートの変形及び曲げモーメントの発生状況図（概念図）



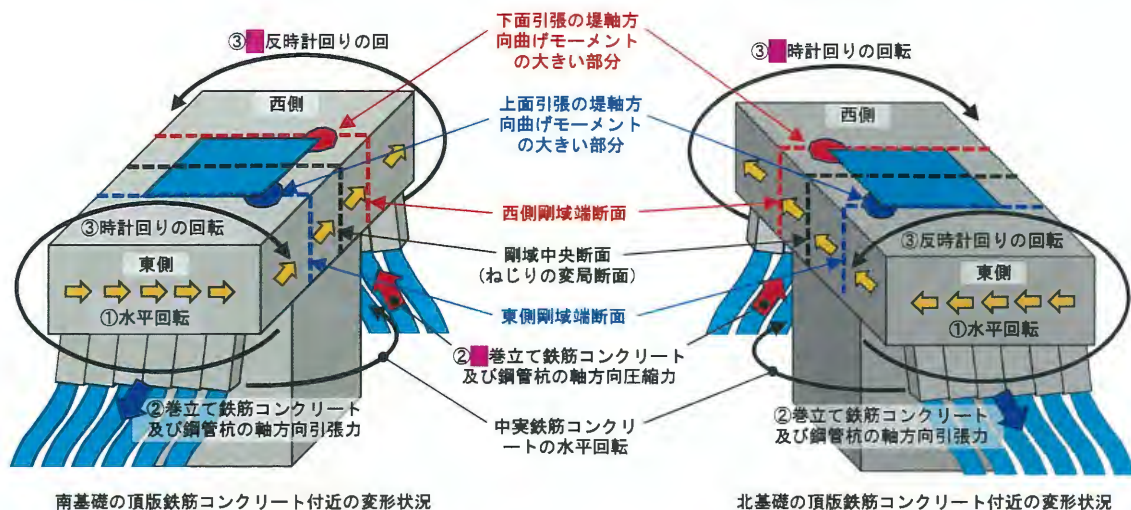


図 3 頂版鉄筋コンクリート付近に発生する変形状況の概念図

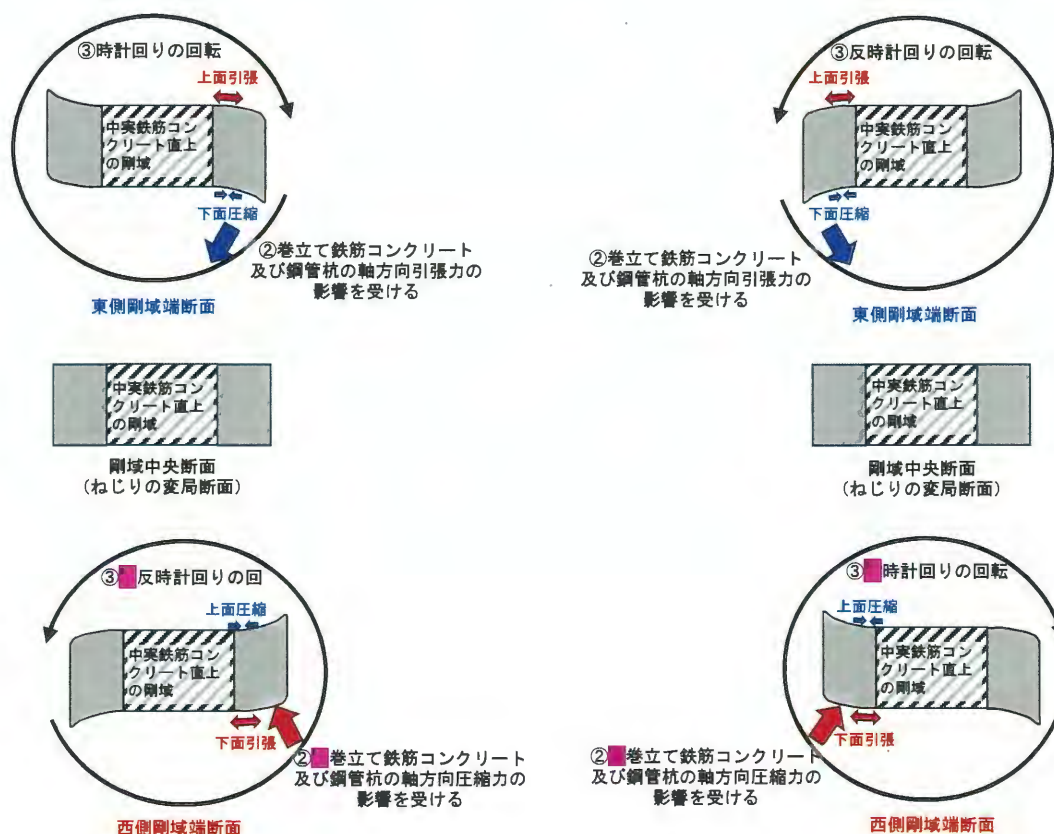


図 4 頂版鉄筋コンクリートの剛域断面に発生する堤軸直交方向曲げモーメントの概念図

(参考 14) 構造変更による裕度向上効果について

構造変更による裕度向上効果を確認するため、図 1 に示す地中連続壁部を考慮しない中実鉄筋コンクリートのみのモデルと図 2 に示す工認設計モデルの変形状況の比較を行った。

両モデルの解析条件は、地盤バネ条件は地盤バネ 3、荷重条件は重畳時（敷地に遡上する津波）とした。

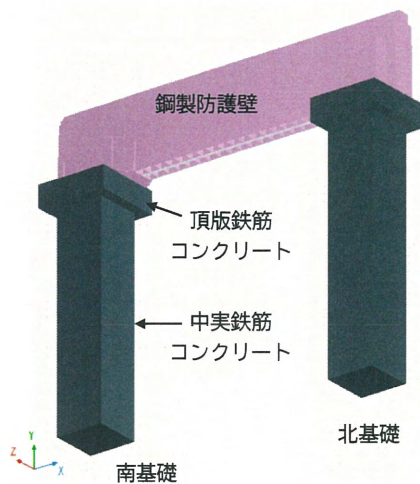


図 1 中実鉄筋コンクリートのみのモデル
(地中連続壁部を考慮しないモデル)

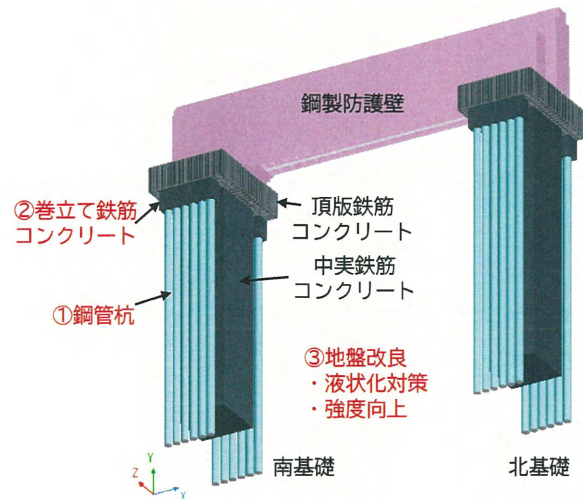


図 2 工認設計モデル
(基礎及び地盤改良体の追加を考慮)

上記の 2 種類の解析モデルに対する解析結果を以下に示す。

中実鉄筋コンクリートのみのモデルにおいては、重畳時の荷重の 73 %が作用した時点で地盤バネが全て塑性化し、地盤反力不足により構造安定性を確保できなくなる。これは、図 1 に示すとおり、幅 15.5 m の地中連続壁部を考慮しないことで、幅 10.7 m の中実部のみで地盤反力を負担することとなり、地盤反力の受圧面積が約 2/3 に低減するためである。以上のことから、中実鉄筋コンクリートのみのモデルでは、重畳時の荷重に対する構造安定性を確保できないことを確認した。

一方、工認設計モデルにおいては、本章に示したとおり、重畳時の荷重に対して地盤反力不足が生じることなく、構造安定性を確保できることを確認した。

両解析モデルの変形状況を図 3 に示す。なお、図 3 に示す変形は、中実鉄筋コンクリートのみのモデルが地盤反力不足となる直前に相当する、重畳時の荷重の 72.5 %が作用した時点のものである。また、変形図は堤軸直交方向の変形を示す。図 3 より、工認設計モデルでは、中実鉄筋コンクリートのみのモデルに比べ、中実鉄筋コンクリート全体及び鋼製防護壁基部の変形が大幅に低減していることを確認した。

以上の 2 種類の解析モデルによる比較結果から、巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び地盤改良の追加により、地盤反力不足が解消されるとともに変形が低減し、構造安定性及び裕度の向上に大きく寄与していることを確認した。

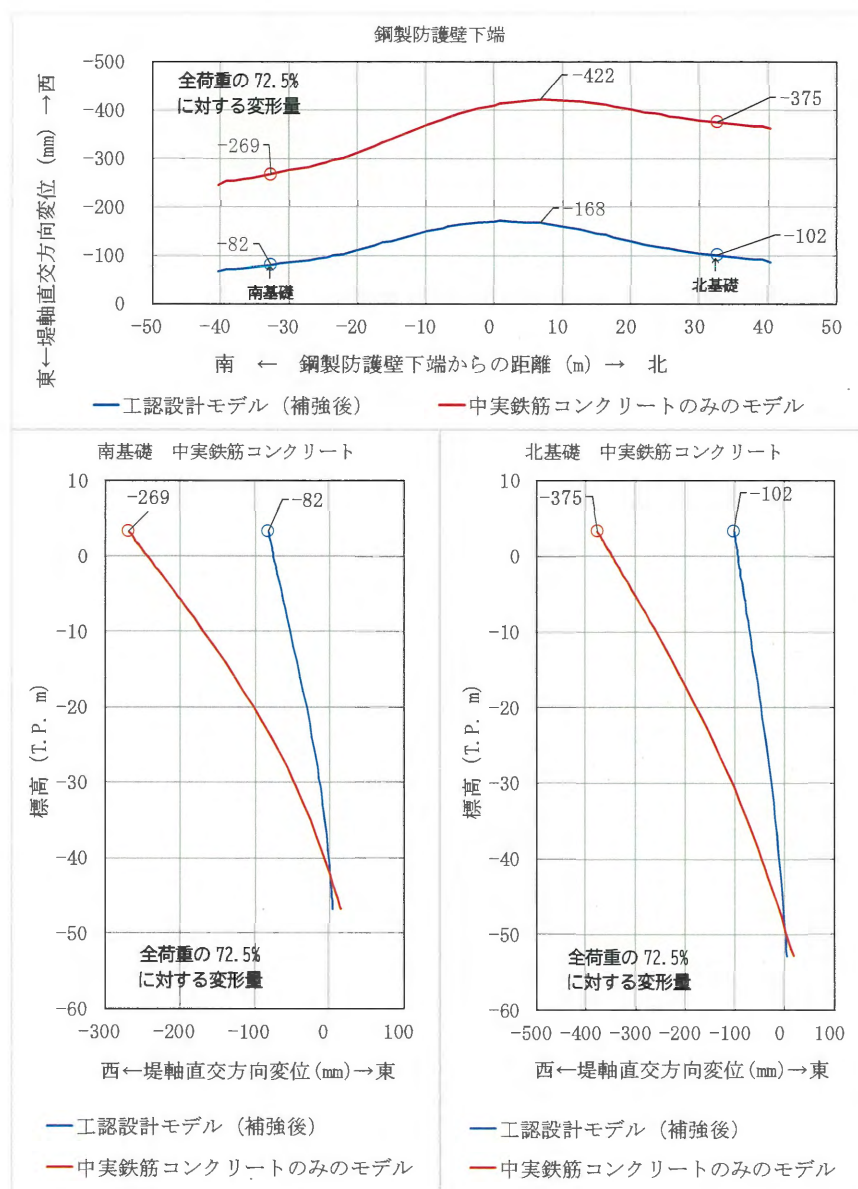


図 3 重畳時（敷地に遡上する津波）地盤バネ 3 における変形比較図