

(参考資料 1) 防波壁（波返重力擁壁）における既設部分と新設部分の一体性確認

1. 本資料の概要

防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁は、コンクリート上に設置した既設の鉄筋コンクリート造の擁壁を嵩上げするように構築している。本資料においては、重力擁壁のうち既設の鉄筋コンクリート造の擁壁を既設部分、嵩上げ部分の鉄筋コンクリート造の擁壁を新設部分、擁壁下のコンクリートを基部コンクリートという。重力擁壁の概略図を図 1-1 に示す。

重力擁壁の既設部分と新設部分の一体性の評価に係る申送り事項を表 1-1 に、一体性の確認事項を図 1-2 に示す。

防波壁（波返重力擁壁）は、設計及び施工上の配慮として、既設部分と新設部分の一体性を図るために、新設部分のコンクリート打設前に既設部分のコンクリート表面を目荒らし処理して付着力を確保している。また、新設部分の主筋を基部コンクリートに定着させることにより、基部コンクリートとの一体性を確保している。

本資料では、新設部分と既設部分及び基部コンクリートの一体性を確認するため、以下の確認を行う。

- ① 既設部分と新設部分の一体性を確保するため、新設部分の嵩上げ時に既設部分表面に目荒らし処理しており、付着力試験を実施して付着力を確認した。（「2. 重力擁壁の構造」において説明）
- ② 基部コンクリートと新設部分の一体性を確保するため、基準類に準拠して主筋を定着させている。また、陸側の主筋については、設置位置が定着させる基部コンクリートの隅角部に近い設置状況にあるため、主筋設置位置と隅角部との離隔を模擬した実構造物スケールを用いた引抜試験を行い、定着部の引抜荷重は鉄筋の降伏荷重を上回ることを確認する。（「2. 重力擁壁の構造」及び「3. 既設部分と新設部分の一体性確保に関する配慮事項」において説明）
- ③ 新設部分と既設部分の境界部を模擬した解析を行うことにより、地震時及び津波時に境界部に起因した破壊が生じないことを確認する。（「4. 重力擁壁の健全性評価に対する境界部の影響検討」において説明）

上記の確認により、波返重力擁壁の壁体構造における既設部分と新設部分の一体性を確認する。

(単位 : mm)

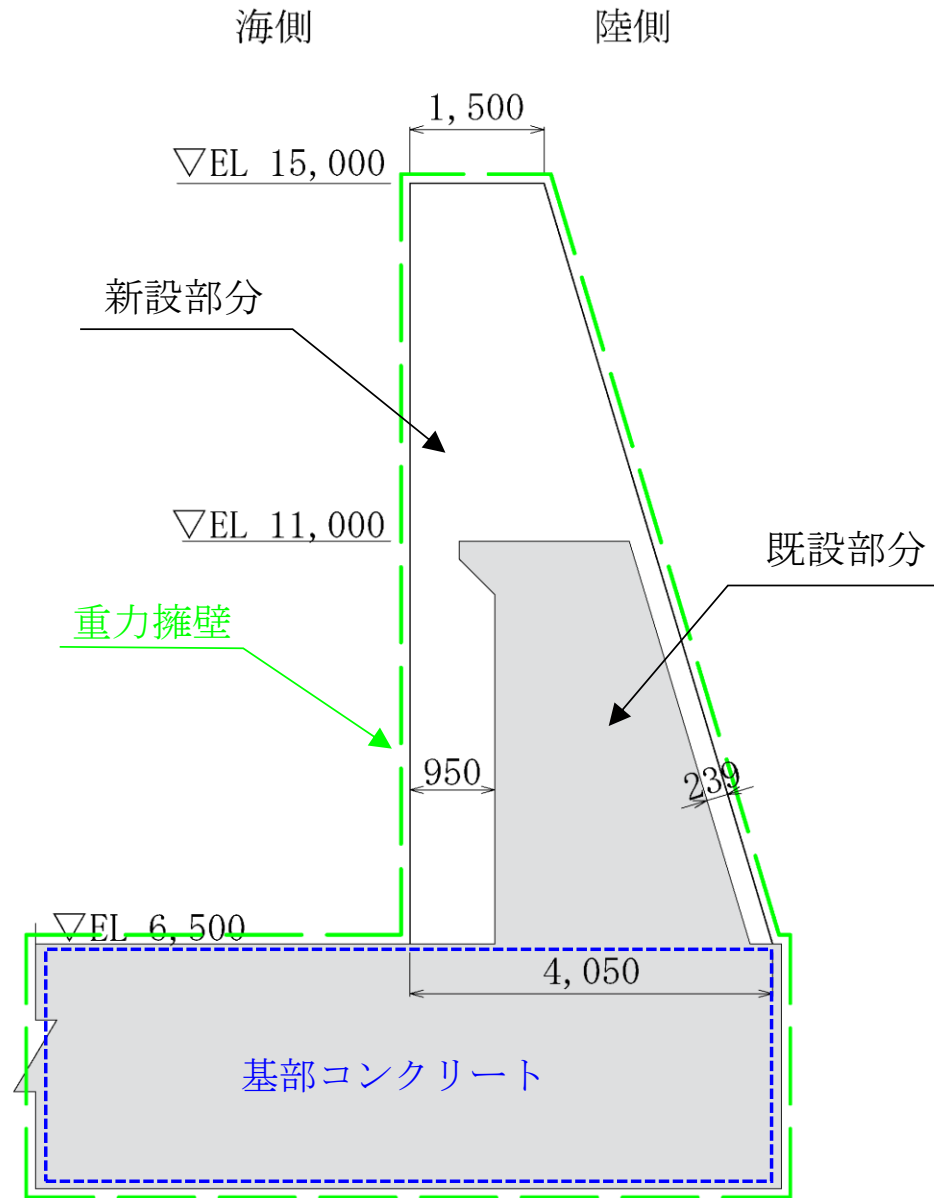


図 1-1 重力擁壁の概略図

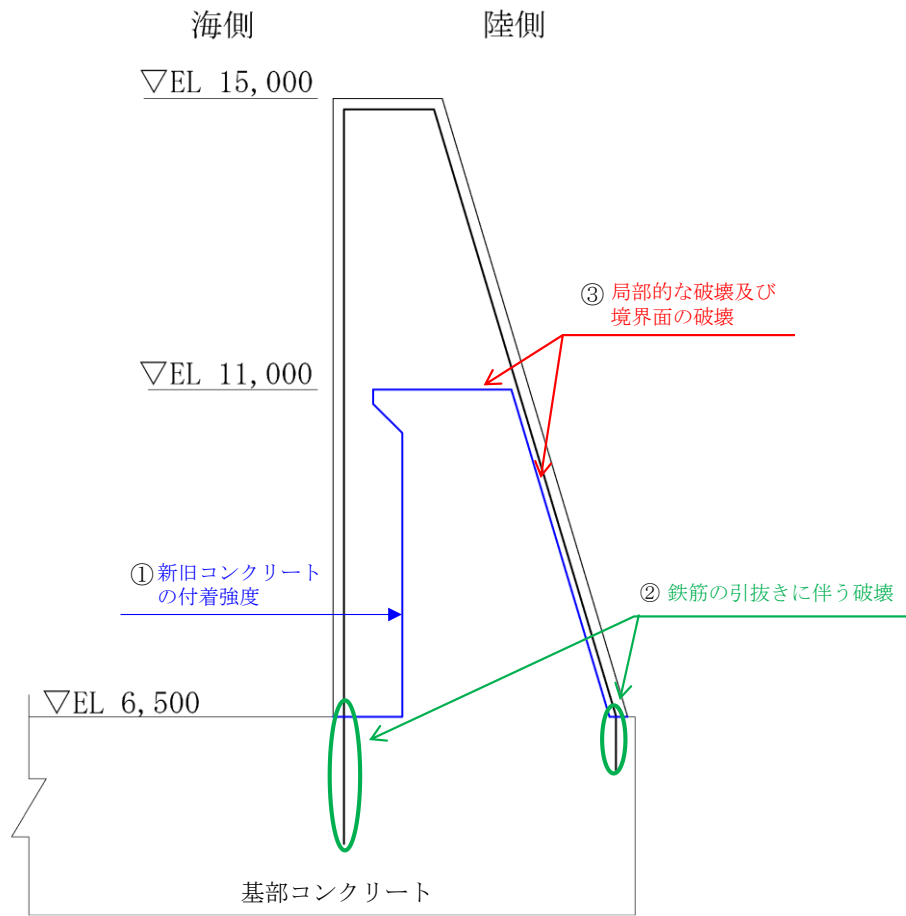
表 1-1 重力擁壁の既設部分と新設部分の一体性確認に係る
設工認段階への設置変更許可審査からの申送り事項

設置変更許可審査段階における指摘事項	回答方針 (下線部は本資料による説明内容)
<p>1. 波返重力擁壁の壁体構造について、既設部分と新設部分の一体化を前提として設計する方針を明確にし、基準、指針類、事業者独自の管理基準等の適用により一体化と評価する方針であることを説明すること。</p> <p>防波壁陸側における新設のコンクリートの鉄筋定着について、フーチング隅角部の荷重伝達及び損傷形態を評価し、定着方法及び定着長の設定方針の妥当性を説明すること。</p>	<p>設工認段階においては、地震時に重力擁壁に作用する荷重に対し、既設部分と新設部分が一体性を有することを以下の検討によって確認する（図 1-2）。</p> <p>①設置変更許可申請において、既設護岸のコンクリート表面の目荒らしについては、「表面保護工法 設計施工指針（案）*1」に基づき設定した付着強度を有するように施工していることを説明した。</p> <p>設工認段階においては、<u>既設部分の目荒らし処理後に実施した付着強度試験の内容と結果を説明する。</u></p>
<p>2. 波返重力擁壁の壁体構造について、ジベル筋等により既設部と新設部が物理的に接合されていない壁体について、せん断応力の伝達モードを評価し、既往のせん断耐力評価式の適用性を説明すること。</p>	<p>②設置変更許可申請において、擁壁下端の主筋の定着部に関して「コンクリート標準示方書 2002*2」に基づく定着長を確保し、許容応力により設計する方針であることを説明した。</p>
<p>3. 波返重力擁壁の壁体構造について、既設部分と新設部分を一体化と評価できる根拠及び設計・施工上の配慮事項を説明すること。</p>	<p>設工認段階においては、<u>擁壁下端の主筋の定着状況を模擬した実構造物スケールを用いた鉄筋引抜実験を行い、主筋の引張耐力と破壊形態を確認する。</u></p> <p>③新設部分と既設部分の境界部を模擬した<u>解析を行うことにより、地震時及び津波時に境界部に起因した破壊が生じないことを確認する。</u></p>

注記*1：「表面保護工法 設計施工指針（案）〔工種別マニュアル編〕（（社）土木学会，2005年） 断面修復工マニュアル」（以下「表面保護工法 設計施工指針（案）」という。）

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

(単位 : mm)



図に記載の①～③は、表 1-1 の①～③に対応

図 1-2 一体性の確認事項

2. 重力擁壁の構造

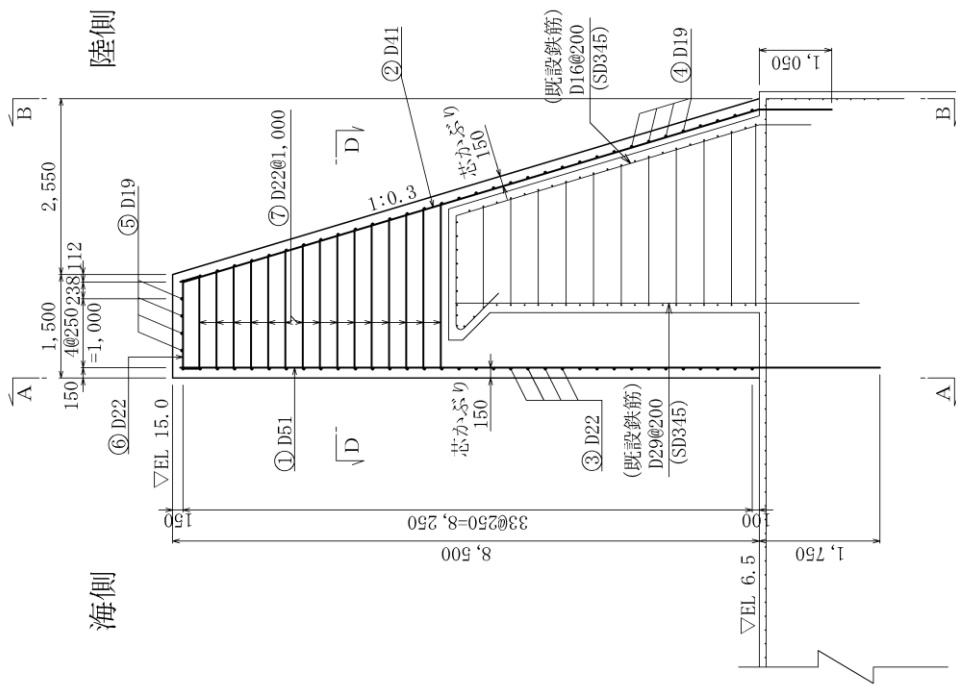
2.1 構造概要

重力擁壁は、既設部分を新設部分で嵩上げした構造としている。

既設部分は、天端高さ EL 11.0m とする鉄筋コンクリート造の擁壁であり、新設部分は既設部分を巻き込み EL 15.0m まで嵩上げた鉄筋コンクリート造の擁壁である。

重力擁壁の配筋図を図 2.1-1 に示す。

断面図(C-C) (単位: mm)



断面図(B-B) (単位: mm)

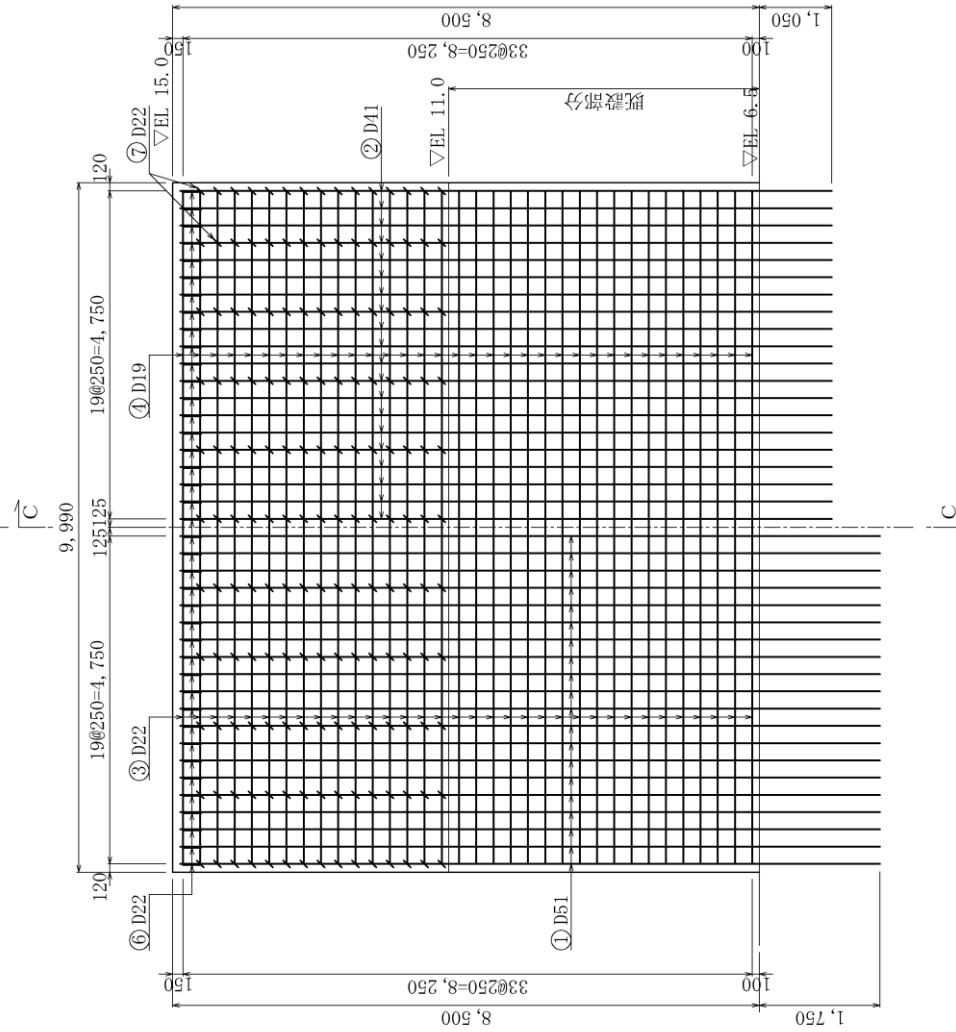


図 2.1-1 (1) 重力擁壁の配筋図

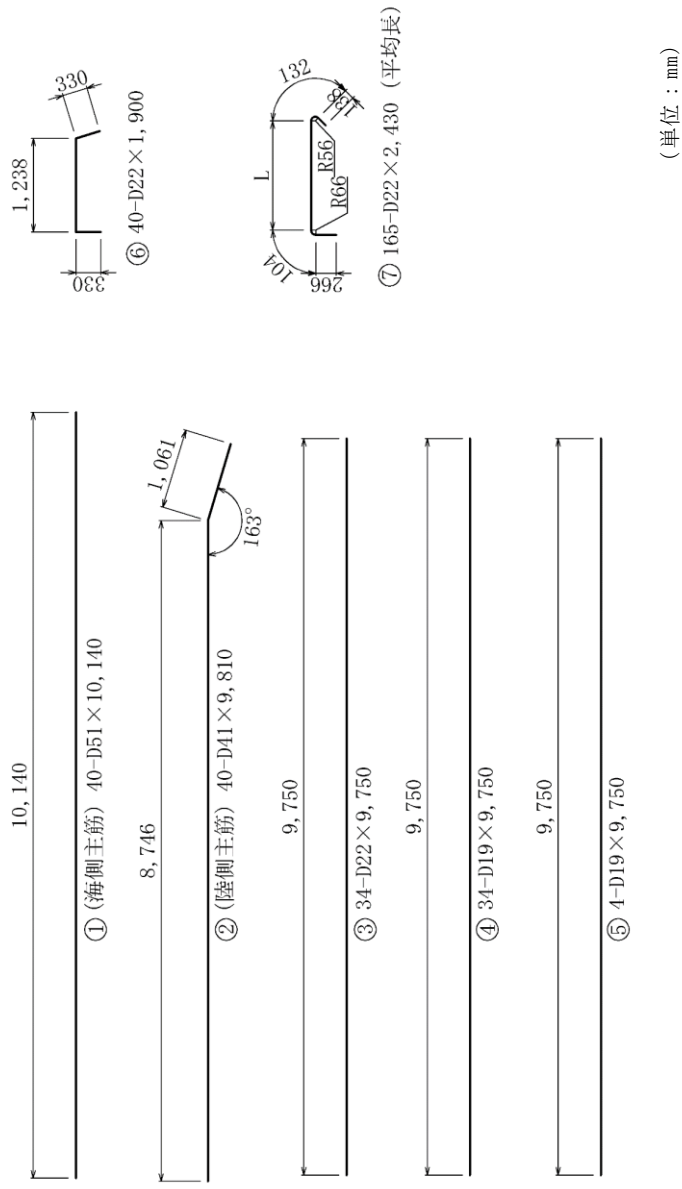
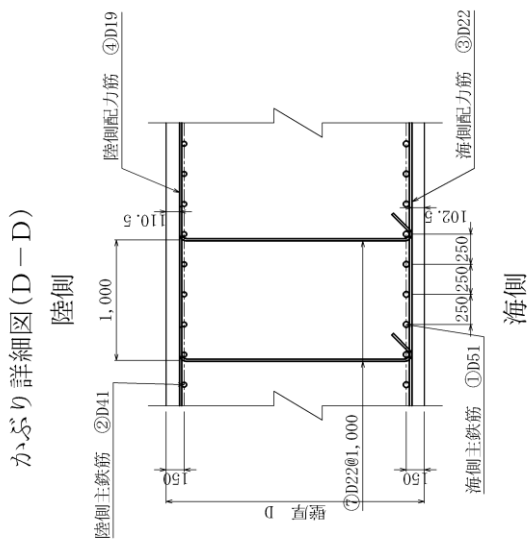


図 2.1-1 (2) 重力擁壁の配筋図



2.2 施工方法

2.2.1 既設部分の施工手順

重力擁壁のうち既設部分の施工では、既設部分の主筋は基部コンクリート内に基本定着長以上を確保して設置し、配力筋及びせん断補強筋を組み立て、コンクリートを打設した。

重力擁壁の既設部分の施工状況を図 2.2-1 に示す。



1. 既設部分の主筋組立

2. 既設部分の鉄筋組立完了

図 2.2-1 重力擁壁の既設部分の施工状況

2.2.2 新設部分の施工手順

重力擁壁のうち新設部分の施工では、最初に既設部分のコンクリート表面の目荒らし処理をバキュームブラスト工法により行った。鉄筋組立においては、主筋を基部コンクリートに定着させるため、基部コンクリートを削孔し、基本定着長を確保した。

主筋は継手を設けず定着部から擁壁天端までを1本の鉄筋として建て込んだ。主筋は建て込み後、既設部分の擁壁天端に事前に設置した架台に固定した。

鉄筋定着部の孔内をセメントミルクにて充填した後に、配力筋及びせん断補強筋を組み立て、コンクリートを打設した。

新設部分の施工状況を図 2.2-2 に示す。



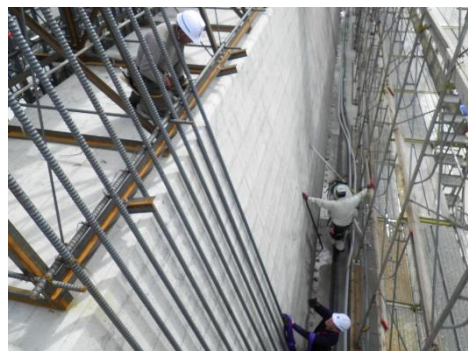
1. 既設部分の目荒らし



2. 鉄筋架台の設置



3. 新設部分の主筋建込み



4. 新設部分の主筋組立



5. 主筋定着部の固定

図 2.2-2 新設部分の施工状況

3. 既設部分と新設部分の一体性確保に関する配慮事項

重力擁壁の既設部分と新設部分の一体性を確保するために実施した、コンクリート表面の目荒らし処理による付着力の確認（1.①）、新設部分の主筋の定着長確保及び鉄筋引抜試験による引張耐力とへりあきの影響を確認（1.②）する。

3.1 コンクリートの付着について

防波壁（波返重力擁壁）の施工におけるコンクリートの付着力は、既設部分と新設部分の付着を向上させるために既設部分のコンクリート表面の目荒らし処理を行った。コンクリート表面の目荒らし処理は、「表面保護工法 設計施工指針（案）」を参考に付着強度を 1.5N/mm^2 と定め、バキュームブラスト工法を採用した。

なお、一般産業施設において用いられる基準類である、「構造物施工管理要領（東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社，令和2年7月）」（以下「構造物施工管理要領」という。）及び「コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル（案）（土木研究所，2016年）」（以下「コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル（案）」という。）においても、断面修復するためのコンクリート打ち継ぎ面における付着強度は 1.5N/mm^2 と示されている。

参考文献の概要については表 3.1-1 に示す。

目荒らし処理後は、付着力を確認するために付着強度試験を行った。

付着強度試験は、目荒らし処理完了範囲の擁壁面3箇所に型枠を組立て、厚さ12mmのモルタルを打設して供試体を作成した。供試体作成後は、1供試体につき5か所の試験片を作成し、建研式引張試験器を用いて引っ張ることで付着強度を確認し、すべての試験において付着強度が 1.5N/mm^2 以上であることを確認した。

付着強度試験の施工フローを図 3.1-1 に、位置図を図 3.1-2 に、付着強度試験の鋼製治具貼付イメージ図を図 3.1-3 に、付着強度試験の試験概略図及び試験状況を図 3.1-4 に、試験結果を表 3.1-2 に示す。

表 3.1-1 コンクリートの付着強度に係る参考文献

参考文献	記載内容
表面保護工法 設計施工指針（案）	断面修復工における断面修復材の付着強度を土木学会が収集した施工実績より 1.0N/mm^2 と規定されている。
構造物施工管理要領	既設コンクリートと新設材料とが良好な付着・一体化性状を得るために、既設コンクリート表面の脆弱層、レイタンス等を取り除く表面処理を行うこととされている。表面処理の性能照査は、 1.5N/mm^2 以上の付着性能を満足することと規定されている。
コンクリート構造物の 補修対策施工マニュアル （案）	断面修復工における、既存コンクリートとの付着面に求める品質は、付着強度試験により平均値が 1.5N/mm^2 以上、最低値が 0.75N/mm^2 以上と規定されている。

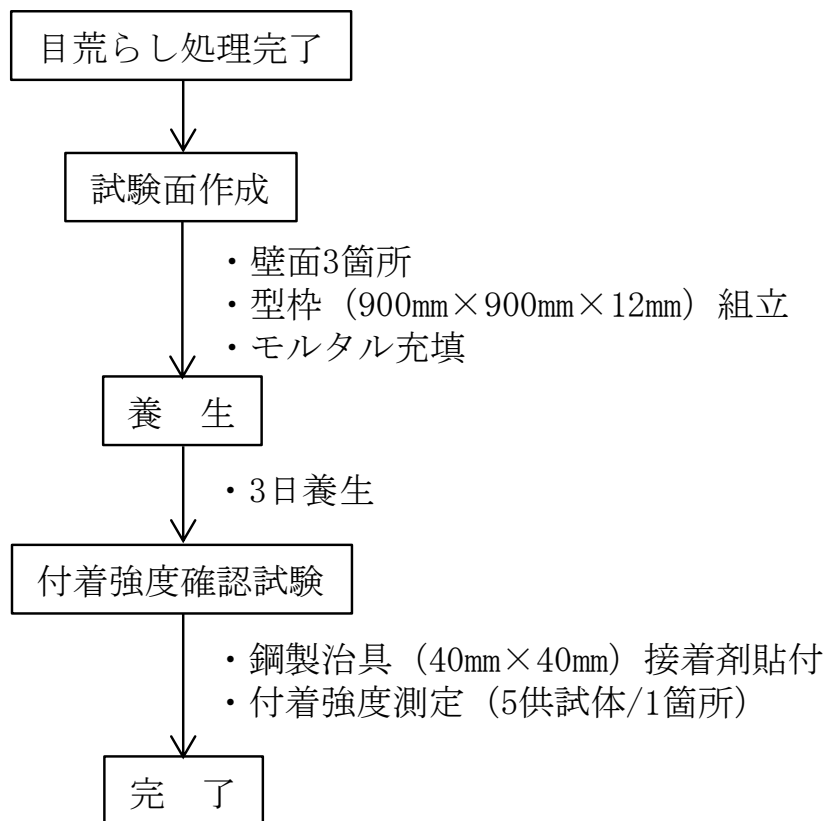


図 3.1-1 付着強度試験の施工フロー図

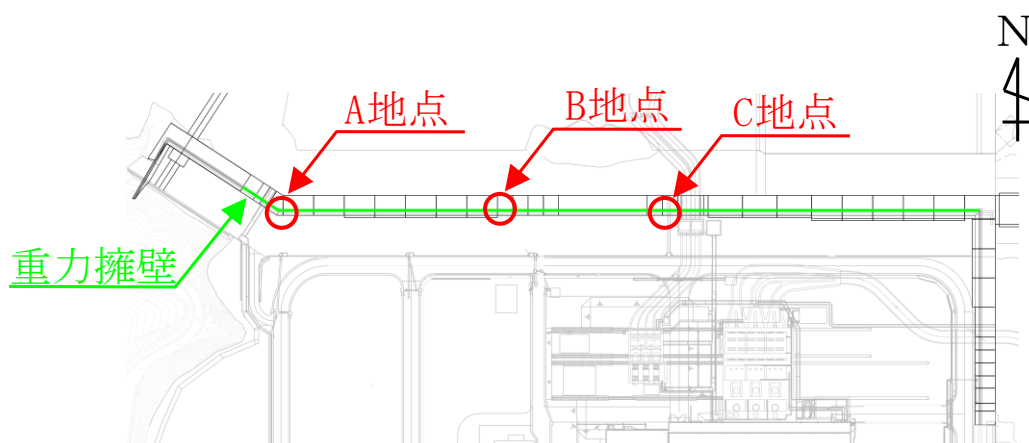


図 3.1-2 付着強度試験の位置図 (3箇所)

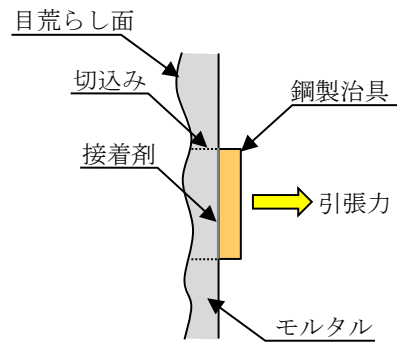
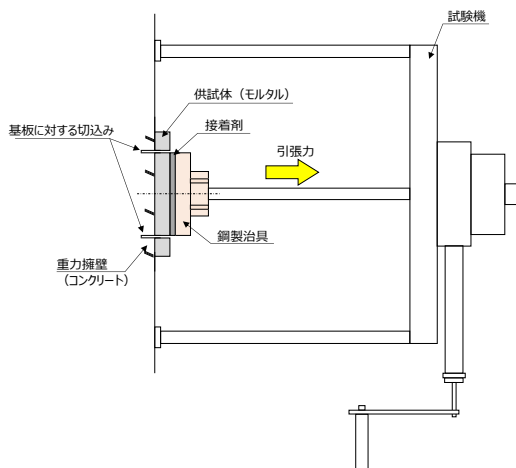


図 3.1-3 付着強度試験の鋼製治具貼付イメージ図



(a) 試験概略図



(b) 試験実施状況

図 3.1-4 付着強度試験の試験概略図及び試験実施状況

表 3.1-2 付着強度確認試験の試験結果

単位：N/mm²

供試体 NO	試験場所		
	A地点	B地点	C地点
1	1.71	1.78	1.76
2	1.61	1.66	1.72
3	1.72	1.88	1.66
4	1.74	1.63	1.84
5	1.60	1.99	1.58

3.2 新設部分の主筋の定着について

(1) 新設部分の主筋定着長の設定

防波壁（波返重力擁壁）の施工における新設部分の主筋の定着長は、「コンクリート標準示方書 2002」に準拠して鉄筋に必要な基本定着長以上を確保している。下式により算定した海側の主筋に必要な基本定着長 l_d は 1,692mm, 陸側の主筋に必要な基本定着長 l_d は 1,020mm となるため, 施工にあたっては海側の主筋については定着長 1,750mm を, 陸側の主筋については定着長 1,050mm を確保した。

$$l_d = \alpha \frac{f_{yd}}{4f_{bod}} \phi$$

ここに,

- l_d : 基本定着長 (mm)
- ϕ : 主鉄筋の直径 (海側 : 51mm, 陸側 : 41mm)
- f_{yd} : 鉄筋の設計引張降伏強度 (345N/mm²)
- f_{bod} : コンクリートの設計付着強度 (2.08N/mm²)
- α : 係数 (海側 : 0.8, 陸側 : 0.6)

(2) 主筋の定着長検討における留意事項

新設部分（陸側）の主筋（D41）については、擁壁の陸側の勾配 1 : 0.3 で鉄筋を設置しているが定着部の鉄筋は基部コンクリートに鉛直に定着させることから、基部コンクリート上面高さ付近において折り曲げて設置している（図 3.2-1）。

このような折り曲げ部付近の定着長のとり方について、「コンクリート標準示方書 2002」においては、曲げ内半径は鉄筋径の 10 倍未満とする場合、図 3.2-2(b)のとおり、折り曲げてから鉄筋径の 10 倍以上まっすぐに延ばした場合に限り、直線部を定着長とすることができるとの規定が定められている（図 3.2-2）。

新設部分の陸側の主筋（D41）を本規定に照らすと、折り曲げ部の曲げ内半径を鉄筋径の 10 倍未満としているため、定着長は鉄筋径の 10 倍以上（410mm 以上）が必要となるが、折り曲げ後の直線部分の定着長は 1,050 mm である。

上記より、新設部分の陸側の主筋において、直線部を定着長とすることができ、図 3.2-2 に示す定着長 1,050mm は必要定着長を確保している。

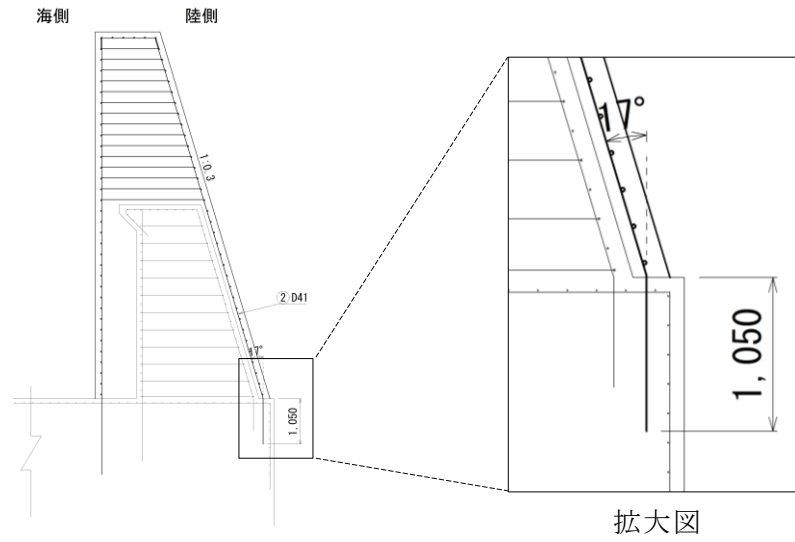


図 3.2-1 重力擁壁陸側配筋図

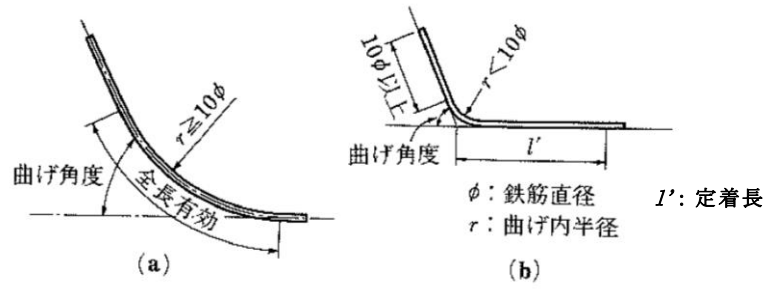


図 3.2-2 定着部が曲がった鉄筋の定着長のとり方
 (「コンクリート標準示方書 2002」より抜粋，一部加筆)

3.3 鉄筋引抜試験について

3.3.1 検討方針

新設部分の主筋の定着部分は、「コンクリート標準示方書 2002」に準拠して必要な定着長を確保し、許容応力により設計している。

実構造物の陸側主筋の定着部は隅角部に近接しており、主筋と隅角部の距離が主筋の破壊形態や引張耐力に及ぼす影響を確認するため、実構造物スケールの鉄筋定着及びへりあき条件を考慮した実構造物スケールの実験体を作成し、鉄筋の引抜試験を行った。

本資料では、実構造物スケールの実験体で行った鉄筋の引抜試験の結果から、主筋の破壊形態及び引張耐力を確認し、へりあき条件が鉄筋の破壊形態及び引張耐力に与える影響について検証を行う。

3.3.2 想定される破壊形態

重力擁壁の基部コンクリートに定着した鉄筋の引抜き時に想定される破壊形態は、鉄筋の降伏又は破断、コンクリートのコーン状破壊、鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊の 4 種類の形態が想定される。

定着した鉄筋の引抜け時に想定される破壊形態を図 3.3-1 に示す。

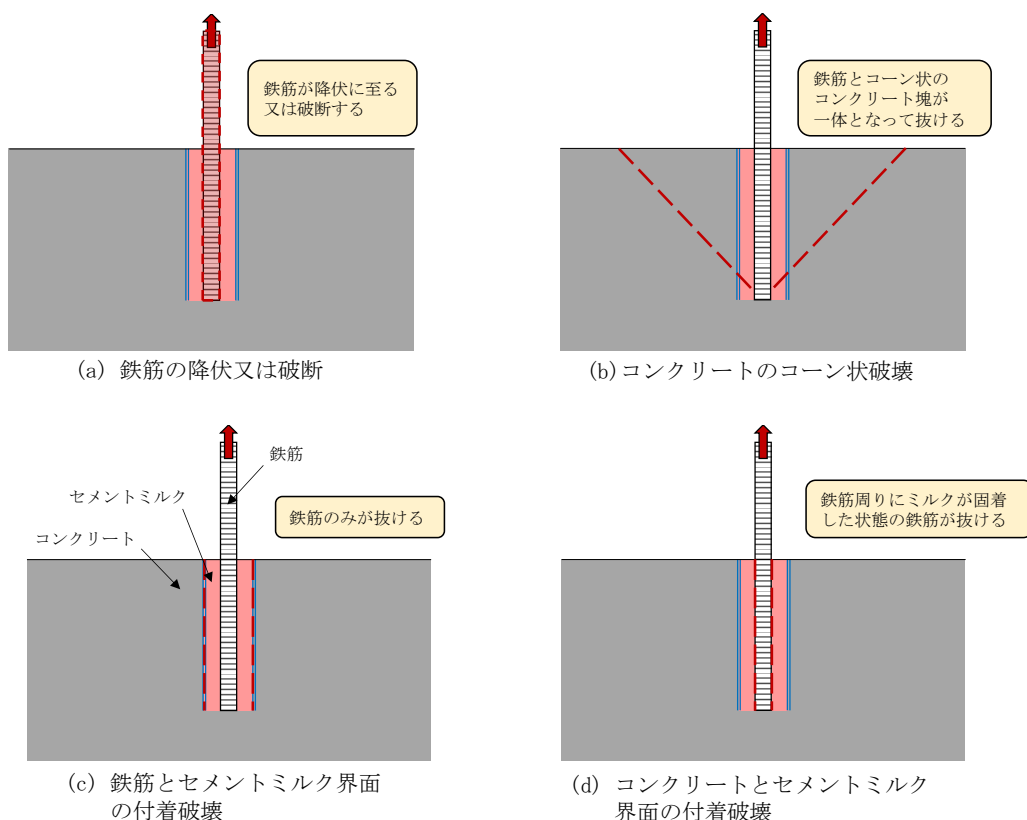


図 3.3-1 鉄筋の引抜き時に想定される破壊形態

3.3.3 模型実験

(1) 実験概要

重力擁壁の新設部分の基部コンクリートへの主筋定着部は、主筋の中心から基部コンクリート側面までの距離（以下「へりあき」という。）が十分に確保されている海側主筋（D51）と、へりあきが最小で200mmの陸側主筋（D41）の2パターンに区別できる。そこで、新設部分の主筋の基部コンクリートへの定着部分を模擬した実験体を2体作成し、主筋の定着部の破壊形態及び引張耐力を確認する実験を行った。

重力擁壁の実験体における模擬範囲を図3.3-2に示す。模型実験は主筋の定着部の破壊形態及び引張耐力を確認する目的で行うため、実験体は重力擁壁の基部コンクリートと、基部コンクリートに定着された鉄筋のみを模擬した。実験体の作成にあたっては、実構造物の施工手順を踏まえ、コンクリートを打設後に削孔して鉄筋を建て込み、セメントミルクを注入して固定した。

鉄筋引抜試験は、鉄筋に作用する荷重及び変位等を計測し、いずれかの破壊が生じたと判断されるまで載荷した。

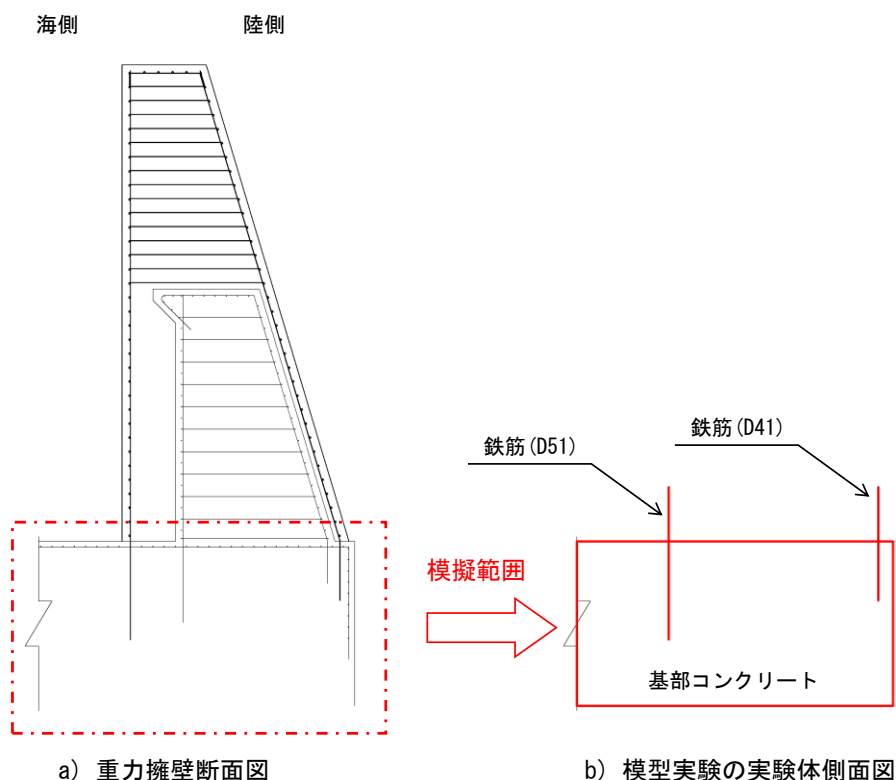


図 3.3-2 重力擁壁の実験体における模擬範囲

(2) 実験ケース

実構造物のへりあきを考慮して実験体①及び実験体②を作成し、実施した実験ケースを表 3.3-1 に、作成した実験体の構造図を図 3.3-3 に、配筋図を図 3.3-4 に、作成した実験体の全景を図 3.3-5 に示す。

実験ケースは、実験体①において、新設部分の海側の主筋の施工状況を模擬し、鉄筋の定着長に対して十分なへりあきを確保したケースを海側検討ケースとする。併せて、実験体①において、新設部分の陸側の主筋の施工状況を模擬するが、鉄筋の定着長に対して十分なへりあきが確保できている場合を仮定したケースを陸側検討ケース 1 とする。

実験体②においては、新設部分の陸側の主筋の施工状況を模擬し、既設部分のコンクリートのへりあきを設定したケースを陸側検討ケース 2 とする。

すべての実験ケースにおいて、鉄筋引抜試験をそれぞれ 3 回実施した。

表 3.3-1 実験ケース

実験体 番号	ケース名	鉄筋径	鉄筋番号	へりあきの考慮
①	海側検討ケース	D 51	No. 1	十分なへりあきを確保
			No. 2	
			No. 3	
	陸側検討ケース 1	D 41	No. 1	
			No. 2	
			No. 3	
②	陸側検討ケース 2	D 41	No. 1	実構造物を再現するへりあきを設定
			No. 2	
			No. 3	

(単位：mm)

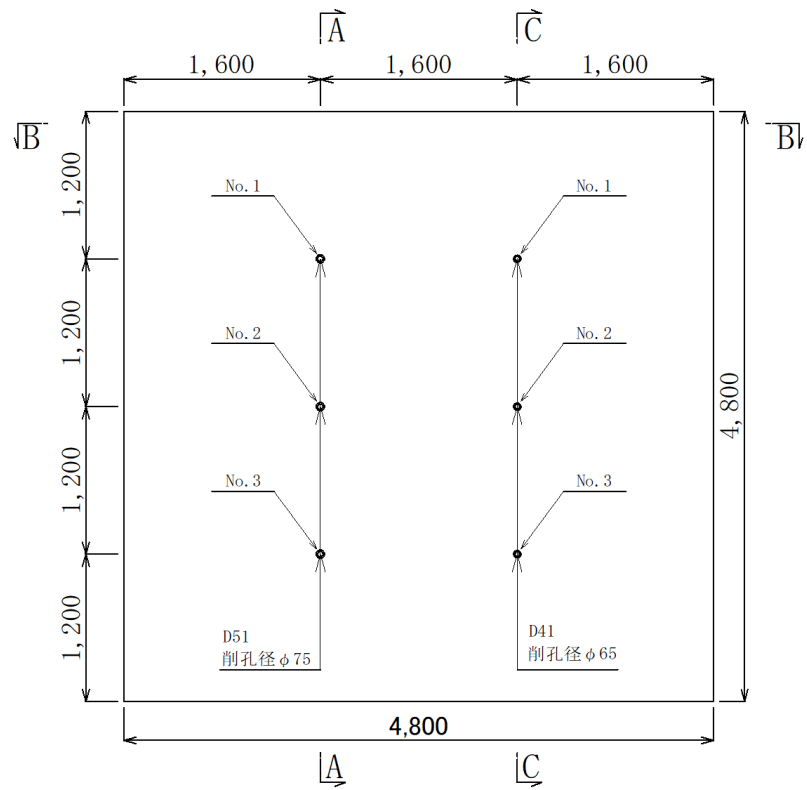


図 3.3-3(1) 実験体①の構造図 (平面図)

(単位：mm)

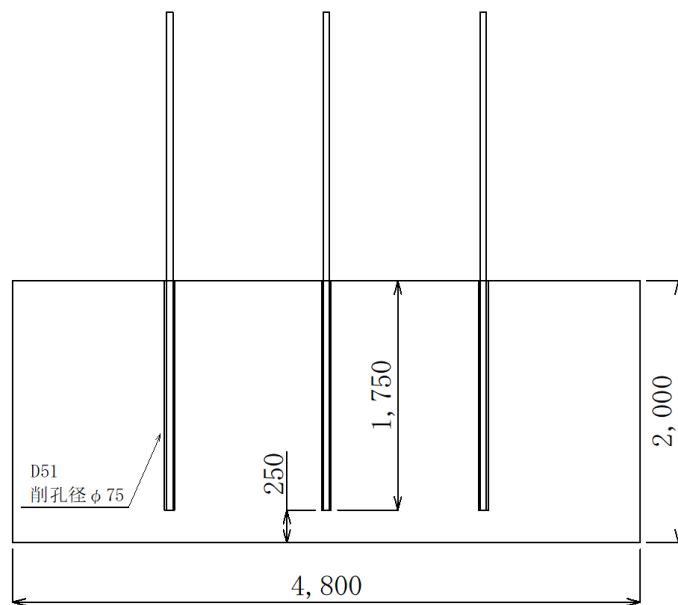


図 3.3-3(2) 実験体①の構造図 (A-A断面)

(単位：mm)

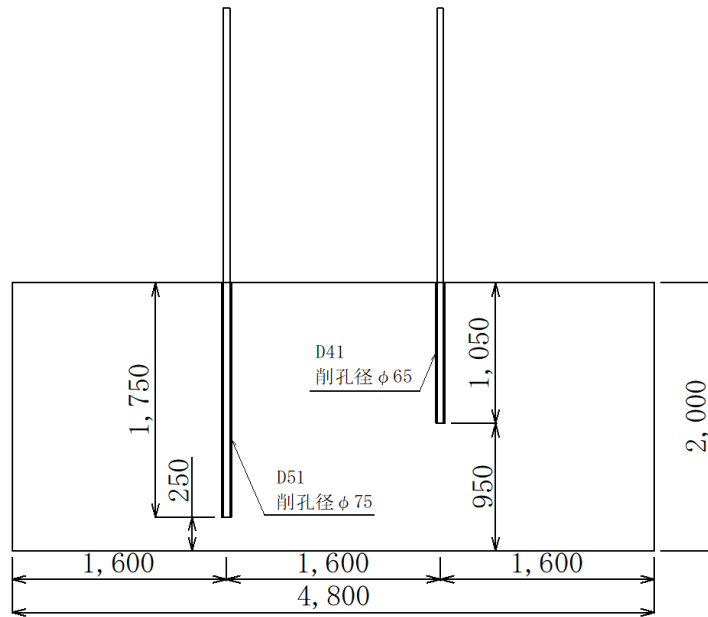


図 3.3-3(3) 実験体①の構造図 (B-B断面)

(単位：mm)

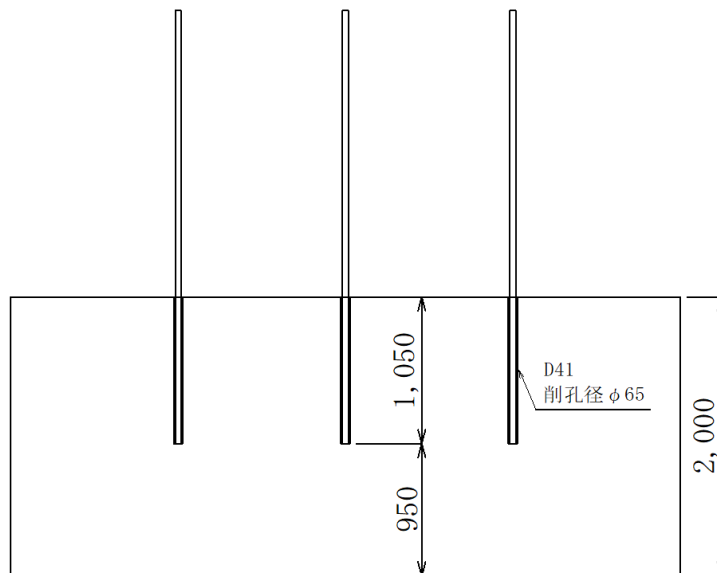


図 3.3-3(4) 実験体①の構造図 (C-C断面)

(単位：mm)

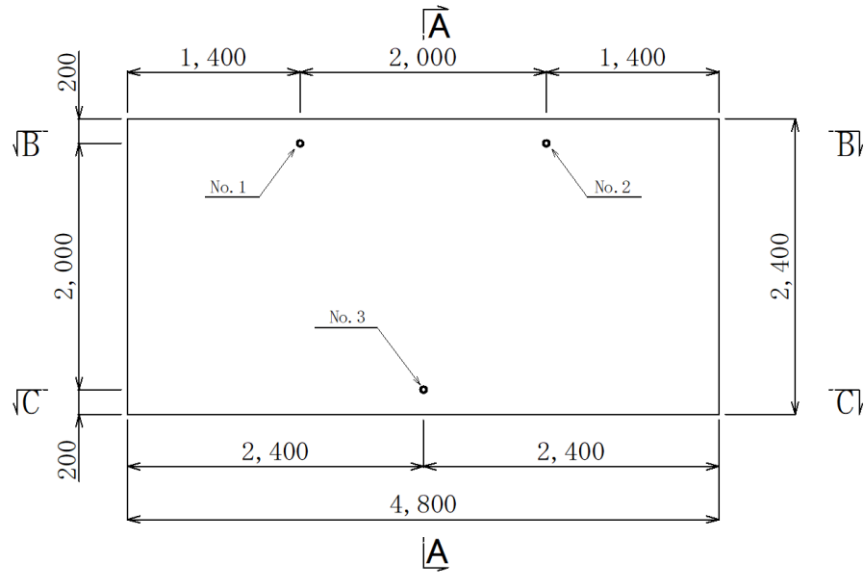


図 3.3-3(5) 実験体②の構造図 (平面図)

(単位：mm)

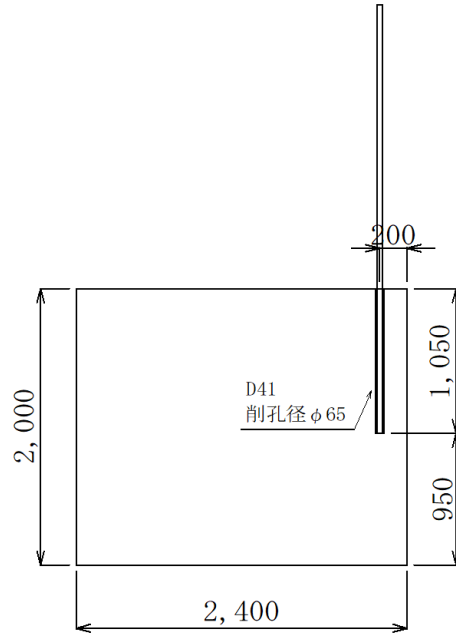


図 3.3-3(6) 実験体②の構造図 (A-A断面)

(単位：mm)

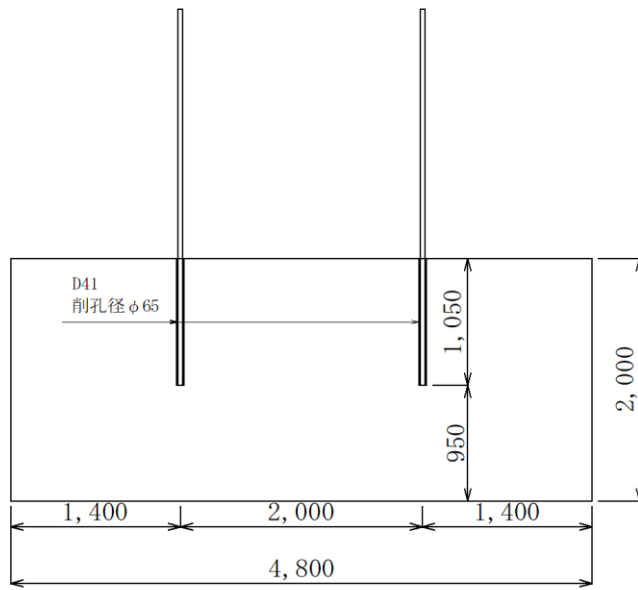


図 3.3-3(7) 実験体②の構造図 (B-B断面)

(単位：mm)

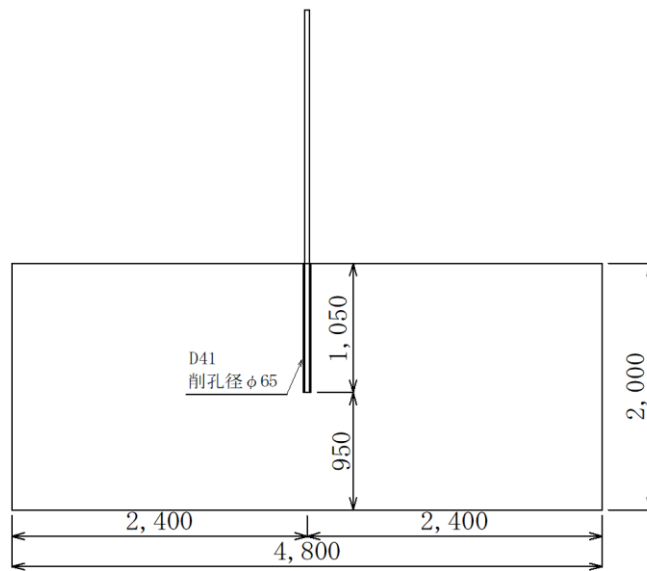


図 3.3-3(8) 実験体②の構造図 (C-C断面)

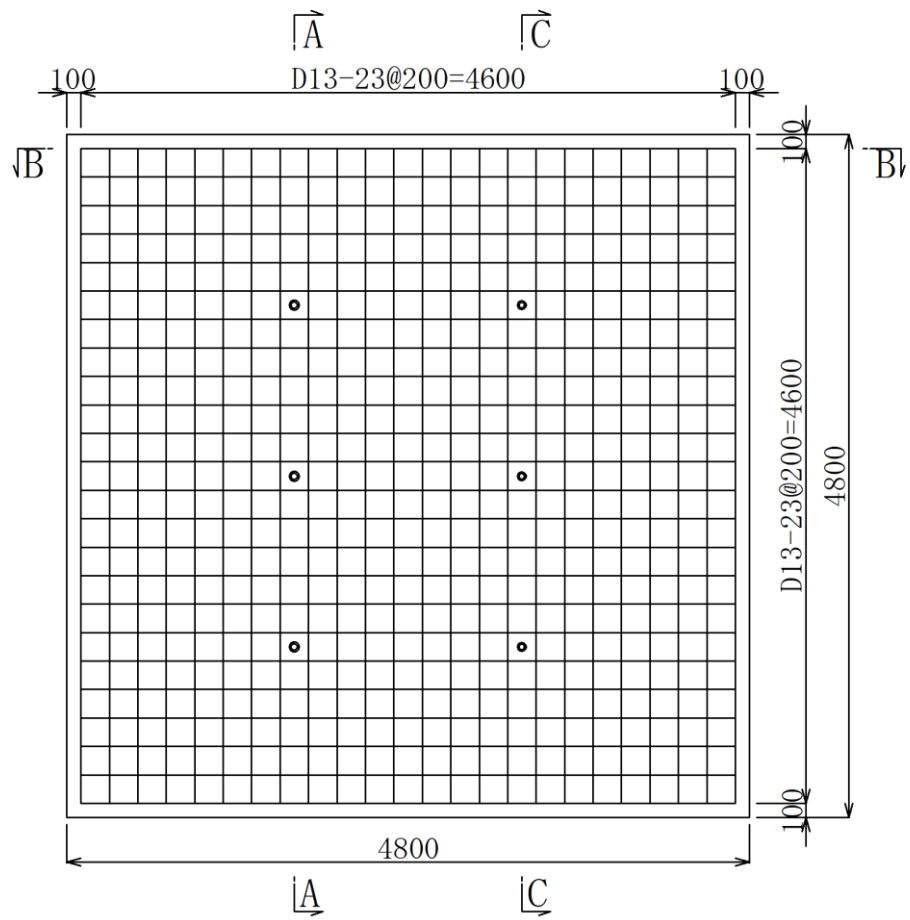


図 3.3-4(1) 実験体①の配筋図 (平面図)

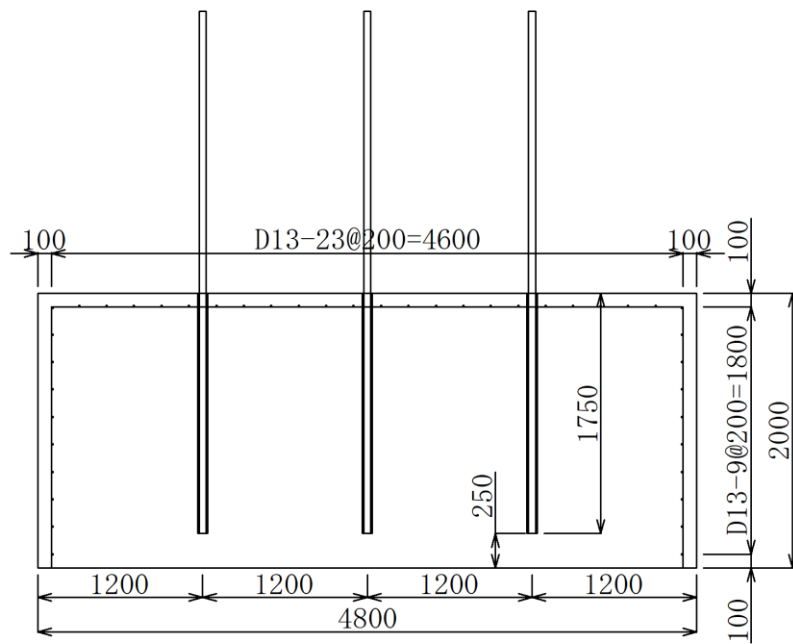


図 3.3-4(2) 実験体①の配筋図 (A-A 断面図)

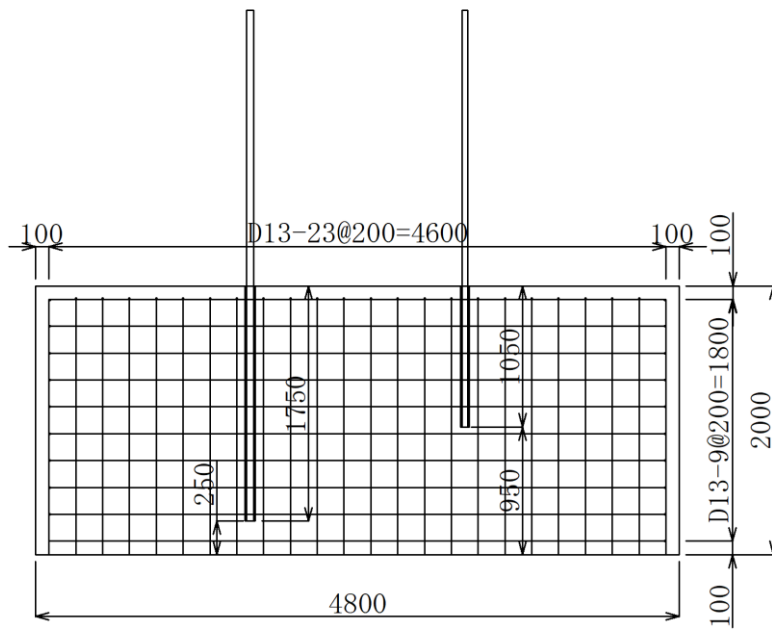


図 3.3-4(3) 実験体①の配筋図 (B-B 断面図)

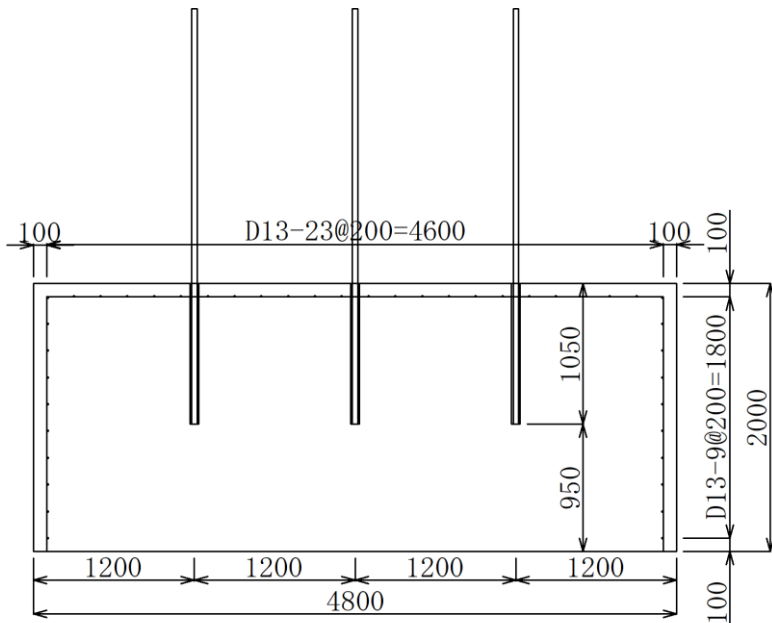


図 3.3-4(4) 実験体①の配筋図 (C-C 断面図)

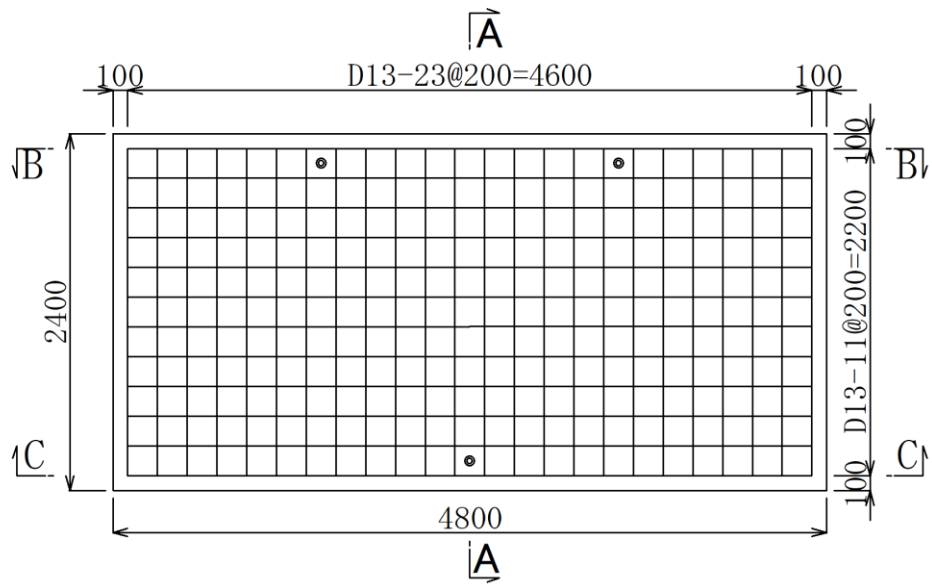


図 3.3-4(5) 実験体②の配筋図 (平面図)

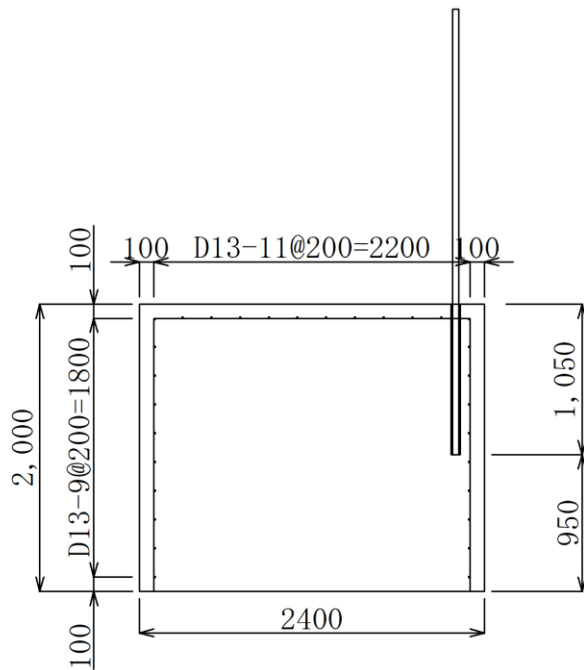


図 3.3-4(6) 実験体②の配筋図 (A-A断面図)

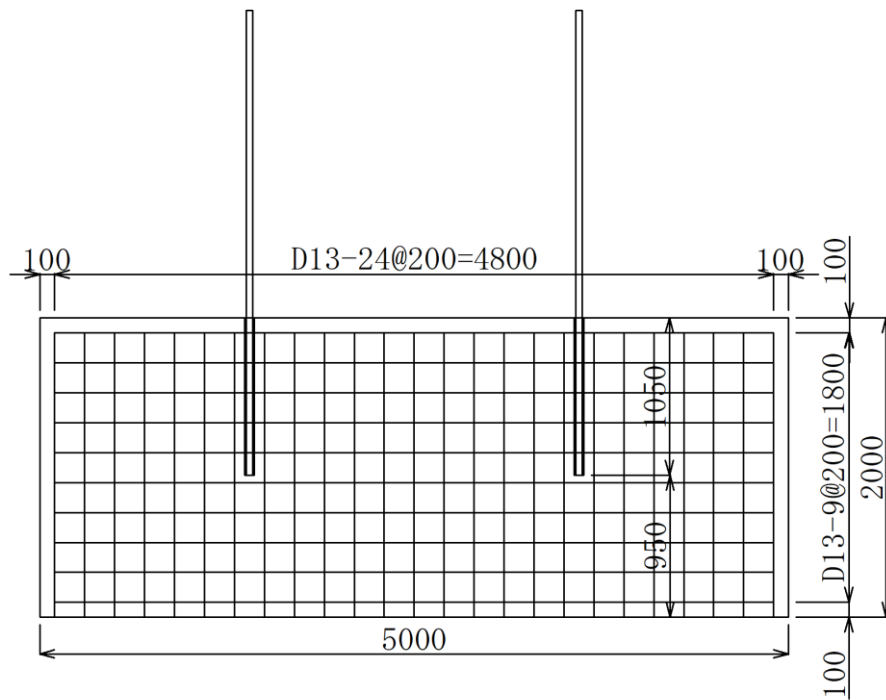


図 3.3-4(7) 実験体②の配筋図 (B-B断面図)

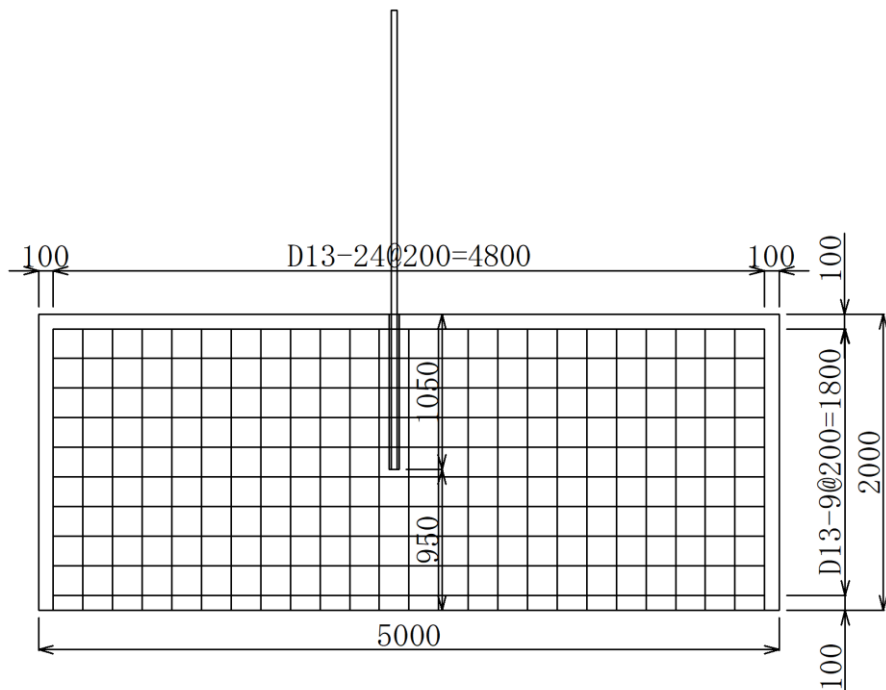


図 3.3-4(8) 実験体②の配筋図 (C-C断面図)



図 3.3-5 実験体の全景（右：実験体①，左：実験体②）

(3) 実験体の作成

a. 使用材料

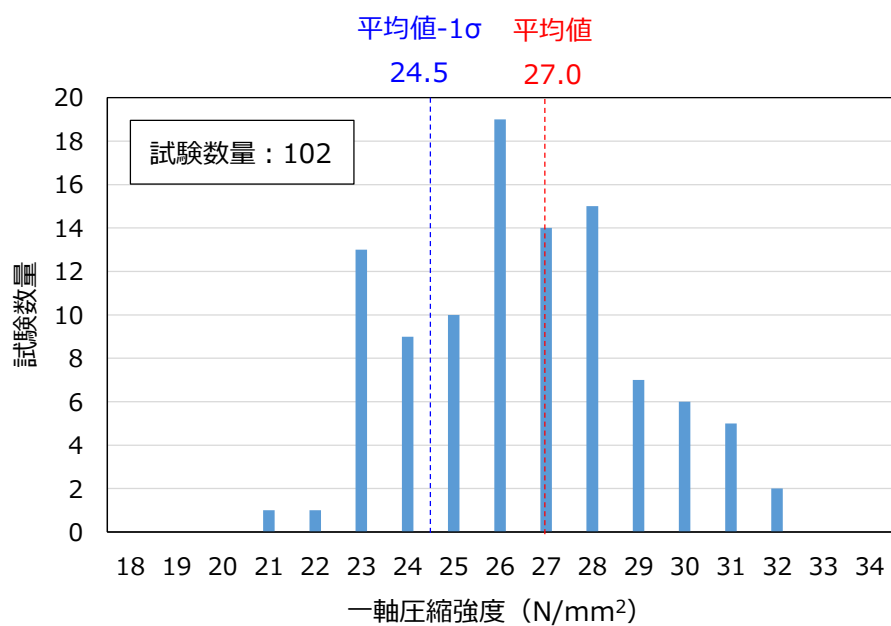
新設部分の主筋の定着部を模擬した引抜試験を行うため、実験体のコンクリート及び鉄筋は実構造物と同等の物を使用した。実構造物の重力擁壁（基部コンクリート）の設計基準強度は 18N/mm^2 であるが、一軸圧縮強度の平均値が 27.0N/mm^2 、平均値 -1σ が 24.5N/mm^2 であることを踏まえ、実構造物における主筋の破壊形態や引張耐力に及ぼす影響を確認するため、実験体のコンクリート強度は実構造物と同程度である 24N/mm^2 とした。

また、セメントミルクについては実構造物と同配合とし、本試験において実施した圧縮強度試験の平均値は 55N/mm^2 であった。

実験体の使用材料を表 3.3-2 に、実構造物及び実験体における一軸圧縮強度を図 3.3-6 に示す。図 3.3-6 より、実構造物及び実験体における一軸圧縮強度は同程度であることを確認した。

表 3.3-2 実構造物及び実験体の使用材料

使用材料	仕様	
	実構造物 重力擁壁（基部コンクリート）	実験体
コンクリート	設計基準強度 18N/mm^2	設計基準強度 24N/mm^2
	平均値 27.0N/mm^2	実験体① 24.5N/mm^2
	平均値 -1σ 24.5N/mm^2	実験体② 26.3N/mm^2
鉄筋（海側）	SD345, D51	SD345, D51
鉄筋（陸側）	SD345, D41	SD345, D41



(実構造物 重力擁壁 (基部コンクリート))

一軸圧縮強度	
目標強度	24.0N/mm ²
実験体①	24.5N/mm ²
実験体②	26.3N/mm ²

(実験体)

図 3.3-6 実構造物と実験体における一軸圧縮強度の比較

b. 鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さ

実構造物における鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さは、海側の削孔径を $\phi 75\text{mm}$ 、削孔深さを $1,750\text{mm}$ 、陸側の削孔径を $\phi 65\text{mm}$ 、削孔深さ $1,050\text{mm}$ で施工しているため、実験体における鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さも同仕様とした。

実構造物と実験体の鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さを表 3.3-3 に示す。

表 3.3-3 実構造物及び実験体の鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さ

対象	設置箇所	鉄筋	削孔径	削孔深さ
実構造物	海側	D 51	75mm	1,750mm
	陸側	D 41	65mm	1,050mm
実験体	海側	D 51	75mm	1,750mm
	陸側	D 41	65mm	1,050mm

c. へりあきの設定

陸側の主筋の定着部については、重力擁壁の基部コンクリートのへりあきが小さいことから、実構造のへりあきを陸側検討ケース 2 において設定した。なお、陸側検討ケース 1 の D41 鉄筋は、へりあきが定着部のコンクリートの損傷に影響しないよう、へりあき面からの距離を十分に確保し、陸側検討ケース 2 に鉄筋の定着部のコンクリートの損傷が生じた場合に、引張耐力に対するへりあきの影響を検証するために設定した。

実験体①及び実験体②のへりあきも設定を図 3.3-7 に示す。

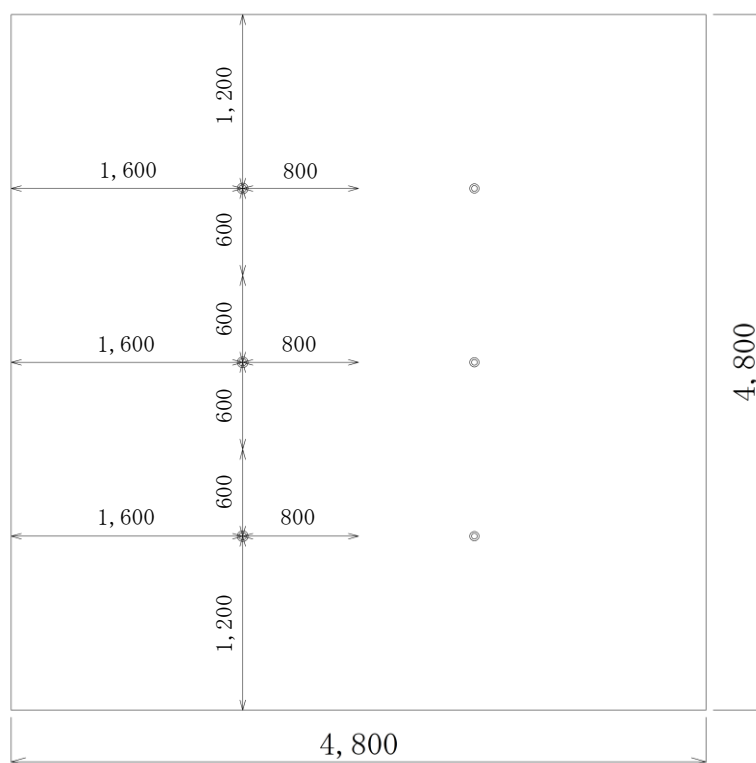


図 3.3-7(1) 実験体①（海側検討ケース）のへりあきの設定
（鉄筋の平面配置図）

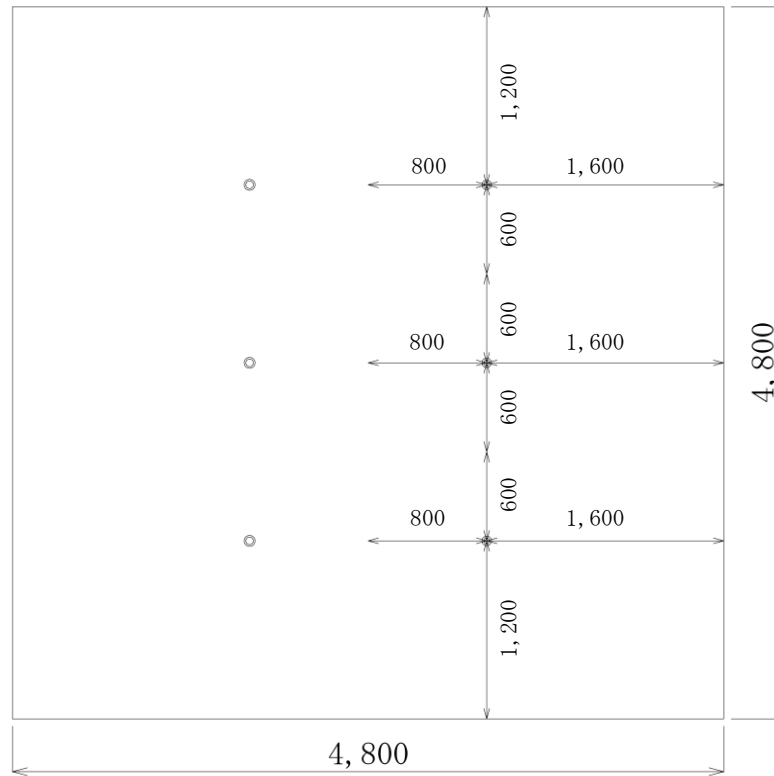


図 3.3-7(2) 実験体①（陸側検討ケース 1）のへりあきの設定
（鉄筋の平面配置図）

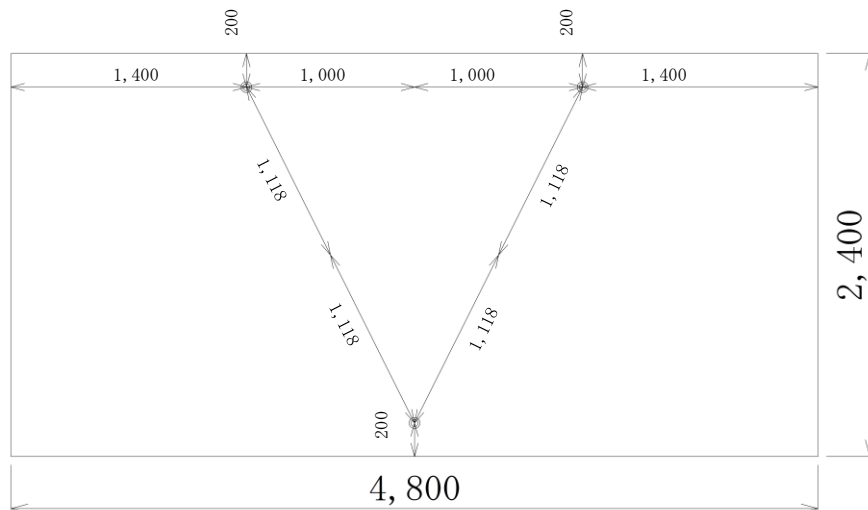


図 3.3-7(3) 実験体②（陸側検討ケース 2）のへりあきの設定
（鉄筋の平面配置図）

(4) 計測

模型実験においては、鉄筋の引張荷重、鉄筋のひずみ及び油圧ジャッキの変位量を計測した。

ひずみゲージは、鉄筋定着後、実験体天端より 50mm 程度上方に設置した。

模型実験における載荷装置及び計測位置概要図を図 3.3-8 に、荷重載荷装置を図 3.3-9 に、計測機器設置状況を図 3.3-10 に、ひずみゲージの貼付位置を図 3.3-11 に示す。

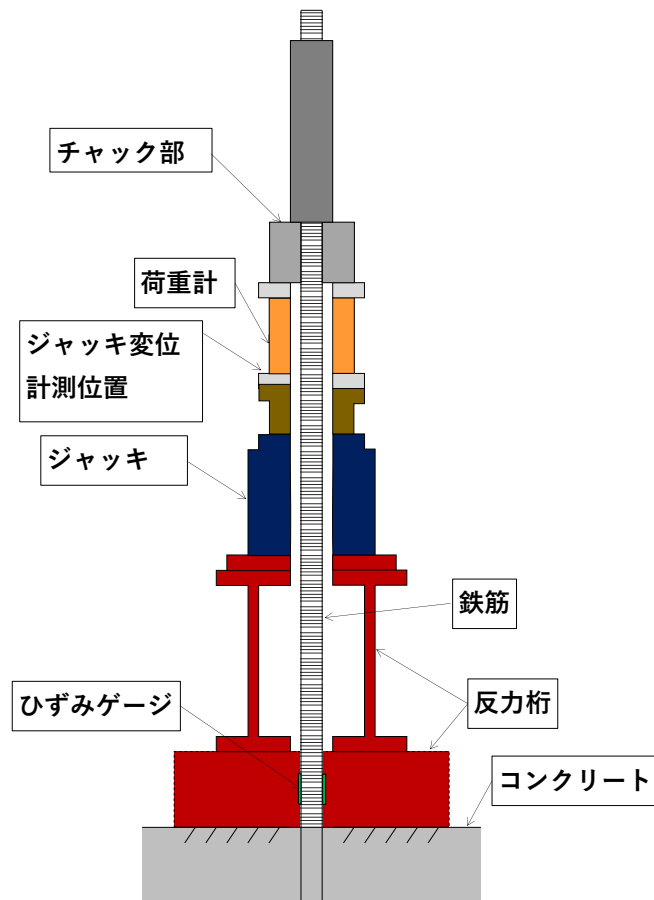


図 3.3-8 模型実験における載荷装置及び計測位置概要図



図 3.3-9 模型実験における荷重載荷装置

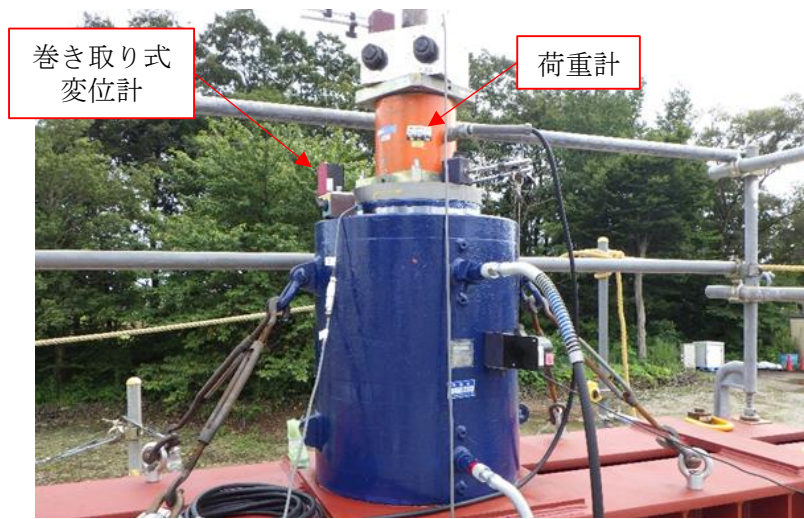


図 3.3-10 模型実験における計測機器設置状況



図 3.3-11 模型実験におけるひずみゲージ貼付け位置

(5) 模型実験結果

a. 海側検討ケースにおける実験結果

海側検討ケースにおける模型実験結果を図 3.3-12 に、模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真を図 3.3-13 に示す。

引張荷重と鉄筋のひずみの関係及び模型実験後のコンクリートの表面状況から、鉄筋は弾性挙動を示していることを確認した。また、鉄筋の降伏荷重に至るまでに大きな荷重の低下は見られず、コンクリートの表面は浮きはあるが、コンクリート内部に続くクラックは確認されないことから、コンクリートのコーン状破壊、鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊は生じていない。

以上より、鉄筋定着部の破壊形態は、鉄筋の降伏と判断できる。

なお、図 3.3-8 に示すとおり、ジャッキ変位はジャッキ上部で計測しているため、チャック部から実験体コンクリート間の鉄筋の伸びを計測しているが、鉄筋ひずみは実験体のコンクリート上面の約 10cm 程度上部においてひずみゲージを用いて計測しているため、降伏後の挙動に見かけ上の差が生じたものと考えられる。

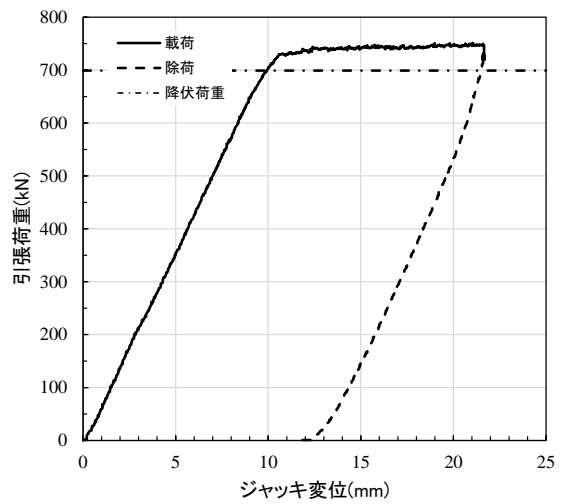
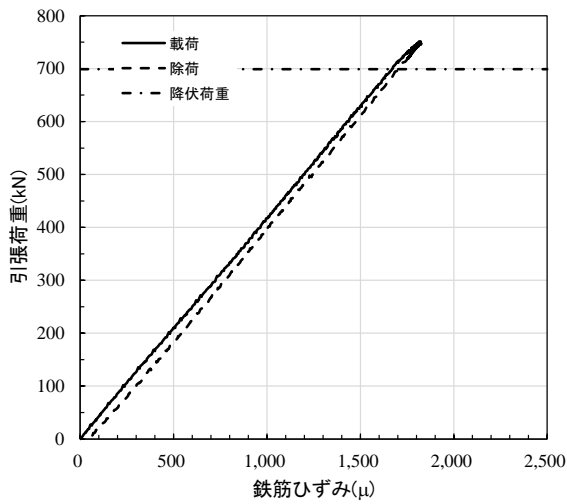


図 3.3-12 (1) 模型実験結果 (海側検討ケース, No. 1)

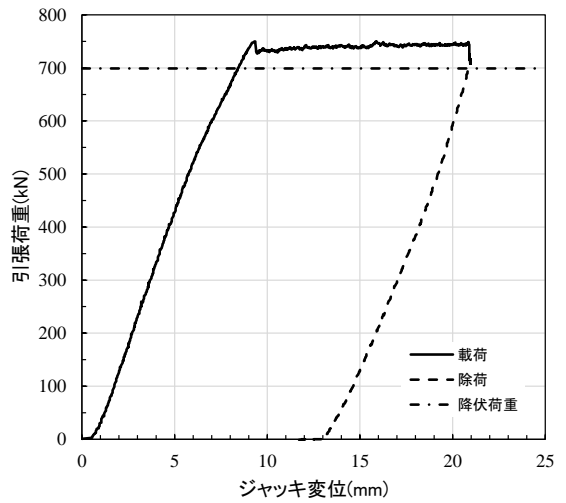
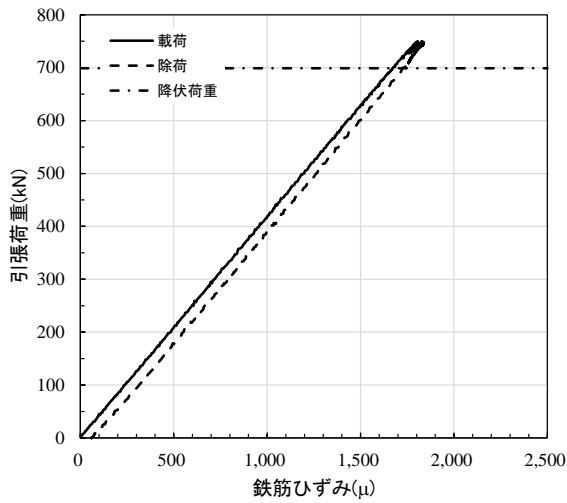


図 3.3-12 (2) 模型実験結果 (海側検討ケース, No. 2)

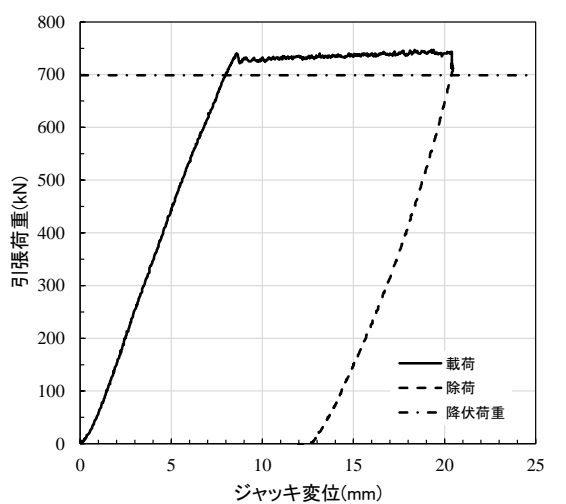
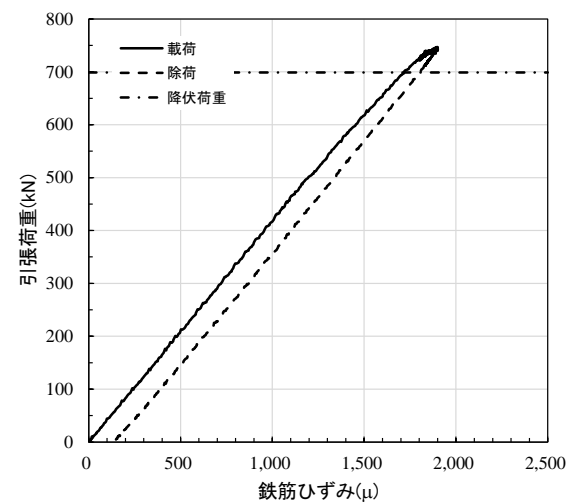
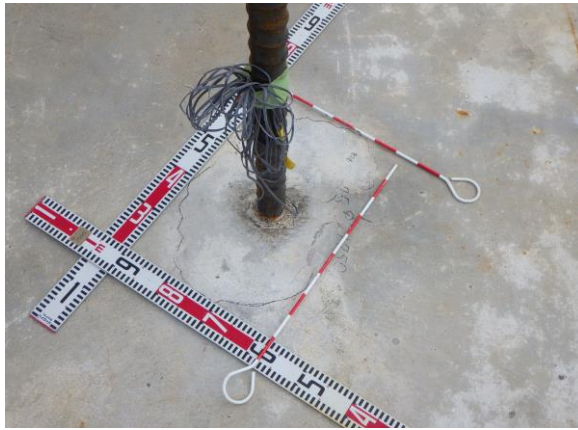


図 3.3-12 (3) 模型実験結果 (海側検討ケース, No. 3)



(a) 「浮き」 除去前



(b) 「浮き」 除去後

図 3.3-13 模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真（海側検討ケース，No. 1）

b. 陸側検討ケース 1 における実験結果

陸側検討ケース 1 における模型実験結果を図 3.3-14 に、模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真を図 3.3-15 に示す。

引張荷重と鉄筋のひずみの関係及び模型実験後のコンクリートの表面状況から、鉄筋は弾性挙動を示していることを確認した。鉄筋の降伏荷重に至るまでに大きな荷重の低下は見られず、コンクリートの表面は浮きはあるが、コンクリート内部に続くクラックは確認されないことから、コンクリートのコーン状破壊、鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊は生じていない。

以上より、鉄筋定着部の破壊形態は、鉄筋の降伏と判断できる。

なお、ジャッキ変位と鉄筋ひずみの関係については、海側検討ケースと同様の理由により見かけ上の差が生じている。

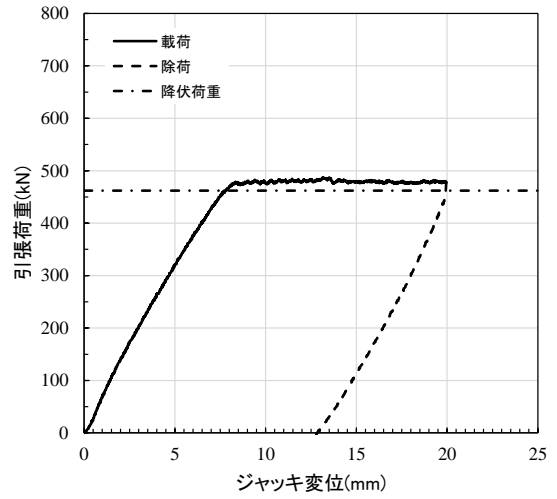
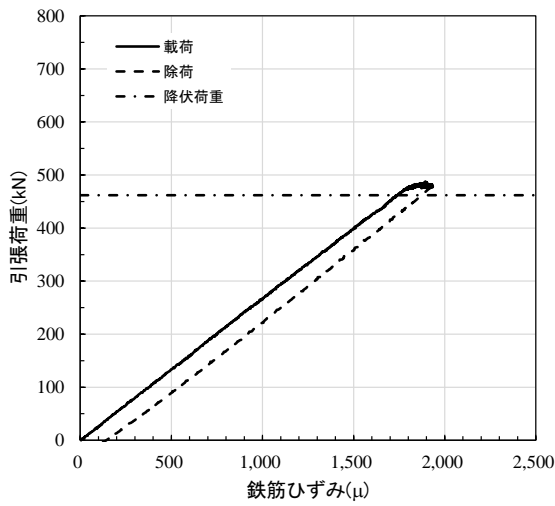


図 3.3-14 (1) 模型実験結果 (陸側検討ケース 1, No. 1)

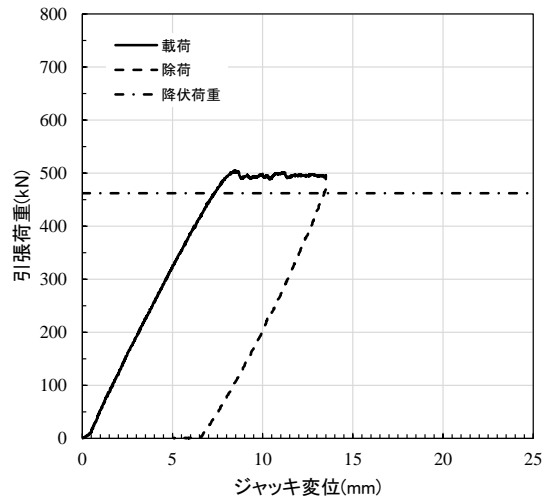
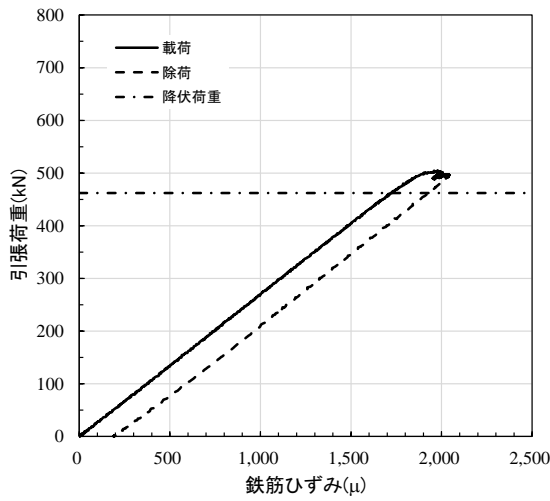


図 3.3-14 (2) 模型実験結果 (陸側検討ケース 1, No. 2)

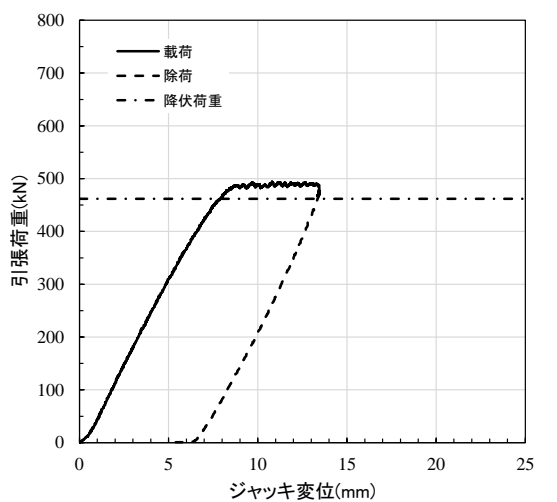
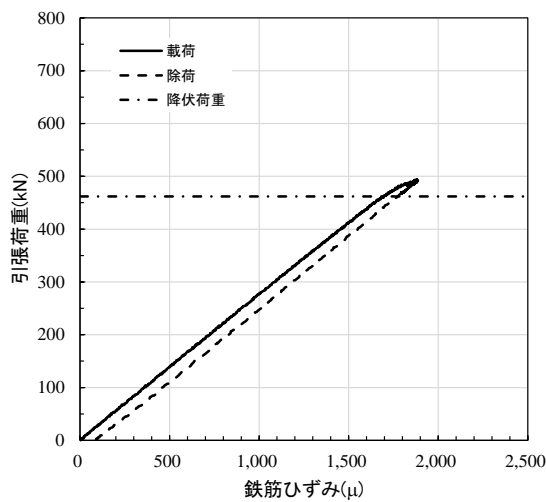
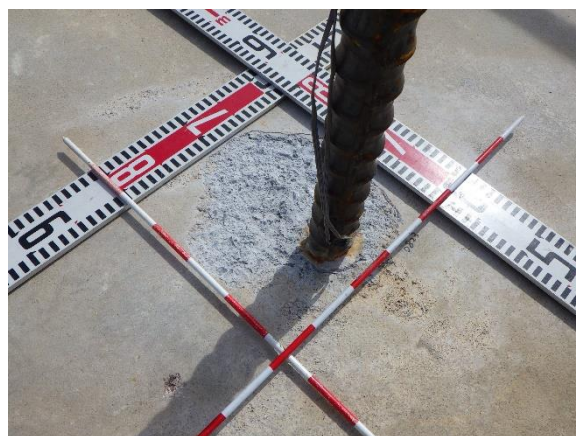


図 3.3-14 (3) 模型実験結果 (陸側検討ケース 1, No. 3)



(a) 「浮き」除去前



(b) 「浮き」除去後

図 3.3-15 模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真（陸側検討ケース 1, No. 1）

c. 陸側検討ケース 2 における実験結果

陸側検討ケース 2 における模型実験結果を図 3.3-16 に、模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真を図 3.3-17 に示す。示す。

引張荷重と鉄筋のひずみの関係及び模型実験後のコンクリートの表面状況から、鉄筋は弾性挙動を示していることを確認した。鉄筋の降伏荷重に至るまでに大きな荷重の低下は見られず、コンクリートの表面は浮きはあるが、コンクリート内部に続くクラックは確認されないことから、コンクリートのコーン状破壊、鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊は生じていない。

以上より、鉄筋定着部の破壊形態は、鉄筋の降伏と判断できる。

なお、ジャッキ変位と鉄筋ひずみの関係については、海側検討ケースと同様の理由により見かけ上の差が生じている。

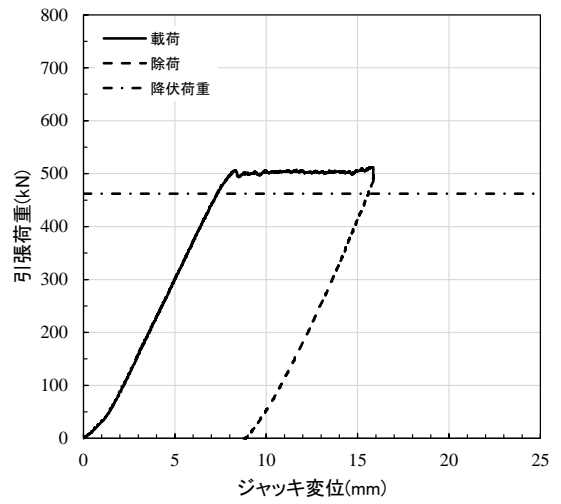
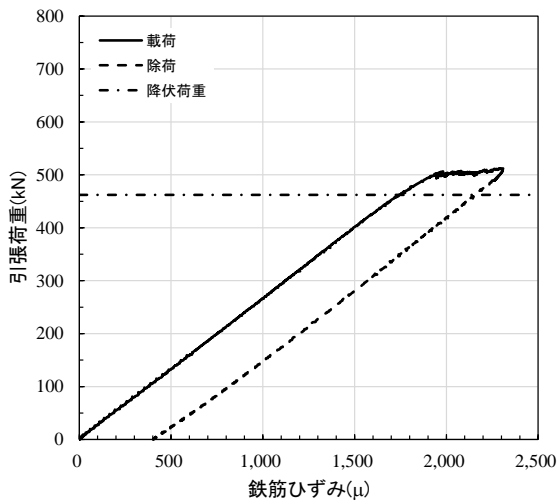


図 3.3-16 (1) 模型実験結果 (陸側検討ケース 2, No. 1)

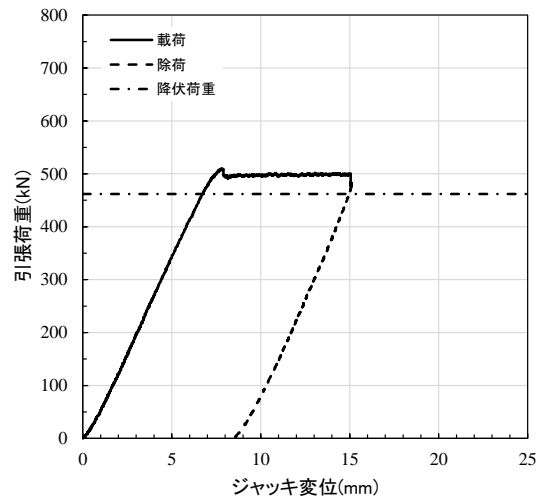
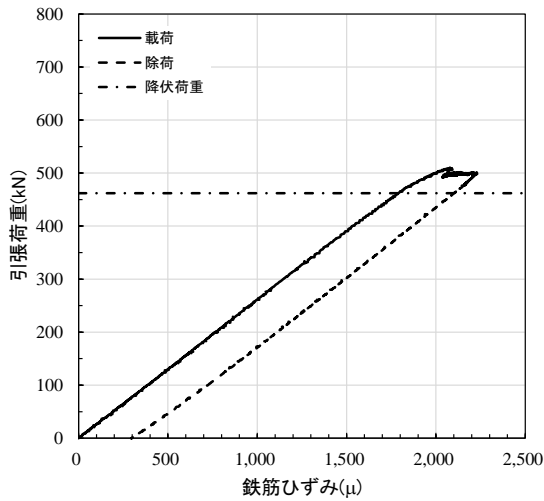


図 3.3-16 (2) 模型実験結果 (陸側検討ケース 2, No. 2)

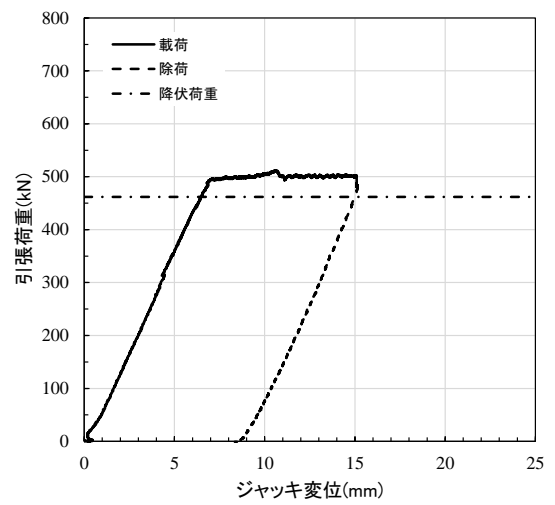
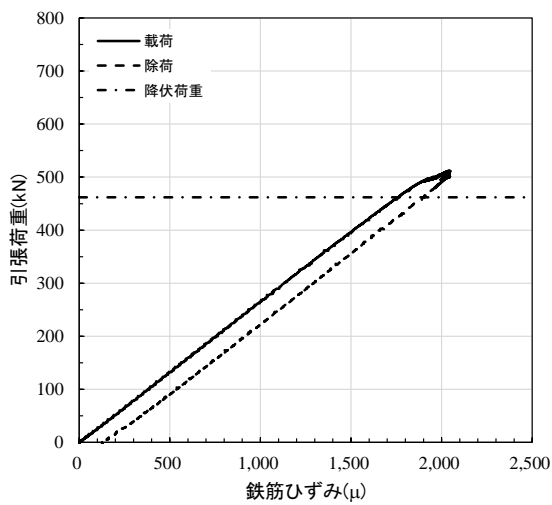


図 3.3-16 (3) 模型実験結果 (陸側検討ケース 2, No. 3)



(a) 「浮き」除去前



(b) 「浮き」除去後

図 3.3-17 模型実験後の鉄筋周辺のコンクリート表面の写真（陸側検討ケース 2, No. 3）

d. 実験結果のまとめ

重力擁壁のうち新設部分の基部コンクリートへの主筋定着部は、主筋の中心から基部コンクリート側面までの距離が十分に確保されている海側主筋（D51）と、へりあきが最小で200mmの陸側主筋（D41）について、実構造物スケールの実験体を2体作成し、主筋の定着部の破壊形態及び引張耐力を確認する実験を行った。海側主筋（D51）を対象とした実験については、実構造物を模擬し、へりあきの無い実験体により実施した。また、陸側主筋（D41）を対象とした実験については、へりあきを考慮しない実験体①及び実構造物のへりあきを考慮した実験体②により実施した。

いずれの実験ケースにおいても、鉄筋の降伏荷重に至るまでに大きな荷重の低下は見られないことから、コンクリートのコーン状破壊、鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊は生じておらず、鉄筋定着部の破壊形態は、鉄筋の降伏と判断できる。

上記より、定着部の引張荷重は鉄筋の降伏荷重を上回り、破壊形態として鉄筋降伏が先行すると判断できることから、陸側及び海側の主筋は基部コンクリートに十分定着していることを確認した。

4. 重力擁壁の健全性評価に対する境界部の影響検討

4.1 検討概要

断面内に新旧コンクリートの境界部を有する鉄筋コンクリート部材においては、地震荷重作用時に境界部分が破壊することによる、鉄筋コンクリート部材の破壊進展が懸念される。

防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁の既設部分と新設部分の境界部分の破壊形態としては、境界部分が剥がれる引張破壊及び境界面が滑動するせん断破壊が考えられる。

ここでは、解析により重力擁壁の既設部分と新設部分の境界部を設定したうえで、地震荷重が作用した際に、重力擁壁に曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じていないこと、並びに境界部分において部材の健全性に影響を及ぼす引張破壊及びせん断破壊が生じていないことを確認する。また、上記の確認を津波荷重に対しても実施し、重力擁壁における既設部分と新設部分の一体性を確認する。

4.2 検討方法

4.2.1 検討方針

(1) 2次元有限要素法（有効応力解析）

防波壁（波返重力擁壁）の耐震評価で用いる2次元有限要素法（有効応力解析）により、重力擁壁の既設部分と新設部分の境界部をモデル化したうえで、地震荷重作用時に重力擁壁が曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して健全性を有することを確認するとともに、部材の健全性に影響を及ぼす引張破壊及びせん断破壊が境界部に生じていないことを確認する。

(2) 2次元材料非線形解析

既設部分と新設部分の境界部を有する重力擁壁をモデル化した、材料非線形解析により、地震荷重又は津波荷重の作用時において、境界部の引張破壊及びせん断破壊の発生状況を踏まえて、境界部分が引張破壊及びせん断破壊していないことを確認する。

さらに、2次元材料非線形解析においては、地震荷重又は津波荷重を超える荷重を作用させるプッシュオーバー解析を実施し、重力擁壁のコンクリート、鉄筋及び新設部分と既設部分の境界部に生じる破壊状況を確認する。

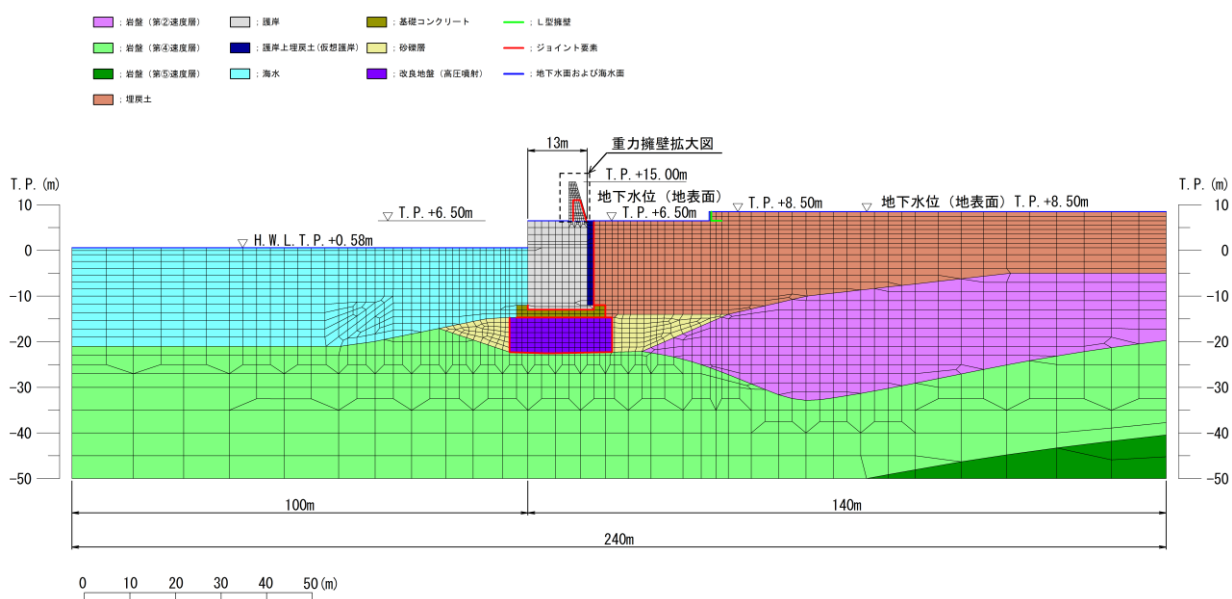
4.2.2 2次元有限要素法（有効応力解析）

(1) 解析手法

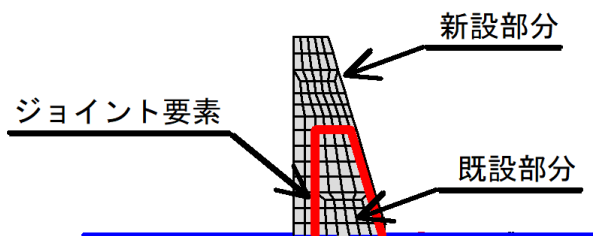
2次元有限要素法（有効応力解析）については、「3.2 解析方法」に記載している解析コード「FLIP」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

(2) 解析モデル

解析モデルは、「3.2.8 解析モデル及び諸元」に記載している解析モデルを基本とするが、重力擁壁部分において既設部分と新設部分の境界部にジョイント要素を設定した。解析モデル図を図4.2-1に示す。



(a) 解析モデル全体図



(b) 重力擁壁拡大図

図4.2-1 2次元有限要素法の解析モデル

(3) 解析条件

解析条件は、「3.2.8 解析モデル及び諸元」に記載している解析条件を基本とする。

重力擁壁の既設部分及び新設部分の使用材料を表 4.2-1 に示す。重力擁壁における既設部分と新設部分の境界部のジョイント要素の設定を表 4.2-2 に示す。

接触方向及びすべり方向の剛性は、解析上安定するよう、表 4.2-1 に示すコンクリートの剛性より十分大きい軸剛性を設定する。

引張強度については、重力擁壁の新設部分と既設部分において確認されている付着力を基に、管理基準値としていた付着強度 1.5 N/mm^2 を引張強度として設定する。

せん断強度については、重力擁壁の新設部分の打設前に、既設部分の目荒らし処理をバキュームブラストにより行い、一体化を図っていることを踏まえて設定する。設定にあたっては、表 4.2-3 に示す文献に示された実験結果から、 2.0 N/mm^2 から 4.36 N/mm^2 までのせん断強度が報告されていることを踏まえ、安全側にせん断強度は 1.5 N/mm^2 を設定した。

表 4.2-1 重力擁壁の既設部分及び新設部分の使用材料

使用材料		既設部分	新設部分
コンクリート	設計基準強度 (N/mm^2)	21.0	24.0
	ヤング係数 (N/mm^2)	2.35×10^4	2.5×10^4

表 4.2-2(1) ジョイント要素（面直方向）の設定

軸剛性 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
1.00×10^5	1.5*

注記*：設定した引張強度については、「コンクリート標準示方書 2017」に記載されたコンクリートの引張強度算定式 ($0.23 \times f'_{ck}{}^{2/3}$) に基づく、設計基準強度 21 N/mm^2 のコンクリートの引張強度 1.75 N/mm^2 と比較しても低い強度を設定している。

表 4.2-2(2) ジョイント要素（すべり方向）の設定

せん断剛性 (N/mm ²)	せん断強度 (N/mm ²)
1.00×10 ⁵	1.5*

注記*：表 4.2-3 に示す参考文献によって確認したせん断強度のうち，最小となるせん断強度 2.0N/mm² は設計基準強度 24N/mm² に対する強度であることから，重力擁壁の設計基準強度 21N/mm² に相当するせん断強度は 2.0 N/mm² ×21÷24=1.75N/mm² が見込まれるが，本解析においては 1.5N/mm² としている。

表 4.2-3 ジョイント要素のせん断強度設定に係る参考文献

参考文献	記載内容
榎原ら (2014) * ¹	コンクリート打継面のチップング処理を行い，粗面仕上げを施した試験体 (f'ck=24N/mm ²) について一面せん断試験を行い，得られた打継目の純せん断強度は 4.36N/mm ² となった。
松田ら (2003) * ²	旧コンクリート (圧縮強度 24.2N/mm ²) に対しブラッシング処理により打継処理を行い，新コンクリート (圧縮強度 13.4N/mm ²) を打設して一面せん断試験を行って得られたせん断付着強度は 2.0N/mm ² となった。
新村ら (2009) * ³	設計基準強度 24N/mm ² のコンクリートにおいて，ブラスト処理により打継処理を行い，二面せん断試験を行って得られたせん断強度は，約 2.1N/mm ² となった。

注記*1：榎原彩野，村上祐治，木村聡，諫山吾郎：鉛直打継処理方法の違いがコンクリートの直接引張強度およびせん断強度に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.36，No.1，pp.358-363，2014.

*2：松田浩，崎山毅，森田千尋，荒田新吾，出水亨，牧野高平：コンクリート打継部のせん断付着性状に関する研究，土木学会第 58 回年次学術講演会，pp.267-268，2003.

*3：新村亮，谷田部勝博，桜井邦昭：各種鉛直打継処理方法の性能評価実験，土木学会第 64 回年次学術講演会，pp.691-692，2009.

(4) 荷重及び荷重の組合せ

地震時の荷重は、地震荷重、風荷重及び積雪荷重とする。津波時の荷重は、津波荷重、漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重とする。

地震荷重は基準地震動 S_s とし、「3.2.7 入力地震動」の入力地震動を用いる。実施する解析ケースについては、2次元有限要素法の全解析ケースのうち、荷重作用方向が海方向又は陸方向の場合において、重力擁壁下端の曲げ・軸力系の照査値が最大となる解析ケースを選定する。重力擁壁下端においては、曲げ・軸力系の破壊に対する照査が厳しいことから、せん断破壊に対する照査は曲げ・軸力系の照査に代表されるものとし、本検討を行う。選定した解析ケースを表 4.2-4 に示す。これらの解析ケースの地盤物性は、平均値とする。

表 4.2-4 2次元有限要素法の地震荷重における入力地震動の選定

入力地震動*	選定理由
$S_s - D (-+)$	陸側から海側に重力擁壁が傾斜する方向に荷重が作用する場合において重力擁壁の曲げ・軸力系の照査値が全解析ケースの中で最大
$S_s - N 1 (++)$	海側から陸側に重力擁壁が傾斜する方向に荷重が作用する場合において重力擁壁の曲げ・軸力系の照査値が全解析ケースの中で最大

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

津波荷重については、防波壁前面における入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を用いることとし、その標高と防波壁前面の地盤標高である EL 6.5m の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。算定した津波荷重の総水平荷重は 421kN となる。また、漂流物衝突荷重については、「施設全体に作用する漂流物衝突荷重」より 430kN/m を作用させる。

風荷重及び積雪荷重は、「3.2.6 荷重及び荷重の組合せ」のとおりとする。

2次元有限要素法（有効応力解析）における解析ケースを表4.2-5に示す。

表 4.2-5 2次元有限要素法の解析ケース

解析ケース		解析内容
地震荷重* 作用時	A	S s - D (- +)
	B	S s - N 1 (++)
津波荷重作用時		津波波圧（朝倉式により算定）及び漂流物衝突荷重

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

4.2.3 2次元材料非線形解析

(1) 解析手法

2次元材料非線形解析については、解析コード「FINAS/STAR」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

解析手順は、自重による静的解析を行ったうえで、地震荷重を作用させてプッシュオーバー解析を行う。

(2) 解析モデル

重力擁壁を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化にあたっては、図 4.2-2 に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと、及び3層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから3層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さの2倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

なお、対象とする構造部材に接合する部材として擁壁下部のコンクリートを弾性要素でモデル化し、モデル端部を固定境界とする。

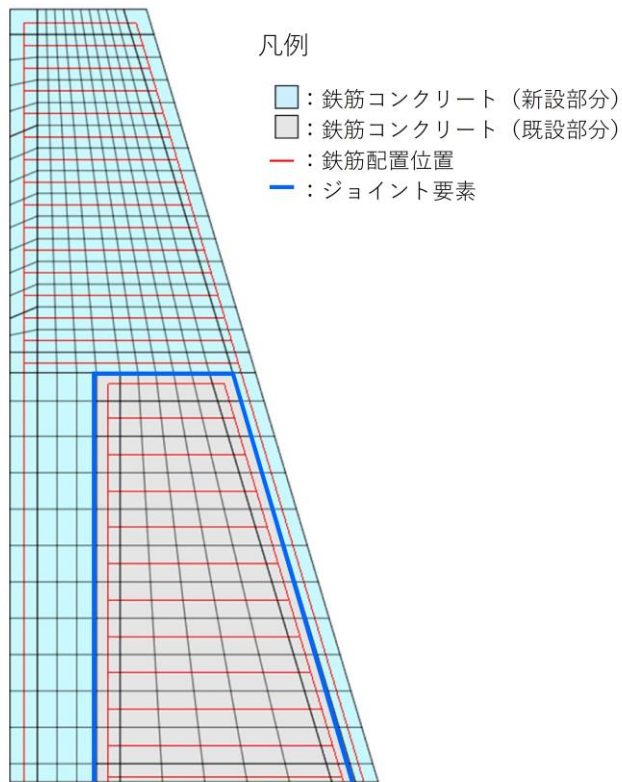


図 4.2-2 2次元材料非線形解析モデル図

(3) 解析条件

a. 適用基準

材料非線形解析については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能詳細指針・マニュアル（（社）土木学会, 2005）」及び「コンクリート標準示方書〔設計編〕（（社）土木学会 2012年制定）」（以下「コンクリート標準示方書 2012」という。）に基づき実施する。

b. 材料定数

材料非線形解析に用いる材料定数は、文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を表 4.2-6 及び表 4.2-7 に示す。

表 4.2-6 コンクリートの材料定数

項目	設定値	諸元
単位体積重量	24.0kN/m ³	コンクリート標準示方書 2012
圧縮強度	新設部分 24.0N/mm ² 既設部分 21.0N/mm ²	設計基準強度
引張強度	新設部分 1.91 N/mm ² 既設部分 1.75 N/mm ²	引張強度
圧縮ピークひずみ	0.002	コンクリート標準示方書 2012
破壊エネルギー	新設部分 0.07830 N/mm 既設部分 0.07489 N/mm	コンクリート標準示方書 2012

表 4.2-7 鉄筋の材料定数

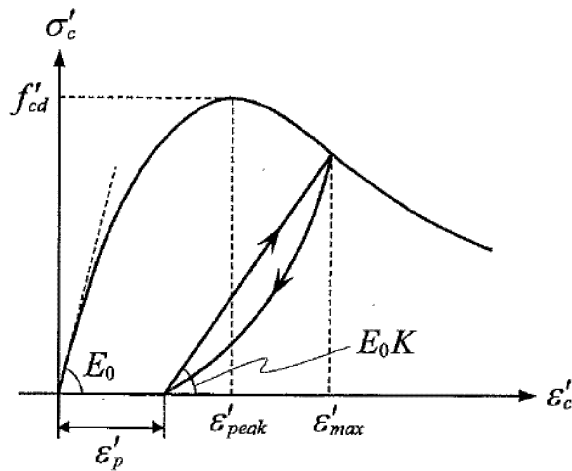
項目	設定値	諸元	
ヤング係数	2.0×10 ⁵ N/mm ²	コンクリート標準示方書 2012	
降伏強度	主鉄筋	345N/mm ²	コンクリート標準示方書 2012
	せん断補強筋	345N/mm ²	コンクリート標準示方書 2012

c. コンクリート

(a) 圧縮応力下における応力-ひずみ関係

図 4.2-3 に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、図 4.2-4 に示す。

低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\varepsilon'_c - \varepsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\varepsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

$$\varepsilon'_p = \varepsilon'_{max} - 2.86 \cdot \varepsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\varepsilon'_{max}}{\varepsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

ここに、 $f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$

ε'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)

ε'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値

ε'_p : 塑性ひずみ

K : 弾性剛性残存率

図 4.2-3 一軸圧縮応力下におけるコンクリートの応力-ひずみ関係
 (「コンクリート標準示方書 [設計編] ((社) 土木学会, 2017 年制定)」(以下「コンクリート標準示方書 2017」という。)より引用)

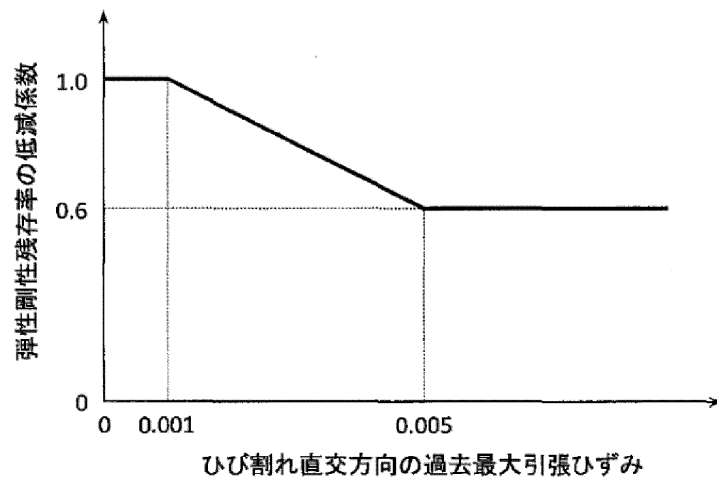
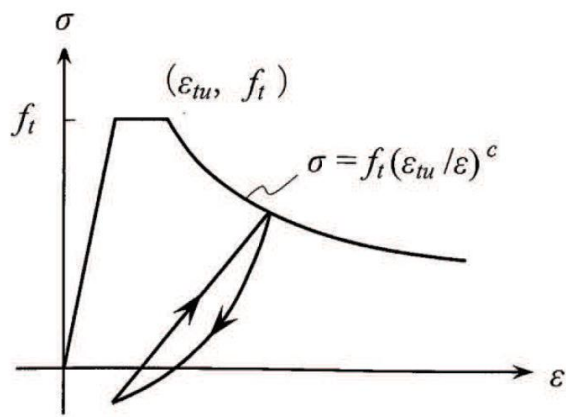


図 4.2-4 弾性剛性残存率の低減係数
 (「コンクリート標準示方書 2017」より引用)

(b) 引張応力下における応力-ひずみ関係

引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、図 4.2-5 に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギーによって代表される。引張軟化挙動の考慮にあたっては、図 4.2-6 に示す引張軟化曲線を設定する。



- ここに、 f_t : 引張強度
- ϵ_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
- c : 引張軟化特性を表す係数

図 4.2-5 引張応力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した
応力-ひずみ関係（「コンクリート標準示方書 2017」より引用）

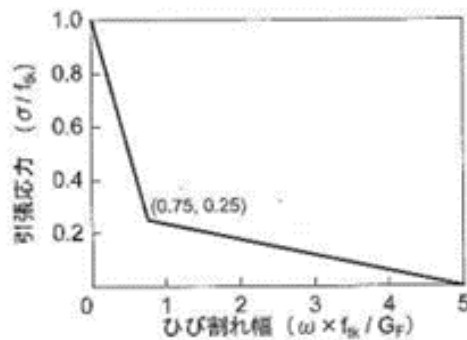
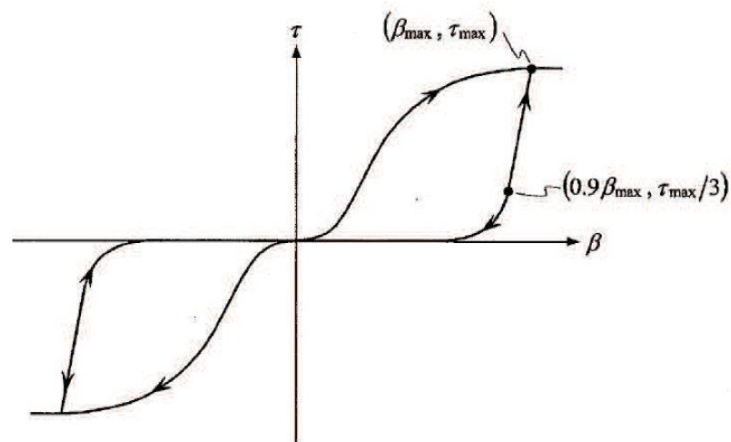


図 4.2-6 コンクリートの破壊エネルギー（「コンクリート標準示方書 2017」より引用）

(c) ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、図 4.2-7 に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。



ここに、 β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)

τ : ひび割れ面でのせん断応力

τ_{max} : 除荷開始時せん断応力

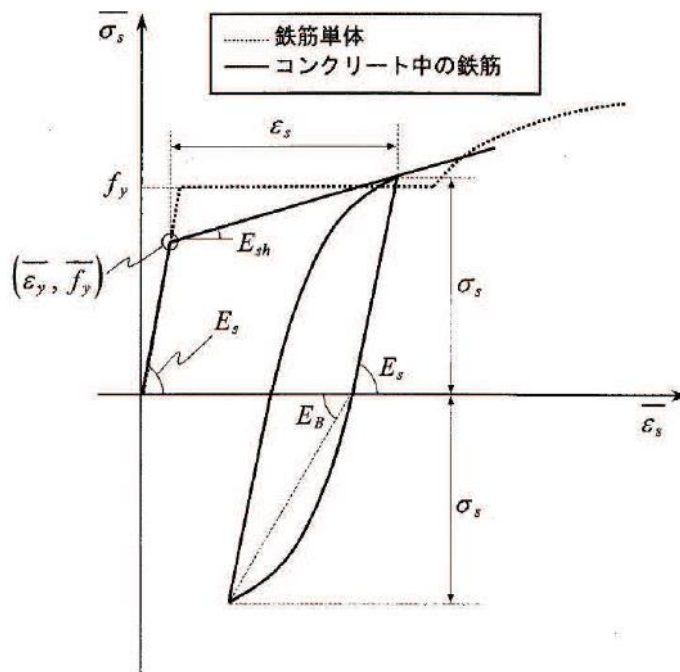
β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

図 4.2-7 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

(「コンクリート標準示方書 2017」より引用)

d. 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力ー平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力ーひずみ関係と異なり、図 4.2-8 に示すひずみ硬化特性を考慮する。



$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_s &= E_s \overline{\varepsilon}_s && (\overline{\varepsilon}_s \leq \overline{\varepsilon}_y) \\ &= \overline{f}_y + E_{sh} (\overline{\varepsilon}_s - \overline{\varepsilon}_y) && (\overline{\varepsilon}_y < \overline{\varepsilon}_s) \end{aligned}$$

ここに、 $\overline{\sigma}_s$: コンクリート中における鉄筋の平均応力

$\overline{\varepsilon}_s$: コンクリート中における鉄筋の平均ひずみ

f_y : 鉄筋単体の降伏強度

E_s : 鉄筋のヤング率

\overline{f}_y : コンクリート中における鉄筋の平均降伏強度

$\overline{\varepsilon}_y$: コンクリート中における鉄筋の平均降伏ひずみ

E_{sh} : コンクリート中における鉄筋の降伏後の二次勾配

図 4.2-8 ひずみ硬化域を簡略化した鉄筋の平均応力ー平均ひずみ関係
(「コンクリート標準示方書 2012」より引用)

e. 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中心に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は以下の式で表される。

$$\overline{\sigma}_{RC} = \frac{A_s}{A_{RC}} \overline{\sigma}_s + \frac{A_c}{A_{RC}} \overline{\sigma}_c$$

ここに、 $\overline{\sigma}_s$ 、 $\overline{\sigma}_c$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平面応力

A_s 、 A_c : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、

$$A_{RC} = A_s + A_c$$

f. 新設部分と既設部分の境界部のモデル化

新設部分と既設部分の境界部については、接触、剥離及びすべりを設定するため、ジョイント要素を設定する。ジョイント要素の特性値を表 4.2-8 に示す。

接触方向及びすべり方向の剛性は、解析上安定するよう、コンクリートの剛性より十分大きい軸剛性を設定した。

引張強度については、新設部分と既設部分において確認されている付着力を基に、「4.2.2 2次元有限要素法（有効応力解析）」と同じ引張強度を設定した。

せん断強度については、新設部分の打設前に既設部分の目荒らし処理を行い、一体化を図っていることを踏まえ、「4.2.2 2次元有限要素法（有効応力解析）」と同じせん断強度を設定した。

表 4.2-8(1) ジョイント要素（面直方向）の特性値

軸剛性 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
1.00×10 ⁷	1.5*

注記*：設定した引張強度については、「コンクリート標準示方書 2017」に記載されたコンクリートの引張強度算定式（ $0.23 \times f'_{ck}{}^{2/3}$ ）に基づく、設計基準強度 21 N/mm² のコンクリートの引張強度 1.75 N/mm² と比較しても低い強度を設定している。

表 4.2-8(2) ジョイント要素（すべり方向）の特性値

せん断剛性 (N/mm ²)	せん断強度 (N/mm ²)
1.00×10 ⁷	1.5*

注記*：表 4.2-3 に示す参考文献によって確認したせん断強度のうち，最も低いせん断強度 2.0N/mm² は設計基準強度 24N/mm² に対する強度であることから，重力擁壁の設計基準強度 21N/mm² に相当するせん断強度は 2.0 N/mm² ×21÷24=1.75N/mm² が見込まれるが，本解析においては 1.5N/mm² としている。

(4) 荷重及び荷重の組合せ

地震時の荷重は，地震荷重，風荷重及び積雪荷重とする。津波時の荷重は，津波荷重，漂流物衝突荷重，風荷重及び積雪荷重とする。

プッシュオーバー解析においては，地震荷重又は津波荷重を基に荷重を割り増して作用させる。

地震荷重は基準地震動 S_s とし，「3.2.7 入力地震動」の 2次元有限要素法による応答加速度から算定する。応答加速度に重力擁壁の重量を乗じて慣性力とし，水平方向及び鉛直方向に同時に，解析モデルの全節点に入力する。応答加速度を抽出する解析ケースについては，2次元有限要素法の全解析ケースのうち，荷重作用方向が海方向又は陸方向の場合において重力擁壁下端の曲げ・軸力系の照査値が最大となる解析ケースを選定する。選定した解析ケースを表 4.2-9 に示す。

表 4.2-9 地震時の入力地震動の選定

入力地震動*	選定理由
S _s -D (-+)	陸側から海側に重力擁壁が傾斜する方向に荷重が作用する場合において重力擁壁の曲げ・軸力系の照査値が全解析ケースの中で最大
S _s -N1 (++)	海側から陸側に重力擁壁が傾斜する方向に荷重が作用する場合において重力擁壁の曲げ・軸力系の照査値が全解析ケースの中で最大

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

津波荷重及び漂流物衝突荷重については，「4.2.3(4) 荷重及び荷重の組合せ」と同様とし，津波荷重は朝倉式により算定した津波荷重（総水平荷重 421kN）を，漂流物衝突荷重（430kN）を用いる。津波荷重及び漂流物荷重は，解析モデルの海側表面の節点に入力する。

風荷重及び積雪荷重は、「3.2.6 荷重及び荷重の組合せ」のとおりとする。
2次元材料非線形解析における解析ケースを表4.2-10に示す。

表 4.2-10 2次元材料非線形解析の解析ケース

解析ケース		解析内容
地震荷重* 作用時	①	S s - D (-+)
	②	S s - N 1 (++)
	①-1	S s - D (-+) に対するプッシュオーバー荷重 【新旧コンクリート境界 (海側) せん断破壊時】
	②-1	S s - N 1 (++) に対するプッシュオーバー荷重 【新旧コンクリート境界 (天端) せん断破壊時】
津波荷重 作用時	①	津波波圧 (朝倉式により算定) 及び漂流物衝突荷重
	①-1	津波波圧 (朝倉式により算定) 及び漂流物衝突荷重 に対するプッシュオーバー荷重 【新旧コンクリート境界 (天端) せん断破壊時】

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

4.3 解析結果

4.3.1 2次元有限要素法

2次元有限要素法の結果として、地震荷重の作用時に重力擁壁が曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して健全性を有することを確認する。

評価は「3.2.11 評価方法」と同様の方法により実施する。

評価位置は、図 4.3.1-1 に示すとおり、曲げモーメント及び水平荷重が最大となる重力擁壁下端及び、境界面のすべり破壊の影響を受けることが懸念される既設部分の上端高さとする。

重力擁壁の新設部分と既設部分の境界を考慮した2次元有限要素法による曲げ・軸力系破壊及びせん断破壊に対する評価結果を表 4.3.1-1 に示す。

この結果から重力擁壁の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

また、評価時刻における重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の引張及びせん断応力の発生状況を図 4.3.1-2 に示す。これらより、地震荷重作用時には、境界部の破壊が生じていないことを確認した。

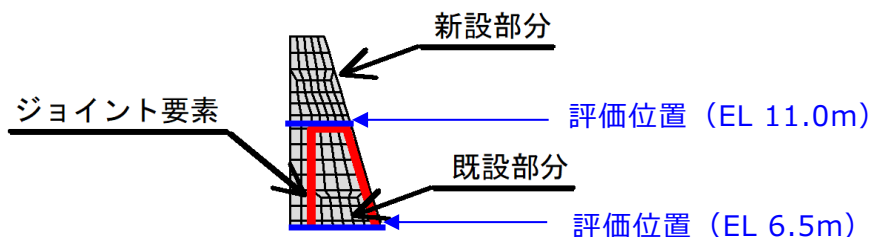


図 4.3.1-1 評価位置

表 4.3.1-1(1) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (EL 6.5m)
(地震時 A : 24.01 秒, 地震時 B : 8.07 秒)

地震動	解析ケース	発生断面力		曲げ圧縮 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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - D (-+)	A	5162	1512	3.6	13.5	0.27
S s - N 1 (++)	B	4859	1723	3.3	13.5	0.25

表 4.3.1-1(2) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (EL 11.0m)
(地震時 A : 10.08 秒, 地震時 B : 8.07 秒)

地震動	解析ケース	発生断面力		曲げ圧縮 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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - D (-+)	A	1205	421	1.6	13.5	0.12
S s - N 1 (++)	B	1235	608	1.6	13.5	0.12

表 4.3.1-1(3) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (EL 6.5m)

(地震時 A : 24.01 秒, 地震時 B : : 8.07 秒)

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 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}
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - D (-+)	A	5162	1512	131	294	0.45
S s - N 1 (++)	B	4859	1723	105	294	0.36

表 4.3.1-1(4) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果 (EL 11.0m)

(地震時 A : 10.08 秒, 地震時 B : 8.07 秒)

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ引張 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}
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
S s - D (-+)	A	1205	421	58.8	294	0.21
S s - N 1 (++)	B	1235	608	46.9	294	0.16

表 4.3.1-1(5) コンクリートのせん断破壊に対する照査結果 (EL 6.5m)

(地震時 A : 10.00 秒, 地震時 B : 7.66 秒)

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
		せん断力 Q (kN)			
S s - D (-+)	A	1023	0.339	0.64	0.53
S s - N 1 (++)	B	1041	0.345	0.64	0.54

表 4.3.1-1(6) コンクリートのせん断破壊に対する照査結果 (EL 11.0m)

(地震時 A : 10.00 秒, 地震時 B : 8.45 秒)

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
		せん断力 Q (kN)			
S s - D (-+)	A	532	0.240	0.64	0.38
S s - N 1 (++)	B	563	0.254	0.64	0.40

表 4.3.1-1(7) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊
に対する照査結果 (EL 6.5m) (津波時)

発生断面力		曲げ圧縮 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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
4848	615	3.067	13.5	0.23

表 4.3.1-1(8) コンクリートの曲げ・軸力系の破壊
に対する照査結果 (EL 11.0m) (津波時)

発生断面力		曲げ圧縮 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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
988	327	1.204	13.5	0.09

表 4.3.1-1(9) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊
に対する照査結果 (EL 6.5m) (津波時)

発生断面力		曲げ引張 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 M (kN・m)	軸力 N (kN)			
4848	615	120	294	0.41

表 4.3.1-1(10) 鉄筋の曲げ・軸力系の破壊
に対する照査結果 (EL 11.0m) (津波時)

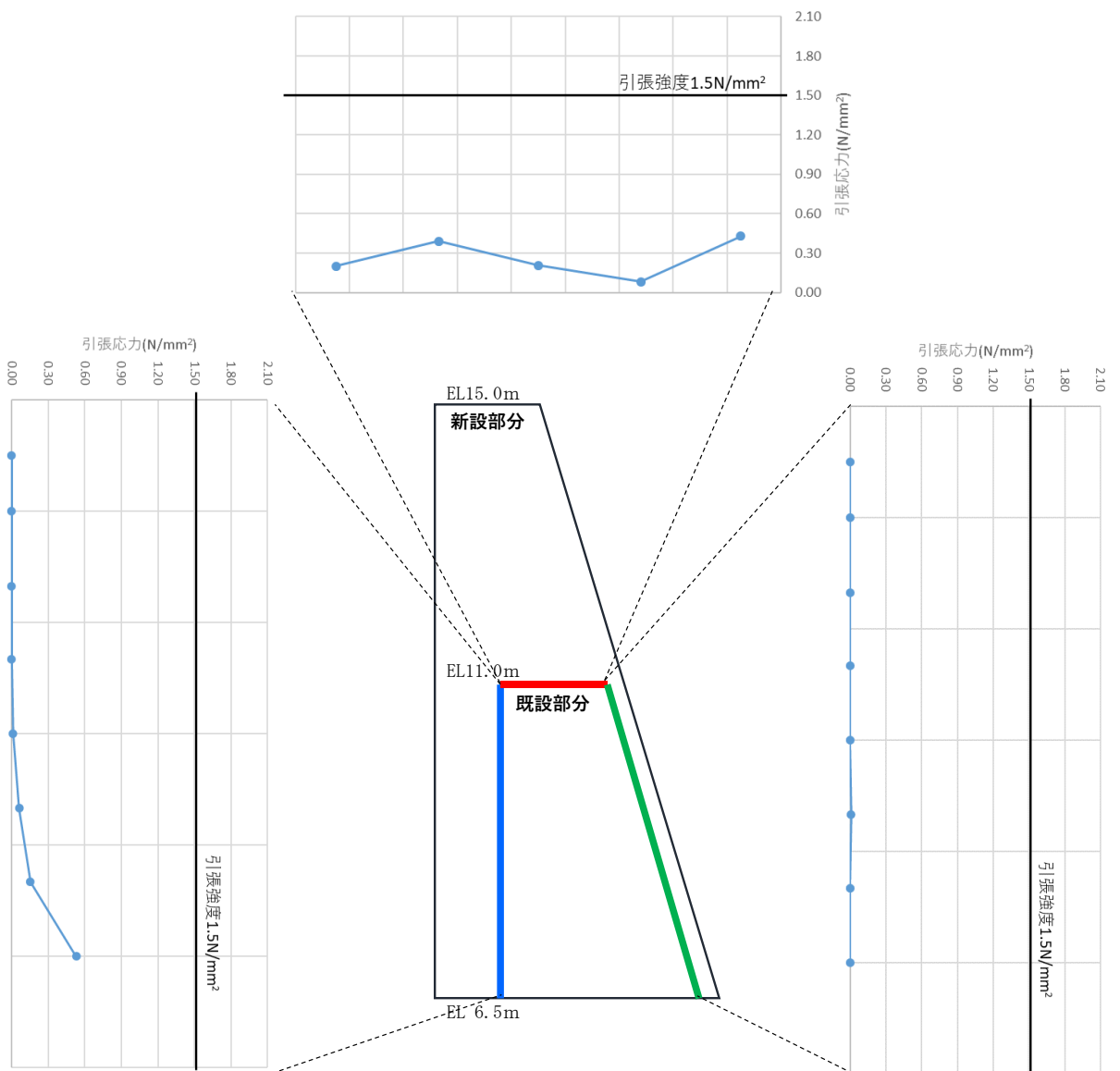
発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
988	327	34.52	294	0.12

表 4.3.1-1(11) **コンクリートの**せん断破壊に対する照査結果 (EL 6.5m) (津波時)

発生断面力		せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
せん断力 Q (kN)				
1191		0.394	0.64	0.62

表 4.3.1-1(12) **コンクリートの**せん断破壊に対する照査結果 (EL 11.0m) (津波時)

発生断面力		せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
せん断力 Q (kN)				
761		0.343	0.64	0.54



[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.1-2(1) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (引張応力)
(地震時 A : 24.01 秒)

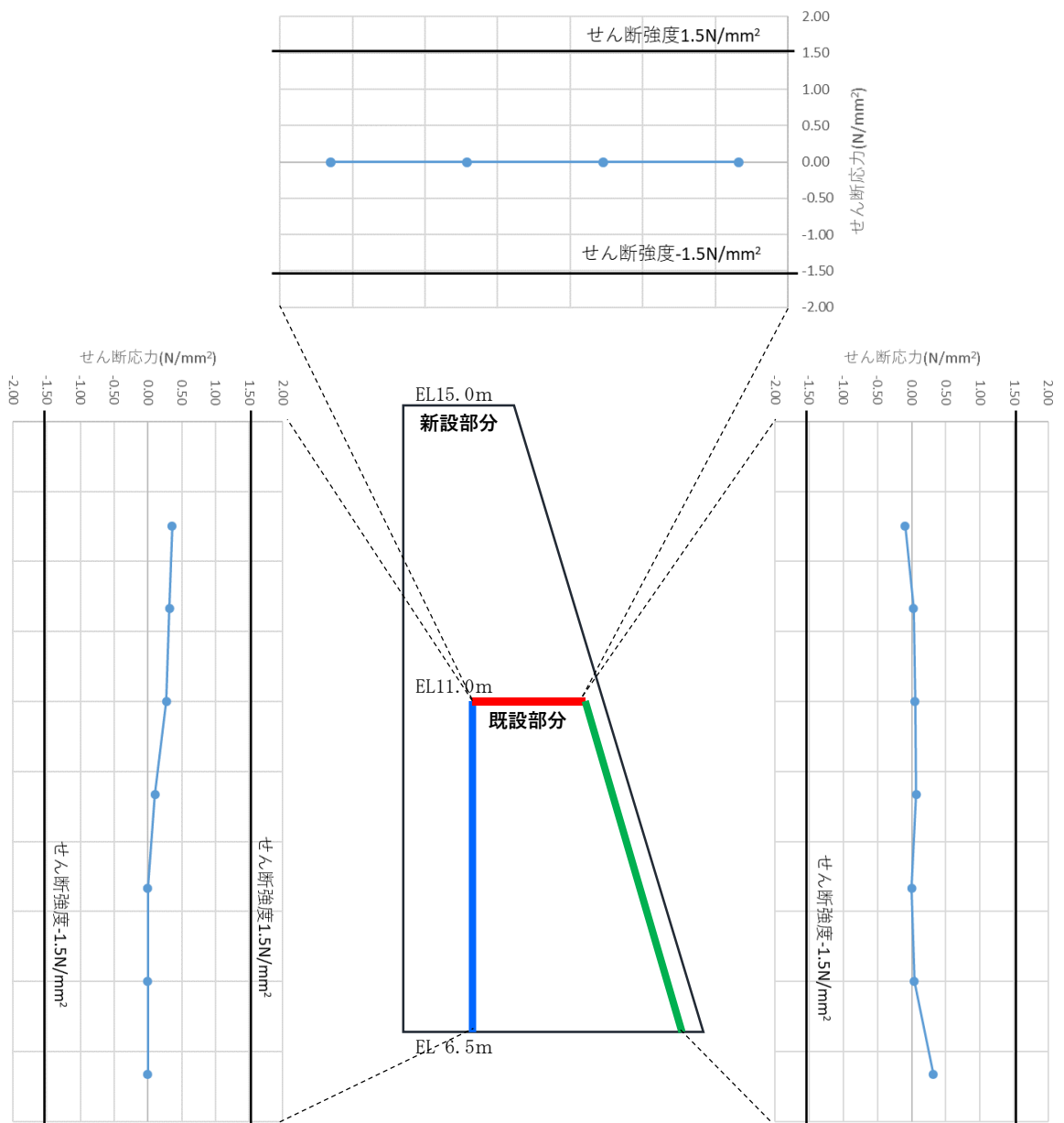
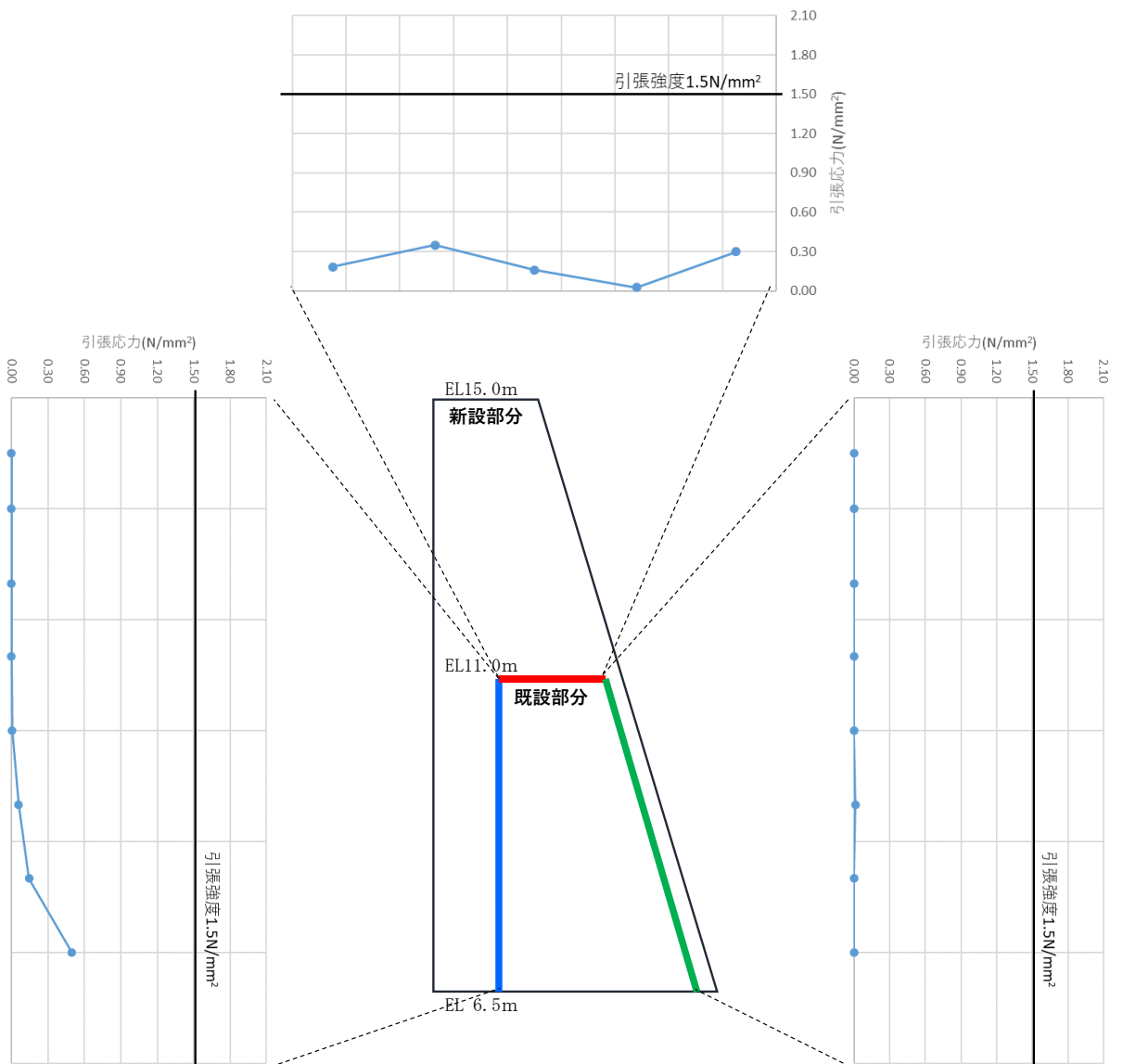


図 4.3.1-2(2) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (せん断応力)
(地震時 A : 24.01 秒)



[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.1-2(3) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (引張応力)
(地震時 B : 8.07 秒)

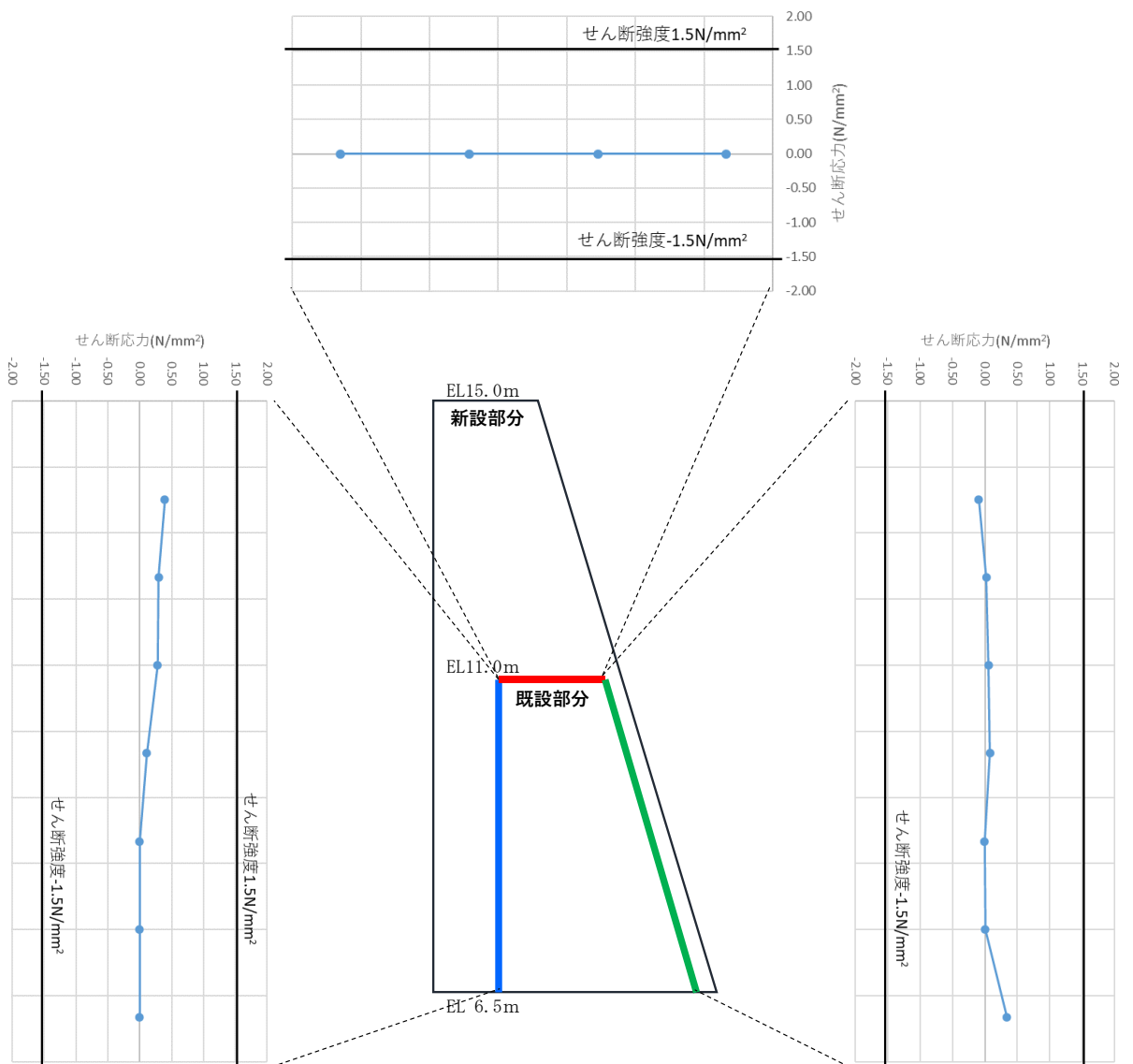
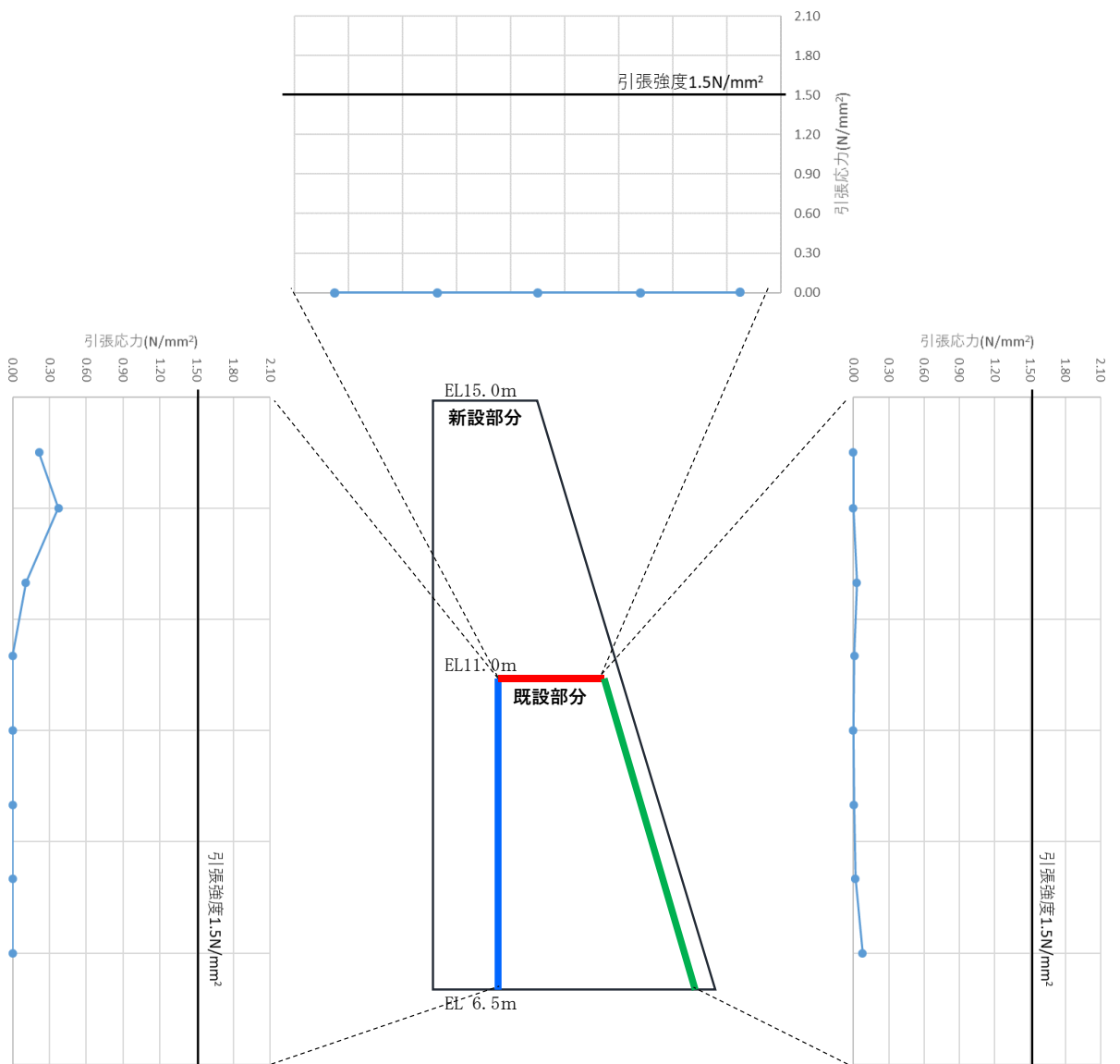
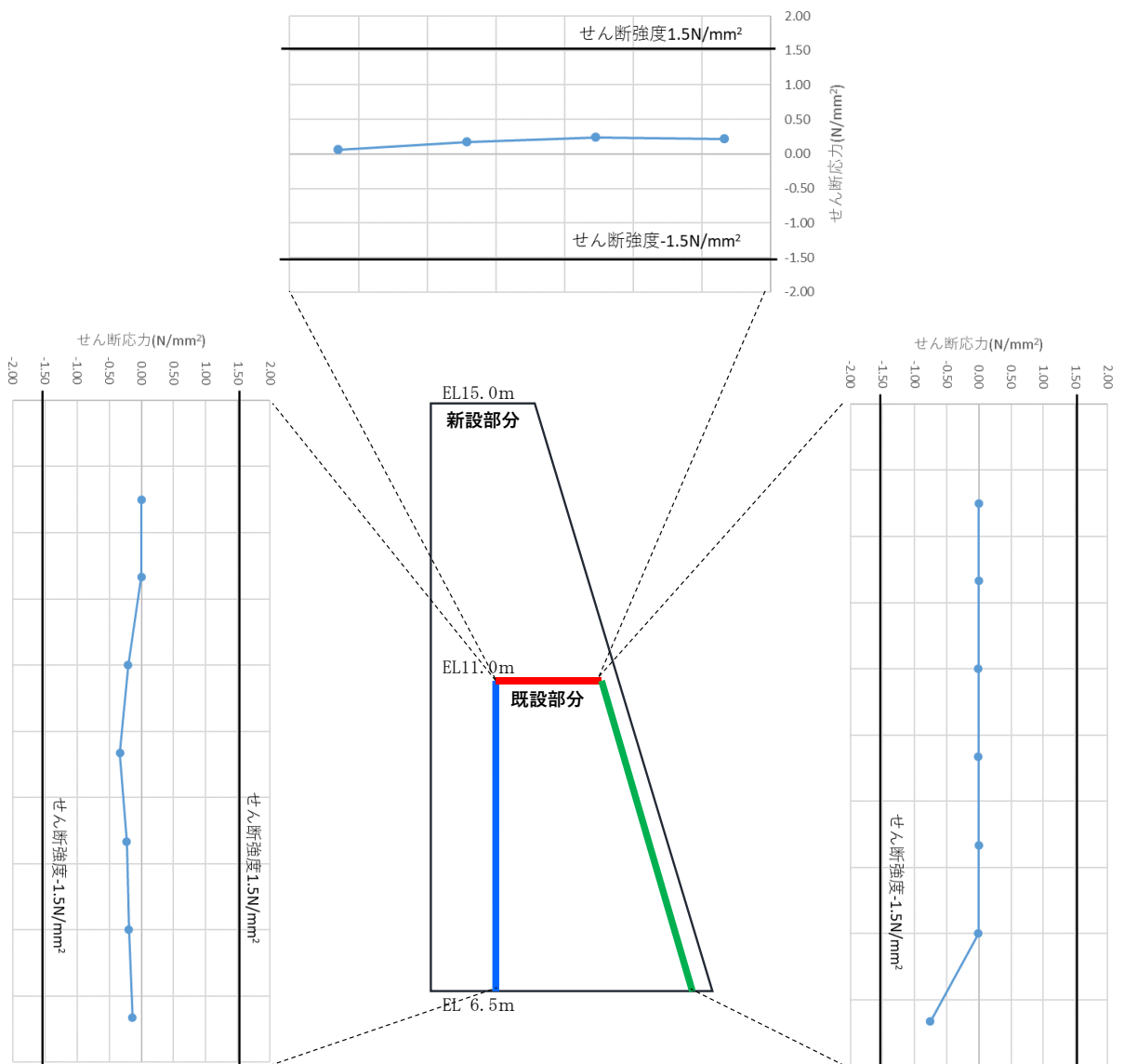


図 4.3.1-2(4) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図（せん断応力）
 （地震時 B : 8.07 秒）



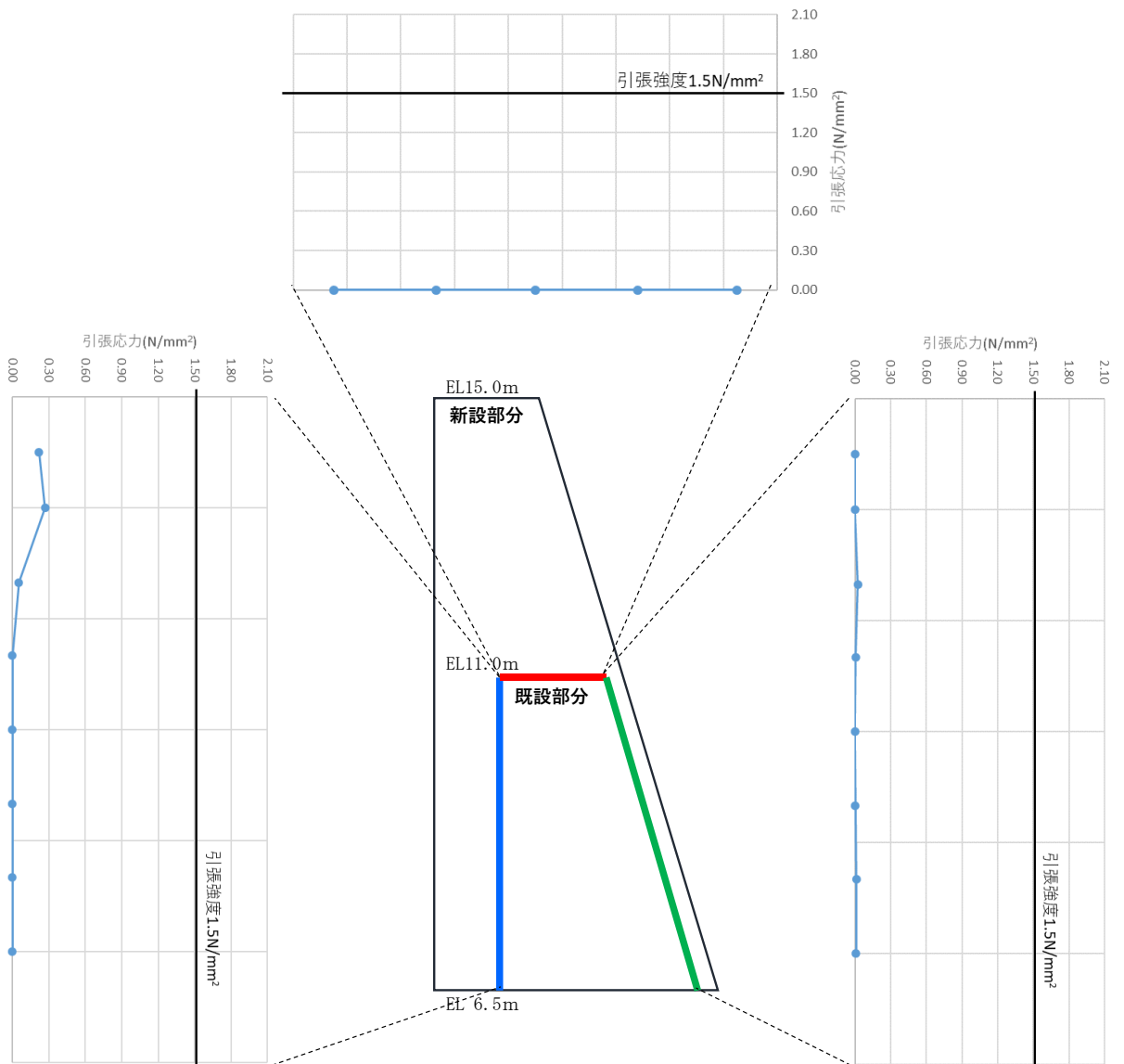
[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.1-2(5) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (引張応力)
(地震時 A : 10.00 秒)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.1-2(6) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (せん断応力)
(地震時 A : 10.00 秒)



[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.1-2(7) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (引張応力)
(地震時 B : 7.66 秒)

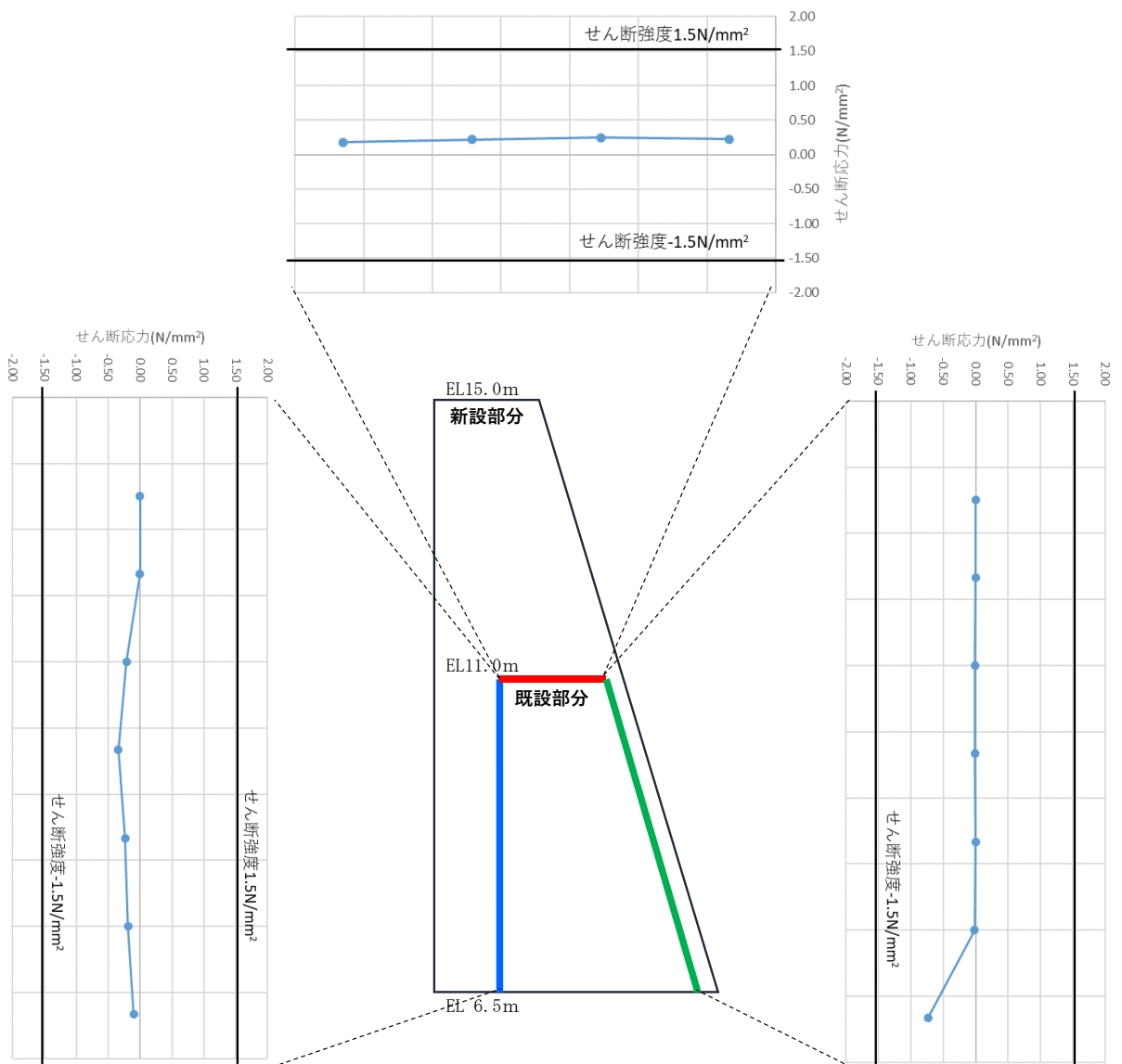
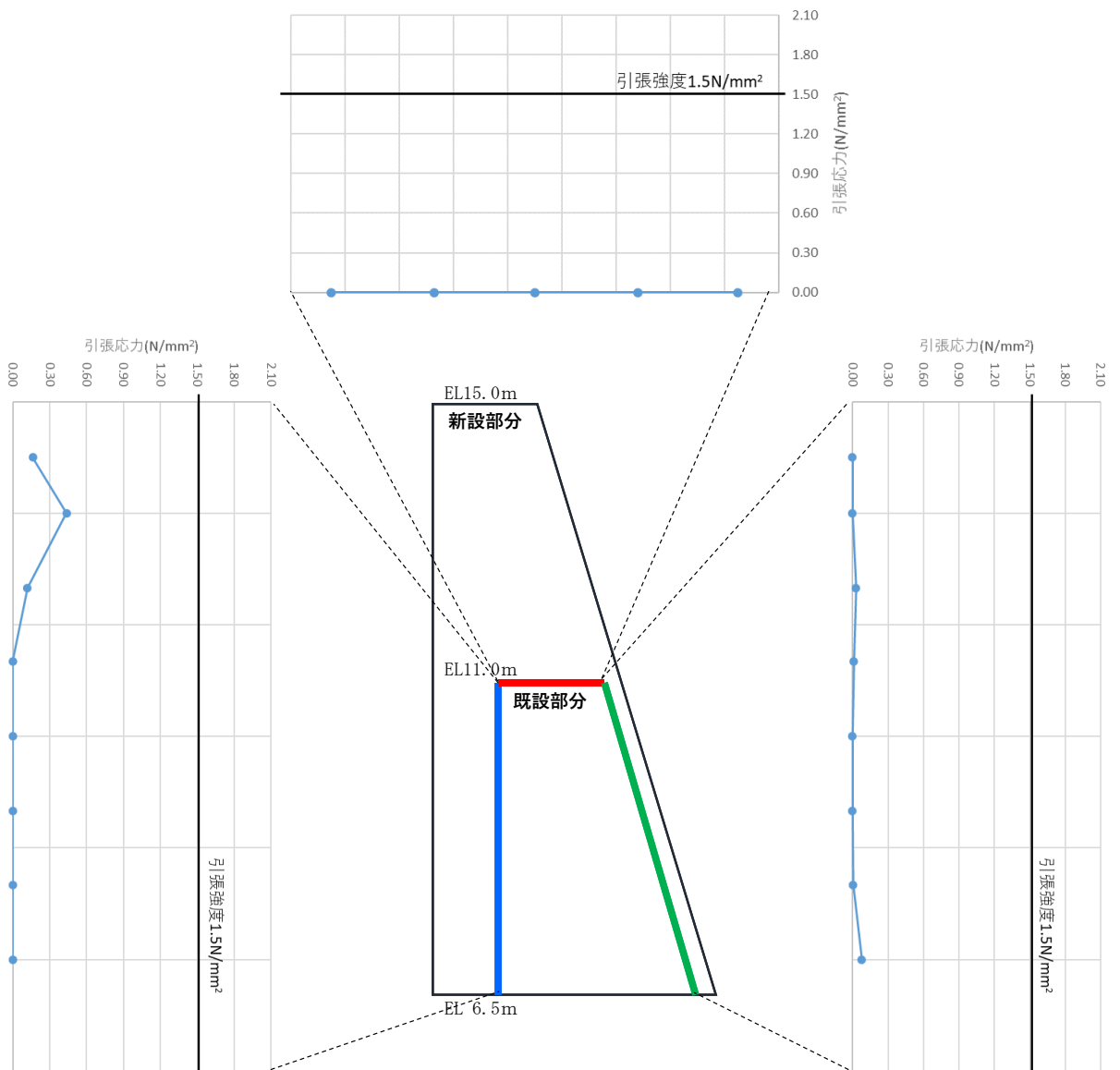


図 4.3.1-2(8) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図（せん断応力）
（地震時 B : 7.66 秒）



[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.1-2(9) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (引張応力)
(津波時)

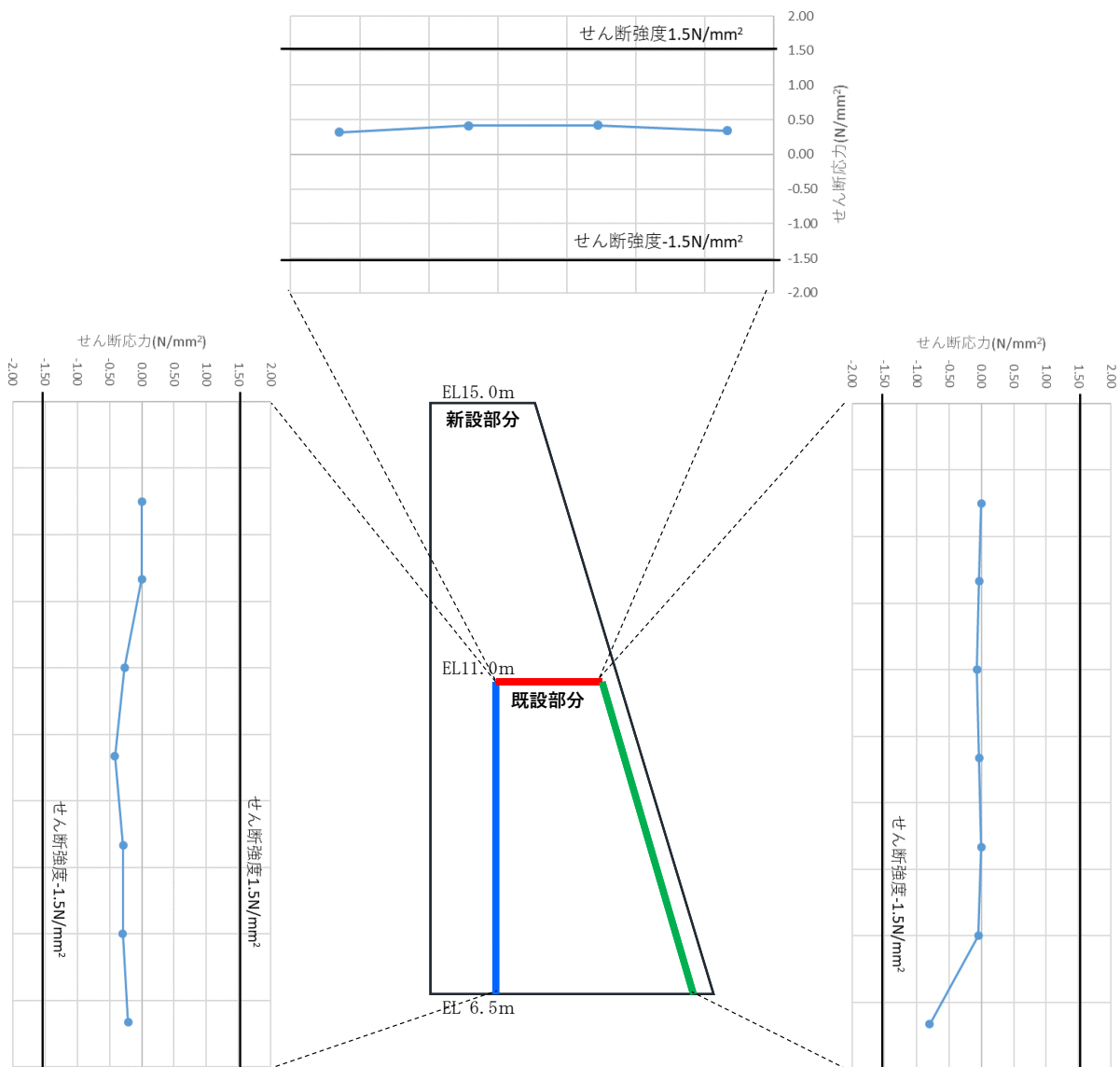


図 4.3.1-2(10) 重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部の発生応力図 (せん断応力)
(津波時)

4.3.2 2次元材料非線形解析

2次元材料非線形解析の結果として、重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部が地震荷重作用時及び津波時において引張破壊及びせん断破壊していないことを確認する。

各解析ケースにおける水平荷重と天端水平変位の関係を図 4.3.2-1 に示す。

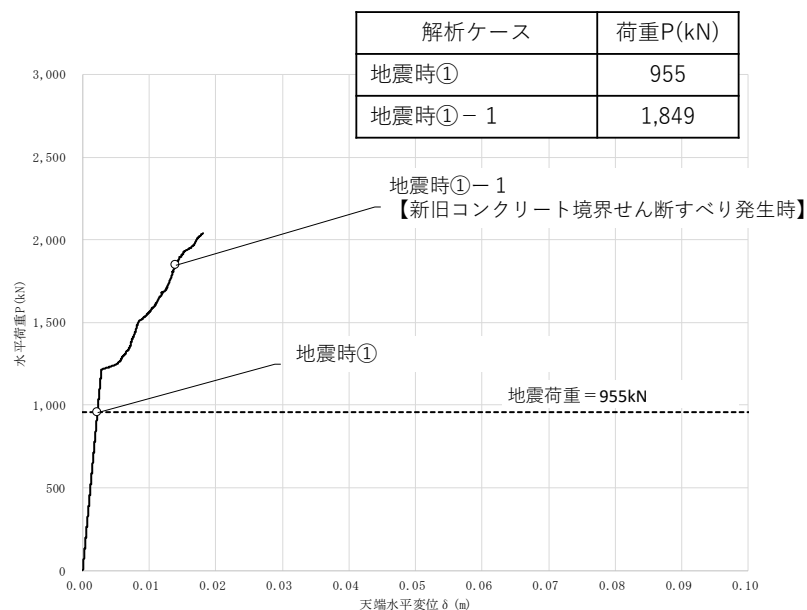


図 4.3.2-1 (1) 地震時①及び①-1における水平荷重と天端水平変位の関係

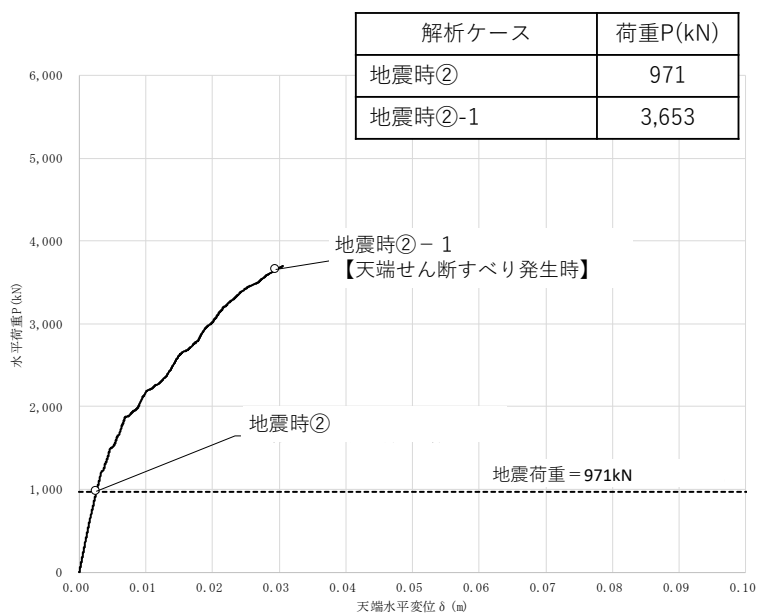


図 4.3.2-1 (2) 地震時②及び②-1における水平荷重と天端水平変位の関係

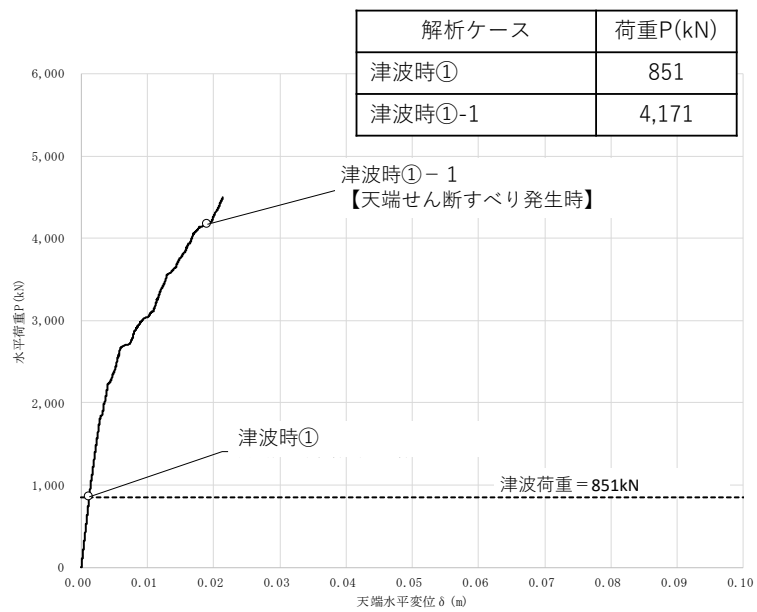


図 4.3.2-1 (3) 津波時①及び①-1における水平荷重と天端水平変位の関係

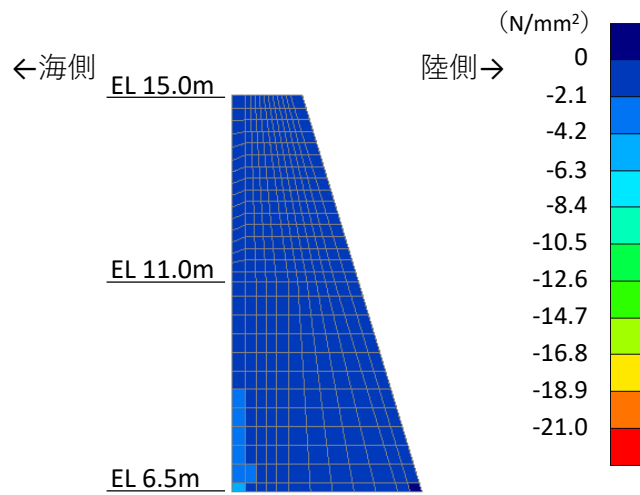
(1) 地震時①

地震荷重作用方向を海方向とし、重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部を考慮した材料非線形解析結果を示す。

陸から海方向への地震荷重作用時において、図 4.3.2-2 に示すコンクリートの最小主応力図より、圧縮破壊を生じていないこと及び、図 4.3.2-3 に示すコンクリートの最大せん断応力図より、せん断破壊を生じていないことを確認した。

また、図 4.3.2-4 に示す鉄筋の応力図より、降伏していないことを確認した。

さらに、図 4.3.2-5 に示す境界部における発生応力図より、境界部は引張破壊及びせん断破壊を生じていないことを確認した。



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-2 コンクリートの最小主応力図
(地震時① 地震荷重作用方向：海方向)

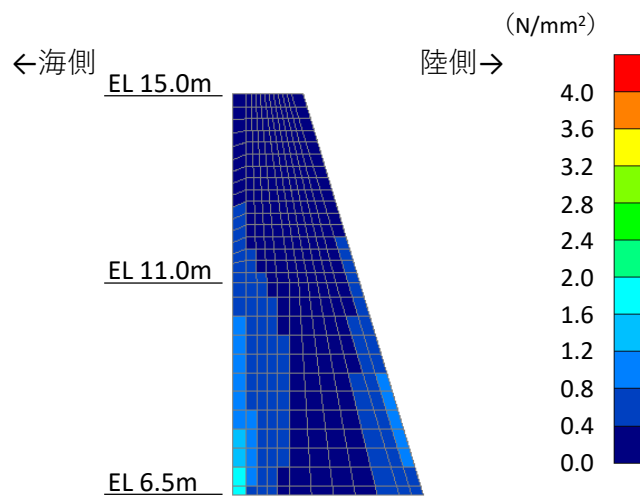
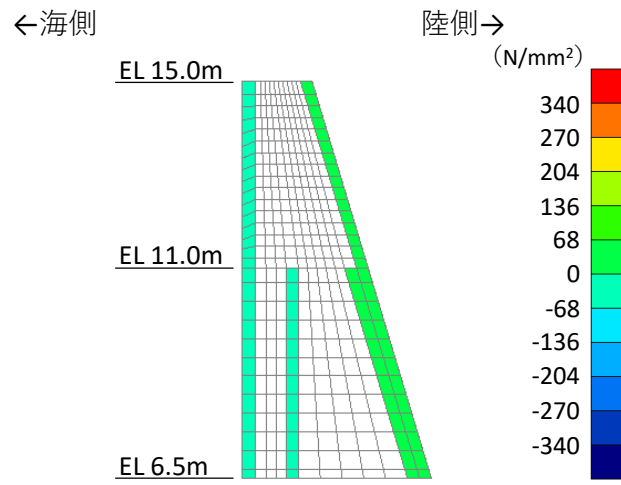


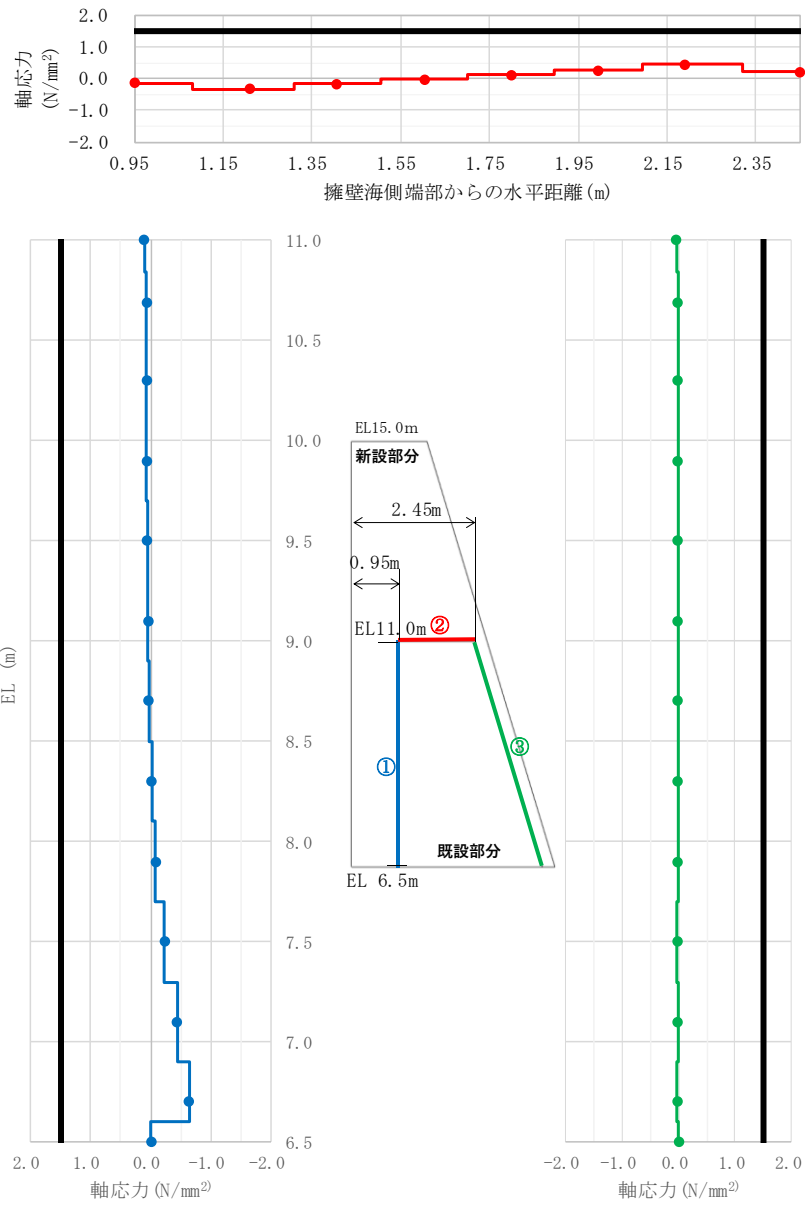
図 4.3.2-3 コンクリートの最大せん断応力図
(地震時① 地震荷重作用方向：海方向)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

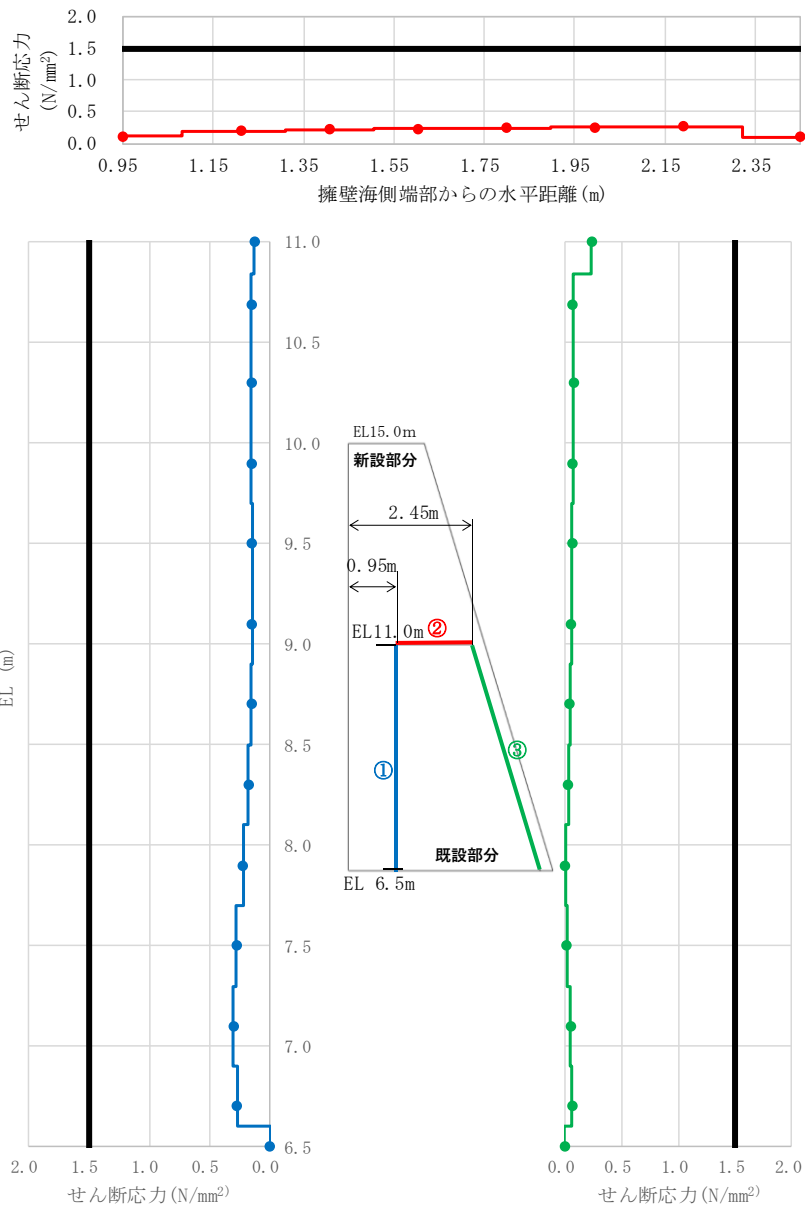
図 4.3.2-4 鉄筋の応力図

(地震時① 地震荷重作用方向：海方向)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-5(1) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（引張応力）
（地震時① 地震荷重作用方向：海方向）



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-5(2) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (せん断応力)
(地震時① 地震荷重作用方向：海方向)

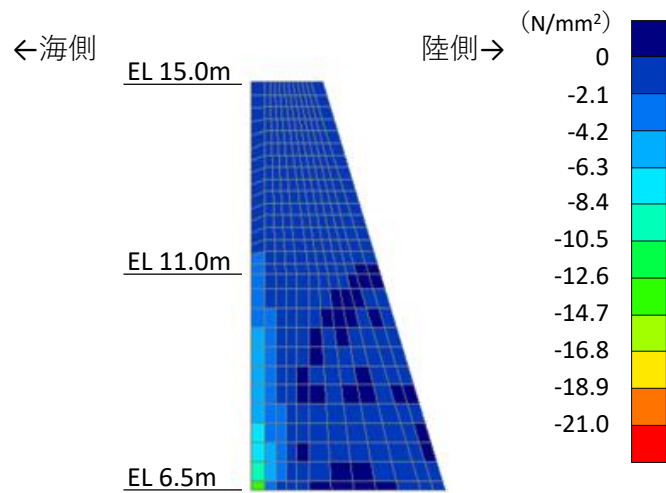
(2) 地震時①－1

地震荷重作用方向を海方向とした際の重力擁壁の破壊状況について確認するため、重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達し、すべりが発生した時点におけるコンクリート及び鉄筋の応力状態を確認する。

コンクリートの最小主応力図を図 4.3.2-6 に、コンクリートの最大せん断応力図を図 4.3.2-7 に、鉄筋の応力図を図 4.3.2-8 に、新設部分と既設部分の境界部における発生応力図を図 4.3.2-9 に示す。各解析結果から、以下の事項を確認した。

- ・重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達しすべりが発生した時点における荷重は、地震時①における荷重（955kN）の約 1.9 倍（1,849kN）となっている。
- ・コンクリートの最小主応力図（図 4.3.2-6）から、コンクリートの圧縮破壊は生じていないことを確認した。
- ・最大せん断応力図（図 4.3.2-7）から、新設部分（ $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ ）の一部の要素において、せん断強度（ $f'_{ck}\times 1/5 = 4.8\text{N/mm}^2$ ）に相当する応力が発生していることを確認した。
- ・鉄筋の応力図（図 4.3.2-8）から、主鉄筋は降伏に至っていないことを確認した。
- ・新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（図 4.3.2-9）から、海側の境界部において、部分的にせん断強度 1.5N/mm^2 に達し、せん断破壊が生じていることを確認した。また、境界部における引張破壊は生じていないことを確認した。

以上のことから、地震荷重の作用方向を海方向とした場合には、新設部分の海側下端において、既設部分との境界部の一部にせん断破壊が生じ、コンクリートがせん断強度に相当する応力が発生したものの、弱部として想定していた新設部分における陸側のコンクリートが薄い箇所及び既設護岸の天端（EL 11.0m）付近が健全であることから、地震時①の約 1.9 倍となる荷重において、一体性を損なわないことを確認した。



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-6 コンクリートの最小主応力図
(地震時①-1 地震荷重作用方向：海方向)

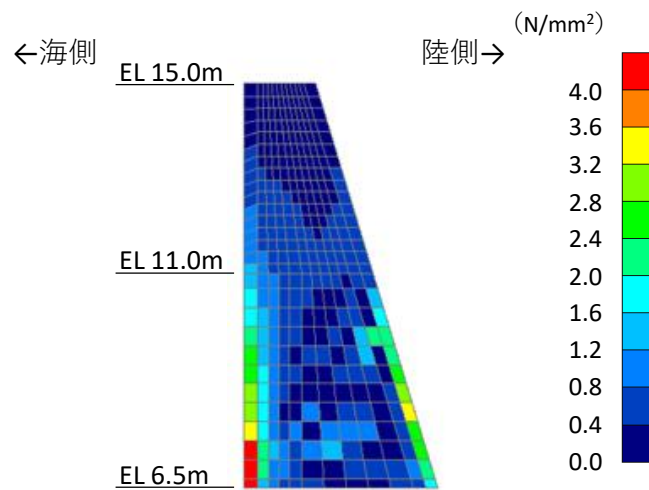
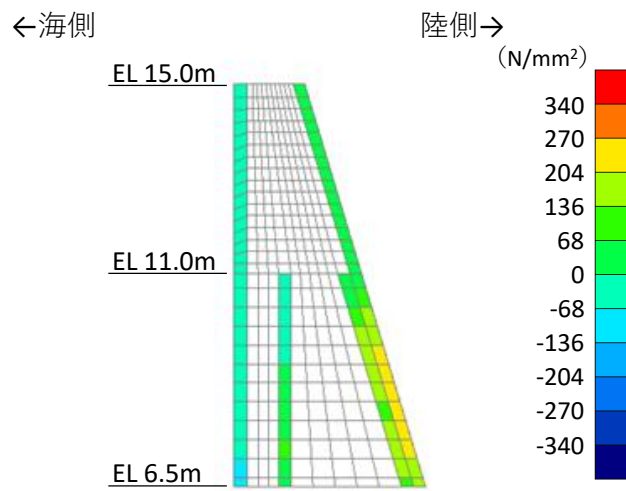


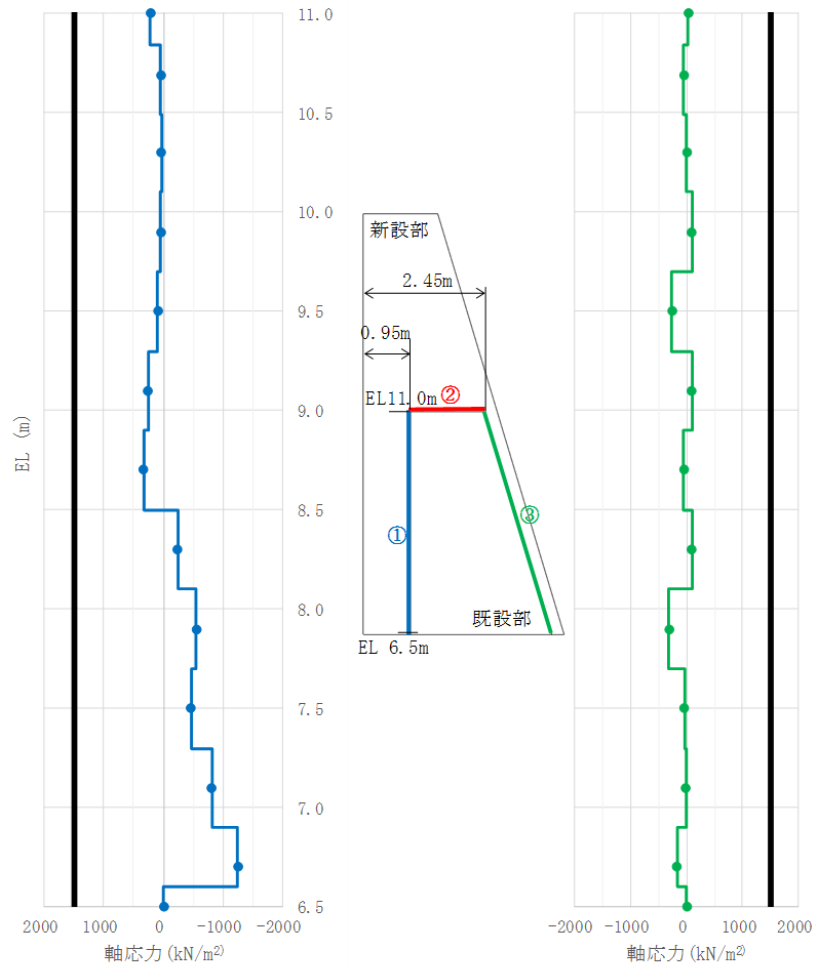
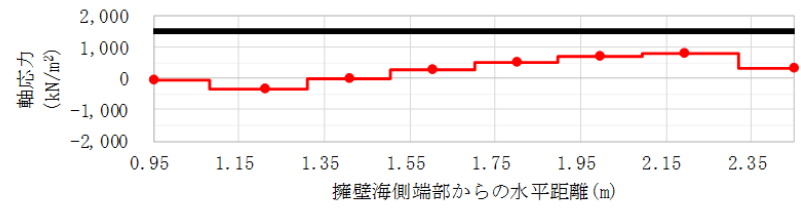
図 4.3.2-7 コンクリートの最大せん断応力図
(地震時①-1 地震荷重作用方向：海方向)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-8 鉄筋の応力図

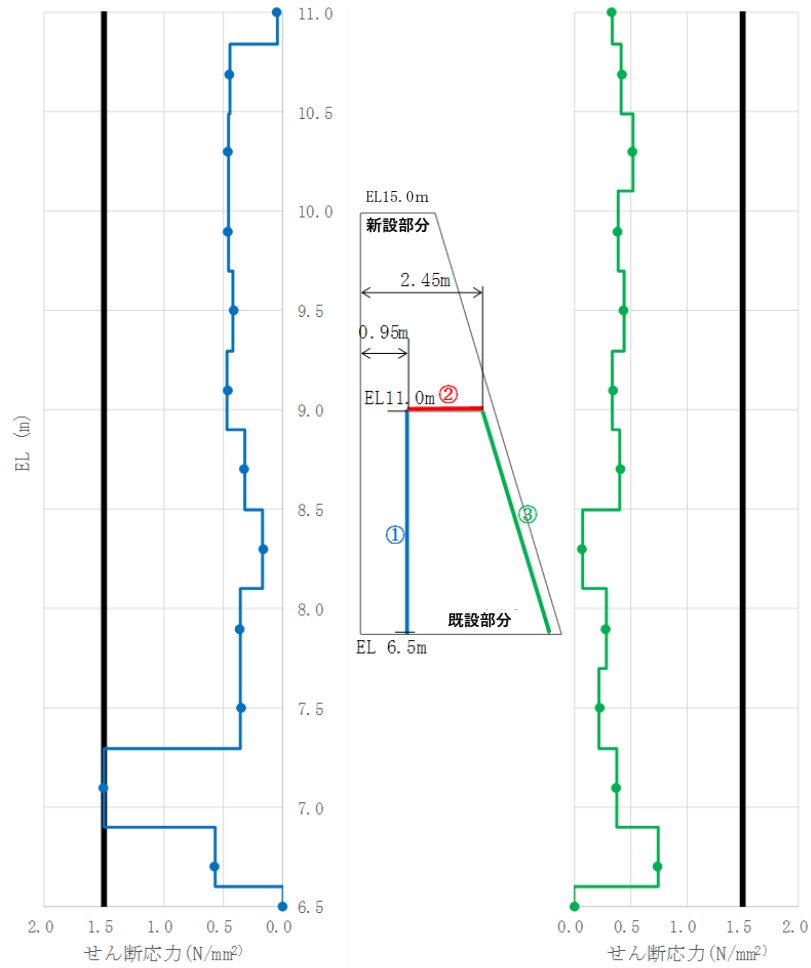
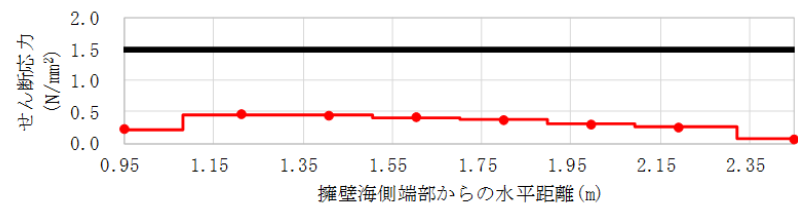
(地震時①-1 地震荷重作用方向：海方向)



※圧縮：負、引張：正、引張強度1,500(kN/m²)

[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.2-9(1) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (引張応力)
(地震時①-1 地震荷重作用方向：海方向)



※せん断強度 $1.5(N/mm^2)$

[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-9(2) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (せん断応力)
(地震時①-1 地震荷重作用方向：海方向)

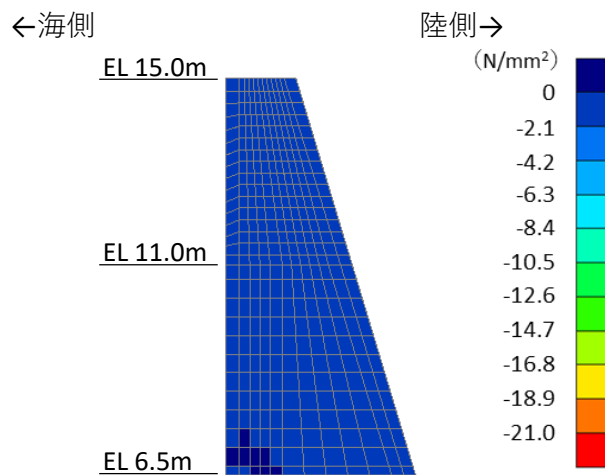
(3) 地震時②

地震荷重作用方向を陸方向とし、重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部を考慮した材料非線形解析結果を示す。

海から陸方向への地震荷重作用時において、図 4.3.2-10 に示すコンクリートの最小主応力より、圧縮破壊を生じていないこと及び、図 4.3.2-11 に示すコンクリートの最大せん断応力より、せん断破壊を生じていないことを確認した。

また、図 4.3.2-12 に示す鉄筋の応力より、降伏していないことを確認した。

さらに、図 4.3.2-13 に示す境界部における発生応力より、境界部は引張破壊及びせん断破壊を生じていないことを確認した。



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-10 コンクリートの最小主応力図
(地震時② 地震荷重作用方向：陸方向)

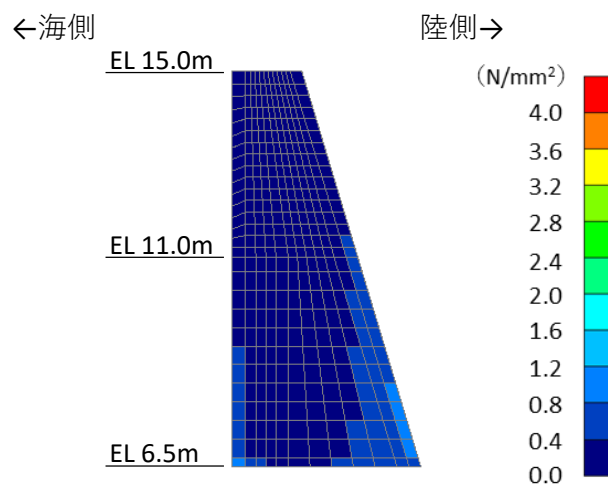
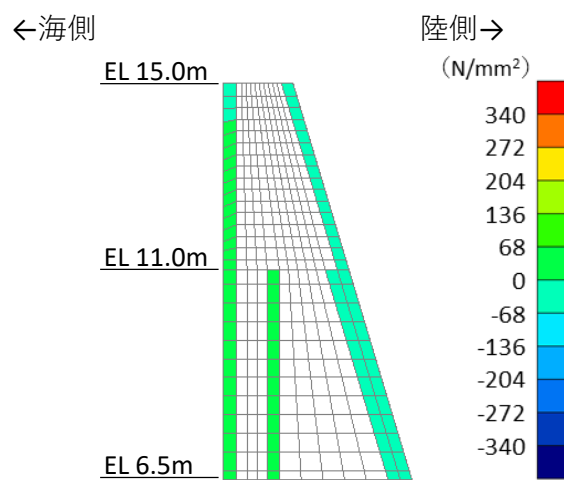


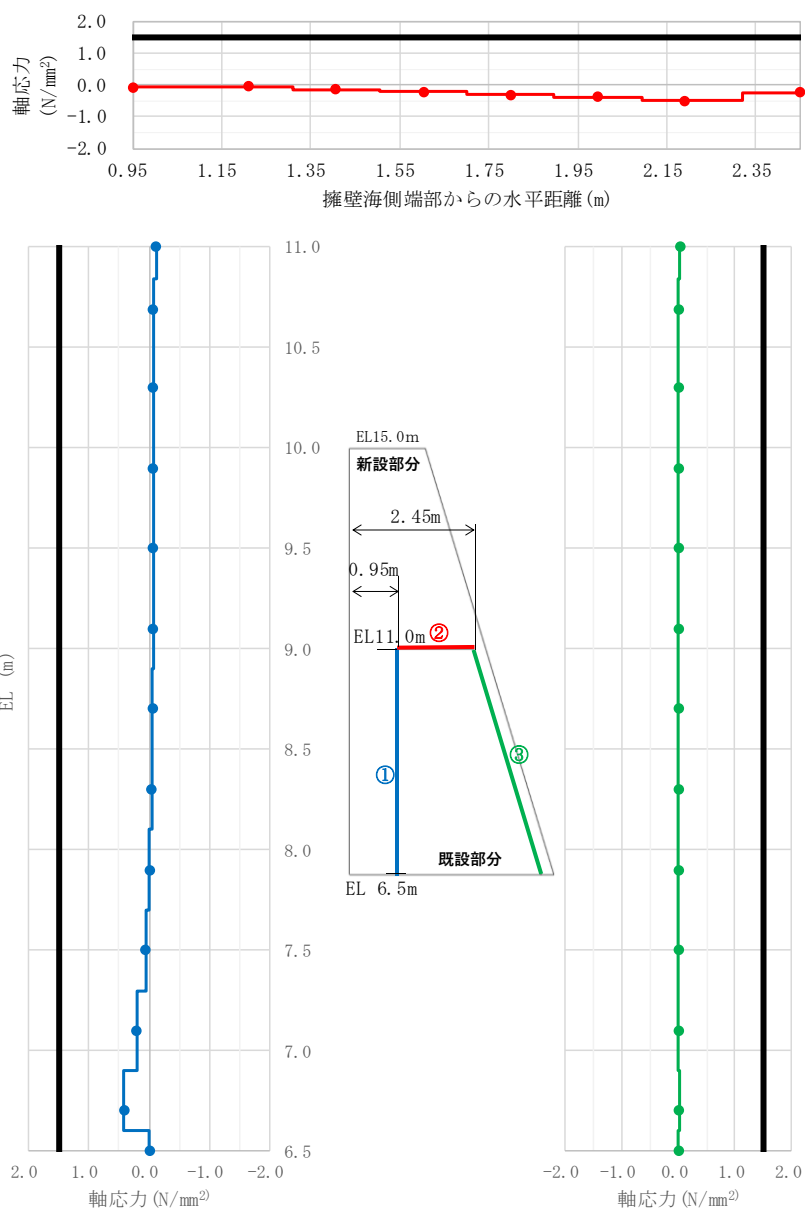
図 4.3.2-11 コンクリートの最大せん断応力図
(地震時② 地震荷重作用方向：陸方向)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

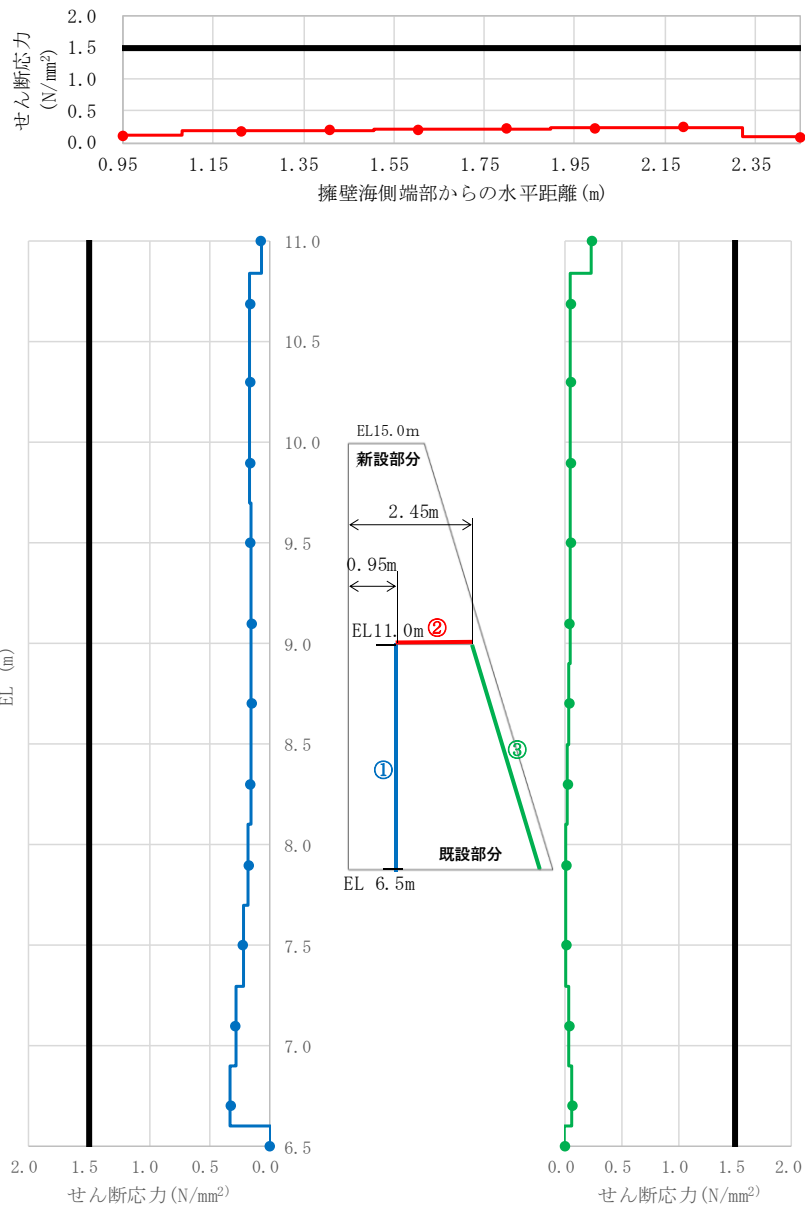
図 4.3.2-12 鉄筋の応力図

(地震時② 地震荷重作用方向：海方向)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-13(1) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (引張応力)
(地震時② 地震荷重作用方向：陸方向)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

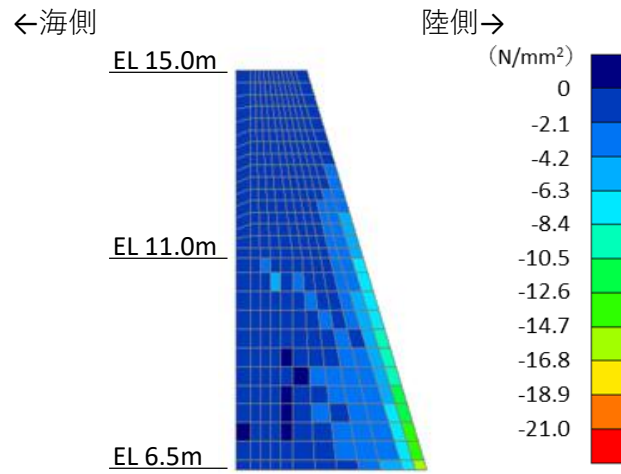
図 4.3.2-13(2) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (せん断応力)
(地震時② 地震荷重作用方向：陸方向)

(4) 地震時②－1

地震荷重作用方向を陸方向とした際の重力擁壁の破壊状況について確認するため、重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達し、すべりが発生した時点におけるコンクリート及び鉄筋の応力状態を確認する。コンクリートの最小主応力図を図 4.3.2-14 に、コンクリートの最大せん断応力図を図 4.3.2-15 に、鉄筋の応力図を図 4.3.2-16 に、新設部分と既設部分の境界部における発生応力図を図 4.3.2-17 に示す。各解析結果から、以下の事項を確認した。

- ・重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達しすべりが発生した時点における荷重は、地震時②における荷重（971kN）の約 3.8 倍（3,653kN）となっている。
- ・コンクリートの最小主応力図（図 4.3.2-14）から、コンクリートの圧縮破壊は生じていないことを確認した。
- ・最大せん断応力図（図 4.3.2-15）から、新設部分（ $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ ）の一部の要素において、せん断強度（ $f'_{ck}\times 1/5 = 4.8\text{N/mm}^2$ ）に相当する応力が発生していることを確認した。
- ・鉄筋の応力図（図 4.3.2-16）から、海側の下端付近において主鉄筋が降伏に至っていることを確認した。
- ・新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（図 4.3.2-17）から、既設部分天端の境界部において、部分的にせん断強度 1.5N/mm^2 に達し、せん断破壊が生じていることを確認した。また、境界部における引張破壊は生じていないことを確認した。

以上のことから、地震荷重の作用方向を陸方向とした場合には、新設部分の海側下端において、既設部分との境界部の一部にせん断破壊が生じ、コンクリートがせん断強度に相当する応力が発生したものの、弱部として想定していた既設護岸の天端（EL 11.0m）付近が健全であることから、地震時②の約 3.8 倍となる荷重において、一体性を損なわないことを確認した。



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-14 コンクリートの最小主応力図
(地震時②-1 地震荷重作用方向：陸方向)

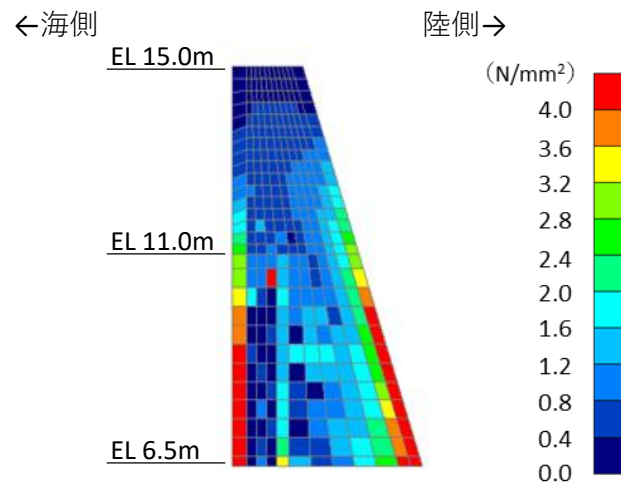
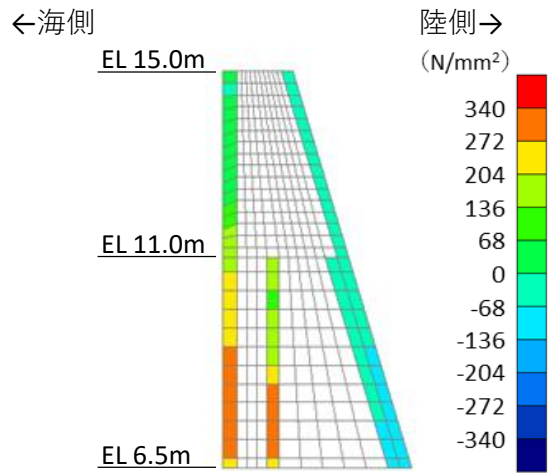


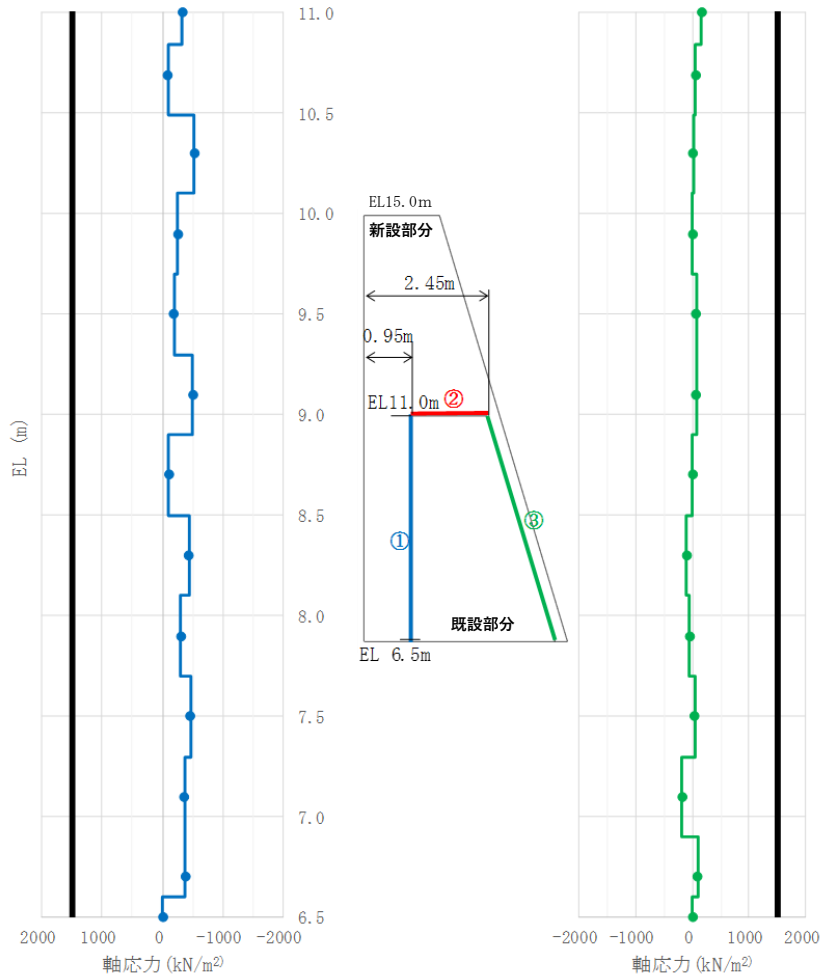
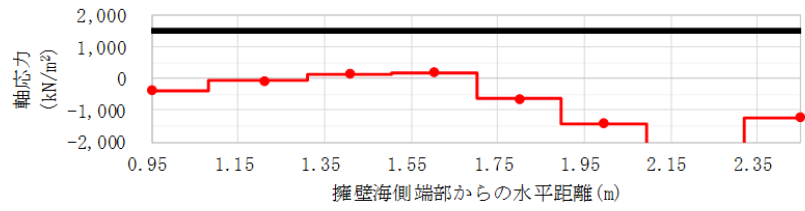
図 4.3.2-15 コンクリートの最大せん断応力図
(地震時②-1 地震荷重作用方向：陸方向)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-16 鉄筋の応力図

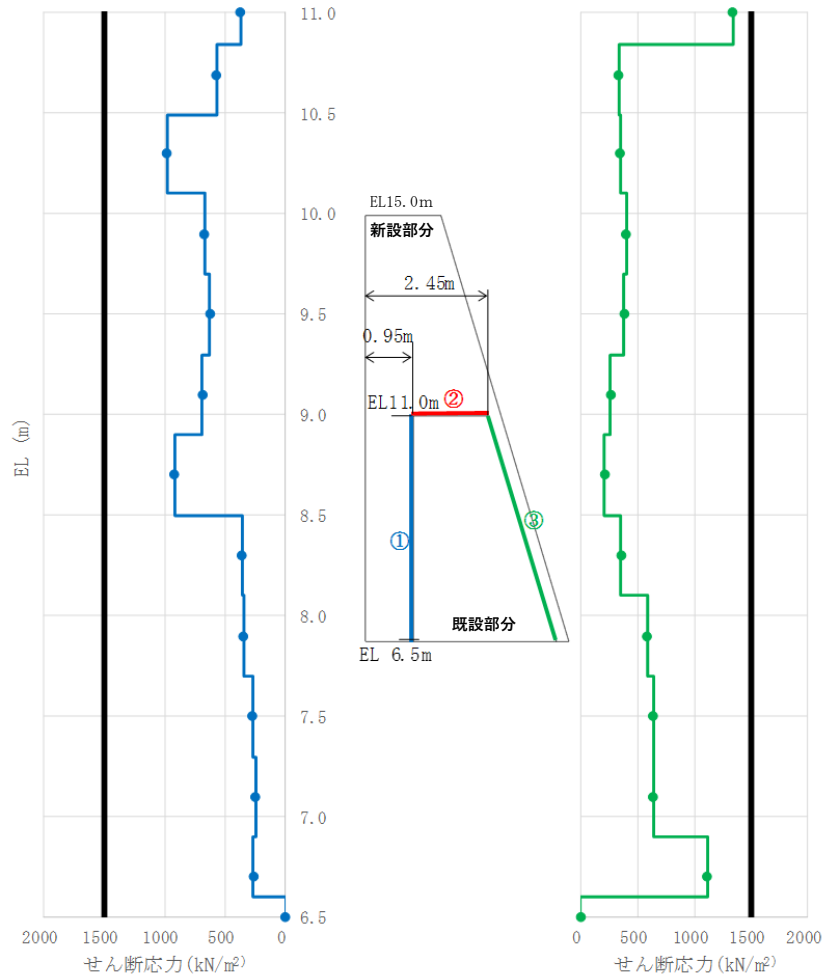
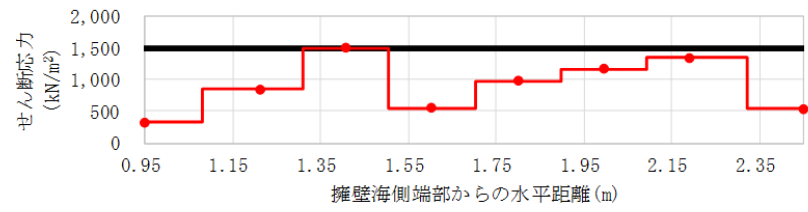
(地震時②-1 地震荷重作用方向：陸方向)



※圧縮：負、引張：正、引張強度1,500 (kN/m²)

[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.2-17(1) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (引張応力)
(地震時②-1 地震荷重作用方向：陸方向)



※せん断強度1,500 (kN/m²)

[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.2-17(2) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (せん断応力)
(地震時②-1 地震荷重作用方向：陸方向)

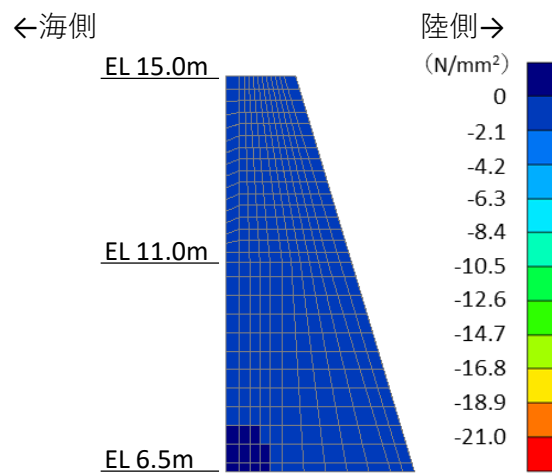
(5) 津波時①

津波荷重の作用に対し、重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部を考慮した材料非線形解析結果を示す。

海から陸方向への津波荷重作用時において、図 4.3.2-18 に示すコンクリートの最小主応力より、圧縮破壊を生じていないこと及び、図 4.3.2-19 に示すコンクリートの最大せん断応力より、せん断破壊を生じていないことを確認した。

また、図 4.3.2-20 に示す鉄筋の応力より、降伏していないことを確認した。

さらに、図 4.3.2-21 に示す境界部における発生応力より、境界部は引張破壊及びせん断破壊を生じていないことを確認した。



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-18 コンクリートの最小主応力図
(津波時①)

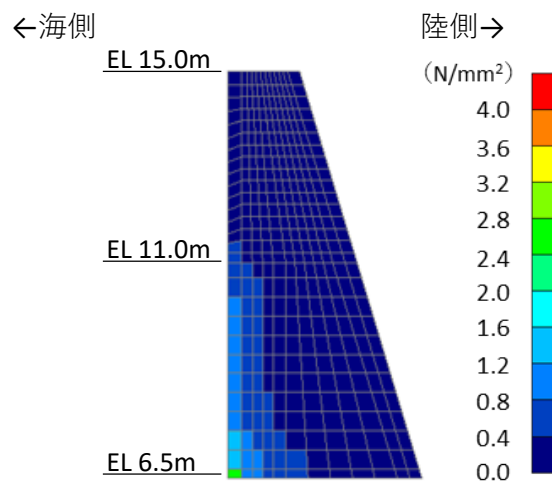
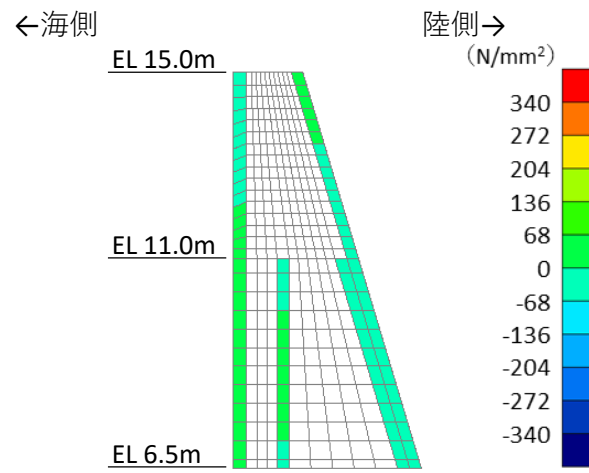
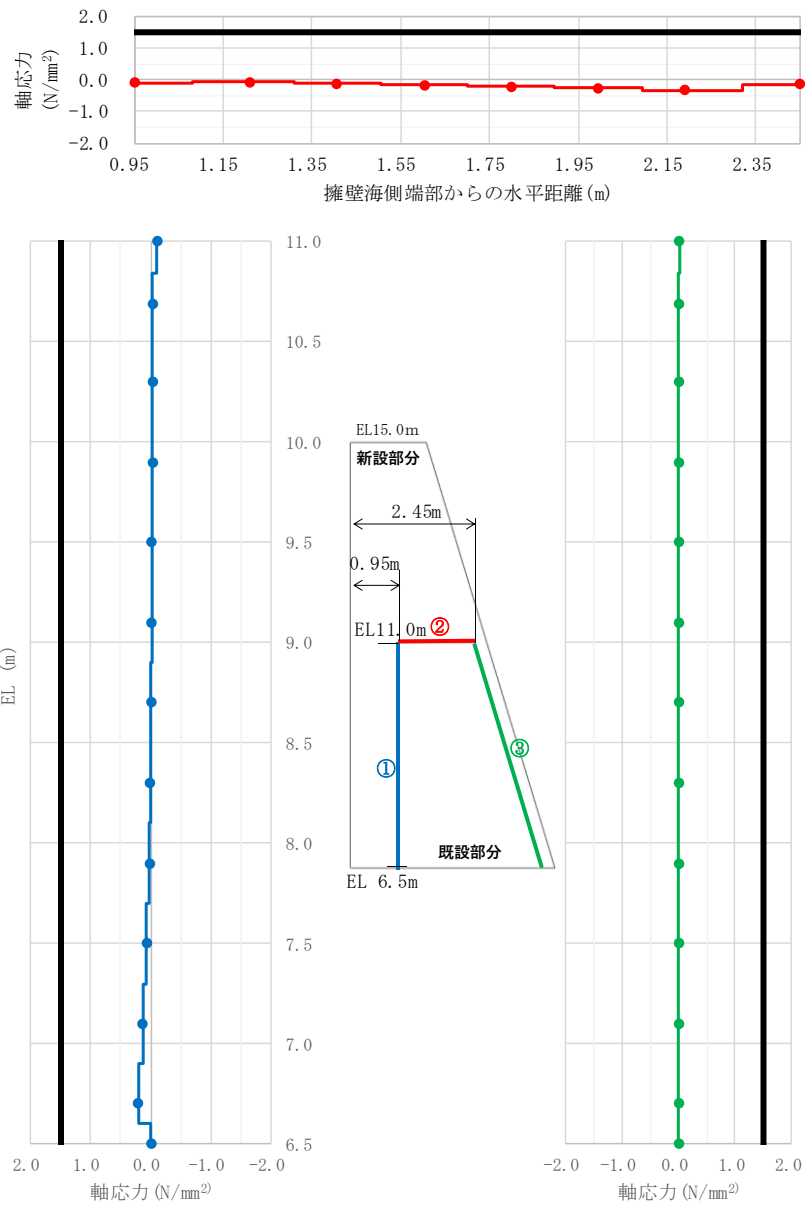


図 4.3.2-19 コンクリートの最大せん断応力図
(津波時①)



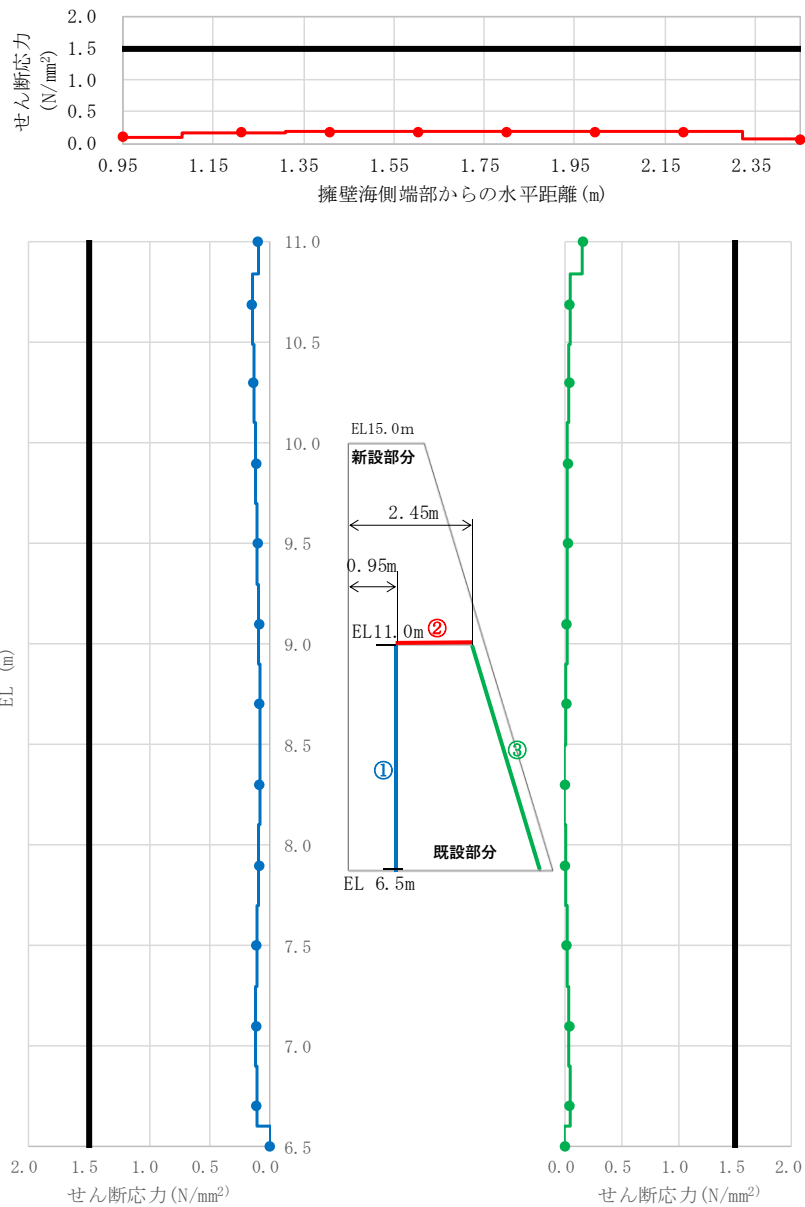
[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-20 鉄筋の応力図
(津波時①)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-21(1) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（引張応力）
（津波時①）



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-21(2) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (せん断応力)
(津波時①)

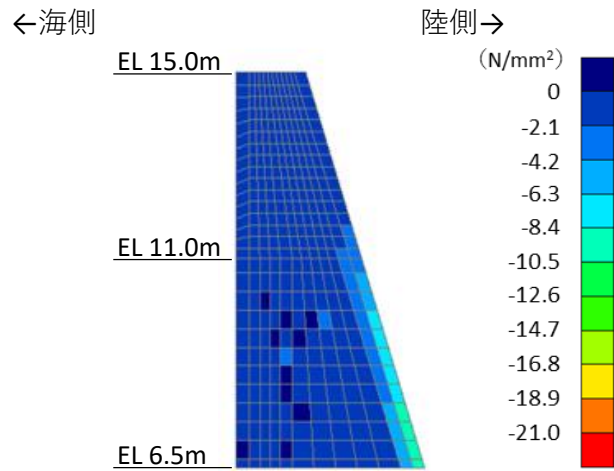
(6) 津波時①－1

津波荷重作用下において、重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達し、すべりが発生した時点におけるコンクリート及び鉄筋の応力状態を確認する。

コンクリートの最小主応力図を図 4.3.2-22 に、コンクリートの最大せん断応力図を図 4.3.2-23 に、鉄筋の応力図を図 4.3.2-24 に、新設部分と既設部分の境界部における発生応力図を図 4.3.2-25 に示す。各解析結果から、以下の事項を確認した。

- ・重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達しすべりが発生した時点における荷重は、津波時①における荷重（851kN）の約 4.9 倍（4,171kN）となっている。
- ・コンクリートの最小主応力図（図 4.3.2-22）から、コンクリートの圧縮破壊は生じていないことを確認した。
- ・最大せん断応力図（図 4.3.2-23）から、新設部分（ $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ ）の一部の要素において、せん断強度（ $f'_{ck}\times 1/5 = 4.8\text{N/mm}^2$ ）に相当する応力が発生していることを確認した。
- ・鉄筋の応力図（図 4.3.2-24）から、海側の下端付近において主鉄筋が降伏に至っていることを確認した。
- ・新設部分と既設部分の境界部における発生応力図（図 4.3.2-25）から、既設部分天端の境界部において、部分的にせん断強度 1.5N/mm^2 に達し、せん断破壊が生じていることを確認した。また、境界部における引張破壊は生じていないことを確認した。

以上のことから、地震荷重の作用方向を陸方向とした場合には、新設部分の海側下端において、既設部分との境界部の一部にせん断破壊が生じ、コンクリートがせん断強度に相当する応力が発生したものの、弱部として想定していた既設護岸の天端（EL 11.0m）付近が健全であることから、津波時①の約 4.9 倍となる荷重において、一体性を損なわないことを確認した。



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-22 コンクリートの最小主応力図
(津波時①-1)

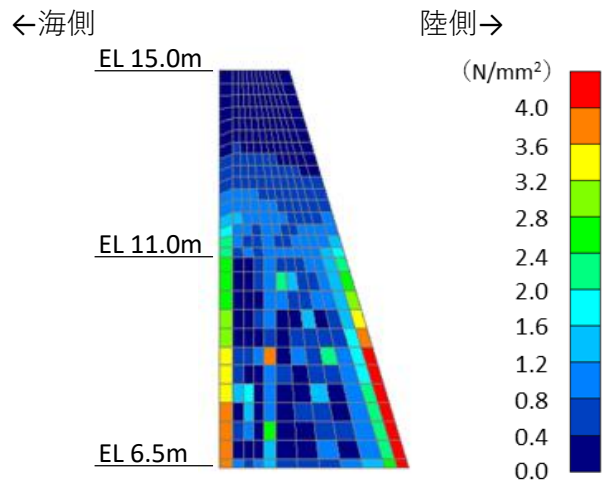
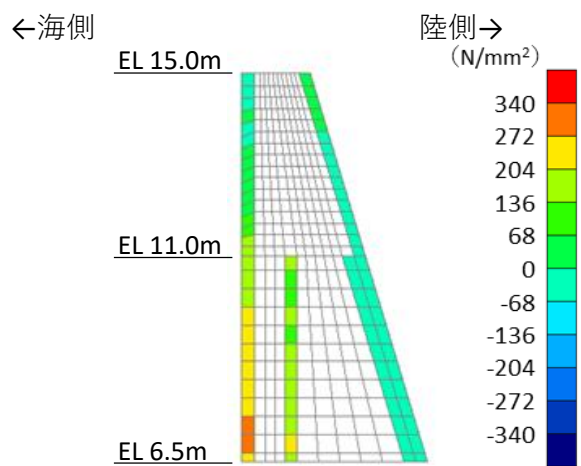


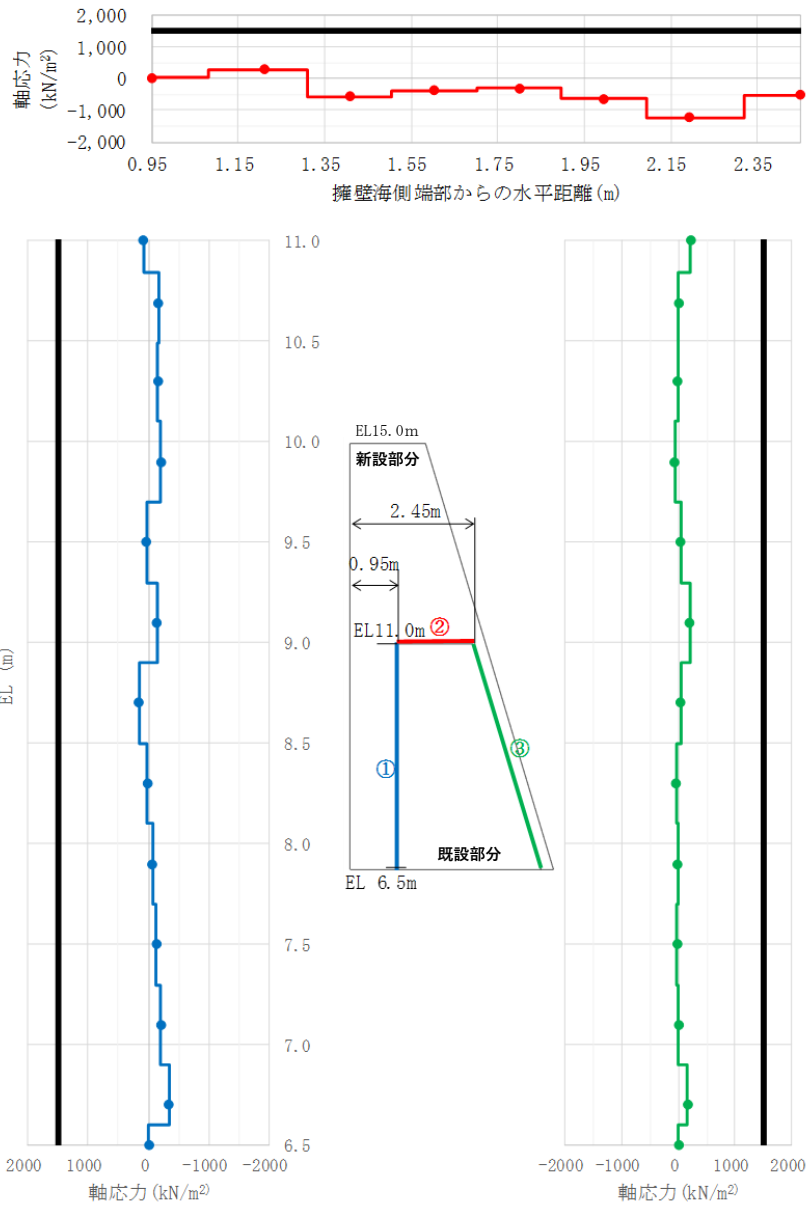
図 4.3.2-23 コンクリートの最大せん断応力図
(津波時①-1)



[応力は引張を正，圧縮を負とする]

図 4.3.2-24 鉄筋の応力図

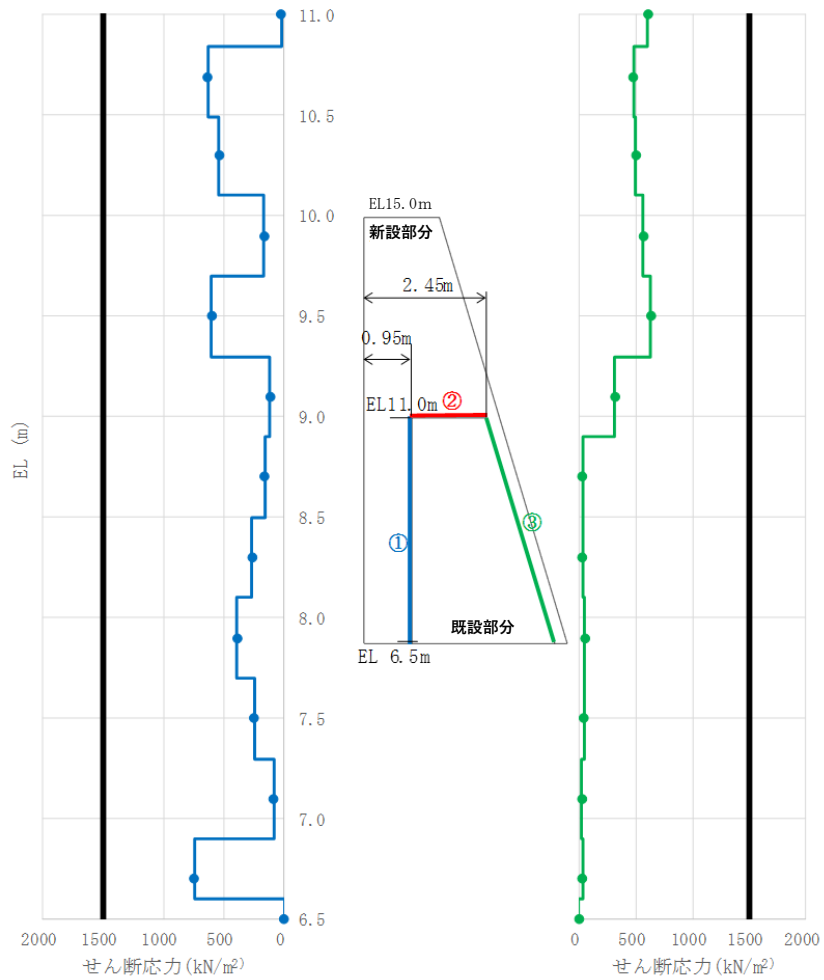
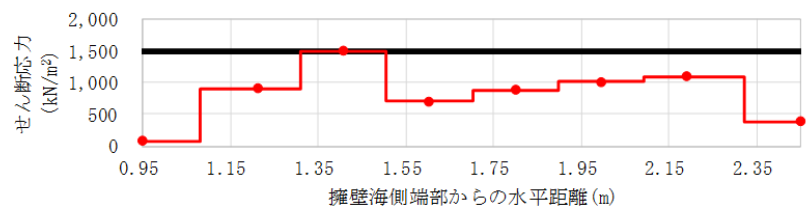
(津波時①-1)



※圧縮：負、引張：正、引張強度1,500 (kN/m²)

[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.2-25(1) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (引張応力)
(津波時①-1)



※せん断強度1,500 (kN/m²)

[応力は引張を正、圧縮を負とする]

図 4.3.2-25(2) 新設部分と既設部分の境界部における発生応力図 (せん断応力)
(津波時①-1)

4.4 重力擁壁の境界部の影響検討まとめ

重力擁壁において既設部分と新設部分の境界部をモデル化した2次元有限要素法（有効応力解析）により、地震荷重作用時及び津波荷重作用時に重力擁壁が曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対して健全性を有することを確認した。また、既設部分と新設部分の境界において、部材の健全性に影響を及ぼす引張破壊及びせん断破壊が生じていないことを確認した。

さらに、既設部分と新設部分の境界部を有する重力擁壁をモデル化した材料非線形解析により、地震荷重作用時及び津波荷重作用時においてコンクリート及び鉄筋に破壊が生じていないこと並びに、境界部分が引張破壊及びせん断破壊していないことを確認した。

地震荷重及び津波荷重を超えた荷重を作用させ、重力擁壁の破壊状況を確認した結果、コンクリートは一部せん断破壊が見られるが、重力擁壁の新設部分と既設部分の境界部に発生するせん断応力がせん断強度に達しすべりが発生した時点における荷重は、地震荷重作用方向が海方向の場合が最も厳しく、地震時①における荷重（955kN）の約1.9倍となっていることを確認した。

したがって、既設部分と新設部分の境界部、並びに新設部分のコンクリート（海側）の一部がせん断破壊に達する荷重（水平荷重1,849kN）に対して、地震荷重（水平荷重955kN, 971kN）及び津波荷重（851kN）は裕度があることから、地震時及び津波時において、既設部分と新設部分の境界部は一体として挙動していると判断した。

5. まとめ

本資料においては、新設部分と既設部分の一体性を確認することを目的とした検討を行い、以下の事項を確認した。

- ① 既設部分と新設部分の付着力について、防波壁の建設時に実施した試験結果から付着力が確保されていることを確認した。
- ② 新設部分の主筋について、重力擁壁下部のコンクリートに対し、「コンクリート標準示方書 2002」に準拠した定着を確保していることを確認した。また、陸側の主筋に対して、主筋を定着させるコンクリートの隅角部と離隔が近いことを模擬した実物大模型を用いた引抜試験を行い、定着部の引抜荷重は鉄筋の降伏荷重を上回り、隅角部との離隔の影響がないことを確認した。
- ③ 新設部分と既設部分の境界部を模擬し、地震時又は津波時の2次元有限要素法及び材料非線形解析を行うことにより、地震時又は津波時に、境界部に起因した部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊が生じないこと並びに、地震時又は津波時において境界部の引張破壊及びせん断破壊が生じないことを確認した。

上記の確認により、防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁における既設部分と新設部分の一体性が確保されていることを確認した。

(参考資料 2) 改良地盤⑥の物性値の設定方法について

1. 概要

防波壁（波返重力擁壁）の耐震評価に必要な地盤の物性値は、VI-2-1-3 「地盤の支持性能に係る基本方針」において説明している。

防波壁（波返重力擁壁）の耐震評価及び強度計算の前提となる改良地盤⑥の内的安定評価に必要な物性値について、室内試験の結果を踏まえ新たに設定したことから、説明を行う。

2. 地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。改良地盤⑥の物性値のうち、引張強度及び残留強度(粘着力、内部摩擦角)については、室内試験の結果等を踏まえて設定する。

本章では、当該試験結果及び物性値の設定について説明する。図 2-1 及び図 2-2 に改良地盤⑥の配置図を示す。

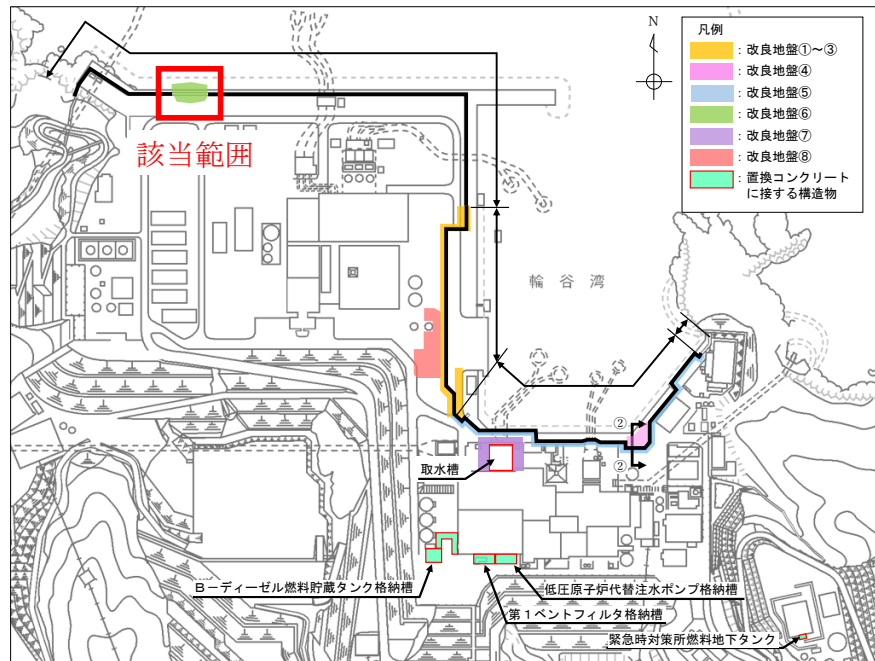


図 2-1 改良地盤⑥の平面配置図

(単位：m)

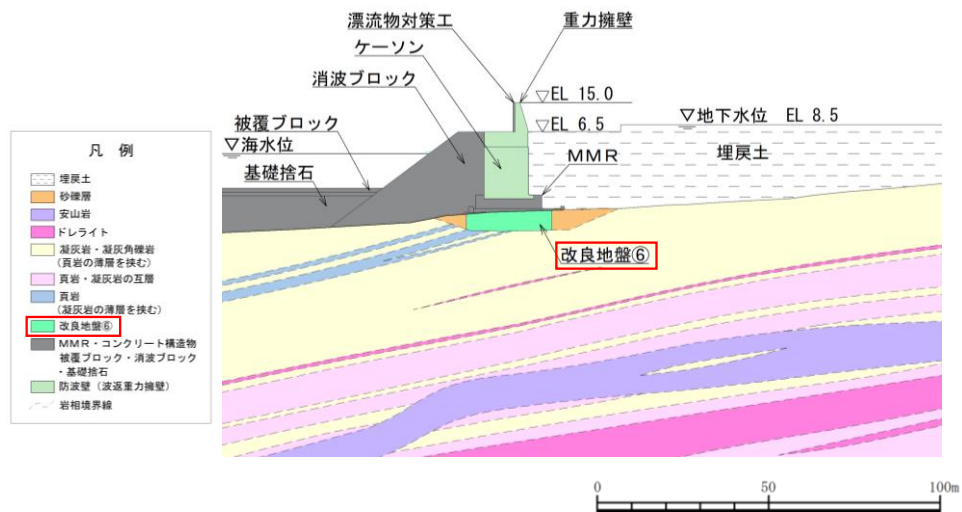


図 2-2 改良地盤⑥の配置図

(防波壁 (波返重力擁壁), ②-②断面)

2.1 室内試験を踏まえた解析用物性値の設定

2.1.1 試験方法

室内試験は、表 2.1.1-1 に示す通り地盤工学会（JGS）の試験基準に基づき実施する。供試体は添付書類VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」で示した室内配合試験によって作成されたものを用いる。

表 2.1.1-1 改良地盤⑥の改良地盤の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
引張強度	岩石の圧裂引張り 試験方法	JGS 2551	3 以上
残留強度 (粘着力, 内部摩擦角)	土の圧密非排水 三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3 以上

2.1.2 解析用物性値の設定方法

(1) 残留強度

残留強度については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のせん断強度の設定に用いた三軸圧縮試験結果において、せん断破壊後のせん断強さを用いて設定を行う。

(2) 引張強度 σ_t

引張強度については、圧裂引張試験結果を用いて設定を行う。

2.1.3 解析用物性値の設定

(1) 試験結果

改良地盤⑥の室内試験における試験数量を表 2.1.3-1 に示す。また、試験結果を表 2.1.3-2、図 2.1.3-1 及び図 2.1.3-2 に示す。

残留強度については、図 2.1.3-1 に示す三軸圧縮試験により得られた軸差応力－軸ひずみ関係において、せん断破壊・ひずみ軟化後の残留強さをを用い、図 2.1.3-2 に示すモールの応力円を描き、粘着力及び内部摩擦角を求めた。

表 2.1.3-1 改良地盤⑥の室内試験における試料数量

項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量	
			改良地盤④	改良地盤⑤
引張強度	岩石の圧裂引張り 試験方法	JGS 2551	3	3
残留強度 (残留強度, 内部摩擦角)	土の圧密非排水 三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3	3

表 2.1.3-2 改良地盤⑥における圧裂引張試験結果

地盤	引張強さ σ_t [kN/m ²]	平均値 [kN/m ²]
改良地盤⑥	395	436
	442	
	471	

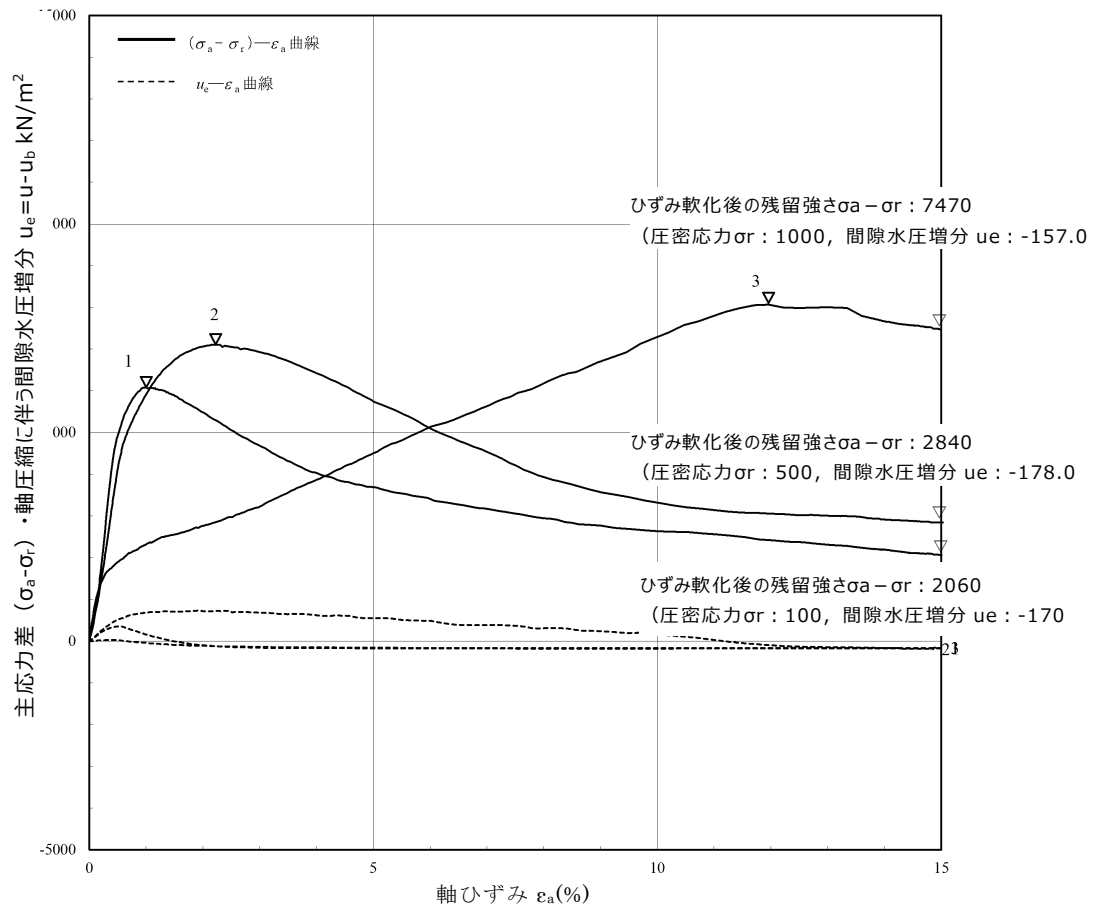


図 2.1.3-1 三軸圧縮試験における軸差応力-軸ひずみ関係

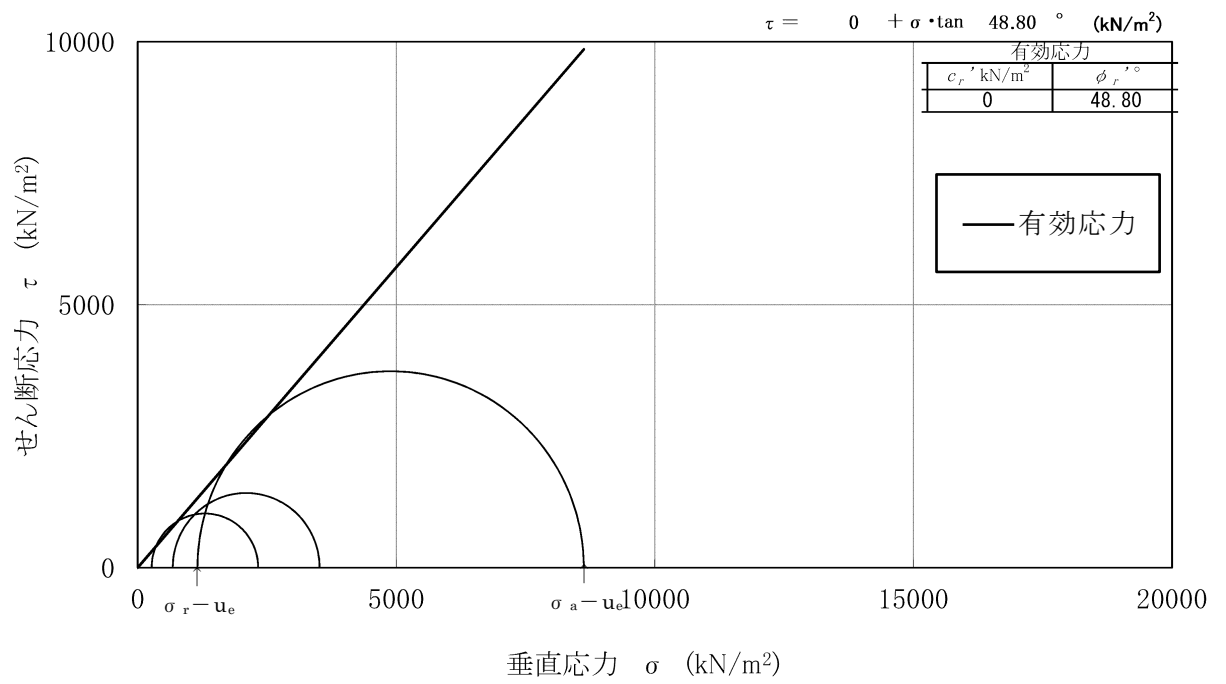


図 2.1.3-2 改良地盤⑥における三軸圧縮試験結果

(2) 解析用物性値の設定

a. 残留強度

室内試験の結果を踏まえた残留強度の物性値を表 2.1.3-3 に示す。

表 2.1.3-3 残留強度の物性値

	粘着力 c' [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ' [°]
改良地盤⑥	0	48.80

b. 引張強度 σ_t

室内試験の結果を踏まえた引張強度の物性値を表 2.1.3-4 に示す。

表 2.1.3-4 引張強度の物性値

	引張強度 σ_t [kN/m ²]
改良地盤⑥	436

2.2 改良地盤の物性値

以上を踏まえ、改良地盤⑥の物性値を表 2.2-1 に、その設定根拠を表 2.2-2 に示す。

表 2.2-1 改良地盤⑥の解析用物性値

		解析用物性値
		改良地盤⑥
残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]	0
	内部摩擦角 ϕ' [°]	48.80
引張強度	σ_t [kN/m ²]	436

表 2.2-2 改良地盤⑥の設定根拠

		設定根拠
残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]	室内試験結果を踏まえた粘着力を設定
	内部摩擦角 ϕ' [°]	室内試験結果を踏まえた内部摩擦角を設定
引張強度	σ_t [kN/m ²]	室内試験結果を踏まえた引張強度を設定

(参考資料 3) ケーソン中詰材改良体の解析用物性値について

1. 概要

防波壁(波返重力擁壁)のうち、重力擁壁を支持する鉄筋コンクリート造のケーソンは、図 1-1 に示すとおり、前壁、後壁、側壁、隔壁及び底版(フーチング含む)で構成される箱型形状であり、箱型内部には格子状に複数隔壁を配置しており、側壁及び隔壁により囲まれた箇所には、中詰コンクリート又は中詰材(銅水砕スラグ又は砂)を充填している。

設置許可段階では中詰材の一部を改良することで構造成立性を確認している。なお、詳細な中詰材の改良範囲及び仕様については、詳細設計段階で説明することとしていた。

詳細設計段階においては、図 1-1 に示す赤色範囲の追加により、すべての中詰材(銅水砕スラグ又は砂)を改良し、ケーソンの耐震・耐津波安全性を向上させることとした。

防波壁(波返重力擁壁)の評価において、中詰材の改良に伴い、ケーソン内の改良した中詰材(以下「中詰材改良体」という。)を解析モデルに反映するため、原位置試験及び室内試験等に基づき、適切な解析用物性値を設定する。

本資料では、中詰材改良体の解析用物性値について説明する。

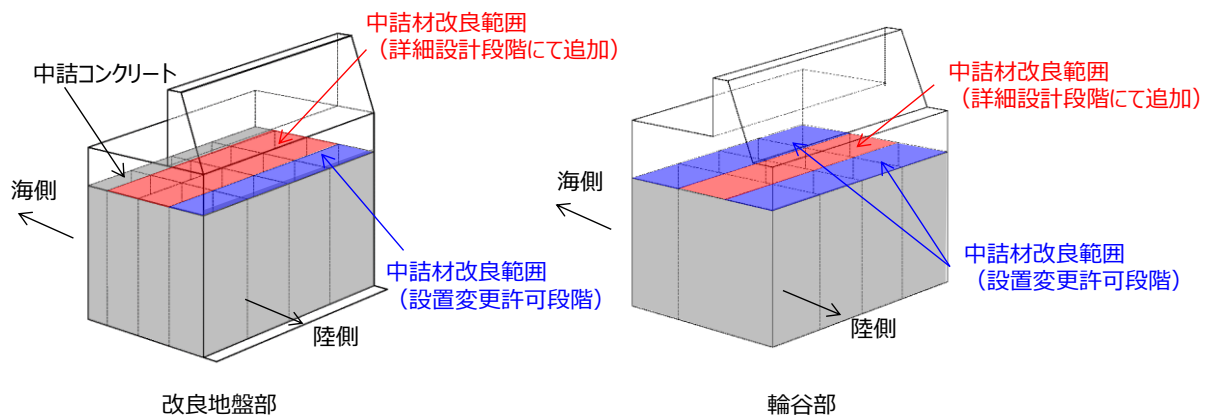


図 1-1 中詰材の改良範囲

2. 中詰材改良範囲と改良工法

2.1 中詰材改良範囲

2.2.1 設置変更許可段階において考慮した中詰材改良範囲

設置変更許可段階では、地震時の荷重を直接負担する後壁等で構造が成立しないことを確認したため、図 2-1 に青色で示す範囲を改良した場合の検討を実施し、構造成立性を確認している。

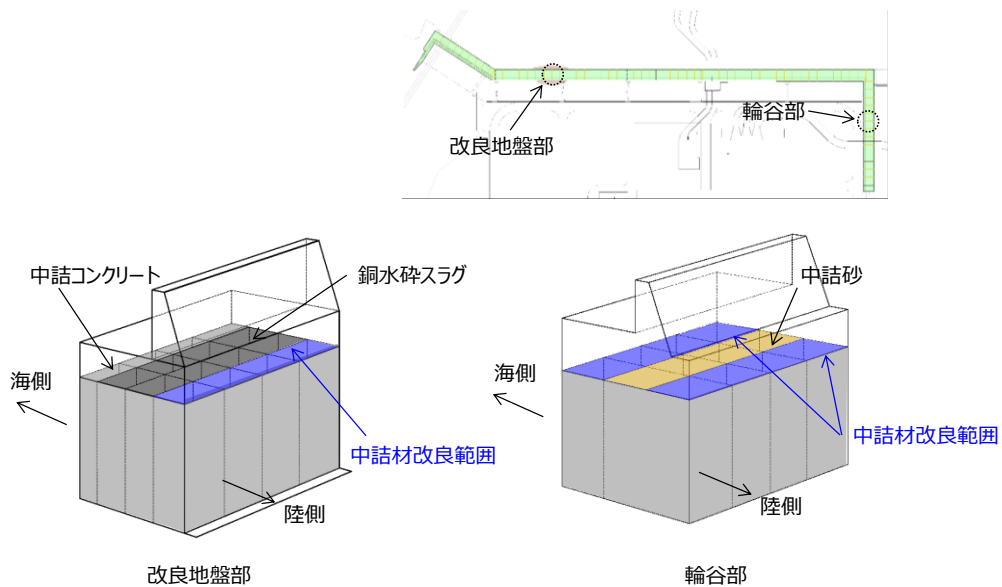


図 2-1 設置許可段階におけるケーソン中詰材改良範囲

2.2.2 詳細設計段階において考慮する中詰材改良範囲

詳細設計段階では、図 2-2 に示すとおり、ケーソン内のすべての区画の中詰材を改良することにより、中詰材改良体を介して各部材に応力伝達させること及び変形を抑えることで、ケーソンの耐震・耐津波安全性を向上させることとした。

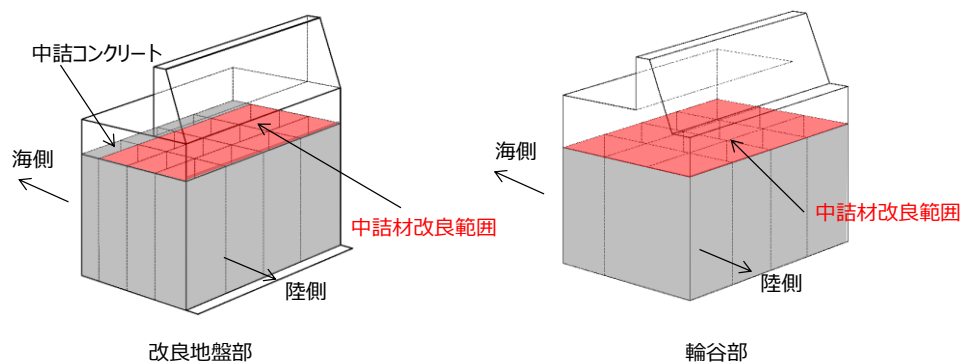


図 2-2 詳細設計段階におけるケーソン中詰材改良範囲

2.2 中詰材の改良工法

ケーソンの中詰材（銅水砕スラグ又は砂）は、固化材を噴射しながら混合・攪拌する改良工法である高圧噴射攪拌工法により改良する。高圧噴射攪拌工法の施工イメージを図 2-3 に、施工状況を図 2-4 に示す。

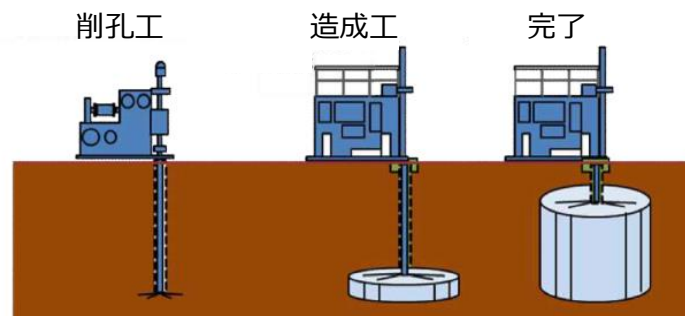


図 2-3 高圧噴射攪拌工法の施工イメージ



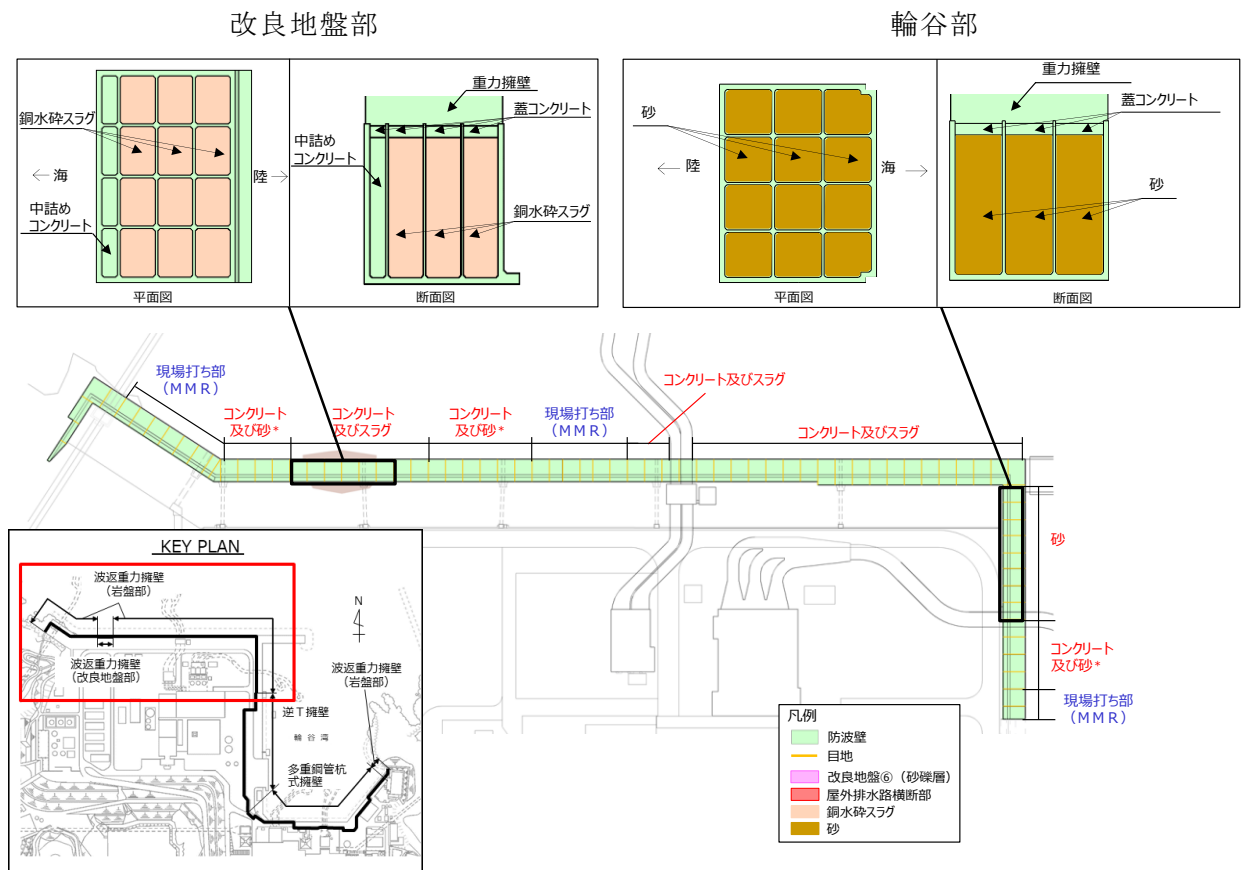
図 2-4 高圧噴射攪拌工法によるケーソン中詰材改良の施工状況

3. 中詰材改良体の解析用物性値の設定

3.1 基本方針

ケーソンにおける中詰材改良体の解析用物性値については、中詰材の改良を実施した範囲において実施した原位置試験及び室内試験の試験結果を踏まえて設定する。なお、改良する中詰材は、銅水砕スラグ又は砂に大別されることから、それぞれについて解析用物性値を設定する。

中詰材改良体の平面配置図、平面図及び断面図を図 3-1 に示す。



注記* : コンクリート及び砂の場合、左図の中詰材である銅水砕スラグの代わりに砂を使用。

図 3-1 ケーソンにおける中詰材改良体の平面配置図、平面図及び断面図

3.2 解析用物性値の設定方法

中詰材改良体の解析用物性値は、原位置試験又は室内試験の試験結果を踏まえて設定する。

3.2.1 密度 ρ

中詰材改良体の密度 ρ は、室内試験の試験結果を踏まえて設定する。

3.2.2 弾性係数 E

後述する三軸圧縮試験結果（図 3-6）を踏まえ、中詰材改良体は線形材料と見なすことができるため、3次元構造解析に入力する解析用物性値として、弾性係数 E を（式 1）及び（式 2）に基づき設定する。

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (\text{式 1})$$

$$G = \rho V_s^2 \quad (\text{式 2})$$

ここに、

E : 弾性係数 (kN/m²)

ν : ポアソン比

G : せん断弾性係数 (kN/m²)

ρ : 密度 (g/cm³)

V_s : S 波速度 (m/s)

3.2.3 ポアソン比 ν

中詰材改良体のポアソン比 ν は、文献（液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法（港湾技研資料 No. 869））に基づき、（式 3）により算定した。

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \quad (\text{式 3})$$

ここに、

ν : ポアソン比

K₀ : 静止土圧係数 (=0.5)

3.2.4 粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ

中詰材改良体の強度特性である粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ については、三軸圧縮試験結果を踏まえて設定する。

3.3 原位置試験及び室内試験

3.3.1 試験方法

原位置試験及び室内試験は、地盤工学会（JGS）の試験基準に基づき、表 3-1 のとおり実施する。

表 3-1 中詰材改良体の試験項目及び数量

試験項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
飽和密度	岩石の密度試験方法 (浸水+減圧脱気)	JGS 2132	3 以上
S 波速度	地盤の弾性波速度検層方法	JGS 1122	—*
粘着力 内部摩擦角	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3 以上
圧縮強度	岩石の一軸圧縮強度	JGS 2521	—

注記* : PS 検層の測定区間長 1m を一つの試料数とみなす。

3.3.2 試料採取及び原位置試験位置

中詰材改良体の試料採取位置，採取した試料を用いた室内試験の実施項目及び数量を図 3-2，表 3-2 にそれぞれ示す。

また，原位置試験位置，試験項目及び数量を図 3-4，表 3-4 にそれぞれ示す。

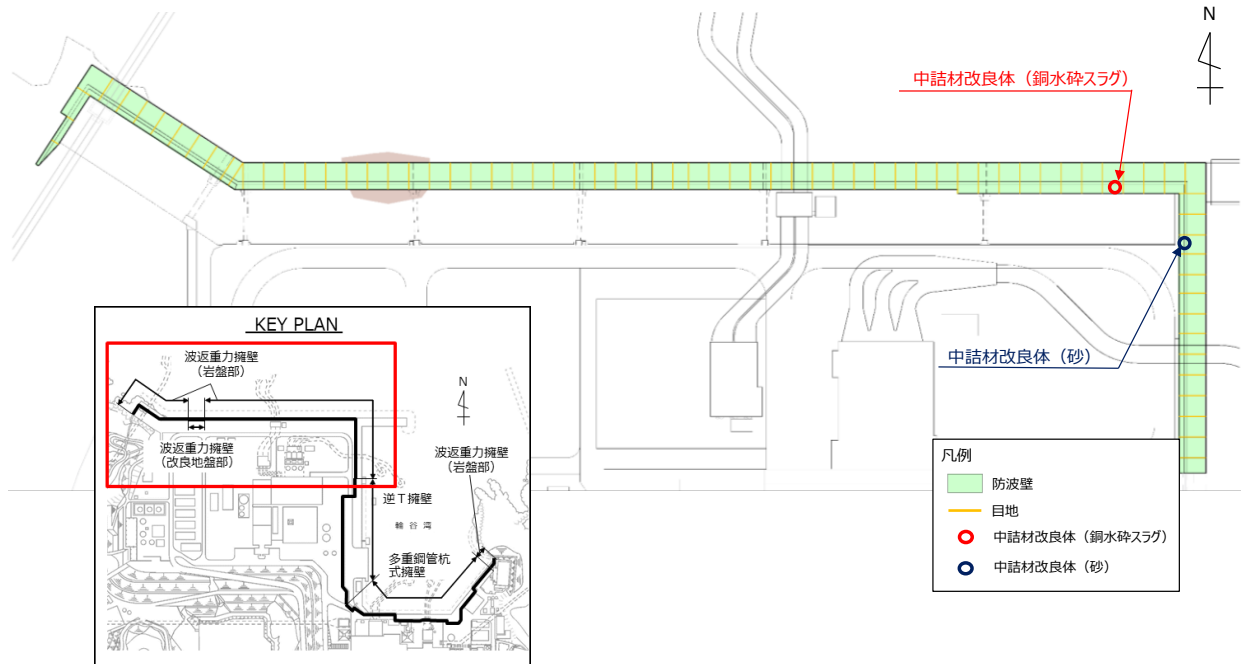


図 3-2 中詰材改良体の試料採取位置

表 3-2 室内試験実施項目及び数量

試験項目	数量		
	中詰材改良体 (銅水砕スラグ)	中詰材改良体 (砂)	合計
密度試験	8	3	11
三軸圧縮試験	3	3	6

なお，三軸圧縮試験の試料採取深度については表 3-3 に示す。

各コア写真を図 3-3 に示す。

表 3-3 三軸圧縮試験の試料採取深度

試験項目	中詰材改良体 (銅水砕スラグ)	中詰材改良体 (砂)
三軸圧縮試験	EL-4.61～-4.71m	EL-5.40～-5.53m
	EL-4.81～-4.94m	EL-5.53～-5.66m
	EL-4.94～-5.07m	EL-5.97～-6.10m

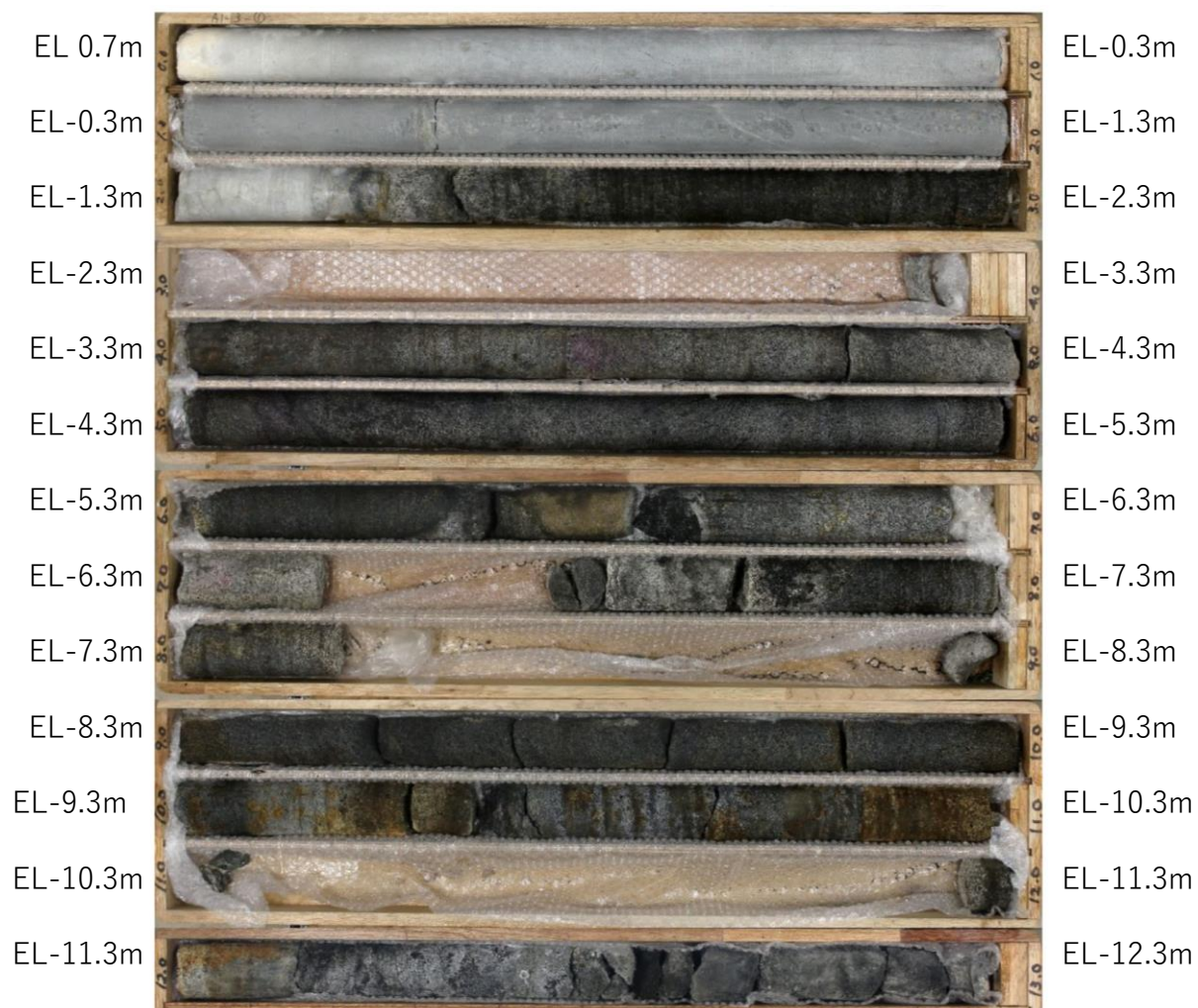


図 3-3 (1) 中詰材改良体 (銅水砕スラグ)



図 3-3 (2) 中詰材改良体 (砂)

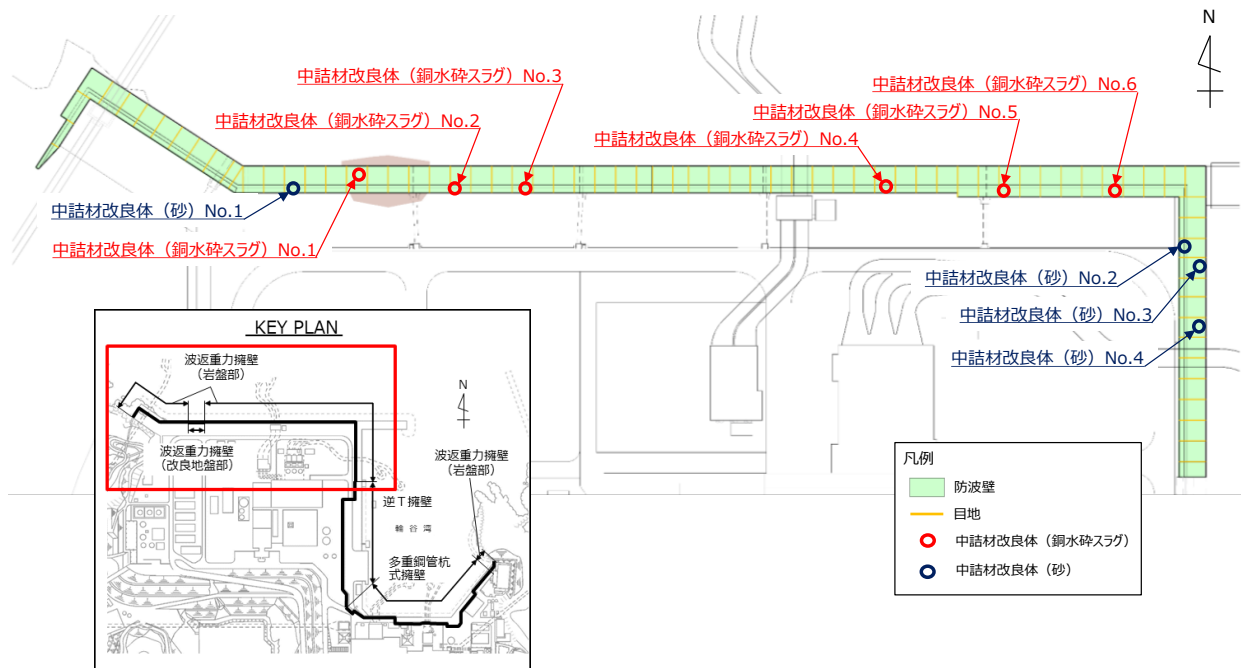


図 3-4 原位置試験位置図

表 3-4 原位置試験実施項目及び数量

試験項目	数量					
	中詰材改良体 (銅水砕スラグ)		中詰材改良体 (砂)		合計	
P S 検層	孔数	試験数*	孔数	試験数*	孔数	試験数*
		6	45	4	28	10

注記*：P S 検層の測定区間長 1m を一つの試験数とみなす。

3.4 解析用物性値の設定

3.4.1 試験結果

中詰材改良体の密度試験結果を表 3-5 及び表 3-6 に、三軸圧縮試験結果を図 3-5 及び図 3-6 に、P S 検層試験結果を表 3-7 に、一軸圧縮試験結果を表 3-8 にそれぞれ示す。

なお、図 3-6 に示すとおり、三軸圧縮試験の応力ひずみ関係 ($\sigma - \varepsilon$) では、明瞭なピークが認められ、直線性を示すことから、中詰材改良体は線形材料と見なすことができる。

表 3-5 密度試験結果 (中詰材改良体 (銅水砕スラグ))

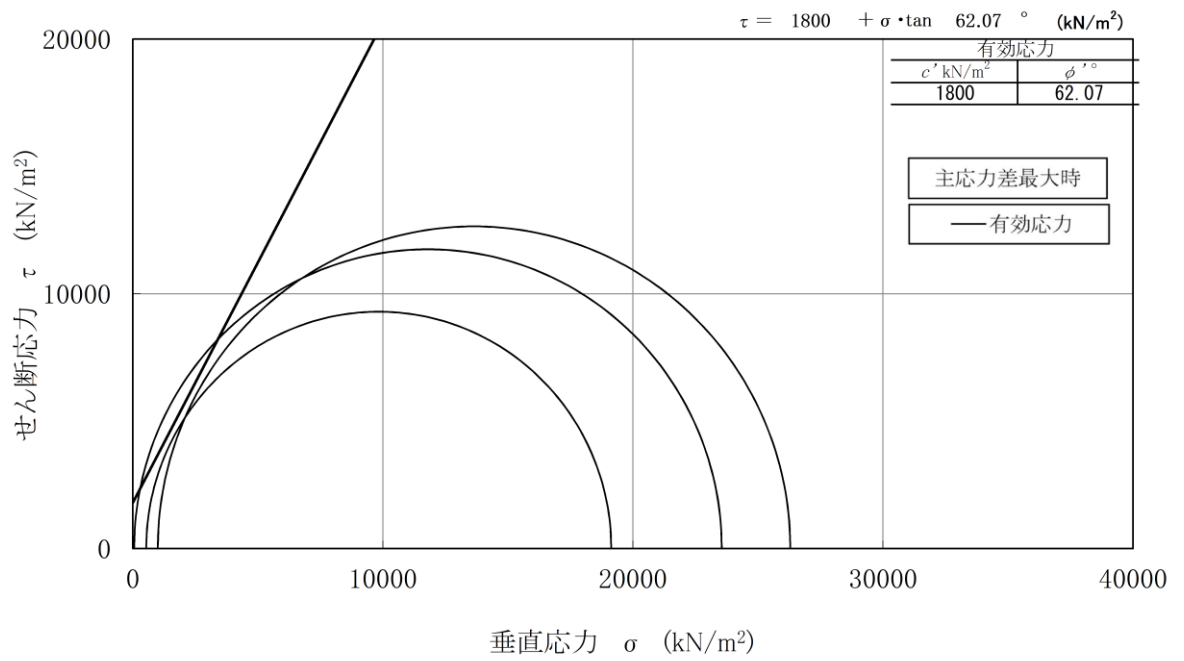
試料採取位置	飽和密度 (g/cm ³)
中詰材改良体 (銅水砕スラグ)	2.67
	2.68
	2.67
	2.72
	2.70
	2.69
	2.78
	2.79
平均	2.71

表 3-6 密度試験結果 (中詰材改良体 (砂))

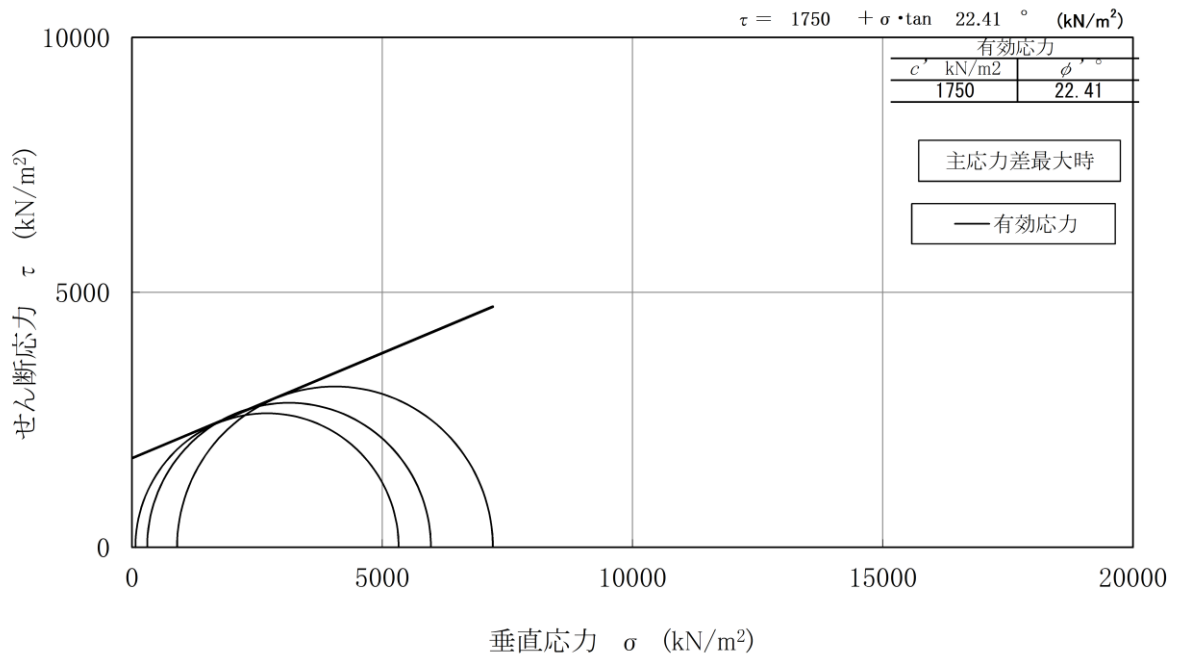
試料採取位置	飽和密度 (g/cm ³)
中詰材改良体 (砂)	2.01
	2.00
	1.99
平均	2.00

表 3-7 P S 検層試験結果

深度 (m)	S 波速度 (m/s)									
	中詰材改良体 (銅水砕スラグ)						中詰材改良体 (砂)			
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
EL0.5~EL- 0.5	1260	950	1380	1440	1250	1290	1070	1320	950	1050
EL-0.5~EL- 1.5	1260	950	1380	1440	1250	1290	1070	1320	950	1050
EL-1.5~EL- 2.5	1260	950	1380	1620	1250	1290	1090	1320	1070	1050
EL-2.5~EL- 3.5	1260	1100	1380	1620	1250	1290	1090	1320	1070	1050
EL-3.5~EL- 4.5	1260	1100	1380	-	1400	1540	1190	1680	-	1420
EL-4.5~EL- 5.5	1260	1100	1380	-	1400	1540	1190	1680	-	1420
EL-5.5~EL- 6.5	1260	1280	1380	-	1400	1540	-	1680	-	1420
EL-6.5~EL- 7.5	1260	-	1380	-	1400	1540	-	1680	-	1420
EL-7.5~EL- 8.5	-	-	-	-	1390	1660	-	1920	-	1700

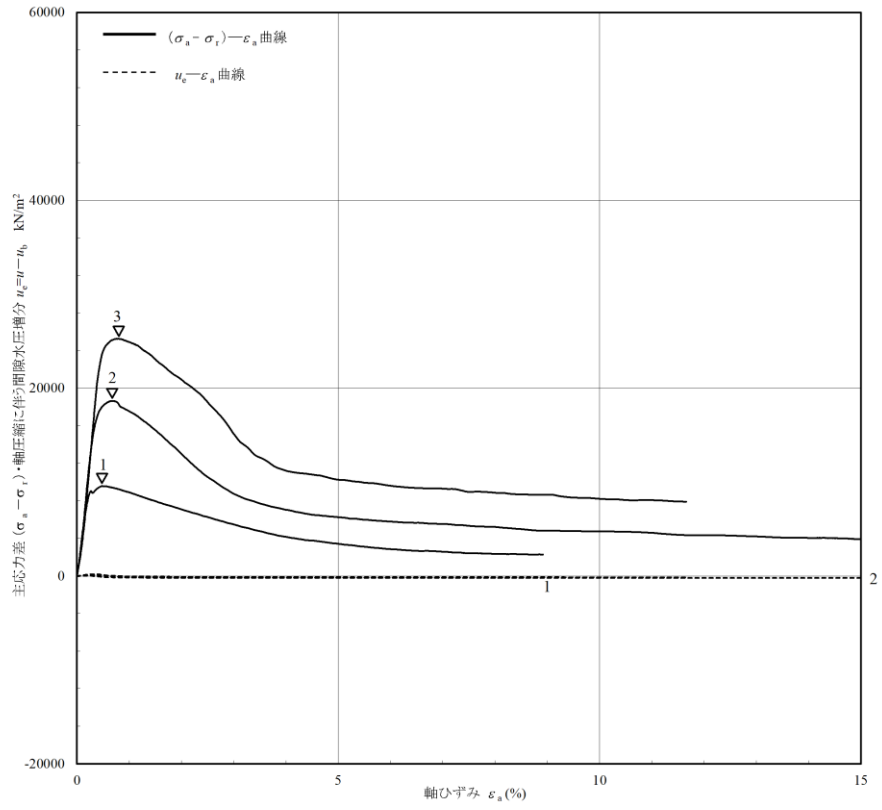


中詰材改良体（銅水砕スラグ）

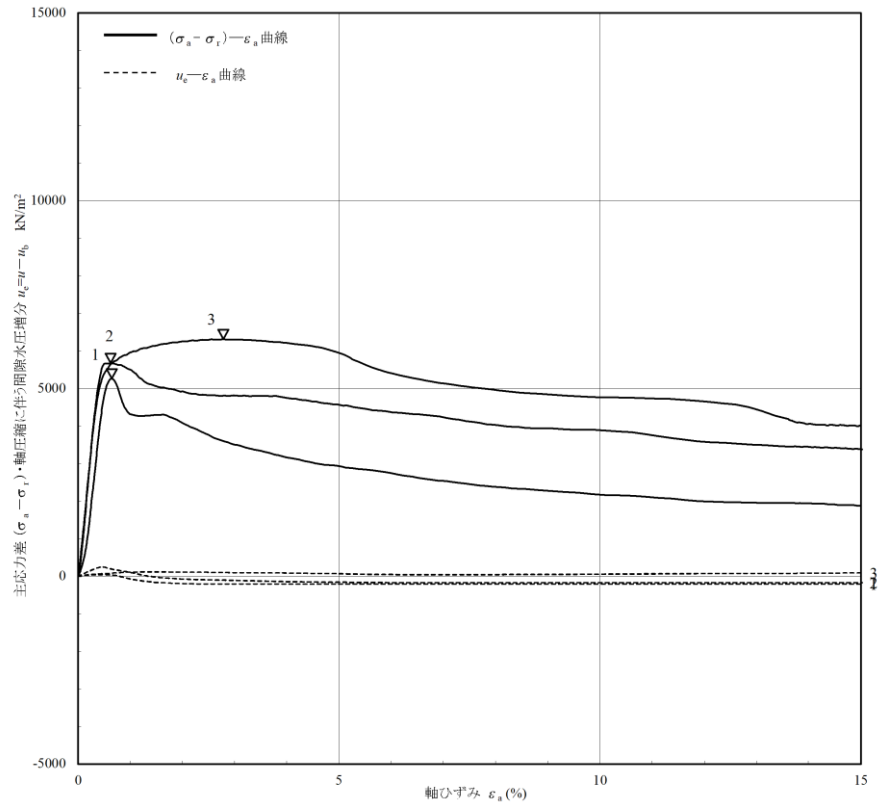


中詰材改良体（砂）

図 3-5 三軸圧縮試験結果



中詰材改良体（銅水砕スラグ）



中詰材改良体（砂）

図 3-6 三軸圧縮試験結果（応力ひずみ関係 $(\sigma - \varepsilon)$ ）

表 3-8 一軸圧縮試験結果

測定箇所		一軸圧縮強度*		
		(kN/m ²)		
		上層	中層	下層
中詰材改良体 (銅水砕スラグ)	No. 1	12940.6	9426.6	4040.4
	No. 4	4654.5	4175.3	3462.6
	No. 5	13569.1	13374.3	20173.2
	No. 6	11698.4	12872.1	3956.2
中詰材改良体 (砂)	No. 1	5625.9	6139.9	3312.8
	No. 2	5135.0	3463.5	3593.5
	No. 3	5118.0	3898.5	3292.5
	No. 4	4654.5	4175.3	3462.6

注記* : 設計一軸圧縮強度 3000kN/m²

3.4.2 解析用物性値の設定

中詰材改良体について，室内試験及び原位置試験（P S 検層）における試験結果を踏まえ，解析用物性値を設定する。

(1) 密度 ρ

中詰材改良体（銅水砕スラグ）の密度 ρ については，室内試験で確認された密度 $\rho = 2.71\text{g/cm}^3$ は，改良前の銅水砕スラグの密度 2.30g/cm^3 より大きな値となっている。中詰材改良体（砂）の密度 ρ については，室内試験で確認された密度 $\rho = 2.00\text{g/cm}^3$ は，改良前の砂の密度 2.03g/cm^3 と同等である。密度が小さい方が防波壁（波返重力擁壁）の耐震評価が保守的と考えられることから，密度については改良前の中詰材（銅水砕スラグ又は砂）の密度を解析用物性値として採用する。

(2) S波速度，弾性係数

P S 検層の試験値については，深度に依存する傾向が見られたため，中詰材の中央付近である EL-5.5m を境に上層と下層に分類し，それぞれの層での平均値を算出し，解析用物性値を設定する。

P S 検層の試験値と解析用物性値との比較を表 3-9 に示す。

また，3.2(2) で示した式より求めた弾性係数の解析用物性値を表 3-10 に示す。

表 3-9 P S 検層の試験値と解析用物性値との比較

		試験値（荷重平均値）		解析用物性値
		中詰材改良体（銅水砕スラグ）	中詰材改良体（砂）	
S 波速度 V_s (m/s)	上層	1299	1201	1200
	下層	1408	1637	1400

表 3-10 弾性係数の解析用物性値

		中詰材改良体（銅水砕スラグ）	中詰材改良体（砂）
弾性係数 E (kN/m ²)	上層	8.829×10^6	7.810×10^6
	下層	1.202×10^7	1.063×10^7

(3) 支圧強度

支圧強度については、一軸圧縮強度試験結果を踏まえ、設計一軸圧縮強度 $q_u=3000\text{kN/m}^2$ とする。

4. 中詰材改良体の充填確認について

ケーソンの中詰材に対して行った高圧噴射攪拌工法は、隔壁に囲まれた区画ごとに行い斜め下向き方向に固化材を噴射しながらケーシングを引上げ、下層から上層へ混合攪拌を進めていく。噴射エネルギーはケーソン隔壁の区画内で底版に当たって跳ね返り、固化材と中詰材は噴上げ状態となり、図 4-1 に示すとおり底版から蓋コンクリート下部まで順次中詰改良体が構築される。

高圧噴射攪拌工法による中詰材改良は、ケーソン区画内全体が改良されるように改良幅や配置等を決定し、施工する。施工時においては固化材の噴射量や引上げ速度を管理して固化材を充填していく。充填完了後に固化材のブリーディングがあれば再充填を行い、蓋コンクリート下端まで隙間なく充填する。

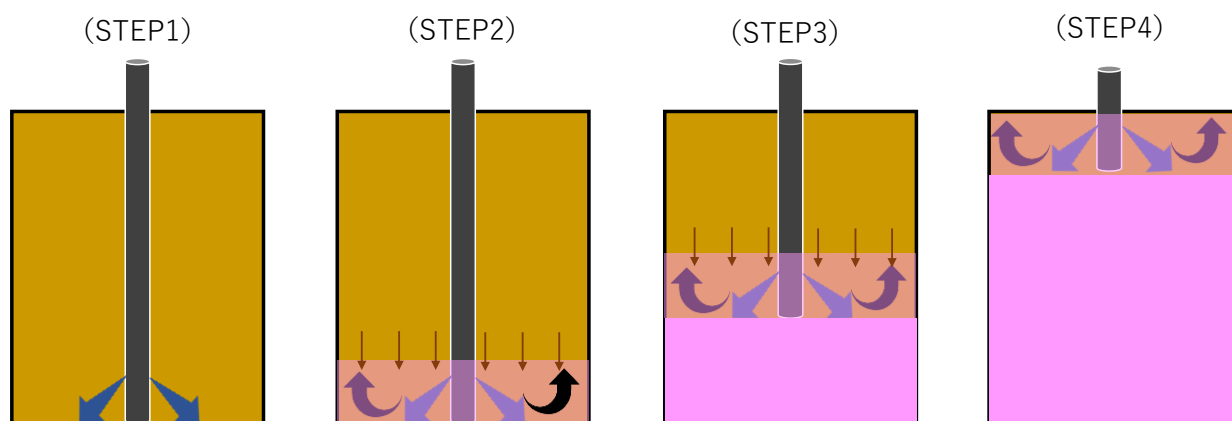


図 4-1 高圧噴射攪拌工法概念図

高圧噴射攪拌工法での中詰材改良においては、上部に重力擁壁があるために斜めに施工する箇所がある。斜めにケーシングを建込んで固化材を噴射する際のケーソン区画内の固化材の充填性を確認するため、重力擁壁を避けた場所において試験施工として斜め施工での高圧噴射攪拌工法を行い、隔壁区画の隅角部においてチェックボーリングを行い原位置試験及び室内試験を実施した。チェックボーリング及び試験の概要を表 4-1 に、試験施工（斜め施工）断面イメージを図 4-2 に、チェックボーリング実施位置を図 4-3 に示す。

表 4-1 チェックボーリング及び試験の概要

試験施工仕様		チェック ボーリング位置	試験項目
中詰材	鉛直性		
砂	斜め施工 (9°)	改良した区画の 隅角部	一軸圧縮 強度 PS 検層

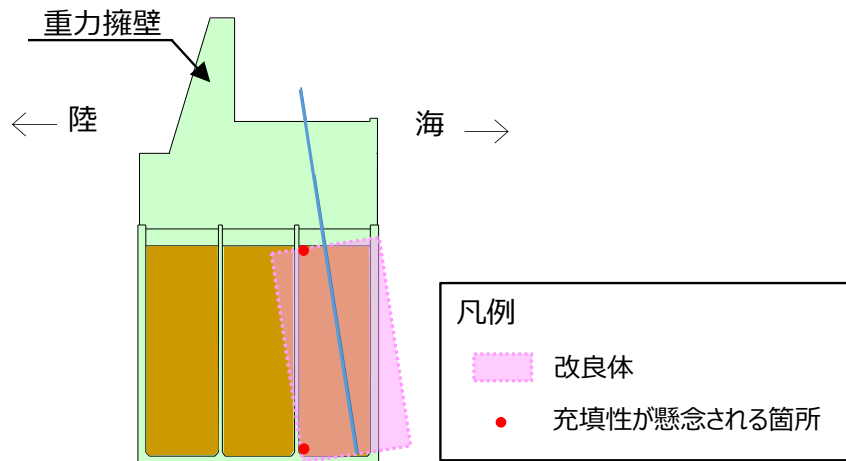


図 4-2 試験施工（斜め施工）断面イメージ図

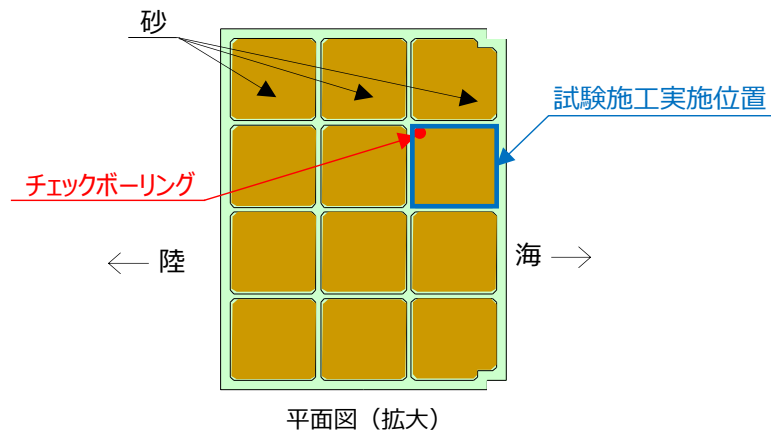


図 4-3 チェックボーリング実施位置

チェックボーリングで実施した原位置試験及び室内試験結果を表 4-2 に示す。P S 検層の試験結果は「3.4.1 試験結果」と同程度の値であることから、斜め施工においても隔壁区画の隅角部においても十分に改良されていることを確認した。また、図 4-4 に示すサンプリングしたコアより、蓋コンクリート下端部まで改良が実施できていることを確認した。試験施工により区画内のすべての中詰材が改良されたことを確認したため、全区画において試験施工と同様の改良幅により改良を実施する。

表 4-2 チェックボーリングの試験結果

測定箇所	試験内容	試験結果		
		上層	中層	下層
チェックボーリング (隔壁区画の隅角部)	一軸圧縮強度* (kN/m ²)	3614.7	3781.0	3754.3
	PS 検層 (Vs) (m/s)	1160	1290	1420

注記* : 設計一軸圧縮強度 3000kN/m²

(蓋コンクリート下端)



図 4-4 チェックボーリングのサンプリングコア

(参考資料 4) 3次元構造解析の照査時刻の選定の妥当性について

1. はじめに

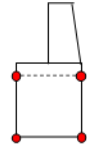
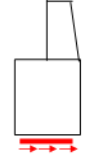
防波壁（波返重力擁壁）の施設の健全性評価については、地震応答解析及び3次元構造解析により評価することとしている。施設のうち、重力擁壁については、地震応答解析により全時刻を対象として評価を実施するが、ケーソンについては、隔壁を有しており、その影響を考慮する必要があることから、3次元構造解析により照査時刻を選定して評価を実施する。

3次元構造解析により評価を行うケーソンは、構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる照査時刻を選定しており、表 1-1 に示す照査時刻を選定している。ケーソンは地震動 1 波あたり 2 時刻の照査を 3次元構造解析により実施している。

本検討では、表 1-1 に示す照査時刻（2 時刻）における地震時荷重の包絡（以下「照査時刻包絡荷重」という。）と全時刻における地震時荷重の包絡（以下「全時刻包絡荷重」という。）の深度分布を比較し、照査時刻以外の荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼすことなく時刻選定が妥当であることを検証する。

検証の結果、ケーソンの耐震評価において、照査時刻の荷重より大きい荷重は、ケーソンへの耐震評価に影響を与えない荷重であることを確認した。以上から、現設計で実施している照査時刻が妥当であることを確認した。

表 1-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位	荷重抽出時刻	抽出する応答値
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面内) 	ケーソンにおける頂版間の層間変位が最大となる時刻	ケーソン上端部の 2 節点、ケーソン下端部 2 節点の応答変位を用いて回転成分を除去した層間変位
時刻 2	せん断破壊	壁 (面外) 	総水平荷重が最大となる時刻	底面地盤せん断応力の積算値

2. 確認手順

ケーソンは、表 1-1 に示すとおり、地震動 1 波あたり 2 時刻の照査時刻を選定し、図 2-1 及び図 2-2 に示す耐震評価フローに従い、1 断面あたり最大計 32 ケースの 3 次元構造解析による耐震評価を行っている。

ケーソンの耐震評価における照査時刻の妥当性の検証は、図 2-3 に示す確認フローに基づき行うこととし、選定した照査時刻とは異なる時刻における荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼさないことを確認する。

確認方法は、ケーソンの耐震評価で選定した照査時刻包絡荷重と全時刻包絡荷重の深度分布を比較し、照査時刻包絡と全時刻包絡の大小関係を確認する。照査時刻包絡が全時刻包絡を包含していない場合は、包含していない時刻を抽出し、その時刻の荷重状態がケーソンの耐震評価に影響を与える可能性があるかを確認する。なお、ケーソンは偏土圧の影響を受ける構造物であり、主たる荷重が土圧であることを踏まえ、地震時荷重は土圧に着目する。

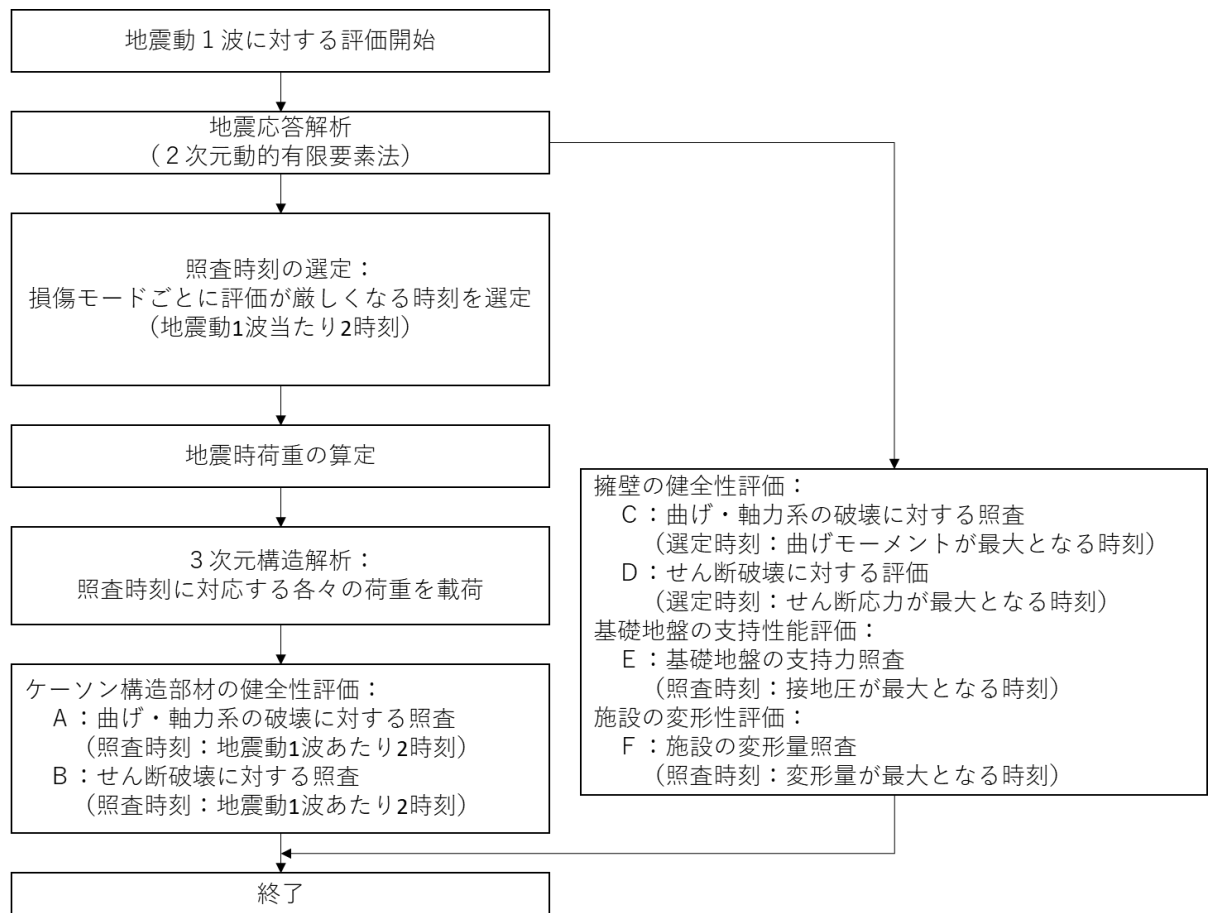


図 2-1 耐震評価フロー (基本フロー (地震動 1 波に対する評価フロー))

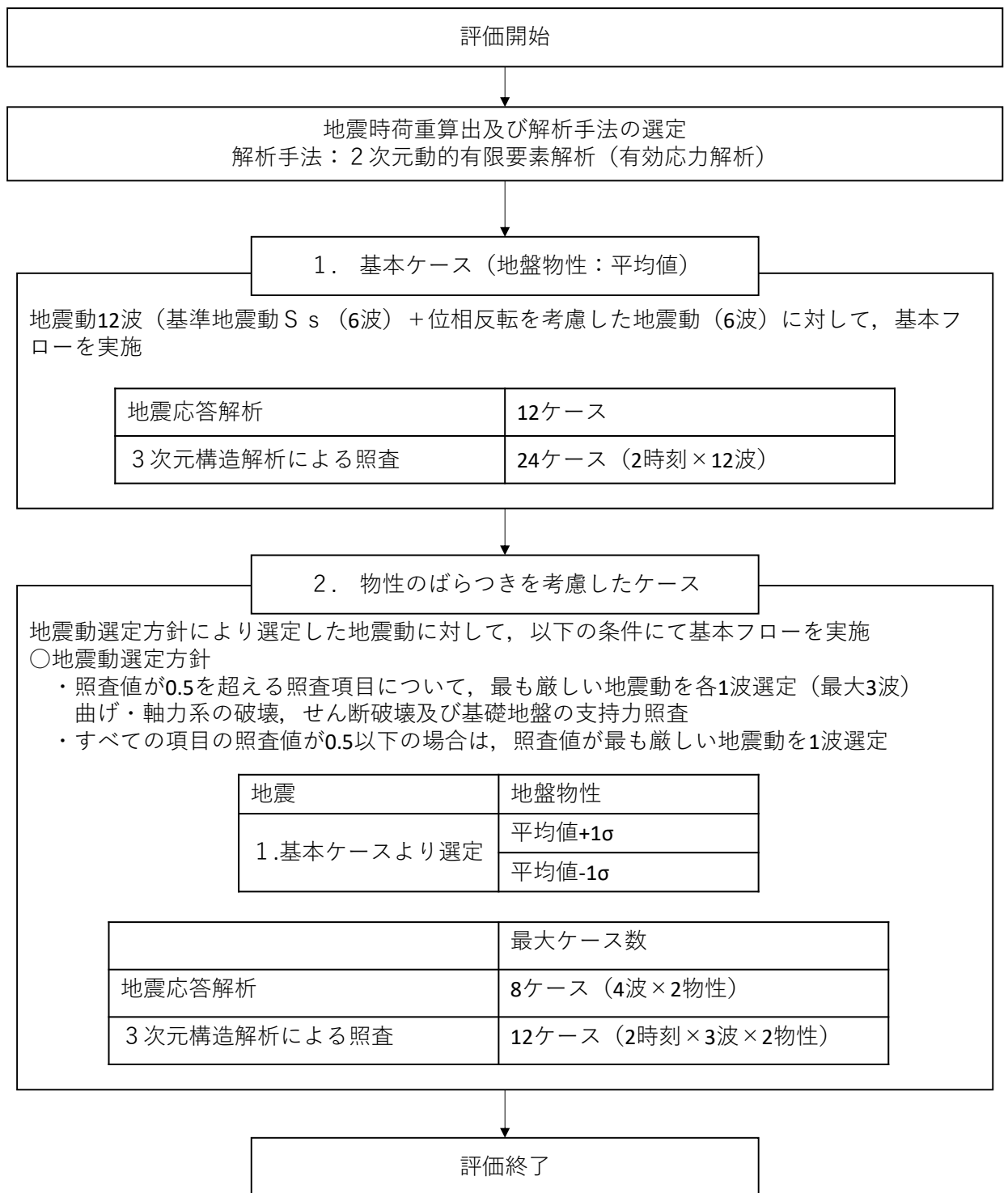
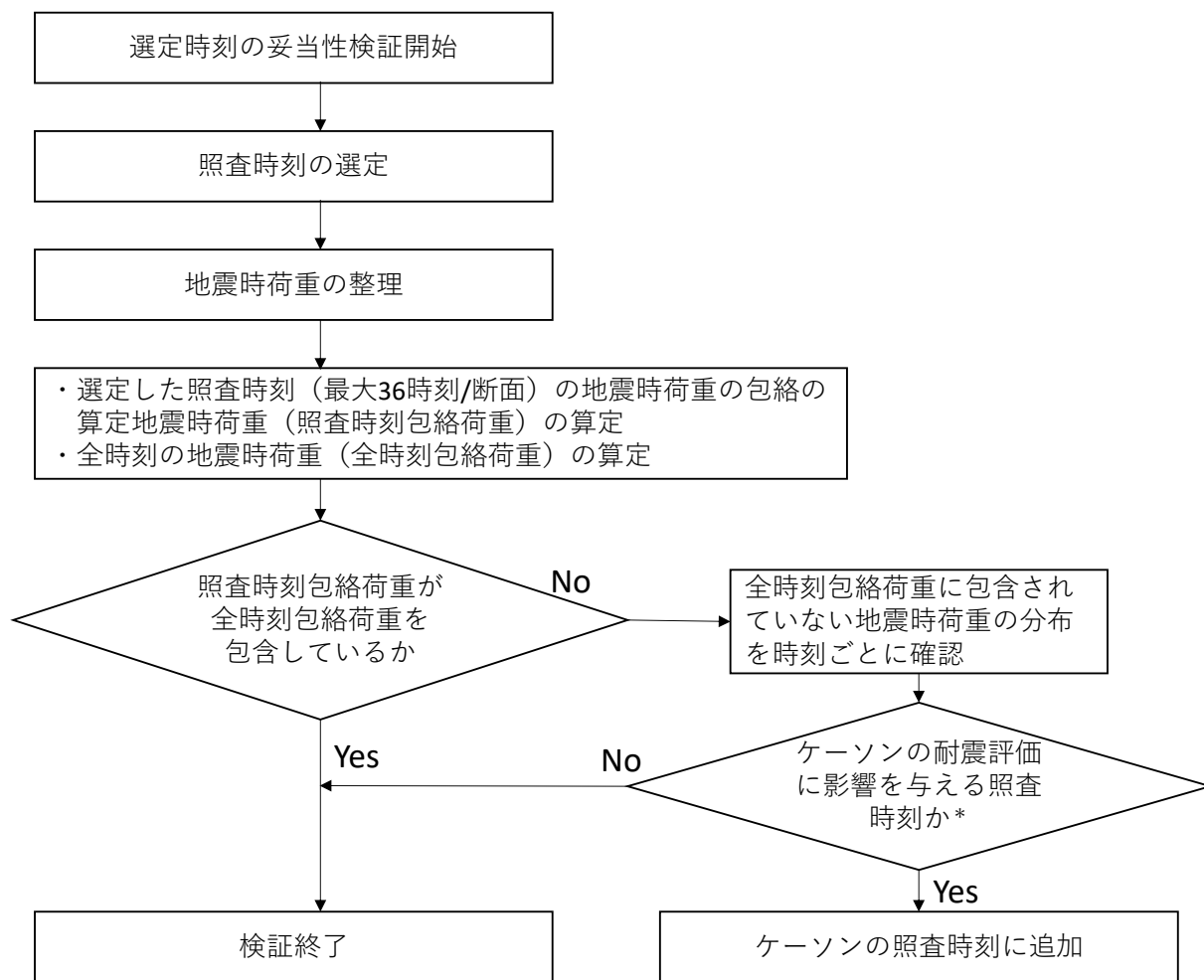


図 2-2 耐震評価フロー（ケーソンの3次元構造解析フロー）



注記*：深度方向の地震時荷重の分布の確認や3次元構造解析を行い確認する。

図 2-3 確認フロー

3. 確認結果

3.1 地震時荷重の整理

耐震評価において選定した，地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較を行う。
地震時荷重は，地震時土圧とする。

②－②断面，③－③断面及び④－④断面の地震時荷重の照査値包絡と全時刻包絡の比較結果を図 3-1～図 3-3 に示す。図 3-1 の②－②断面については，照査時刻包絡と全時刻包絡がおおむね一致していることが確認できるが，③－③断面及び④－④断面については，一部の範囲において，照査時刻包絡が全時刻包絡を包含できておらず，その差が大きい箇所（図 3-2 の A，B 及び図 3-3 の C）があることから，当該箇所の時刻を抽出し，ケーソンの耐震評価への影響を確認する。

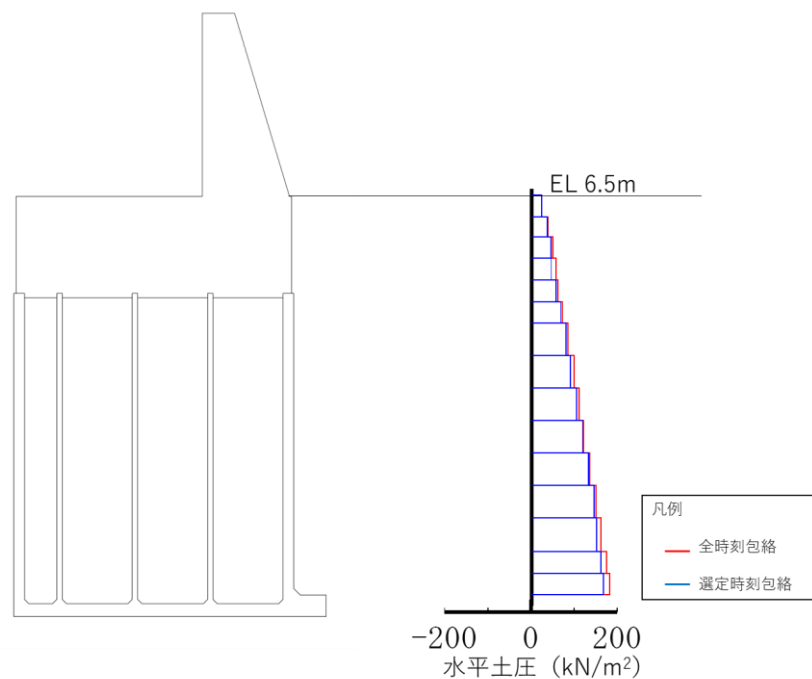


図 3-1 地震時荷重の比較（②－②断面）

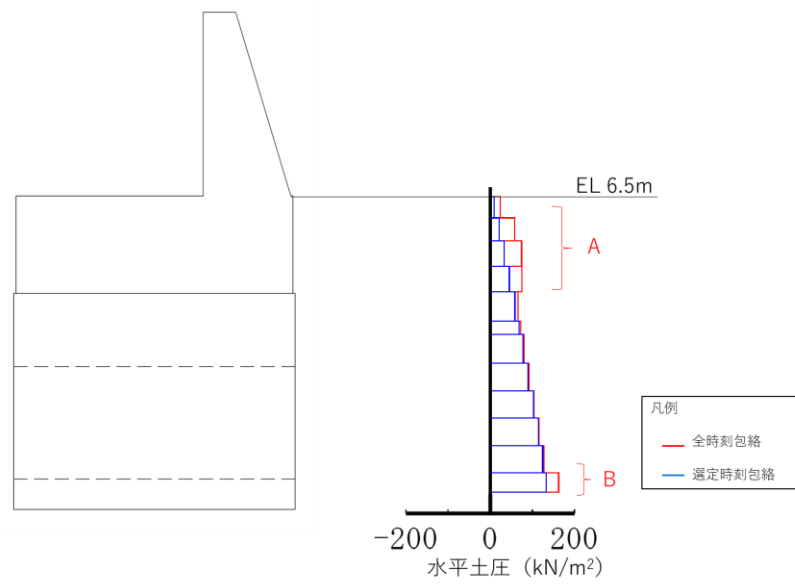


図 3-2 地震時荷重の比較 (③-③断面)

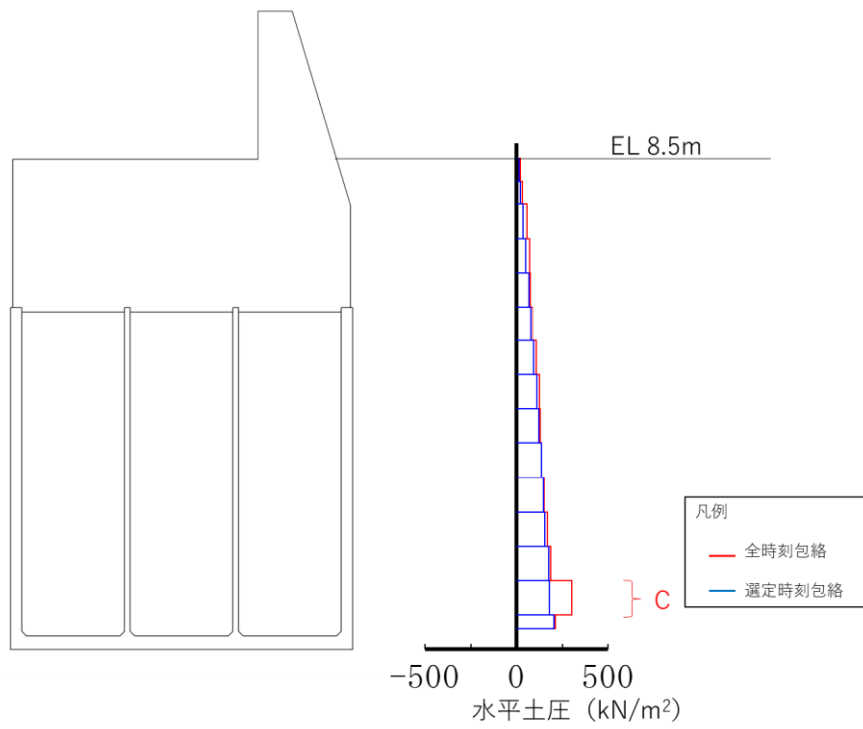


図 3-3 地震時荷重の比較 (④-④断面)

3.2 ケーソンの耐震評価への影響確認

照査時刻包絡と全時刻包絡の地震時荷重の差が大きい箇所において、地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、ケーソンの耐震評価への影響を確認する。

図3-1～図3-3に示す地震時荷重の比較結果から、全時刻包絡との差が大きい箇所は以下のとおりである。

(1) ②-②断面

②-②断面に作用する地震時荷重については、照査時刻包絡と全時刻包絡がおおむね一致している。

(2) ③-③断面

A：重力擁壁部

B：底版付近

(3) ④-④断面

C：底版付近

3.2.1 ②－②断面の影響確認

②－②断面は、「3.1 地震時荷重の整理」の図 3-1 に示す地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果から、照査時刻包絡と全時刻包絡がおおむね一致していることが確認できる。

よって、②－②断面のケーソンの耐震性に影響を及ぼす時刻を網羅できている。

3.2.2 ③－③断面の影響確認

③－③断面は、「3.1 地震時荷重の整理」の図 3-2 に示す地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果から、重力擁壁部及び底版付近において、照査時刻包絡が全時刻包絡を包含できていない（図 3-4）。

重力擁壁部に作用する荷重が大きい場合は、ケーソンの層間変位に影響を与えるが、別途、ケーソンの層間変位最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1）を選定していることから、当該荷重によるケーソンの耐震評価に影響はない。

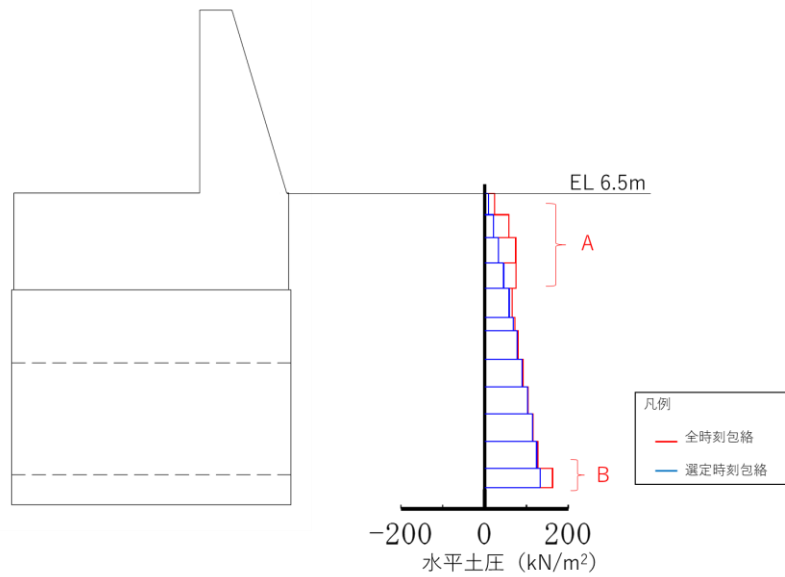
底版付近で地震時荷重が最大（ $S_s - N1 (-+)$ ，8.03 秒）となる荷重について、3次元構造解析を行った結果、表 3-1 に示すとおり工認照査時刻の最大照査値を下回ることを確認した。

3.2.3 ④－④断面の影響確認

④－④断面は、「3.1 地震時荷重の整理」の図 3-3 に示す地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果から、底版付近において、照査時刻包絡が全時刻包絡を包含できていない（図 3-5）。

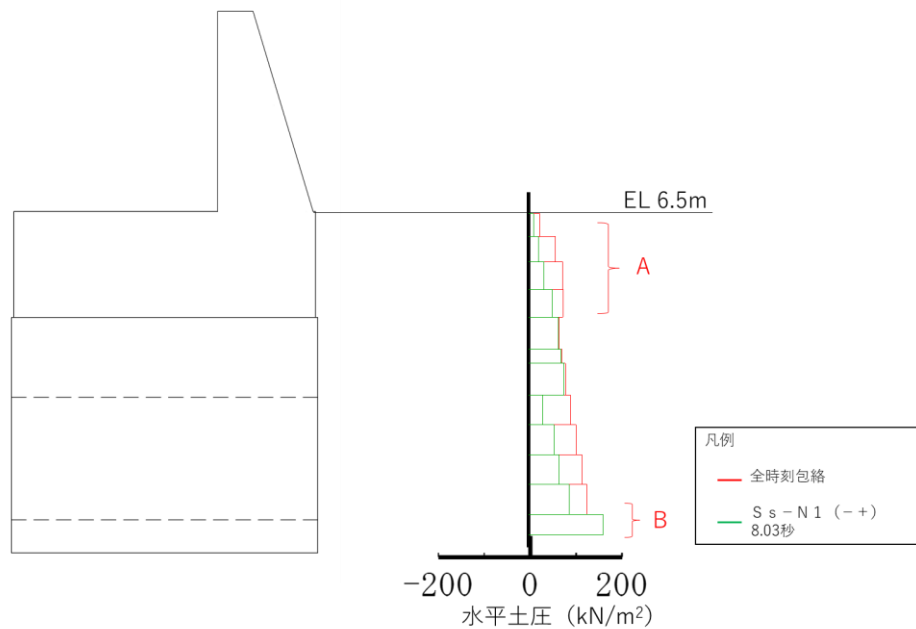
底版付近で地震時荷重が最大（ $S_s - D (-+)$ ，36.01 秒）となる荷重について、3次元構造解析を行った結果、表 3-2 に示すとおり工認照査時刻の最大照査値を下回ることを確認した。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-2 の再掲）



- 底版付近（図の B 部分）において、全時刻包絡との差が大きい。
- 当該位置で地震時荷重が最大となる地震動・時刻を抽出（ $S_s - N1 (-+)$, 8.03 秒)

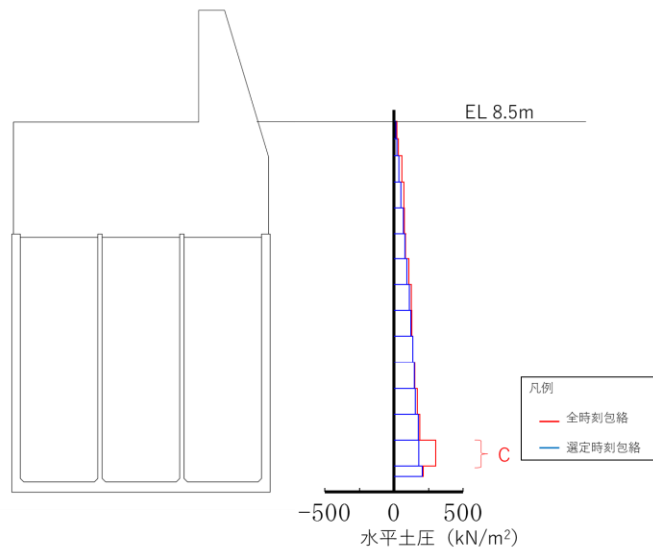
全時刻包絡と抽出地震時荷重（ $S_s - D (-+)$, 36.01 秒）の比較（図の B 着目）



- 底版付近において、抽出地震時荷重（ $S_s - N1 (-+)$, 8.03 秒）が全時刻包絡を包含している。
- 局所的な変形が懸念される荷重分布であることから、3次元構造解析を行い、その影響について確認を行う。

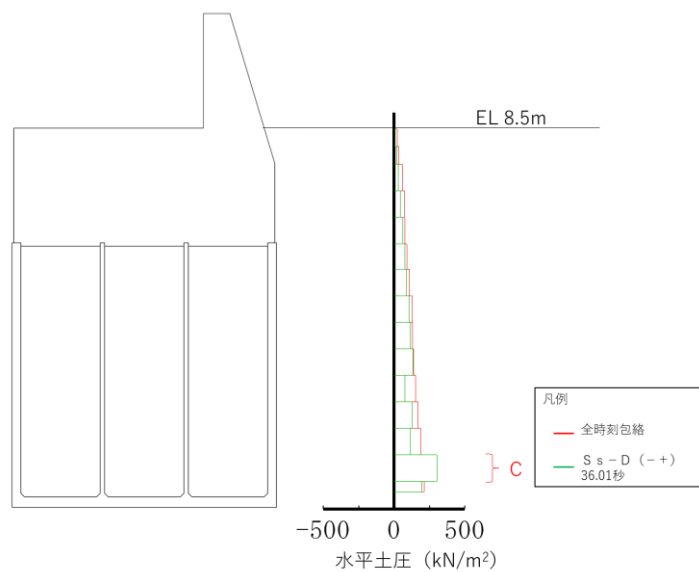
図 3-4 荷重比較図（③-③断面）（図 3-2 の B に着目）

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較（図 3-3 の再掲）



- ・底版付近（図のC部分）において，全時刻包絡との差が大きい。
- ・当該位置で地震時荷重が最大となる地震動・時刻を抽出（ $S_s - D (-+)$ ，36.01秒）

全時刻包絡と抽出地震時荷重（ $S_s - D (-+)$ ，36.01秒）の比較（図のC着目）



- ・底版付近において，抽出地震時荷重（ $S_s - D (-+)$ ，36.01秒）が全時刻包絡を包含している。
- ・後壁の局所的な変形が懸念される荷重分布であることから，3次元構造解析を行い，その影響について確認を行う。

図 3-5 荷重比較図（④-④断面）（図 3-3 のCに着目）

表 3-1 3次元構造解析結果照査値一覧
 (③-③断面, S s - N 1 (-+), 8.03 秒)

評価対象部材	圧縮	引張	せん断 (面外)	せん断 (面内)
底版①	0.04 (0.32)	0.09 (0.59)	0.34 (1.07)	0.05 (0.54)
底版②	0.04 (0.32)	0.09 (0.59)	0.34 (1.07)	0.05 (0.54)
側壁①	0.07 (0.53)	0.03 (0.52)	0.18 (0.22)	0.06 (0.75)
側壁②	0.07 (0.53)	0.03 (0.52)	0.18 (0.22)	0.06 (0.75)
隔壁	0.08 (0.67)	0.02 (0.95)	0.24 (0.00)	0.07 (1.22)
頂版①	0.03 (0.26)	0.12 (0.79)	0.21 (0.66)	0.03 (0.38)
頂版②	0.03 (0.26)	0.12 (0.79)	0.21 (0.66)	0.03 (0.38)

注：括弧内の数値は、工認照査時刻の最大照査値を示す。

表 3-2 3次元構造解析結果照査値一覧
 (④-④断面, S s - D (-+), 36.01 秒)

評価対象部材	圧縮	引張	せん断 (面外)	せん断 (面内)
底版	0.12 (0.31)	0.25 (0.65)	0.24 (0.69)	0.29 (0.55)
前壁	0.17 (0.46)	0.15 (0.32)	0.17 (0.55)	0.13 (0.26)
後壁	0.04 (0.36)	0.17 (0.28)	0.14 (0.16)	0.06 (0.25)
側壁①	0.17 (0.46)	0.08 (0.24)	0.12 (0.31)	0.39 (0.66)
側壁②	0.17 (0.46)	0.08 (0.24)	0.12 (0.31)	0.39 (0.66)
隔壁①	0.12 (0.31)	0.22 (0.42)	0.15 (0.35)	0.19 (0.34)
隔壁②	0.09 (0.21)	0.16 (0.35)	0.09 (0.23)	0.16 (0.32)
隔壁③	0.14 (0.37)	0.09 (0.39)	0.04 (0.09)	0.46 (0.80)
隔壁④	0.13 (0.33)	0.10 (0.42)	0.00 (0.01)	0.47 (0.81)
隔壁⑤	0.14 (0.37)	0.09 (0.39)	0.04 (0.09)	0.46 (0.80)

注：括弧内の数値は、工認照査時刻の最大照査値を示す。

4. まとめ

ケーソンの3次元構造解析による耐震評価で選定している照査時刻の妥当性を検証するために、ケーソンの耐震評価で選定した1地震動につき2時刻の地震時荷重の包絡と全時刻の地震時荷重の包絡との比較を行った。全時刻の包絡と照査時刻での地震時荷重の差が大きい箇所において、当該位置の地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、追加の3次元構造解析により耐震評価への影響を確認した。

照査時刻の荷重より大きい荷重は、底版付近で作用しており、いずれもケーソンの耐震性に影響を及ぼす荷重ではないことを確認し、現設計で実施している照査時刻の選定が妥当であることを確認した。

(参考資料5) 発生応力度の平均化について

1. はじめに

防波壁（波返重力擁壁）は、弱軸方向断面である法線直交方向断面を評価断面として、耐震評価をしており、施設のうちケーソンについては、隔壁を有しており、その影響を考慮する必要があることから、3次元構造解析により耐震評価を行っている。

耐震評価の結果、③-③断面の放水路ケーソンの評価において発生する応力度が許容限界を上回る要素が存在し、部材厚程度の範囲で発生応力度の平均化による評価を実施していることから、平均化範囲の考え方及び平均化による照査結果について示す。

2. ③-③断面のモデル化方針

③-③断面の3次元構造解析モデルは、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会原子力土木委員会，2005年6月）」（以下「土木学会マニュアル」という。）に準拠しモデル化を行っている。

「土木学会マニュアル」では、要素分割において以下の記載がある。

- ・要素分割は、断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度とするのがよい。
- ・要素分割を細かくせざるを得ない場合は、軸線方向に部材の断面厚さ又は有効高さの1.0倍程度の範囲で複数の要素での地震応答解析結果を平均的に評価するとよい。
- ・要素の形状は、著しく扁平にならないように注意し、四角形要素の縦横比は基本的に1:1が望ましく、応力の流れがほぼ一様となる場合でも、縦横比で1:5を限度とすることが望ましい。

③-③断面の解析モデル及び評価対象部材の概念図を図2-1に示す。

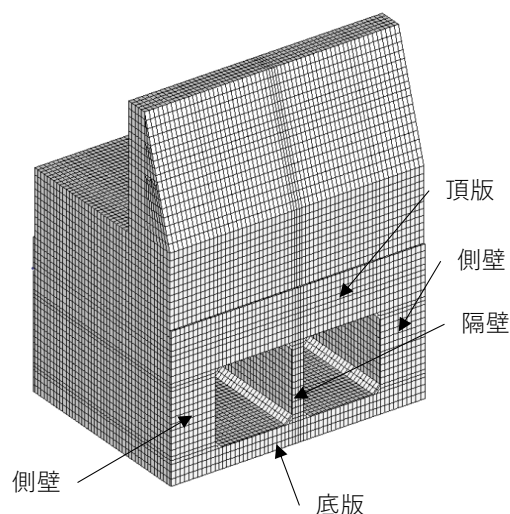


図2-1 評価対象部材位置図

3. 許容限界を超える部材

③-③断面の放水路ケーソンについて、基準地震動 S_s に対する耐震評価の結果、発生する応力度が許容限界を **超える** 要素が一部存在する。発生する引張応力度が許容限界を超える隔壁の照査結果を表 3-1 に、せん断応力度（面外）が許容限界を超える部材と最大照査値を表 3-2 に、せん断応力度（面内）が許容限界を超える部材と最大照査値を表 3-3 に示す。

表 3-1 引張応力度が許容限界を超える部材と照査結果（③-③断面）

地震動	解析 ケース	評価対象 部位	発生応力度 (引張) (N/mm^2)	許容引張 応力度 (N/mm^2)	照査値
$S_s - D$ (++)	①	隔壁	2.01	1.91	1.06
$S_s - N 1$ (-+)	①	隔壁	2.19	1.91	1.15
$S_s - N 1$ (-+)	②	隔壁	2.20	1.91	1.16
$S_s - N 1$ (-+)	③	隔壁	2.18	1.91	1.14

表 3-2 せん断応力度（面外）が許容限界を超える部材と最大照査値（③-③断面）

地震動	解析 ケース	評価対象 部材	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	許容応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{a1}
S s - N 1 (-+)	③	底版①	1.91	0.67	2.86
S s - N 1 (-+)	③	底版②	1.91	0.67	2.86
S s - D (+-)	①	側壁①	1.11	0.67	1.66
S s - D (+-)	①	側壁②	1.11	0.67	1.66
S s - N 1 (-+)	③	隔壁	1.53	0.67	2.29
S s - D (+-)	①	頂版①	1.65	0.67	2.46
S s - D (+-)	①	頂版②	1.65	0.67	2.46

表 3-3 せん断応力度（面内）が許容限界を超える部材と最大照査値（③-③断面）

地震動	解析 ケース	評価対象 部材	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	許容応力度 τ_1 (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_1
S s - N 1 (-+)	③	側壁①	1.79	1.51	1.19
S s - N 1 (-+)	③	側壁②	1.79	1.51	1.19
S s - N 1 (-+)	③	隔壁	1.91	1.51	1.27

4. 応力度の平均化の考え方

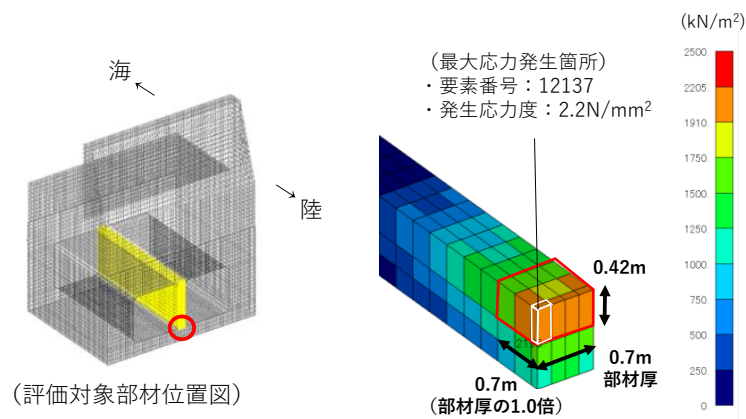
4.1 平均化範囲及び位置

要素分割について、「2. ③-③断面のモデル化方針」のとおり、「土木学会マニュアル」で断面高さ又は有効高さの1.0倍程度とするのが良いと記載されていることから、応力度の平均化の範囲は、部材厚の1.0倍以内で実施することとする。

応力度の平均化は、評価対象部材のうち最大応力度が発生している要素を対象とし、当該要素と隣接する要素について平均化を実施する。

4.2 平均化の考え方

応力度の平均化は、許容限界を超えている当該要素に隣接する要素を対象と行う。平均化した応力度は、当該要素の発生応力度と隣接する要素の発生応力度に対し、各要素の面積に応じた加重平均として算出する。図4-1に平均化の概要図を示す。



地震動 解析ケース	平均化要素			平均化後の 応力度 (N/mm ²)
	要素番号	面積 (m ²)	発生応力度 (N/mm ²)	
S _s -N1 (-+) 解析ケース ②	12089	0.053	1.7	1.8
	12090	0.053	1.5	
	12091	0.053	1.5	
	12092	0.053	1.7	
	12113	0.053	2.0	
	12114	0.053	1.8	
	12115	0.053	1.8	
	12116	0.053	2.0	
	12137	0.018	2.2	
	12138	0.018	1.9	
12139	0.018	1.9		
12140	0.018	2.2		

図4-1 応力度平均化の概念図（引張応力度）

5. 引張応力度の平均化後の照査結果

「4.2 平均化の考え方」に基づく応力度の平均化後の照査値を表 5-1 に示す。同表により、応力度平均化後の照査値が許容限界を満足することを確認した。

表 5-1 応力度平均化後の応力度及び照査値（引張応力度）

地震動	解析ケース	評価対象部材	平均化要素数(個)	発生応力度* (N/mm ²)	許容引張応力度 (N/mm ²)	照査値*
S _s -D (++)	①	隔壁	12	1.62 (2.01)	1.91	0.85 (1.06)
S _s -N1 (-+)	①	隔壁	12	1.80 (2.19)	1.91	0.95 (1.15)
S _s -N1 (-+)	②	隔壁	12	1.79 (2.20)	1.91	0.94 (1.16)
S _s -N1 (-+)	③	隔壁	12	1.80 (2.18)	1.91	0.95 (1.14)

注記*：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

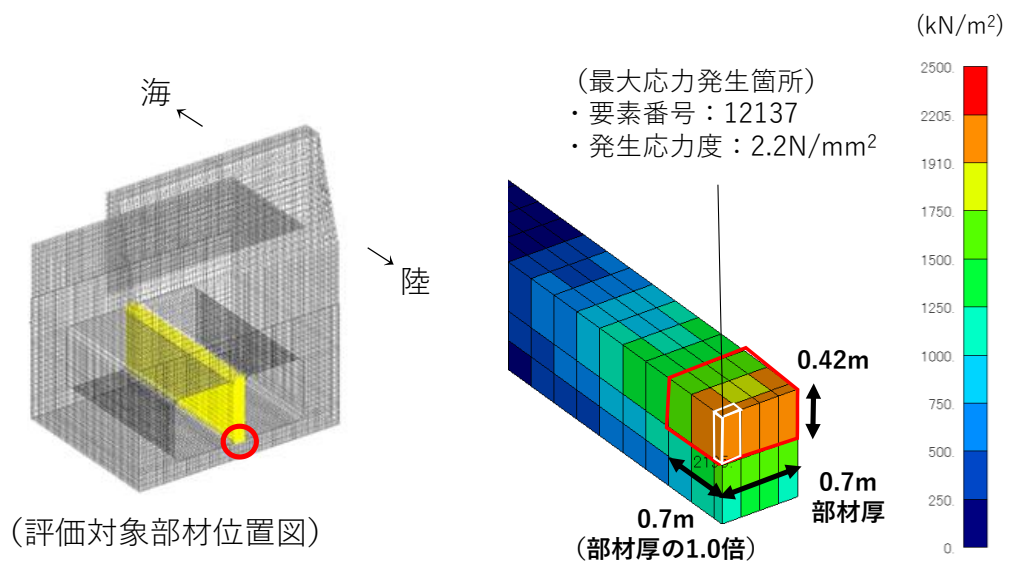


図 5-1 平均化の概要図（引張応力度，隔壁）
（S_s-N1（-+），解析ケース②）

6. せん断応力度（面外）の平均化後の照査結果

「4.2 平均化の考え方」に基づき算出した発生する応力度の平均化後の照査値を表 6-1 に示す。同表により、応力度平均化後の照査値が許容限界を満足することを確認した。平均化の概要図を図 6-1～図 6-4 に示す。

表 6-1 応力度平均化後の応力度及び照査値（せん断応力度（面外））

地震動	解析 ケース	評価対 象部材	平均化 要素数 (個)	発生応力度* (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値*1
S s - N 1 (-+)	③	底版①	75	0.72 (1.91)	0.67	1.07*2 (2.86)
S s - N 1 (-+)	③	底版②	75	0.72 (1.91)	0.67	1.07*2 (2.86)
S s - D (+-)	①	側壁①	700	0.14 (1.11)	0.67	0.22 (1.66)
S s - D (+-)	①	側壁②	700	0.14 (1.11)	0.67	0.22 (1.66)
S s - N 1 (-+)	③	隔壁	12	0.00 (1.53)	0.67	0.00 (2.29)
S s - D (+-)	①	頂版①	1152	0.44 (1.65)	0.67	0.66 (2.46)
S s - D (+-)	①	頂版②	1152	0.44 (1.65)	0.67	0.66 (2.46)

注記*1：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

*2：許容限界を超える範囲は局所的で、部材の大部分において健全であることから部材全体として機能が損なわれていないことを確認している。

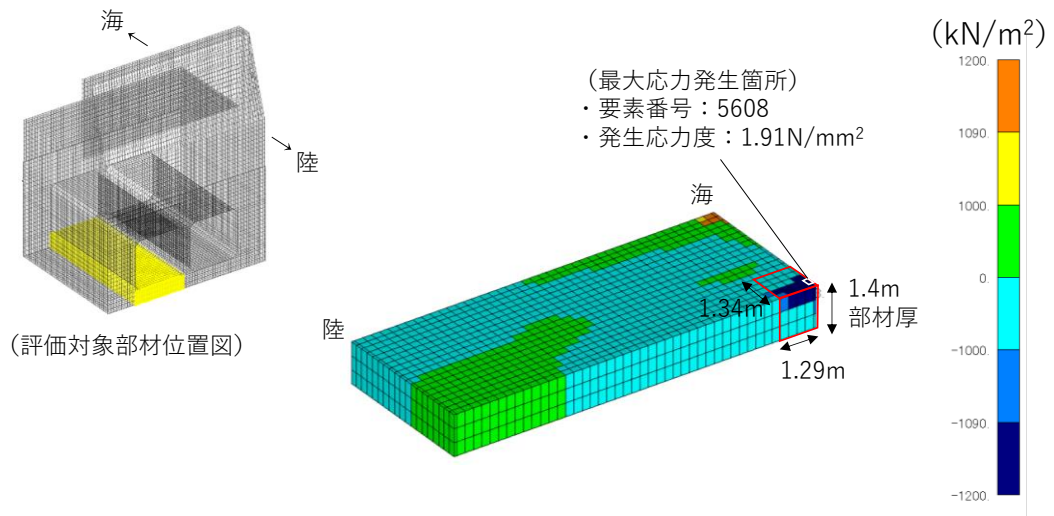


図 6-1 平均化の概要図 (せん断応力度 (面外), 底版)
 (S s - N 1 (-+), 解析ケース③)

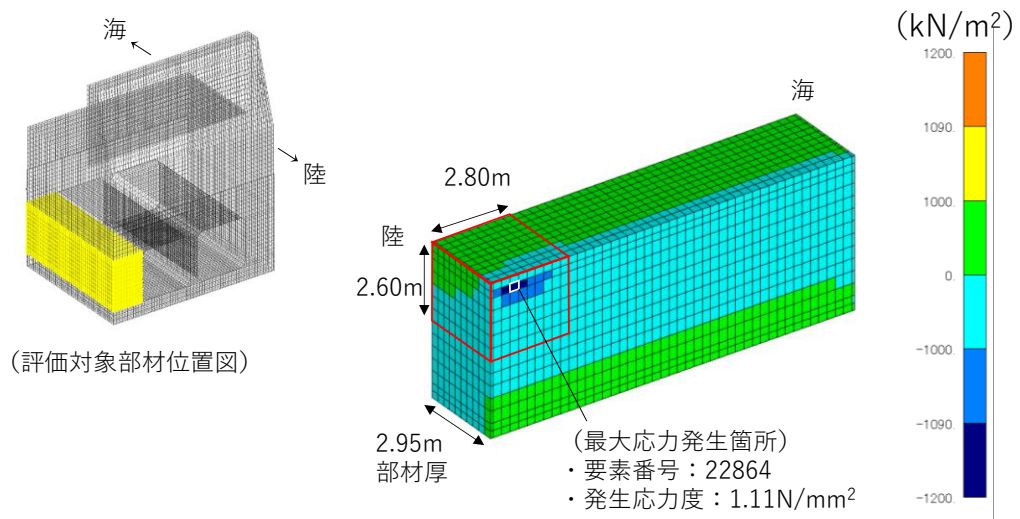


図 6-2 平均化の概要図 (せん断応力度 (面外), 側壁)
 (S s - D (+-), 解析ケース①)

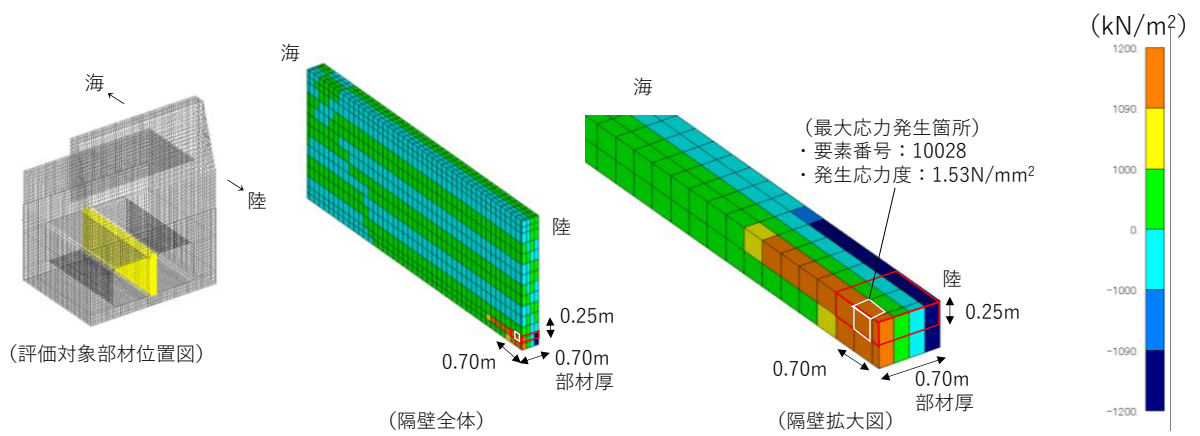


図 6-3 平均化の概要図 (せん断応力度 (面外), 隔壁)
(S s - N 1 (-+), 解析ケース③)

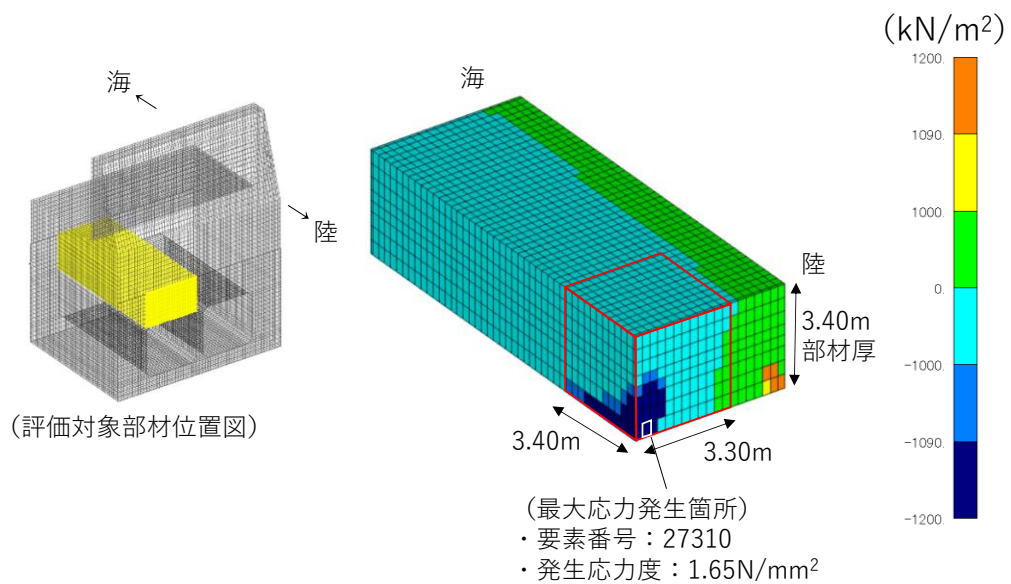


図 6-4 平均化の概要図 (せん断応力度 (面外), 頂版)
(S s - D (+-), 解析ケース①)

7. せん断応力度（面内）の平均化後の照査結果

「4.2 平均化の考え方」に基づき算出した発生する応力度の平均化後の照査値を表 7-1 に示す。同表により、側壁、頂版における応力度平均化後の照査値が許容限界を満足することを確認した。平均化の概要図を図 7-1 に示す。なお、隔壁については、照査値が 1.0 を上回る解析ケースについて、3次元非線形構造解析により部材の健全性を確認している。

表 7-1 平均化後の応力度及び照査値（せん断応力度（面内））

地震動	解析ケース	評価対象部材	平均化要素数（個）	発生応力度* ¹ (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値* ¹
S s - N 1 (-+)	③	側壁①	630	1.12 (1.79)	1.51	0.75 (1.19)
S s - N 1 (-+)	③	側壁②	630	1.12 (1.79)	1.51	0.75 (1.19)
S s - N 1 (-+)	③	隔壁	4	1.84 (1.91)	1.51	1.22* ² (1.27)

注記*1：括弧内（ ）の値は平均化前の結果を表す。

*2：照査値が 1.0 を上回る解析ケースについては、3次元非線形構造解析による照査を実施する。

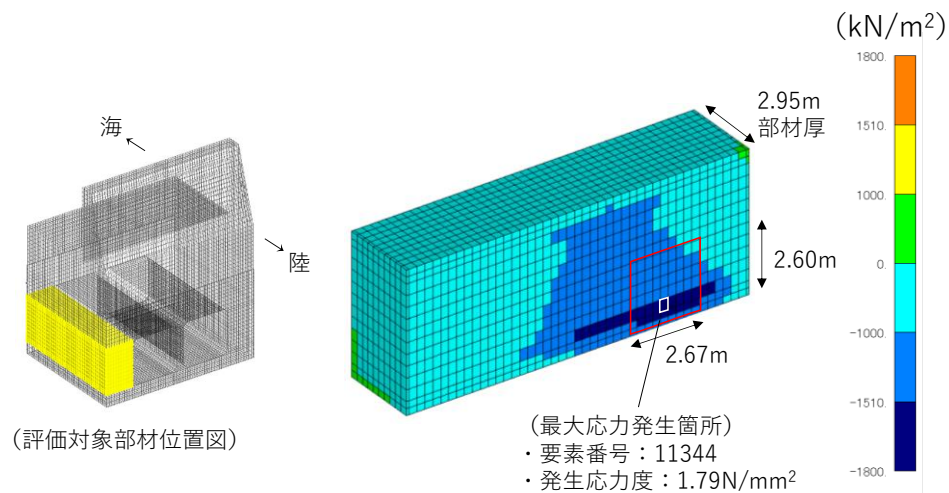


図 7-1 平均化の概要図（せん断応力度（面内），側壁）
（S s - N 1（-+），解析ケース③）

(参考資料 6) ケーソン及び重力擁壁の一体性について

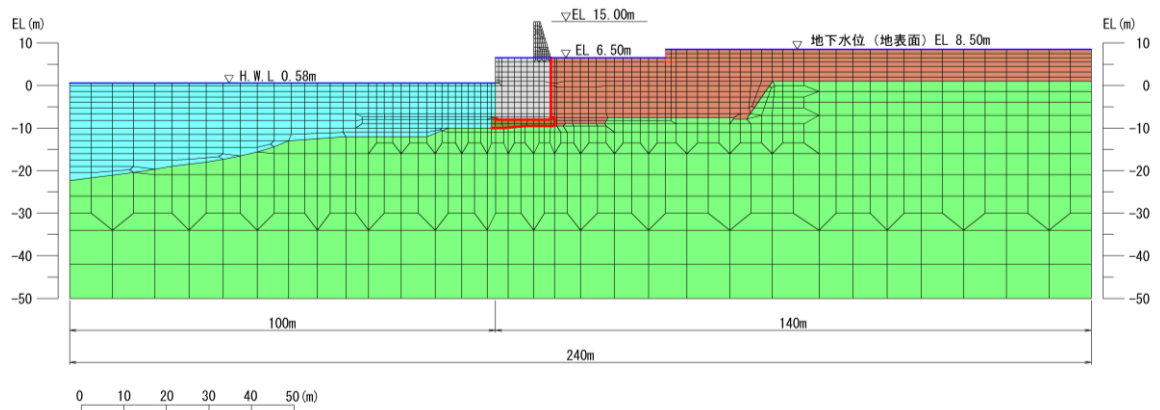
1. 概要

防波壁（波返重力擁壁）は，ケーソン上に重力擁壁（基部コンクリート含む）を打設しており，2次元有限要素法及び3次元構造解析における解析モデルは，図 1-1 に示すとおりケーソン及び重力擁壁を一体化としてモデル化している。

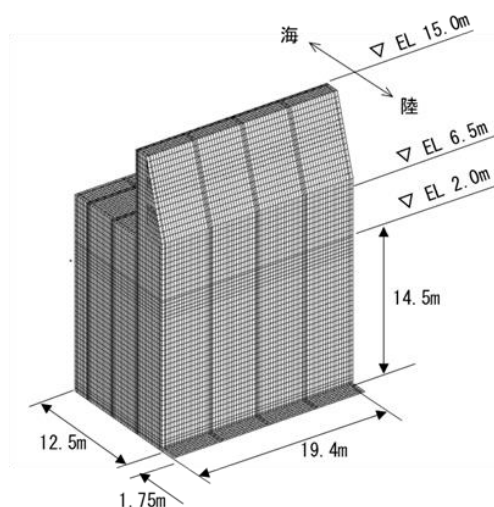
②-②断面及び④-④断面は，ケーソン内を中詰材（コンクリート，銅水砕スラグ又は砂）により中詰めし，その上部に蓋コンクリートを打設しており，蓋コンクリート天端をケーソン天端から 20cm 下げて打設することで，ケーソン及び重力擁壁を一体構造としている（図 1-2）。

③-③断面は，ケーソン内に設置しているH形鋼からジベル筋を設置することで，ケーソン及び重力擁壁を一体構造としている（図 1-3）。

本資料では，2次元有限要素法及び3次元構造解析における解析モデルの妥当性を確認するため，ケーソン及び重力擁壁の一体性を確認する。



(2次元有限要素法解析モデル)



(3次元構造解析モデル)

図 1-1 防波壁（波返重力擁壁）の解析モデル（例：④-④断面）

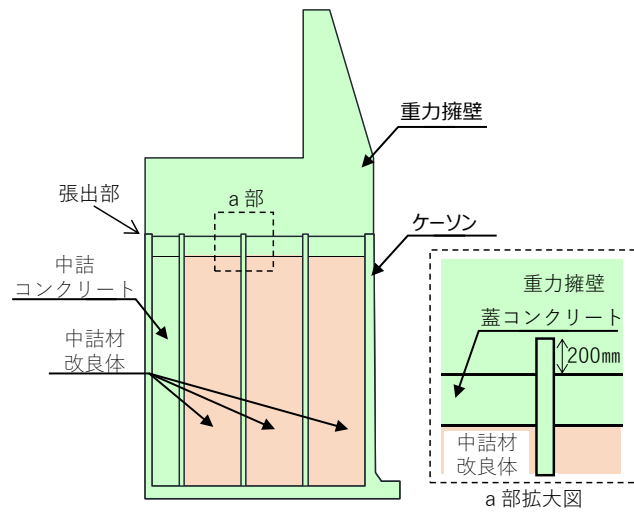


図 1-2 防波壁（波返重力擁壁）構造概要図（②-②断面）

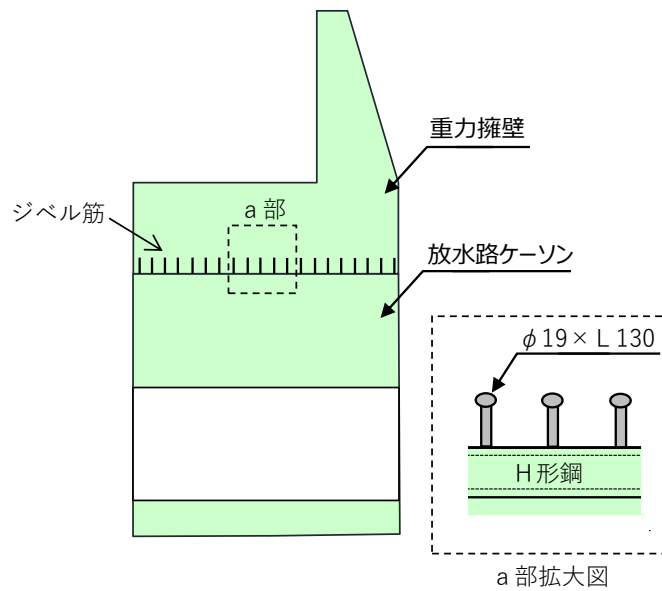


図 1-3 防波壁（波返重力擁壁）構造概要図（③-③断面）

2. 重力擁壁とケーソンの一体性の検討方針

重力擁壁及びケーソンの一体性の確認にあたっては、重力擁壁が転倒及び滑動しないことを確認する。重力擁壁の転倒及び滑動の検討においては、表 2-1 に示す水平荷重算定結果のとおり、津波時の水平荷重が地震時の水平荷重に包絡されていることから、地震時における検討を行う。水平荷重の算定にあたり、津波時は津波波圧及び漂流物衝突荷重を考慮し、地震時は重力擁壁の慣性力を考慮する。重力擁壁の慣性力は、重力擁壁設置高さ EL 2.0m～EL 15.0m における最大加速度の加重平均値より算定した水平震度及び重力擁壁の重量より算定する。また、防波壁（波返重力擁壁）の背後に地盤が広く分布し、重力擁壁の敷地側への転倒及び滑動を抑制していることを踏まえ、地震時における海側への転倒及び滑動に着目する。また、重力擁壁の転倒に伴う接地圧により、蓋コンクリート、中詰材改良体及び放水路ケーソンに損傷がないことを確認する。

検討においては、防波壁（波返重力擁壁）の評価対象断面のうち、ケーソンを含む②-②断面、③-③断面及び④-④断面を対象とし、各断面のすべての基準地震動 S_s を対象として、地震時に発生する応力を図 2-1～図 2-3 に示す位置より抽出する。

表 2-1 水平荷重算定結果

断面	地震時			津波時		
	重力擁壁重量 W (kN/m)	水平震度* k_H	水平荷重 ($W \times k_H$) (kN/m)	津波波圧 P_t (kN/m)	漂流物衝突荷重 P_c (kN/m)	水平荷重 ($P_t + P_c$) (kN/m)
②-②断面	1888	1.25	2360	900	430	1330
③-③断面	1888	1.36	2568	900	450	1350
④-④断面	2397	1.31	3140	835	431	1266

注記*：重力擁壁設置高さ EL 2.0m～EL 15.0m における最大加速度の加重平均値より算定

2.1 転倒に対する検討

重力擁壁の転倒に対する検討として、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」（以下「道路橋示方書（平成14年）」という。）を準用し，重力擁壁に作用する荷重の合力の作用位置（偏心量）が，重力擁壁の底面幅の1/3以内であることを確認する。

重力擁壁の偏心量は，図2-1～図2-3に示す重力擁壁及びケーソンの境界における要素の垂直応力の合力の作用位置とする。偏心量算定の概念図を図2-4に示す。

偏心量の許容値については，表2-2に示す許容偏心量以下とする。

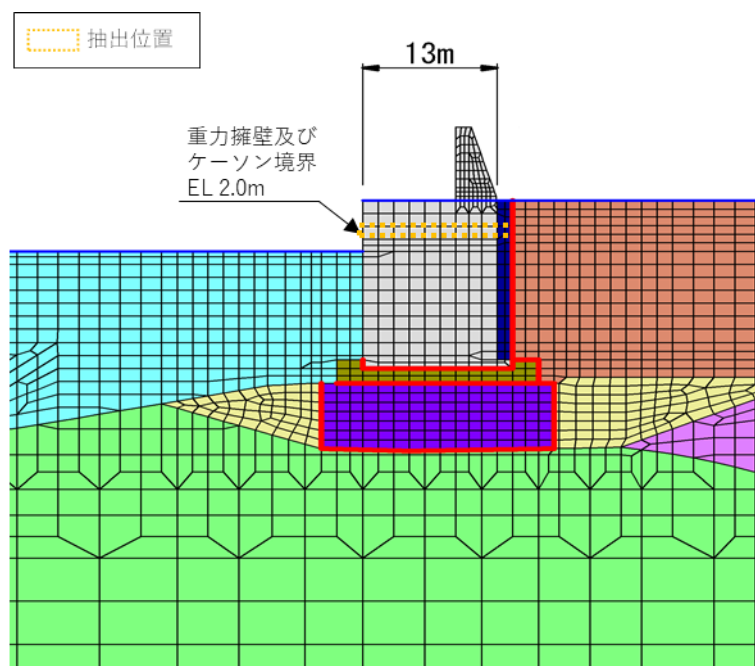


図2-1 応力抽出位置（②-②断面）

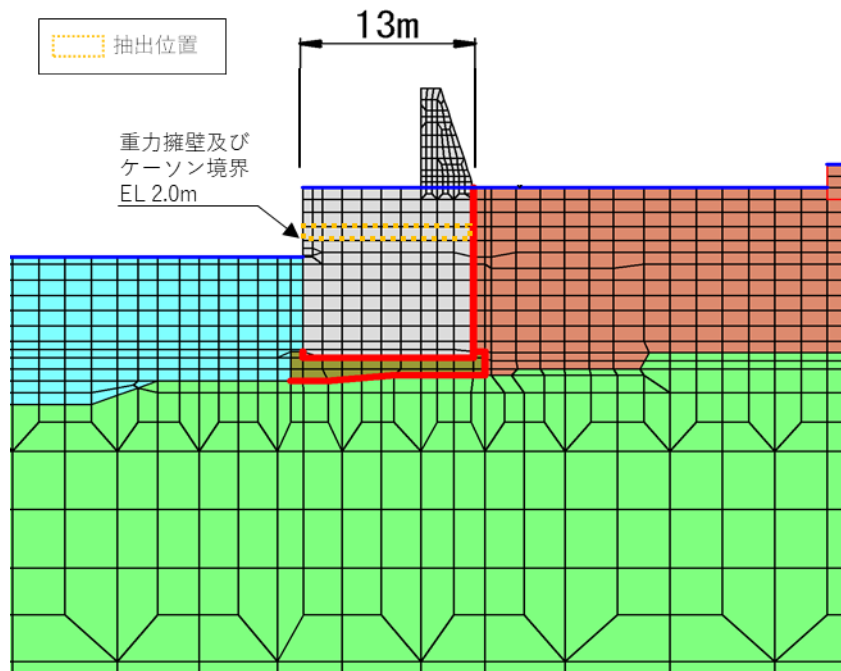


図 2-2 応力抽出位置 (③-③断面)

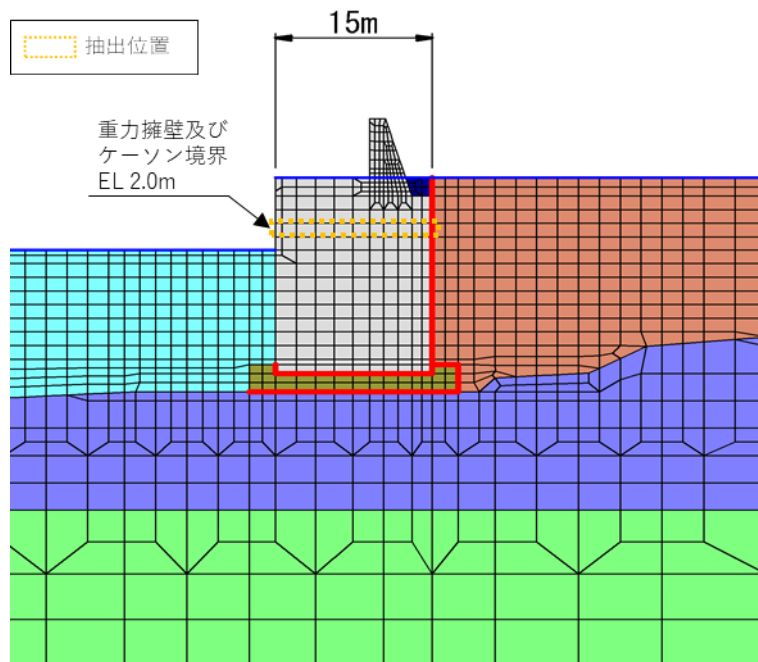


図 2-3 応力抽出位置 (④-④断面)

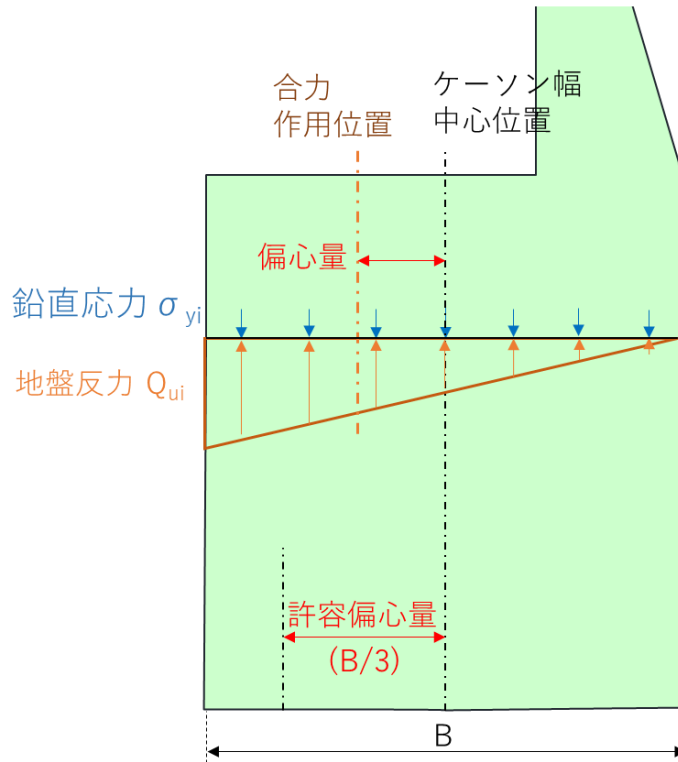


図 2-4 偏心量算定の概念図

表 2-2 偏心量の許容値

断面	重力擁壁底面幅 (m)	許容偏心量 (m)
②-②断面	13.0	4.3
③-③断面	13.0	4.3
④-④断面	15.0	5.0

2.2 滑動に対する検討

重力擁壁の滑動に対する検討として、図 2-1～図 2-3 に示す重力擁壁及びケーソンの境界におけるせん断力が、ケーソンの張出部等による抵抗力が大きいことを確認する。重力擁壁の滑動に対する検討の概念図を図 2-5 に示す。

重力擁壁の滑動に対する抵抗力は、「道路橋示方書（平成 14 年）」を参考に②-②断面及び④-④断面については、摩擦力及びケーソン張出部のせん断耐力の和とし、③-③断面については、摩擦力及びジベル筋のせん断耐力の和とし、式 1 を用いて算定する。②-②断面及び④-④断面のせん断耐力は、「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）」に基づきケーソンの張出部のコンクリートの短期許容応力度を用いた式 2 を用いて算定し、③-③断面のせん断耐力は、「道路橋示方書（平成 14 年）」に基づきジベル筋の短期許容応力度を用いた式 3 を用いて算定する。ケーソンの張出部又はジベル筋のせん断耐力を表 2-3 に示す。

$$H = N \tan \phi + V a \quad (\text{式 1})$$

ここに、

H : 抵抗力 (kN/m)

$N \tan \phi$: 摩擦力 (kN/m)

N : 抽出範囲から抽出した鉛直応力 (kN/m)

$\tan \phi$: コンクリートとコンクリートの摩擦係数として 0.5 とする。

$V a$: ケーソン張出部又はジベル筋のせん断耐力 (kN/m) で、式 2 又は式 3 により算出する。

(1) ケーソン張出部のせん断耐力

$$V a = B' \times \tau_{a1} \quad (\text{式 2})$$

ここに、

B' : ケーソンの突出部の合計延長 (m)

τ_{a1} : 「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）」に基づきコンクリートの短期許容せん断応度として、0.67 (N/mm²) とする。

(2) ジベル筋のせん断耐力

$$V a = A_s \times \tau_a \quad (\text{式 3})$$

ここに、

A_s : 単位奥行あたりのジベル筋の断面積 (mm²)

τ_a : 「道路橋示方書（平成 14 年）」に基づき鋼材 (SS400) の短期許容せん断応度として、120 (N/mm²) とする。

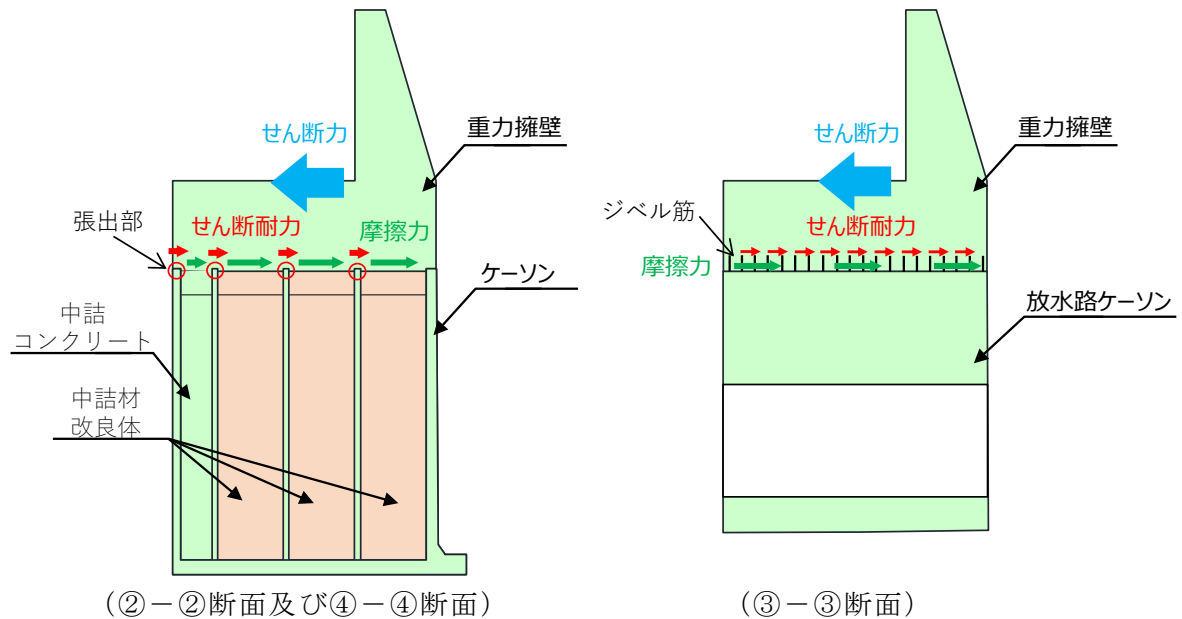


図 2-5 重力擁壁の滑動に対する検討の概念図

表 2-3 ケーソン張出部又はジベル筋のせん断耐力

断面	種別	ケーソン突出部の 合計延長 又は 単位奥行あたりの ジベル筋の断面積	短期許容応力度* (N/mm ²)	せん断耐力 (kN/m)
②-②断面	ケーソン 張出部	1.25 m (隔壁 0.25m×3+前壁 0.5m)	0.67	837.5
③-③断面	ジベル筋 (SS400)	7205 mm ²	120	864.6
④-④断面	ケーソン 張出部	1.0 m (隔壁 0.25m×2+前壁 0.5m)	0.67	670.0

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

2.3 接地圧に対する検討

重力擁壁の転倒に伴う接地圧に対する検討として、図 2-1～図 2-3 に示す重力擁壁及びケーソンの境界における要素の鉛直応力を接地圧として、蓋コンクリート、中詰材改良体及び放水路ケーソンの許容限界を満足することを確認する。

蓋コンクリート及び放水路ケーソンに発生する接地圧に対する許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002 年制定) 」に基づき、コンクリートの支圧強度とする。また、中詰材改良体に発生する接地圧に対する許容限界は、原位置試験によって確認した設計一軸圧縮強度 3.0N/mm^2 とする (「 (参考資料 3) ケーソン中詰材改良体の解析用物性値について」 参照) 。

重力擁壁の転倒に伴う接地圧に対する許容限界を表 2-4 に示す。

表 2-4 接地圧に対する許容限界

断面	種別	許容限界 (N/mm^2)
②-②断面	蓋コンクリート	18.0
④-④断面	中詰材改良体	3.0*
③-③断面	放水路ケーソン	24.0

注記* : 中詰材改良体の許容限界は設計一軸圧縮強度より設定。

3. 重力擁壁及びケーソンの一体性の確認結果

重力擁壁及びケーソンの一体性の確認結果を示す。

重力擁壁及びケーソンの一体性の地震時の確認にあたっては、2次元有限要素法の解析ケース①（基本ケース）を選定する。

3.1 転倒に対する検討結果

②-②断面、③-③断面及び④-④断面の検討結果を表3-1～表3-3に示す。

表3-1～表3-3より、偏心量は許容値以下であることから、重力擁壁が転倒しないことを確認した。

表3-1 重力擁壁の転倒に対する検討結果（②-②断面）

地震動		最大偏心量 e (m)	許容偏心量 e_a (m)	照査値 e/e_a
S _s -D	++	0.6	4.3	0.15
	-+	0.7	4.3	0.17
	+-	0.5	4.3	0.11
	--	0.7	4.3	0.16
S _s -F1	++	0.6	4.3	0.14
S _s -F2	++	0.7	4.3	0.16
S _s -N1	++	1.0	4.3	0.25
	-+	0.4	4.3	0.10
S _s -N2 (NS)	++	0.5	4.3	0.12
	-+	0.3	4.3	0.08
S _s -N2 (EW)	++	0.4	4.3	0.10
	-+	0.3	4.3	0.08

表 3-2 重力擁壁の転倒に対する検討結果 (③-③断面)

地震動		最大偏心量 e (m)	許容偏心量 e_a (m)	照査値 e/e_a
S _s -D	++	1.5	4.3	0.36
	-+	1.8	4.3	0.42
	+-	1.7	4.3	0.41
	--	1.6	4.3	0.37
S _s -F 1	++	1.6	4.3	0.37
S _s -F 2	++	1.0	4.3	0.24
S _s -N 1	++	1.7	4.3	0.40
	-+	1.2	4.3	0.30
S _s -N 2 (NS)	++	1.5	4.3	0.34
	-+	1.2	4.3	0.27
S _s -N 2 (EW)	++	1.6	4.3	0.38
	-+	1.1	4.3	0.26

表 3-3 重力擁壁の転倒に対する検討結果 (④-④断面)

地震動		最大偏心量 e (m)	許容偏心量 e_a (m)	照査値 e/e_a
S _s -D	++	3.2	5.0	0.64
	-+	3.1	5.0	0.63
	+-	3.0	5.0	0.60
	--	3.8	5.0	0.76
S _s -F 1	++	2.4	5.0	0.48
S _s -F 2	++	2.3	5.0	0.46
S _s -N 1	++	3.4	5.0	0.68
	-+	3.4	5.0	0.68
S _s -N 2 (NS)	++	2.9	5.0	0.59
	-+	2.5	5.0	0.51
S _s -N 2 (EW)	++	3.3	5.0	0.66
	-+	2.5	5.0	0.51

3.2 滑動に対する検討結果

②-②断面，③-③断面及び④-④断面の検討結果を表3-4～表3-6に示す。

表3-4～表3-6より，発生するせん断力は抵抗力以下であることから，重力擁壁が滑動しないことを確認した。

表3-4 重力擁壁の滑動に対する検討結果（②-②断面）

地震動		せん断力Q (kN/m)	抵抗力R (kN/m)	照査値 Q/R
S _s -D	++	1128	1779	0.64
	-+	941	1586	0.60
	+-	623	1410	0.45
	--	1038	1725	0.61
S _s -F1	++	623	1410	0.45
S _s -F2	++	1048	1709	0.62
S _s -N1	++	1115	1651	0.68
	-+	1034	1627	0.64
S _s -N2 (NS)	++	447	1213	0.37
	-+	902	1631	0.56
S _s -N2 (EW)	++	565	1324	0.43
	-+	583	1385	0.43

表 3-5 重力擁壁の滑動に対する検討結果 (③-③断面)

地震動		せん断力 Q (kN/m)	抵抗力 R (kN/m)	照査値 Q/R
S _s -D	++	1510	2143	0.71
	-+	785	1462	0.54
	+-	1594	2197	0.73
	--	1251	1921	0.66
S _s -F 1	++	665	1442	0.47
S _s -F 2	++	725	1447	0.51
S _s -N 1	++	1166	1873	0.63
	-+	1633	2051	0.80
S _s -N 2 (NS)	++	942	1702	0.56
	-+	806	1540	0.53
S _s -N 2 (EW)	++	1154	1852	0.63
	-+	1160	1839	0.64

表 3-6 重力擁壁の滑動に対する検討結果 (④-④断面)

地震動		せん断力 Q (kN/m)	抵抗力 R (kN/m)	照査値 Q/R
S _s -D	++	1950	2144	0.92
	-+	1429	1761	0.82
	+-	1826	2068	0.89
	--	1506	1873	0.81
S _s -F 1	++	1551	2114	0.74
S _s -F 2	++	1039	1601	0.65
S _s -N 1	++	1286	1482	0.87
	-+	1872	1932	0.97
S _s -N 2 (NS)	++	653	1173	0.56
	-+	885	1393	0.64
S _s -N 2 (EW)	++	789	1285	0.62
	-+	964	1480	0.66

3.3 接地圧に対する検討結果

②-②断面，③-③断面及び④-④断面の検討結果を表3-7～表3-9に示す。

表3-7～表3-9より，発生する接地圧は許容限界以下であることから，蓋コンクリート，中詰材改良体及び放水路ケーソンが損傷しないことを確認した。なお，②-②断面及び④-④断面について，蓋コンクリートと比較して支圧強度が低い中詰材改良体を対象として検討している。

表3-7 重力擁壁の転倒に伴う接地圧に対する検討結果

(②-②断面，中詰材改良体)

地震動		最大接地圧 R_d (N/mm^2)	極限支持力度 R_u (N/mm^2)	照査値 R_d / R_u
S _s -D	++	0.47	3.0	0.16
	-+	0.57	3.0	0.19
	+ -	0.46	3.0	0.16
	--	0.56	3.0	0.19
S _s -F1	++	0.46	3.0	0.16
S _s -F2	++	0.50	3.0	0.17
S _s -N1	++	0.70	3.0	0.24
	-+	0.37	3.0	0.13
S _s -N2 (NS)	++	0.38	3.0	0.13
	-+	0.40	3.0	0.14
S _s -N2 (EW)	++	0.44	3.0	0.15
	-+	0.38	3.0	0.13

表 3-8 重力擁壁の転倒に伴う接地圧に対する検討結果

(③-③断面, 放水路ケーソン)

地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	支圧強度 f'_a (N/mm ²)	照査値 R_d / f'_a
S _s -D	++	1.33	24.0	0.06
	-+	1.39	24.0	0.06
	+-	1.49	24.0	0.07
	--	1.53	24.0	0.07
S _s -F 1	++	0.85	24.0	0.04
S _s -F 2	++	0.90	24.0	0.04
S _s -N 1	++	1.32	24.0	0.06
	-+	1.69	24.0	0.08
S _s -N 2 (NS)	++	0.84	24.0	0.04
	-+	0.86	24.0	0.04
S _s -N 2 (EW)	++	1.57	24.0	0.07
	-+	1.12	24.0	0.05

表 3-9 重力擁壁の転倒に伴う接地圧に対する検討結果

(④-④断面, 中詰材改良体)

地震動		最大接地圧 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d / R_u
S _s -D	++	0.83	3.0	0.28
	-+	0.84	3.0	0.29
	+-	0.89	3.0	0.30
	--	0.59	3.0	0.20
S _s -F 1	++	0.37	3.0	0.13
S _s -F 2	++	0.51	3.0	0.17
S _s -N 1	++	0.95	3.0	0.32
	-+	0.80	3.0	0.27
S _s -N 2 (NS)	++	0.55	3.0	0.19
	-+	0.54	3.0	0.18
S _s -N 2 (EW)	++	0.66	3.0	0.22
	-+	0.60	3.0	0.20

4. まとめ

重力擁壁の転倒，滑動及び接地圧に対する検討を実施し，いずれの断面においても許容限界以下であることを確認したことから，防波壁（波返重力擁壁）の重力擁壁とケーソンの一体性が確保されており，2次元有限要素法及び3次元構造解析における解析モデルは妥当と判断した。

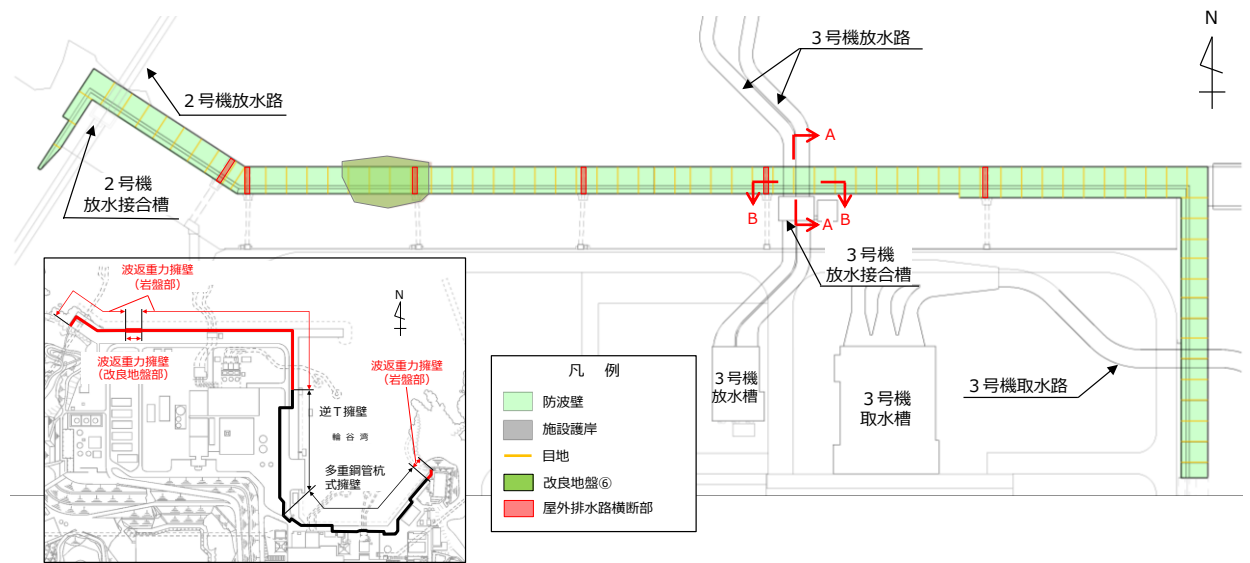
(参考資料7) 放水路ケーソンの耐震評価について

1. 概要

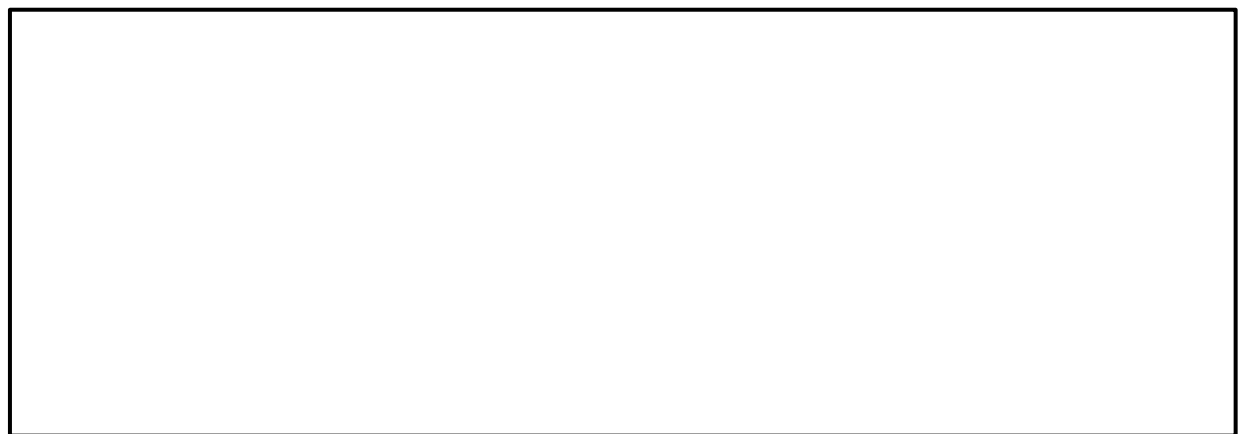
防波壁は線状構造物であり、法線方向に隣接するブロックが防波壁の変形を抑制することから、法線直交方向断面を弱軸方向断面として耐震評価を実施している。

一方、防波壁（波返重力擁壁）のうち放水路ケーソンは、図1-1のとおり、開口部（放水路）を有することから、B-B断面（法線方向断面）が耐震評価において厳しくなる可能性がある。

本資料では、放水路ケーソンを対象として、法線方向断面の耐震評価を実施する。



(全体平面図)



(A-A断面図)

(B-B断面図)

図1-1 放水路ケーソンの構造図

2. 2次元有限要素法

防波壁（波返重力擁壁）のうち放水路ケーソンの耐震評価のため，B－B断面を対象として2次元有限要素法を実施する。本資料に記載していない項目については，「4. 2次元有限要素法」に記載のとおりとする。

2.1 解析モデル及び地震応答解析手法

B－B断面の解析モデルを図2-1に示す。

図2-1に示す解析モデルにおいて，法線方向に隣接するケーソンをモデル化するため，液状化対象層が分布しないことから，解析方法は全応力解析とし，「TDA P III」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

ケーソンは，線形の平面ひずみ要素でモデル化し，重力擁壁及び漂流物対策工は解析モデルに付加質量として与えることで考慮する。

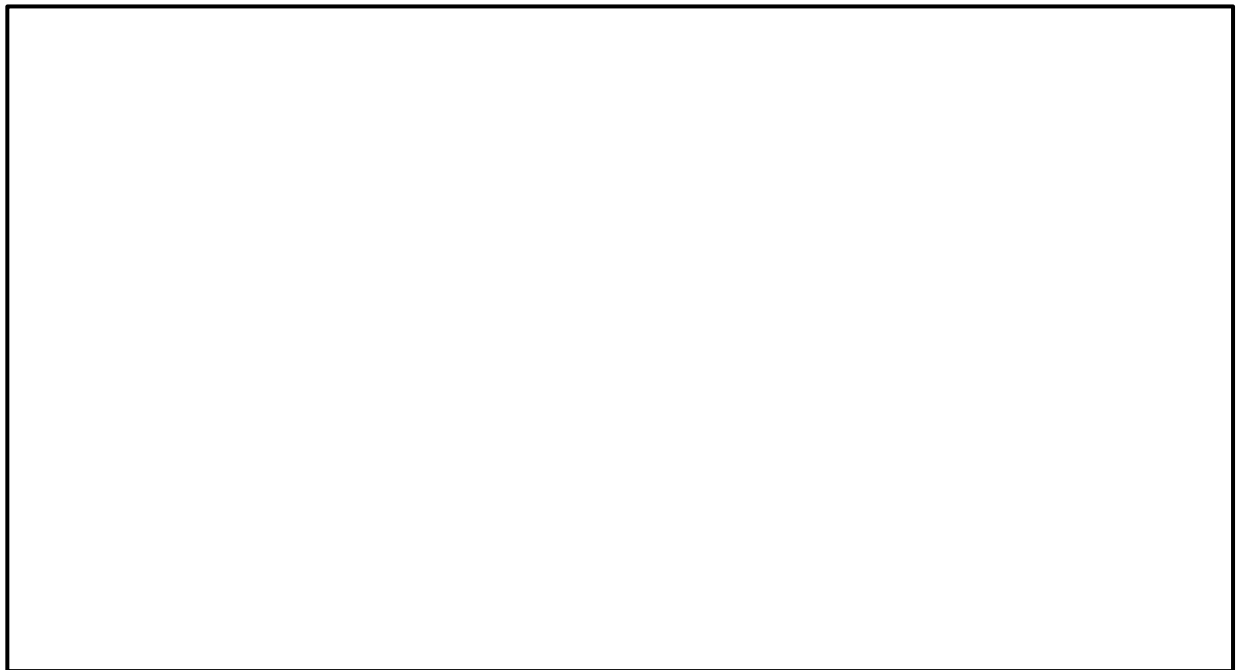


図2-1 解析モデル（B－B断面）

2.2 減衰定数

2次元有限要素法（全応力解析）では，粘性減衰を考慮することとし，固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき，質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh 減衰における係数 α ， β を表 2-1 に，固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 2-2 に示す。

$$[C] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

[k] : 剛性マトリックス

α ， β : 係数

表 2-1 Rayleigh 減衰における係数 α ， β の設定結果

評価対象断面	α	β
③-③断面 (法線方向断面)	1.906	4.381×10^{-4}

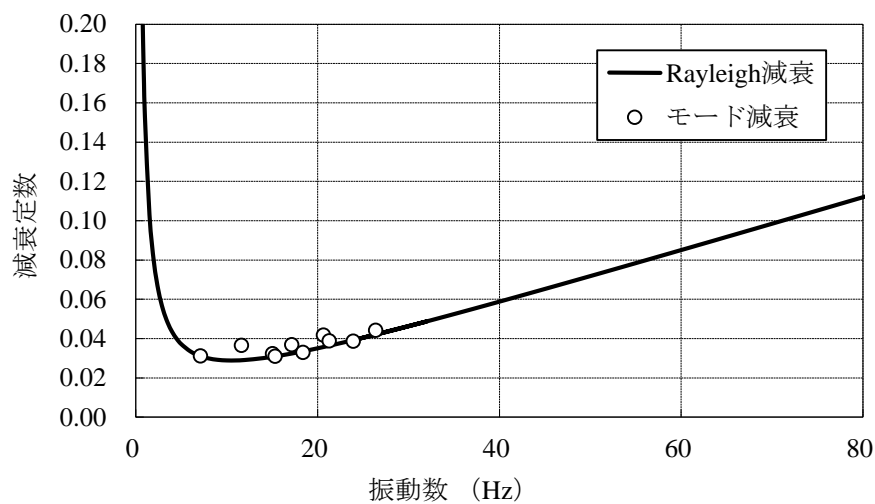
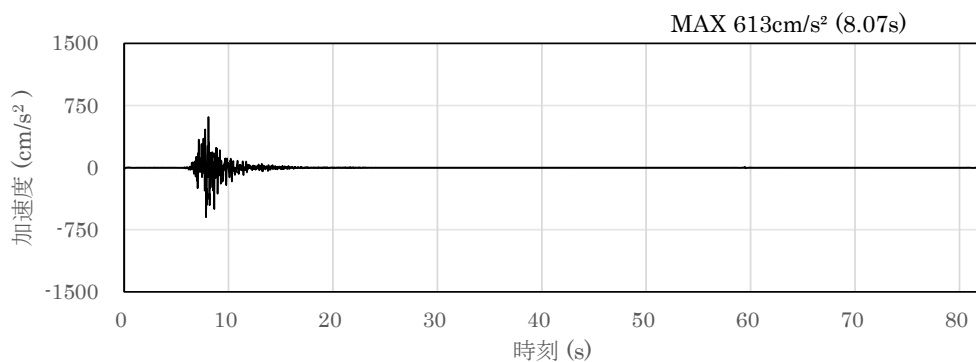


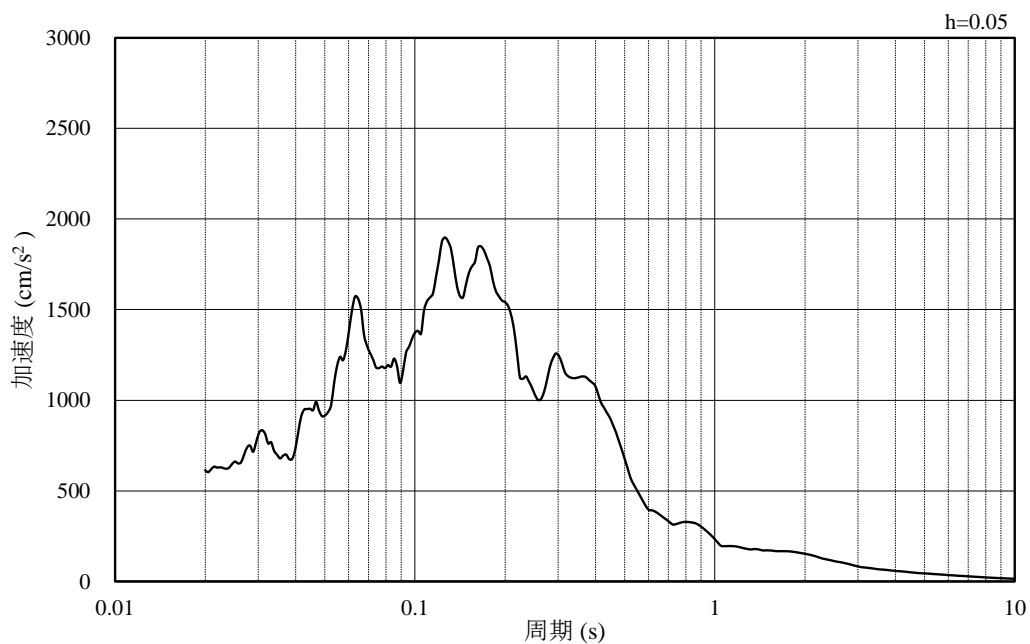
図 2-2 設定した Rayleigh 減衰

2.3 入力地震動

B-B断面の地震応答解析に用いる $S_s - F1$ 及び $S_s - F2$ について、図2-3及び図2-4に示す。

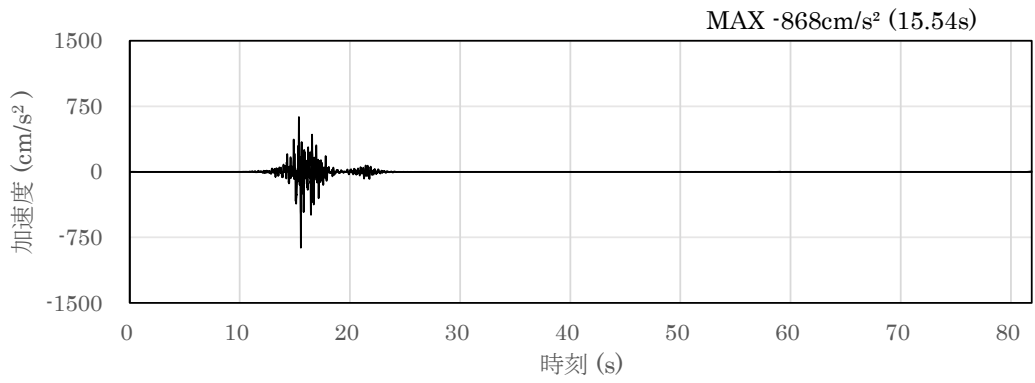


(a) 加速度時刻歴波形

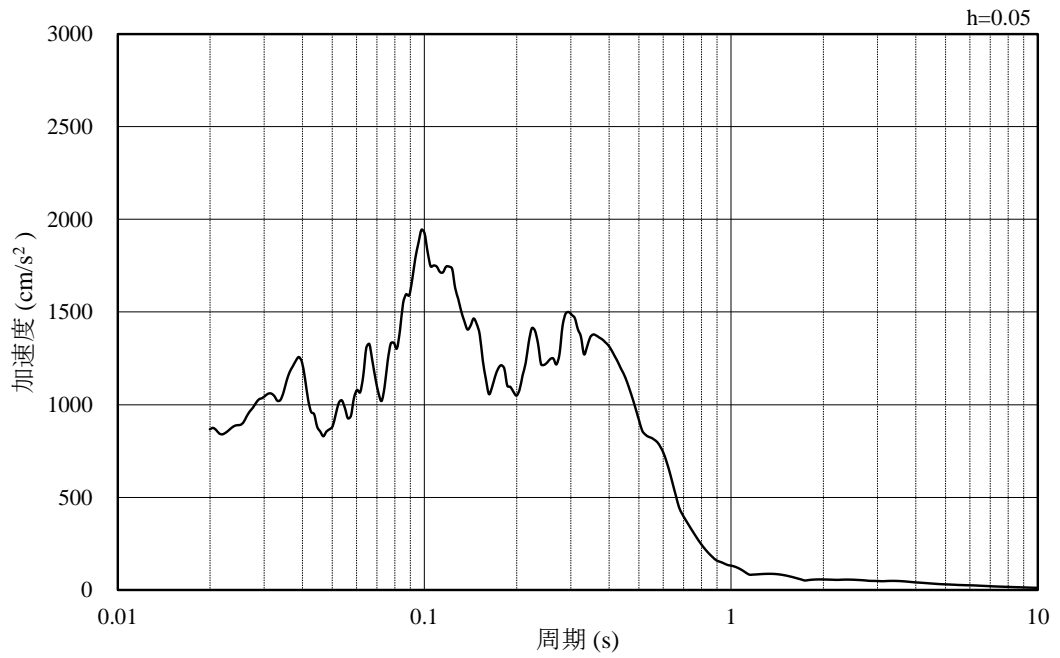


(b) 加速度応答スペクトル

図2-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分： $S_s - F1$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

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

2.4 ジョイント要素の設定

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

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 2-2 に、ジョイント要素の配置を図 2-5 に示す。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad (1)$$

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 2-2 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

		接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩 擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	放水路 ケーソン	ケーソン	0	26.57	「コンクリートとコンクリート」の静止摩擦係数 ($\mu = 0.50$) $c = 0$, $\phi = 26.57^\circ$ と設定
			埋戻コンクリート			
		ケーソン	ケーソン			
			埋戻コンクリート			
水平方向	境界 2	MMR	放水路ケーソン	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため、「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数 ($\mu = 0.50$) より、 $\phi = \tan^{-1}(\mu) \doteq 26.57^\circ$ と設定
			ケーソン			
			埋戻コンクリート			
	境界 3	MMR	岩盤	0	30.96	「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数 ($\mu = 0.60$) $\phi = \tan^{-1}(\mu) \doteq 30.96^\circ$ と設定

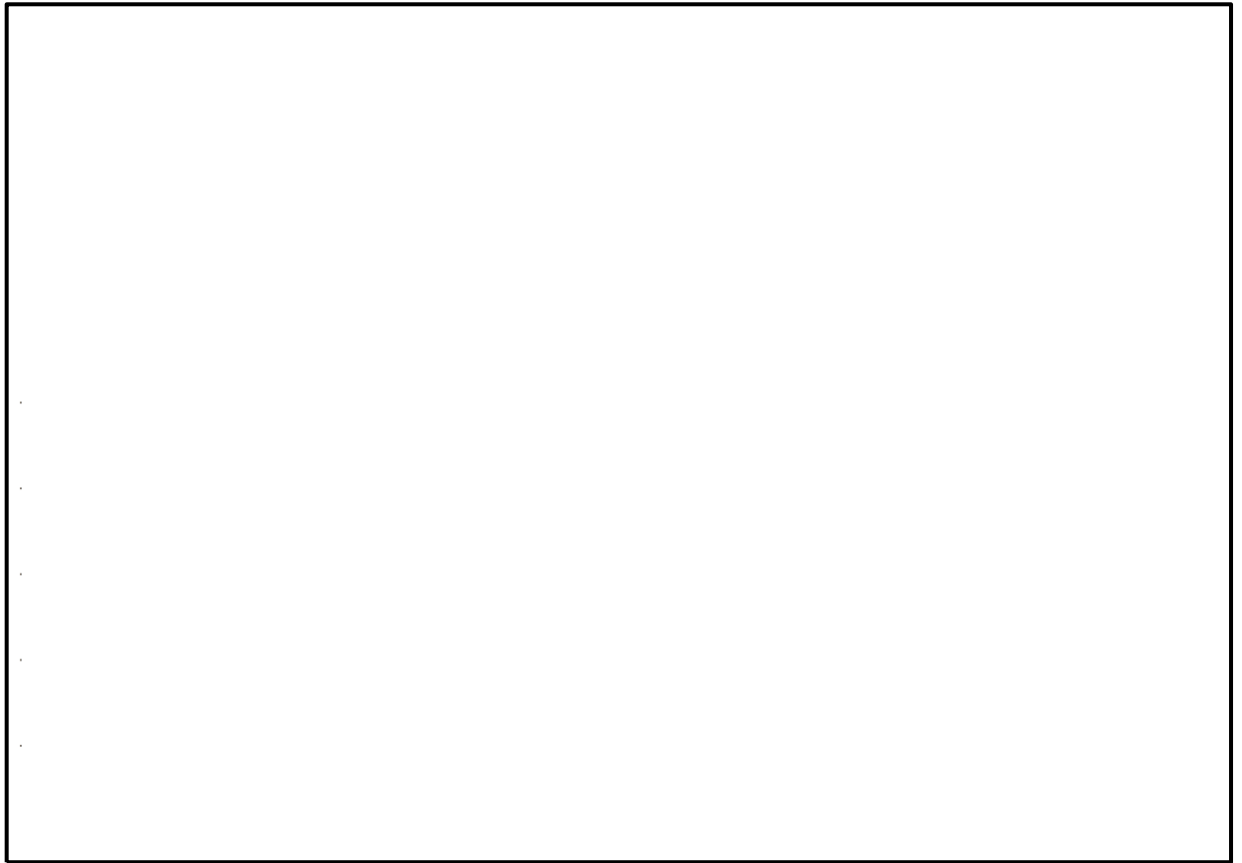


図 2-5 ジョイント要素の配置図
(B-B断面)

ジョイント要素のばね定数は、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会原子力土木委員会，2005年6月）」を参考に，数値解析上，不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表2-3にジョイント要素のばね定数を示す。

また，ジョイント要素の力学特性を図2-6に示す。

表 2-3 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 k_s (kN/m^2)	圧縮剛性 k_n (kN/m^2)
境界 1, 2, 3	1.0×10^7	1.0×10^7

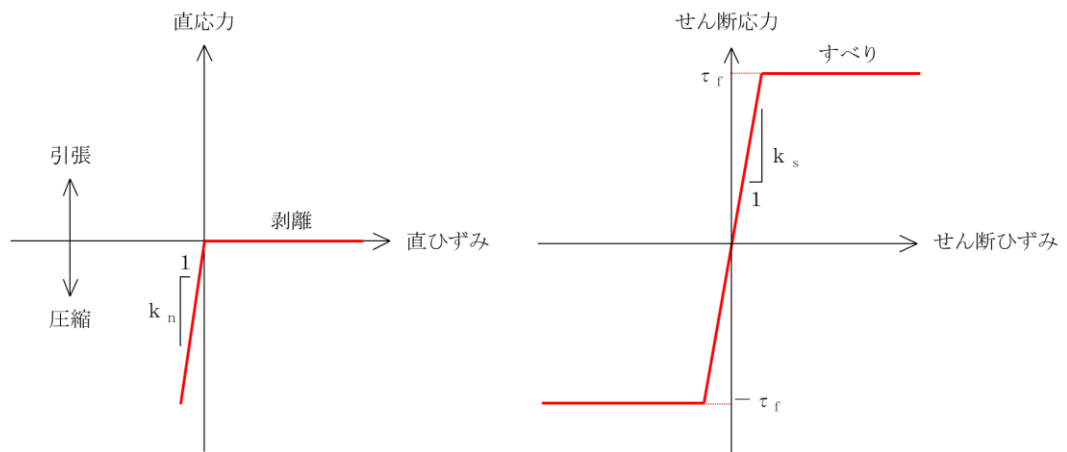


図 2-6 ジョイント要素の力学特性

2.5 使用材料及び材料の物性値減衰定数

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。使用材料を表 2-4 に、材料の物性値を表 2-5 に示す。

表 2-4 使用材料

材料		仕様
コンクリート	放水路ケーソン	設計基準強度 24.0 N/mm ²
	ケーソン	中詰材改良体 (銅水砕スラグ)
	埋戻コンクリート	設計基準強度 24.0 N/mm ²
	MMR	設計基準強度 24.0 N/mm ²

表 2-5 材料の物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
放水路ケーソン	24.0* ¹	2.5×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹
ケーソン	22.9* ²	1.7×10 ⁴ * ²	0.2* ¹
埋戻コンクリート	24.0* ¹	2.5×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹
MMR	24.0* ¹	2.5×10 ⁴ * ¹	0.2* ¹

注記*1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年制定）（以下，「コンクリート標準示方書（2002）」という。）

*2：②-②断面におけるケーソンの剛性を採用

2.6 評価方法

防波壁（波返重力擁壁）のうち放水路ケーソンの耐震評価は、地震応答解析に基づいて算定した発生応力度が許容限界を満足することを確認する。

放水路ケーソンの評価は、発生する圧縮応力度、引張応力度及びせん断応力度が許容限界以下であることを確認する。放水路ケーソンの許容限界を表 2-6 に示す。

2.6.1 曲げ照査

コンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

2.6.2 せん断照査

コンクリートの発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

表 2-6(1) 放水路ケーソンの許容限界

種別	短期許容応力度 (N/mm ²) *		準拠基準
コンクリート (f' _{ck} =24N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	13.5	コンクリート標準示方書 (2002)
	許容せん断応力度 τ_{a1}	0.67	

注記*：短期許容応力度は、「コンクリート標準示方書（2002）」より許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。

表 2-6(2) 放水路ケーソンの許容限界

	算定式	強度 (N/mm ²)	準拠図書
引張強度 f_{tk}	$0.23f'_{ck}{}^{2/3*}$	1.91	コンクリート標準示方書 (2002)

注記*：ここで、 f'_{ck} はコンクリートの設計基準強度

2.7 耐震評価結果

放水路ケーソンのコンクリートの圧縮応力度に対する照査結果を表 2-7 に、せん断応力度に対する照査結果を表 2-8 に、引張応力度に対する照査結果を表 2-9 に示す。

耐震評価の結果、一部の部材において局部的にせん断応力度と引張応力度が許容限界を上回る要素が存在することから、部材厚程度の範囲で発生応力度の平均化による評価を実施した結果、許容限界を下回ることを確認した。応力度の平均化の範囲を図 2-7 及び図 2-9 に、最大応力度分布図を図 2-8 及び図 2-10 に示す。

以上の結果より、法線方向断面における放水路ケーソンにおける発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表 2-7 コンクリートの圧縮応力度に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		評価対象 部位*	圧縮 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}
①	S s - D	(++)	隔壁	3.4	13.5	0.26
		(-+)	隔壁	3.7	13.5	0.28
		(+-)	隔壁	3.3	13.5	0.25
		(--)	隔壁	3.8	13.5	0.29
	S s - F 1	(++)	隔壁	3.1	13.5	0.23
	S s - F 2	(++)	隔壁	3.4	13.5	0.26
	S s - N1	(++)	隔壁	3.6	13.5	0.27
		(-+)	隔壁	3.1	13.5	0.23
	S s - N 2 (NS)	(++)	隔壁	3.1	13.5	0.23
		(-+)	隔壁	3.1	13.5	0.23
	S s - N 2 (EW)	(++)	隔壁	3.0	13.5	0.23
		(-+)	隔壁	3.0	13.5	0.23

注記* : 照査値が最大となる評価対象部位のみ記載

表 2-8 コンクリートのせん断応力度に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		評価対象 部位*1	せん断 応力度*2, 3 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{a1} (N/mm ²)	照査値*2, 3 τ_c / τ_{a1}
①	S _s -D	(++)	側壁	0.65 (1.08)	0.67	0.98 (1.62)
		(-+)	底版	0.60 (0.99)	0.67	0.90 (1.48)
		(+-)	側壁	0.66 (1.16)	0.67	0.99*4 (1.74)
		(--)	底版	0.61 (1.01)	0.67	0.92 (1.51)
	S _s -F1	(++)	底版	0.59 (0.86)	0.67	0.89 (1.29)
	S _s -F2	(++)	底版	0.65 (0.95)	0.67	0.98 (1.42)
	S _s -N1	(++)	底版	0.57 (0.95)	0.67	0.86 (1.42)
		(-+)	側壁	0.57 (0.94)	0.67	0.86 (1.41)
	S _s -N2 (NS)	(++)	底版	0.55 (0.85)	0.67	0.83 (1.27)
		(-+)	底版	0.54 (0.83)	0.67	0.81 (1.24)
	S _s -N2 (EW)	(++)	底版	0.56 (0.79)	0.67	0.84 (1.18)
		(-+)	底版	0.53 (0.78)	0.67	0.80 (1.17)

注記*1：照査値が最大となる評価対象部位のみ記載

*2：1要素の発生応力度が許容限界を上回ったため、部材厚以内の範囲で発生応力度の平均化を実施

*3：括弧内（ ）は平均化前の結果を表す

*4：参考に「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，1999年）」に基づき，せん断の短期許容応力度 1.11N/mm²を許容限界とすると，照査値は 0.60 となる

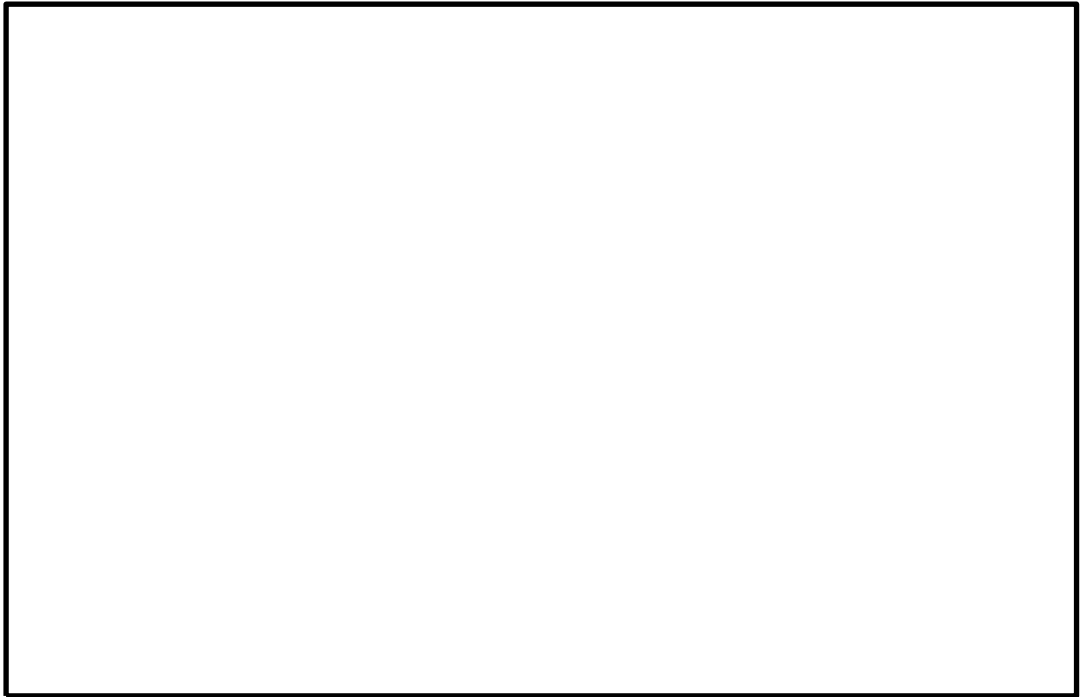


図 2-7 発生応力度の平均化を実施した範囲 (せん断応力度)

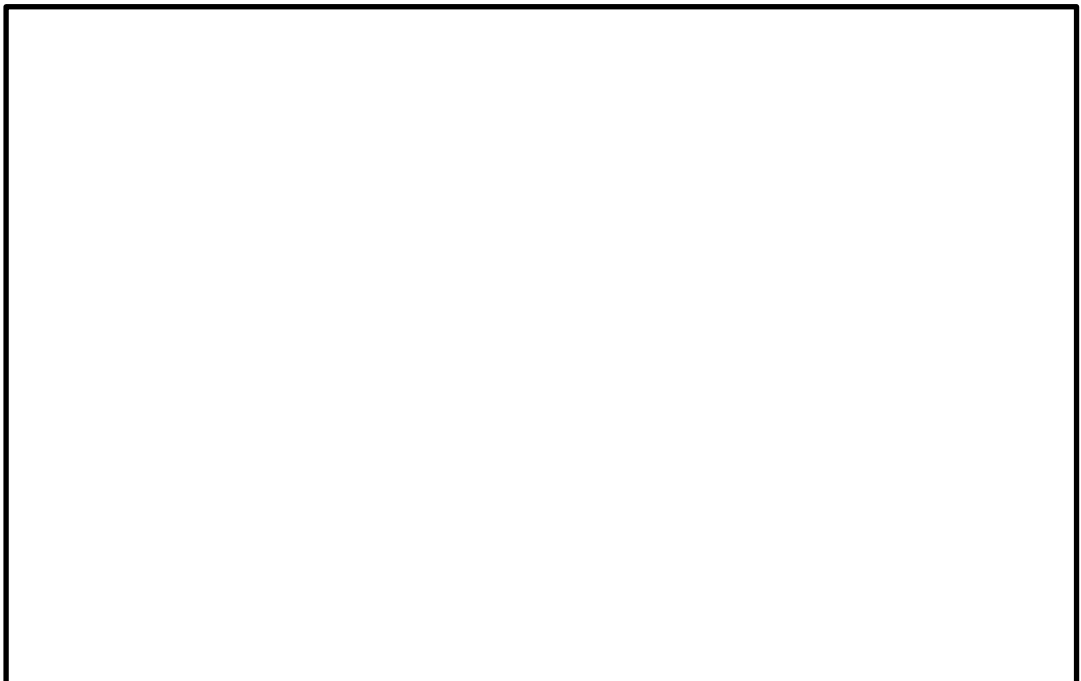


図 2-8 最大応力度分布図 (S_s-D (+-), せん断応力度)

表 2-9 コンクリートの引張応力度に対する照査における最大照査値

解析 ケース	地震動		評価対象 部位*1	引張応力度 σ_s (N/mm ²)	引張強度 f_{tk} (N/mm ²)	照査値 σ_s/f_{tk}
①	S s - D	(++)	底版	1.11	1.91	0.59
		(-+)	底版	1.85	1.91	0.97
		(+-)	頂版	0.98	1.91	0.52
		(--)	底版	1.21* ² (1.90)* ³	1.91	0.64* ² (1.00)* ³
	S s - F 1	(++)	底版	0.86	1.91	0.46
	S s - F 2	(++)	底版	1.52	1.91	0.80
	S s - N 1	(++)	底版	1.55	1.91	0.82
		(-+)	頂版	0.68	1.91	0.36
	S s - N 2 (NS)	(++)	底版	0.91	1.91	0.48
		(-+)	頂版	0.58	1.91	0.31
	S s - N 2 (EW)	(++)	底版	0.81	1.91	0.43
		(-+)	底版	0.66	1.91	0.35

注記*1：照査値が最大となる評価対象部位のみ記載

*2：1要素の発生応力度が許容限界を上回ったため、部材厚以内の範囲で発生応力度の平均化を実施

*3：括弧内（ ）は平均化前の結果を表す

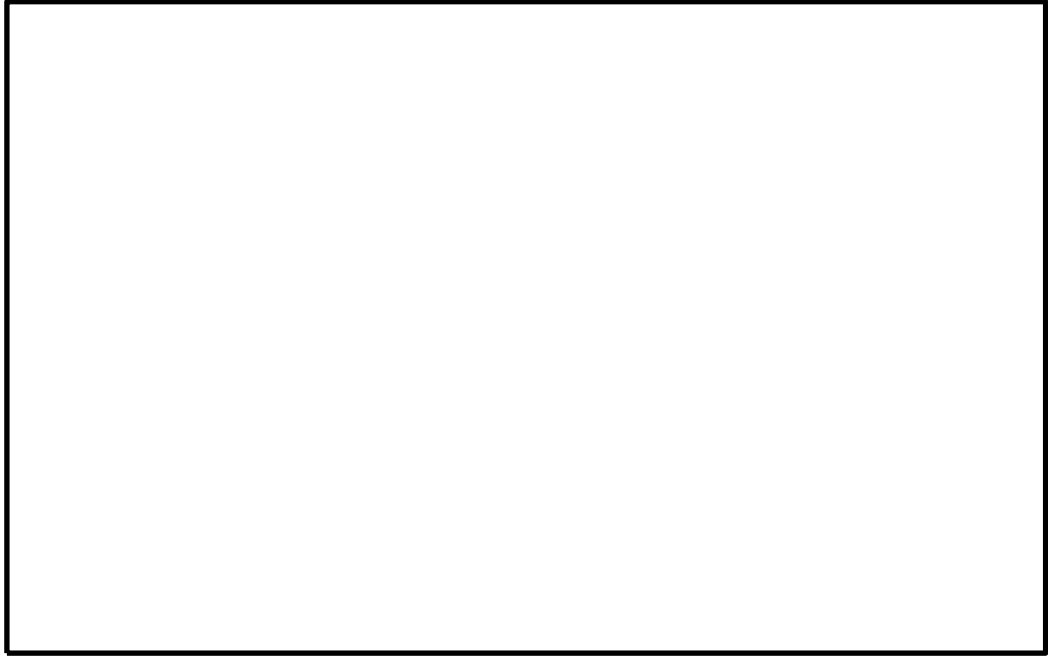


図 2-9 発生応力度の平均化を実施した範囲（引張応力度）

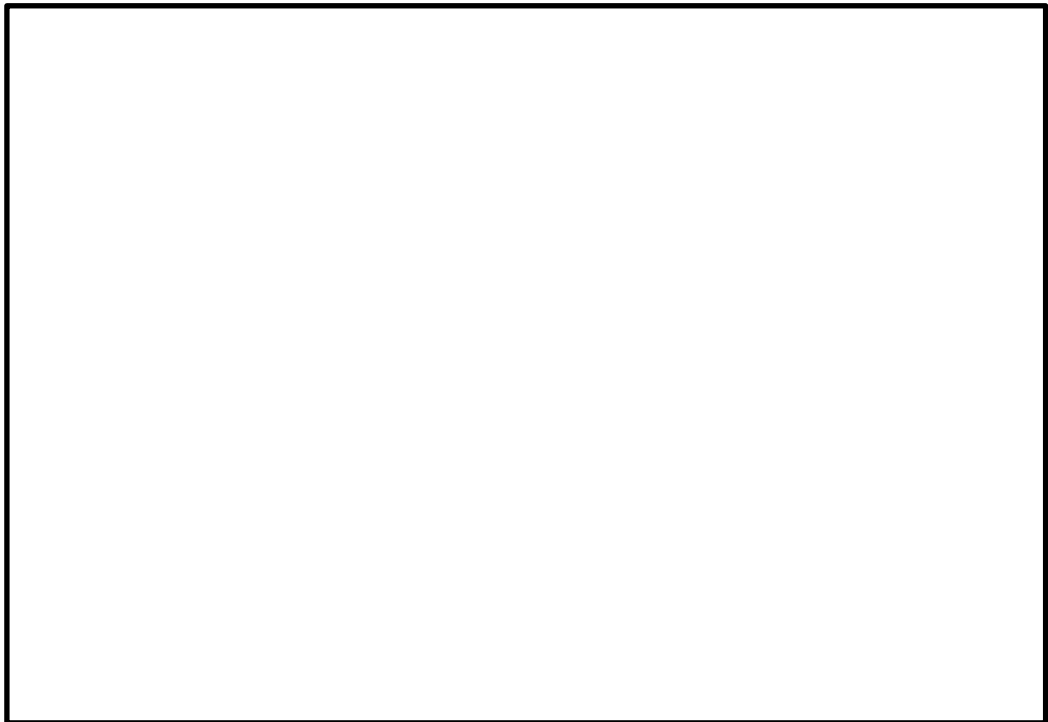


図 2-10 最大応力度分布図（ $S_s - D$ （—），引張応力度）

2. 検討方針

地震時及び津波時に作用する重力擁壁下端のモーメントを用いて、岩盤から鉄筋の引抜けが発生しないことを確認する。

鉄筋は岩盤内に定着させていることから、地震時及び津波時の作用荷重に対して岩盤から鉄筋の引抜けが発生しないことを、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説(2012, 地盤工学会)」(以下「設計・施工基準」という)を準用し、確認する。

3. 検討内容

3.1 検討概要

鉄筋の岩盤への定着に当たっては、岩盤を削孔して鉄筋を建て込み、鉄筋を岩盤に定着させるために孔内をグラウトで充填した。

地震時及び津波時の作用荷重に対して岩盤から鉄筋の引抜けが発生しないことを確認するために、①鉄筋とグラウトの界面の付着破壊が発生しないこと及び②岩盤とグラウト界面の付着破壊が発生しないことを確認項目とする。鉄筋とグラウトの界面の付着破壊について、「設計・施工基準」に基づき、鉄筋の引抜き抵抗力を算定し、作用荷重を算定値が上回ることを確認する。また、岩盤とグラウト界面の付着破壊について、「設計・施工基準」に基づき、作用荷重をグラウトと岩盤の摩擦抵抗が上回ることを確認する。確認項目のイメージ図を図3-1に示す。

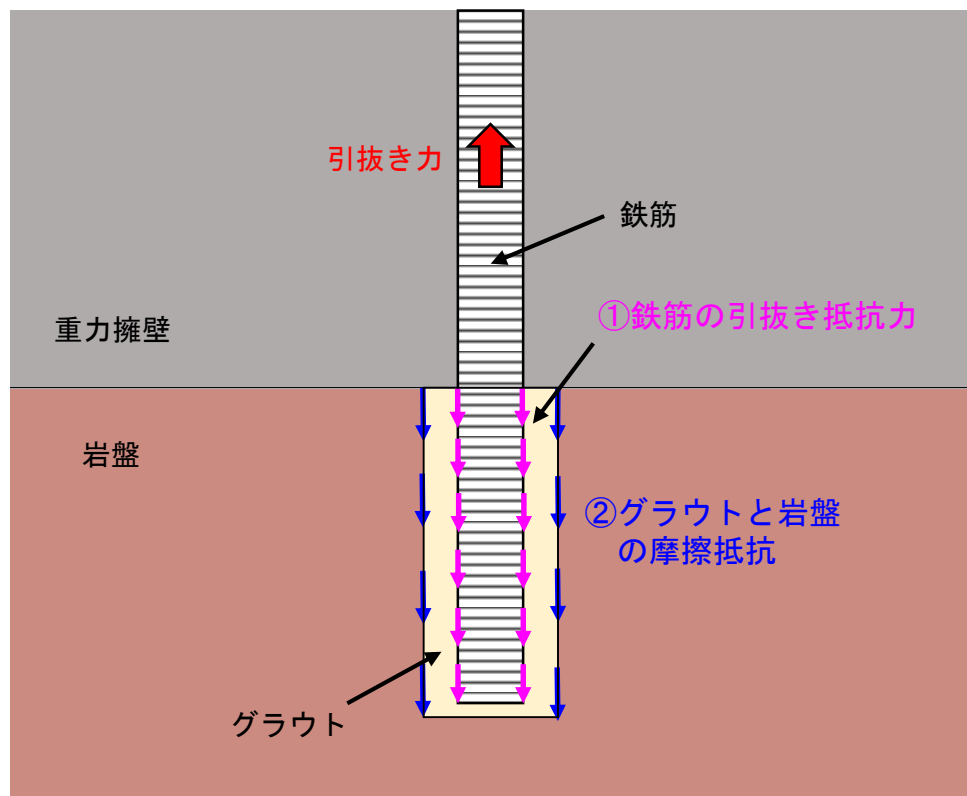


図3-1 確認項目のイメージ

3.2 作用荷重

地震時の作用荷重は、2次元有限要素法による重力擁壁の曲げ・軸力系破壊に対する照査において、最も照査結果が厳しい地震動 $S_s - D(++)$ （解析ケース①）による荷重とする。この地震動によって重力擁壁下端に作用する曲げモーメントのうち、海側又は陸側加振時の最大曲げモーメントを基に、鉄筋に発生する引抜き力を算定する。なお、鉄筋に発生する引抜き力は、「4.2.6 重力擁壁」で確認した鉄筋に発生する引張応力度により算定する。

上記の地震時において、鉄筋に発生する最大引抜き力は、海側の鉄筋において 29kN、陸側の鉄筋において 194kN となる。

津波時の作用荷重は、津波波圧及び漂流物衝突荷重とする。鉄筋に発生する最大引抜き力は、「2.1.6 防波壁（波返重力擁壁）の強度計算書に関する補足説明」より算定した。

上記の津波時において、鉄筋に発生する最大引抜き力は、海側の鉄筋において 275kN となる。また、津波は海側から陸側に作用するため、陸側の鉄筋に発生する引抜き力は軽微であることから、津波時の陸側の鉄筋に発生する引抜き力は考慮しない。

地震時及び津波時において、鉄筋に発生する最大引抜き力を表 3-1 に示す。

表 3-1 鉄筋に発生する最大引抜き力

作用荷重	検討位置 (鉄筋径)	曲げモーメント (kN・m)	最大引抜き力 (kN)
地震時	海側 (D51)	1446	29
	陸側 (D41)	3836	194
津波時	海側 (D51)	4066	275

3.3 使用材料

本検討においては、「設計・施工基準」に基づき検討するため、材料諸元を表 3-2 に示す。

表 3-2 材料諸元

材料	諸元
鉄筋	海側 : D51, SD345
	陸側 : D41, SD345
グラウト	設計基準強度 24N/mm ²

3.4 抵抗力の算定

3.4.1 鉄筋の引抜き抵抗力

鉄筋の引抜き抵抗力は、「設計・施工基準」を準用し、鉄筋の公称周長，許容付着応力度及び鉄筋の定着長を基に式（1）を用いて算定する。

$$T = \tau_{ba} \times l_{sa} \times U \quad \text{式（1）}$$

ここに、

T : 鉄筋の引抜き抵抗力

τ_{ba} : 許容付着応力度

l_{sa} : 鉄筋の定着長

U : 鉄筋の公称周長

鉄筋とグラウトの許容付着応力度を図 3-2 に、鉄筋の公称周長及び定着長を表 3-3 に、算定した鉄筋の引抜き抵抗力を表 3-4 に示す。

解説表-6.2 許容付着応力度¹⁰⁾ (N/mm²)

用途	グラウトの設計基準強度	18	24	30	40 以上
	引張り材の種類				
仮設	PC 鋼線 PC 鋼棒 PC 鋼より線 多重 PC 鋼	1.0	1.2	1.35	1.5
	異形 PC 鋼棒	1.4	1.6	1.8	2.0
永久	PC 鋼線 PC 鋼棒 PC 鋼より線 多重 PC 鋼	—	0.8	0.9	1.0
	異形 PC 鋼棒	—	1.6	1.8	2.0

図 3-2 鉄筋とグラウトの許容付着応力度（「設計・施工基準」に加筆）

表 3-3 鉄筋定着部の公称周長及び定着長

検討位置 (鉄筋径)	鉄筋の公称周長 U (mm)	定着長 l_{sa} (mm)
海側 (D51)	160	2100
陸側 (D41)	130	1600

表 3-4 算定した鉄筋の引抜き抵抗力

検討位置 (鉄筋径)	鉄筋の引抜き抵抗力 (kN)
海側 (D51)	538
陸側 (D41)	333

3.4.2 グラウトと岩盤の摩擦抵抗力

グラウトと岩盤の摩擦抵抗力は、グラウトの表面積と「設計・施工基準」に記載された摩擦抵抗を乗じて設定する。摩擦抵抗については、⑤-⑤断面の基礎地盤の岩級はC_H級であることから、硬岩の摩擦抵抗を用いることとし、保守的に最低値である1.5N/mm²を用いる。

グラウトと岩盤の摩擦抵抗を図3-3に、グラウトの表面積算定に用いる諸元として、グラウトを充填した岩盤の削孔径及び削孔長を表3-5に、算定したグラウトと岩盤の摩擦抵抗力を表3-6に示す。

解説表-6.5 アンカーの極限周面摩擦抵抗¹⁾

地盤の種類			摩擦抵抗(MN/m ²)
岩盤	硬岩		1.5 ~ 2.5
	軟岩		1.0 ~ 1.5
	風化岩		0.6 ~ 1.0
	土丹		0.6 ~ 1.2
砂礫	N値	10	0.1 ~ 0.2
		20	0.17 ~ 0.25
		30	0.25 ~ 0.35
		40	0.35 ~ 0.45
		50	0.45 ~ 0.7
砂	N値	10	0.1 ~ 0.14
		20	0.18 ~ 0.22
		30	0.23 ~ 0.27
		40	0.29 ~ 0.35
		50	0.3 ~ 0.4
粘性土			1.0c (cは粘着力)

図3-3 グラウトと岩盤の摩擦抵抗（「設計・施工基準」に加筆）

表3-5 岩盤の削孔径及び削孔長

検討位置（鉄筋径）	削孔径（mm）	削孔周長（mm）	削孔長（mm）	グラウトの表面積（mm ² ）
海側（D51）	75	235.6	2100	4.95×10 ⁵
陸側（D41）	65	204.2	1600	3.27×10 ⁵

表3-6 算定したグラウトと岩盤の摩擦抵抗力

検討位置（鉄筋径）	グラウトと岩盤の摩擦抵抗力（kN）
海側（D51）	742
陸側（D41）	490

3.4.3 検討結果

地震時及び津波時に鉄筋に発生する最大引抜き力及び抵抗力を表 3-7 に示す。

地震時及び津波時の作用荷重を、鉄筋の引抜き抵抗力及びグラウトと岩盤の摩擦抵抗力が上回ることを確認した。

表 3-7 地震時及び津波時に鉄筋に発生する最大引抜き力及び抵抗力

作用荷重	検討位置 (鉄筋径)	最大引抜き力 (kN)	「設計・施工基準」	
			鉄筋の引抜き抵抗力 (kN)	グラウトと岩盤の 摩擦抵抗力(kN)
地震時	海側 (D51)	29	538	742
	陸側 (D41)	194	333	490
津波時	海側 (D51)	275	538	742

4. 現地鉄筋引抜き試験

4.1 目的及び概要

重力擁壁と岩盤の一体性については、岩盤から鉄筋が引抜けなことを「設計・施工基準」を準用して確認した。ここでは、実構造物の設置地盤と同じ岩級及び岩種である位置において、実構造物を模擬した現地鉄筋引抜き試験を行い、地震時及び津波時の作用荷重に対して鉄筋が岩盤から引抜けなことを確認する。

4.2 試験内容

4.2.1 試験位置

鉄筋引抜き試験の実施位置については、防波壁（波返重力擁壁）の岩盤部（岩盤直接支持部）を設置している基礎地盤が凝灰岩（C_H級）主体であることから、岩級及び岩種が同じである位置を選定した。

岩盤部（岩盤直接支持部）の位置図を図4-1に、代表断面として選定した岩盤部（岩盤直接支持部）の岩級図（横断面）及び岩相図（横断面）を図4-2に、引抜き試験実施位置図を図4-3に示す。

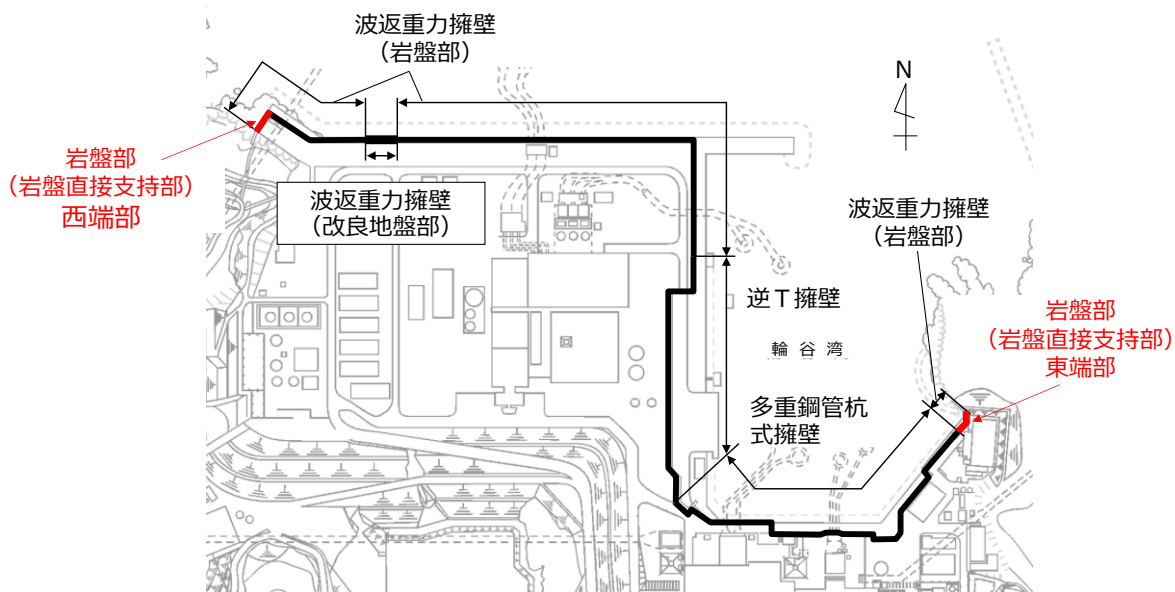
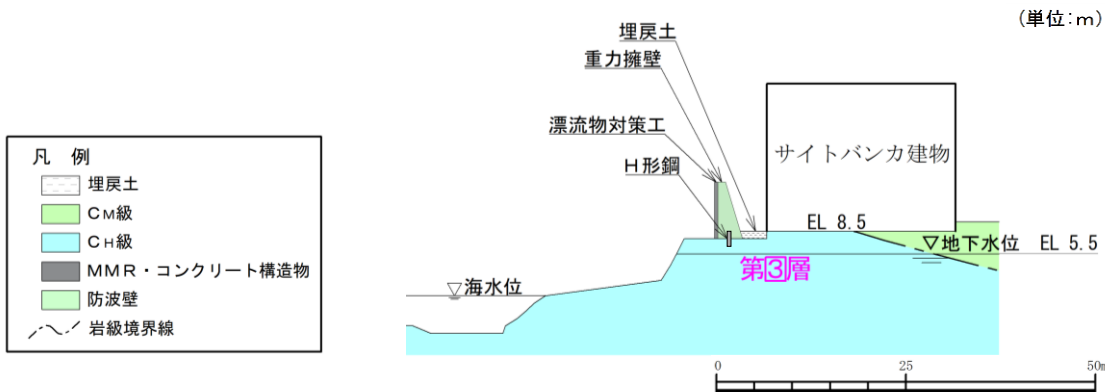
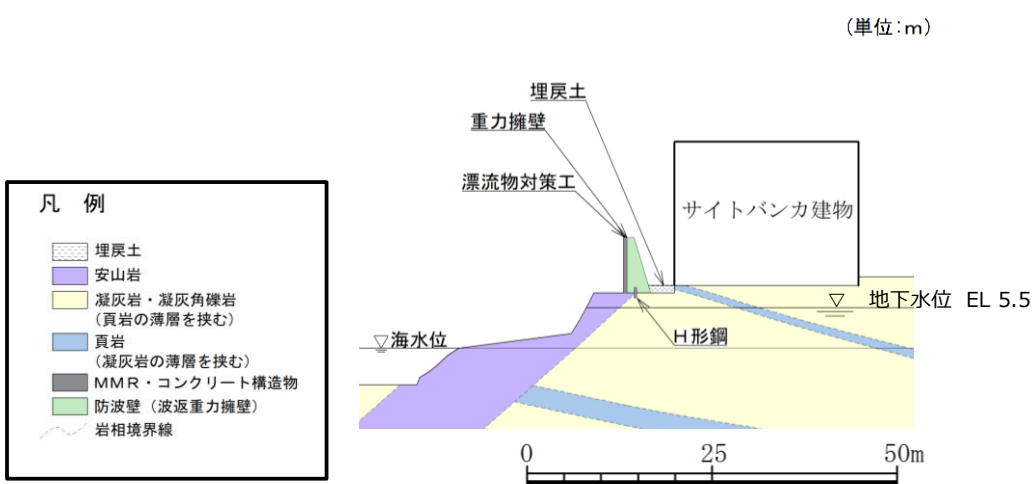


図4-1 岩盤直接支持部の位置図



岩級図 (横断面)



岩相図 (横断面)

図 4-2 岩盤部 (岩盤直接支持部) 東端部の岩級図及び岩相図

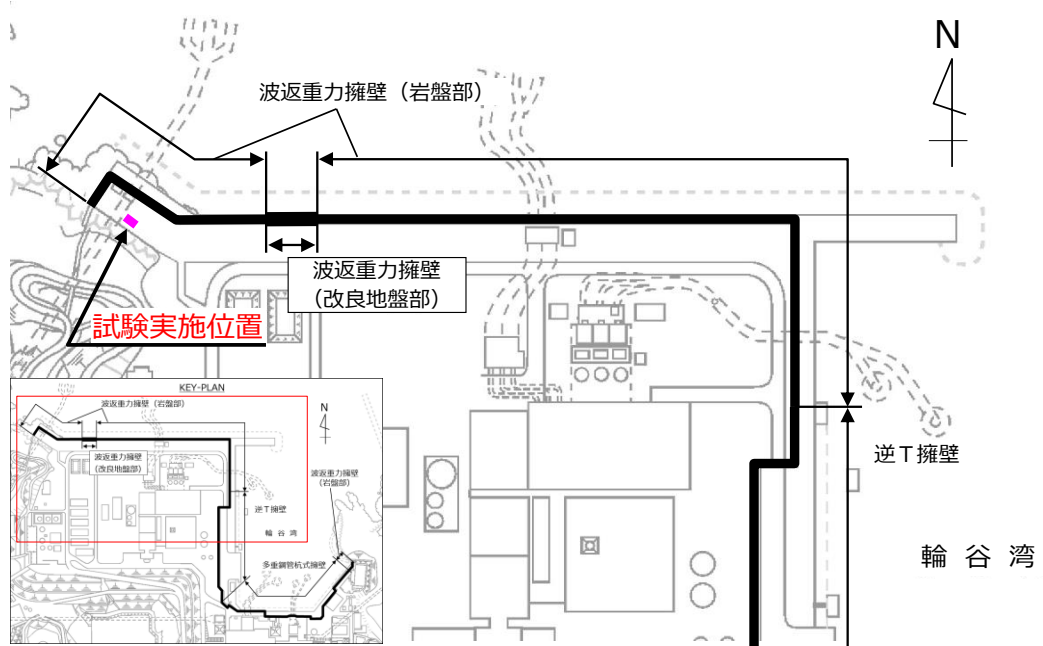


図 4-3 試験実施位置図

4.2.2 試験概要

(1) 試験体の作製

試験体は、岩盤を露出させた後に岩級及び岩種の確認を行い、試験実施位置の岩級及び岩種が、防波壁（波返重力擁壁）の岩盤部（岩盤直接支持部）を設置している基礎地盤と同じ凝灰岩（C_H級）であることを確認した。

試験体は、実構造物の施工手順を踏まえ、コアドリルを用いて岩盤を削孔し、孔内に鉄筋を建て込み、設計基準強度 24N/mm² のグラウトで充填し作製した。

なお、防波壁（波返重力擁壁）の岩盤部（岩盤直接支持部）には、海側で D51、陸側で D41 の鉄筋を用いていることから、鉄筋径ごとに試験体を 3 体ずつ作製した。

試験ケースを表 4-1 に、実構造物及び試験体の材料諸元を表 4-2 に、岩盤の削孔径及び削孔深さを表 4-3 に示す。

表 4-1 試験ケース

設置箇所 (鉄筋径)	鉄筋番号
海側 (D51)	No. D51-1
	No. D51-2
	No. D51-3
陸側 (D41)	No. D41-1
	No. D41-2
	No. D41-3

表 4-2 実構造物及び試験体の材料諸元

対象	材料	諸元
実構造物	鉄筋	海側：D51, SD345
		陸側：D41, SD345
	グラウト	設計基準強度 24N/mm ²
試験体	鉄筋	海側：D51, SD345
		陸側：D41, SD345
	グラウト	設計基準強度 24N/mm ²

表 4-3 実構造物及び試験体の鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さ

対象	設置箇所 (鉄筋径)	削孔径	削孔深さ
実構造物	海側 (D51)	75mm	2100mm
	陸側 (D41)	65mm	1600mm
試験体	海側 (D51)	75mm	2100mm
	陸側 (D41)	65mm	1600mm

(2) 鉄筋引抜き試験

鉄筋引抜き試験は、センターホールジャッキを用いて行い、鉄筋の引抜き荷重及び鉄筋の伸び量について計測した。

岩盤を露出した後、岩盤上に不陸調整用のコンクリートを打設し、反力板とセンターホールジャッキを設置した。なお、鉄筋の引抜きに伴うグラウト及び岩盤の変状の有無を確認できるように、不陸調整用のコンクリートには $\phi=300\text{mm}$ の観察孔を設け、碎石を充填した。

センターホールジャッキの設置後、鉄筋に引抜き荷重を伝えるためのチャッキングブロック及び支圧板を設置し、鉄筋の上端部に変位計を据え付けた。

引抜き荷重は、地震時及び津波時の作用荷重を超える荷重とし、降伏荷重相当まで

試験装置として荷重装置及び計測位置概要図を図 4-4 に、試験体の作製状況及び試験装置の設置状況を図 4-5～図 4-8 に示す。

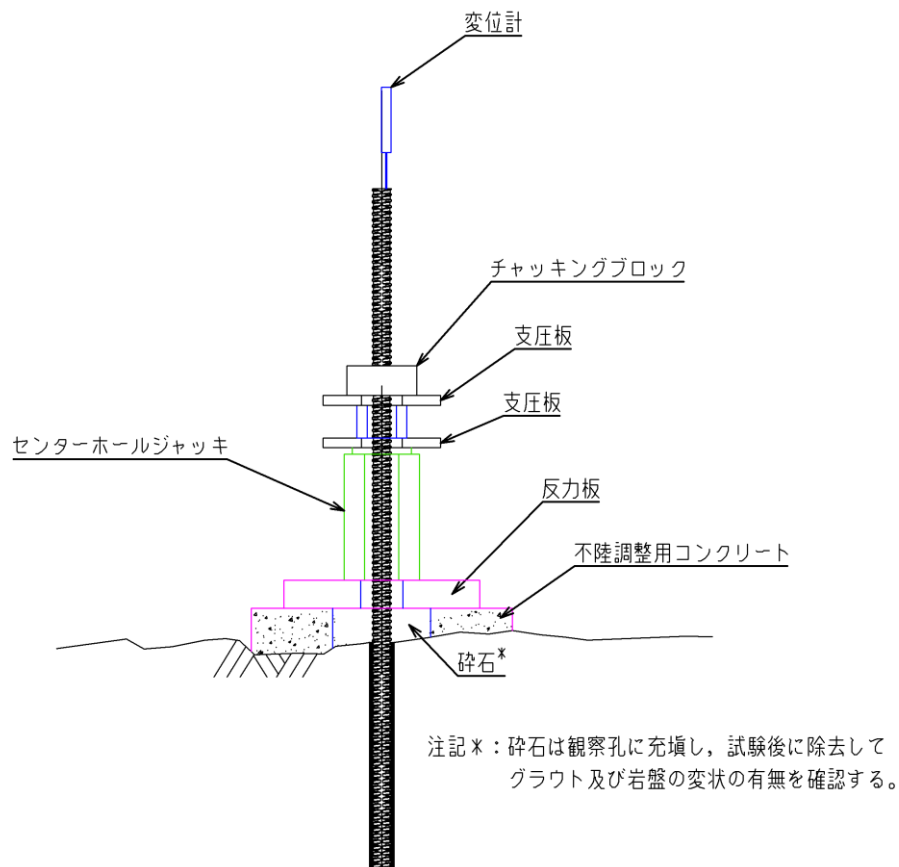


図 4-4 荷重装置及び計測位置概要図



图 4-5 岩盤露出狀況（凝灰岩（C_H級））



图 4-6 試驗體（右：D51，左：D41，碎石充填前）



图 4-7 岩盤定着状况 (No. D51-1)



图 4-8 設置状况

4.3 試験結果

4.3.1 海側 (D51)

海側 (D51) における鉄筋引抜き試験の結果として、鉄筋の引抜き荷重－変位の関係を図 4-9 に、試験後のグラウト及び鉄筋の定着部付近の岩盤表面状況を図 4-10 に示す。

図 4-9 より、地震時及び津波時の作用荷重のうち、より大きい津波荷重（最大引抜き力：275kN）及び鉄筋の短期許容応力度に公称断面積を乗じて算定した短期許容応力に相当する荷重（466kN）に対して、それを超える荷重（772kN）に至るまで荷重の低下は見られず、鉄筋の引抜き荷重－変位の関係から、鉄筋は弾性挙動を示していることを確認した。

また、試験後に観察孔から岩盤表面を確認した結果、鉄筋周辺のグラウト及び岩盤にクラックは確認できなかった。

以上より、地震時及び津波時において鉄筋は岩盤から引抜けないことを確認した。

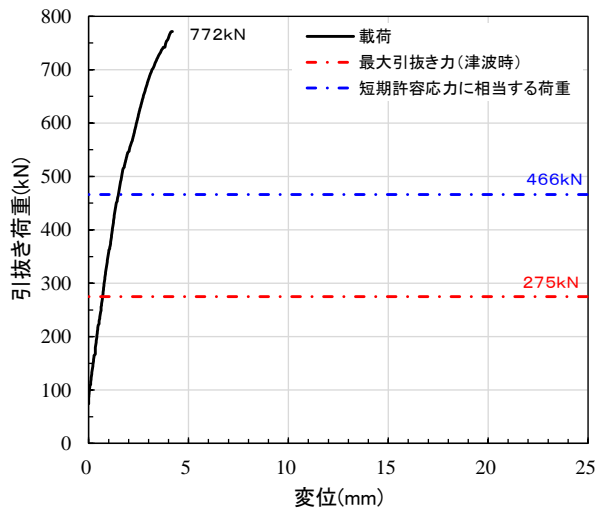


図 4-9(1) 試験結果 (No. D51-1)

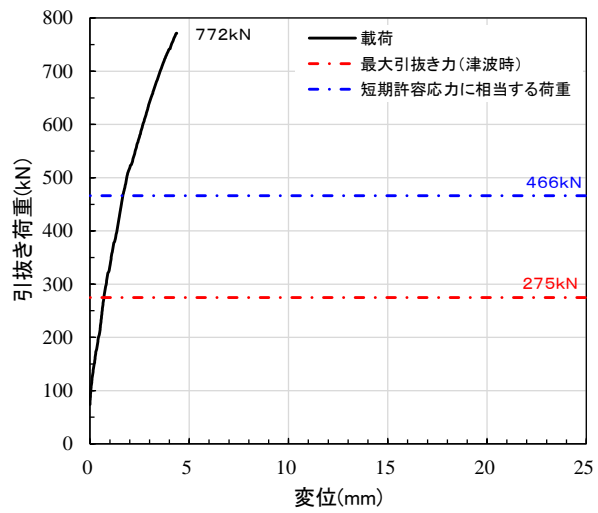


図 4-9(2) 試験結果 (No. D51-2)

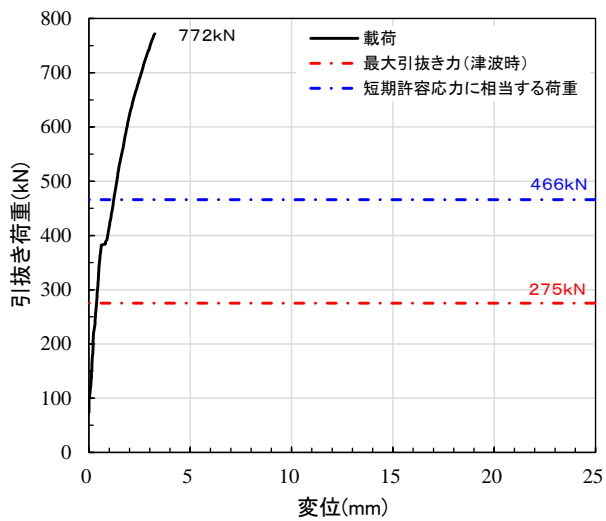


図 4-9(3) 試験結果 (No. D51-3)

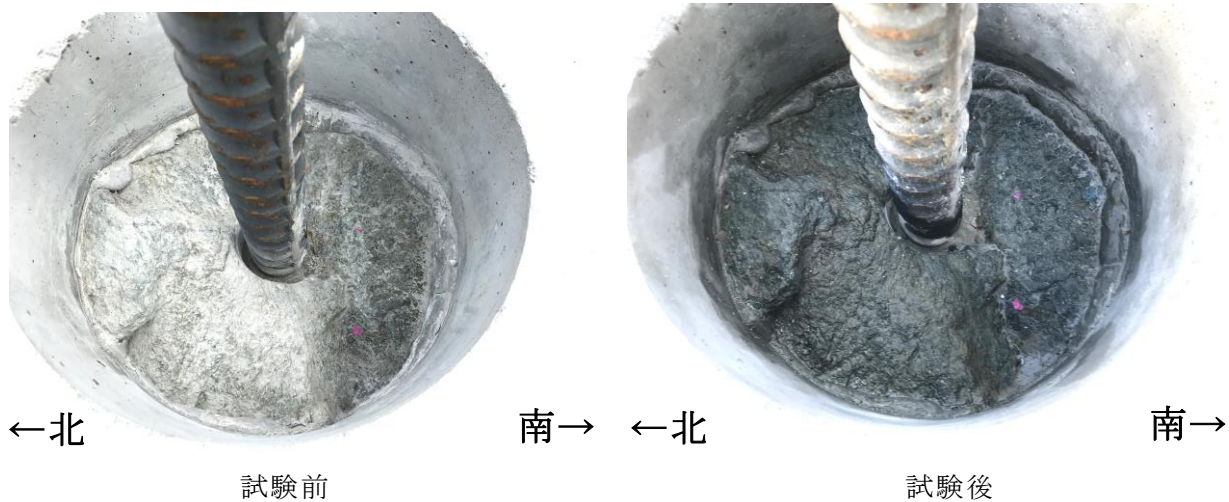


図 4-10(1) 試験後の岩盤状況 (No. D51-1)

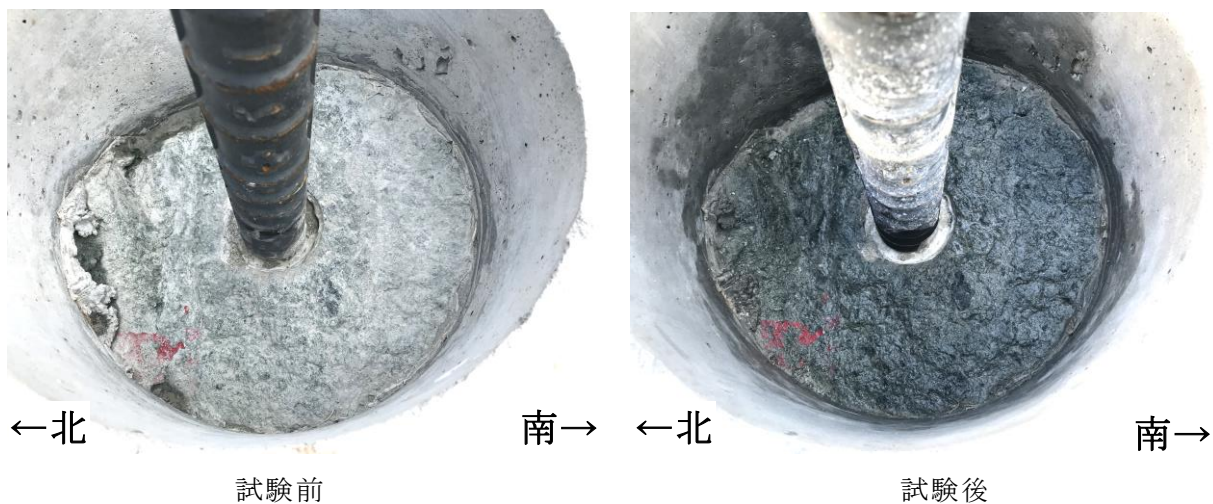


図 4-10(2) 試験後の岩盤状況 (No. D51-2)

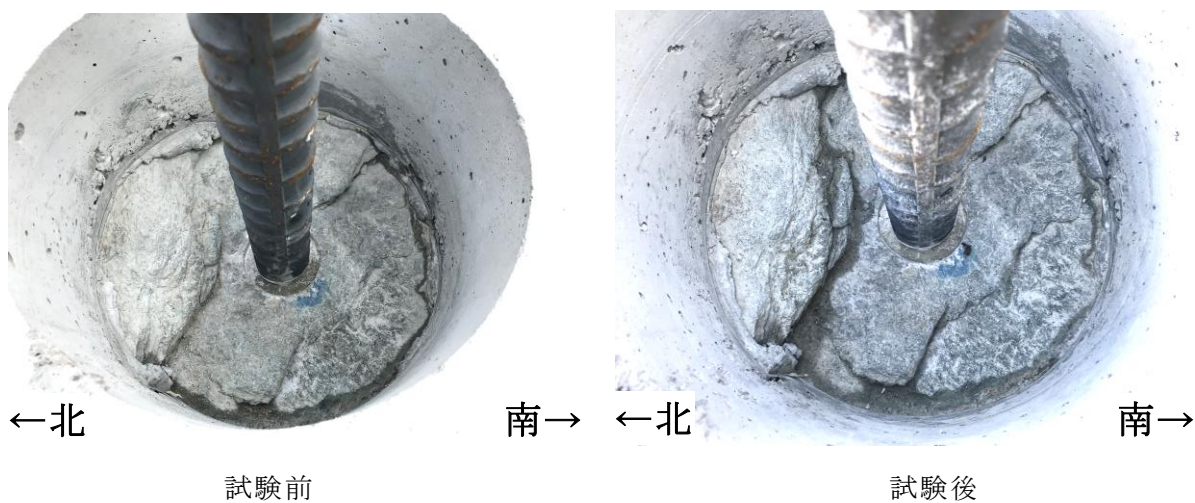


図 4-10(3) 試験後の岩盤状況 (No. D51-3)

4.3.2 陸側 (D41)

海側 (D41) における鉄筋引抜き試験の結果として、鉄筋の引抜き荷重－変位の関係を図 4-11 に、試験後のグラウト及び鉄筋の定着部付近の岩盤表面状況を図 4-12 に示す。

図 4-11 より、地震時の作用荷重（最大引抜き力：194kN）及び鉄筋の短期許容応力度に公称断面積を乗じて算定した短期許容応力に相当する荷重（308kN）を超える荷重（522kN）に至るまで大きな荷重の低下は見られず、鉄筋の引抜き荷重－変位の関係から、鉄筋は弾性挙動を示していることを確認した。

また、試験後に観察孔から岩盤表面を確認した結果、鉄筋周辺のグラウト及び岩盤にクラックは確認できなかった。

以上より、地震時において鉄筋は岩盤から引抜けないことを確認した。

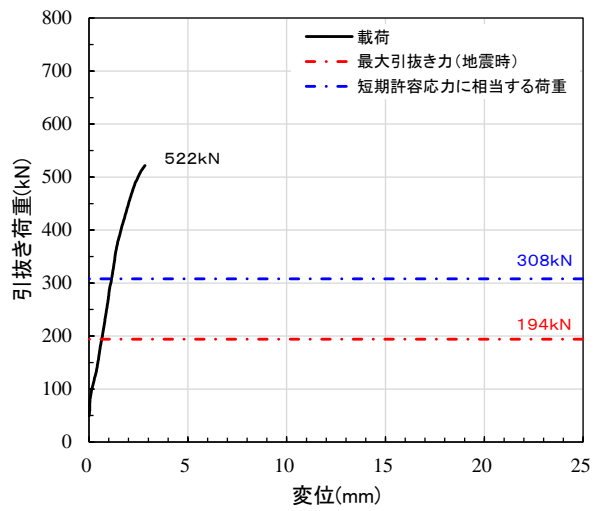


図 4-11(1) 試験結果 (No. D41-1)

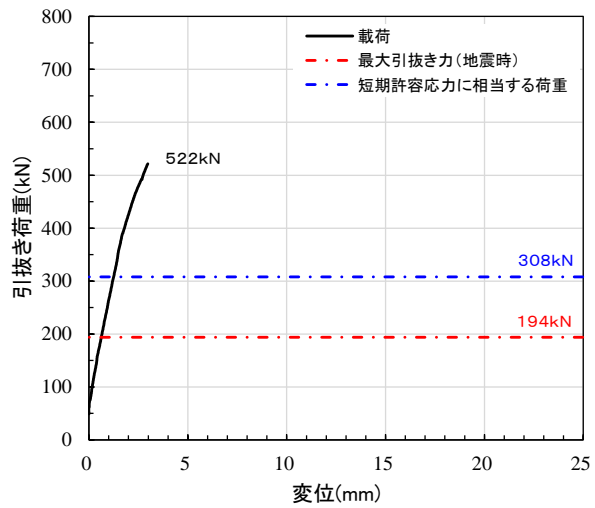


図 4-11(2) 試験結果 (No. D41-2)

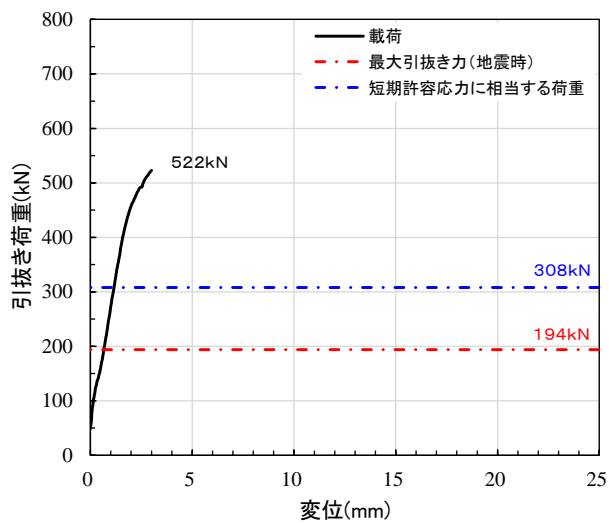


図 4-11(3) 試験結果 (No. D41-3)

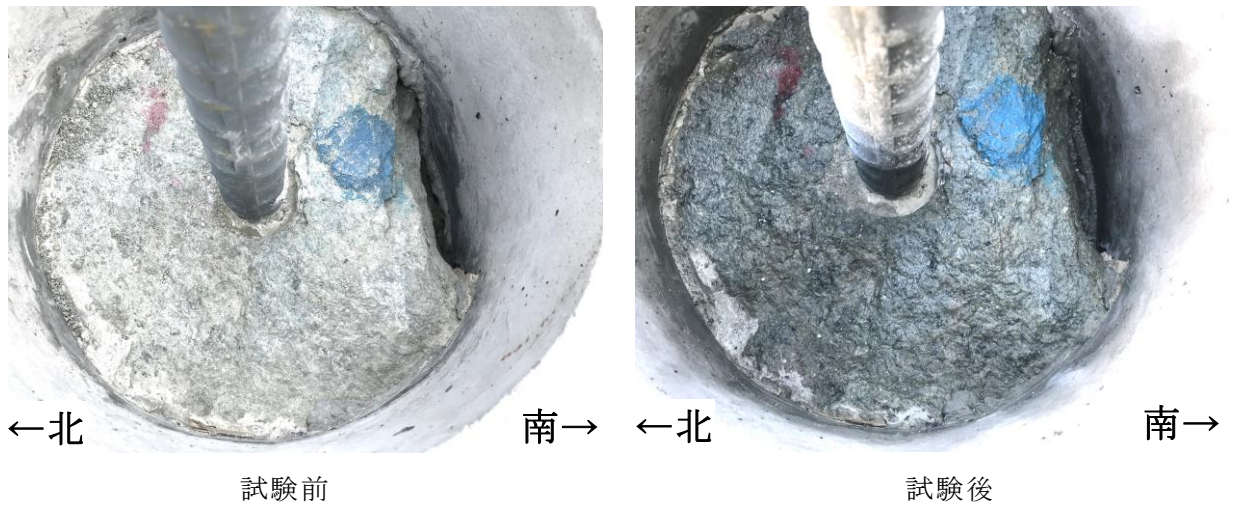


図 4-12 (1) 試験後の岩盤状況 (No. D41-1)

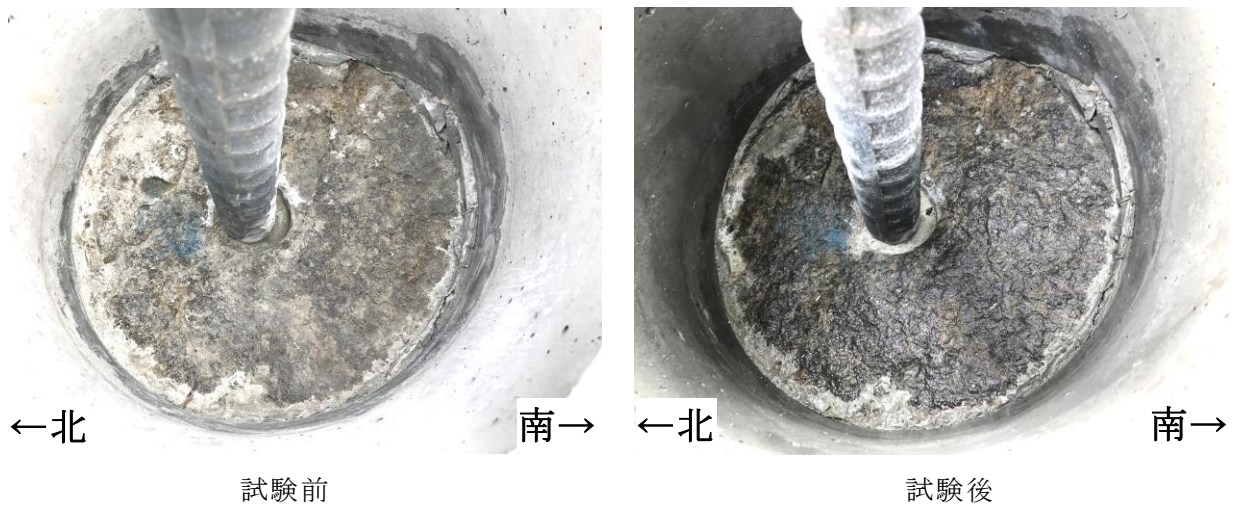


図 4-12 (2) 試験後の岩盤状況 (No. D41-2)

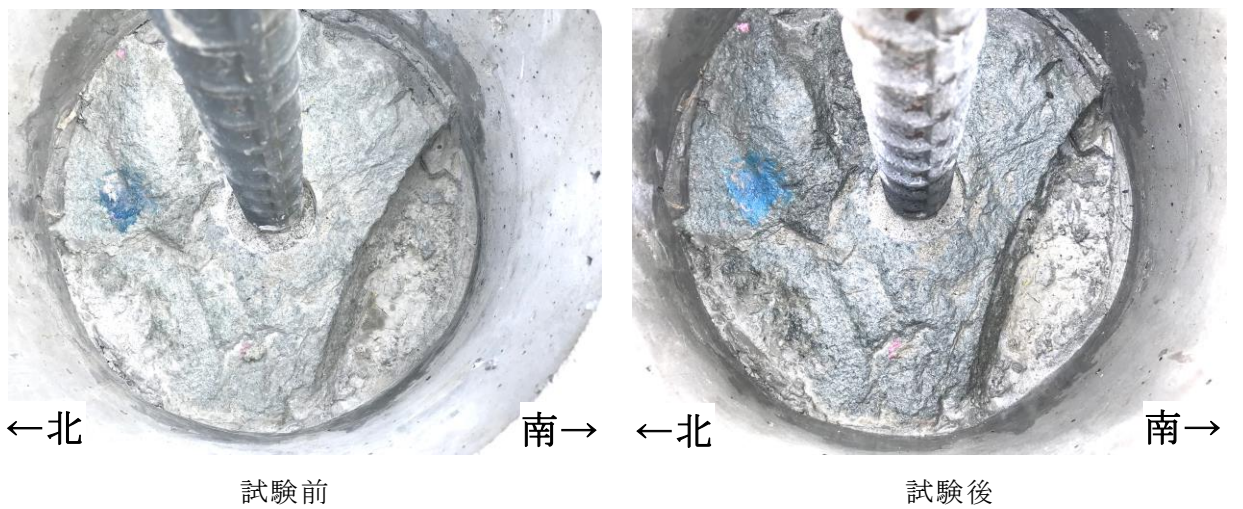


図 4-12 (3) 試験後の岩盤状況 (No. D41-3)

5. まとめ

岩盤に直接定着させた鉄筋について、地震時及び津波時の作用荷重に対して岩盤から鉄筋の引抜けが発生しないことを確認するために、①鉄筋とグラウトの界面の付着破壊が発生しないこと及び②岩盤とグラウト界面の付着破壊が発生しないことを確認した。

鉄筋とグラウトの界面の付着破壊は、「設計・施工基準」に基づき算定した鉄筋の引抜き抵抗力が、地震時及び津波時の作用荷重による鉄筋の最大引抜き力を上回ることから、発生しないことを確認した。

岩盤とグラウト界面の付着破壊は、「設計・施工基準」に基づくグラウトと岩盤の摩擦抵抗力が、地震時及び津波時の作用荷重による鉄筋の最大引抜き力を上回ることから、発生しないことを確認した。

また、実構造物の設置地盤と同じ岩級及び岩種である位置において、実構造物を模擬した現地鉄筋引抜き試験を行い、地震時及び津波時の作用荷重を超える引抜き力を載荷した場合においても、鉄筋が岩盤から引抜けないことを確認した。

以上より、重力擁壁の下端に作用する地震荷重及び津波荷重に対して、鉄筋が岩盤から引抜けないことを規格・基準類及び現地鉄筋引抜き試験により確認したため、重力擁壁と岩盤の境界面の境界条件が妥当であることを確認できた。

表 5-1 「設計・施工基準」に基づく抵抗力及び鉄筋引抜き試験結果

作用荷重	検討位置 (鉄筋径)	最大引抜き力 (kN)	「設計・施工基準」		鉄筋引抜き試験
			鉄筋の引抜き抵抗力 (kN)	グラウトと岩盤の 摩擦抵抗力(kN)	最大引抜き力 (kN)
地震時	海側 (D51)	29	538	742	772
	陸側 (D41)	194	333	490	522
津波時	海側 (D51)	275	538	742	772