

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-027-08 改 16
提出年月日	2022年12月23日

浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料

2022年12月

中国電力株式会社

補足説明資料目次

今回提出範囲：

1. 浸水防護施設の設計における考慮事項
 - 1.1 津波と地震の組合せで考慮する荷重
 - 1.2 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定
 - 1.3 津波防護に関する施設の機能設計・構造強度設計に係る許容限界
 - 1.4 津波防護施設の強度計算における津波荷重、余震荷重及び漂流物衝突荷重の組合せ
 - 1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定
 - 1.6 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性
 - 1.7 浸水防護施設のアンカーボルトの設計
 - 1.8 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定
 - 1.9 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況
 - 1.10 耐震及び耐津波設計における許容限界
 - 1.11 強度計算に用いた規格・基準類の適用性
 - 1.12 津波に対する止水性能を有する施設の評価

2. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 2.1 防波壁に関する補足説明
 - 2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
 - 2.1.2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度計算書に関する補足説明
 - 2.1.3 防波壁（逆 T 擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
 - 2.1.4 防波壁（逆 T 擁壁）の強度計算書に関する補足説明
 - 2.1.5 防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明
 - 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
 - 2.1.7 防波壁の止水目地に関する補足説明
 - 2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明
 - 2.1.9 防波壁の設計・施工に関する補足説明
 - 2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明
 - 2.3 1号機取水槽流路縮小工に関する補足説明
 - 2.4 浸水防止設備に関する補足説明
 - 2.5 津波監視設備に関する補足説明
 - 2.6 漂流防止装置に関する補足説明
 - 2.7 強度評価における鉛直方向荷重の考え方
 - 2.8 津波の流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.1 防波壁に関する補足説明

2.1.2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	10
3. 強度評価	12
3.1 記号の定義	12
3.2 評価対象断面及び部位	14
3.2.1 評価対象断面	14
3.2.2 評価対象部位	26
3.3 荷重及び荷重の組合せ	27
3.3.1 荷重	27
3.3.2 荷重の組合せ	32
3.4 許容限界	33
3.4.1 鋼管杭	33
3.4.2 被覆コンクリート壁	34
3.4.3 改良地盤	34
3.4.4 止水目地	35
3.4.5 基礎地盤	35
4. 2次元有限要素法	36
4.1 評価方法	36
4.1.1 津波時	36
4.1.2 重畳時	80
4.2 評価条件	95
4.2.1 津波時	95
4.2.2 重畳時	97

4.3	評価結果	98
4.3.1	津波時	98
4.3.2	施設護岸等の損傷による不確かさの検討	105
4.3.3	重畳時	116
5.	3次元構造解析	124
5.1	解析方法	124
5.2	荷重及び荷重の組合せ	126
5.3	解析モデル及び諸元	126
5.3.1	構造物のモデル化	126
5.3.2	地盤ばね	130
5.3.3	照査時刻の設定	137
5.3.4	入力値の設定	138
5.4	評価対象部位	149
5.5	許容限界	149
5.6	評価方法	150
5.7	評価結果	153
5.7.1	津波時	153
5.7.2	重畳時	164

(参考資料1) 多重鋼管杭の断面変化点における照査

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に示すとおり、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）が津波，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，施設・地盤の構造健全性を保持すること，十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形にとどまることを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の範囲を図 2.1-1 に示す。

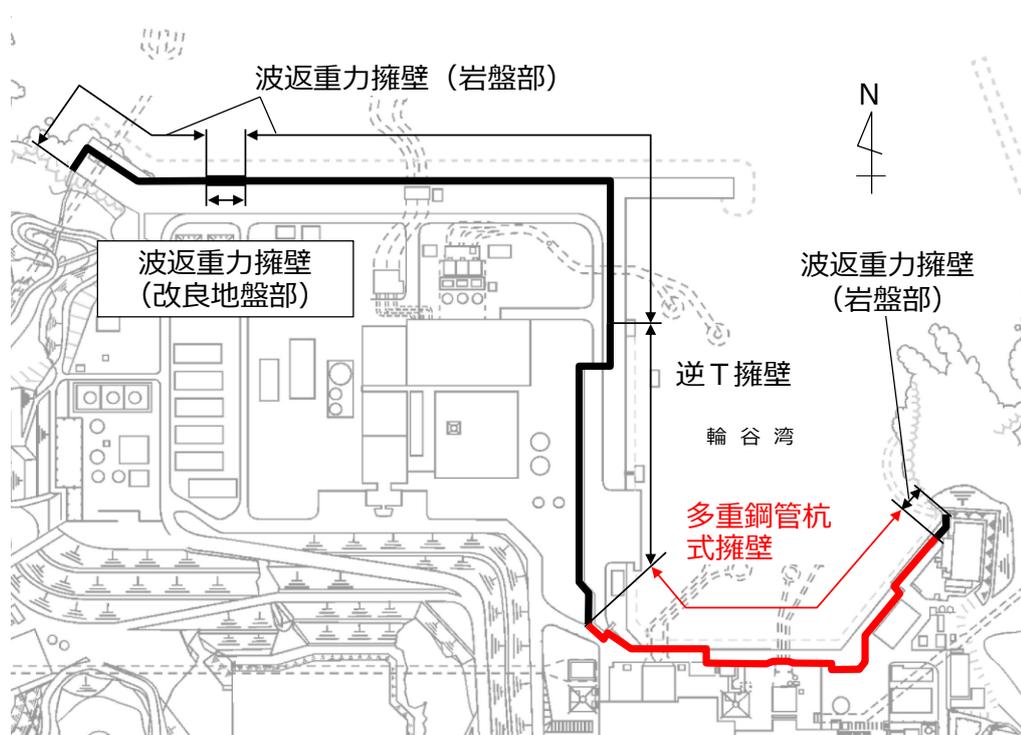


図 2.1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の範囲

2.2 構造概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に、止水目地の概念図及び配置位置図を図 2.2-3 に示す。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は、津波高さ（EL 12.6m）に対して余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は、鋼管を多重化して鋼管内をコンクリート又はモルタルで充填した多重鋼管による杭基礎構造及び鋼管杭と鉄筋コンクリート造の被覆コンクリート壁による上部構造から構成される。鋼管杭は、岩盤に支持させる構造とし、岩盤部では隣り合う多重鋼管杭間をセメントミルクで間詰めする。被覆コンクリート壁のブロック間の境界には、止水性を保持するための止水目地を被覆コンクリート壁の陸側に設置する。また、津波の地盤中からの回り込みに対し、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背後に地盤改良を実施する。

なお、漂流物対策工については、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

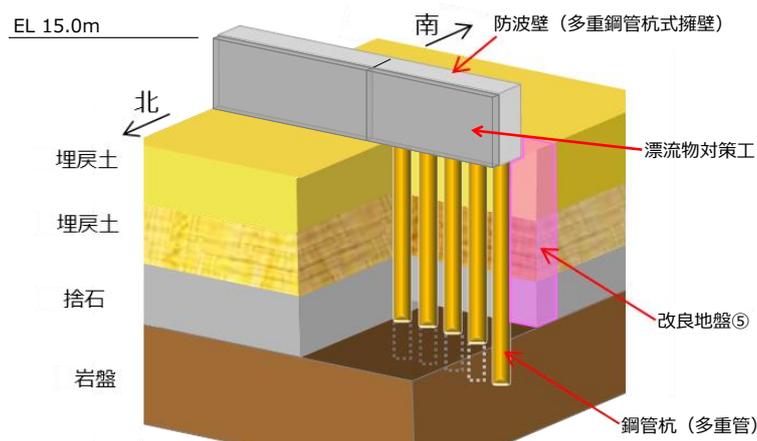


図 2.2-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図（正面図）

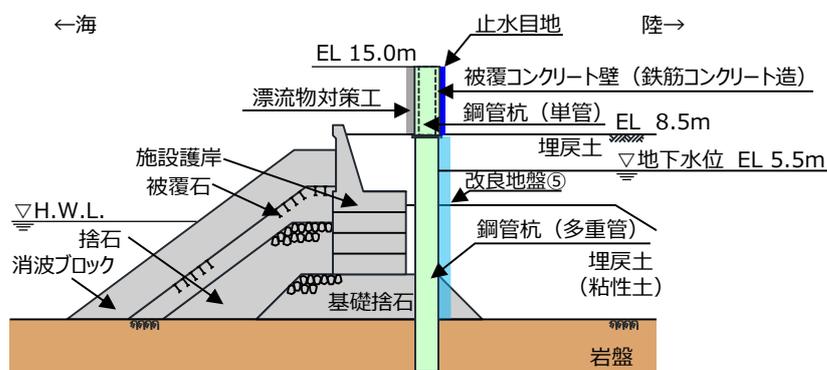


図 2.2-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図（断面図）

以降の構造図等については、漂流物対策工を今後追記する。

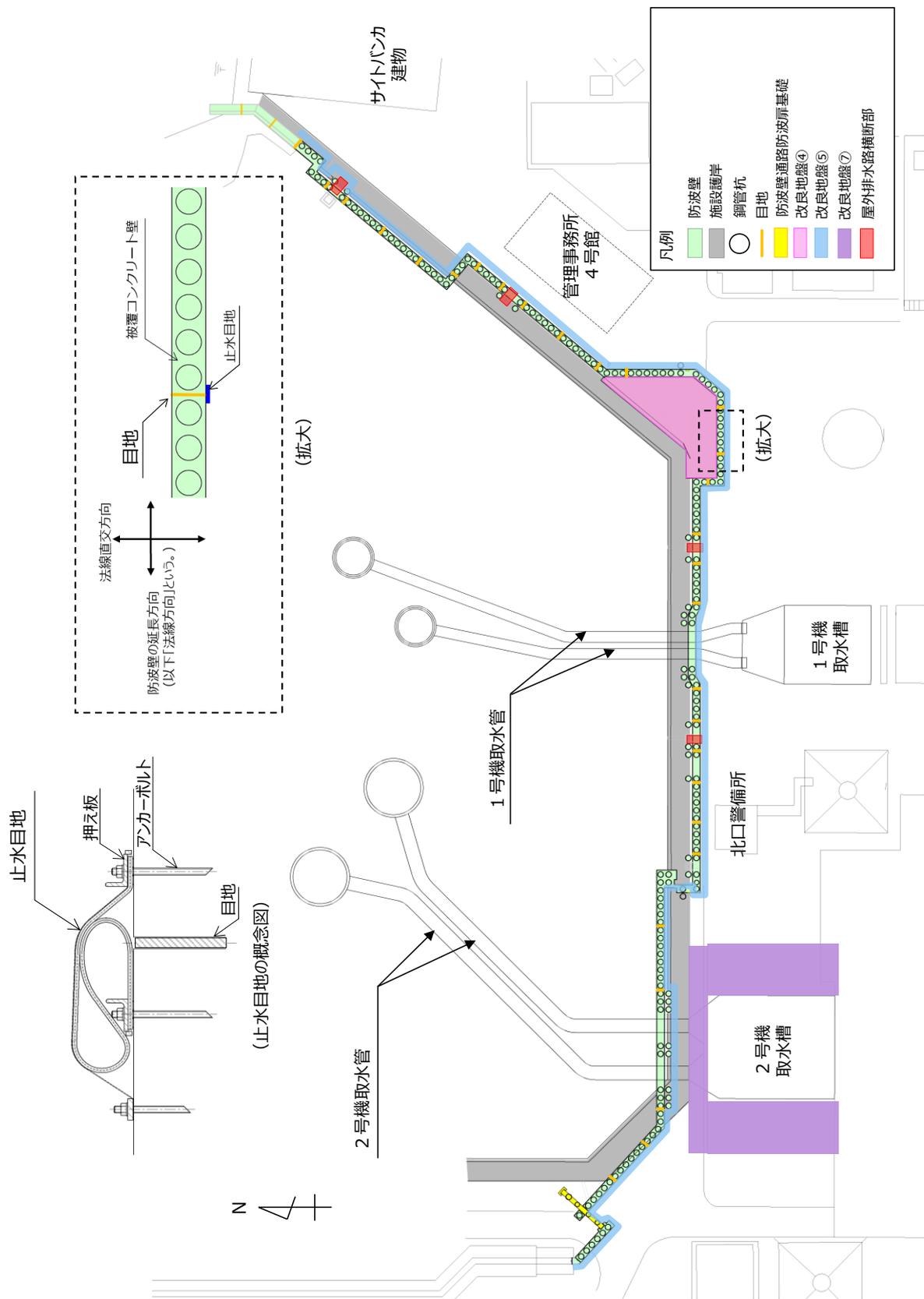


図 2.2-3 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の止水目地の概念図及び配置位置図

2.3 評価方針

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）はSクラス施設である津波防護施設に分類される。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位の役割及び性能目標を表 2.3-1 及び表 2.3-2 に示す。

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

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波時と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-3 の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価項目に示すとおり、施設・地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を行う。

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

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	鋼管杭	・被覆コンクリート壁を支持する。	・被覆コンクリート壁を支持する。
	被覆コンクリート壁	・止水目地及び漂流物対策工を支持する。	・止水目地及び漂流物対策工を支持するとともに、遮水性を保持する。
	止水目地	・被覆コンクリート壁間の変形に追従する。	・被覆コンクリート壁間変形に追従し、遮水性を保持する。
	漂流物対策工* ¹ (鉄筋コンクリート版)	・役割に期待しない(防波壁の解析モデルに重量として考慮し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への影響を考慮する)。	・漂流物衝突荷重を分散して防波壁(多重鋼管杭式擁壁)に伝達する。 ・漂流物衝突荷重による防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の局所的な損傷を防止する。
地盤	改良地盤④	・鋼管杭の変形を抑制する。	・難透水性を保持する。
	改良地盤⑤	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。	・難透水性を保持する。
	改良地盤⑦	・役割に期待しない(解析モデルに反映し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)への相互作用を考慮する)。	・役割に期待しない。
	岩盤* ²	・鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。 ・鋼管杭の変形を抑制する。	・鋼管杭及び被覆コンクリート壁を支持する。 ・鋼管杭の変形を抑制する。
	埋戻土, 埋戻土(粘性土), 砂礫層	・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、防波壁への相互作用を考慮する)。	・防波壁より陸側については、津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	施設護岸, 基礎捨石, 捨石, 被覆石	・役割に期待しない(解析モデルに取り込み、防波壁への波及的影響を考慮する)。	・役割に期待しない。
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。
	グラウト材(埋戻土部 と鋼管杭間に充填)	・役割に期待しない。	・難透水性の地盤ではあるが、役割に期待しない。

注記*1: 漂流物対策工は、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

*2: 岩盤部と鋼管杭間に充填するセメントミルクは、岩盤とみなす。(「2.1.1 防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の耐震性についての計算書に関する補足説明 参考資料 3 セメントミルクの評価方針」参照)

表 2.3-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位の性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (透水性、難透水性)
施設	鋼管杭	—	—	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。	構造部材の健全性を保持するために、鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまること。
	被覆コンクリート壁			構造部材の健全性を保持するために、被覆コンクリート壁がおおむね弾性状態にとどまること。	止水目地の支持機能を喪失して被覆コンクリート壁間から優位な漏えいを生じないために、被覆コンクリート壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水目地			被覆コンクリート壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形性能を保持すること。	被覆コンクリート壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形・遮水性能を保持すること。
	漂流物対策工 ^{*1} (鉄筋コンクリート版)			防波壁（多重鋼管杭式擁壁）から分離しないために、漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまること。	漂流物衝突荷重を分散して、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に伝達するために、鉄筋コンクリート版がせん断破壊しないこと。
地盤	改良地盤④	—	—	鋼管杭の変形を抑制するため、改良地盤がすべり破壊しないこと。（内部安定を保持）	地盤中からの回り込みによる流入を防止（難透水性を保持）するため改良地盤がすべり破壊しないこと。（内的安定を保持）
	改良地盤⑤	—	—	—	地盤中からの回り込みによる流入を防止（難透水性を保持）するため改良地盤がすべり破壊しないこと。（内的安定を保持）
	岩盤 ^{*2}	鋼管杭を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安全性を保持すること。	—	—

注記*1：漂流物対策工は、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

*2：岩盤部と鋼管杭間に充填するセメントミルクは、岩盤とみなす。（「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明 参考資料 3 セメントミルクの評価方針」参照）

表 2.3-3 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ・軸力）及びせん断応力度（せん断力）
		被覆コンクリート壁	発生する応力（曲げ・軸力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		漂流物対策工*1（鉄筋コンクリート版）	発生する応力（押抜きせん断力及びアンカーの引抜き力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		改良地盤④	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*2
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	鋼管杭	発生する応力（曲げ・軸力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ・軸力）及びせん断応力度（せん断力）
		被覆コンクリート壁	発生する応力（曲げ・軸力及びせん断力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		改良地盤④	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*2
	施設の変形性	止水目地	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記*1：漂流物対策工は、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

*2：妥当な安全余裕を考慮する。

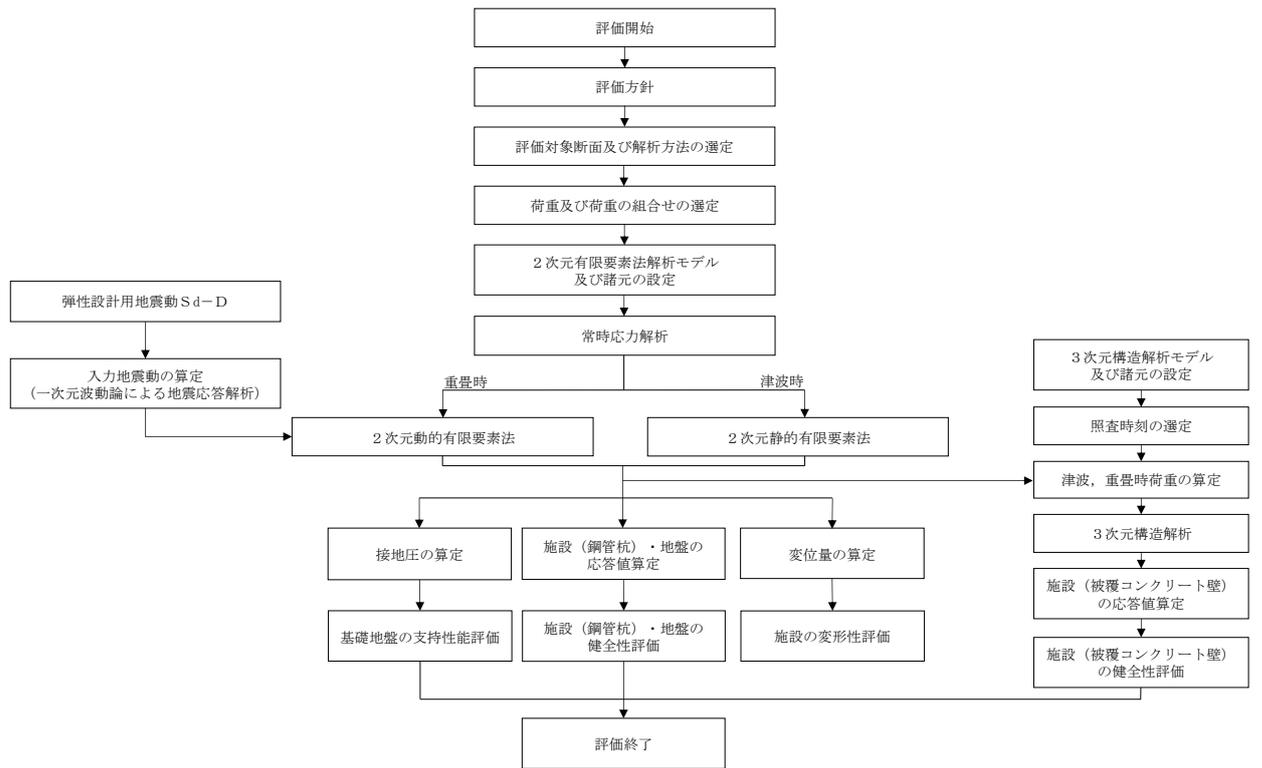


図 2.3-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価の検討フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド（平成25年6月19日，原管地発第1306196号）
- ・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）
- ・防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成27年12月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・松江市建築基準法施行細則（平成17年3月31日松江市規則第234号）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版）
- ・港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成19年3月）

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目		適用する規格，基準類	備考
使用材料及び材料定数		コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定) 道路橋示方書(I共通編・IV下部構造編)・同解説((社)日本道路協会，平成14年3月)	—
荷重及び荷重の組合せ		コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定) 松江市建築基準法施行細則(平成17年3月31日，松江市規則第234号)	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討
許容限界	鋼管杭	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)	曲げ・軸力照査及びせん断力照査は，発生モーメント又は発生応力度が，降伏モーメント又は許容せん断応力度以下であることを確認
	被覆コンクリート壁	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定)	曲げ・軸力照査及びせん断力照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認
	改良地盤④，⑤	耐津波設計に係る工認審査ガイド(平成25年6月19日，原管地発第1306196号)	すべり安全率が1.2以上であることを確認
	基礎地盤	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)	支持力照査は，接地圧が極限支持力度以下であることを確認
地震応答解析		原子力発電所耐震設計技術指針J E A G 4 6 0 1 -1987(日本電気協会)	有限要素法による二次元モデルを用いた時刻歴非線形解析
		港湾の施設の技術上の基準・同解説((社)日本港湾協会，H19年版) 港湾構造物設計事例集(沿岸技術研究センター，平成19年3月)	ジョイント要素の物性値の設定

3. 強度評価

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1(1) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
P	kN/m ²	積載荷重（機器荷重，漂流物対策工荷重）
P _t	kN/m ²	遡上津波荷重
K _{sd}	—	余震荷重
P _c	kN/m	衝突荷重
P _k	kN/m ²	風荷重
P _s	kN/m ²	積雪荷重
γ _w	kN/m ³	海水の単位体積重量
ρ	g/cm ³	海水の密度
M _y	kN・m	鋼管杭の降伏モーメント
f _y	N/mm ²	鋼管杭の降伏基準点
Z _e	mm ³	鋼管杭の断面係数
N	kN	鋼管杭に発生する軸力
A	mm ²	鋼管杭の断面積
Q _a	kN	鋼管杭の短期許容せん断力
τ _a	N/mm ²	鋼管杭の短期許容せん断応力度
σ _{ca}	N/mm ²	被覆コンクリート壁のコンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度
τ _{ca}	N/mm ²	被覆コンクリート壁のコンクリートの短期許容せん断応力度
σ _{sa}	N/mm ²	被覆コンクリート壁の鉄筋の短期許容曲げ引張応力度
δ _x	mm	止水目地の x 方向（法線直交方向）の変位
δ _z	mm	止水目地の z 方向（深度方向）の変位
δ	mm	止水目地の最大変位
δ _{x(T)}	mm	止水目地の x 方向の最大相対変位
δ _y	mm	止水目地の y 方向（法線方向）の変位
δ _{y(T)}	mm	止水目地の y 方向の最大相対変位
δ _{z(T)}	mm	止水目地の z 方向の最大相対変位

表 3.1-1(2) 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
R_d	N/mm^2	鋼管杭先端の軸力より算定される軸応力度
N_{max}	kN	鋼管杭に発生する軸力
A'	mm^2	鋼管杭下端の断面積
M_{max}	$kN \cdot m$	鋼管杭に発生する曲げモーメント
Q_{max}	kN	鋼管杭に発生するせん断力
R_u	N/mm^2	極限支持力度
M'	$kN \cdot m$	被覆コンクリート壁に発生する曲げモーメント
N'	kN	被覆コンクリート壁に発生する軸力
σ_c	N/mm^2	被覆コンクリート壁のコンクリートに発生する曲げ圧縮応力度
σ_s	N/mm^2	被覆コンクリート壁の鉄筋に発生する曲げ引張応力度
Q'	kN	被覆コンクリート壁に発生するせん断力
τ_c	N/mm^2	被覆コンクリート壁のコンクリートに発生するせん断応力度

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象断面は，設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で，「1.8 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」で記載したとおり，耐津波評価においては，構造的特徴，周辺地盤状況，地下水位，隣接構造物の有無，間接支持される機器・配管系の有無が強度評価結果に及ぼす影響の観点から，耐津波評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

評価対象断面選定結果を表 3.2.1-1 に，評価対象断面位置を図 3.2.1-1 に，評価対象断面を図 3.2.1-2～図 3.2.1-5 に示す。また，評価対象断面における構造図を図 3.2.1-6～図 3.2.1-9 に，概略配筋図を図 3.2.1-10～図 3.2.1-12 に示す。評価対象断面選定の詳細については，「1.8 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」の「1.8.2 防波壁」に示す。

なお，止水目地の変位について，法線方向の変位は余震荷重のみにより生じるが，余震荷重は地震荷重に包絡されることから，保守的に地震時において変位が最大となる②-②断面に直交する縦横断方向の断面である⑦-⑦断面を変形性評価の評価対象断面に選定した。

漂流物衝突荷重については，VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」及び「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重，風荷重及び積雪荷重の設定」に基づき，施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重を設定する。施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重は，施設の延長に応じて増減するが防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の施設延長は最大で 37.782m となり，④-④断面において「施設全体に作用する荷重」として最大である 7,440kN（表 3.3.1-2 参照）を考慮することから，強度計算においても当該対象断面は代表性を有していると判断する。

表 3.2.1-1 評価対象断面選定結果（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））

検討断面	評価対象断面整理上の観点				該当する 観点	選定理由
	(1)施設護岸との 位置関係	(2)岩盤上面 深さ(m)	(3)改良地盤の 配置状況	(4)隣接構造物 の有無		
一般部 (①-①断面)	施設護岸の 背面に設置	18.1	-	-	(1)	施設護岸の背面に設置している断面のうち、改良地盤部（②-②断面）と比較して、岩盤上面深さが浅いことから改良地盤部（②-②断面）に代表させる。
改良地盤部 (②-②断面)	施設護岸の 背面に設置	22.9	改良地盤④	-	(1) (2) (3)	施設護岸の背面に設置している断面のうち、他の断面と比較して、岩盤上面深さが最も深いこと及び改良地盤④が設置されていることから評価対象断面に選定する。
施設護岸前出し部 (③-③断面)	施設護岸の 前面に設置	20.8	-	-	(1) (2)	施設護岸の前面に設置している断面のうち、他の断面と比較して、岩盤上面深さが最も深いことから評価対象断面に選定する。
取水路横断部 ④-④断面	施設護岸の 前面に設置	16.8	-	取水管	(1) (4)	取水管を横断するため、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）のブロック長が最長となり、杭の設置間隔が広いことから評価対象断面に選定する。
北東端部 (⑤-⑤断面)	施設護岸の 前面に設置	12.7	-	-	(1)	施設護岸の前面に設置している断面のうち、施設護岸前出し部（③-③断面）と比較して、岩盤上面深さが浅いことから施設護岸前出し部（③-③断面）に代表させる。
西端部 (⑥-⑥断面)	施設護岸の 背面に設置	9.5	-	-	(1)	施設護岸の背面に設置している断面のうち、改良地盤部（②-②断面）と比較して、岩盤上面深さが浅いことから改良地盤部（②-②断面）に代表させる。

□ : 番号を付与する観点

□ : 観点の番号付与が多い

□ : 選定した評価対象断面

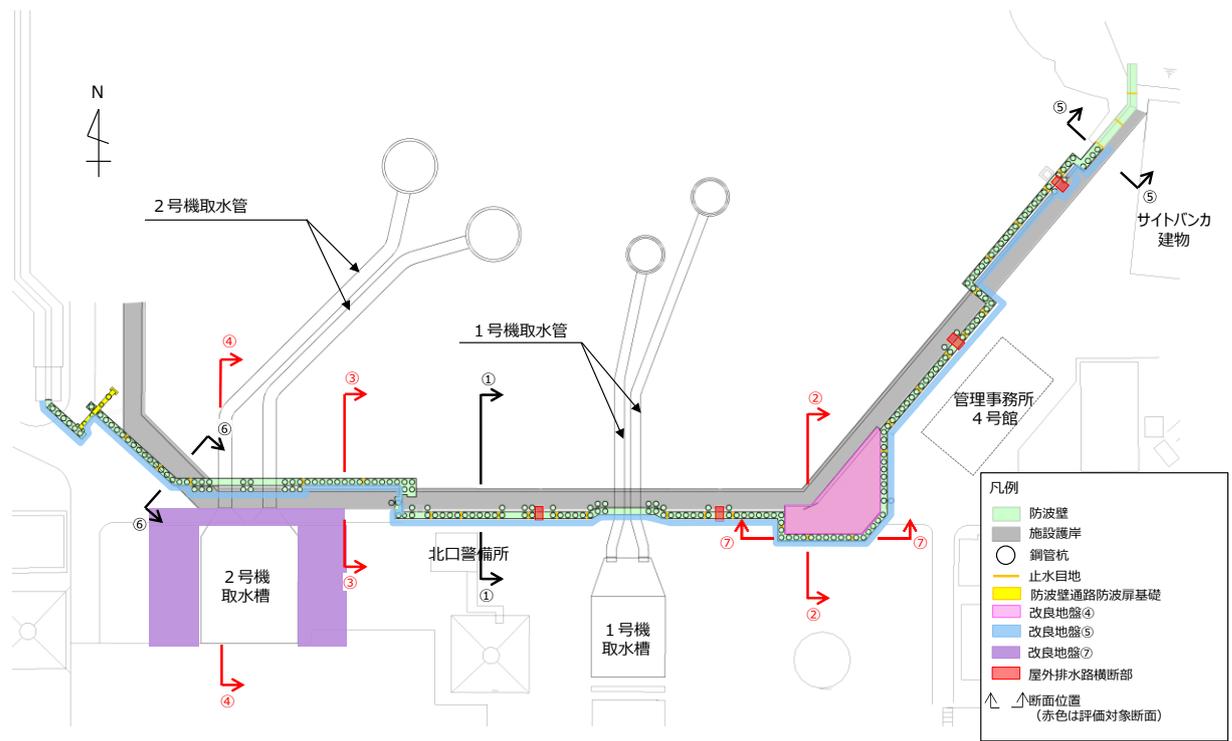


図 3.2.1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価対象断面位置図

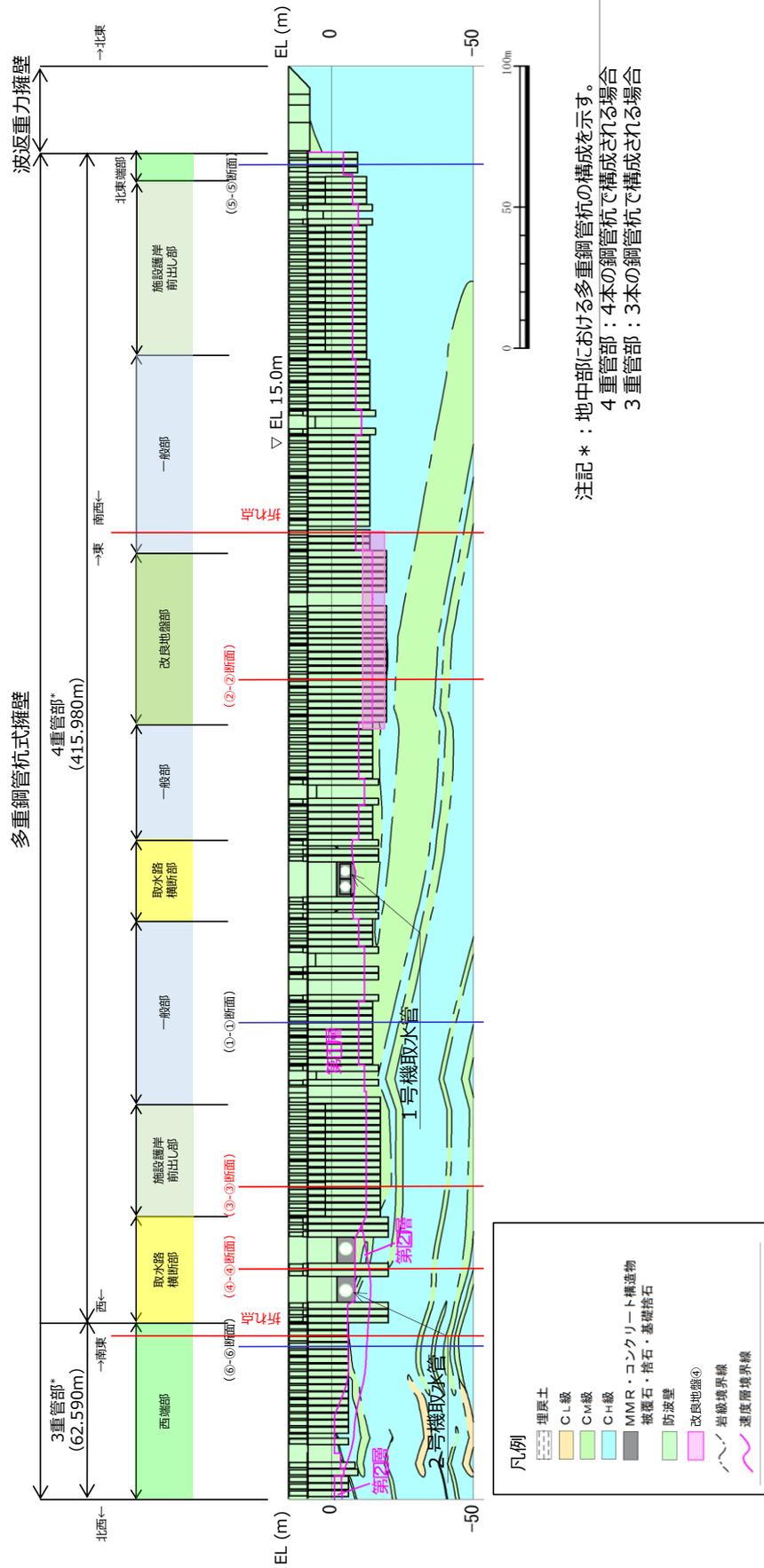


図 3.2.1-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の縦断面図

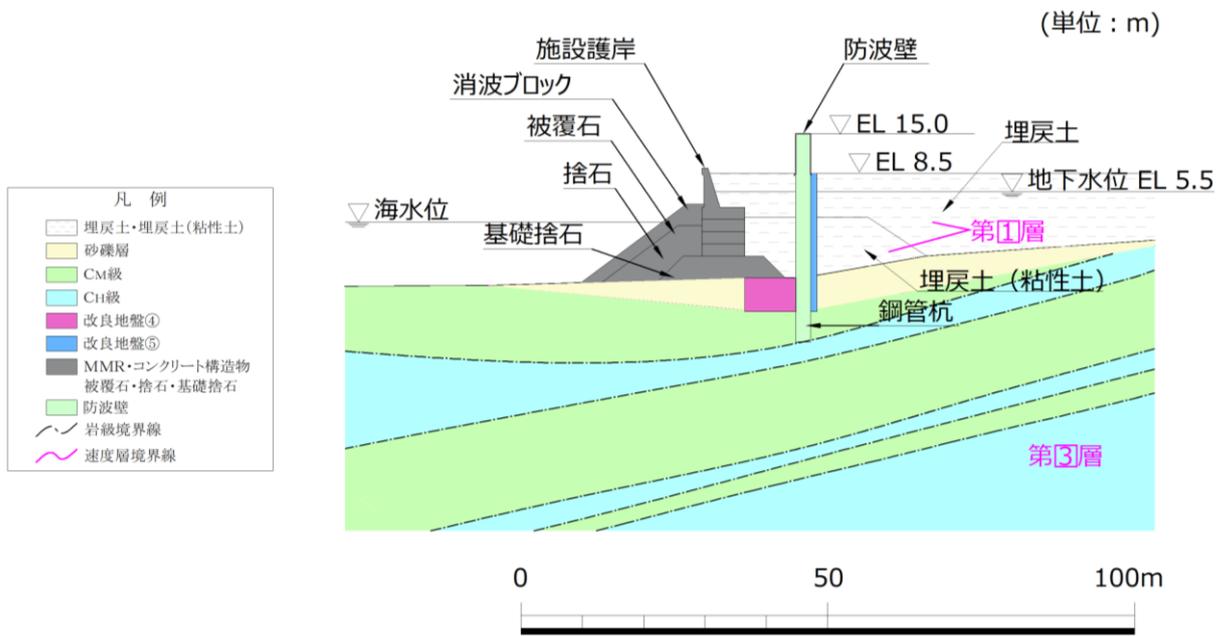


図 3.2.1-3 評価対象断面図 (②-②断面)

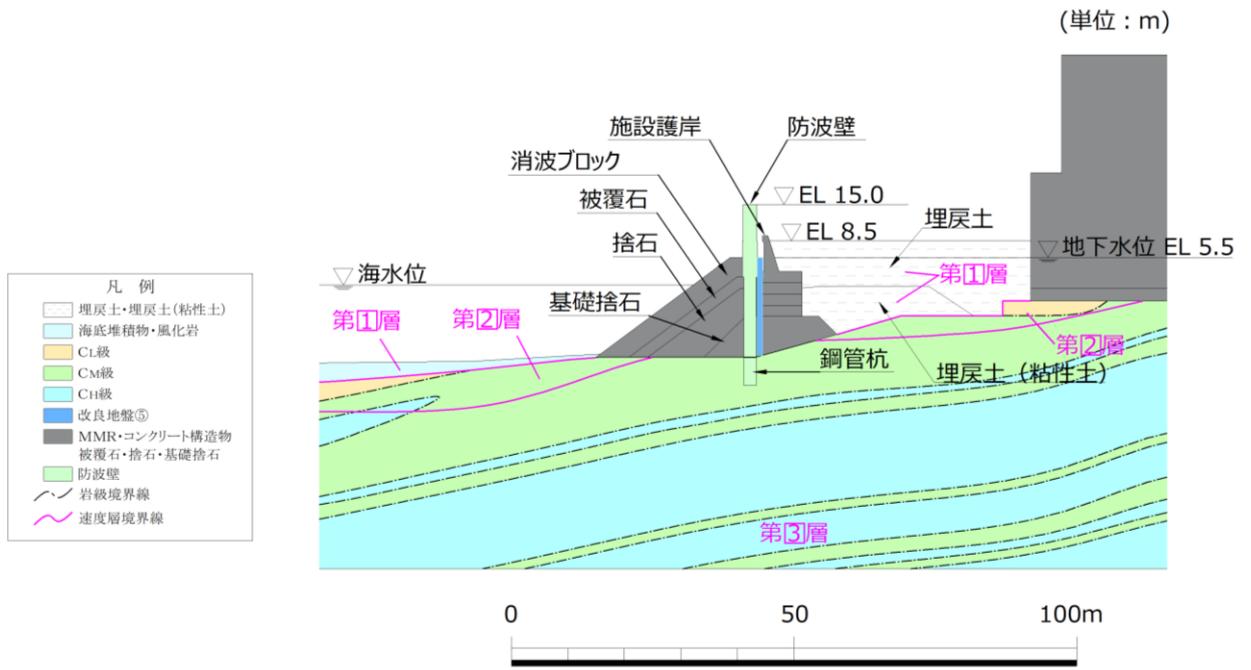


図 3.2.1-4 評価対象断面図 (③-③断面)

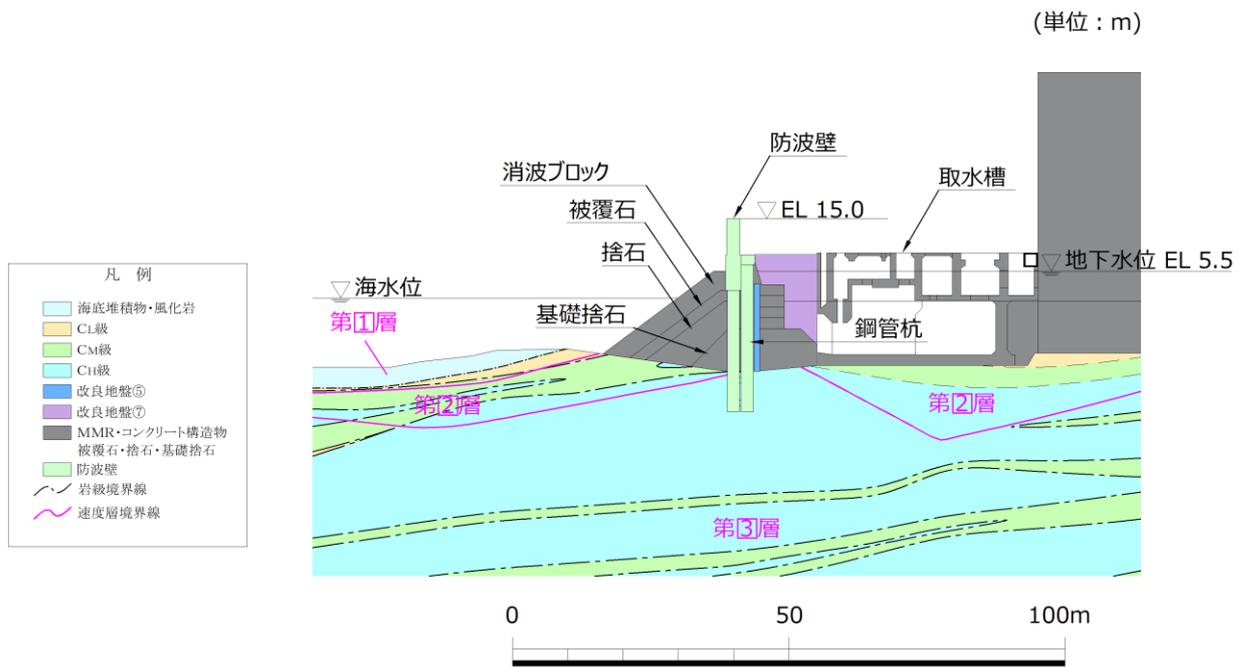
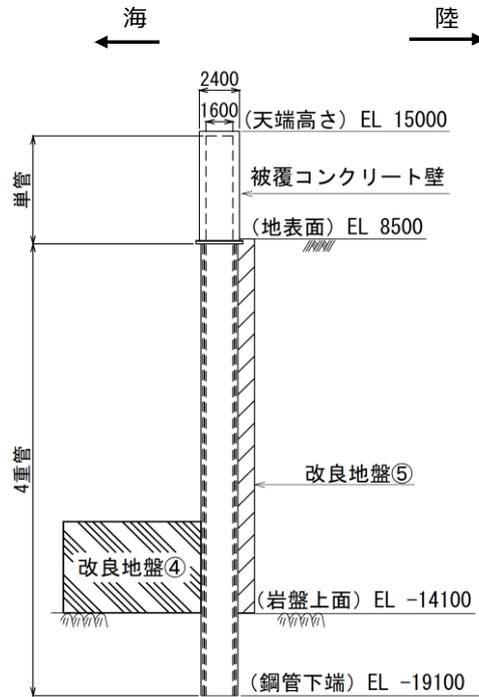


図 3.2.1-5 評価対象断面図 (④-④断面)

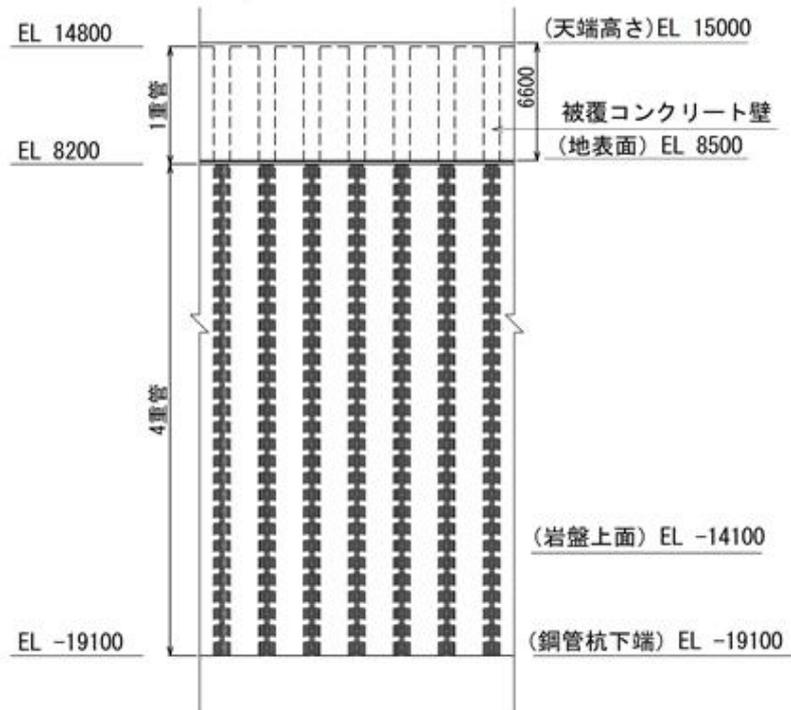
【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】

単管 : ϕ 1600 mm

4重管 : ϕ 1600 mm, ϕ 1800 mm, ϕ 2000 mm, ϕ 2200 mm



(断面図)



(正面図)

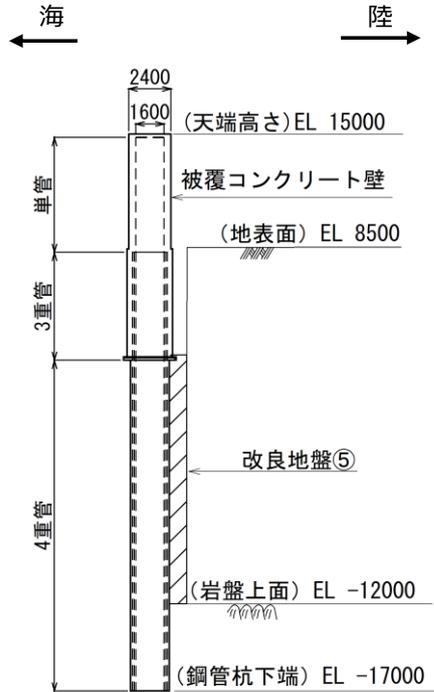
図 3.2.1-6 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（②-②断面）

【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】

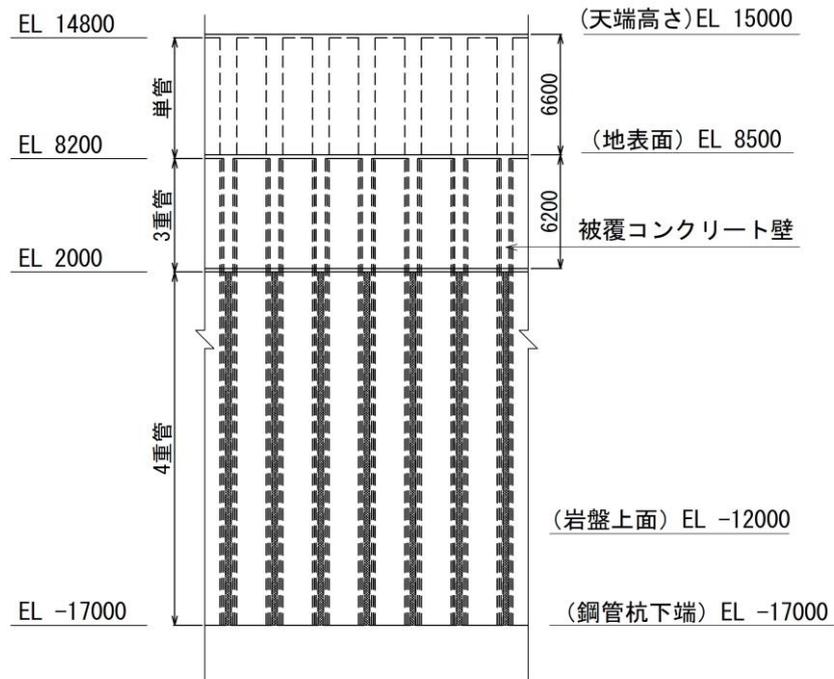
単管 : ϕ 1600 mm

3重管 : ϕ 1600 mm, ϕ 1800 mm, ϕ 2000 mm

4重管 : ϕ 1600 mm, ϕ 1800 mm, ϕ 2000 mm, ϕ 2200 mm



(断面図)

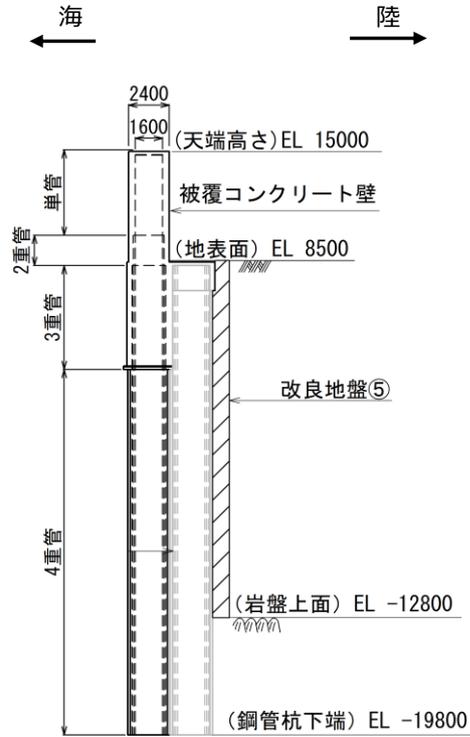


(正面図)

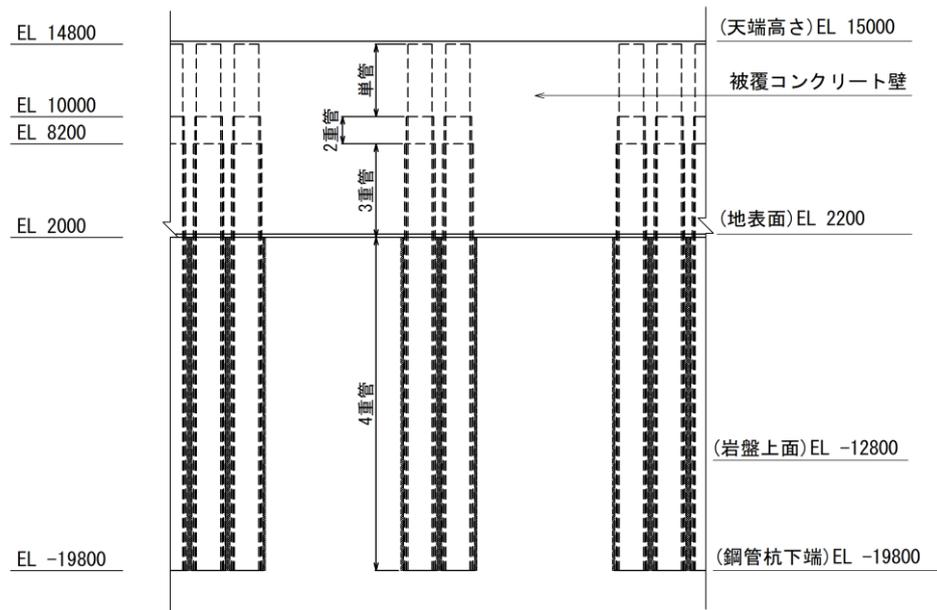
図 3.2.1-7 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（③-③断面）

【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】

- 単管 : $\phi 1600$ mm
- 2重管 : $\phi 1600$ mm, $\phi 1800$ mm
- 3重管 : $\phi 1600$ mm, $\phi 1800$ mm, $\phi 2000$ mm
- 4重管 : $\phi 1600$ mm, $\phi 1800$ mm, $\phi 2000$ mm, $\phi 2200$ mm



(断面図)

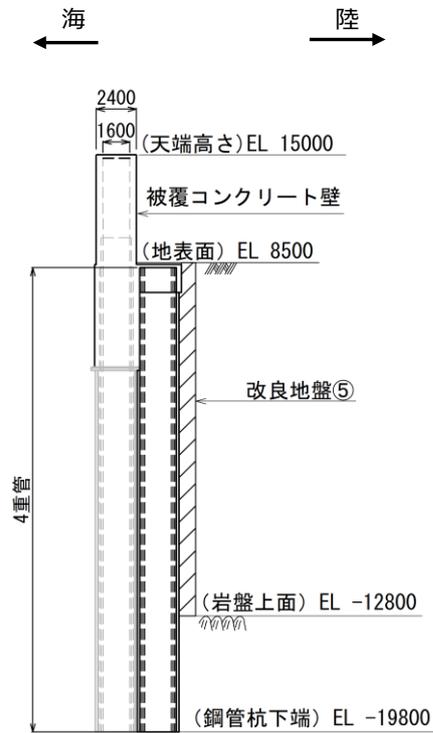


(正面図)

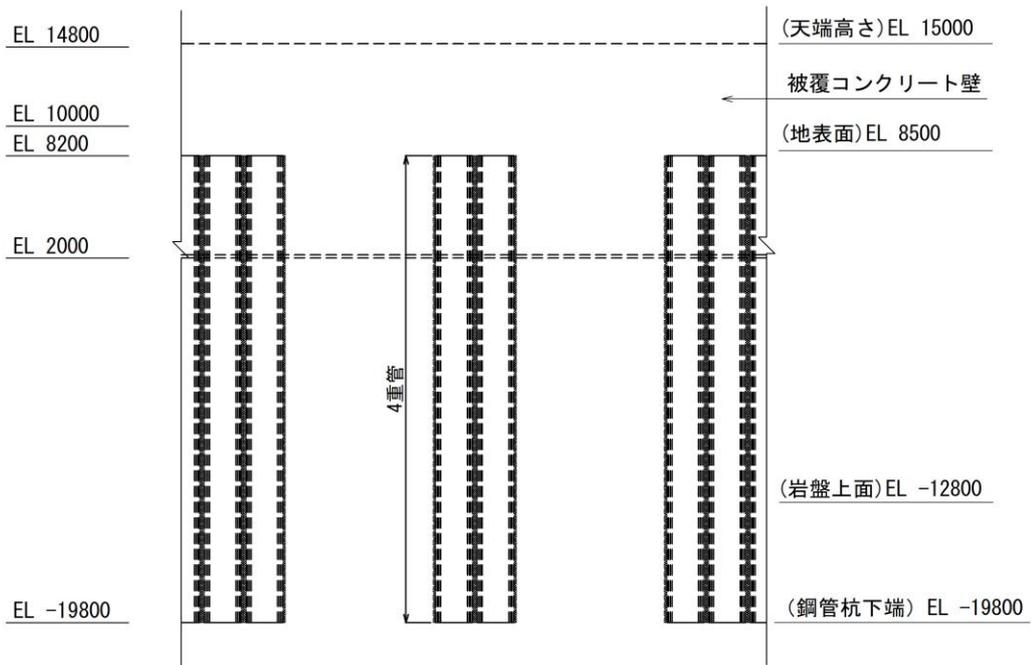
図 3.2.1-8 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（④-④断面，海側）

【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】

4重管：φ 1600 mm，φ 1800 mm，φ 2000 mm，φ 2200 mm



(断面図)



(正面図)

図 3.2.1-9 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（④-④断面，陸側）

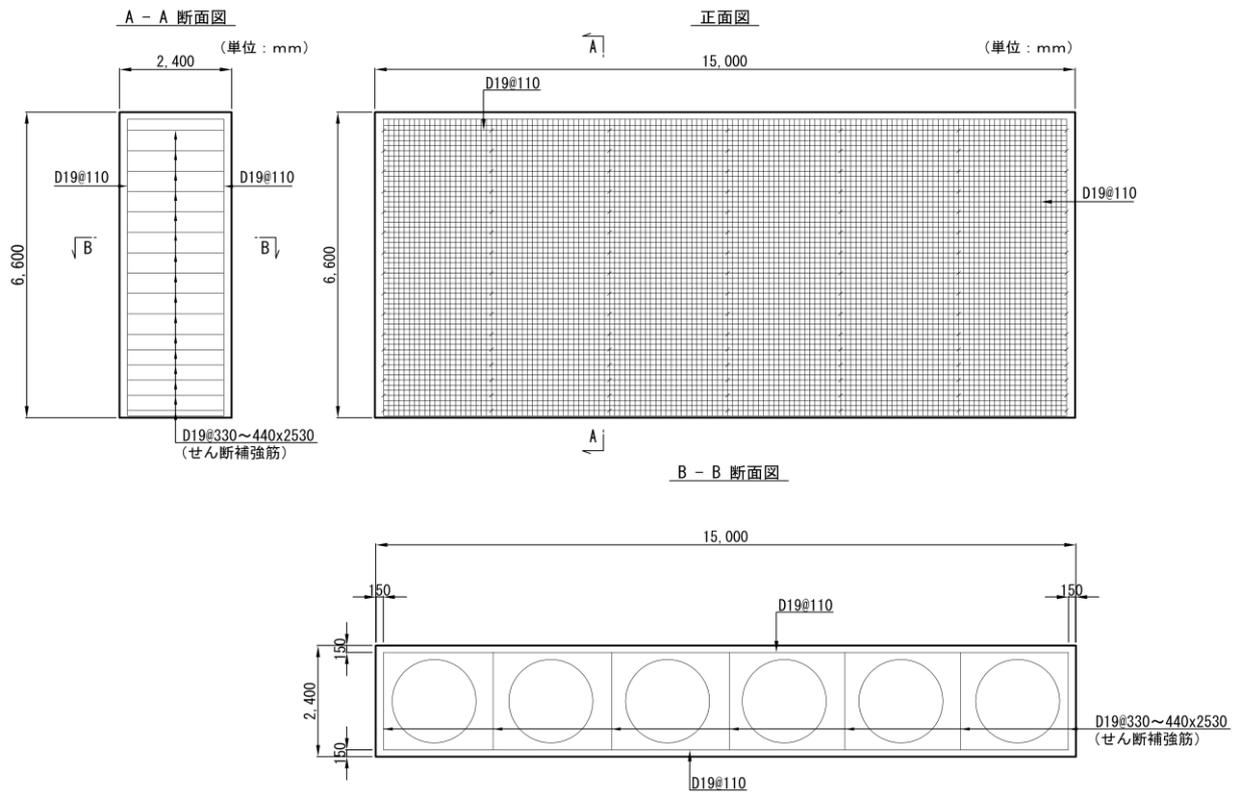


図 3.2.1-10 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の概略配筋図（②-②断面）

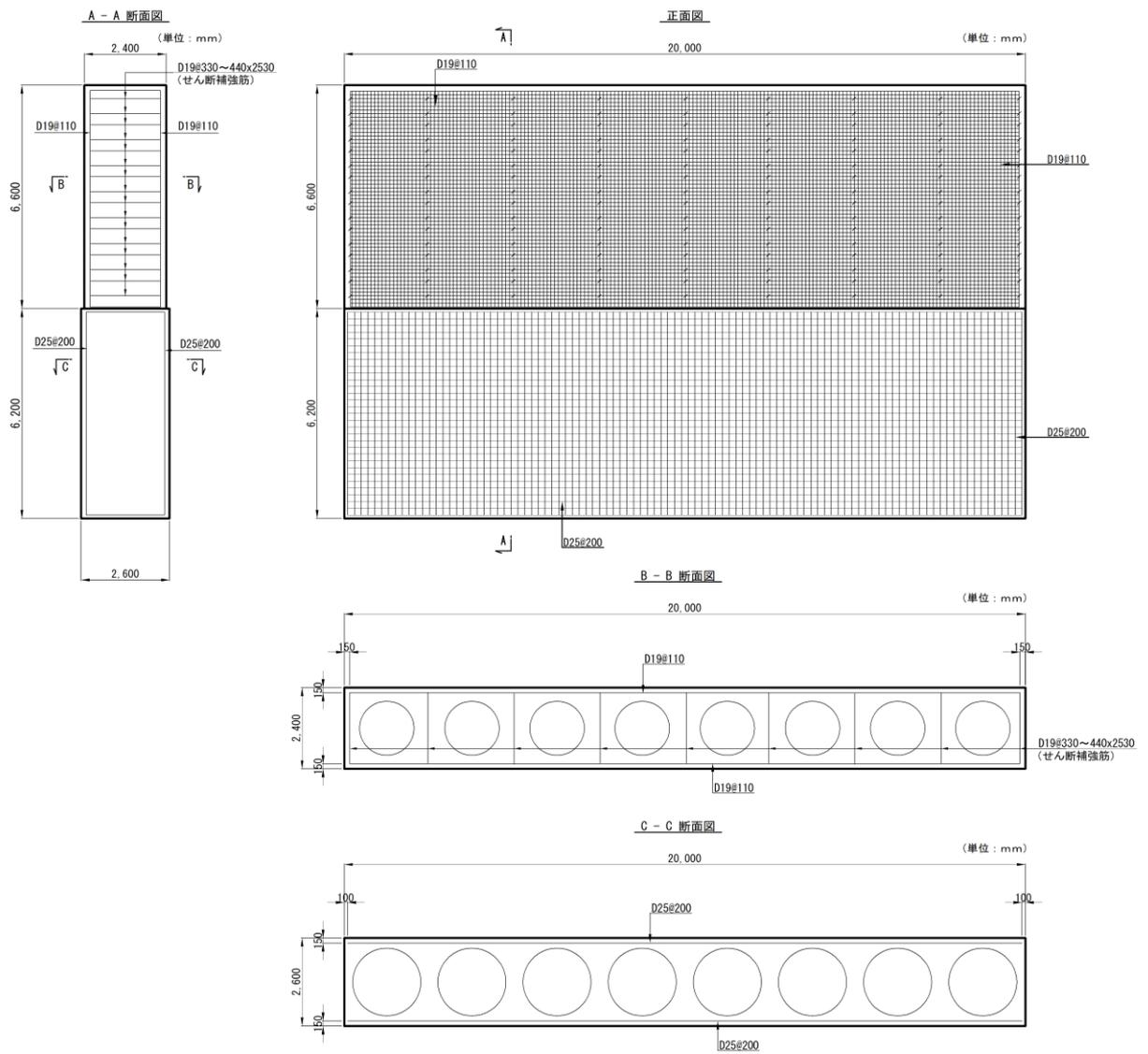


図 3.2.1-11 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の概略配筋図（③-③断面）

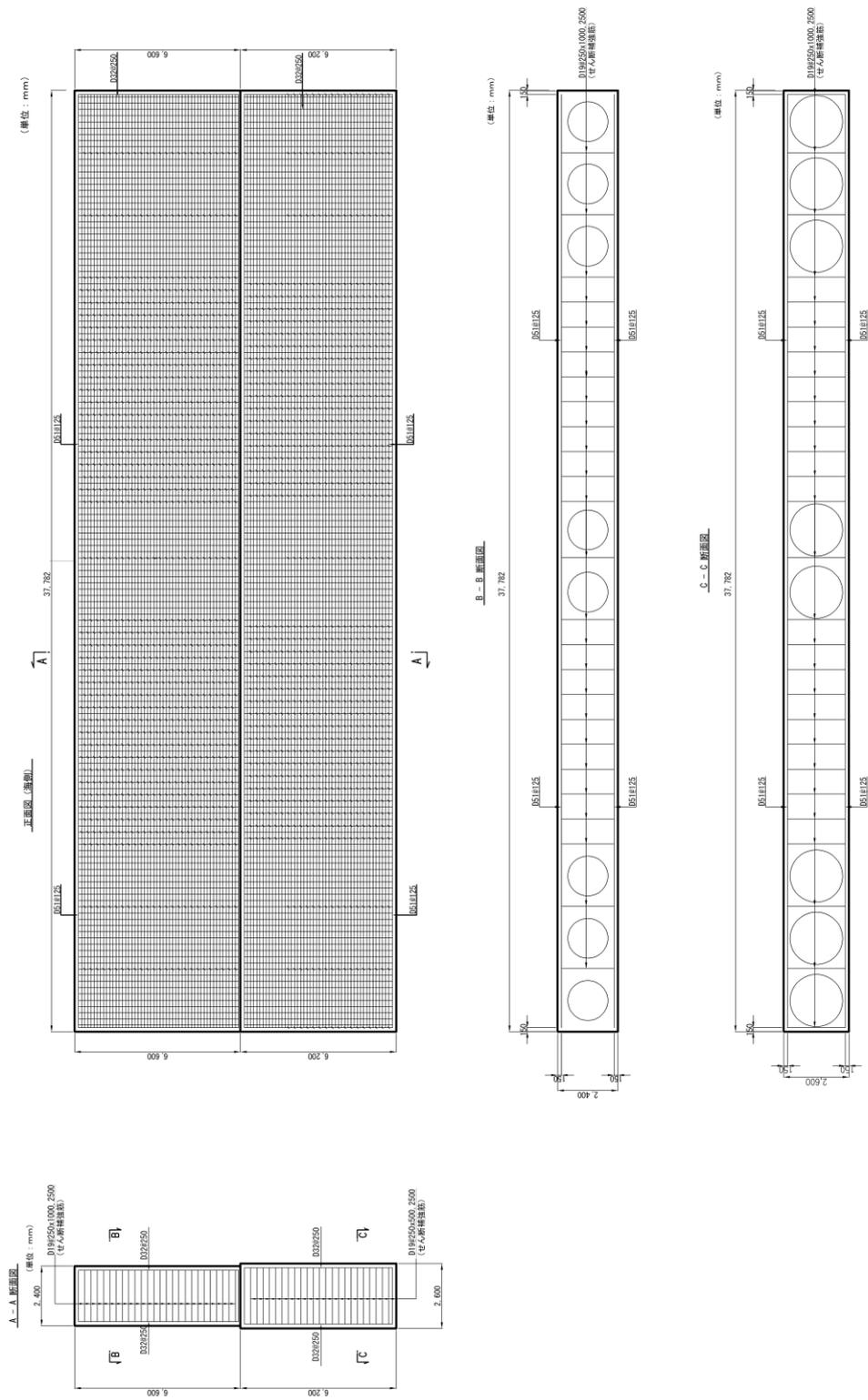


図 3.2.1-12 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の概略配筋図（㉔-㉔断面）

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各部位のうち、鋼管杭及び改良地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価、並びに止水目地の変形性評価については、津波時には2次元静的有限要素法（有効応力解析）による強度評価を行い、重畳時には、津波時の2次元静的有限要素法（有効応力解析）及び余震時の2次元動的有限要素法（有効応力解析）より得られた解析結果を重ね合わせることで強度評価を行う。被覆コンクリート壁については、3次元構造解析により健全性評価を行う。

(1) 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、鋼管杭、被覆コンクリート壁、改良地盤④及び改良地盤⑤とする。

(2) 施設の変形性評価

施設の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水目地とする。

(3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）を支持する基礎地盤（岩盤）とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 常時作用する荷重 (G, P)

常時作用する荷重は、持続的に生じる荷重であり、固定荷重及び積載荷重とする。

(2) 遡上津波荷重 (P_t)

津波時においては、「日本海東縁部に想定される地震による津波（津波水位 EL 12.6m）」を、重畳時においては、「海域活断層から想定される地震による津波（津波水位 EL 4.9m）」を遡上津波荷重として考慮する。なお、評価対象断面のうち②-②断面は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）前面の敷地高さ（EL 8.5m）は重畳時における津波水位（EL 4.9m）より高い位置に設置されるため、重畳時の評価を実施しない。

遡上津波荷重については、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に基づき、敷地高以上では朝倉式により、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）前面における津波水位と防波壁（多重鋼管杭式擁壁）前面の地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、設計用深水深の 3 倍の静水圧を考慮して算定する。なお、「1.6 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性」のとおり、水理模型実験、断面 2 次元津波シミュレーション及び 3 次元津波シミュレーションにより津波波圧を算定し、朝倉式により算定した津波波圧がこれらを包絡することを確認している。

敷地高以深では谷本式により、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）前面における津波水位を考慮し、津波水位と静水面の標高の 1/2 倍を入射津波高さとして定義し、静水面上の波圧作用高さは入射津波高さの 3 倍、静水面における波圧は入射津波高さに相当する静水圧の 2.2 倍を考慮して算定する。津波時及び重畳時の遡上津波荷重を表 3.3.1-1 に示す。

表 3.3.1-1 遡上津波荷重

(②-②断面, 津波時, 敷地高以上)

防波壁 天端高 (EL (m))	津波水位 (EL (m))	防波壁前面の 地盤高 (EL (m))	設計用 浸水深 (m)	防波壁前面の 地盤高での波圧 (kN/m ²)
15.0	12.6	8.5	2.05	62.12

(②-②断面, 津波時, 敷地高以深)

防波壁 天端高 (EL (m))	津波水位 (EL (m))	海水位 (EL (m))	海水位での波圧 (kN/m ²)
15.0	12.6	0.58	133.54

(③-③断面及び④-④断面, 津波時)

防波壁 天端高 (EL (m))	津波水位 (EL (m))	海水位 (EL (m))	海水位での波圧 (kN/m ²)
15.0	12.6	0.58	133.54

(③-③断面及び④-④断面, 重畳時)

防波壁 天端高 (EL (m))	津波水位 (EL (m))	海水位 (EL (m))	海水位での波圧 (kN/m ²)
15.0	4.9	0.58	48.00

(3) 余震荷重 (K_{sd})

③-③断面及び④-④断面は、余震荷重として弾性設計用地震動 S_d-D による地震力を考慮する。

(4) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」及び「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定」に基づき、施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重を設定する。表 3.3.1-2 に示す評価対象構造物に対する設計用衝突荷重より、図 3.3.1-1 のとおり評価対象断面の施設延長に応じて線形補間した衝突荷重を設定する。

表 3.3.1-2 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重
 (「NS2-補-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料
 4.5 漂流物による衝突荷重」参照)

評価対象構造物の延長	m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	1,107	2,159	2,654	3,049	3,072	3,078	3,085	3,448	3,859	4,271	4,631	5,082
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	1,107	1,080	885	762	614	513	441	431	429	427	421	424
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	1,200 (1,200)	1,100 (2,200)	890 (2,670)	770 (3,080)	620 (3,100)	520 (3,120)	450 (3,150)	440 (3,520)	430 (3,870)	430 (4,300)	430 (4,730)	430 (5,160)

評価対象構造物の延長	m	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	5,529	5,816	6,263	6,544	6,776	6,921	7,013	7,045	7,263	7,355	7,387	7,395
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	425	415	418	409	399	385	369	352	346	334	321	308
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	430 (5,590)	420 (5,880)	420 (6,300)	410 (6,560)	400 (6,800)	390 (7,020)	370 (7,030)	360 (7,200)	350 (7,350)	340 (7,480)	330 (7,590)	310 (7,440)

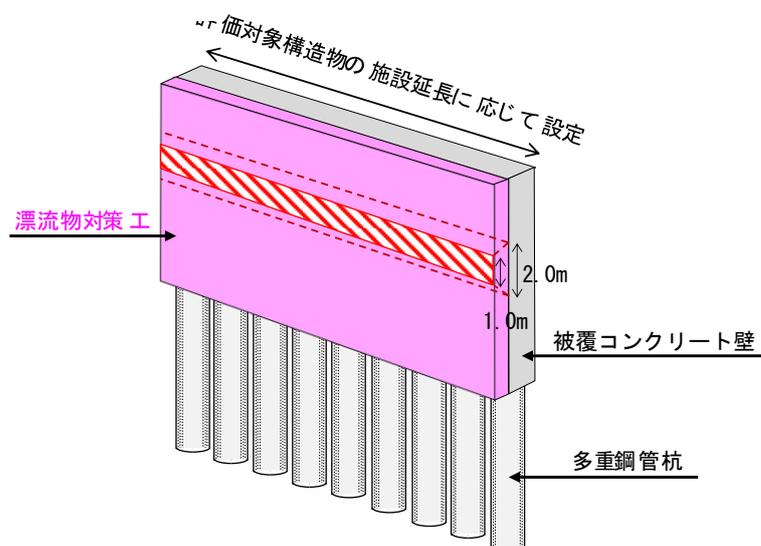


図 3.3.1-1 施設全体に作用する衝突荷重の載荷方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に作用する衝突荷重は，漂流物対策工による荷重分散を考慮し，図 3.3.1-2 のとおり，高さ方向 2 m の荷重分散を考慮した衝突荷重を被覆コンクリート壁に作用させる。

多重鋼管杭式擁壁に作用する衝突荷重を表 3.3.1-3 に，荷重作用図を図 3.3.1-3 に示す。また，荷重分散を考慮した衝突荷重の算定式を以下に示す。

- ・ ②-②断面（ブロック延長 15m）： $6300\text{kN} \div 30.0\text{m}^2 = 210\text{kN/m}^2$
- ・ ③-③断面（ブロック延長 20m）： $7200\text{kN} \div 40.0\text{m}^2 = 180\text{kN/m}^2$
- ・ ④-④断面（ブロック延長 37.782m）： $7440\text{kN} \div 50.0\text{m}^2 = 149\text{kN/m}^2$

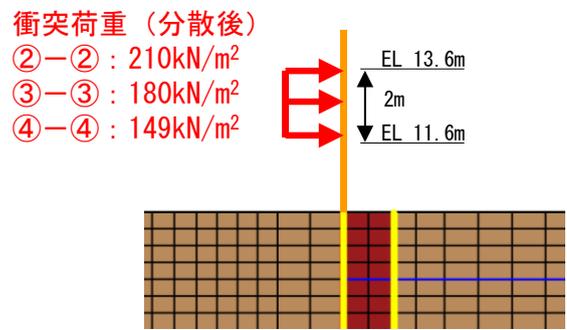
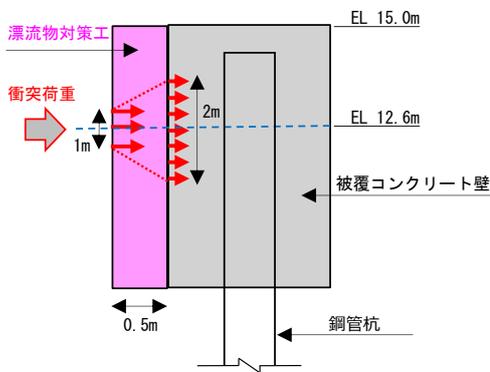


図 3.3.1-2 衝突荷重の分散イメージ

図 3.3.1-3 衝突荷重作用図

表 3.3.1-3 衝突荷重

項目	②-②断面	③-③断面	④-④断面
ブロック延長 (m)	15.00	20.00	37.782
衝突荷重 (kN/m ²)	420	360	310*
衝突荷重(分散後) (kN/m ²)	210	180	149

注記*：ブロック延長が，衝突荷重として想定した船舶（総トン数 19 トン）の全長を上回るため，船舶全長 24m に対する衝突荷重を考慮する。

(5) 風荷重 (P_k)

風荷重は、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1 4 5 4 号に定められた松江市の基準風速 30m/s を使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて、建築基準法及び建設省告示第 1 4 5 4 号に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(6) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重は、発電所に最も近い気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018 年）より、観測史上 1 位の月最深積雪 100cm（1971 年 2 月 4 日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を基本とし、積雪量 1 cm ごとに 20N/m² の積雪荷重が作用することを考慮し、各施設の積雪面積を乗じて設定する。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.2-1 に示す。強度評価に用いる荷重の組合せは津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3.2-1 及び図 3.3.2-2 に示す。

表 3.3.2-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + P + P_t + P_c + P_k + P_s$
重畳時	$G + P + P_t + K_{sd} + P_k + P_s$

- G : 固定荷重
- P : 積載荷重
- P_t : 遡上津波荷重
- K_{sd} : 余震荷重
- P_c : 衝突荷重
- P_k : 風荷重
- P_s : 積雪荷重

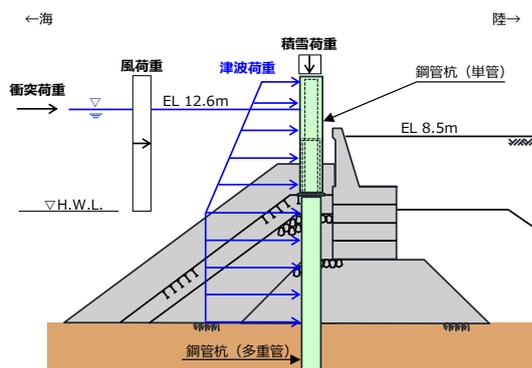


図 3.3.2-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の荷重作用図（津波時）

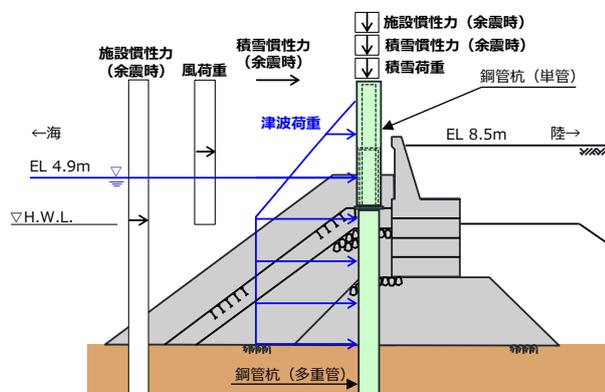


図 3.3.2-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の荷重作用図（重畳時）

3.4 許容限界

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

3.4.1 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」を基に算出した降伏モーメント及び短期許容せん断力とする。

降伏モーメントは次式により算定する。

$$M_y = \sum_i (f_{yi} - \frac{N_i}{A_i}) Z_{ei}$$

ここで、

M_y : 多重鋼管杭の降伏モーメント (kN・m)

f_{yi} : 多重鋼管杭を構成する各鋼管の降伏基準点 (N/mm²)

Z_{ei} : 多重鋼管杭を構成する各鋼管の断面係数 (mm³)

N_i : 多重鋼管杭を構成する各鋼管に発生する軸力 (kN)

A_i : 多重鋼管杭を構成する各鋼管の断面積 (mm²)

短期許容せん断力は次式により算定する。

$$Q_a = \sum_i \tau_{ai} A_i$$

ここで、

Q_a : 多重鋼管杭を構成する各鋼管の短期許容せん断力 (kN)

τ_{ai} : 多重鋼管杭を構成する各鋼管の短期許容応力度 (N/mm²)

A_i : 多重鋼管杭を構成する各鋼管の断面積 (mm²)

3.4.2 被覆コンクリート壁

被覆コンクリート壁の許容限界は「コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」に基づき, 表 3.4.2-1 に示す短期許容応力度とする。

表 3.4.2-1 被覆コンクリート壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	9.0
許容せん断応力度 τ_{ca}		0.45	0.67
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294

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

3.4.3 改良地盤

改良地盤の許容限界は, 「耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成 25 年 6 月 19 日, 原管地発第 1306196 号)」を準拠し, すべり安全率とする。表 3.4.3-1 に改良地盤の許容限界を示す。

表 3.4.3-1 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.4 止水目地

止水目地の許容限界は、メーカ規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。止水目地の許容限界を表 3.4.4-1 に示す。

表 3.4.4-1 止水目地の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
変位量	1580

3.4.5 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.4.5-1 に示す。

表 3.4.5-1 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	

4. 2次元有限要素法

4.1 評価方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

4.1.1 津波時

(1) 解析方法

津波時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて2次元静的有限要素法により算定する。なお、衝突荷重は入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m に作用させる。

2次元静的有限要素法に用いる解析コードは、「FLIP」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

a. 応答解析手法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の津波時の解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる連成系の解析を用いる。応答解析手法の選定フローを図 4.1.1-1 に示す。

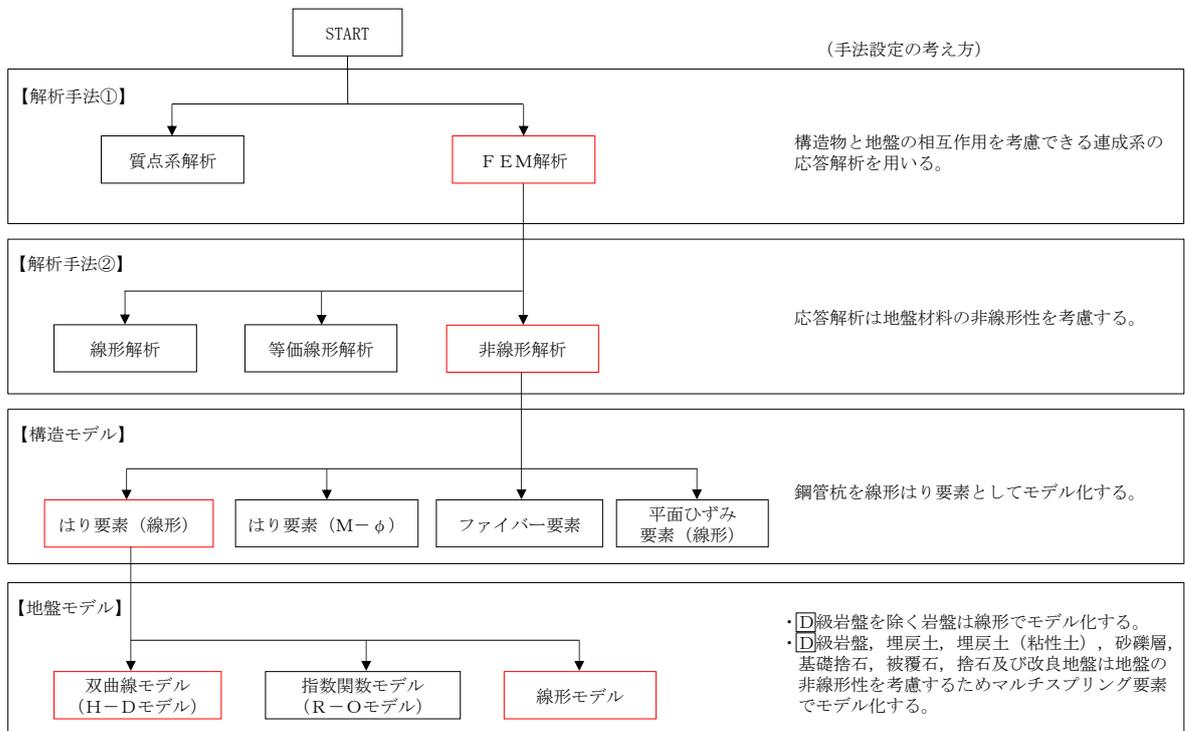


図 4.1.1-1 応答解析手法の選定フロー

b. 施設

鋼管杭は、線形はり要素（ビーム要素）によりモデル化する。なお、中詰コンクリート及びモルタル（充填材）はモデル化せず、鋼管杭をモデル化したはりの単位体積重量に中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の重量を考慮する。

被覆コンクリート壁は、鋼管杭と比較して剛性が低く、地震時応答への影響は軽微と考えられることからモデル化せず鋼管杭をモデル化したはりの単位体積重量に被覆コンクリート壁の重量を考慮する。

漂流物対策工は、被覆コンクリート壁に固定して設置することから、被覆コンクリート壁と同様に鋼管杭をモデル化したはりの単位体積重量に漂流物対策工の重量を考慮する。

c. 材料物性及び地盤物性のばらつき

以下の理由から、地盤物性のばらつきによる耐津波評価に対する照査値に与える影響が軽微であるため、地盤物性のばらつきは考慮しない。

- ・「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」において、埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきの影響を考慮した耐震評価を実施した結果、照査値への影響が軽微であることを確認している。
- ・「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す耐震評価結果と耐津波評価結果を比較すると、耐震評価における照査値は耐津波評価の照査値をおおむね上回っている。（耐津波評価結果は「4.3 評価結果」参照。）

津波時解析における解析ケースの地盤物性を表 4.1.1-1 に示す。

表 4.1.1-1 津波時解析における解析ケースの地盤物性

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値

d. 解析ケースの選定

津波時においては、すべての評価対象断面において、入力津波に対し、基本ケース（解析ケース①）を実施する。

また、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面又は背面に設置されている施設護岸等は、その形状を適切にモデル化し防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価を実施する方針としているが、施設護岸等による防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における鋼管杭の変形抑制に寄与する可能性があることから、不確かさケースとして施設護岸等が損傷した場合を想定した、解析ケース（解析ケース②）を実施する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）と施設護岸等の位置関係を踏まえ、施設護岸等が防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の変形抑制に寄与する可能性が高いと考えられる②-②断面及び③-③断面については、施設護岸等の損傷を考慮した解析ケースを実施する（「4.3.3 施設護岸等の損傷による不確かさの検討」参照）。

強度評価における解析ケースを表 4.1.1-2 に示す。

表 4.1.1-2 強度評価における解析ケース

ケース①	ケース②
基本ケース	施設護岸等の損傷を考慮した解析ケース

(2) 解析モデル及び諸元

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の解析モデルを図 4.1.1-2, 図 4.1.1-4, 図 4.1.1-6 及び図 4.1.1-8 に, 地質断面図を図 4.1.1-3, 図 4.1.1-5 及び図 4.1.1-7 に示す。なお, 解析モデルのうち, ③-③断面及び④-④断面は, 基礎捨石を貫通するように鋼管杭を設置しており, 基礎捨石による鋼管杭への影響が懸念されることから, 基礎捨石, 被覆石及び捨石の解析用物性値として埋戻土（粘性土）を代用する。

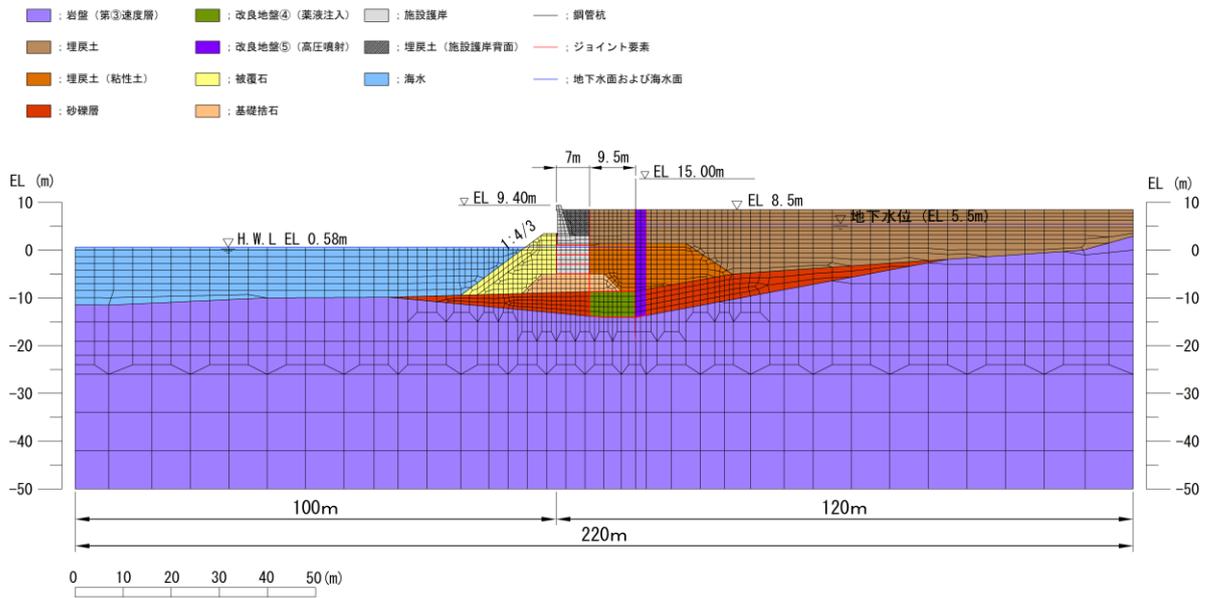


図 4.1.1-2 地震応答解析モデル (②-②断面)

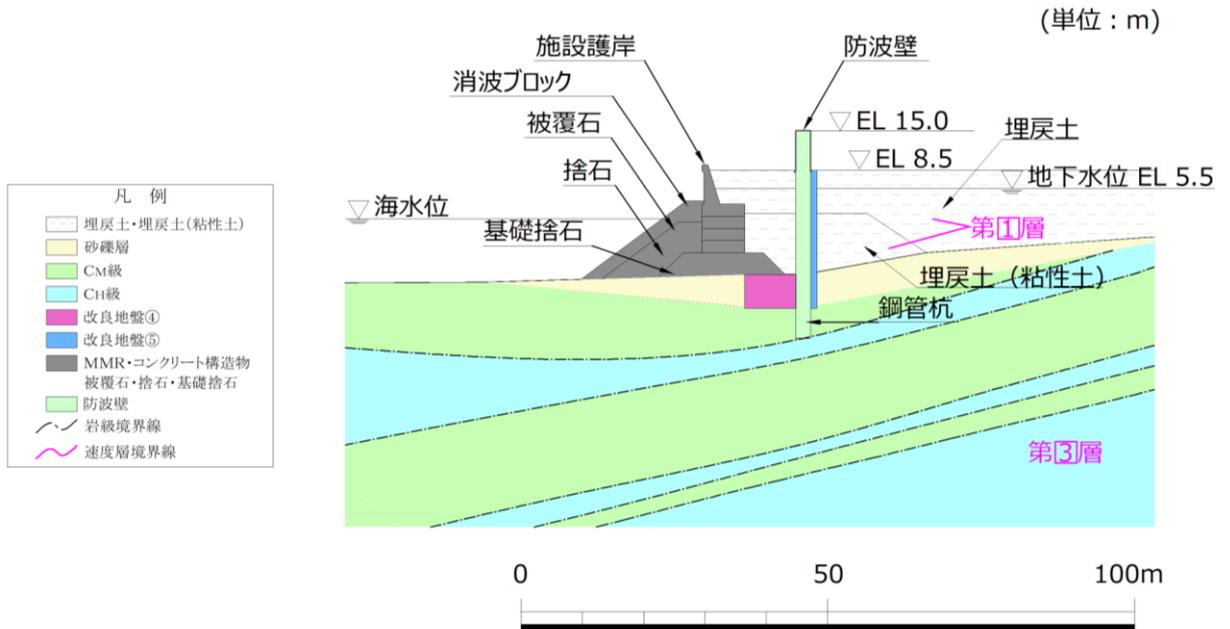


図 4.1.1-3 地質断面図 (②-②断面)

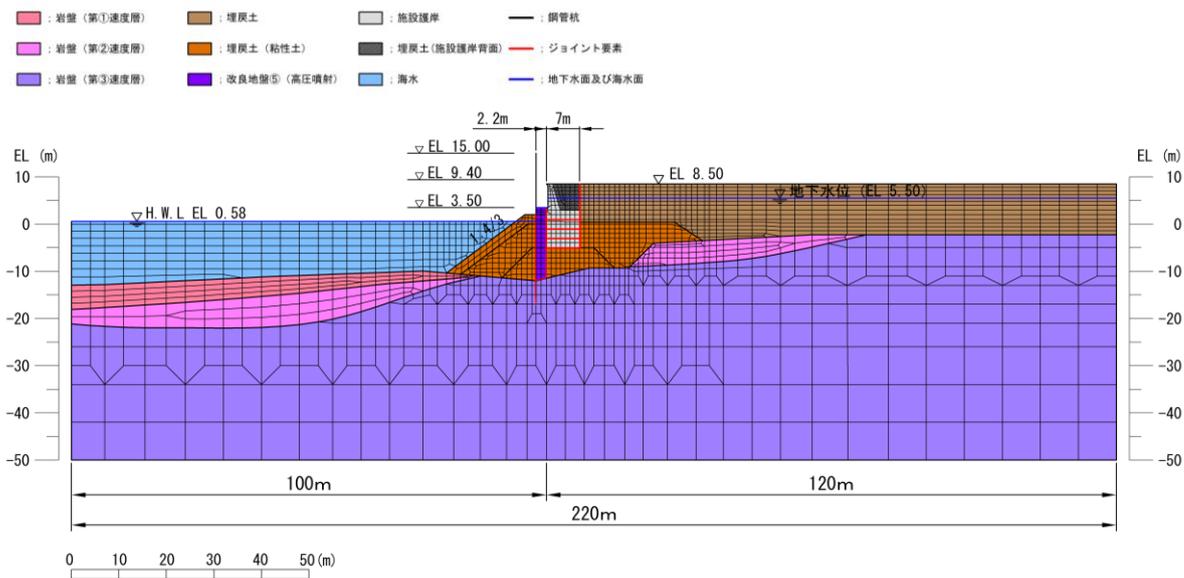


図 4.1.1-4 地震応答解析モデル (③-③断面)

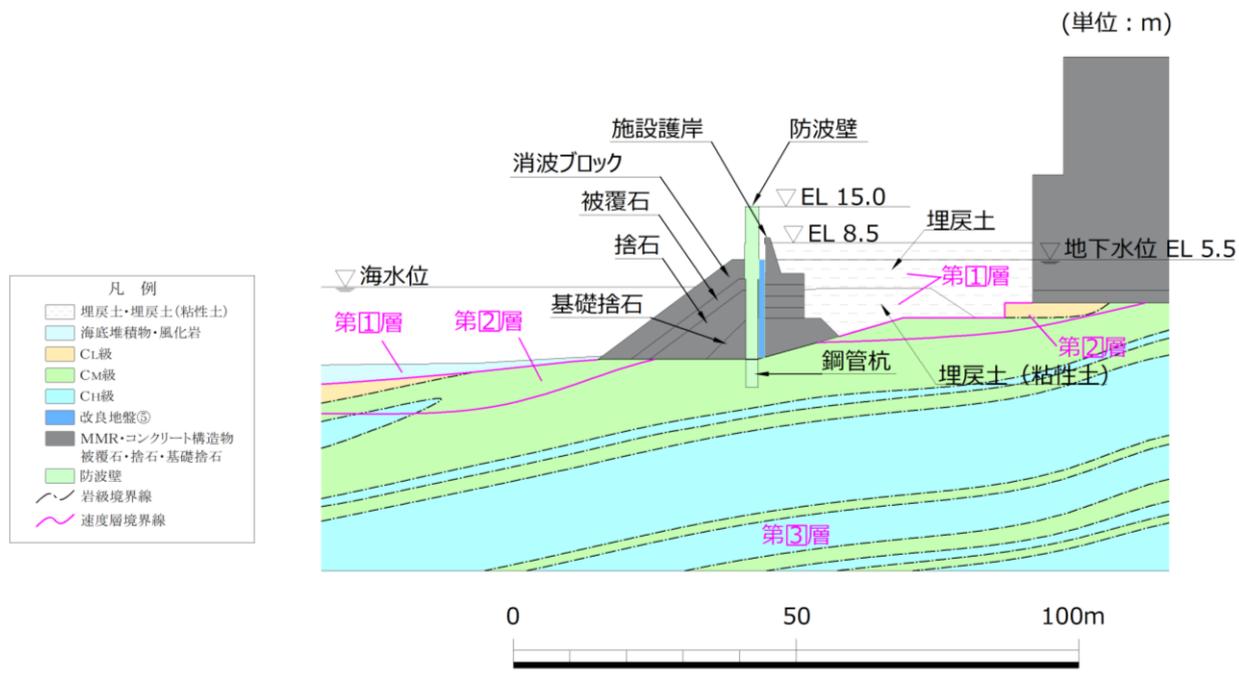


図 4.1.1-5 地質断面図 (③-③断面)

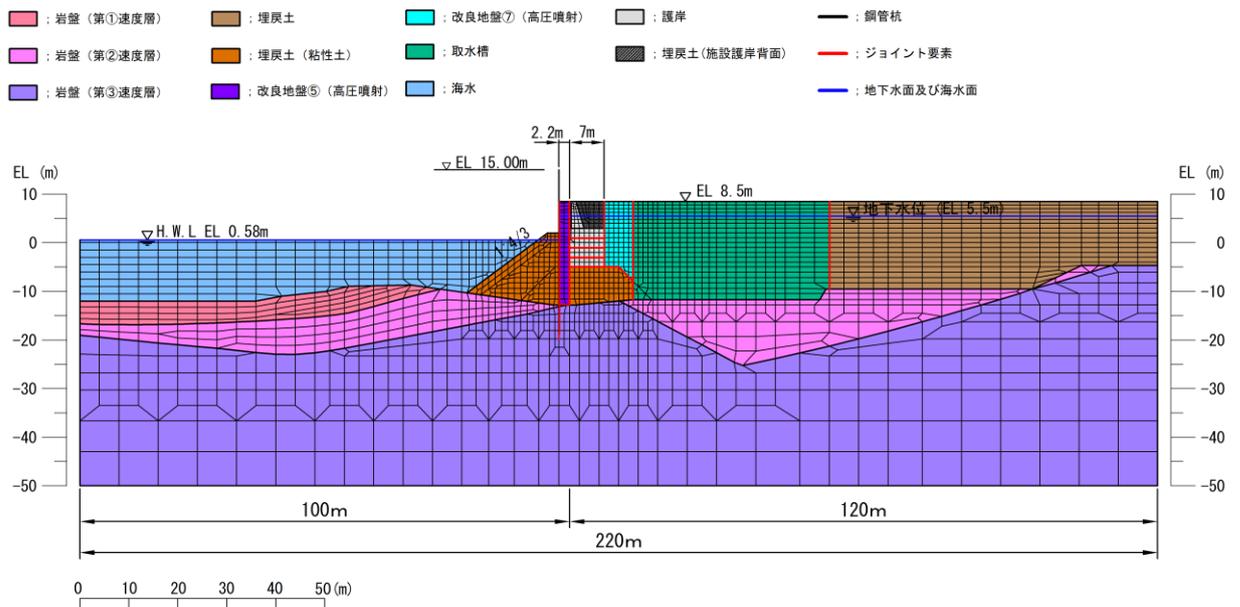


図 4.1.1-6 地震応答解析モデル (④-④断面)

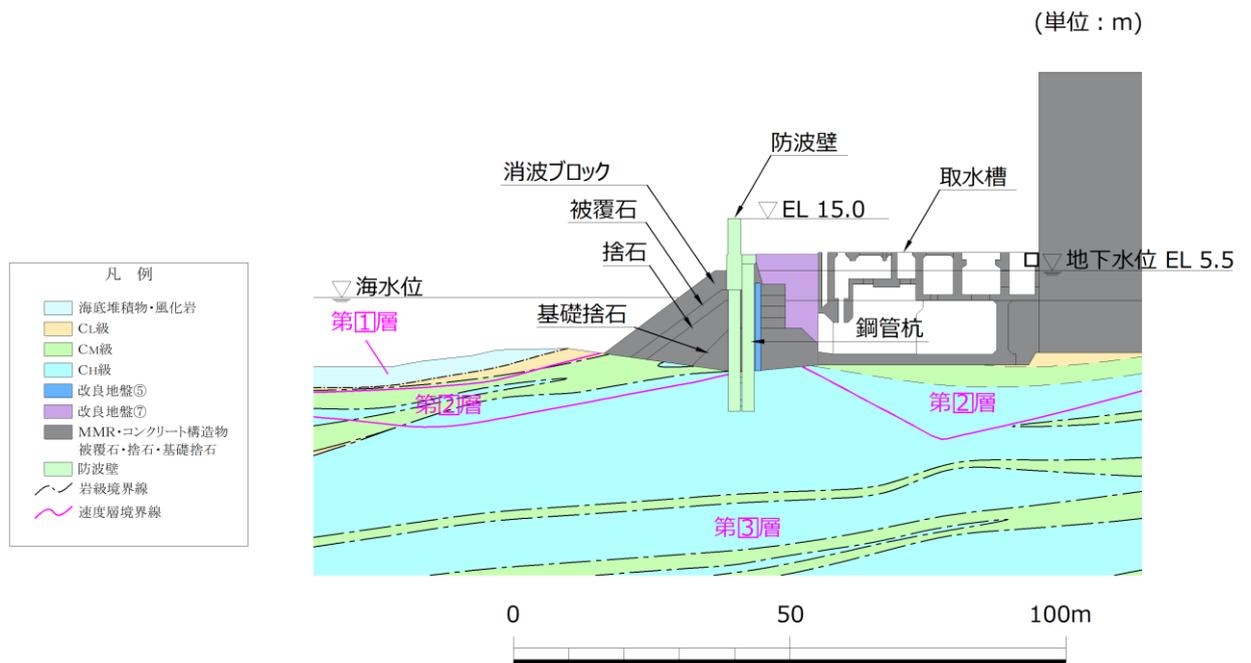


図 4.1.1-7 地質断面図 (④-④断面)

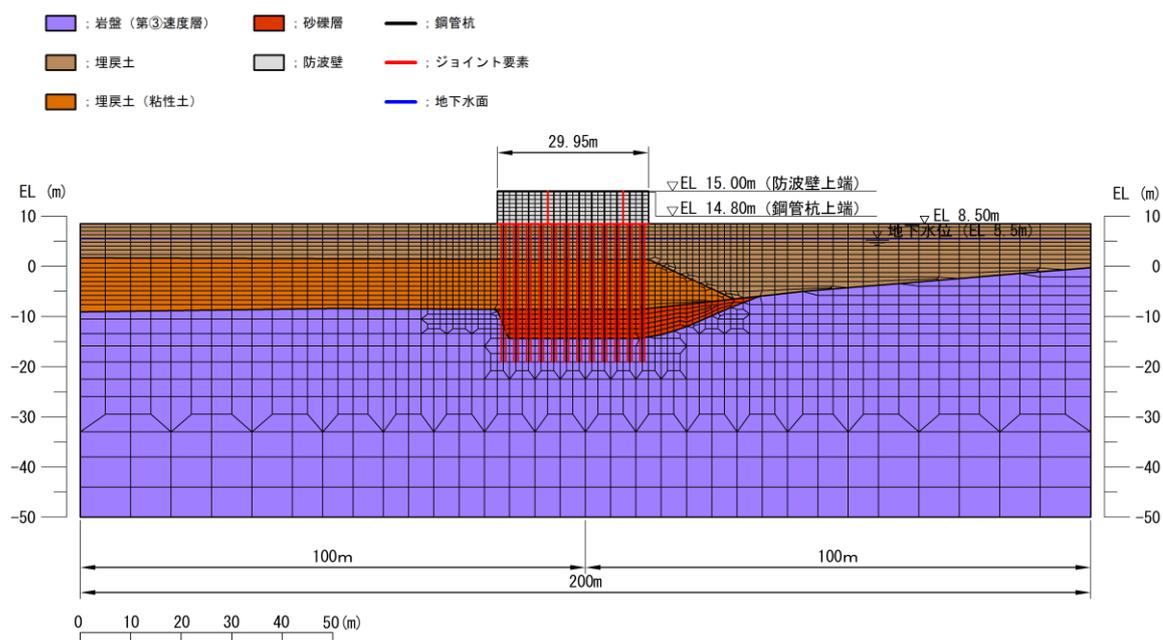


図 4.1.1-8 地震応答解析モデル (⑦-⑦断面)

a. 解析領域

2次元解析モデルは、「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」で使用した解析モデルのうち、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤で構成される。

b. 境界条件

(a) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図4.1.1-9に示す。

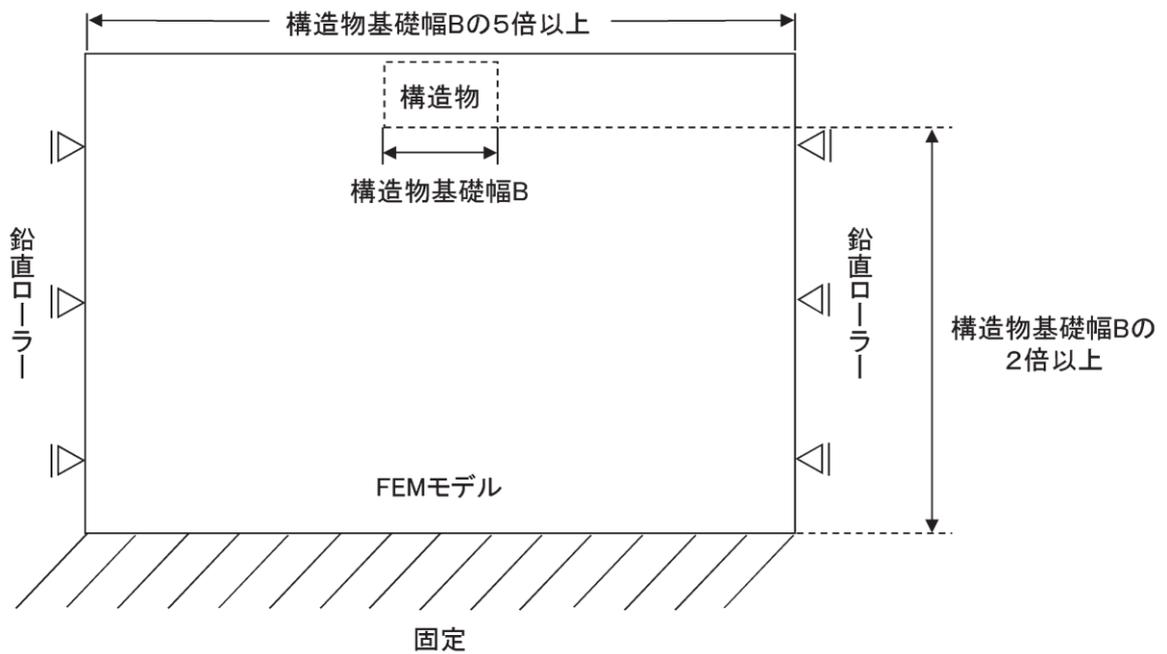


図 4.1.1-9 常時応力解析における境界条件の概念図

(b) 津波時

津波時の2次元有限要素法は、津波荷重の静的な荷重を載荷することによる応力を算定するために行う。図4.1.1-10のとおり、津波時の2次元有限要素法における境界条件は底面固定及び水平固定とする。

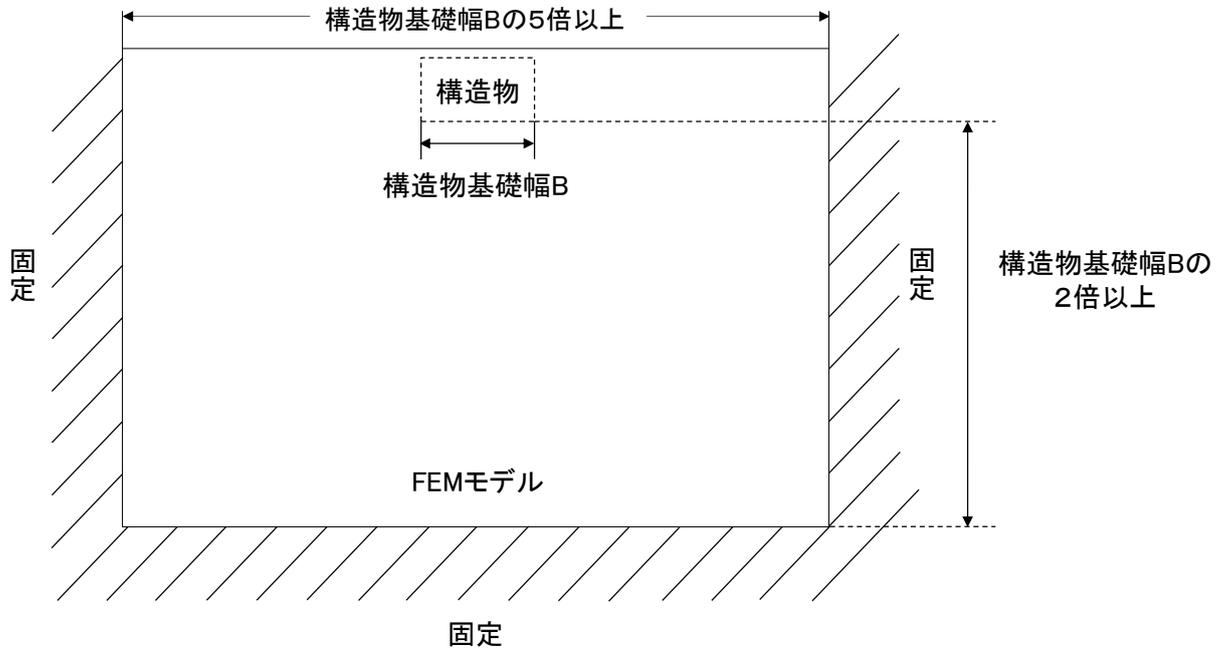


図4.1.1-10 津波時の2次元有限要素法における境界条件の概念図

c. 構造物のモデル化

(a) ②-②断面及び③-③断面

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の鋼管杭のうち多重管は，鋼管杭内を中詰コンクリート又はモルタルで充填することにより一体として挙動し，荷重を分担できる構造としている。各鋼管杭の挙動の一体性については模型実験及び3次元構造解析により確認を行っている。（「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」 「参考資料3 多重鋼管杭の許容限界の妥当性」参照）

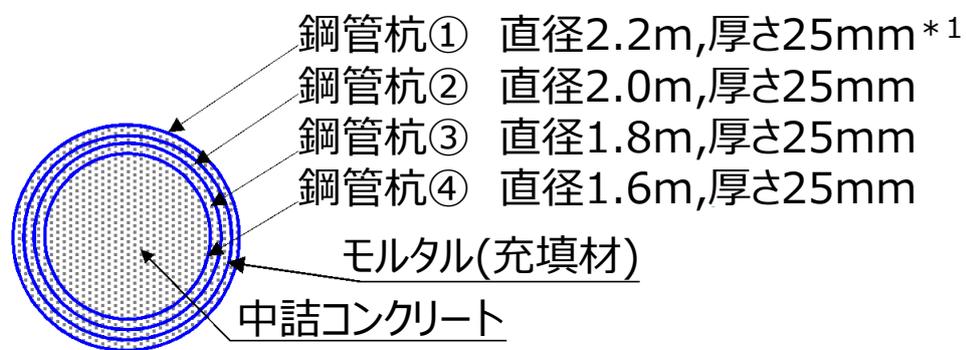
イ. 鋼管杭のモデル化

鋼管杭は，線形はり要素によりモデル化を行い，評価対象断面ごとの構造に応じて「4.1.1(2)g. 材料及び材料の物性値」で設定する物性値を基に，線形はり要素の物性値を設定する。

ロ. 断面積及び断面 2 次モーメントの設定方法

鋼管杭の線形はり要素の断面積及び断面 2 次モーメントは，多重鋼管杭を構成する各鋼管の断面積の合計及び断面 2 次モーメントの合計値を設定する。なお，最外管については，セメントミルク及びグラウト材で周囲を覆われており腐食する環境ではないと判断できるが，保守的に腐食代 1 mm を考慮し，断面積及び断面 2 次モーメントを算定する。

断面積及び断面 2 次モーメントは，津波時の断面力に対して保守的な評価を行うため，中詰コンクリート又はモルタルを見込まず，鋼管杭のみ考慮する。多重鋼管杭の断面積及び断面 2 次モーメントの設定方法の概要を図 4.1.1-11 に示す。



$$\text{断面二次モーメント } I^*2 = I_{①} + I_{②} + I_{③} + I_{④}$$

$$\text{断面積 } A^*2 = A_{①} + A_{②} + A_{③} + A_{④}$$

注記*1：最外管については，セメントミルク及びグラウト材で周囲を覆われており腐食する環境ではないと判断できるが，保守的に厚さに腐食代 1 mm を考慮し，断面積・断面二次モーメントを算定する。ここで，腐食代は，港湾基準に示されている鋼材の腐食速度の標準値(陸側土中部，残留水位より下)を使用し，耐用年数を50年として算出した。

*2：添え字は鋼管杭の番号

図 4.1.1-11 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の断面積及び断面 2 次モーメントの設定方法の概要

(b) ④-④断面

④-④断面では、取水管を横断しており、取水管側方の多重鋼管杭を法線直交方向に2列配置し、津波時に2列配置した鋼管杭が荷重を伝達するように、杭頭連結材にて連結し、内部をコンクリートで充填している。④-④断面位置の平面図を図4.1.1-12に、断面図を図4.1.1-13に示す。杭頭連結材の構造図を図4.1.1-14に、その設置状況を図4.1.1-15に示す。

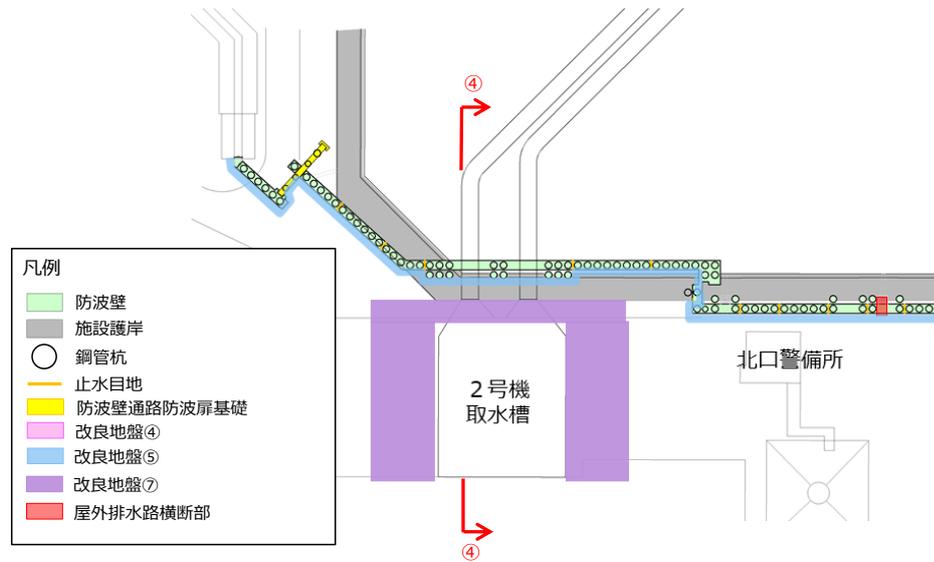


図4.1.1-12 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の④-④断面（平面図）

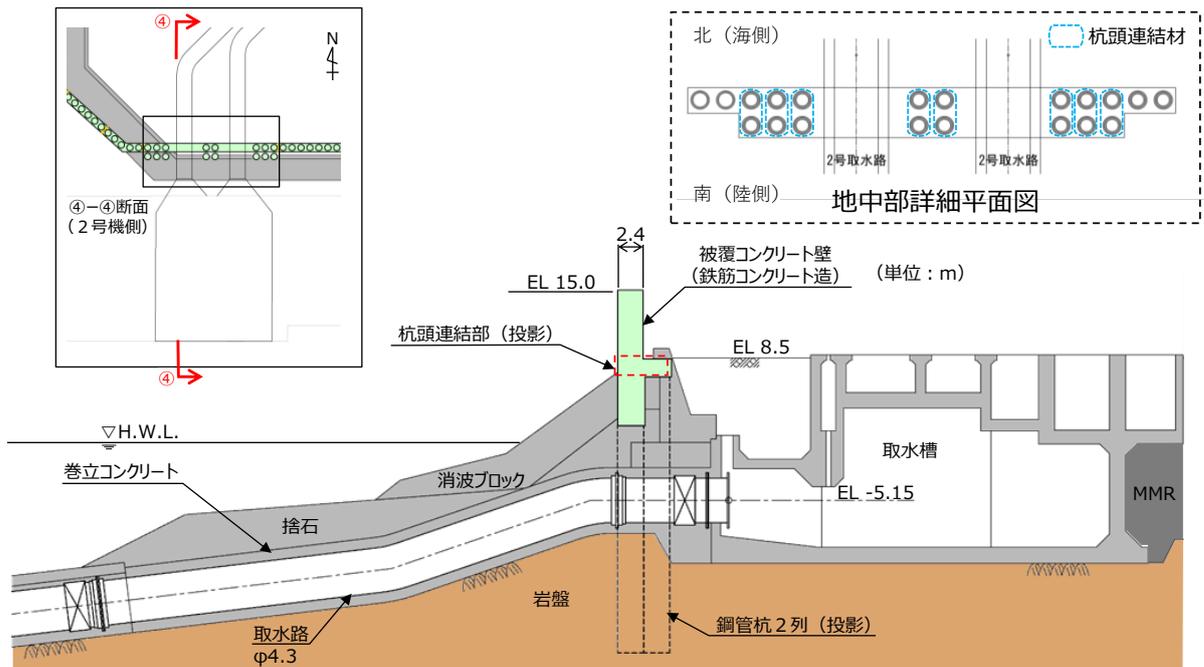
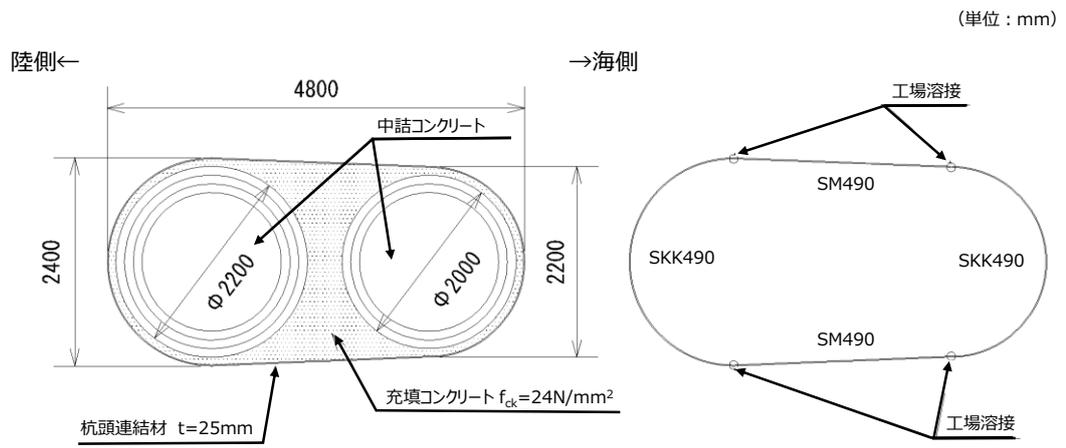
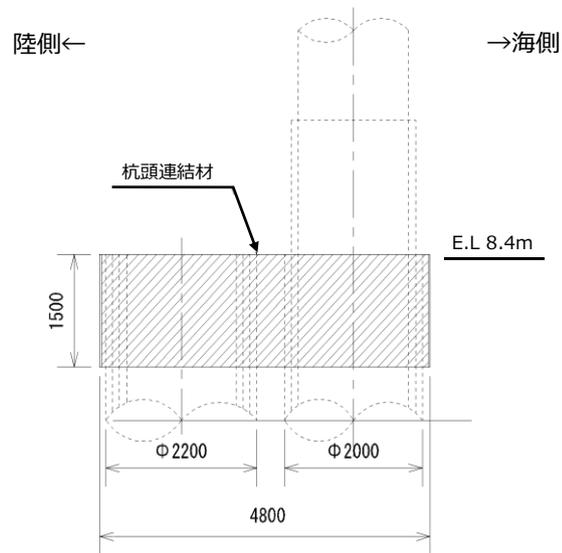


図4.1.1-13 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の④-④断面（断面図）

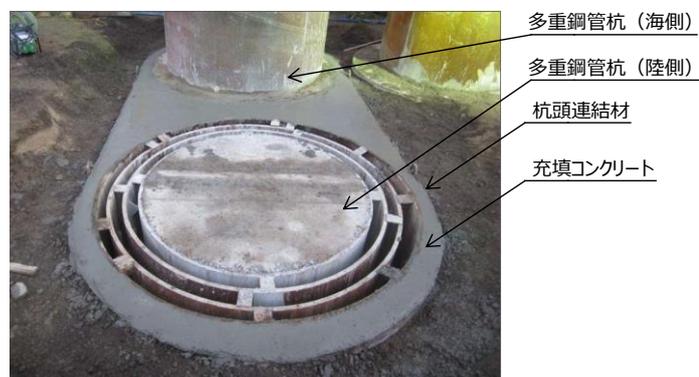


(平面図)



(断面図)

図 4.1.1-14 杭頭連結材構造図



杭頭連結材設置状況
(モルタル (充填材) 打設前)

図 4.1.1-15 杭頭連結材設置状況

イ. 鋼管杭及び杭頭連結材のモデル化

④－④断面の鋼管杭は、「(a) ②－②断面及び③－③断面」と同様に、多重鋼管杭（海側）及び多重鋼管杭（陸側）は線形はり要素でモデル化する。これらは、法線直交方向に近接して設置して杭頭連結材で結合していることから一体となって応答するため、同一の座標でモデル化する。また、杭頭連結材については、鋼材の剛性を有する非線形ばね要素としてモデル化することで、多重鋼管杭（海側）と多重鋼管杭（陸側）との間の荷重を伝達させる。杭頭連結材の非線形ばね要素は、降伏強度を上限値とするバイリニアモデルとして、図 4.1.1-16 のとおり設定する。なお、図 4.1.1-17 に示すとおり、津波時においては、杭頭連結材に対して海側から陸側への一方向の荷重のみ作用するため、杭頭連結材には引張応力が発生しない。また、重畳時には余震荷重により杭頭連結材に引張応力が発生するが、余震荷重は地震荷重に包絡されることから、杭頭連結材に対する評価は、「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」において確認する。

杭頭連結材より下方の鋼管杭間にジョイント要素を設定する。

多重鋼管杭（海側）の地上部においては、取水管を横断するため、鋼管杭の法線方向の設置間隔が広く、鋼管杭が設置されていない被覆コンクリート壁があることから、②－②断面及び③－③断面と比較して、被覆コンクリート壁による津波時応答への影響が大きいと考えられる。よって、鋼管杭が設置されていない範囲の被覆コンクリート壁を線形はり要素としてモデル化することで、被覆コンクリートによる応答を考慮する。④－④断面のモデル化のイメージを図 4.1.1-18 に示す。

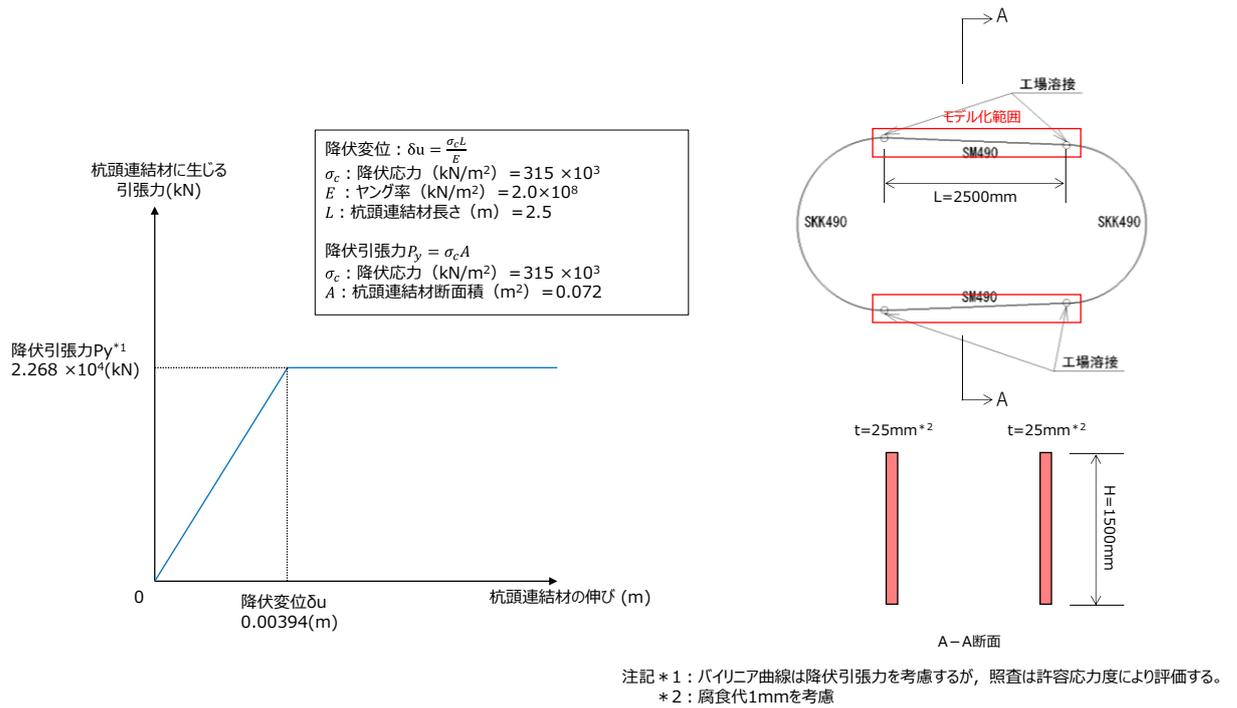


図 4.1.1-16 杭頭連結材の非線形ばねモデルの概念図

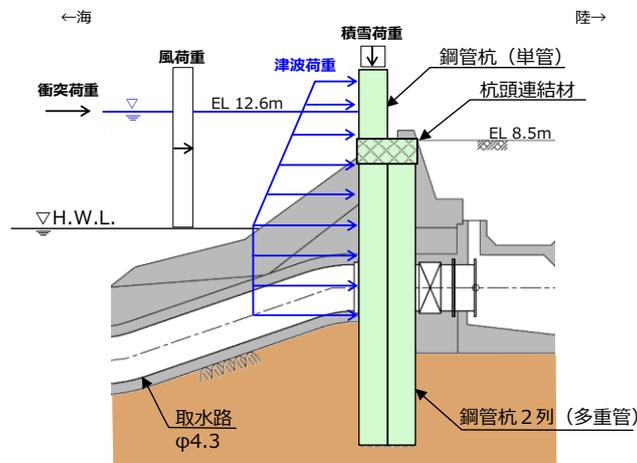
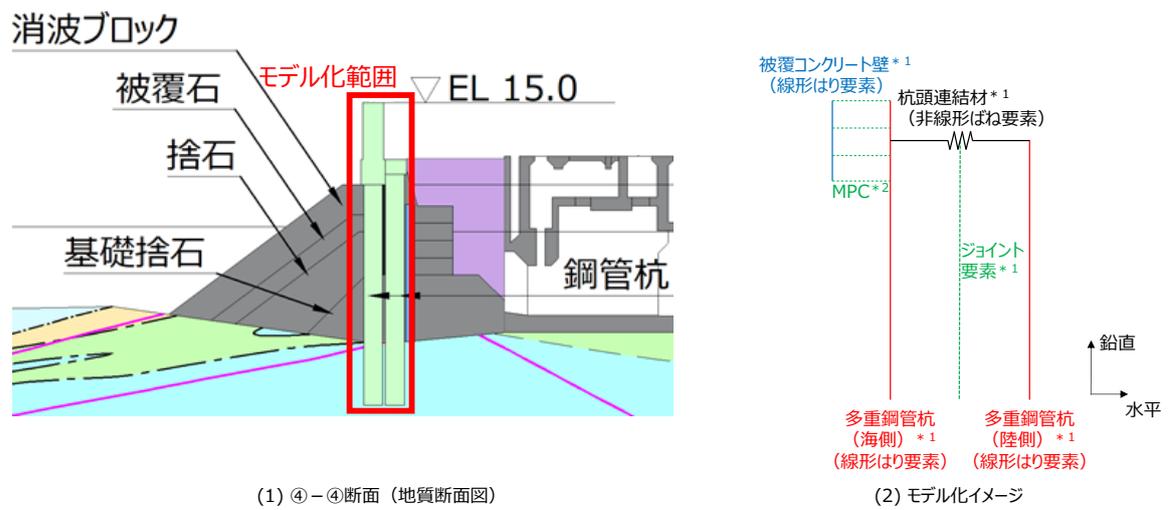


図 4.1.1-17 防波壁(多重鋼管杭式擁壁, ④-④断面)の荷重作用図(津波時)



注記*1: 海側と陸側の多重鋼管杭, 被覆コンクリート壁, ジョイント要素, 杭頭連結材の水平方向は全て同一座標値でモデル化

*2: 被覆コンクリート壁の線形はり要素と海側の多重鋼管杭の線形はり要素の全節点を同変位

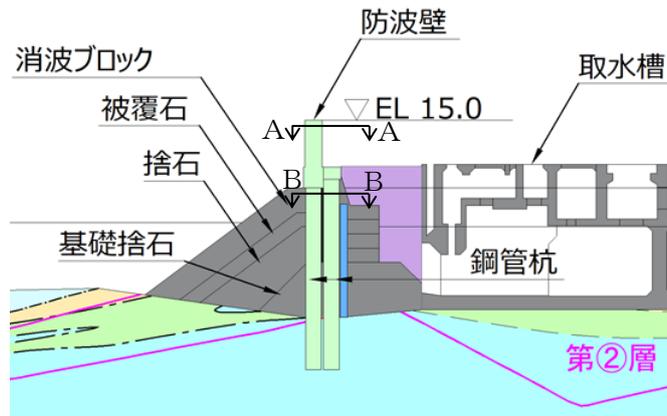
図 4.1.1-18 ④-④断面における鋼管杭及び杭頭連結材のモデル化のイメージ

ロ. 断面積及び断面 2 次モーメントの設定方法

④-④断面の解析モデルは、全長 37.782m の防波壁を同一断面に集約したモデルとする。また、取水管を横断するため、鋼管杭の法線方向の設置間隔が広いことを踏まえ、鋼管杭及び被覆コンクリート壁は等価な剛性を設定した線形はり要素とし、杭頭連結材は等価な剛性を設定した非線形ばね要素とする。

鋼管杭及び杭頭連結材の等価な剛性の設定方法として、図 4.1.1-19 に示すとおり、全長 37.782m のうち、鋼管杭が設置される範囲が 20m であることから、鋼管杭及び杭頭連結材の断面積及び断面 2 次モーメントに $20\text{m}/37.782\text{m}=0.529$ を乗じて設定する。

鋼管杭が設置されていない範囲の被覆コンクリート壁の等価な剛性の設定方法として、図 4.1.1-19 に示すとおり、全長 37.782m のうち、鋼管杭が設置されていない範囲が 17.782m であることから、被覆コンクリート壁の断面積及び断面 2 次モーメントに $17.782\text{m}/37.782\text{m}=0.471$ を乗じて設定する。



④－④断面（地質断面図）

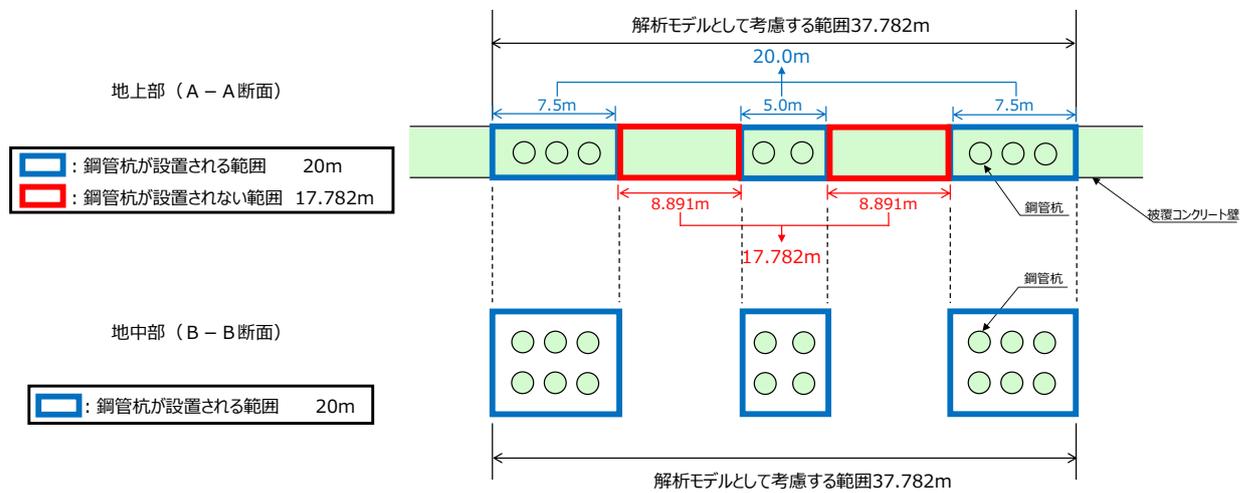


図 4.1.1－19 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の④－④断面の部分を拡大した平面図

ハ. 取水槽のモデル化

④-④断面において，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背後にある取水槽による地震応答への影響を考慮するため，取水槽をモデル化する。

取水槽は，取水槽の地震応答解析モデルに基づき，せん断剛性，単位体積重量及びポアソン比を設定し，等価な線形の平面ひずみ要素とする。取水槽の解析用物性値を表 4.1.1-3 に示す。詳細については，「NS2-補-023-09 建物・構築物の地震応答解析における入力地震動の評価について」に示す。

表 4.1.1-3 取水槽の解析用物性値

単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)
4.10	0.2	20.0×10^5

d. 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

埋戻土、埋戻土（粘性土）、砂礫層、基礎捨石、被覆石、捨石及び改良地盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。変形特性は双曲線モデル(H-Dモデル)を用いる。

施設護岸は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、施設護岸の上部に位置する埋戻土（施設護岸背面）については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版）」（以下「港湾基準」という。）（図4.1.1-20 参照）に準拠し、施設護岸の一部として、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は施設護岸と同じ値を用い、背後の埋戻土及び改良地盤との境界にジョイント要素を設定する。

(3) 壁体のとり方

- ① 地震動による作用を慣性力に置き換えて安定性の照査を行う場合には、壁体を適切に設定して慣性力を評価する必要がある。この場合には、構造様式に応じて、以下に示すように壁体を設定することができる。ただし、非線形有効応力解析等の詳細法により変形量を直接評価する場合にあっては、これによる必要はない。
- ② 重力式係船岸の壁体は、図-2.2.8 に示すように壁体後趾を通る鉛直面から前の部分とすることができる。通常、壁体の背後には裏込材料があり、この一部は壁体の上に載っている形式のものが多い。この部分の裏込めは壁体の一部として働いていると考えられるが、壁体の形状及び破壊形式により、壁体とみなせる裏込めの範囲は変化し、一概に決めることは困難である。しかし、壁体の境界面を多少変えても壁体の安定への影響は小さいため、一般的に、計算の取扱いが簡便なように壁体とみなす範囲を図のように設定することができる。

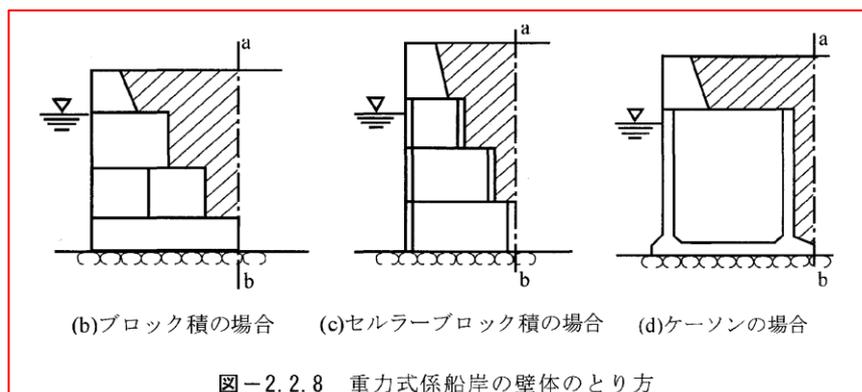


図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

図 4.1.1-20 埋戻土（施設護岸背面）のモデル化について（港湾基準抜粋）

施設護岸，基礎捨石，被覆石及び捨石は，役割に期待しないが，解析モデルに取り込み，防波壁への波及的影響を考慮する。また，施設護岸，基礎捨石，被覆石及び捨石は，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における鋼管杭の変形抑制に寄与する可能性があることから，不確かさケースとして施設護岸等が損傷した場合を想定し，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある断面については施設護岸等が保守的にない場合を，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背面に施設護岸等がある断面については保守的に施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合の検討を実施する。

e. ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

応答解析では、津波時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、津波時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

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。

鉛直方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、港湾基準（図 4.1.1-21 参照）に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$ に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター、平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」という。）（図 4.1.1-22 参照）に準拠し、静止摩擦係数 μ から、 $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は、港湾基準（図 4.1.1-23 及び図 4.1.1-24 参照）に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 4.1.1-4 に、ジョイント要素の配置を図 4.1.1-25 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

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面と成す角度は、一般的に次に掲げるところによって算定する。

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.1)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (1.3.2)$$

この場合において、

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.3)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (1.3.4)$$

この場合において、

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、 p_{ai} 、 p_{pi} 、 K_{ai} 、 K_{pi} 、 ζ_i 、 ω 、 γ 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_i は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

(a) $\theta = \tan^{-1} k$

(b) $\theta = \tan^{-1} k'$

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

(4) 地震時土圧は、物部¹⁾・岡部²⁾が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角
一般に、 $\pm 15^\circ$ 以下とする。裏込材のせん断抵抗角 ψ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

一般的に、残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求め、残留水位以下においては各境界面において1. 3. 3 見掛けの震度を用いて土圧分布を求める。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析又は模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。

図 4.1.1-21 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠（港湾基準抜粋）

よって、

$$\phi^{sp}_f = \tan^{-1}(0.838) = 40(^{\circ})$$

⑧ケーソン

図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる⁹⁾。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

⑨ジョイント要素

ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する⁹⁾。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性 K_n に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性 K_s に応じた力を負担する。せん断強度 τ_f は垂直方向の有効拘束

圧 σ_n' に基づき式(1.62)より求める。剥離状態ではせん断強度は0となる。

$$\tau_f = C_f + \sigma_n' \tan \phi_f \quad (1.62)$$

よって、本事例のジョイント要素のせん断強度に関する定数は以下のとおり設定できる。まず、ケーソン底面と捨石の間の摩擦係数は摩擦増大マットが敷設されていないので $\mu=0.6$ と設定して、摩擦角 ϕ_f は $\tan^{-1}(0.6)=31^{\circ}$ を用いる。また、ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は $\phi_f=15^{\circ}$ を用いる。

・ジョイント要素のレーレー減衰の与え方

FLIP 研究会では、ジョイント要素のレーレー減衰の与え方に関する検討が実施された²⁰⁾。従来の解析では、レーレー減衰行列の組立の際に、ジョイント要素の初期接線剛性 K_s や K_n に全体系の剛性比例係数 β を乗じたものを取り込んでいた（従来型）。 K_s や K_n の値は物理的な根拠に基づいて設定するのではなく、周囲の土の変形よりも大きな変形がジョイント要素の線形部分で生じることのないように、比較的大きな値が指定される。この

図 4.1.1-22 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（港湾構造物設計事例集抜粋）

9 摩擦係数

- (1) 施設の滑動に対する摩擦抵抗力の算定に用いる材料の摩擦係数は、静止摩擦係数とすることができる。この場合において、材料の摩擦係数は、対象となる施設の特性及び材料の特性等を勘案して適切に設定することが望ましい。
- (2) 港湾の施設の性能照査に用いる静止摩擦係数の特性値は、一般に表-9.1 に掲げる数値を用いてもよい。同一条件のもとで繰り返し摩擦係数を実測する場合、一般にばらつきが多いことに注意が必要である。表-9.1 で示した値は、以前からなかば経験的に用いられてきたものであり、ここに明記していない場合については、実験を行って定めることが望ましい。
- (3) 表-9.1 に示した値は、施設の滑動に対する安定性の照査に用いる場合の値であり、杭の支持力計算に用いる杭周面と土との間の摩擦係数、傾斜地の安定性の照査に用いる摩擦係数、斜路によるケーソンの進水計算に用いる摩擦係数、土圧計算に用いる壁面摩擦角等に対しては適用できない。なお、表-9.1 に示した値は、静的な作用が生じるときの静止摩擦係数であるが、地震動作用時のような動的な作用が生じる場合においては、適切な資料が皆無であるため、本数値を用いているのが実情である。

表-9.1 静止摩擦係数の特性値

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7~0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)~0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

注1) 水中コンクリートと岩盤の場合、標準的な条件のもとでは、0.8 とすることができる。ただし、基岩がぜい弱若しくは亀裂が多い場合、基岩を覆っている砂の移動が激しい場所等では、それらの条件に応じて0.7程度まで低減させることができる。
注2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第4編第5章2.2 重力式係船岸を参照することができる。

図 4.1.1-23 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（港湾基準抜粋）

(8) セルラーブロックの性能照査

- ① 壁体が底版のないセルラーブロックで構成されている重力式係船岸は、他の重力式係船岸と異なり、中詰めにより壁体との一体性を保持する構造となっている。このため、他の重力式係船岸の安定検討に加えて、転倒に対して中詰めをのり出しを十分考慮した検討を行うべきである。
- ② セルラーブロックの安定照査式
セルラーブロックの中詰めをのり出しを考慮した転倒に対する検討は、次式によって行うことができる。

$$aW_d - bP_B + cP_V + M_f \geq \gamma_d(dP_H + eP_w + gP_{dw} + hP_s) \quad (2.2.19)$$

ここに、

- W : 壁体を構成する材料の重量 (kN/m)
- P_B : 壁体に作用する浮力 (kN/m)
- P_V : 壁体に作用する鉛直土圧合力 (kN/m)
- M_f : 中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメント(kN・m/m)
- P_H : 壁体に作用する水平土圧合力 (kN/m)
- P_w : 壁体に作用する残留水圧合力 (kN/m)
- P_{dw} : 堤体に作用する動水圧合力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- P_F : 堤体に作用する慣性力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- a : 壁体重量合力の作用線から堤体前趾までの距離 (m)
- b : 浮力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- c : 鉛直土圧合力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- d : 水平土圧合力の作用線から壁体底面までの距離 (m)
- e : 残留水圧合力の作用線から壁体底面までの距離 (m)
- g : 重力加速度 (m/s^2)
- h : 動水圧合力の作用線から堤体底面までの距離 (m) (地震動作用時の場合のみ)
- γ_d : 構造解析係数

式中の設計用値は、式(2.2.9)及び以下の式(2.2.20)により算出することができる。

$$M_f = \gamma_{M_f} M_{fi} \quad (2.2.20)$$

なお、ケーソンが海側と陸側の両側に長方形断面のフーチングを有する場合、浮力の設計用値 P_{B_d} は、式(2.2.12)に準じてよい。また、式中の壁体の重量の設計用値 W_d は、鉄筋コンクリートの重量 W_{RC} 、無筋コンクリートの重量 W_{NC} を用いて、次式により算定することができる。

$$W_d = \sum \gamma_w W \quad (2.2.21)$$

③ 部分係数の値

セルラーブロックの性能照査に用いる標準的な部分係数の値は、表-2.2.2の転倒に関する部分係数を用いることができる。ただし、中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメント M_f の部分係数 γ_{M_f} については、中詰め砂の重量 W_{SAND} の部分係数 $\gamma_{W_{SAND}}$ と同じ値を用いてよい。

- ④ (耐力の設計用値)/(作用効果の設計用値) < 1 の場合は、作用による転倒モーメントが中詰めを除く全鉛直力及び中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメントより大きいことになり、中詰めを置いてセルラーブロックが抜け出すことになる。このような場合はセルラーブロックの重量を増すか、隔壁を設けるなどの対処が必要である。
- ⑤ 中詰めによる壁面摩擦力 F_1, F_2 によって生じる抵抗モーメントの特性値 M_f は次のようにして求める。

る。図-2.2.14において、A点に対するモーメントは $\ell_1 F_1 + \ell_2 F_2$ となる。ここで、 $F_1 = P_1 f$ 、 $F_2 = P_2 f$ であり、 f の値としては中詰め材料と壁面との摩擦係数をとる。(P_1, P_2 はそれぞれ中詰土圧である。) 壁面に作用する中詰土圧の考え方については、本編第2章1.4セルラーブロックに準じることができる。なお、これと同様にセルラーブロックの隔壁に生じる摩擦抵抗も考慮することが望ましい。

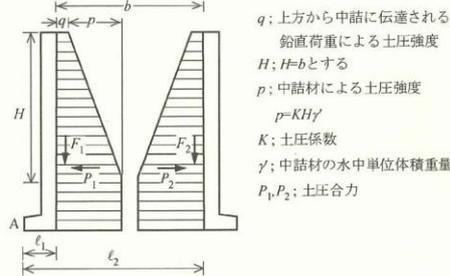


図-2.2.14 壁面摩擦抵抗の求め方

- ⑥ 底版のないセルラーブロックの滑動の性能照査に用いる摩擦係数の特性値は、厳密には鉄筋コンクリート部底版の受ける反力については0.6、中詰石底部の受ける反力については0.8を用いて計算すべきであるが、便宜的に0.7としてもよい。

図 4.1.1-24 ジョイント要素 (水平方向) の物性値設定に用いる静止摩擦係数 (港湾基準抜粋)

表 4.1.1-4(1) ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

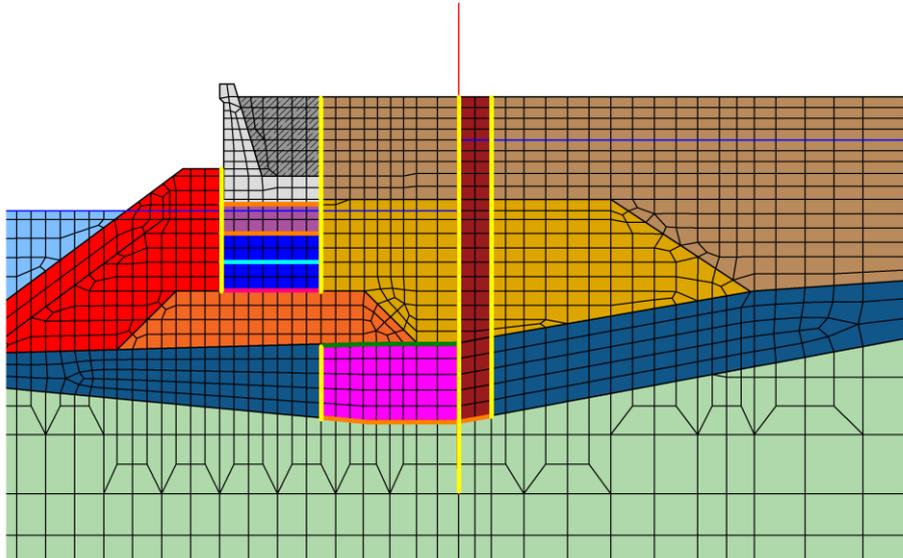
接合条件			粘着力 c (N/mm^2)	内部摩 擦角 ϕ ($^{\circ}$)	備考	
項目	材料 1	材料 2				
鉛直方向	境界 1	鋼管杭	埋戻土	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、 $c=0$ 、 $\phi=15^{\circ}$ と設定
			埋戻土 (粘性土)			
			改良地盤④			
			改良地盤⑤			
			砂礫層			
			岩盤			
		埋戻土	埋戻土 (施設護岸背面)			
			施設護岸			
			セルラーブロック (コンクリート詰)			
		埋戻土 (粘性土)	セルラーブロック (コンクリート詰)			
			セルラーブロック (栗石詰)			
		被覆石	施設護岸			
			埋戻土 (施設護岸背面)			
			セルラーブロック (コンクリート詰)			
			セルラーブロック (栗石詰)			

表 4.1.1-4(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 ($^\circ$)	備考		
項目	材料 1	材料 2					
鉛直方向	境界 1	改良地盤④	砂礫層	0	15	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$ と設定	
		改良地盤⑤	施設護岸				
			セルラーブロック (コンクリート詰)				
			セルラーブロック (栗石詰)				
			埋戻土				
			埋戻土 (施設護岸背面)				
			埋戻土 (粘性土)				
			砂礫層				
		改良地盤⑦	埋戻土 (施設護岸背面)				
			施設護岸				
			セルラーブロック (コンクリート詰)				
			セルラーブロック (栗石詰)				
		取水槽	改良地盤⑦				
	埋戻土						
	埋戻土 (粘性土)						
	境界 2	防波壁目地部		0	0	目地部であるため、保守的に 0 と設定	
		鋼管杭	鋼管杭	0	0	近接する鋼管杭がそれぞれ挙動するように保守的に 0 と設定	

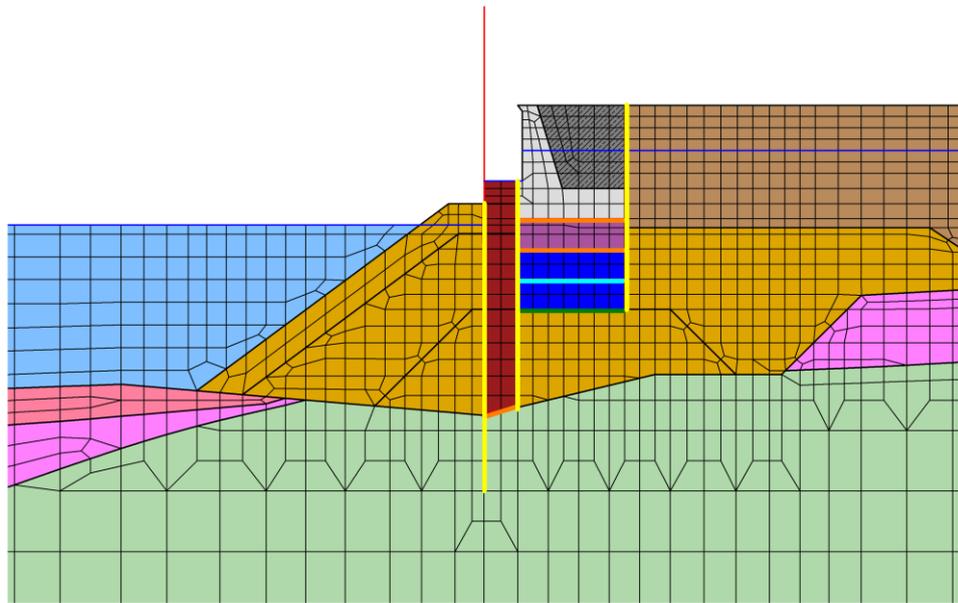
表 4.1.1-4(3) ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

		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			
水平方向	境界 3	セルラーブロッ ク (コンクリー ト詰)	施設護岸	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、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)\doteq 26.57^\circ$
			セルラーブロッ ク (栗石詰)			
		岩盤	改良地盤④ 改良地盤⑤			
	境界 4	セルラーブロッ ク (栗石詰)	セルラーブロッ ク (栗石詰)	0	30.96	セルラーブロック (栗石充填) 同士の境界であるため、セルラーブロック同士は「コンクリートとコンクリート」の摩擦係数 $\mu=0.50$ 、栗石同士は「捨石と捨石」の摩擦係数 $\mu=0.8$ の平均値 ($\mu=0.6$) より、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)\doteq 30.96$ (図 3.2.8-24 参照)
	境界 5	埋戻土 (粘性土)	セルラーブロッ ク (栗石詰)	0	30.00	式(1)の Mohr-Coulomb 式に基づくせん断強度が、保守的に材料 1 及び材料 2 の c と φ から算出される値以下となる「埋戻土(粘性土)」を参照し、 $\phi=30^\circ$
			改良地盤⑦			
	境界 6	基礎捨石	基礎捨石	0	34.99	セルラーブロック (栗石充填) と基礎捨石の境界であるため、「コンクリートと捨石」の摩擦係数 $\mu=0.60$ と「捨石と捨石」の摩擦係数 $\mu=0.8$ の平均値 ($\mu=0.70$) より、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)\doteq 34.99$ (図 3.2.8-24 参照)
埋戻土 (粘性土)						
境界 7	埋戻土	防波壁	0	0	防波壁の変形を保守的に評価するために 0 と設定	



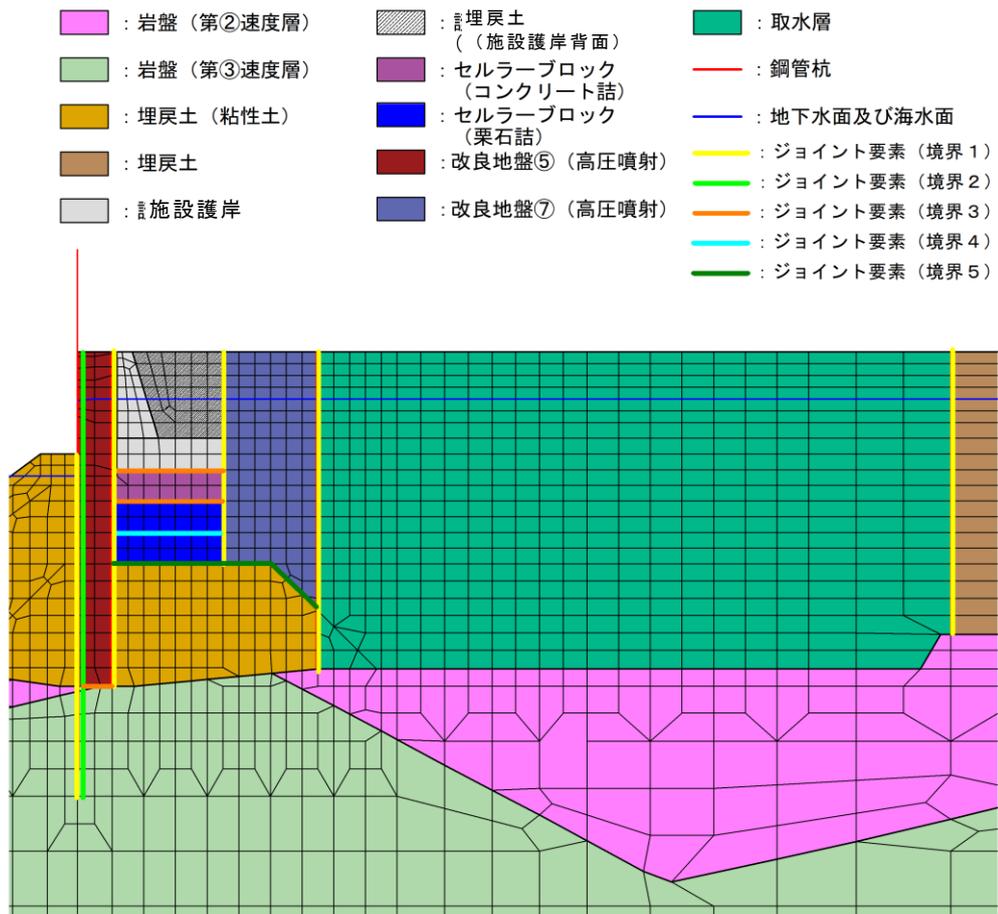
項目		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
鉛直方向	境界 1	0	15.00
水平方向	境界 3	0	26.57
	境界 4	0	30.96
	境界 5	0	30.00
	境界 6	0	34.99

図 4.1.1-25(1) ②-②断面におけるジョイント要素の配置図



項目		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
鉛直方向	境界 1	0	15.00
	境界 3	0	26.57
水平方向	境界 4	0	30.96
	境界 5	0	30.00

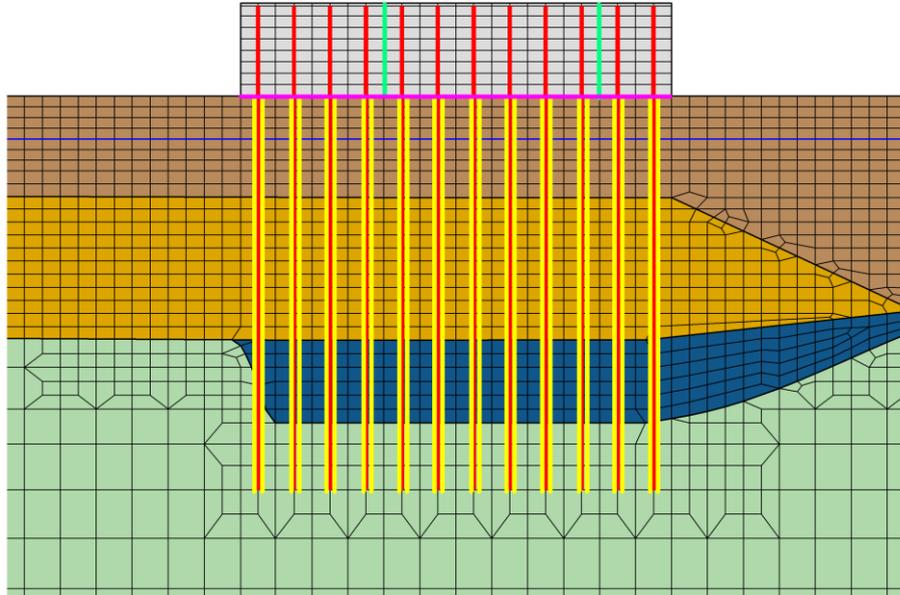
図 4.1.1-25(2) ③-③断面におけるジョイント要素の配置図



項目		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
鉛直方向	境界 1	0	15.00
	境界 2	0	0
水平方向	境界 3	0	26.57
	境界 4	0	30.96
	境界 5	0	30.00

図 4.1.1-25(3) ④-④断面におけるジョイント要素の配置図

- : 岩盤 (第③速度層)
- : 砂礫層
- : 鋼管杭
- : 埋戻土
- : 防波壁
- : 地下水面及び海水面
- : 埋戻土 (粘性土)
- : ジョイント要素 (境界1)
- : ジョイント要素 (境界2)
- : ジョイント要素 (境界7)



項目		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
鉛直方向	境界 1	0	15.00
	境界 2	0	0
水平方向	境界 7	0	0

図 4.1.1-25(4) ⑦-⑦断面におけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、港湾構造物設計事例集を参考に、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 4.1.1-5 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 4.1.1-26 に示す。

表 4.1.1-5 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, 3, 4, 5, 6	1.0×10^6	1.0×10^6
境界 2, 7	0*	1.0×10^6

注記*：せん断剛性を保守的にゼロに設定

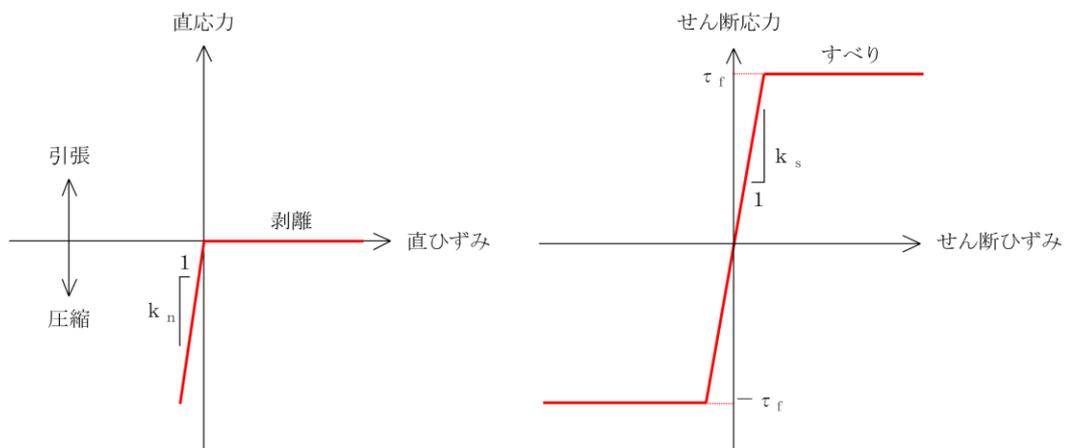


図 4.1.1-26 ジョイント要素の力学特性

f. 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

g. 使用材料および材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。鋼管杭の使用材料を表 4.1.1-6 に、材料の物性値を表 4.1.1-7 に示す。

表 4.1.1-6 使用材料

諸元	
鋼管杭	φ 2200mm (SKK490, SM490Y) t=25mm* φ 2000mm (SKK490) t=25mm φ 1800mm (SKK490) t=25mm φ 1600mm (SKK490) t=25mm
杭頭連結材	(SKK490, SM490) t=25mm*
被覆コンクリート壁	設計基準強度：24N/mm ²
中詰コンクリート及び モルタル（充填材）	設計基準強度：24N/mm ²

注記*：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）に基づき，腐食代 1 mm を考慮する。

表 4.1.1-7 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
鋼管杭	77.0	2.0×10 ⁵	0.3
鉄筋コンクリート	24.0	2.5×10 ⁴ *	0.2
中詰コンクリート及び モルタル（充填材）	22.6	—	—

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002 年制定)

h. 地盤及び改良地盤の物性値

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。地盤及び改良地盤の物性値を表 4.1.1-8～表 4.1.1-12 に示す。

表 4.1.1-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		埋戻土	砂礫層	
物理特性	密度 ρ^{*1} (g/cm ³)	2.11 【2.00】	2.05	
	間隙率 n	0.45	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma}^{*2} (kN/m ²)	154,600	225,400	
	基準平均有効拘束圧 $\rho_{ma}'^{*2}$ (kN/m ²)	98.0	98.0	
	ポアソン比 ν	0.33	0.33	
	減衰定数の上限値 hmax	0.095	0.095	
特強特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0.00	0.00	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	40.17	38.74	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005	0.005
		w1	4.080	4.020
		P1	0.500	0.500
		P2	0.990	1.100
		C1	2.006	1.916

注記*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

*2：動せん断弾性係数，基準平均有効拘束圧及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 4.1.1-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化層）

		埋戻土（粘性土）	基礎捨石及び被覆石（捨石含む）*3
物理特性	密度 ρ *1 (g/cm ³)	2.07 【2.03】	2.04 【1.84】
	間隙率 n	0.55	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} *2 (kN/m ²)	186,300 【182,700】	180,000
	基準平均有効拘束圧 ρ_{ma}' (kN/m ²)	151.7	98.0
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 hmax	0.095	0.24
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0.00	20
	内部摩擦角 ϕ' (°)	30.00	35.00

注記*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

*2：動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

*3：③-③断面及び④-④断面の基礎捨石及び被覆石（捨石含む）においては、埋戻土（粘性土）の解析用物性値を代用する。

表 4.1.1-10 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

対象施設		防波壁	
		多重鋼管杭式擁壁	
種別（工法，地盤種別）		改良地盤④ （薬液注入）	改良地盤⑤ （高圧噴射）
物理特性	密度 ρ^{*1} (g/cm ³)	2.05	2.11 【2.00】
	間隙率 n	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma}^{*2} (kN/m ²)	886,300	368,100
	基準平均有効拘束圧 ρ_{ma}' (kN/m ²)	98.0	98.0
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	230	1250
	内部摩擦角 ϕ' (°)	38.74	0.00

注記*1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を表す。

*2：動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

表 4.1.1-11 改良地盤④及び地盤改良⑤の物性値

地盤	残留強度*		引張強度* σ_t (N/mm ²)
	c' (N/mm ²)	ϕ' (°)	
改良地盤④	0.0	43.03	0.109
改良地盤⑤	0.0	35.60	1.16

注記*：残留強度及び引張強度は「2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」のうち「(参考資料2) 改良地盤④及び改良地盤⑤の物性値の設定方法について」に従い設定する。

表 4.1.1-12 地盤の解析用物性値
(有効応力解析 (1, 2号機エリア))

		岩盤①速度層	岩盤②速度層	岩盤③速度層
P波速度	V_p (m/s)	800	2100	3600
S波速度	V_s (m/s)	250	900	1600
単位体積重量	γ (kN/m ³)	20.6	23.0	24.5
動ポアソン比	ν_d	0.446	0.388	0.377
減衰定数	h	0.030	0.030	0.030
弾性係数	E (kN/m ²)	380,500	5,286,000	17,650,000

i. 地下水位

地下水位については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地下水位を表 4.1.1-13 に示す。

表 4.1.1-13 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	防波壁より陸側：EL 5.5m 防波壁より海側：EL 0.58m

(3) 評価方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価は，地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「3.2.10 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

a. 鋼管杭

(a) 曲げ照査

杭体の発生曲げモーメントが降伏モーメント以下であることを確認する。

(b) せん断力照査

杭体の発生せん断力が許容せん断力以下であることを確認する。

b. 改良地盤

改良地盤の評価は，改良地盤を通るすべり線上のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。すべり安全率の算定フローを図 4.1.1-27 に示す。すべり安全率は，想定したすべり線上の応力状態を基に，すべり線上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を求め，最小すべり安全率を算定する。

改良地盤の想定すべり線を図 4.1.1-28～図 4.1.1-31 に示す。

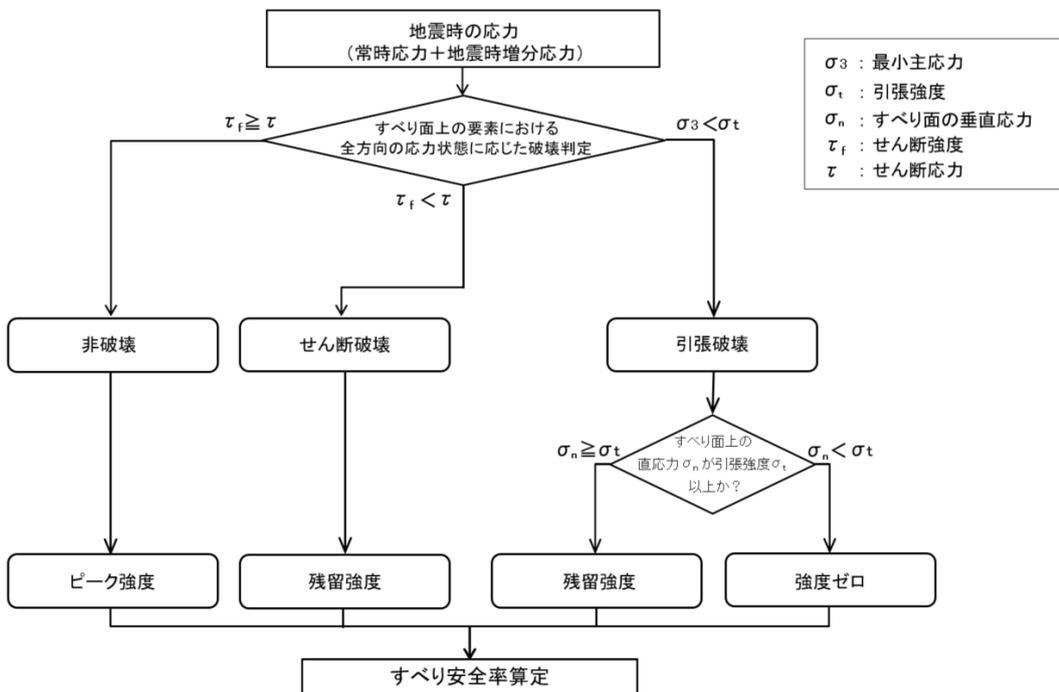


図 4.1.1-27 すべり安全率算定のフロー

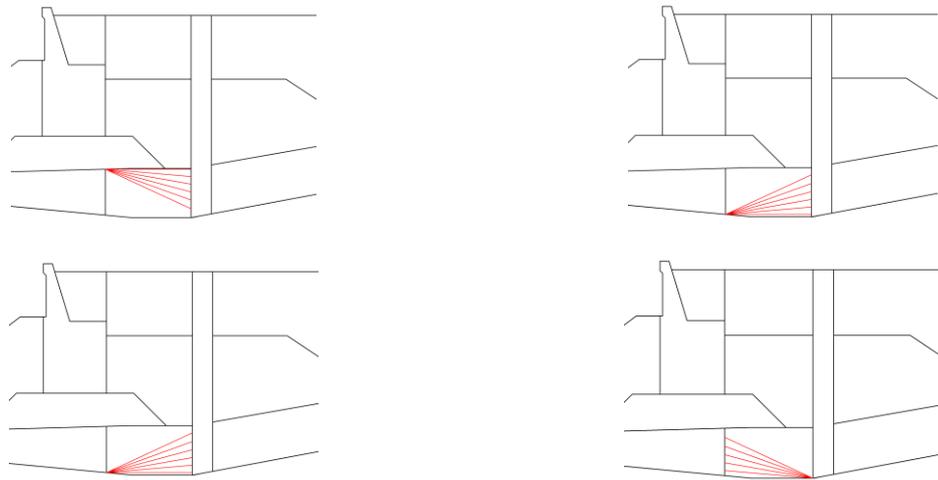


図 4.1.1-28 改良地盤④の想定すべり線 (②-②断面)

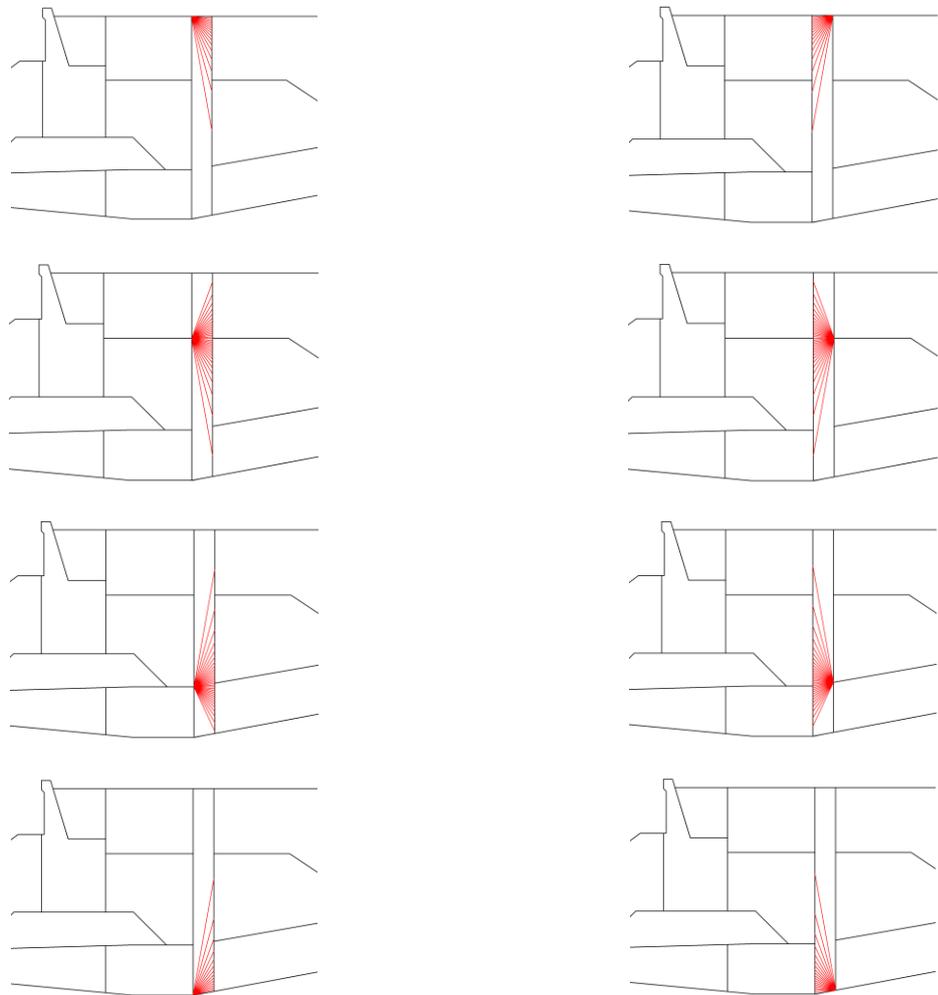


図 4.1.1-29 改良地盤⑤の想定すべり線 (②-②断面)

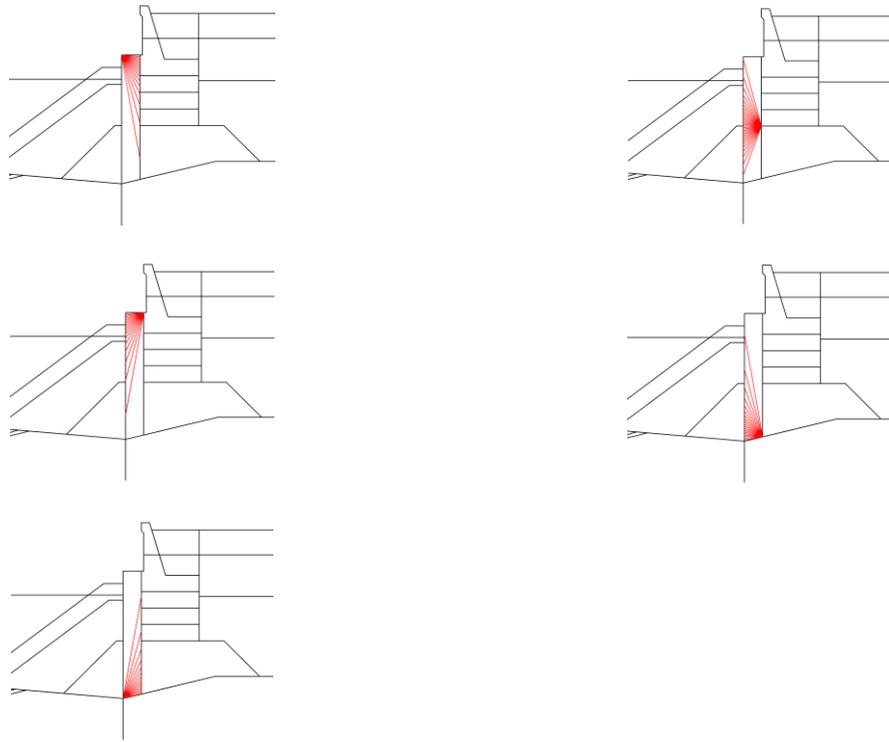


図 4.1.1-30 改良地盤⑤の想定すべり線 (③-③断面)

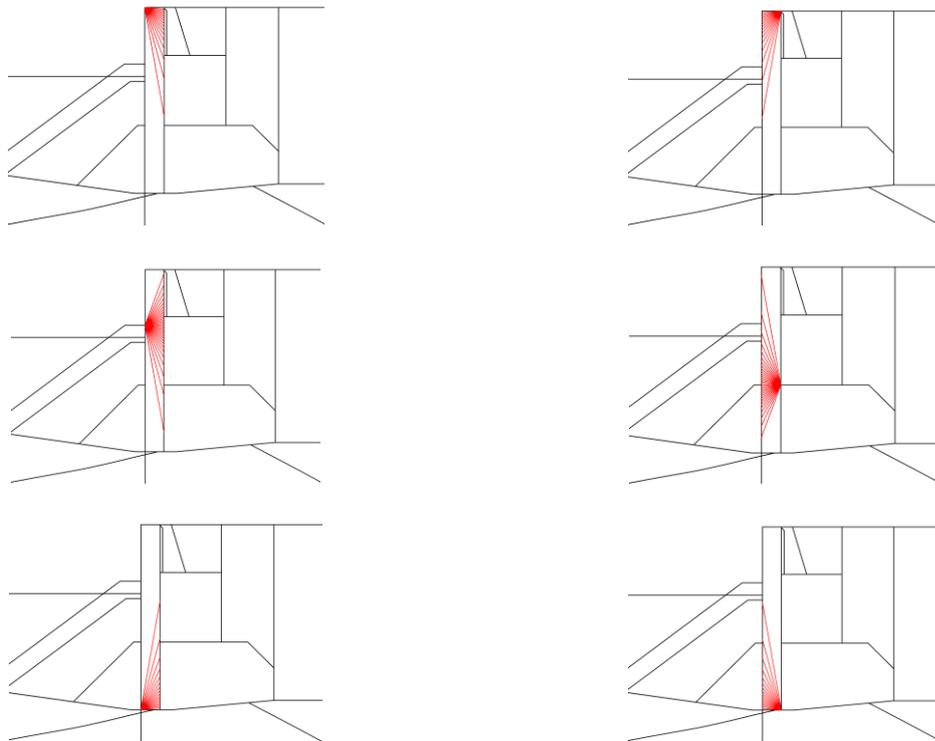


図 4.1.1-31 改良地盤⑤の想定すべり線 (④-④断面)

c. 止水目地

止水目地の津波時の評価について、法線直交方向及び法線方向ともに、津波時による変位が許容限界以下であることを確認する。

x 方向（法線直交方向）及び z 方向（深度方向）の変位は、図 4.1.1-32 に示すとおり、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における津波時の変位量とし、保守的に各ブロックの位相が逆になったことを考慮し、変位量を 2 倍したものを算定する。

y 方向（法線方向）の変位は、主たる荷重が法線直交方向に作用する遡上津波荷重及び衝突荷重であることから、法線方向の変位は考慮しない。

止水目地の変形量の算定方法を表 4.1.1-14 に示す。

x 方向（法線直交方向）の変位 $\delta_x : \delta_x = |\delta_x| \times 2$

z 方向（深度方向）の変位 $\delta_z : \delta_z = |\delta_z| \times 2$

ここで、

δ_x : x 方向の相対変位

δ_z : z 方向の相対変位

法線直交方向及び深度方向の変位量を用い、下式のとおり合成方向（2 方向合成）の変位量を求め、津波時の止水目地の変位とする。

変位量 $\delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_z^2}$

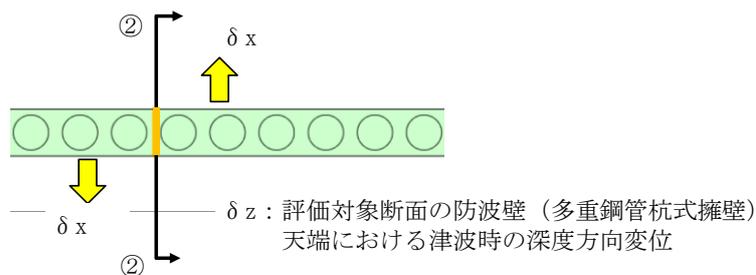


図 4.1.1-32 地震時の変位の概念図

表 4.1.1-14 津波時に対する止水目地の変形量の算定方法

	δ_x, δ_z	δ_y
②-②断面	②-②断面の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端と鋼管杭下端との相対変位（ δ_x 及び δ_z ）の 2 倍	— (法線方向の相対変位は生じないため考慮しない。)
③-③断面	③-③断面の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端と鋼管杭下端との相対変位（ δ_x 及び δ_z ）の 2 倍	
④-④断面	④-④断面の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端と鋼管杭下端との相対変位（ δ_x 及び δ_z ）の 2 倍	

d. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、「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）」に基づき，杭先端部の軸力を用いて次式により算定される軸応力度が基礎地盤の極限支持力度以下であることを確認する。

$$R_d = \frac{N_{max}}{A}$$

ここで，

R_d : 鋼管杭先端の軸力より算定される軸応力度 (N/mm²)

N_{max} : 鋼管杭に発生する軸力 (N)

A : 鋼管杭下端の断面積 (mm²)

4.1.2 重畳時

(1) 解析方法

重畳時に発生する応答値は、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて2次元動的有限要素法により算定する。

2次元動的有限要素法に用いる解析コードは、「FLIP」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

a. 地震応答解析手法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地震応答解析は、地盤と構造物の動的相互作用を考慮できる連成系の地震応答解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。

地震応答解析手法の選定フローを図4.1.2-1に示す。

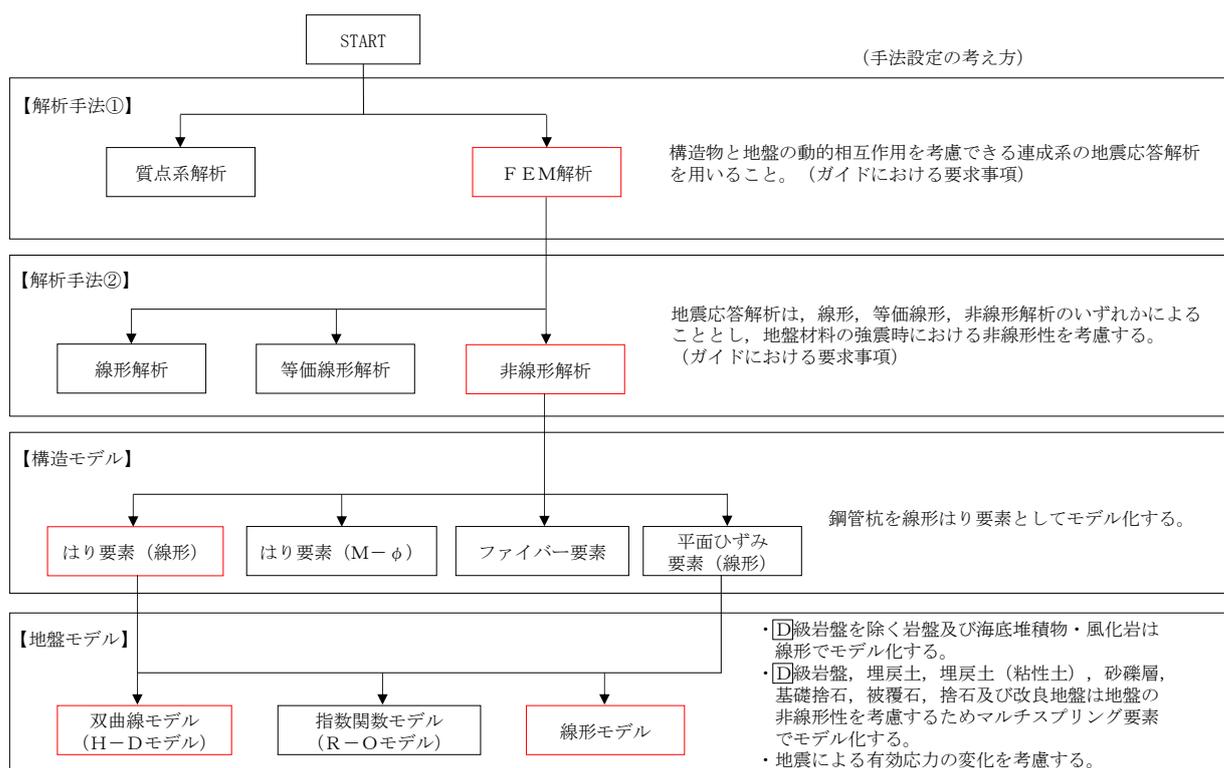


図 4.1.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

b. 施設

施設のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

c. 材料物性及び地盤物性のばらつき

材料物性及び地盤物性のばらつきについては、「4.1.1 津波時」と同様とする。

d. 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし，2次元有限要素法（有効応力解析）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0$ ， $\beta=0.002$ ）を考慮する。なお，係数 β の設定については，「FLIP 研究会 14年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

e. 解析ケースの選定

重畳時においては，弾性設計用地震動 S d - D に対して，ケース①（基本ケース）を実施する。重畳時評価における解析ケースを表 4.1.2-1 に示す。

表 4.1.2-1 重畳時評価における解析ケース

解析ケース			ケース①
			基本ケース
地盤物性			平均値
地震動 (位相)	S d - D	++*	○

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

(2) 入力地震動

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

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 $S_d - D$ を一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 4.1.2-2 に入力地震動算定の概念図を、図 4.1.2-3～図 4.1.2-6 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」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。

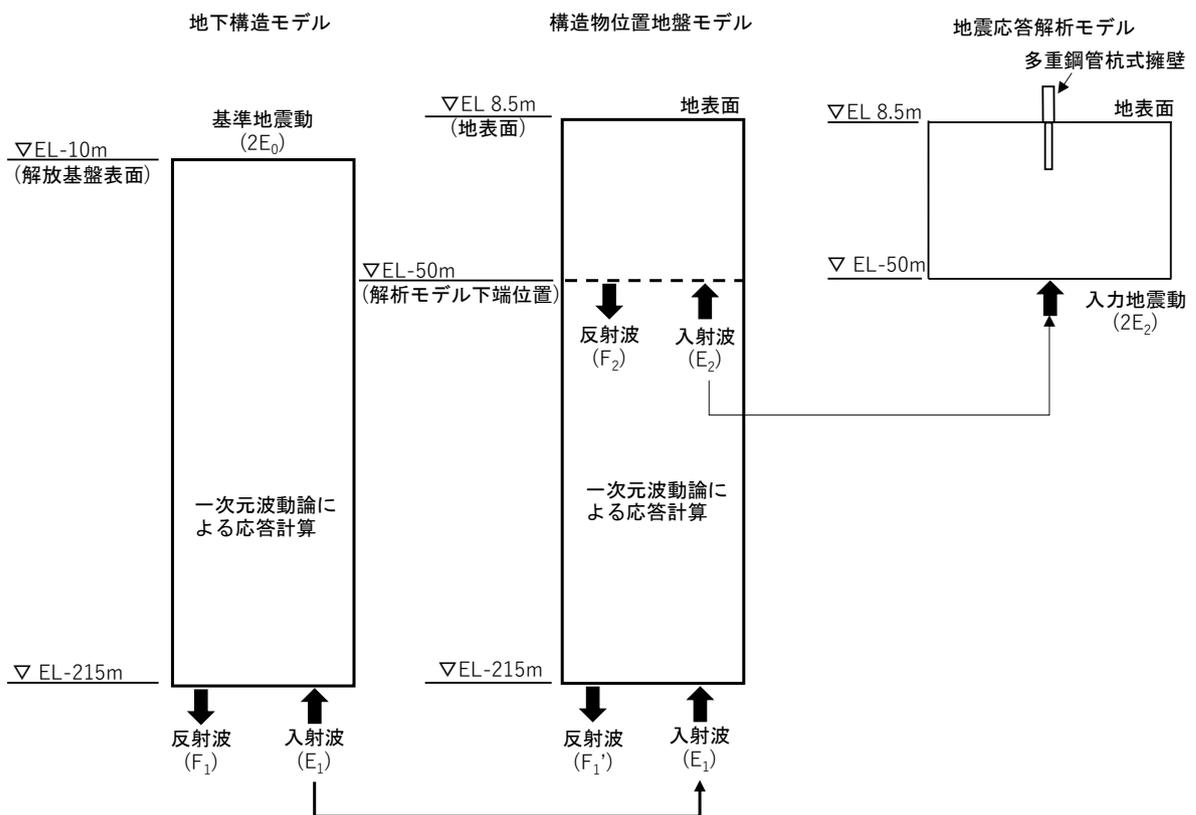
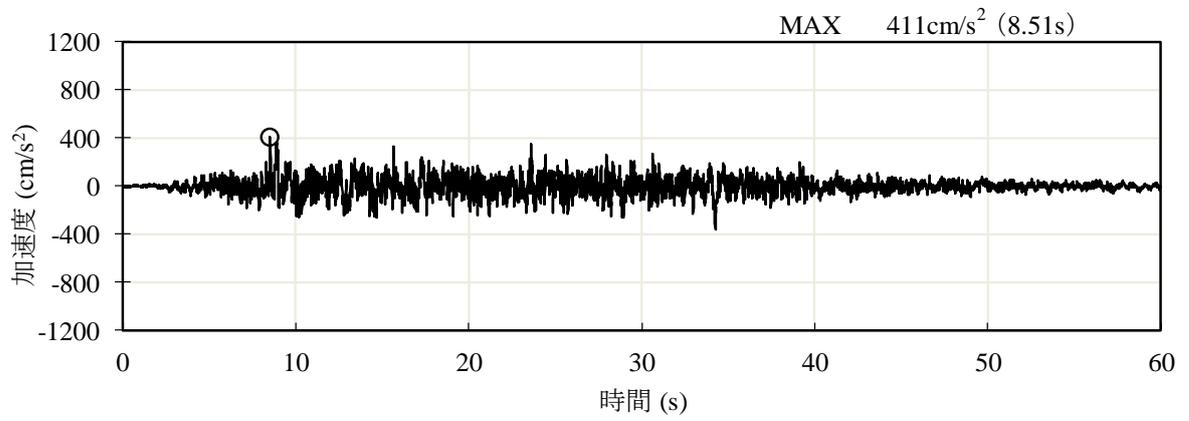
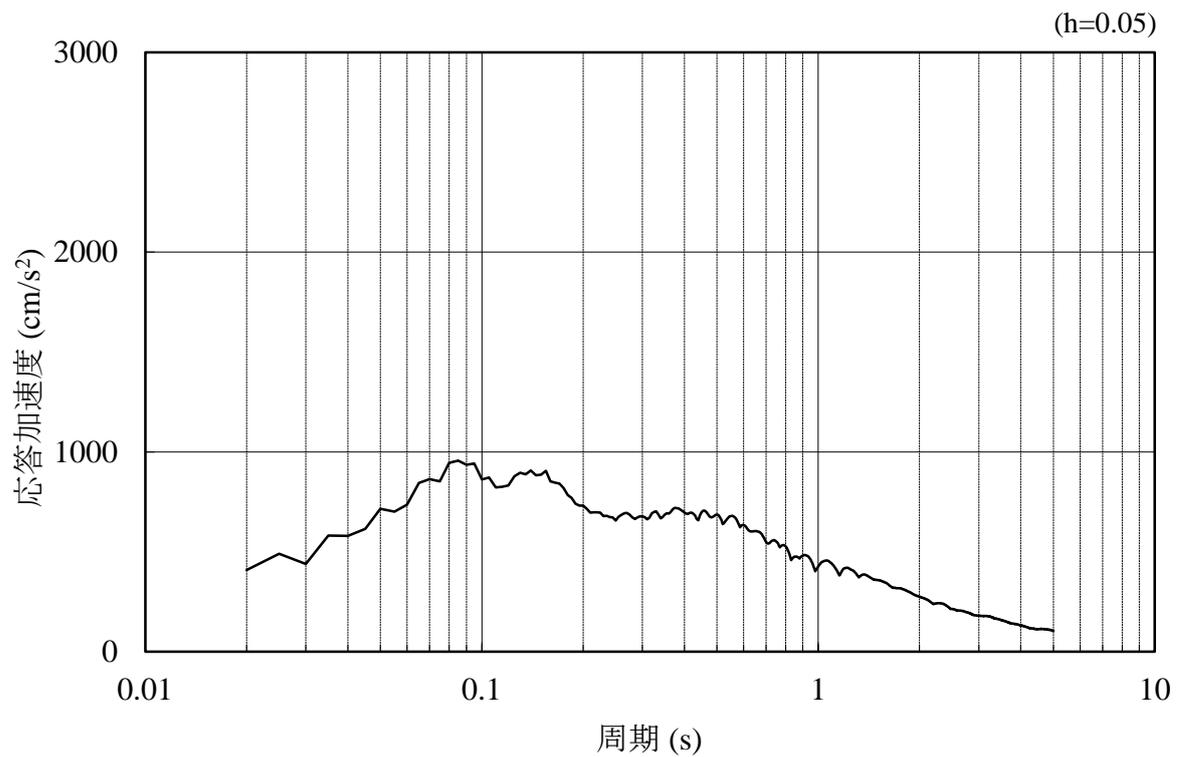


図 4.1.2-2 入力地震動算定の概念図

a. ③-③断面

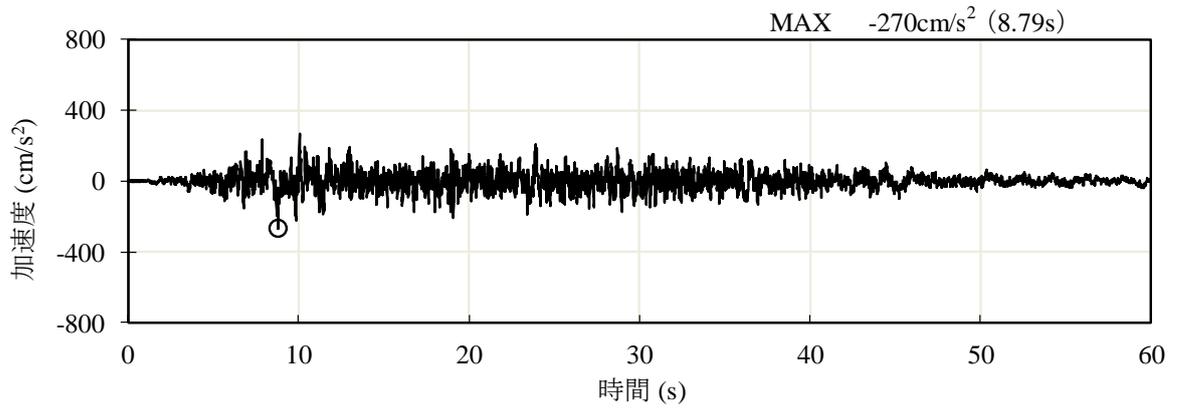


(a) 加速度時刻歴波形

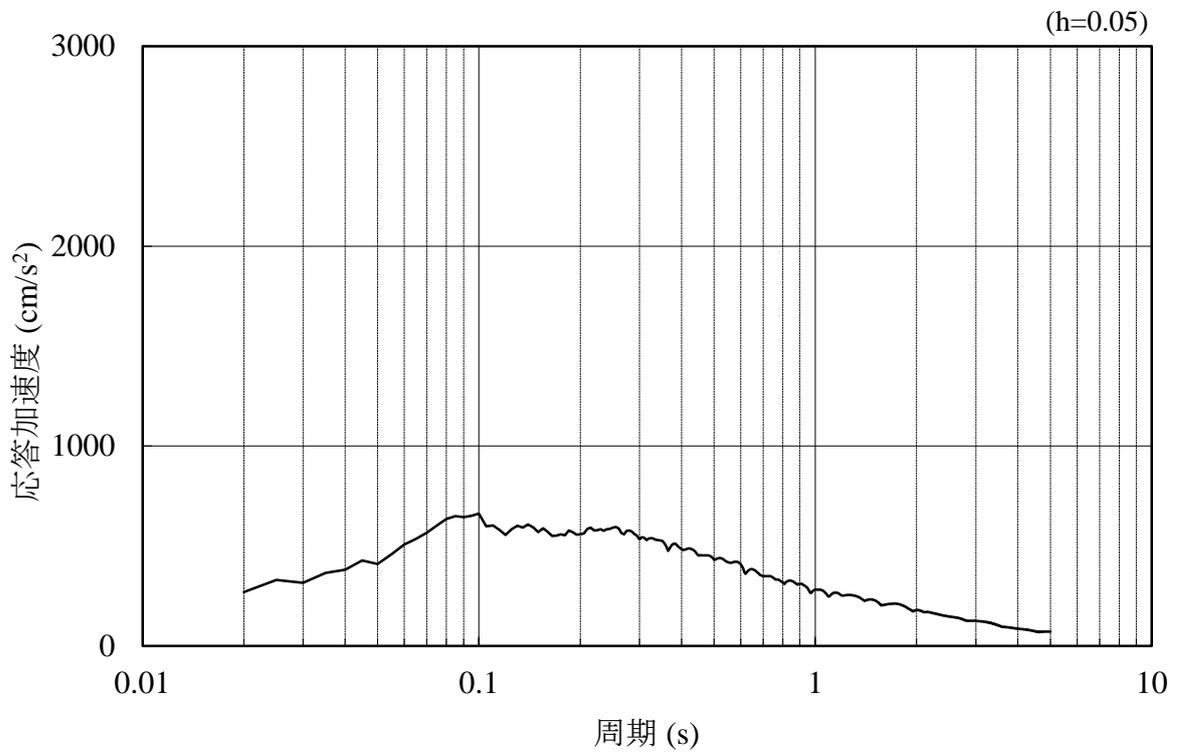


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-3 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 d - D)



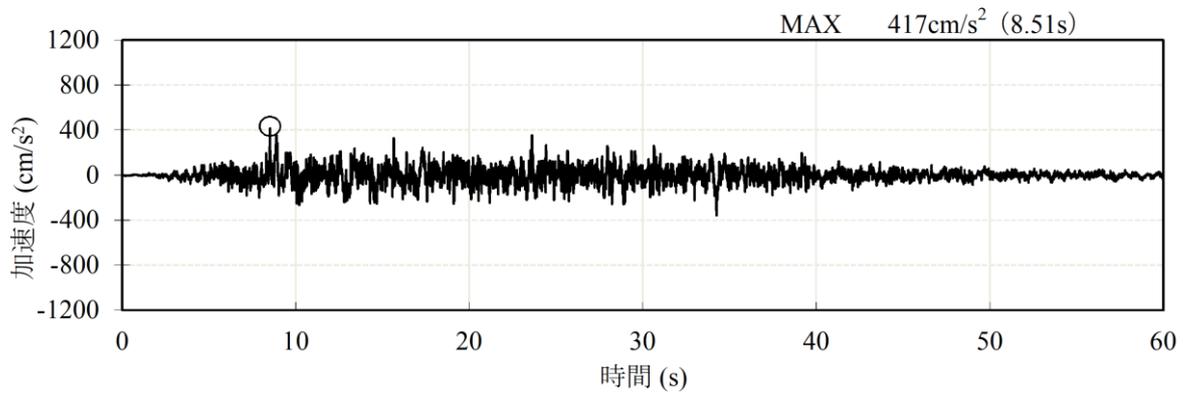
(a) 加速度時刻歴波形



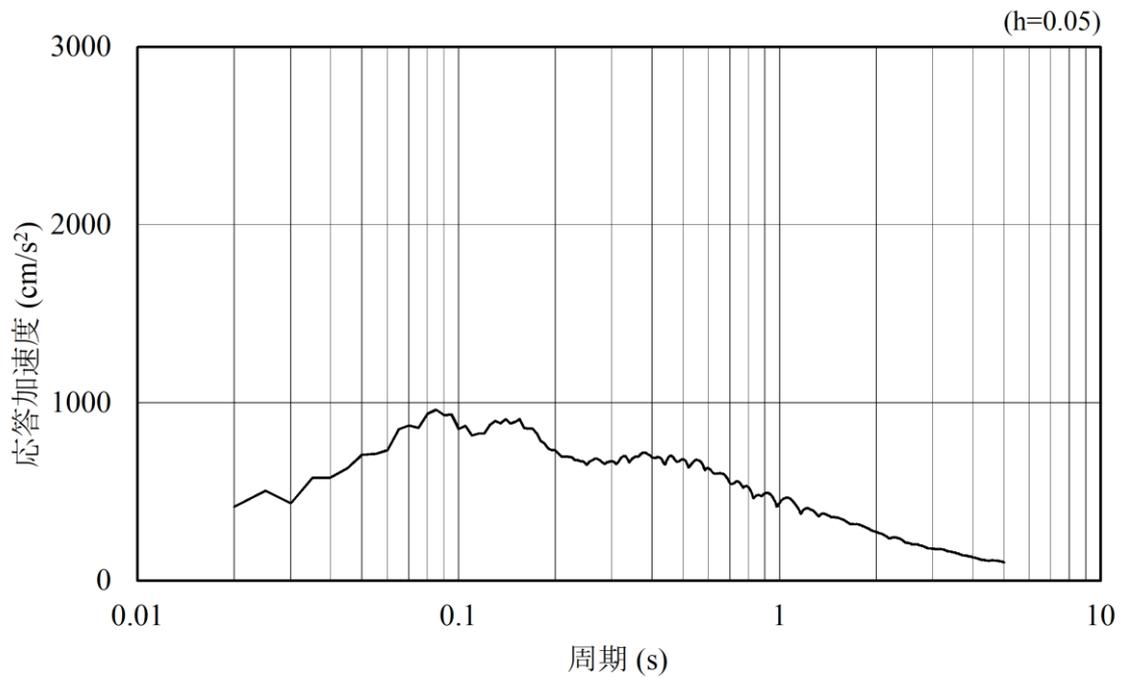
(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-4 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
(鉛直成分：S d - D)

a. ④-④断面

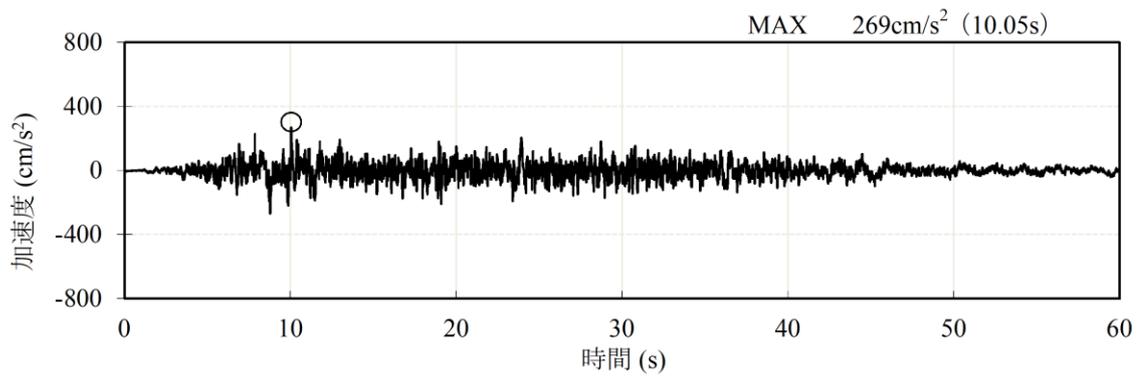


(a) 加速度時刻歴波形

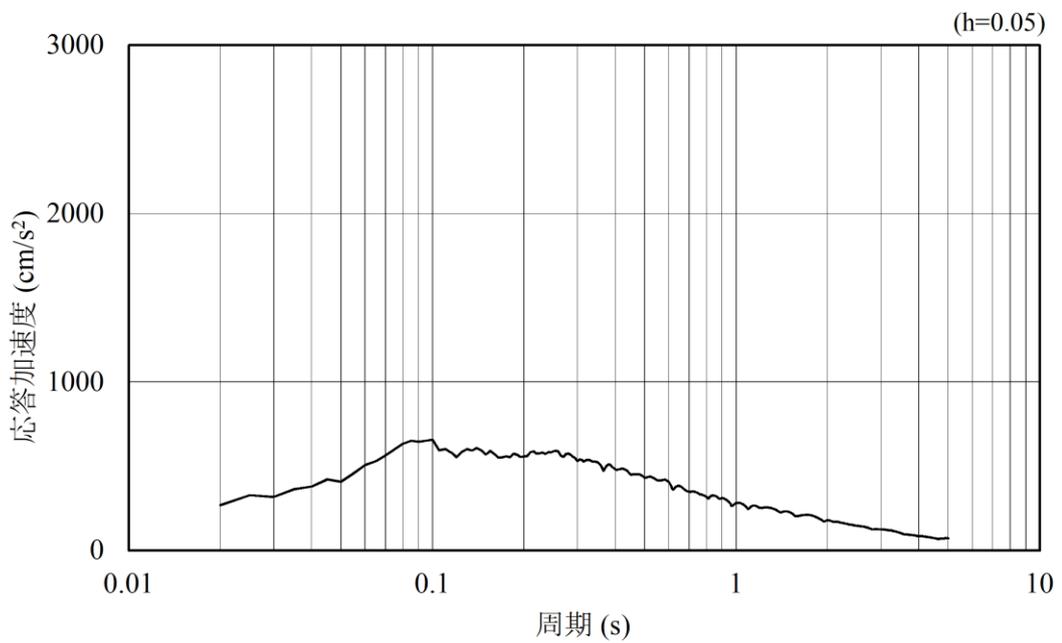


(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-5 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 d - D)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4.1.2-6 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 d - D)

(3) 解析モデル及び諸元

解析モデルについては、「4.1.1 津波時」と同様とする。

a. 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「J E A G 4 6 0 1-1987」を参考に、図 4.1.2-7 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物基礎幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1 m 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、EL -50m までモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 4.1.2-8 に示す。

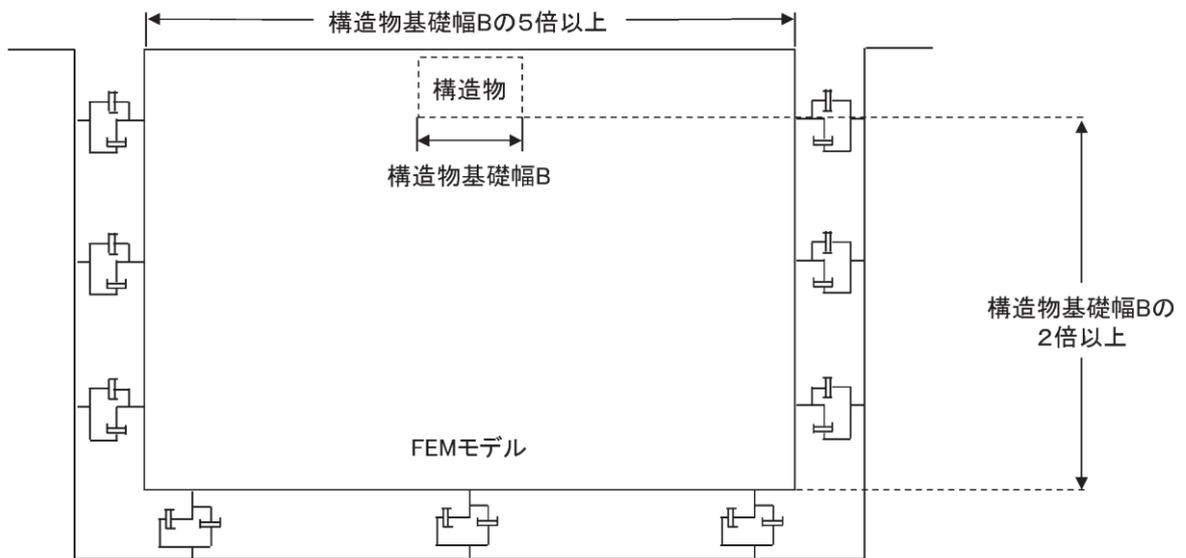


図 4.1.2-7 モデル化範囲の考え方

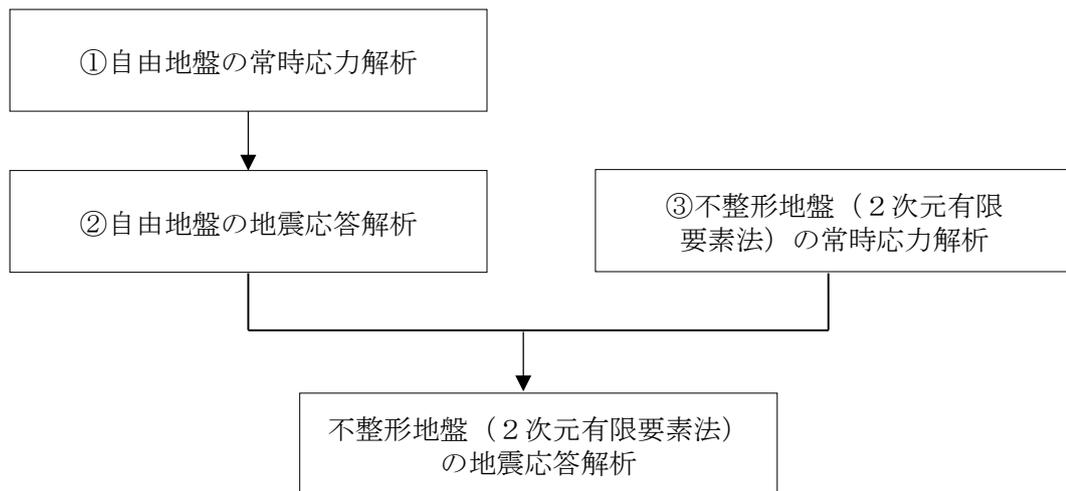


図 4.1.2-8 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

b. 境界条件

(a) 常時応力解析時

常時応力解析における境界条件については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

(b) 津波時

津波時の2次元有限要素法における境界条件については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

(b) 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から反無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。境界条件の概念図を図 4.1.2-9 に示す。

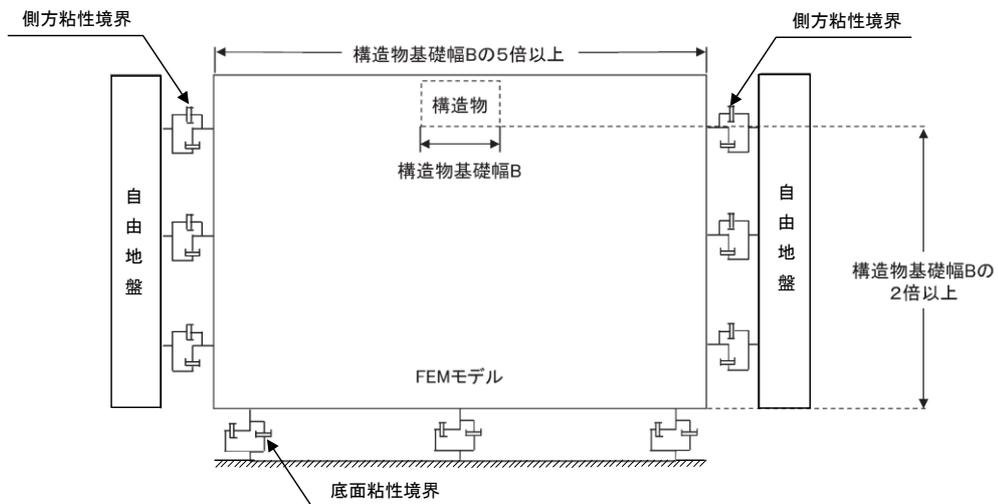


図 4.1.2-9 地震応答解析における境界条件の概念図

- c. 構造物のモデル化
構造物のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- d. 地盤のモデル化
地盤のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- e. ジョイント要素の設定
ジョイント要素の設定については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- f. 海水のモデル化
海水のモデル化については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- g. 使用材料および材料の物性値
使用材料および材料の物性値については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- h. 地盤及び改良地盤の物性値
地盤及び改良地盤の物性値については、「4.1.1 津波時」と同様とする。
- i. 地下水位
地下水位については、「4.1.1 津波時」と同様とする。

(4) 評価方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の強度評価は，地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「3.2.10 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

a. 鋼管杭

(a) 曲げ照査

鋼管杭の曲げ照査については，「4.1.1 津波時」と同様とする。

(b) せん断力照査

鋼管杭のせん断照査については，「4.1.1 津波時」と同様とする。

b. 改良地盤

改良地盤の照査については，「4.1.1 津波時」と同様とする。

c. 止水目地

止水目地の重畳時の評価について、法線直交方向及び法線方向ともに、重畳時による最大変位が許容限界以下であることを確認する。

x 方向（法線直交方向）及び z 方向（深度方向）の変位は、図 4.1.2-10 に示すとおり、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における重畳時の変位量とし、保守的に各ブロックの位相が逆になったことを考慮し、時刻歴最大の変位量を 2 倍したものを算定する。

y 方向（法線方向）の変位は、余震荷重のみによって生じるが、余震荷重は地震荷重に包絡されることから、保守的に地震時において変位が最大となる②-②断面に直交する縦断方向の断面である⑦-⑦断面の相対変位を考慮する。隣接する防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の天端間の相対変位とする。

止水目地の変形量の算定方法を表 4.1.2-2 に示す。

x 方向（法線直交方向）の変位 δ_x : $\delta_x = |\delta_x(T)| \times 2$

y 方向（法線方向）の変位 δ_y : $\delta_y = |\delta_y(T)|$

z 方向（深度方向）の変位 δ_z : $\delta_z = |\delta_z(T)| \times 2$

ここで、

$\delta_x(T)$: x 方向の最大相対変位

$\delta_y(T)$: y 方向の最大相対変位

$\delta_z(T)$: z 方向の最大相対変位

法線直交方向、法線方向及び深度方向の変位量を用い、下式のとおり合成方向（3 方向合成）の変位量を求め、重畳時の止水目地の最大変位とする。

$$\text{最大変位 } \delta : \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$

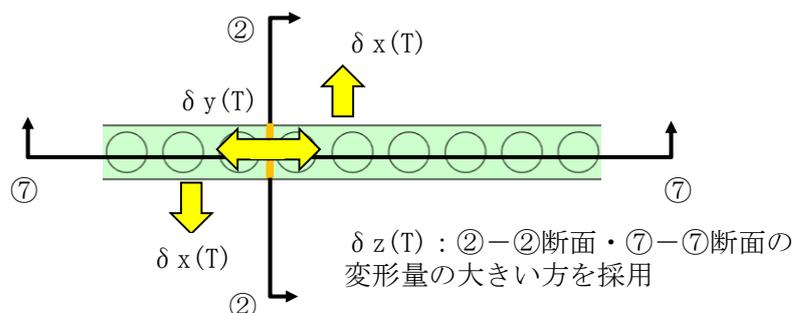


図 4.1.2-10 地震時の変位の概念図

表 4.1.2-2 重畳時に対する止水目地の変形量の算定方法

対象断面	$\delta x, \delta z$	δy
③-③断面	③-③断面の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端と鋼管杭下端との最大相対変位（ δx 及び δz ）の2倍	⑦-⑦断面の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端の最大相対変位
④-④断面	④-④断面の防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端と鋼管杭下端との最大相対変位（ δx 及び δz ）の2倍	（法線方向の変位が最大となる基準地震動 S_s における最大変位量を考慮）

4.2 評価条件

4.2.1 津波時

「3. 強度評価」に用いる津波時の評価条件を表 4.2.1-1 に示す。

表 4.2.1-1(1) 強度度評価に用いる条件 (②-②断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	1299	kN
	固定荷重 (被覆コンクリート壁)	631	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P_s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
P_k	風荷重	2.117	kN/m ²
P_t	遡上津波荷重 (EL 8.5m)	62.115	kN/m ²
P_c	衝突荷重	420	kN/m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	g/cm ³
Z_e	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=1.6m$)	4.80×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=1.8m$)	6.10×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=2.0m$)	7.56×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=2.2m$)	8.81×10^7	mm ³
A	鋼管杭の断面積 ($\Phi=1.6m$)	1.24×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=1.8m$)	1.39×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=2.0m$)	1.55×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=2.2m$)	1.64×10^5	mm ²

表 4.2.1-1(2) 強度度評価に用いる条件 (③-③断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	1116	kN
	固定荷重 (被覆コンクリート壁)	1160	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P_s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
P_k	風荷重	2.117	kN/m ²
P_t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	133.542	kN/m ²
P_c	衝突荷重	360	kN/m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	g/cm ³
Z_e	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=1.6m$)	4.80×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=1.8m$)	6.10×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=2.0m$)	7.56×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=2.2m$)	8.81×10^7	mm ³
A	鋼管杭の断面積 ($\Phi=1.6m$)	1.24×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=1.8m$)	1.39×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=2.0m$)	1.55×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=2.2m$)	1.64×10^5	mm ²

表 4.2.1-1(3) 強度評価に用いる条件 (㊤-㊤断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	6639	kN
	固定荷重 (被覆コンクリート壁)	14925	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P_s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
P_k	風荷重	2.117	kN/m ²
P_t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	133.542	kN/m ²
P_c	衝突荷重	298	kN/m
γ_w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	g/cm ³
Z_e	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=1.6m$)	4.80×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=1.8m$)	6.10×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=2.0m$)	7.56×10^7	mm ³
	鋼管杭の断面係数 ($\Phi=2.2m$)	8.81×10^7	mm ³
A	鋼管杭の断面積 ($\Phi=1.6m$)	1.24×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=1.8m$)	1.39×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=2.0m$)	1.55×10^5	mm ²
	鋼管杭の断面積 ($\Phi=2.2m$)	1.64×10^5	mm ²

4.2.2 重畳時

「3. 強度評価」に用いる重畳時の評価条件を表 4.2.2-1 に示す。

表 4.2.2-1(1) 強度評価に用いる条件 (③-③断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	1116	kN
	固定荷重 (被覆コンクリート壁)	1160	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P _s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
P _k	風荷重	2.117	kN/m ²
P _t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	47.995	kN/m ²
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	g/cm ³
Z _e	鋼管杭の断面係数 (Φ=1.6m)	4.80×10 ⁷	mm ³
	鋼管杭の断面係数 (Φ=1.8m)	6.10×10 ⁷	mm ³
	鋼管杭の断面係数 (Φ=2.0m)	7.56×10 ⁷	mm ³
	鋼管杭の断面係数 (Φ=2.2m)	8.81×10 ⁷	mm ³
A	鋼管杭の断面積 (Φ=1.6m)	1.24×10 ⁵	mm ²
	鋼管杭の断面積 (Φ=1.8m)	1.39×10 ⁵	mm ²
	鋼管杭の断面積 (Φ=2.0m)	1.55×10 ⁵	mm ²
	鋼管杭の断面積 (Φ=2.2m)	1.64×10 ⁵	mm ²

表 4.2.2-1(2) 強度評価に用いる条件 (④-④断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (鋼管杭)	6639	kN
	固定荷重 (被覆コンクリート壁)	14925	kN
P	積載荷重 (機器荷重, 漂流物対策工荷重)	250	kN/m
P _s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
P _k	風荷重	2.117	kN/m ²
P _t	遡上津波荷重 (EL 0.58m)	47.995	kN/m ²
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	g/cm ³
Z _e	鋼管杭の断面係数 (Φ=1.6m)	4.80×10 ⁷	mm ³
	鋼管杭の断面係数 (Φ=1.8m)	6.10×10 ⁷	mm ³
	鋼管杭の断面係数 (Φ=2.0m)	7.56×10 ⁷	mm ³
	鋼管杭の断面係数 (Φ=2.2m)	8.81×10 ⁷	mm ³
A	鋼管杭の断面積 (Φ=1.6m)	1.24×10 ⁵	mm ²
	鋼管杭の断面積 (Φ=1.8m)	1.39×10 ⁵	mm ²
	鋼管杭の断面積 (Φ=2.0m)	1.55×10 ⁵	mm ²
	鋼管杭の断面積 (Φ=2.2m)	1.64×10 ⁵	mm ²

4.3 評価結果

4.3.1 津波時

(1) 鋼管杭

a. 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊及びせん断破壊に対する照査

鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.3.1-1 に、鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果を表 4.3.1-2 に示す。また、断面力図を図 4.3.1-1 に示す。この結果から鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-1 鋼管杭の曲げ破壊に対する照査における最大照査値

(②-②断面)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
5402	1212	14637	0.37

(③-③断面)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
6502	1033	14706	0.45

(④-④断面, 海側杭)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
2526	587	34083	0.08

(④-④断面, 陸側杭)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
3589	1038	88953	0.05

表 4.3.1-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(②-②断面)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
1478	19421	0.08

(③-③断面)

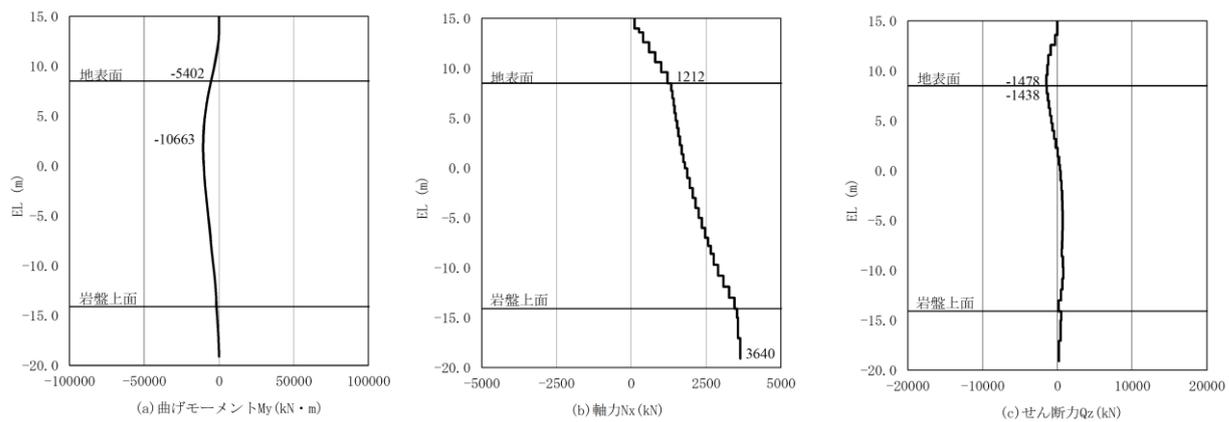
発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
1763	19421	0.10

(④-④断面, 海側杭)

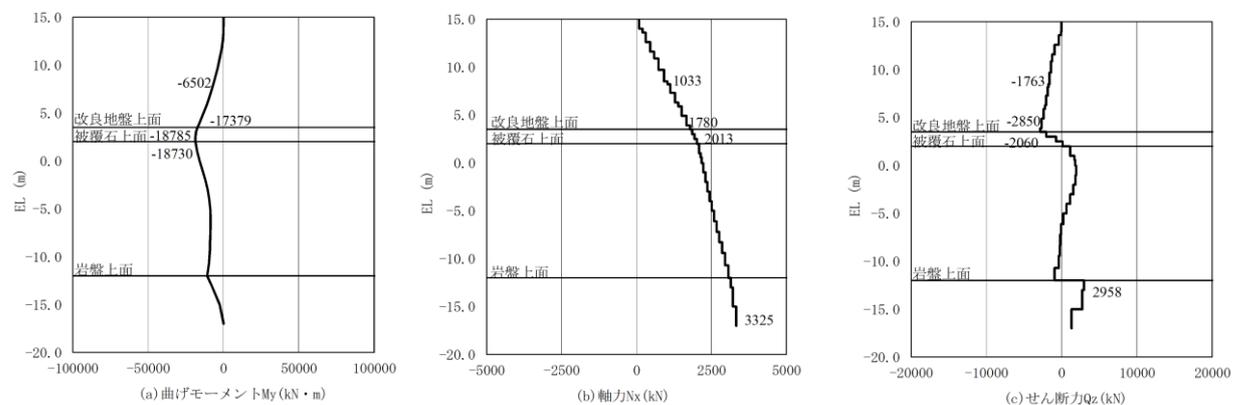
発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
902	41308	0.03

(④-④断面, 陸側杭)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
2343	95166	0.03

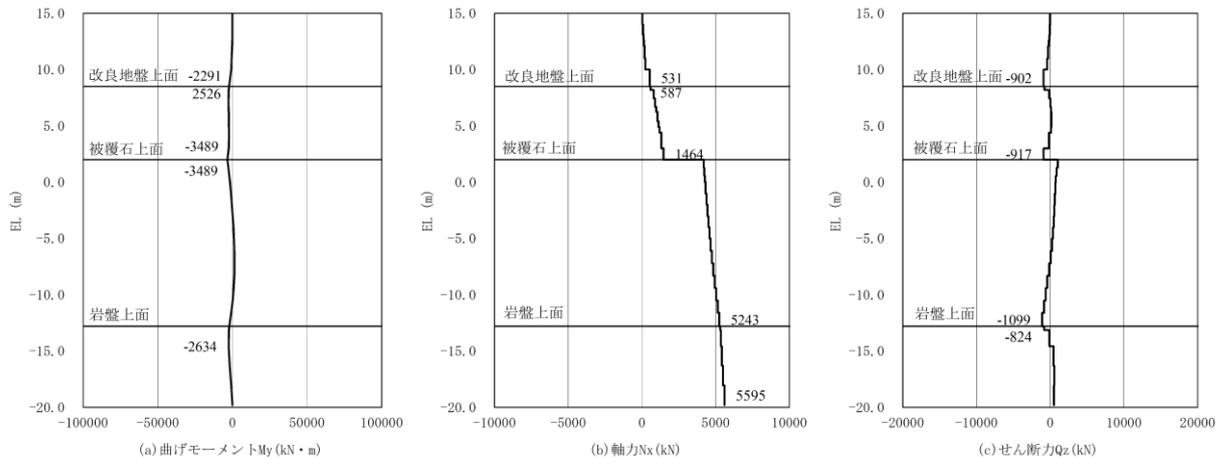


(②-②断面)

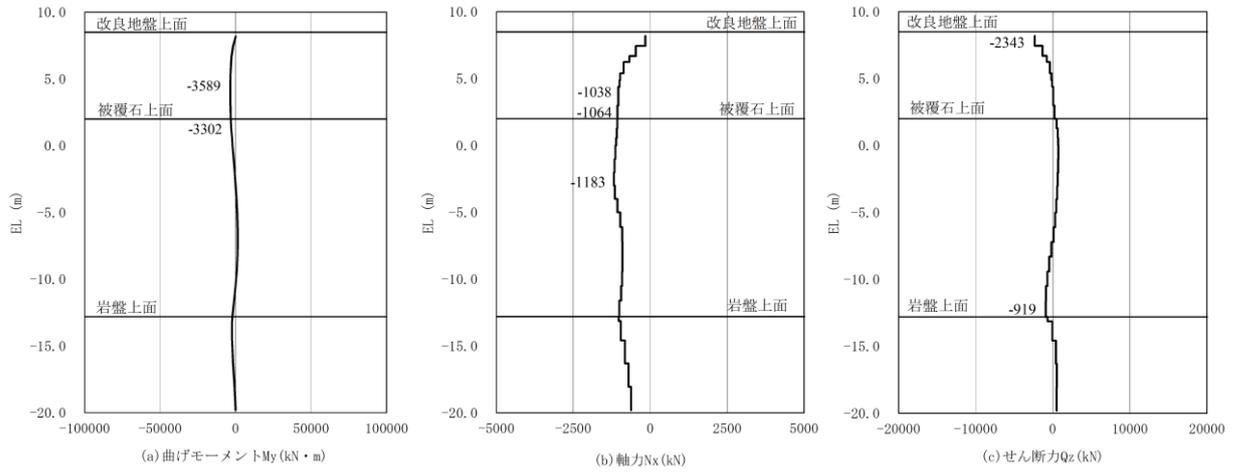


(③-③断面)

図 4.3.1-1(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力



(④-④断面, 海側杭)



(④-④断面, 陸側杭)

図 4.3.1-1(2) 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊及びせん断破壊に対する照査における断面力

b. 改良地盤

改良地盤④及び改良地盤⑤におけるすべり安全率による評価結果を表 4.3.1-3 に示す。これらの結果から、改良地盤④及び改良地盤⑤のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認した。

表 4.3.1-3 改良地盤のすべり安全率評価結果

評価項目	②-②断面	③-③断面	④-④断面
改良地盤④	4.82	—	—
改良地盤⑤	20.58	2.16	3.22

c. 止水目地

止水目地の相対変位量に対する照査結果を表 4.3.1-4 に示す。

止水目地の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.1-4 止水目地設置箇所の津波時変位量

(②-②断面)

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 横断方向	111.634	—
δ_z : 鉛直方向	0.24	—
合成方向 (2方向合成)	111.635	1580

(③-③断面)

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 横断方向	213.68	—
δ_z : 鉛直方向	0.10	—
合成方向 (2方向合成)	213.69	1580

(④-④断面)

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 横断方向	30.76	—
δ_z : 鉛直方向	0.04	—
合成方向 (2方向合成)	30.77	1580

d. 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.3.1-5 に示す。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の杭先端部に生じる最大軸応力度が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4.3.1-5 基礎地盤の支持性能評価結果

(②-②断面)

発生断面力	軸応力度 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
軸力 N_{max} (kN)			
3640	1.0	9.8	0.10

(③-③断面)

発生断面力	軸応力度 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
軸力 N_{max} (kN)			
3325	0.9	9.8	0.09

(④-④断面, 海側杭)

発生断面力	軸応力度 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
軸力 N_{max} (kN)			
5595	1.5	9.8	0.16

(④-④断面, 海側杭)

発生断面力	軸応力度 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
軸力 N_{max} (kN)			
622	0.2	9.8	0.02

4.3.2 施設護岸等の損傷による不確かさの検討

a. 概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面又は背面には，図 4.3.2-1 のとおり全線に渡って施設護岸が設置されており，施設護岸の基礎には基礎捨石及び被覆石（以下「施設護岸等」という。）を設置している。

施設護岸等は，その形状を適切にモデル化し防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の評価を実施する方針としているが，施設護岸等による防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における鋼管杭の変形抑制に寄与する可能性があることから，不確かさケースとして施設護岸等が損傷した場合を想定し，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある断面については施設護岸等が保守的にない場合を，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背面に施設護岸等がある断面については保守的に施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合の検討を実施する。

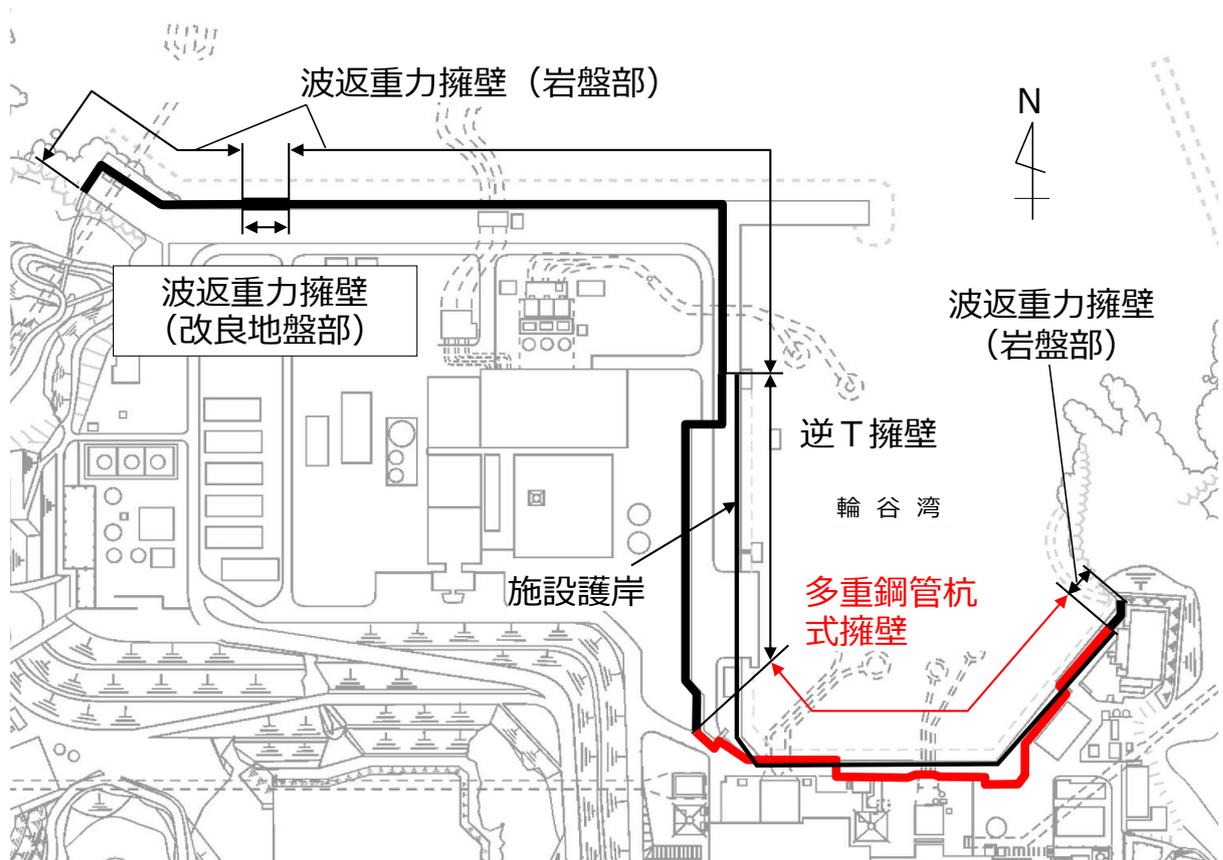


図 4.3.2-1 防波壁と施設護岸の配置（全体平面図）

b. 評価方針

津波時において、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面又は背面に施設護岸等がある場合は施設護岸等が受働側に寄与することで、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における鋼管杭の変形を抑制することが想定される。

一方、重畳時においては、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある場合は施設護岸等が受働側に寄与し、背面に施設護岸等がある場合は施設護岸等が主働側の土圧低減に寄与することで、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における鋼管杭の変形を抑制することが想定される。

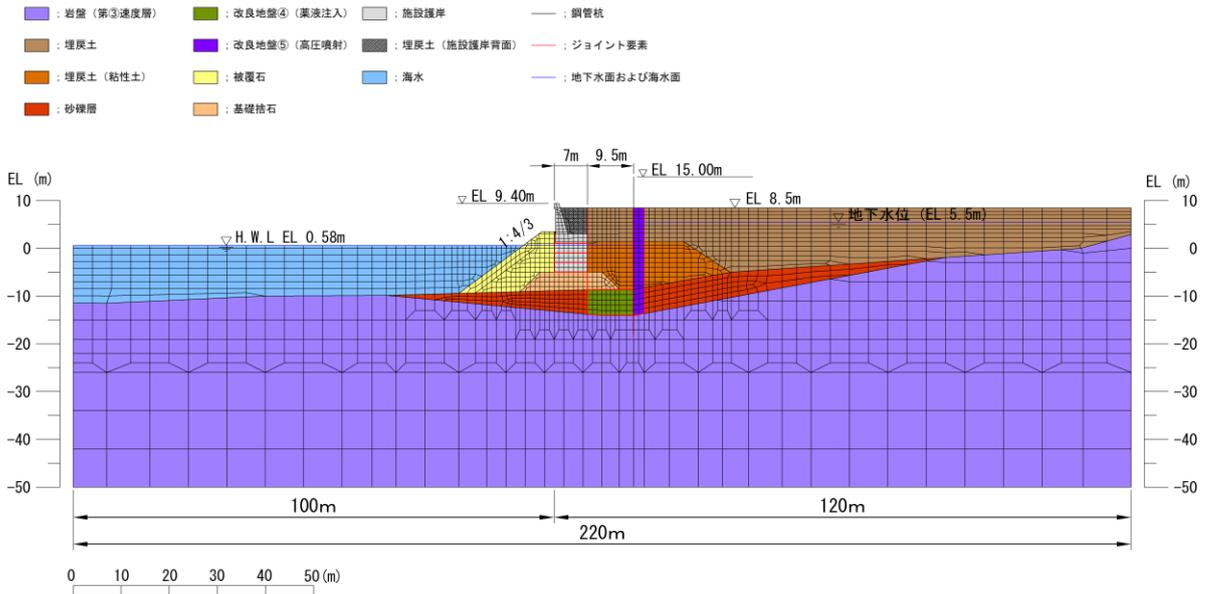
評価対象断面の選定について、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある断面は、②－②断面のみとなることから②－②断面を選定し、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背面に施設護岸等がある断面は、施設護岸等の背面に埋戻土が分布することから③－③断面を選定する。

解析ケースについては、鋼管杭が施設護岸等の有無及び埋戻土（粘性土）に置換することによる影響を最も受けるため、鋼管杭の照査値に着目し、②－②断面及び③－③断面ともに鋼管杭の照査値（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）が最大となる、津波時を選定する。なお、地盤物性は平均値とする。

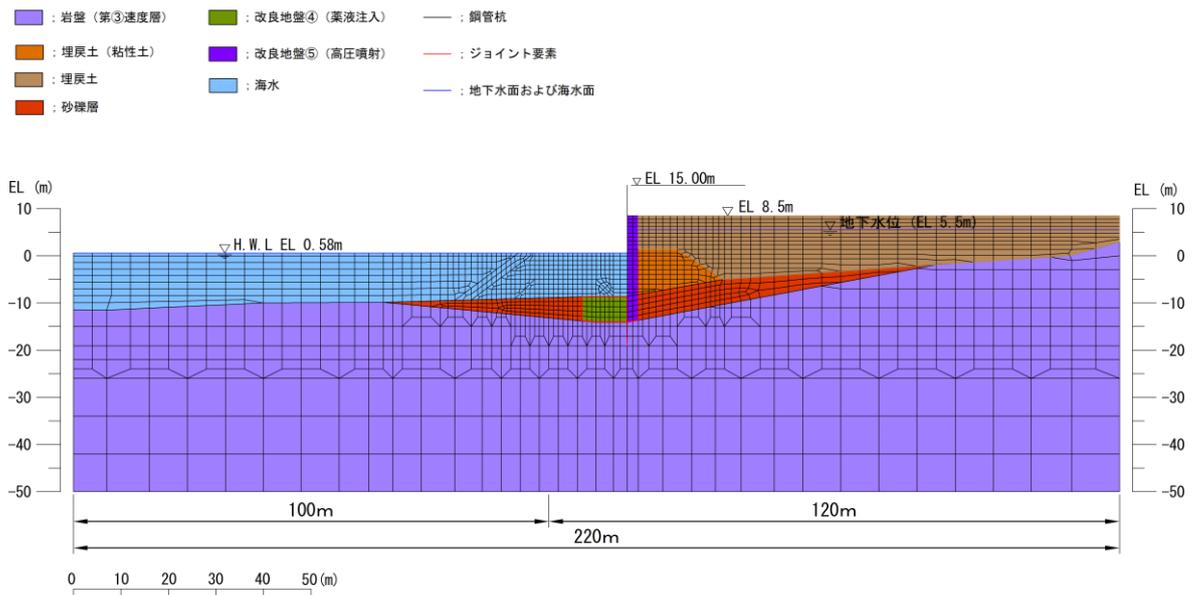
c. 応答解析モデル

(a) ②-②断面

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある場合及び防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がない場合の②-②断面における応答解析モデルを図 4.3.2-2 に示す。



(防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある場合)

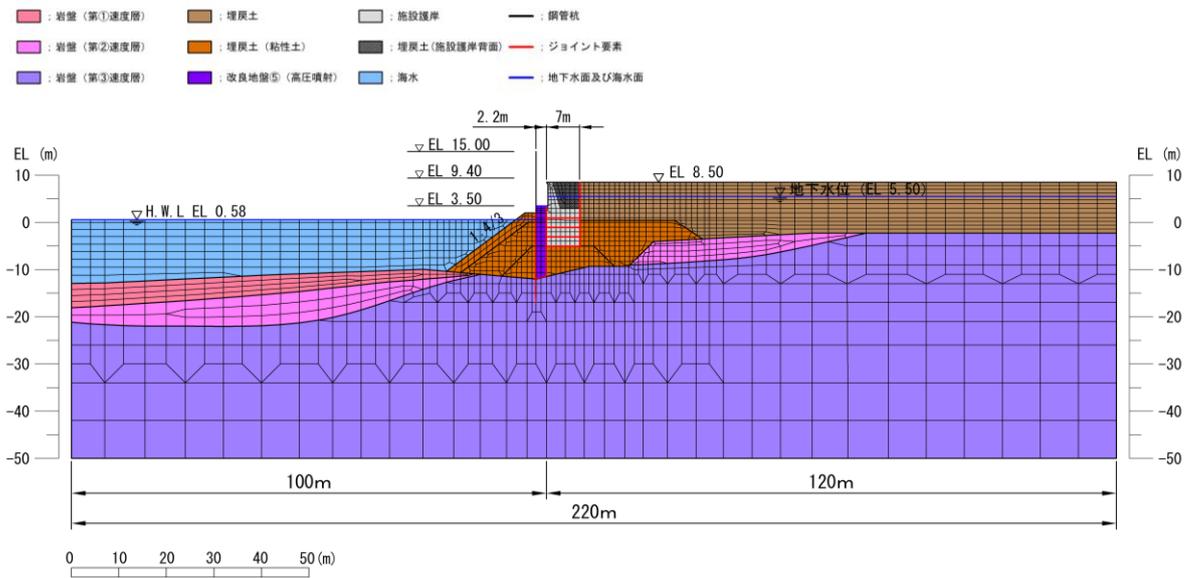


(防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がない場合)

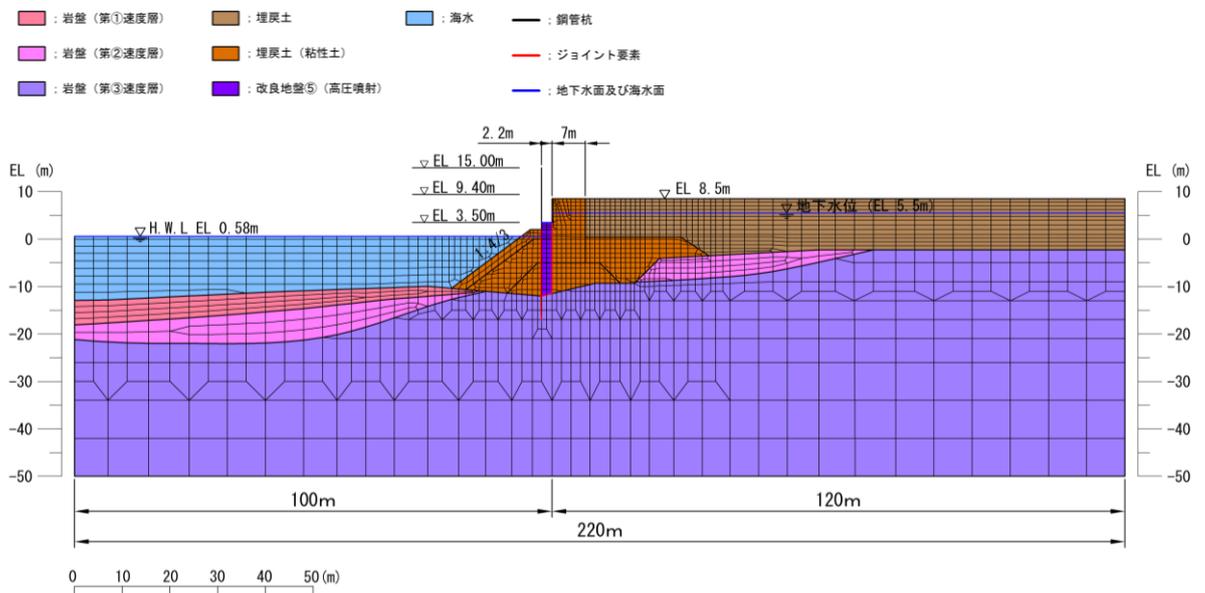
図 4.3.2-2 ②-②断面における応答解析モデル

(b) ③－③断面

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背面に施設護岸等がある場合及び防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背面の施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合の③－③断面における応答解析モデルを図 4.3.2-3 に示す。



(防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背面に施設護岸等がある場合)



(防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背面の施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合)

図 4.3.2-3 ③－③断面における応答解析モデル

d. 津波荷重

(a) ②－②断面

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある場合，朝倉式により遡上津波荷重を算定する。防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面の施設護岸等がない場合，谷本式により遡上津波荷重を算定する。

施設護岸等の損傷による不確かさの検討における遡上津波荷重を表 4.3.3-1 に示す。

表 4.3.2-1 施設護岸等の損傷による不確かさの検討における遡上津波荷重
(②－②断面)

(防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がある場合，津波時)

防波壁 天端高 (EL(m))	津波水位 (EL(m))	防波壁前面の 地盤高 (EL(m))	設計用 浸水深 (m)	防波壁前面の 地盤高での波圧 (kN/m ²)
15.0	12.6	8.5	2.05	62.12

(防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面に施設護岸等がない場合，津波時)

防波壁 天端高 (EL(m))	津波水位 (EL(m))	海水位 (EL(m))	海水位での波圧 (kN/m ²)
15.0	12.6	0.58	133.54

(b) ③－③断面

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面の施設護岸等がないことから，谷本式により遡上津波荷重を算定する。

施設護岸等の損傷による不確かさの検討における遡上津波荷重を表 4.3.3-2 に示す。

表 4.3.2-2 施設護岸等の損傷による不確かさの検討における遡上津波荷重
(③－③断面)

防波壁 天端高 (EL(m))	津波水位 (EL(m))	海水位 (EL(m))	海水位での波圧 (kN/m ²)
15.0	12.6	0.58	133.54

e. 評価結果

(a) ②－②断面

鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査値を表 4.3.2-3 に、せん断破壊に対する照査値を表 4.3.2-4 に、断面力図を図 4.3.2-4 に示す。

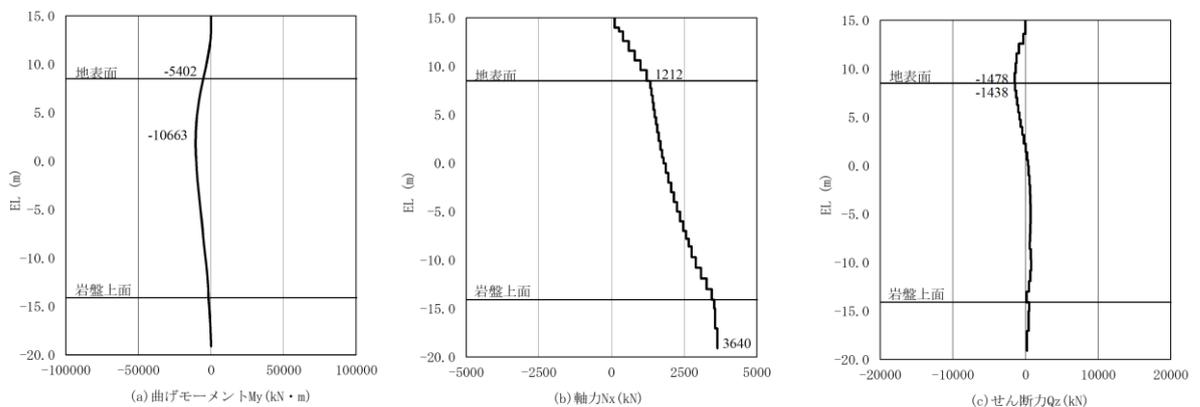
②－②断面の照査値が最大となる鋼管杭の曲げ・軸力系破壊の照査において、施設護岸等がない場合と施設護岸等がある場合を比較した結果、施設護岸等がない場合の照査値が大きくなることを確認した。

表 4.3.2-3 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における照査値 (②-②断面)

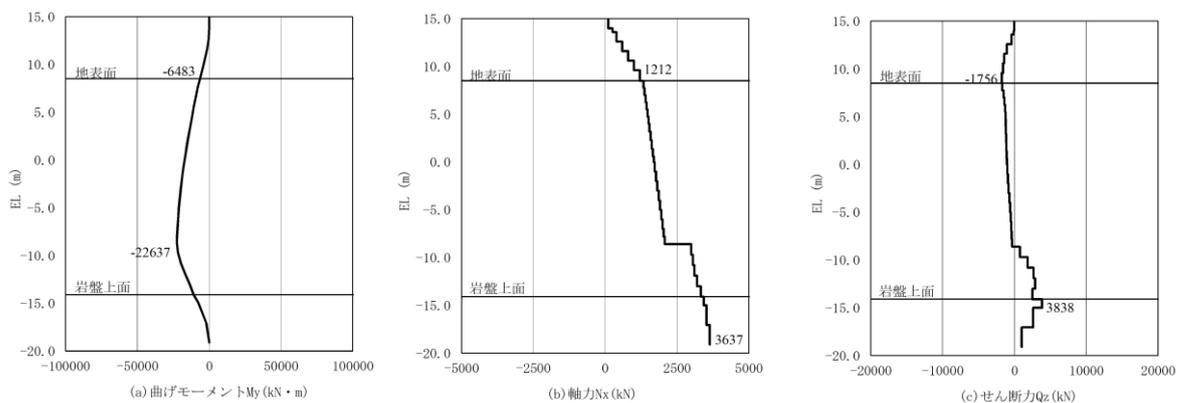
解析ケース	解析ケース	発生断面力		降伏モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
施設護岸等有 「4.3 評価結果」 にて評価済み	①	5402	1212	14637	0.37
施設護岸等無	②	6483	1212	14637	0.45

表 4.3.2-4 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (②-②断面)

解析ケース	解析ケース	発生断面力		許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
		せん断力 Q_{max} (kN)			
施設護岸等有 「4.3 評価結果」 にて評価済み	①	1478		19420	0.08
施設護岸等無	②	1756		19420	0.09



(施設護岸等がある場合)



(施設護岸等がない場合)

図 4.3.2-4 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における断面力 (②-②断面)

(b) ③－③断面

鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査値を表 4.3.2-5 に、せん断破壊に対する照査値を表 4.3.2-6 に、断面力図を図 4.3.2-5 に示す。

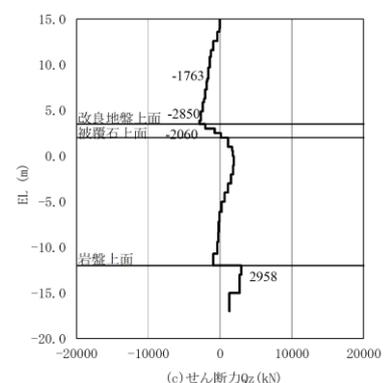
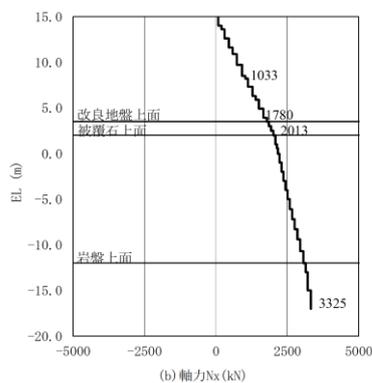
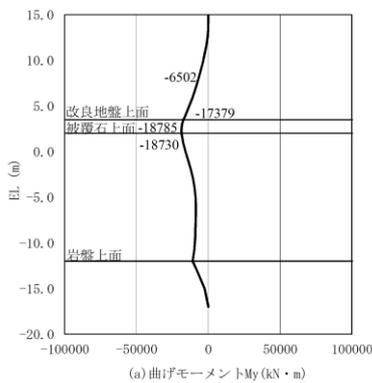
③－③断面の照査値が最大となる鋼管杭の曲げ・軸力系破壊の照査において、施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合の結果として、置換しない場合に対して照査値が小さくなることを確認した。

表 4.3.2-5 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における照査値 (③-③断面)

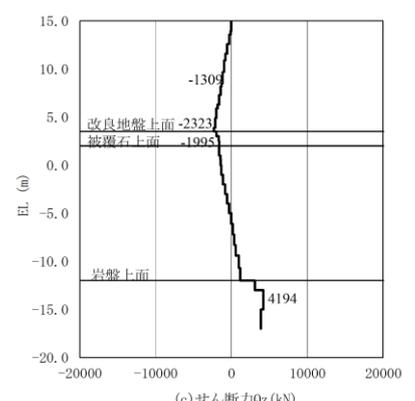
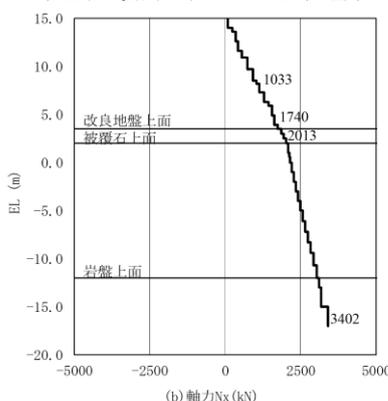
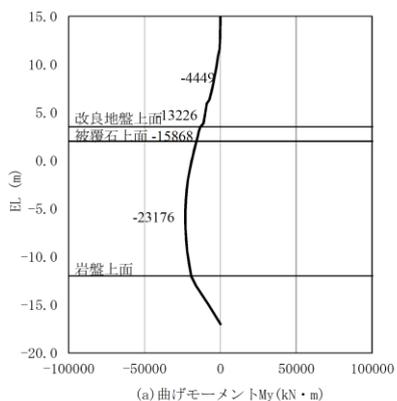
解析ケース	解析ケース	発生断面力		降伏モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
		曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
施設護岸等有 「4.3 評価結果」 にて評価済み	①	6502	1033	14706	0.45
施設護岸等を埋戻土 (粘性土) に置換	②	4499	1033	14706	0.31

表 4.3.2-6 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値 (③-③断面)

解析ケース	解析ケース	発生断面力		許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
		せん断力 Q_{max} (kN)			
施設護岸等有 「4.3 評価結果」 にて評価済み	①	1763		19421	0.10
施設護岸等を埋戻土 (粘性土) に置換	②	1309		19421	0.07



(施設護岸等がある場合)



(施設護岸等を埋戻土 (粘性土) に置換した場合)

図 4.3.2-5 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における断面力 (③-③断面)

f. 考察

(a) ②-②断面

②-②断面において、表 4.3.2-3 から、施設護岸等がない場合の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査値が、施設護岸等がある場合の照査値と比べて大きくなる要因を考察する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に作用する津波荷重について、図 4.3.2-6 に示すとおり、施設護岸等がある場合は敷地を遡上した津波荷重が地表面から防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端まで作用し、施設護岸等がない場合は、岩盤上面から防波壁（多重鋼管杭式擁壁）天端まで津波荷重が作用する。そのため、津波荷重の合力は、施設護岸等がある場合と比較して、施設護岸等がない場合が大きくなる。

また、津波荷重が作用した際に、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）が陸側に変形する挙動に対して、施設護岸等がある場合は、施設護岸等の受働抵抗により鋼管杭の変形を抑制することから、地表面付近で最大曲げモーメントが発生する。一方、施設護岸等がない場合は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の前面の受働抵抗がないことから、岩盤上面付近に最大曲げモーメントが発生する。

以上より、施設護岸等がない場合は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に作用する津波荷重が大きくなっていることに加え、施設護岸等による変形抑制効果がないことから、鋼管杭に発生する最大曲げモーメントが大きくなることが要因と判断した。

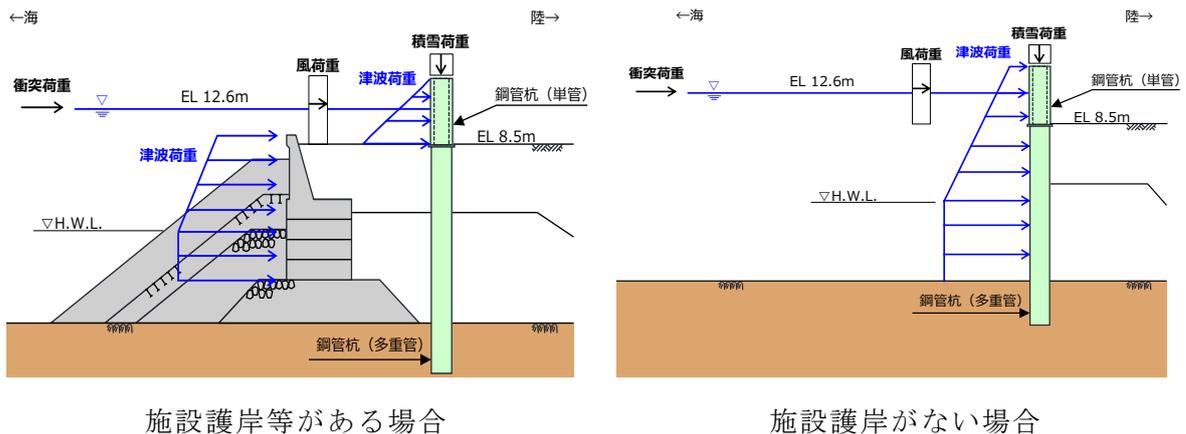


図 4.3.2-6 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に作用する遡上津波荷重

(b) ③－③断面

③－③断面において、表 4.3.2-5 から、施設護岸等がない場合の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査値が、施設護岸等がある場合の照査値と比べて小さくなる要因を考察する。

鋼管杭の最大照査値となる箇所は、施設護岸等がある場合と設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合ともに単管部（EL 8.2m より上部）である。また、鋼管杭の曲げモーメントの発生状況としては、施設護岸等がある場合は、施設護岸等の背面にある改良地盤上面（EL 3.5m）から被覆石天端付近（EL 2.0）で最大となり、施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合は、改良地盤上面から岩盤上面の中間付近（EL -5.0m 程度）で最大となる。

津波荷重の作用状況は差異がないことを踏まえて、施設護岸等を埋戻土（粘性土）に置換した場合においては、背面がすべて埋戻土（粘性土）となることで、均一な受働側の抵抗となるのに対し、施設護岸等がある場合においては、剛性の大きい施設護岸等が設置されている付近で鋼管杭を支持するような大きい受働側の抵抗が生じることで、大きな曲げモーメントが発生したためと判断した。

4.3.3 重畳時

(1) 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査

鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 4.3.3-1 に示す。また、断面力図を図 4.3.3-1 に示す。この結果から鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.3-1 鋼管杭の曲げ破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, S d - D (++) , t=17.59s)

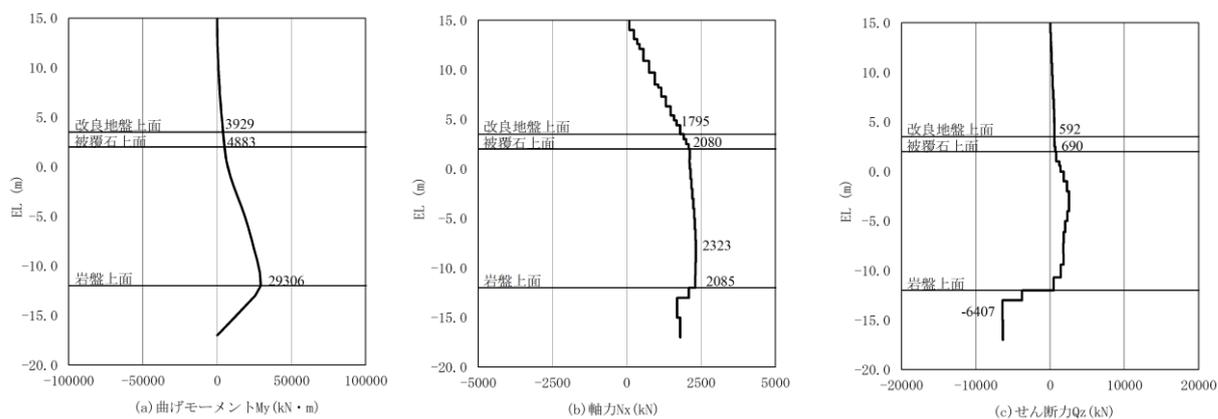
発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
29306	2085	88462	0.34

(④-④断面, 海側杭, S d - D (++) , t=8.64s)

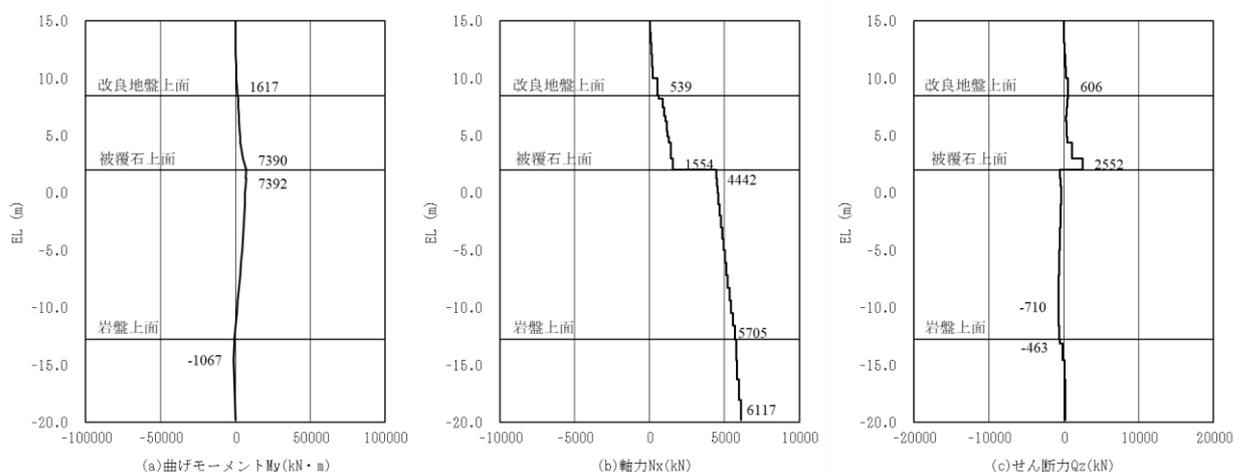
発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
7390	1554	57468	0.13

(④-④断面, 陸側杭, S d - D (++) , t=8.64s)

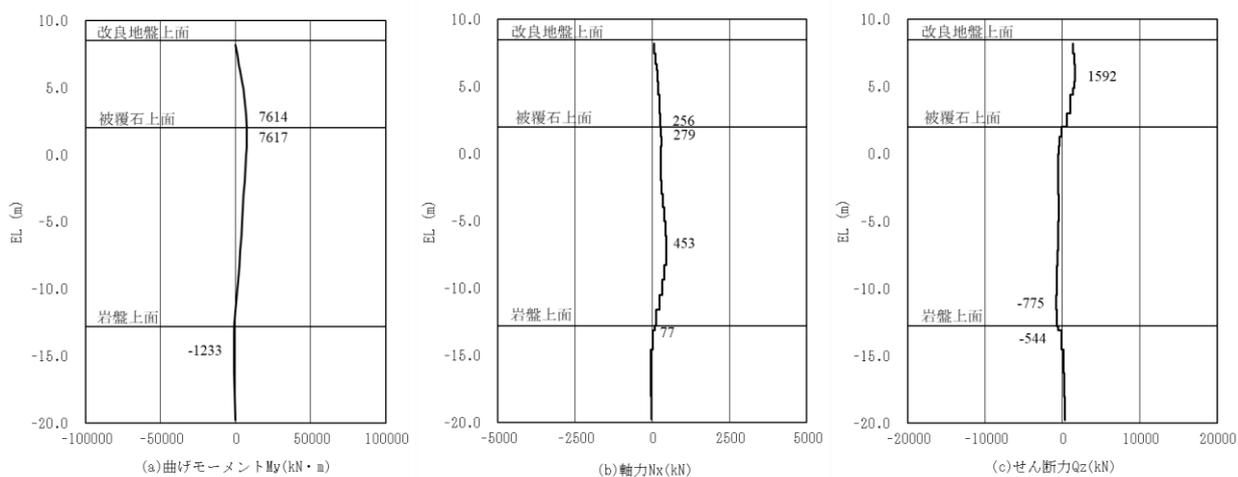
発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
7617	279	89308	0.09



③-③断面, S d - D (++) , t=17.59s



④-④断面, 海側杭, S d - D (++) , t=8.64s



④-④断面, 陸側杭, S d - D (++) , t=8.64s

図 4.3.3-1 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻における断面力

(2) 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

鋼管杭の鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果を表 4.3.3-2 に示す。また、断面力図を図 4.3.3-2 に示す。この結果から鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, S d - D (++) , t=17.59s)

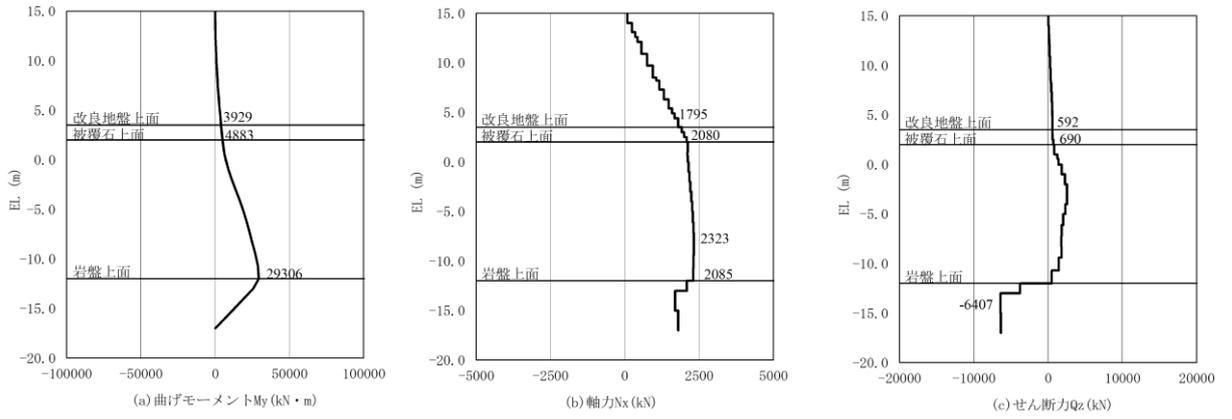
発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
6407	95166	0.07

(④-④断面, 海側杭, S d - D (++) , t=9.55s)

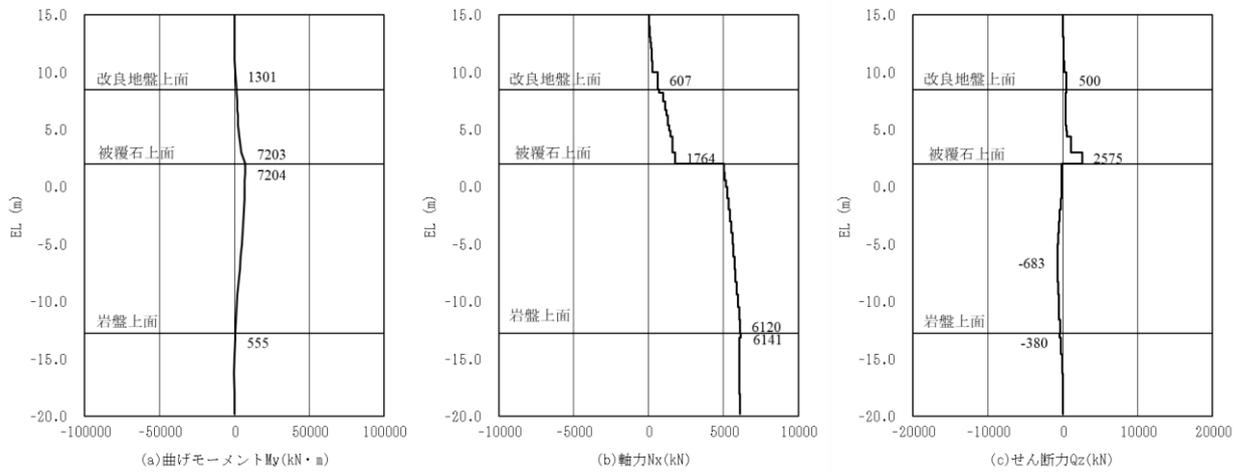
発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
2575	65661	0.04

(④-④断面, 陸側杭, S d - D (++) , t=9.13s)

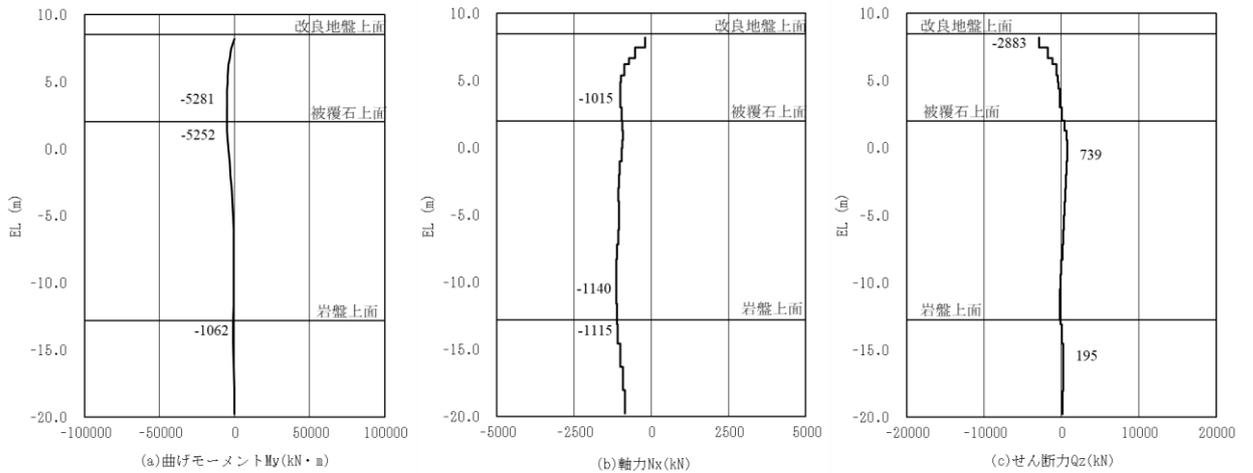
発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
2883	95166	0.04



③-③断面, S d - D (++) , t=17.59s



④-④断面, 海側杭, S d - D (++) , t=9.55s



④-④断面, 陸側杭, S d - D (++) , t=9.13s

図 4.3.3-2 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻における断面力

(3) 改良地盤

a. 評価結果

改良地盤⑤におけるすべり安全率による評価結果を表 4.3.3-3 に示す。これらの結果から、改良地盤⑤のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認した。

表 4.3.3-3 改良地盤⑤のすべり安全率評価結果

評価項目	③-③断面	④-④断面
改良地盤⑤	2.75	2.46

b. 改良地盤の局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認するため、全時刻の破壊履歴に着目した改良地盤⑤の健全性評価を実施する。

全時刻における破壊履歴図を図 4.3.3-3 に示す。改良地盤⑤について、せん断破壊及び引張強度に達する要素はないことから、難透水性の保持に影響するような流入経路は形成されず、改良地盤⑤は健全性を確保していることを確認した。

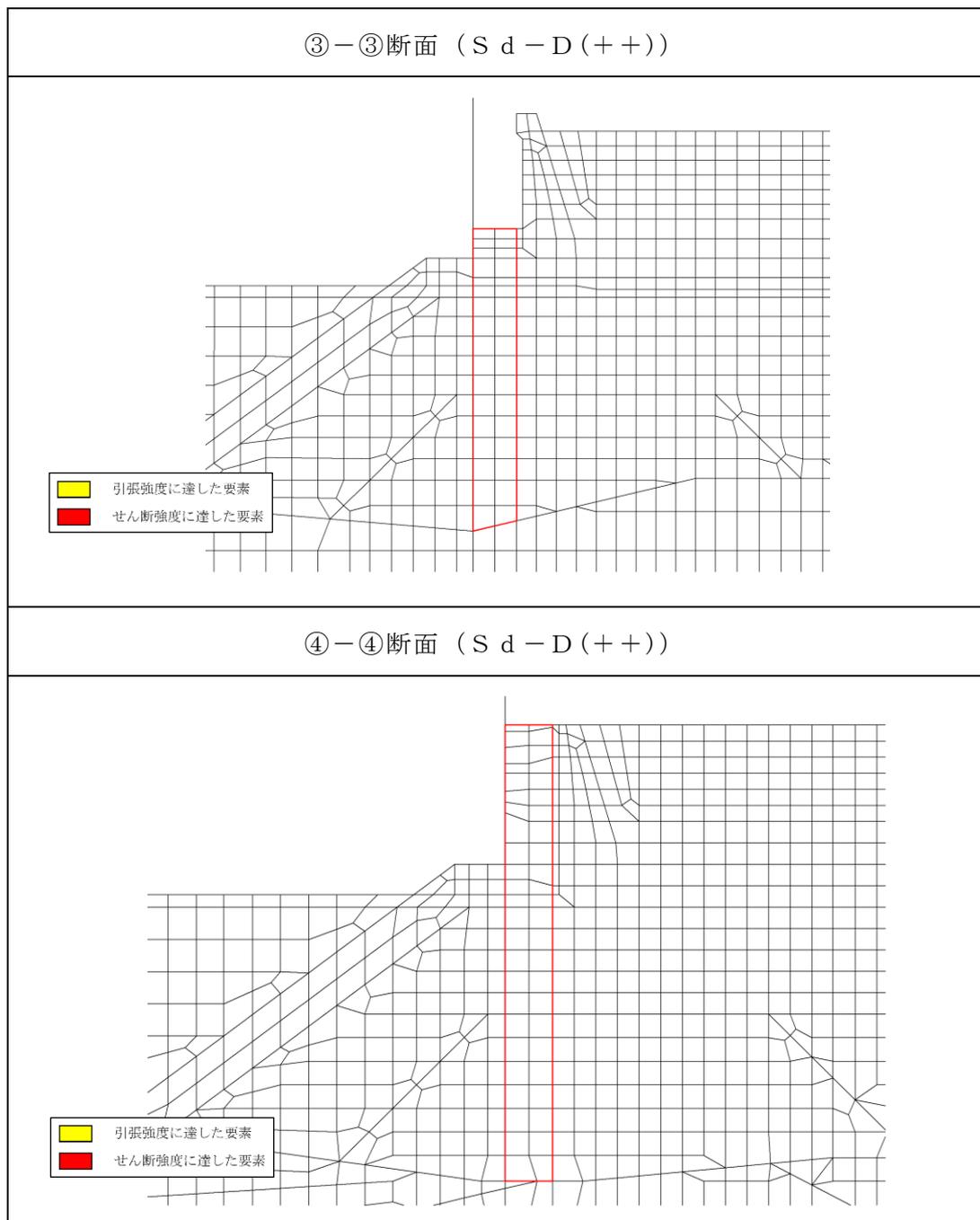


図 4.3.3-3 全時刻における破壊履歴図 (③-③断面, ④-④断面)

(4) 止水目地

止水目地の相対変位量に対する照査結果を表 4.3.3-4 に示す。

止水目地の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.3.3-4 止水目地設置箇所の重畳時変位量

(③-③断面)

方向	重畳時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 横断方向	326.74	—
δ_y : 横断方向	2.81	—
δ_z : 鉛直方向	6.19	—
合成方向 (2方向合成)	326.82	1580

(④-④断面)

方向	重畳時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 横断方向	67.54	—
δ_y : 横断方向	2.81	—
δ_z : 鉛直方向	6.19	—
合成方向 (2方向合成)	67.89	1580

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.3.3-5 に示す。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の杭先端部に生じる最大軸力が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4.3.3-5 基礎地盤の支持性能評価結果

(③-③断面)

発生断面力	軸応力度 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
軸力 N_{max} (N/mm ²)			
3337	0.9	9.8	0.09

(④-④断面, 海側杭)

発生断面力	軸応力度 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
軸力 N_{max} (N/mm ²)			
7679	2.0	9.8	0.21

(④-④断面, 海側杭)

発生断面力	軸応力度 R_d (N/mm ²)	極限支持力度 R_u (N/mm ²)	照査値 R_d/R_u
軸力 N_{max} (N/mm ²)			
1898	0.5	9.8	0.06

5. 3次元構造解析

5.1 解析方法

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は、鋼管杭を法線方向に複数設置しており、鋼管杭を巻き込むように被覆コンクリート壁を設置している。防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に作用する荷重は、鋼管杭を介して被覆コンクリート壁に伝達する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は線状構造物であることから、弱軸方向断面である法線直交方向断面を耐津波評価断面として、「4.3 評価方法」に示すとおり、鋼管杭により耐津波性を有することを確認する。また、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）1ブロックにおける被覆コンクリート壁は複数の鋼管杭に支持されることから、図 5.1-1 に示すような鋼管杭に対する法線直交方向の挙動の差異により生じる、法線方向のねじれに伴い被覆コンクリートに発生する応力に対して健全性を確認する。

2次元有限要素法では、被覆コンクリート壁をモデル化せず重量のみを鋼管杭に考慮していることから、被覆コンクリート壁の評価が困難であるため、被覆コンクリート壁を線形ソリッド要素でモデル化し、3次元構造解析により耐津波評価を行う。

3次元構造解析には、解析コード「FINAS/STAR」を用いる。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。

3次元構造解析では、常時応力解析を行い、そのうえで津波時又は重畳時における解析を行う。

津波時における3次元構造解析においては、地盤のばらつきを考慮した地盤ばねを被覆コンクリート壁両端の鋼管杭に設定し、中間の鋼管杭には両端の地盤ばねを線形補間することで、津波荷重に伴う被覆コンクリート壁に生じる法線方向のねじれによる影響を考慮する。

津波時における3次元構造解析の作用荷重は、常時荷重として水圧、土圧並びに風荷重・積雪荷重を入力し、津波時の荷重として「日本海東縁部に想定される地震による津波（津波水位 EL 12.6m）」の遡上津波荷重及び衝突荷重を3次元構造解析モデルに入力することで、被覆コンクリート壁の強度評価を実施する。

重畳時における3次元構造解析においては、被覆コンクリート壁両端の鋼管杭に地盤のばらつきを考慮した異なる変位を与え、中間の鋼管杭には両端の変位を線形補間した変位を与えることで、被覆コンクリート壁における法線方向のねじれによる影響を考慮する。地盤ばねは、津波時と同様に地盤のばらつきを考慮する。

重畳時における3次元構造解析の作用荷重は、常時荷重として水圧、土圧並びに風荷重・積雪荷重を入力し、重畳時の荷重として「海域活断層から想定される地震による津波（津波水位 EL 4.9m）」による遡上津波荷重、余震荷重による変位及び慣性力を3次元構造解析モデルに入力する。

作用荷重の設定にあたっては、地震応答解析における法線直交方向の変位が最大となる時刻を選定のうえ、当該時刻における変位及び慣性力並びに津波荷重を3次元構造解析モデルに入力することで、被覆コンクリート壁の強度評価を実施する。

慣性力については、鋼管杭と被覆コンクリートの慣性力を3次元構造解析モデルに水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。

地震応答解析により算定した鋼管杭の変位には、常時荷重（水圧及び土圧）及び重畳時荷重（土圧、水圧、鋼管杭及び被覆コンクリート壁の慣性力）が考慮されている。3次元構造解析においては鋼管杭の変位に加えて、常時荷重として土圧、水圧並びに風荷重・積雪荷重、重畳時荷重として鋼管杭及び被覆コンクリート壁の慣性力及び遡上津波荷重を考慮している。そのため、鋼管杭においては、常時荷重の土圧及び水圧、重畳時荷重の鋼管杭の慣性力について重複した荷重を考慮している。

ただし、鋼管杭に作用する荷重が重複することで、鋼管杭に対する法線直交方向の挙動の差異が大きくなり、法線方向のねじれに伴い被覆コンクリート壁に発生する応力が大きくなることから、被覆コンクリート壁の健全性を評価するうえでは、安全側の評価となる。そのため、3次元構造解析において鋼管杭に作用する荷重として、常時荷重の土圧及び水圧、重畳時荷重の鋼管杭の慣性力について重複して考慮することとした。

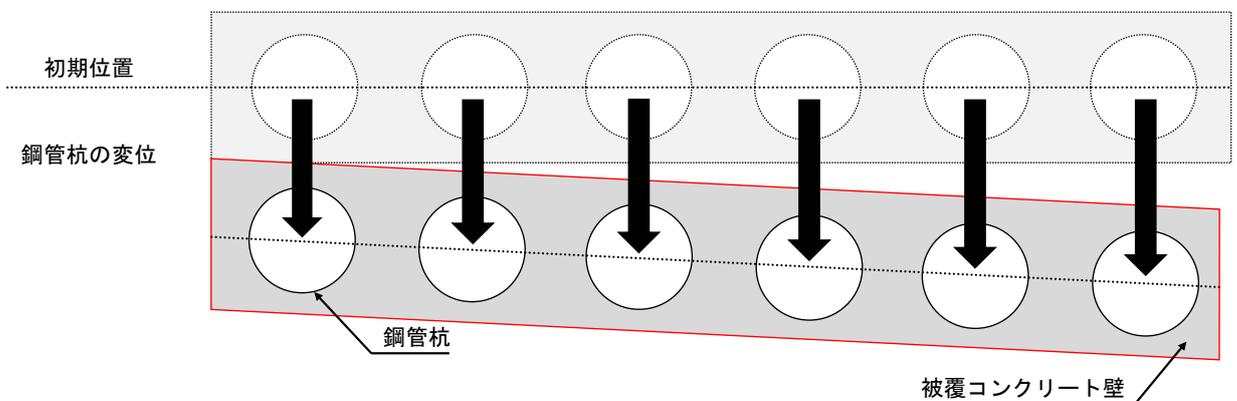


図 5.1-1 被覆コンクリート壁の法線方向のねじれの概念図

5.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づき設定する。

5.3 解析モデル及び諸元

5.3.1 構造物のモデル化

被覆コンクリート壁は線形ソリッド要素でモデル化し、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)における杭基礎構造の挙動を表現するため、鋼管杭を線形シェル要素でモデル化する。

②-②断面、③-③断面及び④-④断面を含む区間の3次元構造解析モデルを図5.3.1-1～図5.3.1-3に示す。

多重鋼管杭を構成する各鋼管は、図5.3.1-4のとおり、作用荷重に対して一体的に挙動することから、同一平面内の各鋼管の変位が同一となるよう、管半径方向にMPC(多点拘束)を設定する。また、鋼管杭間の中詰コンクリート及びモルタル(充填材)はモデル化せず、重量を考慮する。

使用要素一覧を表5.3.1-1に示す。

表 5.3.1-1 使用要素一覧

部位	使用要素
被覆コンクリート壁	線形ソリッド要素
中詰コンクリート, モルタル(充填材)	モデル化しない (重量のみを考慮)
鋼管杭, 杭頭連結材	線形シェル要素
地盤	地盤ばね

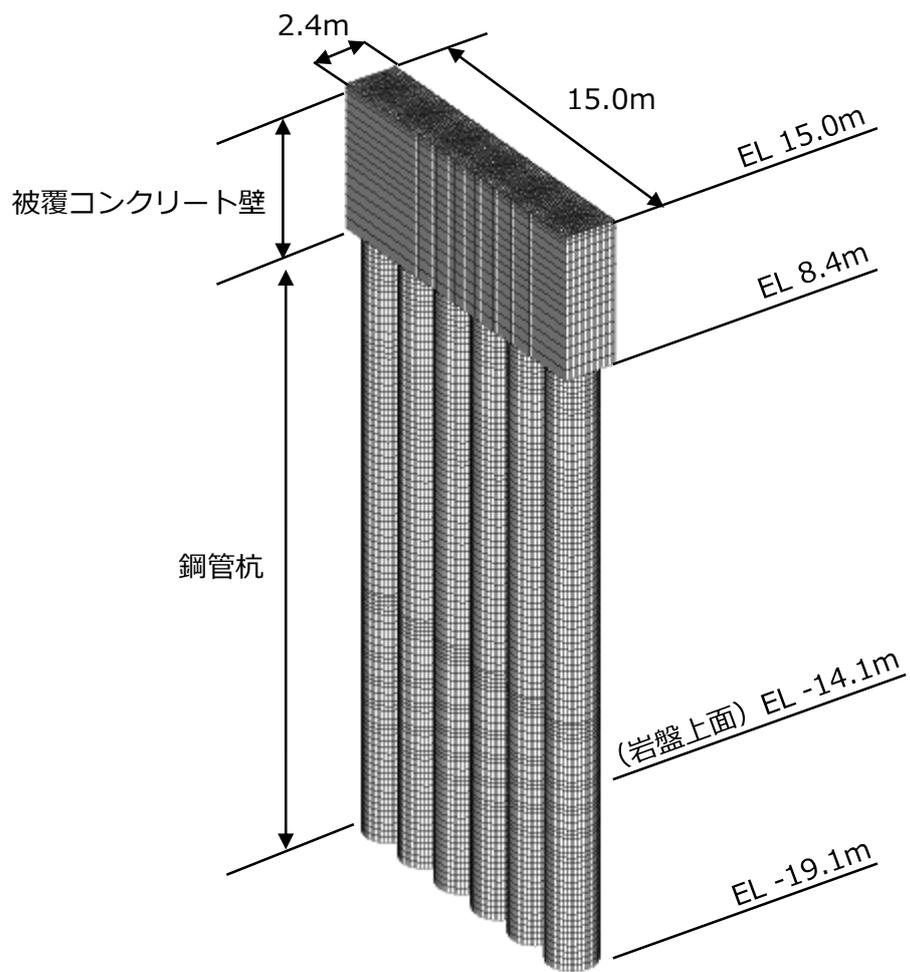


図 5.3.1-1 ②-②断面を含む区間における 3次元構造解析モデル

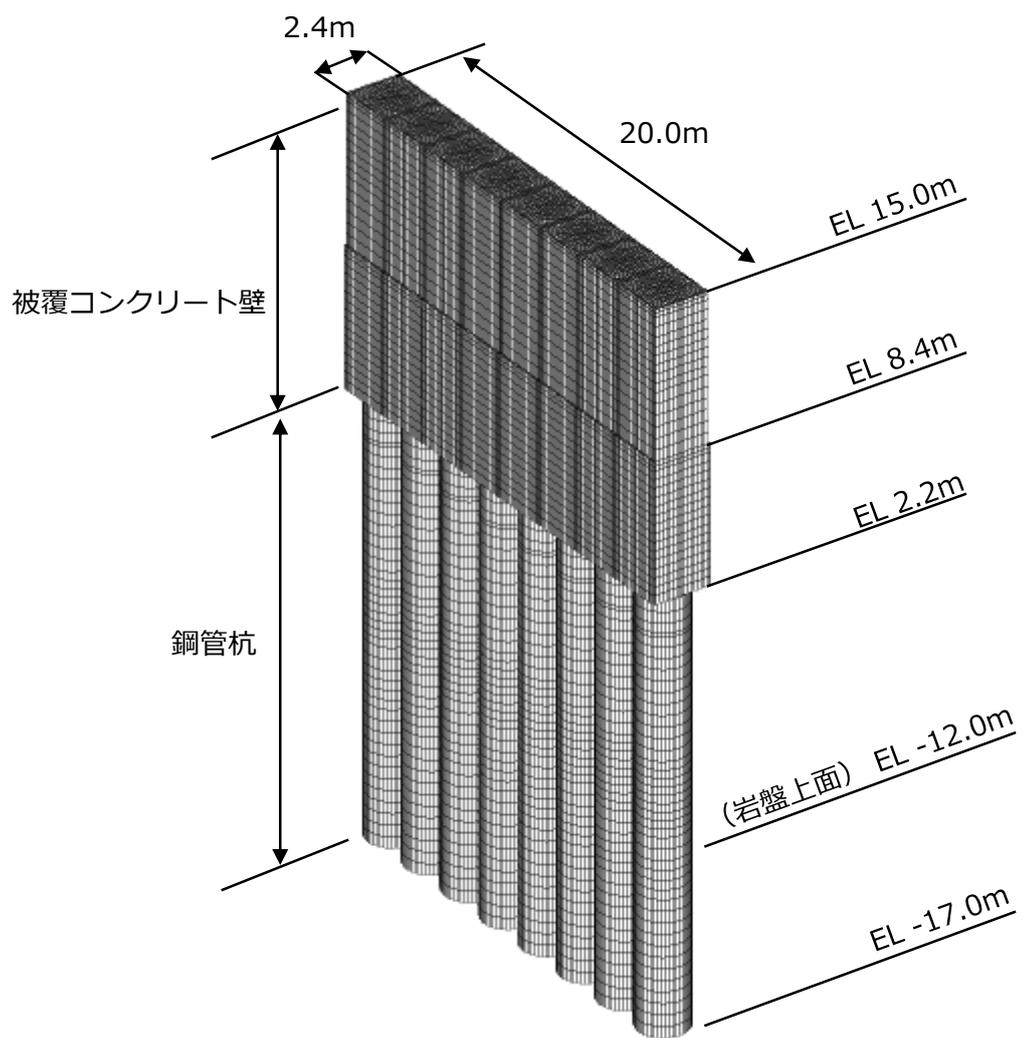


図 5.3.1-2 ③—③断面を含む区間における 3次元構造解析モデル

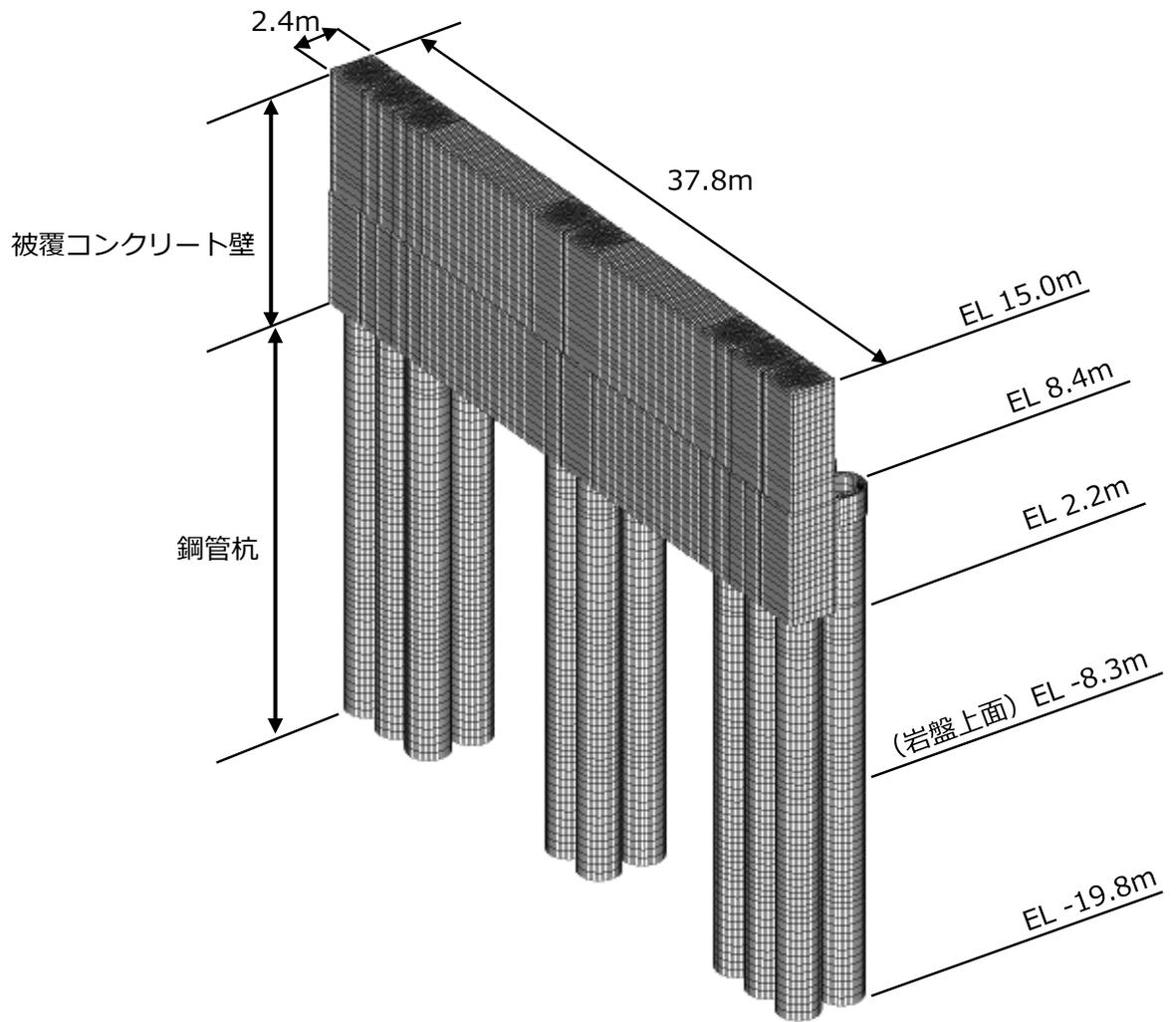


図 5.3.1-3 ④—④断面を含む区間における 3次元構造解析モデル

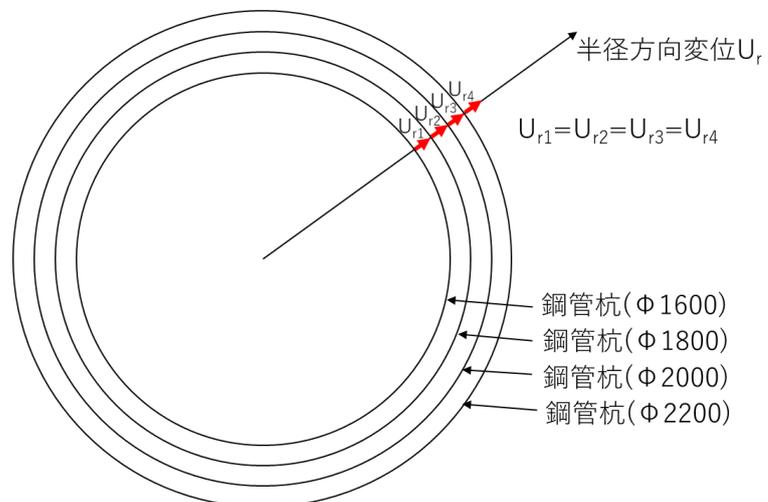


図 5.3.1-4 同一面における鋼管杭間の境界設定

5.3.2 地盤ばね

鋼管杭側面に水平方向及び鉛直方向の地盤ばねを設定し、鋼管杭に作用する地盤抵抗を表現する。地盤ばねの設定に用いる地盤物性については、常時及び津波時には初期剛性、重畳時は余震後の剛性低下を考慮する。また、鋼管杭下端は岩盤に根入れすることから、鉛直方向に地盤ばねを設定し、水平方向は固定条件とする。

常時応力解析において、鋼管杭側面及び鋼管杭下端に設定する地盤ばねは、地盤に対する静的な載荷状態を想定して定義されている「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）」に基づき設定する。

津波時における3次元構造解析及び重畳時における3次元構造解析においては、鋼管杭側面及び鋼管杭下端に設定する地盤ばねは、「道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に基づき地盤と構造物間の剥離を考慮できる非線形ばねで設定する。鋼管杭に設定する地盤ばねを表5.3.2-1に示す。

表 5.3.2-1 鋼管杭に設定する地盤ばね

		鋼管杭側面	鋼管杭下端
常時	鉛直	地盤ばね	地盤ばね
	水平		固定
地震時	鉛直	地盤ばね	地盤ばね
	水平		固定

(1) 鋼管杭側面

a. 水平方向

(a) 常時

「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）」に基づき，水平方向の地盤ばねを設定する。

$$k_h = \mu k_H$$

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

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

ここで，

k_h ：常時の水平方向地盤反力係数（kN/m³）

μ ：群杭効果による水平方向地盤反力係数の補正係数

k_H ：水平方向地盤反力係数（kN/m³）

k_{H0} ：水平方向地盤反力係数の基準値（kN/m³）

α ：地盤反力係数の換算係数（岩盤=1，砂及び粘性土=4）

E_0 ：地盤の変形係数

B_H ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅（m）

(b) 津波時

「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）」に基づき，群杭効果を考慮した水平方向の地盤ばねを設定する。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

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

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで，

k_{HE} ：津波時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数（kN/m³）

η_k ：群杭効果を考慮した補正係数（=2/3）

α_k ：単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数（=1.5）

k_{H0} ：水平方向地盤反力係数の基準値（kN/m³）

α ：地盤反力係数の換算係数（岩盤=2，砂及び粘性土=8）

E_0 ：地盤の変形係数

B_H ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

p_{HU} ：津波時の水平地盤反力度の上限値（kN/m²）

η_p ：群杭効果を考慮した水平方向地盤反力の上限値の補正係数

粘性土地盤=1.0

砂質土地盤= $\eta_p \alpha_p$ =杭の中心間隔/杭径（ $\leq \alpha_p$ ）=2.5/2.2=1.136

α_p ：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

p_U ：津波時の受働土圧強度（kN/m²）

(c) 重畳時

「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）」に基づき，群杭効果を考慮した水平方向の地盤ばねを設定する。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

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

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで，

k_{HE} ：重畳時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数（kN/m³）

η_k ：群杭効果を考慮した補正係数（=2/3）

α_k ：単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数（=1.5）

k_{H0} ：水平方向地盤反力係数の基準値（kN/m³）

α ：地盤反力係数の換算係数（岩盤=2，砂及び粘性土=8）

E_0 ：地盤の変形係数

B_H ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

p_{HU} ：重畳時の水平地盤反力度の上限値（kN/m²）

η_p ：群杭効果を考慮した水平方向地盤反力の上限値の補正係数

粘性土地盤=1.0

砂質土地盤= $\eta_p \alpha_p$ =杭の中心間隔/杭径（ $\leq \alpha_p$ ）=2.5/2.2=1.136

α_p ：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

p_U ：重畳時の受働土圧強度（kN/m²）

b. 鉛直方向

(a) 常時，津波時及び重畳時

「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）」に基づき，鉛直方向の地盤ばねを設定する。鉛直方向の地盤ばねについては，表 5.3.2-2 より求まる上限値を設定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここで，

k_{sv} ：鉛直方向地盤反力係数（kN/m）

k_h ：水平方向の地盤ばねのばね定数（kN/m）

表 5.3.2-2 鉛直方向の地盤反力係数上限値の設定方法

施工方法/地盤の種類	砂質土	粘性土
中掘り杭工法	2N (≦100)	0.8c 又は 8N (≦100)

(2) 杭下端

a. 水平方向

(a) 常時，津波時及び重畳時

杭下端の水平方向への地盤ばねは設定せず，固定条件とする。

b. 鉛直方向

(a) 常時，津波時及び重畳時

「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）」に基づき，鉛直方向の地盤ばねを設定する。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで，

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m)

k_{v0} : 鉛直方向地盤反力係数の基準値 (kN/m³)

α : 地盤反力係数の換算係数 (水平方向に準拠)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m³)

B_v : 基礎の換算載荷幅 (m) = 直径 (m)

(3) 使用材料及び材料の物性値

強度評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。

a. 被覆コンクリート壁

被覆コンクリート壁の使用材料を表 5.3.2-3 に、材料の物性値を表 5.3.2-4 に示す。

表 5.3.2-3 使用材料

材料		諸元
被覆コンクリート壁	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度：24N/mm ²

表 5.3.2-4 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
被覆コンクリート壁	24.0	2.5×10 ⁴	0.2

注記*：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年）

b. 鋼管杭

多重鋼管杭の使用材料は、「4.1.1(2)g. 使用材料及び材料の物性値」を基に設定する。

(4) 地下水位

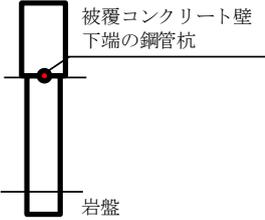
地下水位は、「4.1.1(2)i. 地下水位」を基に設定する。

5.3.3 照査時刻の設定

被覆コンクリート壁の健全性評価のうち、重畳時には被覆コンクリート壁下端の鋼管杭の変位が最大となる時刻を地震応答解析の結果から選定する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の照査時刻の考え方を表 5.3.3-1 に示す。

表 5.3.3-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位	抽出する応答値
被覆コンクリート壁 下端の鋼管杭変位が 最大となる時刻	被覆コンクリート壁の 法線方向のねじれ		変位及び慣性力

5.3.4 入力値の設定

(1) 津波時

3次元構造解析における入力値の一覧を表5.3.4-1に、3次元構造解析への入力イメージを図5.3.4-1に、3次元構造解析のフローを図5.3.4-2に示す。

表 5.3.4-1 入力値の一覧（津波時）

入力値	算定方法	载荷位置
土圧	津波時の解析における常時解析	作用位置
水圧	公式	作用位置
風荷重・積雪荷重	公式	作用位置
衝突荷重	衝突解析*	作用位置
遡上津波荷重	公式	作用位置

注記*：衝突解析の算定の方法については、「NS2-補-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料」に示す。

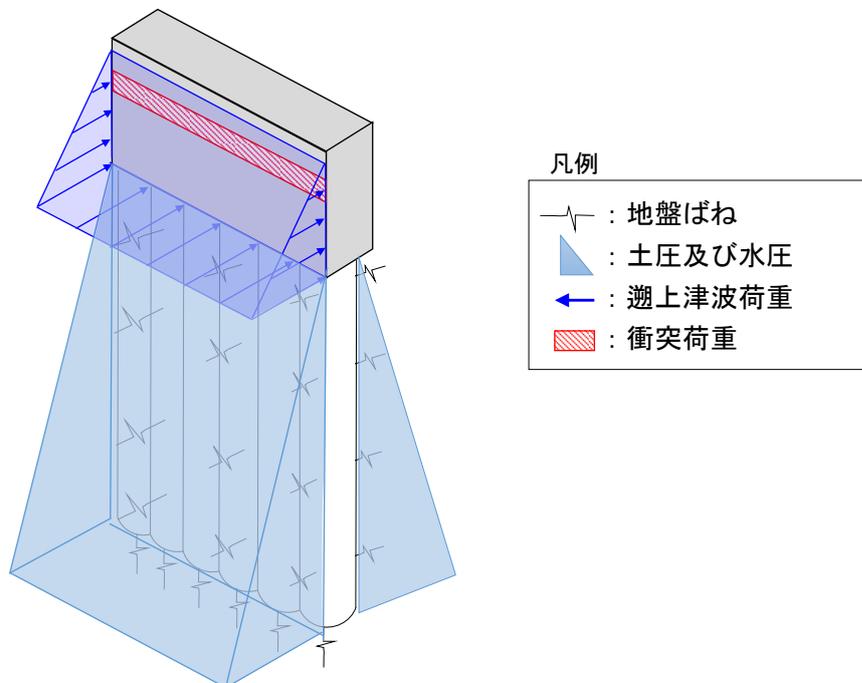


図 5.3.4-1(1) 3次元構造解析への入力イメージ（②-②断面）

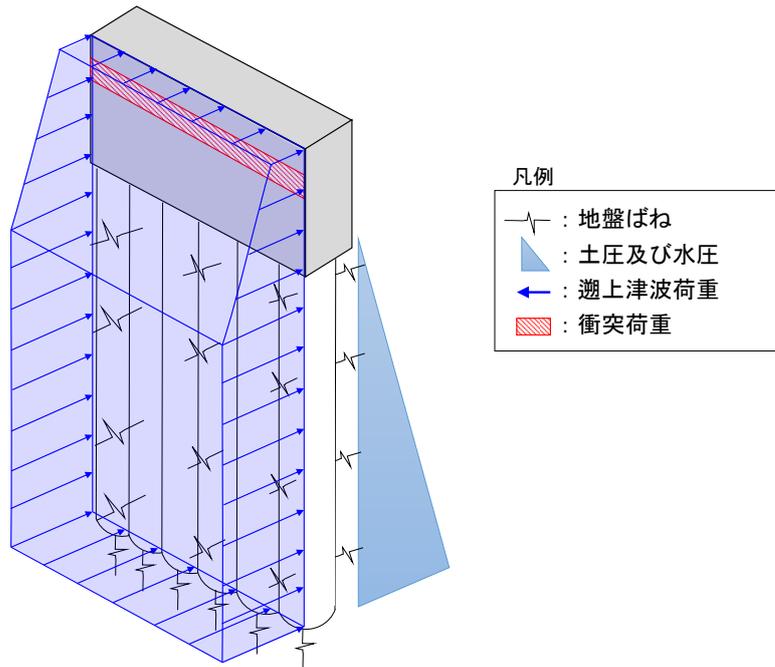


図 5.3.4-1(2) 3次元構造解析への入力イメージ (③-③断面)

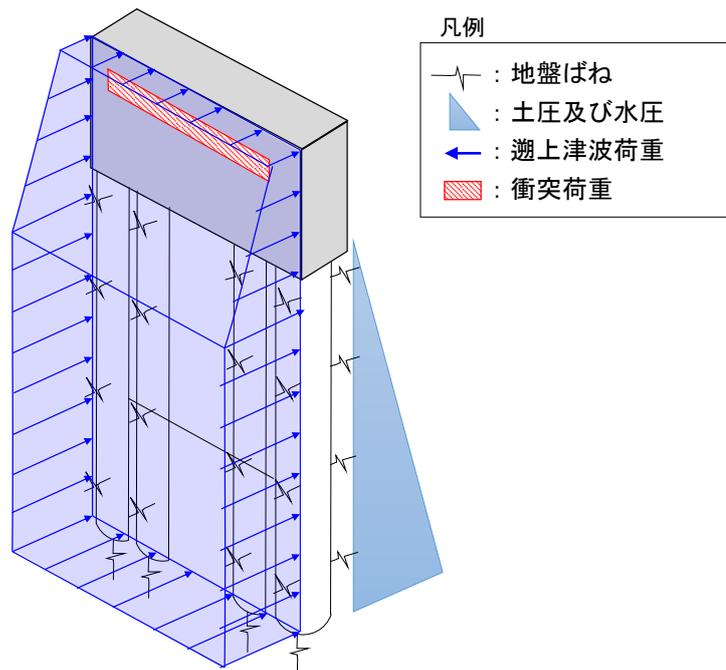


図 5.3.4-1(3) 3次元構造解析への入力イメージ (④-④断面)

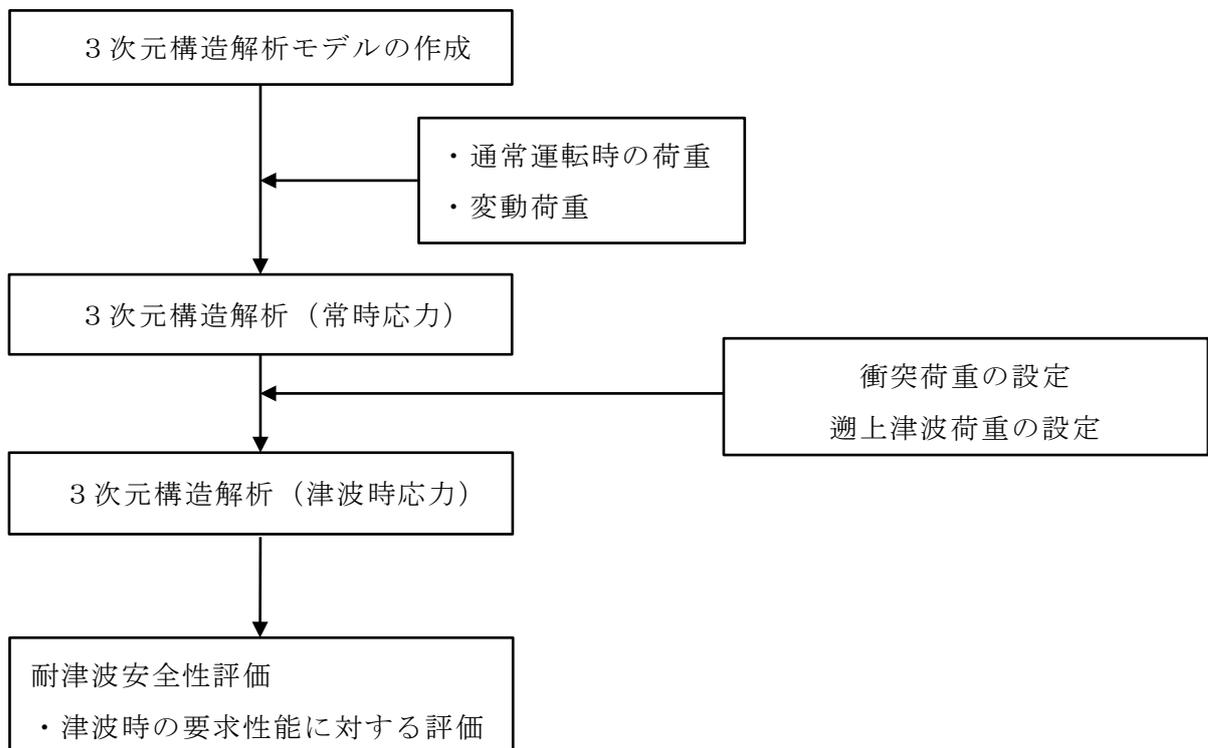


図 5.3.4-2 3次元構造解析のフロー図

a. 常時荷重

(a) 自重

鋼管杭及び杭頭連結材については、鋼管杭及び杭頭連結材の単位体積重量を設定する。また、中詰コンクリート及びモルタル（充填材）は、鋼管杭をモデル化したはりの単位体積重量に中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の重量を考慮する。

被覆コンクリート壁については、被覆コンクリート壁の体積に鉄筋コンクリートの密度を乗じて設定する。

漂流物対策工は、被覆コンクリート壁の設置位置に漂流物対策工の単位体積重量を考慮する。

(b) 土圧及び水圧

土圧及び水圧を躯体側面に作用させる。土圧は、地震応答解析における常時解析より算出された土圧を用いる。外水圧は公式により算定し、その算定に当たっては、海水の密度 1.03g/cm^3 を考慮する。

b. 津波時荷重

(a) 遡上津波荷重

遡上津波荷重は、表 5.3.4-1 に示すとおり公式により算定する。遡上津波荷重は、躯体側面に作用させる。

(b) 衝突荷重

衝突荷重を被覆コンクリート壁側面に作用させる。衝突荷重は、表 3.3.1-3 に示す設定値を用いる。

(c) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は、表 5.3.4-1 に示すとおり公式により算定する。風荷重は被覆コンクリート壁側面に、積雪荷重は被覆コンクリート壁天端に作用させる。

(2) 重畳時

3次元構造解析の入力値のうち、慣性力及び鋼管杭変位は「3.3.4 照査時刻の設定」にて選定した照査時刻において、地震応答解析から応答値を抽出する。入力値の一覧を表 5.3.4-2 に、3次元構造解析への入力イメージを図 5.3.4-3 に、各入力値の設定フローを図 5.3.4-4 に示す。また、3次元構造解析のフローを図 5.3.4-5 に示す。

表 5.3.4-2 入力値の一覧（重畳時）

入力値		算定方法	地震応答解析から抽出する応答値	载荷位置
土圧		地震応答解析における常時解析	土圧	作用位置
水圧		公式	—	作用位置
風荷重・積雪荷重		公式	—	作用位置
遡上津波荷重		公式	—	作用位置
慣性力	被覆コンクリート壁	地震応答解析	応答加速度	躯体全体
	鋼管杭	地震応答解析	応答加速度	設置位置
鋼管杭変位		地震応答解析	水平変位 (地盤物性のばらつきを考慮)	鋼管杭

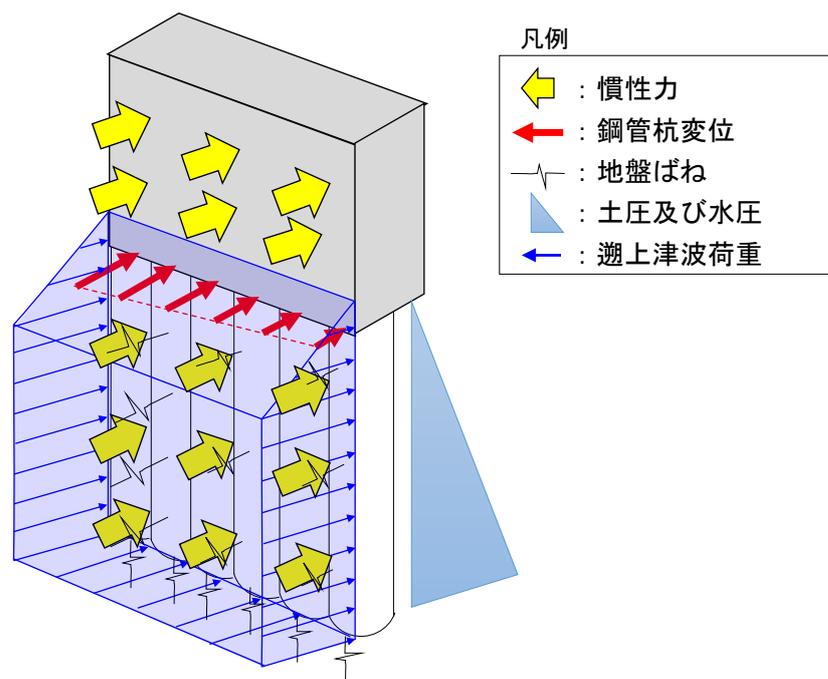


図 5.3.4-3 3次元構造解析への入力イメージ

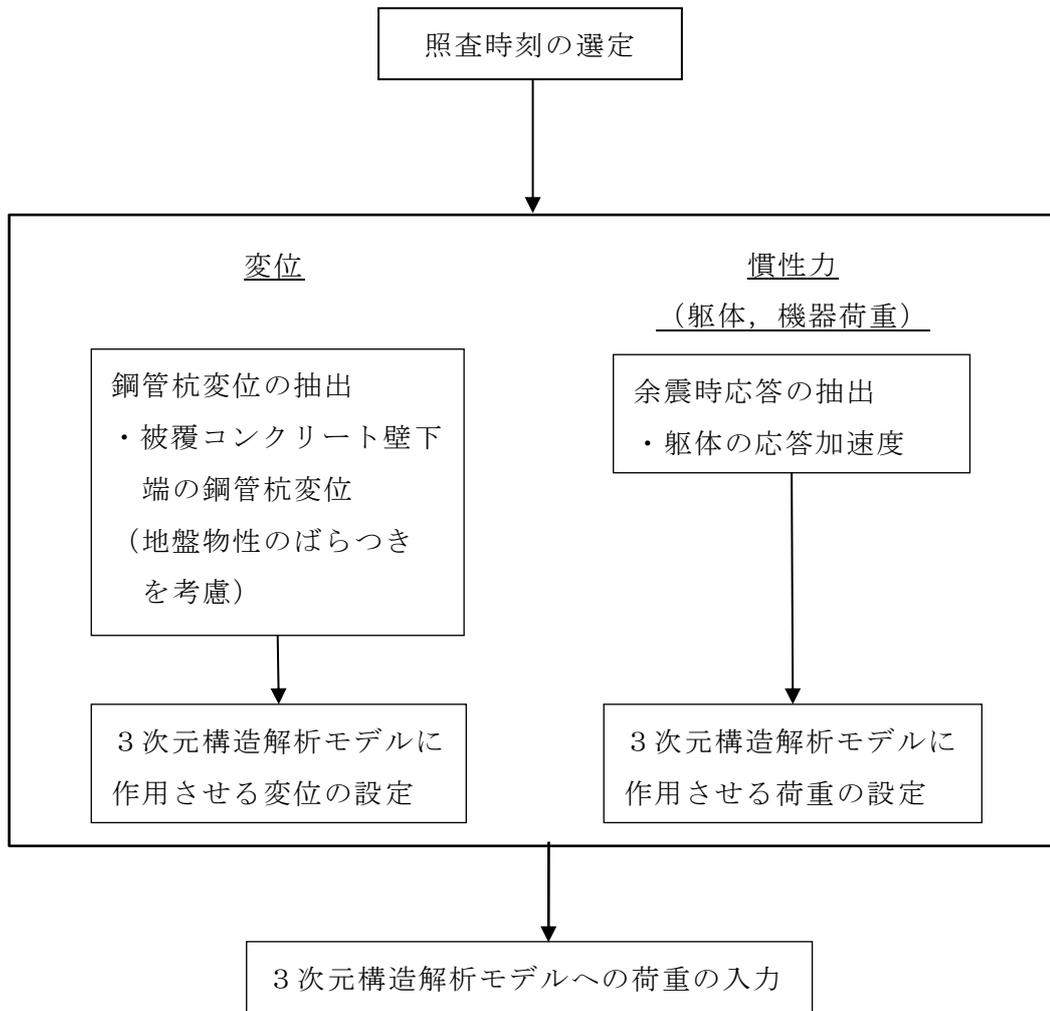


図 5.3.4-4 各入力値の設定フロー

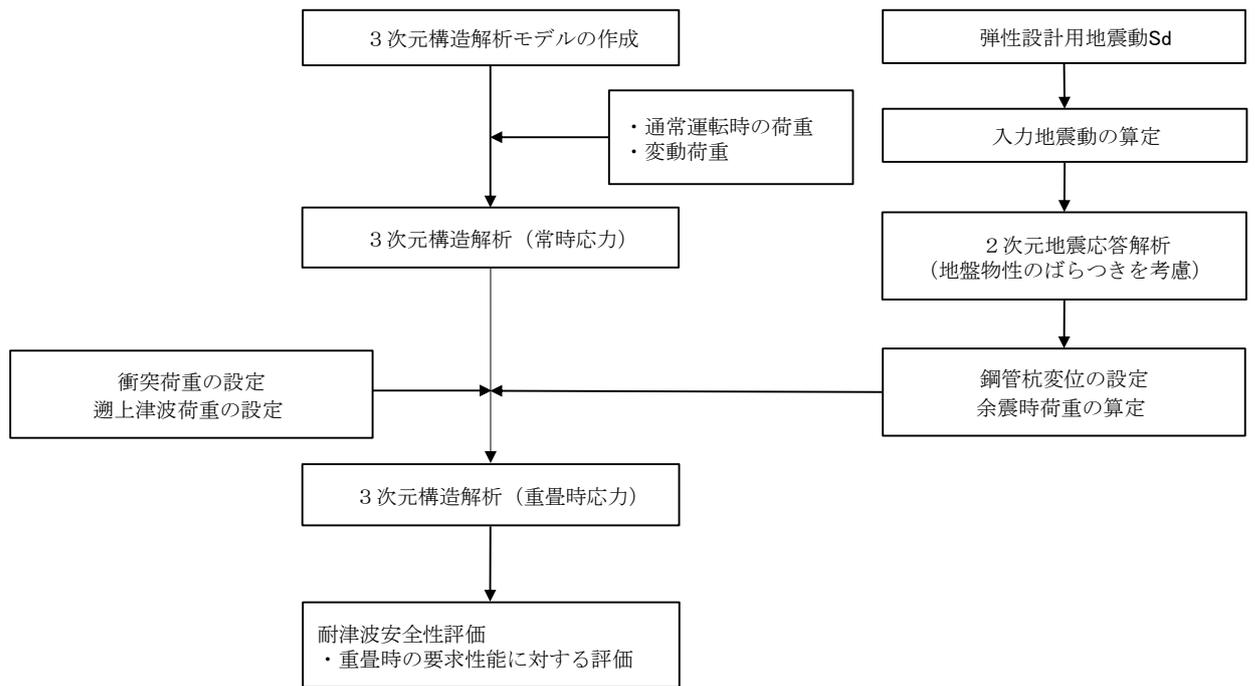


図 5.3.4-5 3次元構造解析のフロー図

a. 常時荷重

常時荷重は「(1) 津波時」と同様とする。

b. 重畳時荷重

(a) 慣性力

躯体の慣性力は、地震応答解析モデルにおける鋼管杭の各節点、各照査時刻における応答加速度から算定する。応答加速度の抽出位置を図 5.3.4-6 に示す。

水平方向及び鉛直方向の加速度の抽出位置は、鋼管杭の全節点とする。

算定した慣性力は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の 3 次元構造解析モデルに水平方向及び鉛直方向に同時に入力する。入力する慣性力は、各照査時刻における水平方向及び鉛直方向の応答加速度の正負の方向とする。

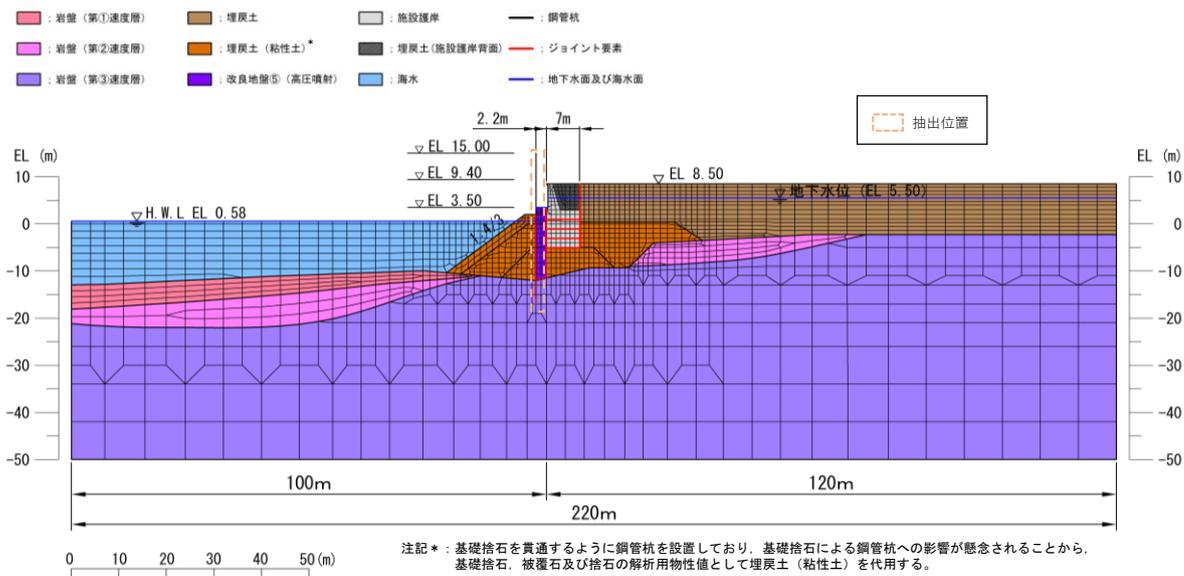


図 5.3.4-6(1) 応答加速度の抽出位置 (③-③断面)

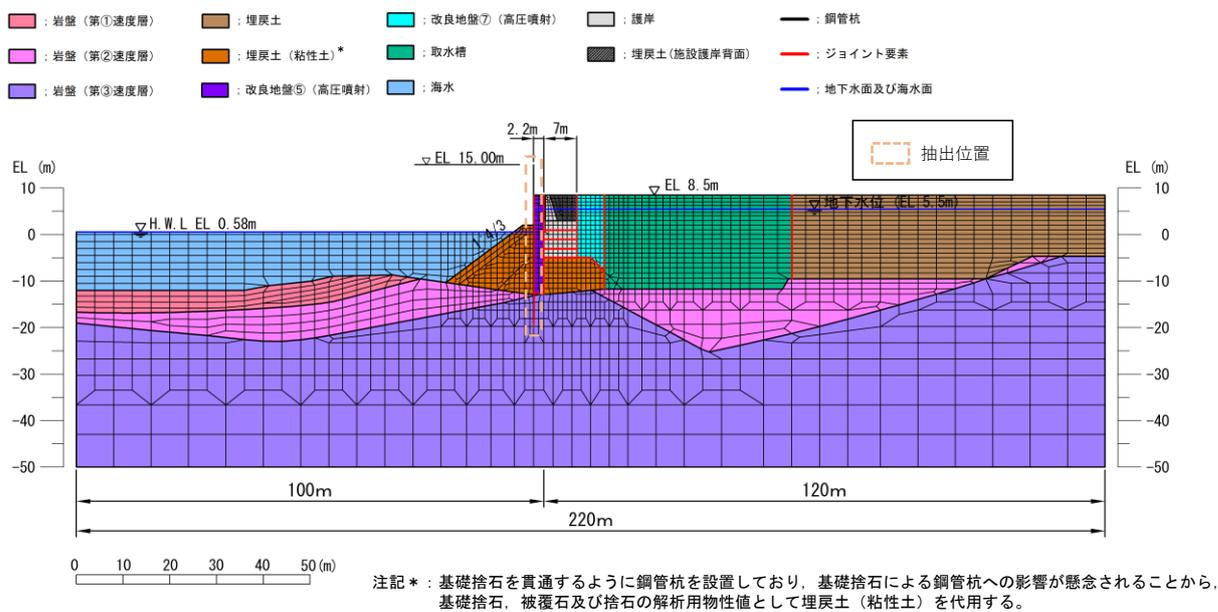


図 5.3.4-6(2) 応答加速度の抽出位置 (④-④断面)

(b) 鋼管杭変位

被覆コンクリート壁の法線方向のねじれを表現するため、地震応答解析における被覆コンクリート壁下端の鋼管杭変位を、3次元構造解析モデルに入力する。鋼管杭変位は、図 5.3.4-7 に示すように、地震応答解析モデルにおける被覆コンクリート壁下端位置の鋼管杭から抽出算定する。

また、3次元構造解析モデルに入力する鋼管杭変位は、地震応答解析における解析ケース①～③より、最大、最小となる変位量を両端の鋼管杭に設定し、その間の鋼管杭に線形補間した変位量を設定する。鋼管杭変位の入力概念図を図 5.3.4-8 に示す。

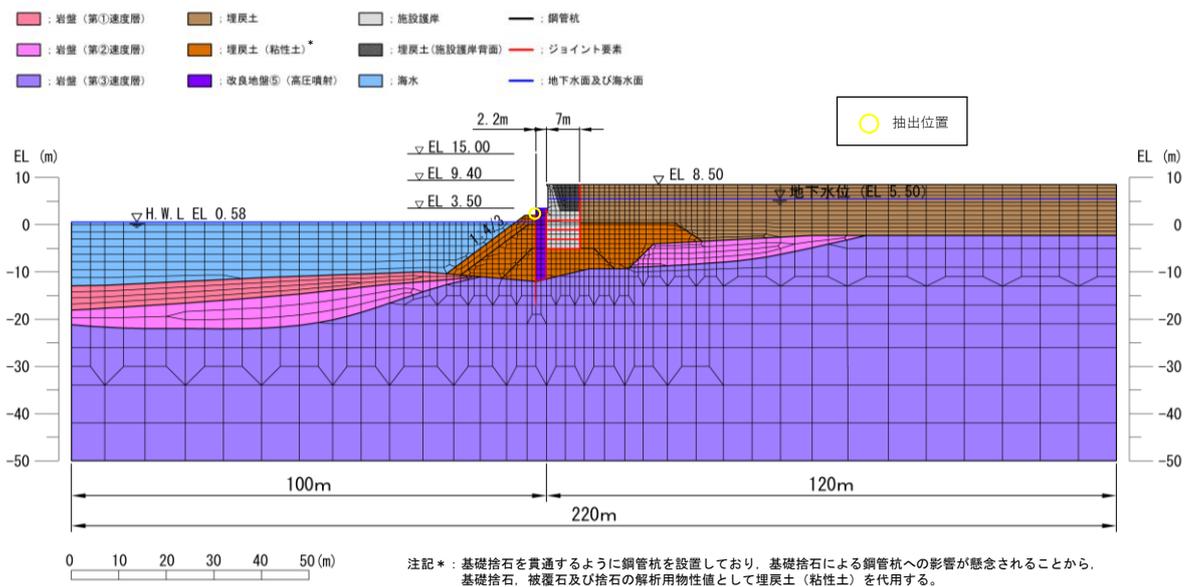


図 5.3.4-7(1) 鋼管杭変位の抽出位置 (③-③断面)

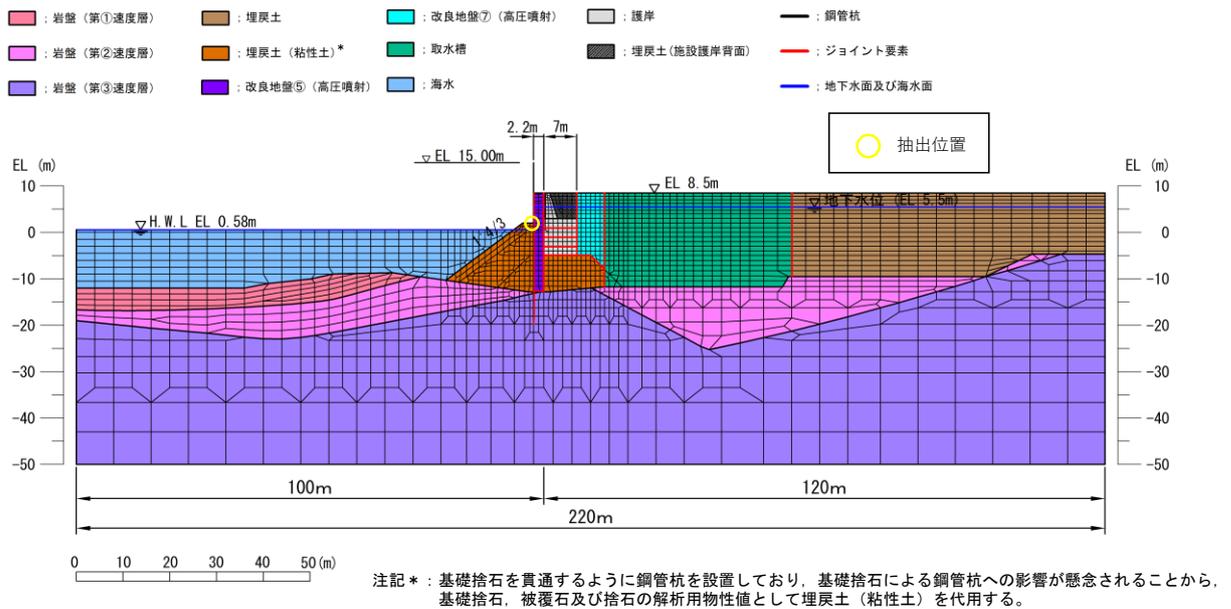


図 5.3.4-7(2) 鋼管杭変位の抽出位置 (④-④断面)

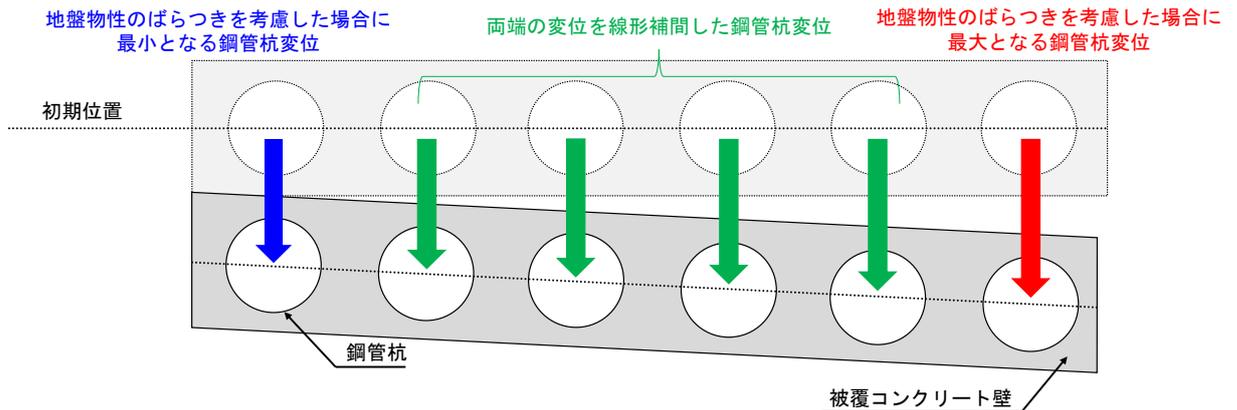


図 5.3.4-8 鋼管杭変位の入力概念図

(c) 遡上津波荷重

遡上津波荷重は「(1) 津波時」と同様とする。

(d) 風荷重及び積雪荷重

風荷重及び積雪荷重は、「(1) 津波時」と同様とする。

5.4 評価対象部位

3次元構造解析による施設の健全性評価に係る評価対象部位は、被覆コンクリート壁とする。

5.5 許容限界

許容限界は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 被覆コンクリート壁

被覆コンクリート壁の許容限界は「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）」に基づき、表5.5-1に示す短期許容応力度とする。

表 5.5-1 被覆コンクリート壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート (f'ck=24N/mm ²)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	9.0
許容せん断応力度 τ_{ca}		0.45	0.67
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294

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]（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。

5.6 評価方法

3次元構造解析より得られた曲げモーメント及び軸力より算定される曲げ応力並びにせん断力より算定されるせん断応力が「5.5 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

評価対象位置，発生曲げモーメント及び発生せん断力の概念図を図 5.6-1 及び図 5.6-2 に示す。

ソリッド要素を用いた解析から得られた要素応力から断面力の算出に当たっては，図 5.6-3 に示す「コンクリート構造物の設計に F E M解析を適用するためのガイドライン（日本コンクリート工学協会 1989 年発行）」に準拠し算出する。各要素の応力の方向を図 5.6-4 に，断面力の方向を図 5.6-5 に示す。

応力度算定には，解析コード「EMR G I N G」を使用する。なお，解析コードの検証，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。

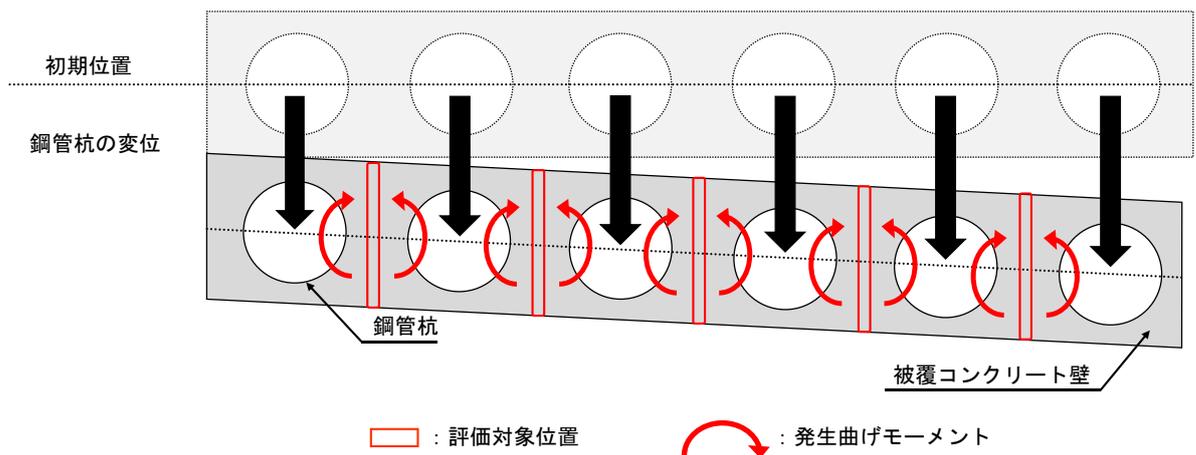


図 5.6-1 評価対象位置及び発生曲げモーメントの概念図

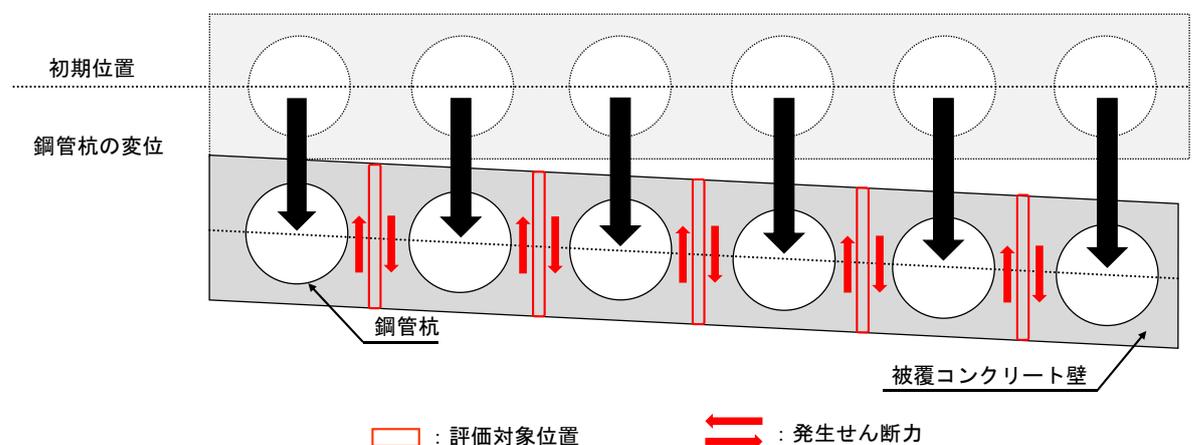


図 5.6-2 評価対象位置及び発生せん断力の概念図

4. 2 配筋計算への反映

(1) 応力値を断面力に変換する方法

平面応力解析や3次元ソリッド解析などの断面力が直接得られない場合で、配筋計算を通常の方法（鉄筋量を断面力から求める）で行う場合は、応力度を断面力へ変換する必要がある。断面力は、要素応力（要素図心応力、あるいはガウス積分点応力）を、式（4. 1）で断面の図心軸回りに積分することにより求めることができる（図- 4. 5 参照）。

$$\left. \begin{aligned} M &= \sum \sigma_i \cdot h_i \cdot t_i \cdot \ell_i \\ N &= \sum \sigma_i \cdot h_i \cdot t_i \\ Q &= \sum \tau_i \cdot h_i \cdot t_i \end{aligned} \right\} (4. 1)$$

ここに、M：部材の曲げモーメント

N：部材の軸力

Q：部材のせん断力

σ_i ：要素iの引張または圧縮応力度

τ_i ：要素iのせん断応力度

h_i ：要素iの高さ

t_i ：要素iの厚さ

ℓ_i ：断面図心から要素iの図心までの距離

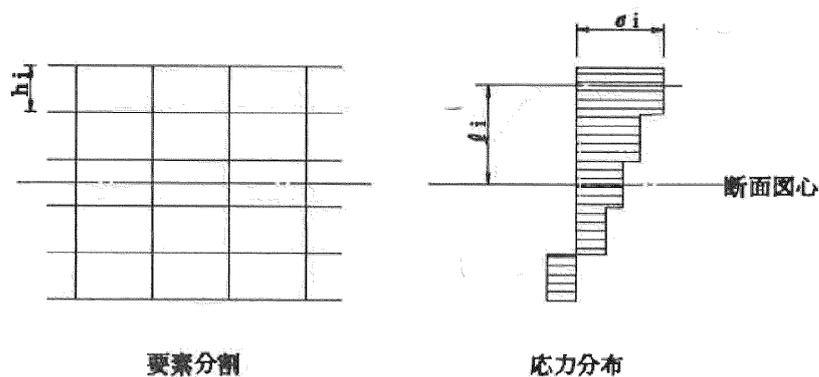


図- 4. 5 応力分布から断面力に変換する方法

図 5.6-3 応力分布から断面力への変換方法

(コンクリート構造物の設計に FEM解析を適用するためのガイドラインより抜粋)

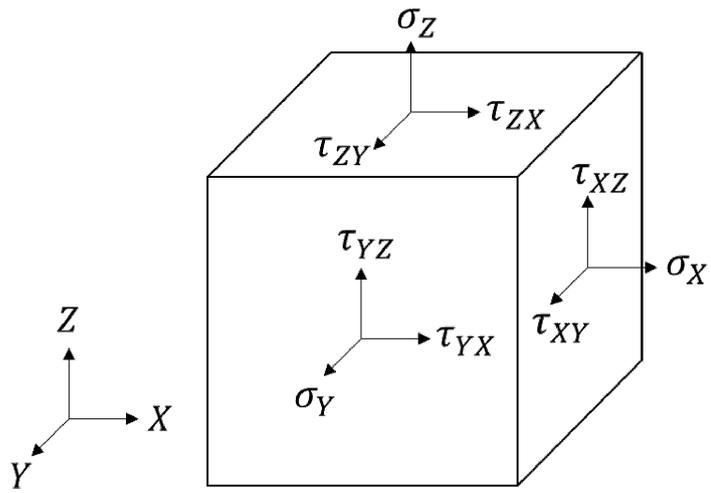
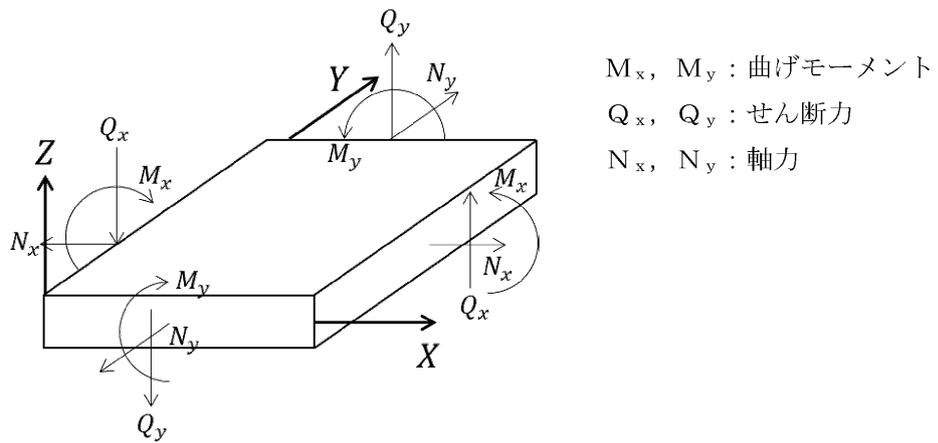


図 5.6-4 ソリッド要素における応力の方向



M_x, M_y : 曲げモーメント

Q_x, Q_y : せん断力

N_x, N_y : 軸力

図 5.6-5 ソリッド要素における断面力の方向

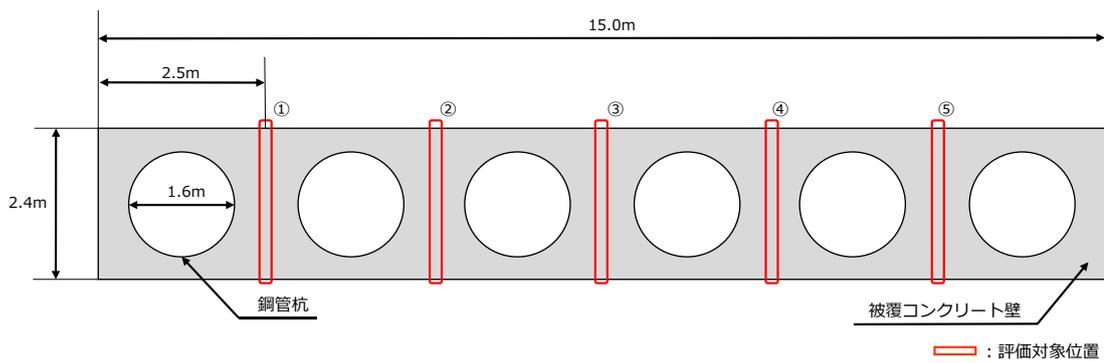
5.7 評価結果

5.7.1 津波時

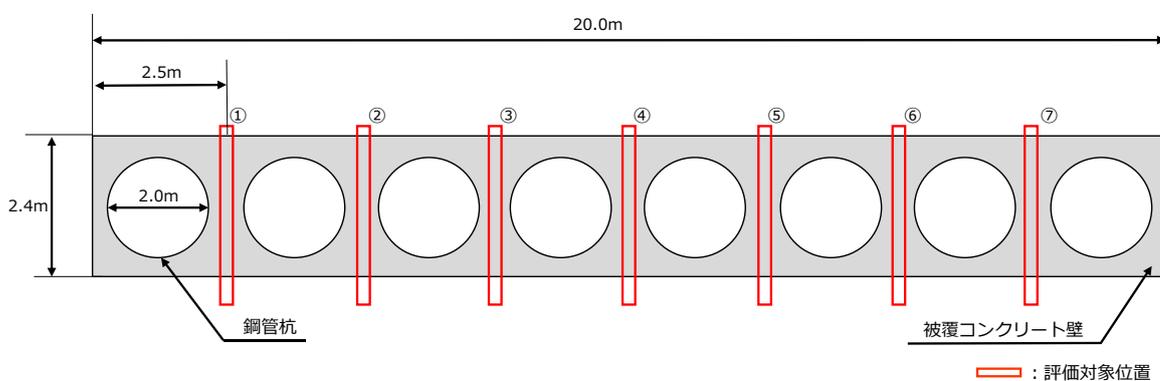
(1) 評価対象位置と照査値

3次元構造解析における評価対象位置は、鋼管杭の相対変位による荷重が作用する評価の厳しくなる杭間とし、図 5.7.1-1 及び図 5.7.1-2 に示す。評価対象位置は、②-②断面においては評価対象位置①～⑤とし、③-③断面及び④-④断面においては評価対象位置①～⑦とする。

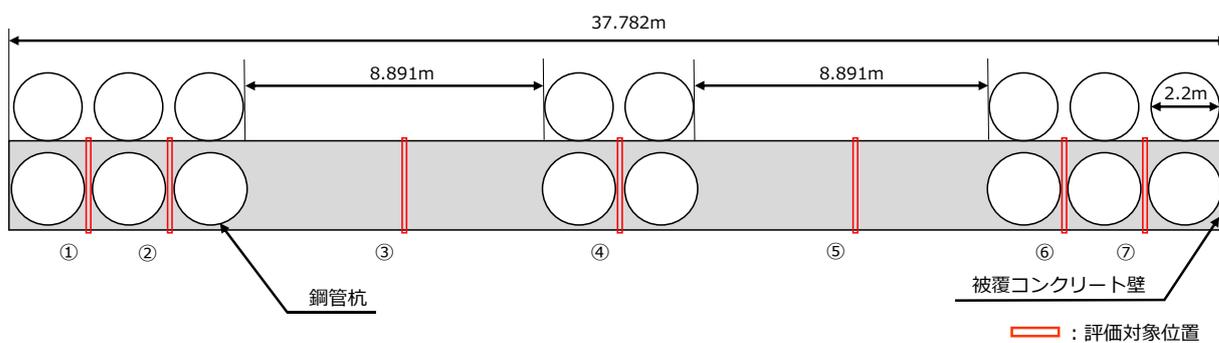
コンクリートの曲げ・軸力系破壊及びせん断破壊に対する照査において各評価対象位置の照査値を表 5.7.1-1 及び表 5.7.1-2 に示す。



(②-②断面)

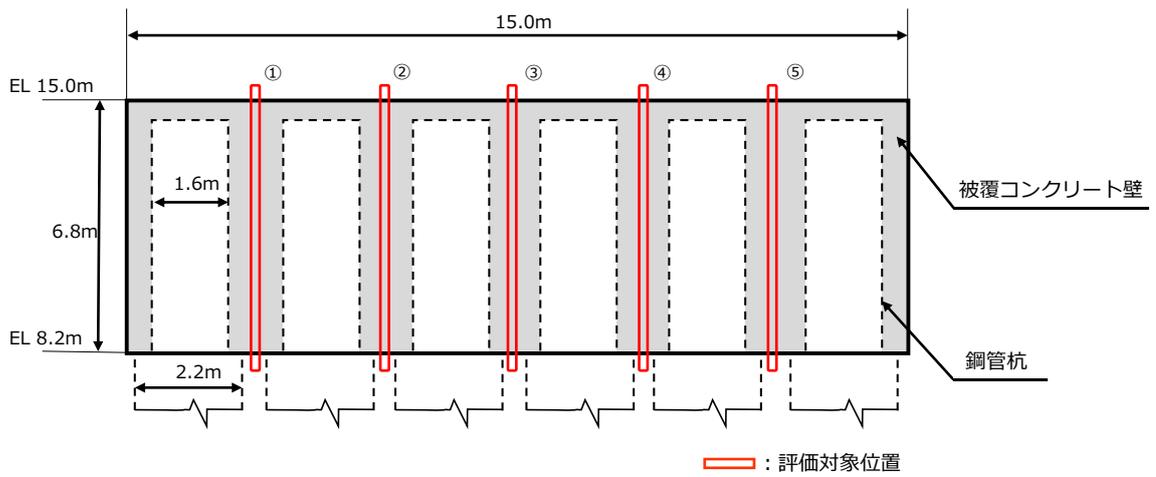


(③-③断面)

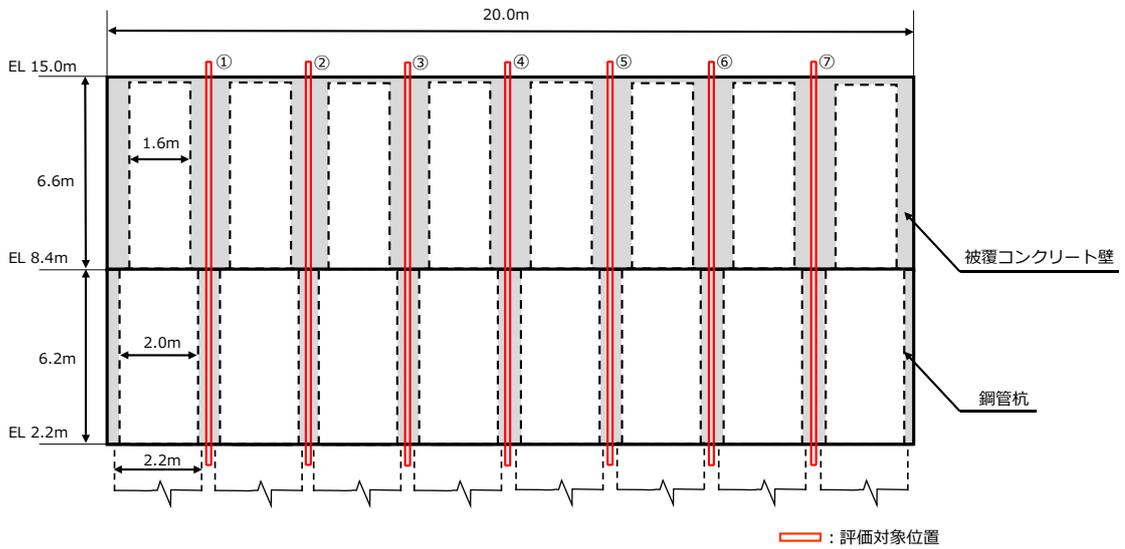


(④-④断面)

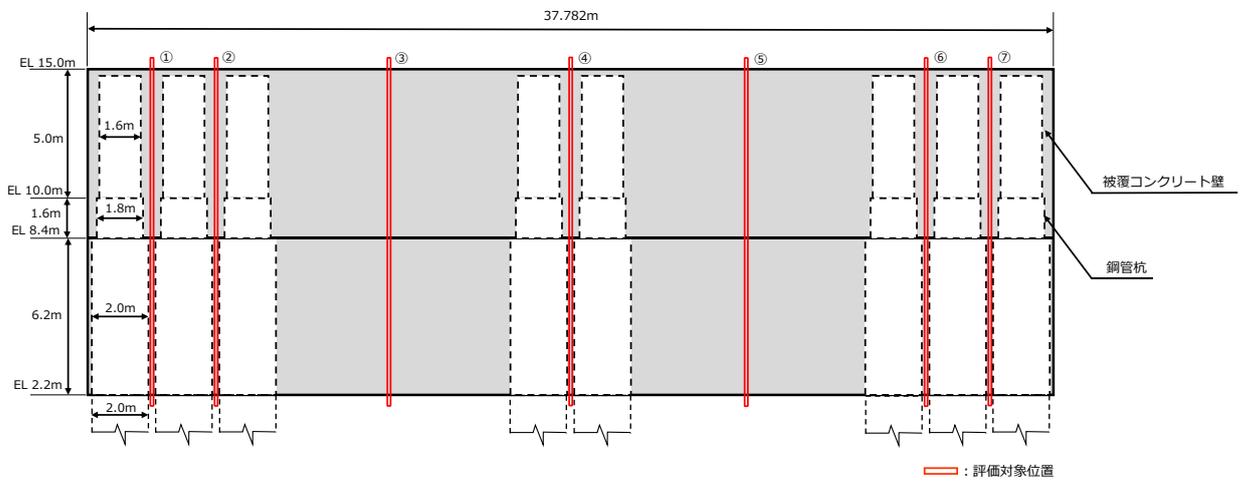
図 5.7.1-1 評価対象位置図 (平面図)



(②-②断面)



(③-③断面)



(④-④断面)

図 5.7.1-2 評価対象位置図 (正面図)

表 5.7.1-1 コンクリートの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面)

		コンクリートの 曲げ圧縮照査値	鉄筋の曲げ引張照査値
評価対象位置	①	0.05	0.18
	②	0.06	0.21
	③	0.06	0.21
	④	0.06	0.21
	⑤	0.05	0.18

		コンクリートの 曲げ圧縮照査値	鉄筋の曲げ引張照査値
評価対象位置	①	0.09	0.24
	②	0.12	0.32
	③	0.13	0.35
	④	0.13	0.37
	⑤	0.13	0.35
	⑥	0.12	0.31
	⑦	0.09	0.24

(③-③断面)

		コンクリートの 曲げ圧縮照査値	鉄筋の曲げ引張照査値
評価対象位置	①	0.03	0.03
	②	0.03	0.08
	③	0.16	0.37
	④	0.13	0.13
	⑤	0.16	0.36
	⑥	0.03	0.07
	⑦	0.03	0.03

(④-④断面)

表 5.7.1-2 コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値

(②-②断面)

		コンクリートのせん断照査値
評価対象位置	①	0.05
	②	0.05
	③	0.04
	④	0.03
	⑤	0.03

(③-③断面)

		コンクリートのせん断照査値
評価対象位置	①	0.08
	②	0.07
	③	0.05
	④	0.02
	⑤	0.02
	⑥	0.05
	⑦	0.06

(④-④断面)

		コンクリートのせん断照査値
評価対象位置	①	0.38
	②	0.61
	③	0.33
	④	0.04
	⑤	0.33
	⑥	0.67
	⑦	0.44

(2) コンクリート壁の曲げ・軸力系破壊に対する照査

コンクリート壁の曲げ・軸力系破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる評価対象位置での結果を表 5.7.1-3 及び表 5.7.1-4 に示す。また、最も厳しい照査値となる評価対象位置での断面力図を図 5.7.1-3 及び図 5.7.1-4 に示す。

表 5.7.1-3 コンクリートの曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
(②-②断面, 評価対象位置③)

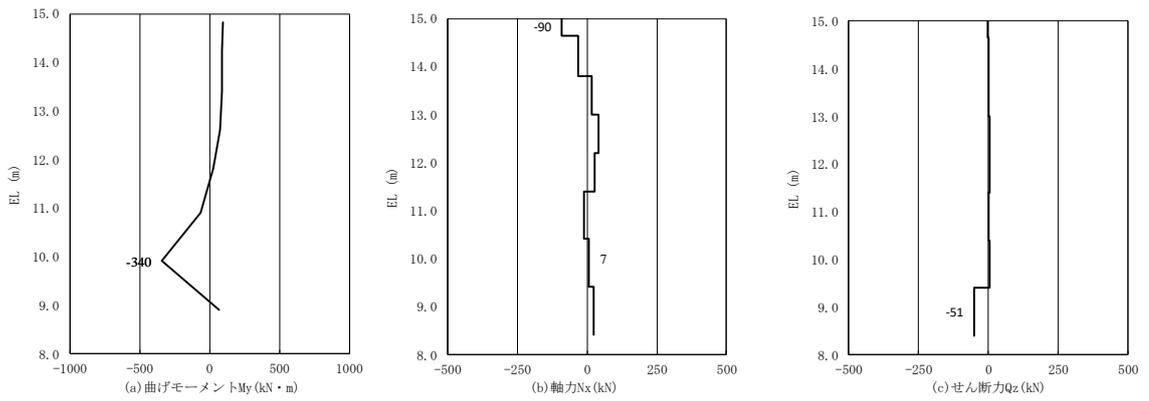
評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
③	340	7	0.79	13.5	0.06

(③-③断面, 評価対象位置④)

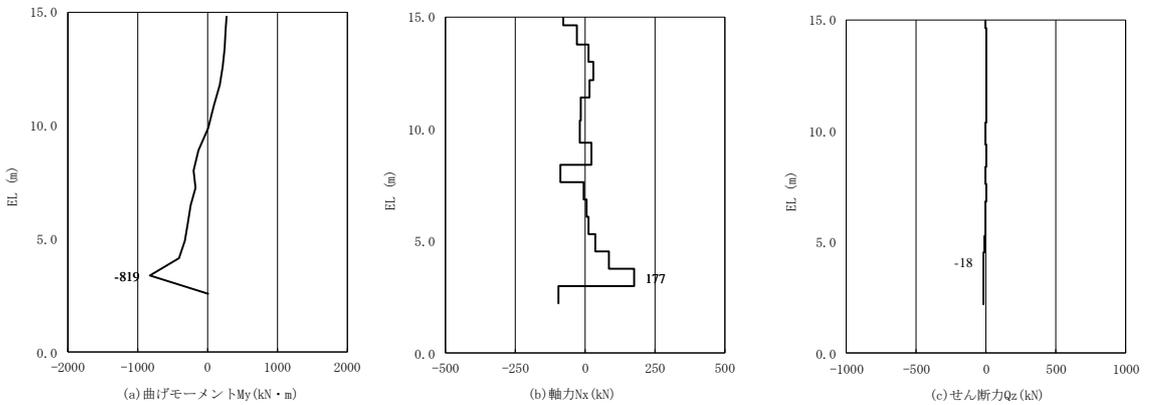
評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
④	819	177	1.70	13.5	0.13

(④-④断面, 評価対象位置③)

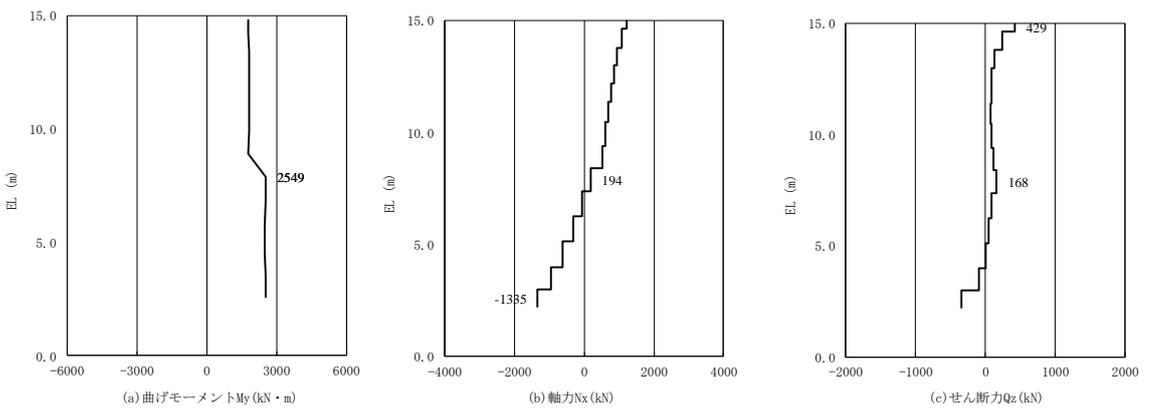
評価対象位置	発生断面力		曲げ圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
③	2549	194	2.09	13.5	0.16



(②－②断面，評価対象位置③)



(③－③断面，評価対象位置④)



(④－④断面，評価対象位置③)

図 5.7.1-3 コンクリートの曲げ・軸力系破壊に対する照査に用いる断面力

表 5.7.1-4 鉄筋の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値

(②-②断面, 評価対象位置③)

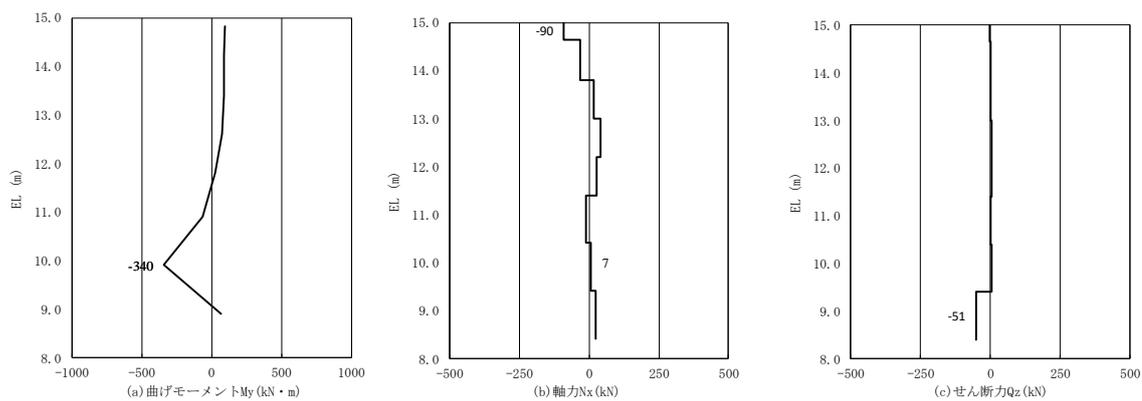
評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
③	340	7	60.10	294	0.21

(③-③断面, 評価対象位置④)

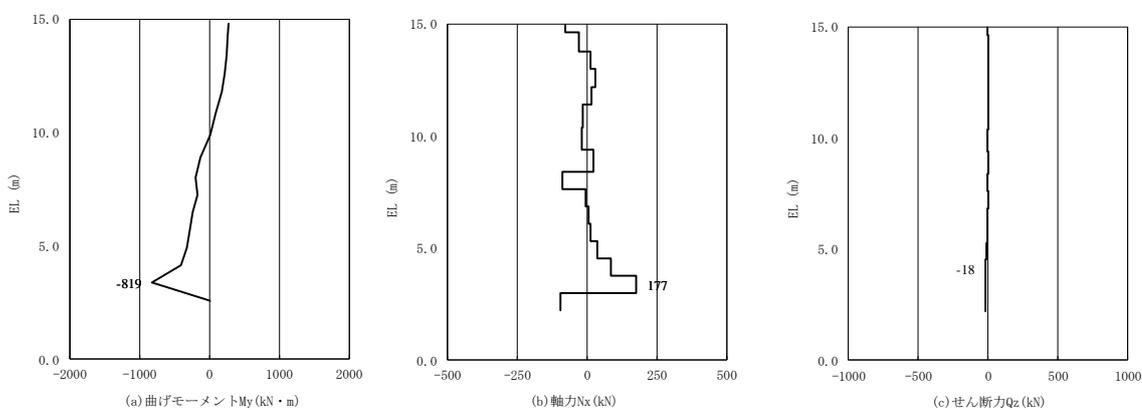
評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
④	819	177	106.20	294	0.37

(④-④断面, 評価対象位置③)

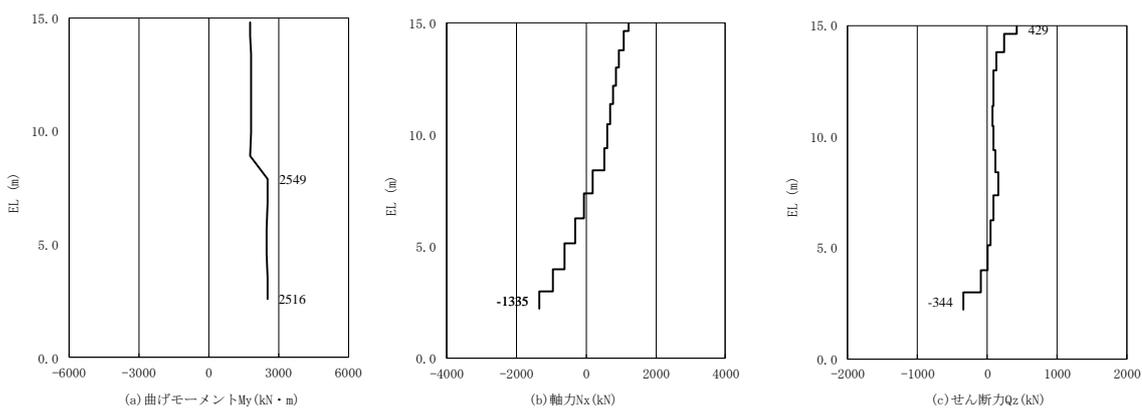
評価対象位置	発生断面力		曲げ引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
	曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			
③	2516	-1335	108.44	294	0.37



(②－②断面，評価対象位置③)



(③－③断面，評価対象位置④)



(④－④断面，評価対象位置③)

図 5.7.1-4 鉄筋の曲げ・軸力系破壊に対する照査に用いる断面力

(3) コンクリートのせん断破壊に対する照査

被覆コンクリート壁のせん断破壊に対する照査において、最も厳しい照査値となる評価対象位置での結果を表 5.7.1-5 に示す。また、最も厳しい照査値となる評価対象位置での解析ケースの断面力図を図 5.7.1-5 に示す。

表 5.7.1-5 コンクリートのせん断破壊に対する照査における最大照査値

(②-②断面, 評価対象位置①)

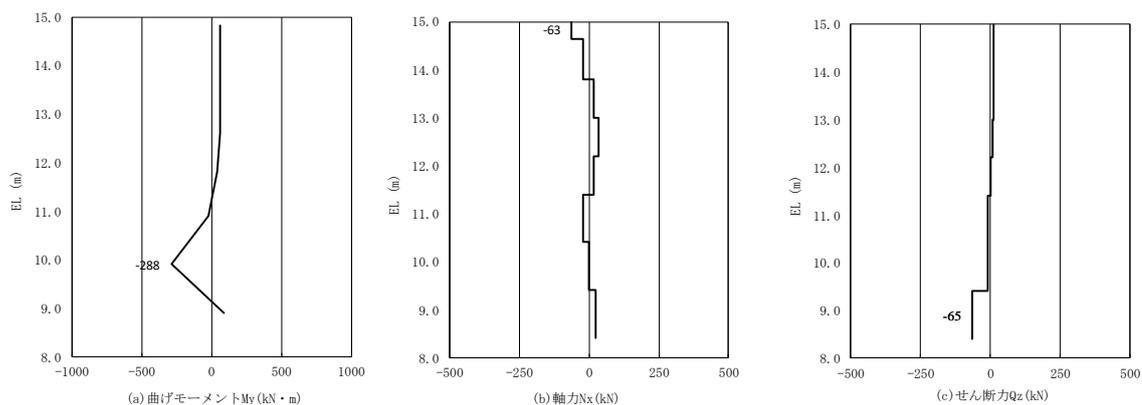
評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{ca} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{ca}
	せん断力 Q (kN)			
①	65	0.03	0.67	0.05

(③-③断面, 評価対象位置①)

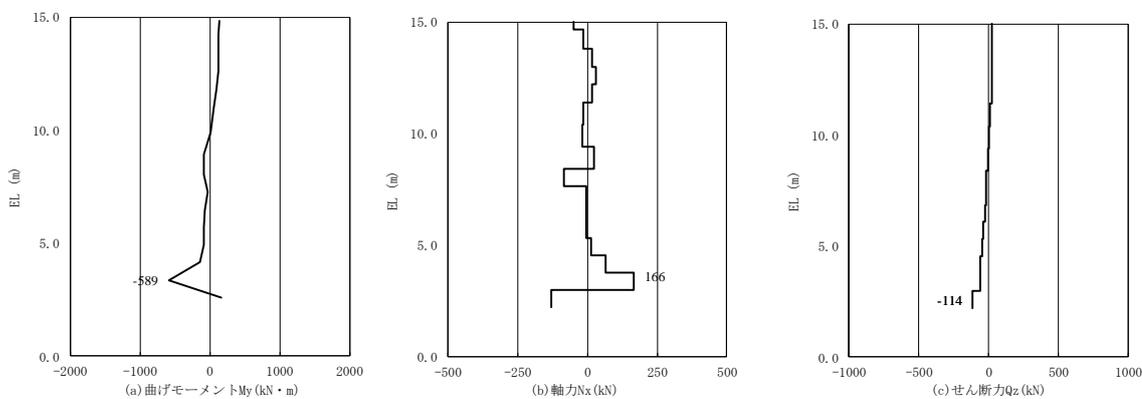
評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{ca} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{ca}
	せん断力 Q (kN)			
①	114	0.05	0.67	0.08

(④-④断面, 評価対象位置⑥)

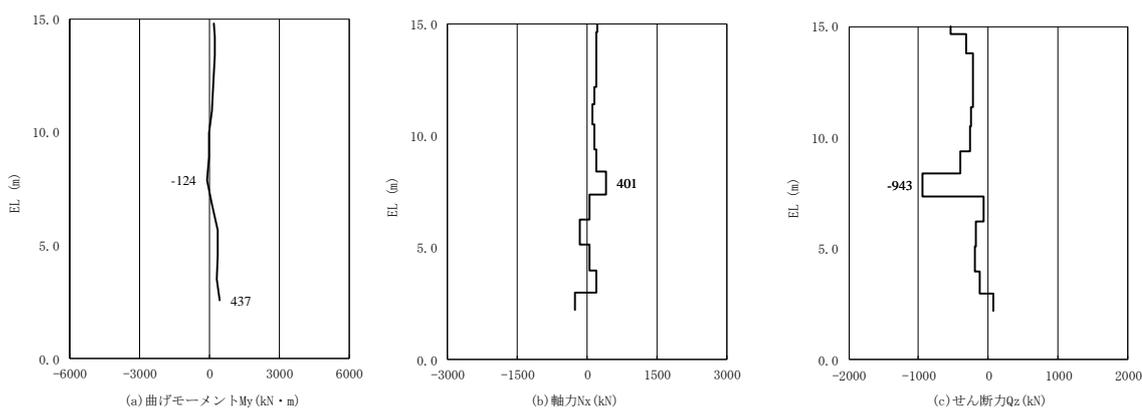
評価対象位置	発生断面力	せん断 応力度 τ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{ca} (N/mm ²)	照査値 τ_c / τ_{ca}
	せん断力 Q (kN)			
⑥	943	0.44	0.67	0.67



(②-②断面, 評価対象位置①)



(③-③断面, 評価対象位置①)



(④-④断面, 評価対象位置⑥)

図 5.7.1-5 コンクリートのせん断破壊に対する照査に用いる断面力

5.7.2 重疊時

追而

(参考資料 1) 多重鋼管杭の断面変化点における照査

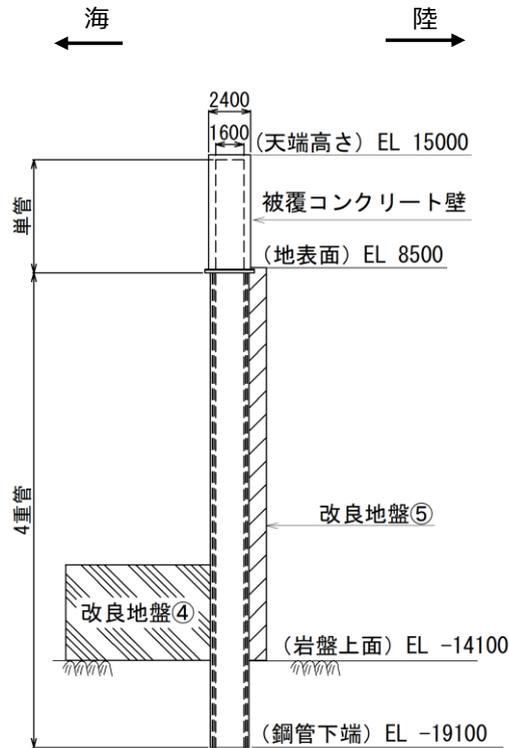
1. 概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）のうち，多重鋼管杭は標高に応じて鋼管杭の構成が異なることによる断面変化点が存在する。また，「4.3 評価結果」における鋼管杭の耐津波評価では，最も照査が厳しい断面に対する照査結果を示している。

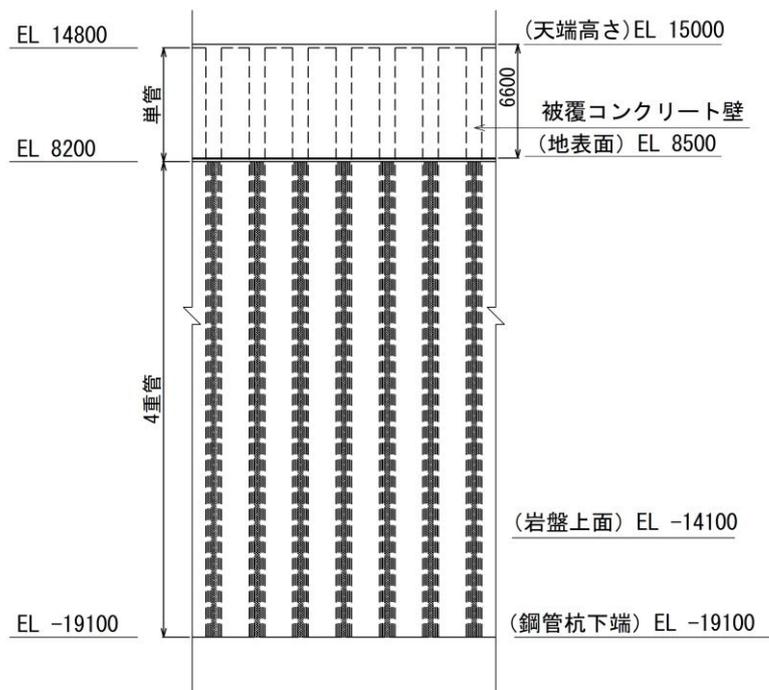
本資料では，各評価対象断面における鋼管杭の断面変化点毎の照査結果を示し，「4.3 評価結果」における鋼管杭の耐津波評価で示している照査値が最大となることを確認する。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各評価対象断面における構造図を図 1-1～図 1-4 に示す。

【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】
 単管 : ϕ 1600 mm
 4重管 : ϕ 1600 mm, ϕ 1800 mm, ϕ 2000 mm, ϕ 2200 mm



(断面図)

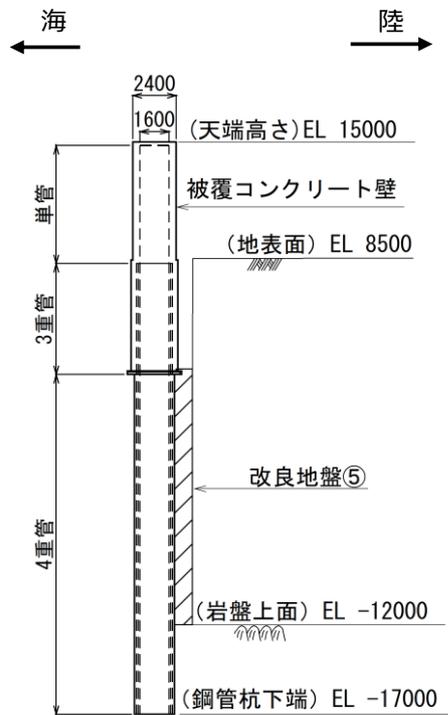


(正面図)

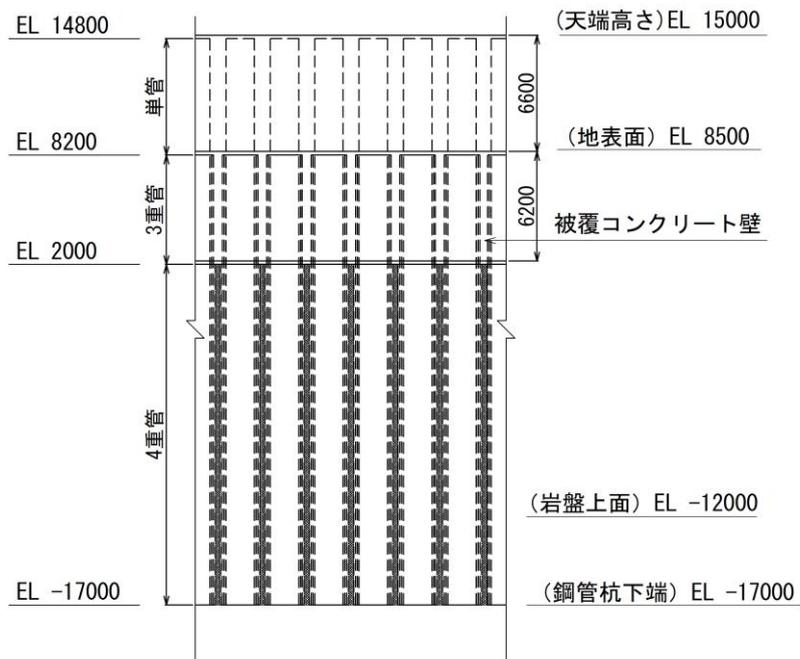
図 1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（②-②断面）

(参考) 1-2

【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】
 単管 : φ 1600 mm
 3重管 : φ 1600 mm, φ 1800 mm, φ 2000 mm
 4重管 : φ 1600 mm, φ 1800 mm, φ 2000 mm, φ 2200 mm



(断面図)

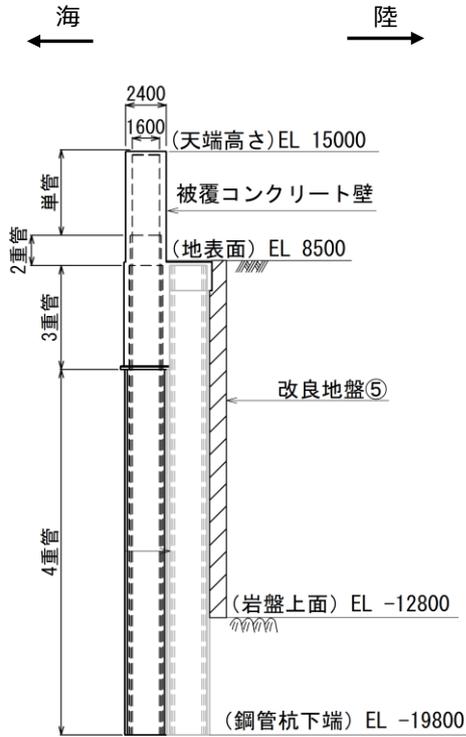


(正面図)

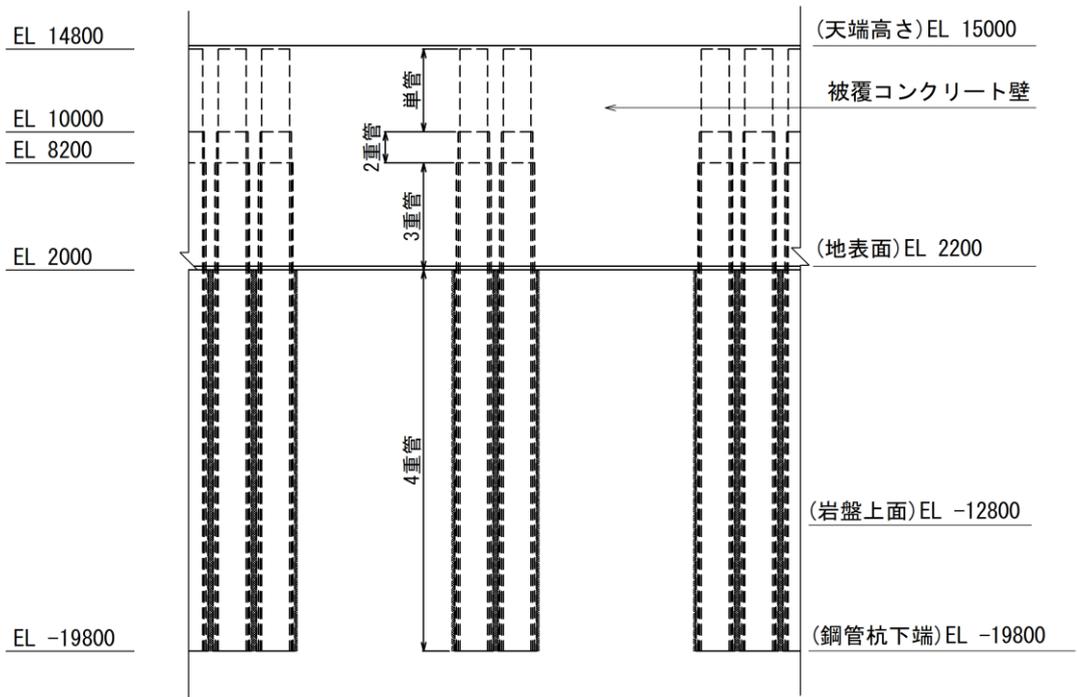
図 1-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（③-③断面）

(参考) 1-3

【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】
 単管 : φ 1600 mm
 2重管 : φ 1600 mm, φ 1800 mm
 3重管 : φ 1600 mm, φ 1800 mm, φ 2000 mm
 4重管 : φ 1600 mm, φ 1800 mm, φ 2000 mm, φ 2200 mm



(断面図)

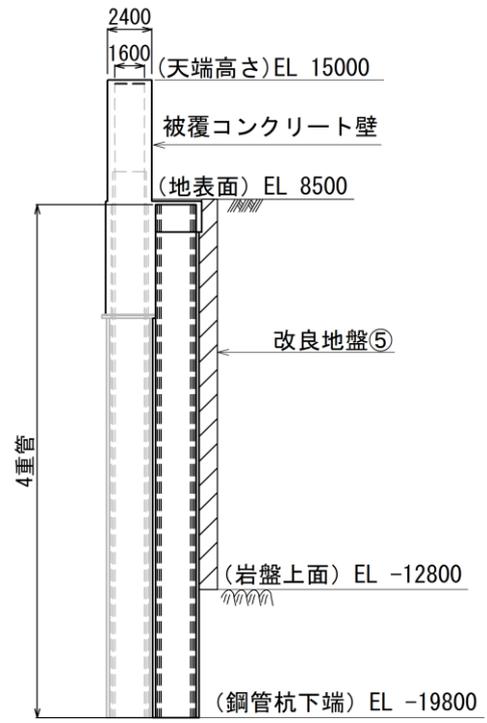


(正面図)

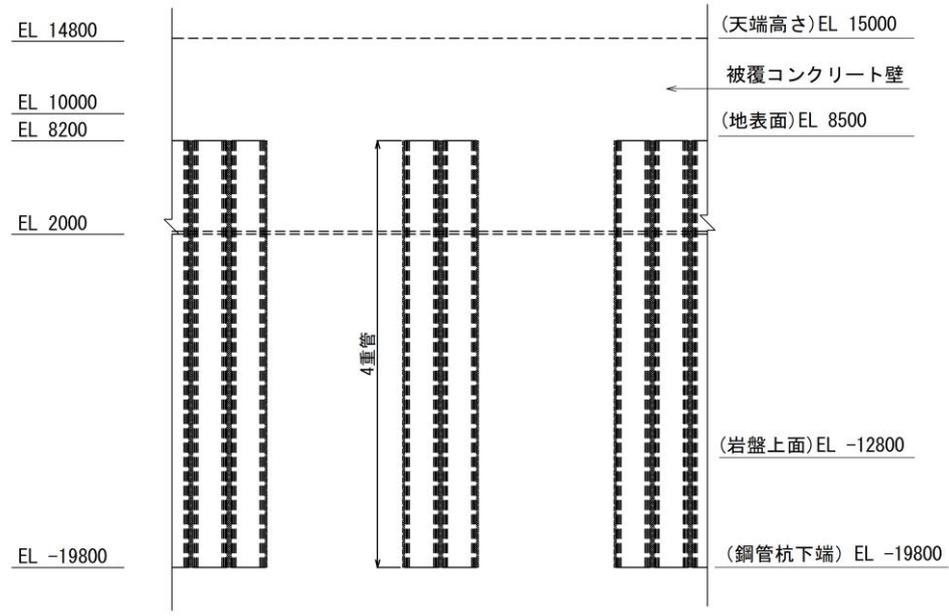
図 1-3 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（④-④断面，海側）

(参考) 1-4

【鋼管杭の構成（鋼管杭の板厚はすべて 25 mm）】
 4重管：φ 1600 mm，φ 1800 mm，φ 2000 mm，φ 2200 mm



(断面図)



(正面図)

図 1-4 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造図（④-④断面，陸側）

2 評価結果

2.1 津波時

2.1.1 照査値一覧

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各評価対象断面における，多重鋼管杭における各断面変化点の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査値一覧を表 2.1.1-1 に，各断面変化点の鋼管杭のせん断破壊に対する照査値一覧を表 2.1.1-2 に示す。

表 2.1.1-1 各断面変化点の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査値一覧

評価対象断面	断面変化点	照査値 M_{max}/M_y	備考
②-②断面	単管部	0.37	「4.3 評価結果」にて評価済み
	4重管部	0.12	
③-③断面	単管部	0.45	「4.3 評価結果」にて評価済み
	3重管部	0.33	
	4重管部	0.22	
④-④断面	単管部 (海側杭)	0.07	
	2重管部 (海側杭)	0.08	「4.3 評価結果」にて評価済み
	3重管部 (海側杭)	0.07	
	4重管部 (海側杭)	0.05	
	4重管部 (陸側杭)	0.05	「4.3 評価結果」にて評価済み

表 2.1.1-2 各断面変化点の鋼管杭のせん断破壊に対する照査値一覧

評価対象断面	断面変化点	照査値 Q_{max}/Q_a	備考
②-②断面	単管部	0.08	「4.3 評価結果」にて評価済み
	4重管部	0.02	
③-③断面	単管部	0.10	「4.3 評価結果」にて評価済み
	3重管部	0.05	
	4重管部	0.04	
④-④断面	単管部 (海側杭)	0.03	
	2重管部 (海側杭)	0.03	「4.3 評価結果」にて評価済み
	3重管部 (海側杭)	0.02	
	4重管部 (海側杭)	0.02	
	4重管部 (陸側杭)	0.03	「4.3 評価結果」にて評価済み

2.1.2 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査

鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査結果を表 2.1.2-1～表 2.1.2-4 に示す。また、断面力図を図 2.1.2-1～図 2.1.2-4 に示す。この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であること及び「4.3 評価結果」における鋼管杭の耐津波評価で示している照査値が最大となることを確認した。

表 2.1.2-1 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値

(②-②断面, 単管部)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
5402	1212	14637	0.37

(②-②断面, 4重管部)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
10663	1688	88648	0.12

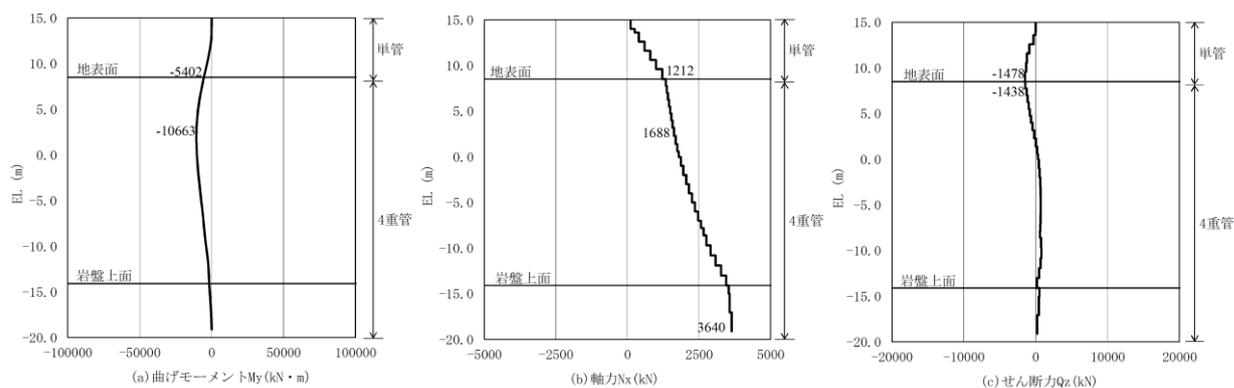


図 2.1.2-1 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における断面力

(②-②断面)

表 2.1.2-2 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, 単管部)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
6502	1033	14706	0.45

(③-③断面, 3重管部)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
18785	1933	57301	0.33

(③-③断面, 4重管部)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
18730	2088	88461	0.22

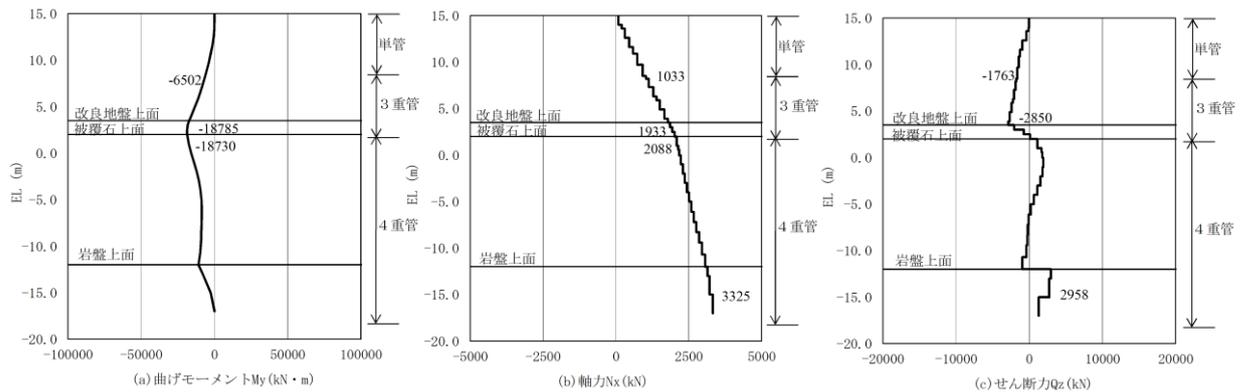


図 2.1.2-2 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における断面力

(③-③断面)

表 2.1.2-3 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 海側杭, 単管部)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
938	231	15017	0.07

(④-④断面, 海側杭, 2重管部)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
2526	587	34083	0.08

(④-④断面, 海側杭, 3重管部)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
3489	1464	57508	0.07

(④-④断面, 海側杭, 4重管部)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
3489	4185	87479	0.05

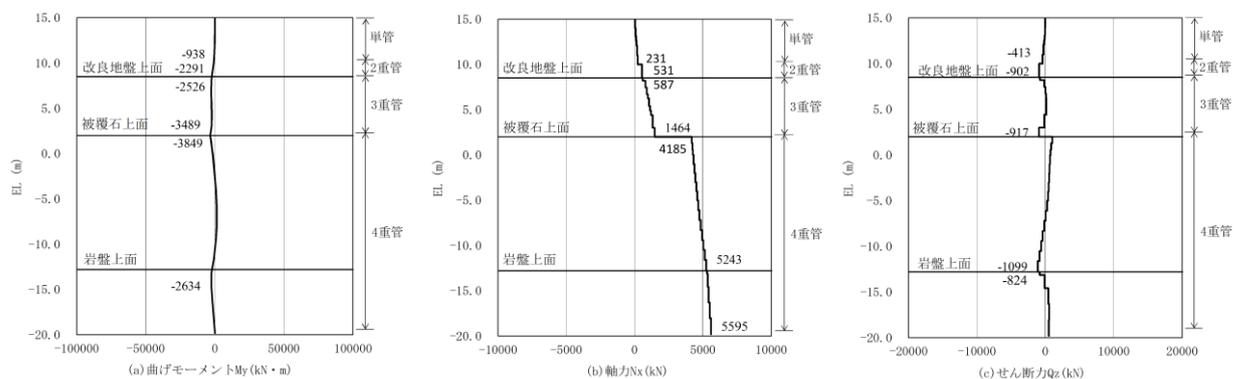


図 2.1.2-3 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における断面力

(④-④断面, 海側杭)

表 2.1.2-4 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 陸側杭, 4重管部)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
3589	1038	88953	0.05

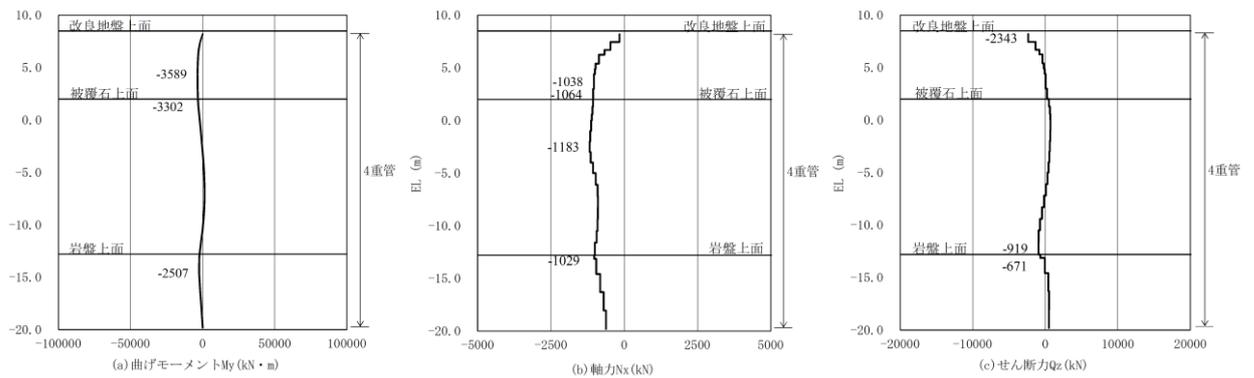


図 2.1.2-4 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における断面力
(④-④断面, 陸側杭)

2.1.3 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

鋼管杭のせん断破壊に対する照査結果を表 2.1.3-1～表 2.1.3-4 に示す。また、断面力図を図 2.1.3-1～図 2.1.3-4 に示す。この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であること及び「4.3 評価結果」における鋼管杭の耐津波評価で示している照査値が最大となることを確認した。

表 2.1.3-1 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(②-②断面, 単管部)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
1478	19421	0.08

(②-②断面, 4重管部)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
1438	95166	0.02

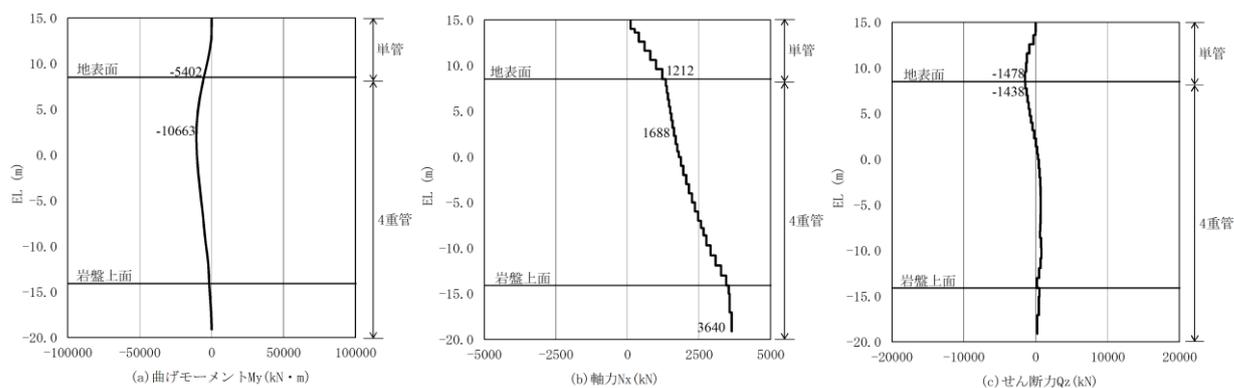


図 2.1.3-1 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(②-②断面)

表 2.1.3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, 単管部)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
1763	19421	0.10

(③-③断面, 3重管部)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
2850	65661	0.05

(③-③断面, 4重管部)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
2958	95166	0.04

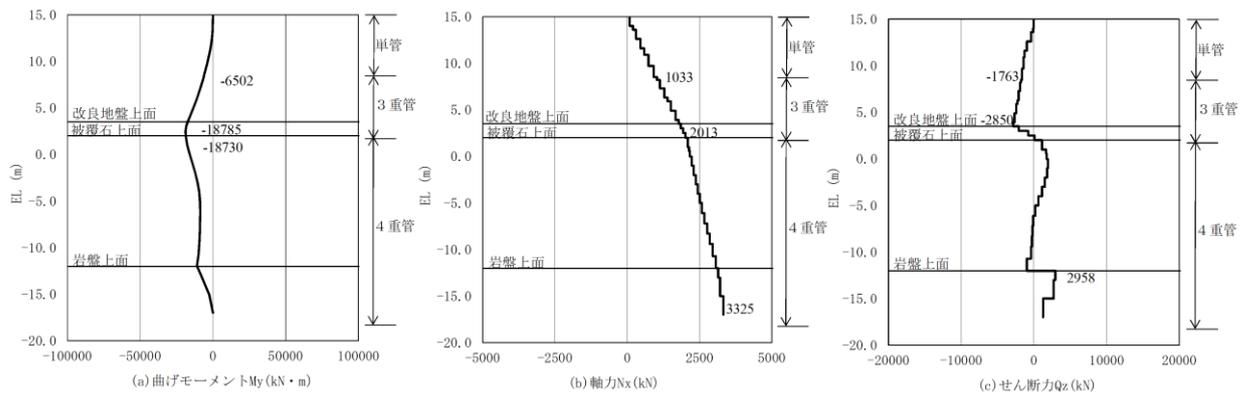


図 2.1.3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(③-③断面)

表 2.1.3-3 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 海側杭, 単管部)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
413	19421	0.03

(④-④断面, 海側杭, 2重管部)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
902	41308	0.03

(④-④断面, 海側杭, 3重管部)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
917	65661	0.02

(④-④断面, 海側杭, 4重管部)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
1099	95166	0.02

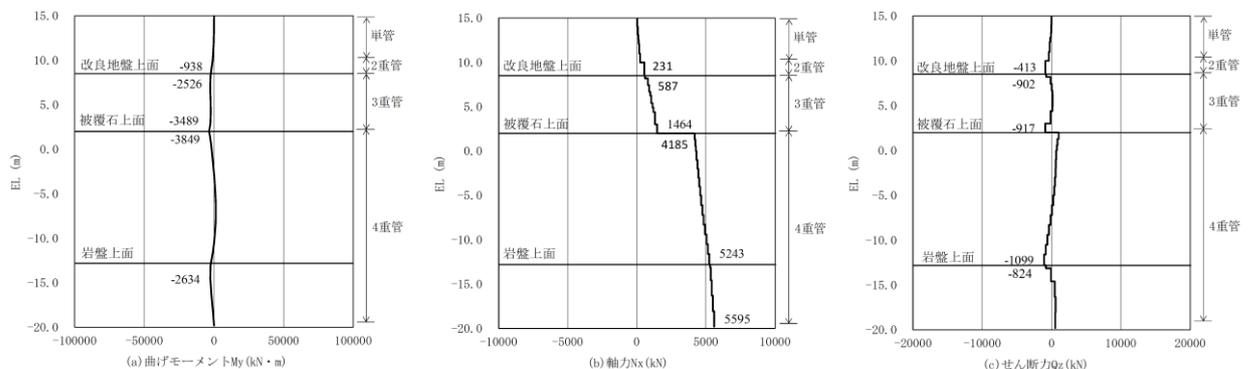


図 2.1.3-3 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(④-④断面, 海側杭)

表 2.1.3-4 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 陸側杭, 4重管部)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
2343	95166	0.03

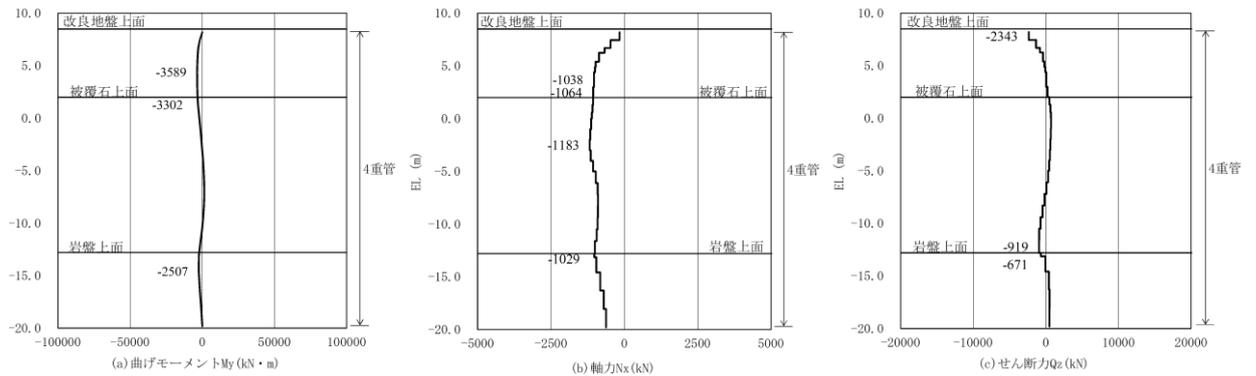


図 2.1.3-4 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(④-④断面, 陸側杭)

2.2 重畳時

2.2.1 照査値一覧

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の各評価対象断面における，多重鋼管杭における各断面変化点の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する最大照査値一覧を表2.2.1-1に，各断面変化点の鋼管杭のせん断破壊に対する最大照査値一覧を表2.2.1-2に示す。

表 2.2.1-1 各断面変化点の鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する最大照査値一覧

評価対象断面	断面変化点	地震動	照査時刻 (s)	照査値 M_{max}/M_y	備考
③-③断面	単管部	S d - D (++)	9.10	0.24	
	3重管部	S d - D (++)	9.09	0.17	
	4重管部	S d - D (++)	17.59	0.34	「4.3 評価結果」にて評価済み
④-④断面	単管部 (海側杭)	S d - D (++)	9.13	0.10	
	2重管部 (海側杭)	S d - D (++)	9.13	0.11	
	3重管部 (海側杭)	S d - D (++)	8.64	0.13	「4.3 評価結果」にて評価済み
	4重管部 (海側杭)	S d - D (++)	8.64	0.09	
	4重管部 (陸側杭)	S d - D (++)	8.64	0.09	「4.3 評価結果」にて評価済み

表 2.2.1-2 各断面変化点の鋼管杭のせん断破壊に対する最大照査値一覧

評価対象断面	断面変化点	地震動	照査時刻 (s)	照査値 Q_{max}/Q_a	備考
③-③断面	単管部	S d - D (++)	9.09	0.05	
	3重管部	S d - D (++)	9.07	0.02	
	4重管部	S d - D (++)	17.59	0.07	「4.3 評価結果」にて評価済み
④-④断面	単管部 (海側杭)	S d - D (++)	9.13	0.03	
	2重管部 (海側杭)	S d - D (++)	9.13	0.03	
	3重管部 (海側杭)	S d - D (++)	9.55	0.04	「4.3 評価結果」にて評価済み
	4重管部 (海側杭)	S d - D (++)	30.72	0.01	
	4重管部 (陸側杭)	S d - D (++)	9.13	0.04	「4.3 評価結果」にて評価済み

2.2.2 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査

鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査において最も厳しい照査値となる結果を表 2.2.2-1～表 2.2.2-8 に示す。また、断面力図を図 2.2.2-1～図 2.2.2-8 に示す。この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であること及び「4.3 評価結果」における鋼管杭の耐津波評価で示している照査値が最大となることを確認した。

表 2.2.2-1 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, 単管部, $t=9.10s$)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
3444	1020	14711	0.24

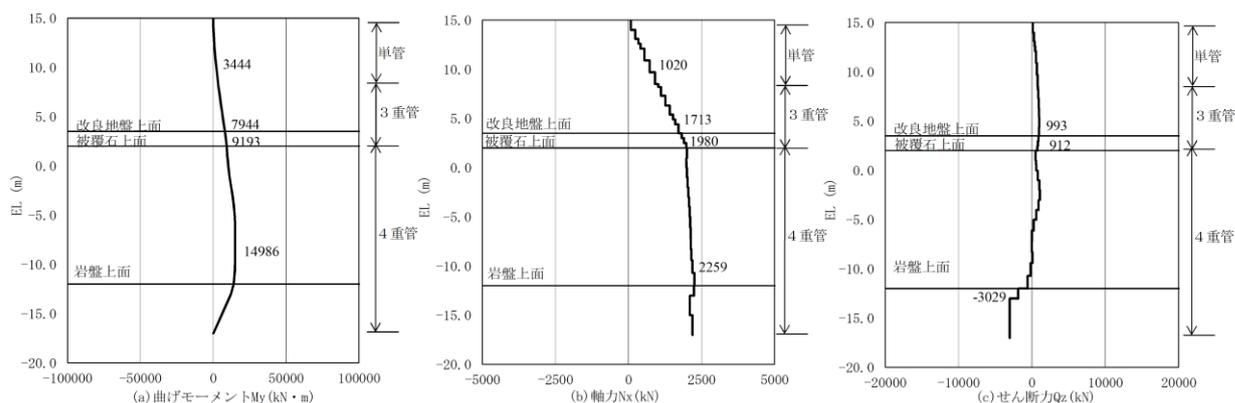


図 2.2.2-1 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における断面力

(③-③断面, 単管部, $S d - D(++)$, $t=9.10s$)

表 2.2.2-2 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
 (③-③断面, 3重管部, t=9.09s)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
9434	2051	57249	0.17

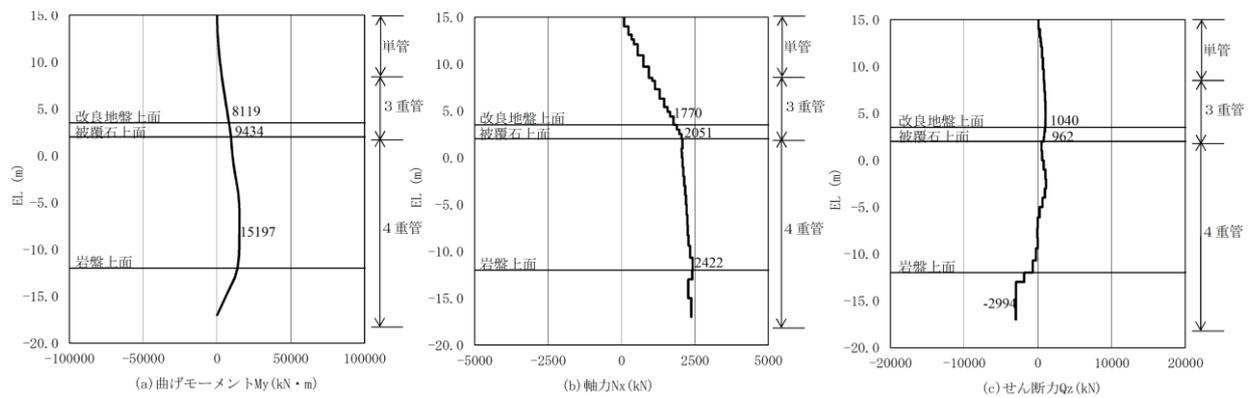


図 2.2.2-2 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における断面力
 (③-③断面, 3重管部, S d - D (++) , t=9.09s)

表 2.2.2-3 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, 4重管部, t=17.59s)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
29306	2085	88462	0.34

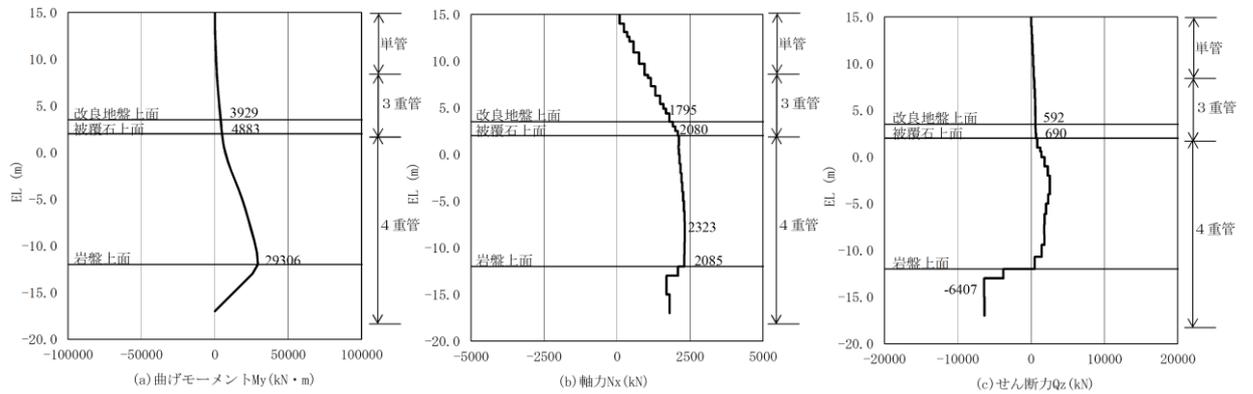


図 2.2.2-3 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における断面力

(③-③断面, 4重管部, S d - D (++) , t=17.59s)

表 2.2.2-4 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
 (④-④断面, 海側杭, 単管部, $t=9.13s$)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
1362	190	15033	0.10

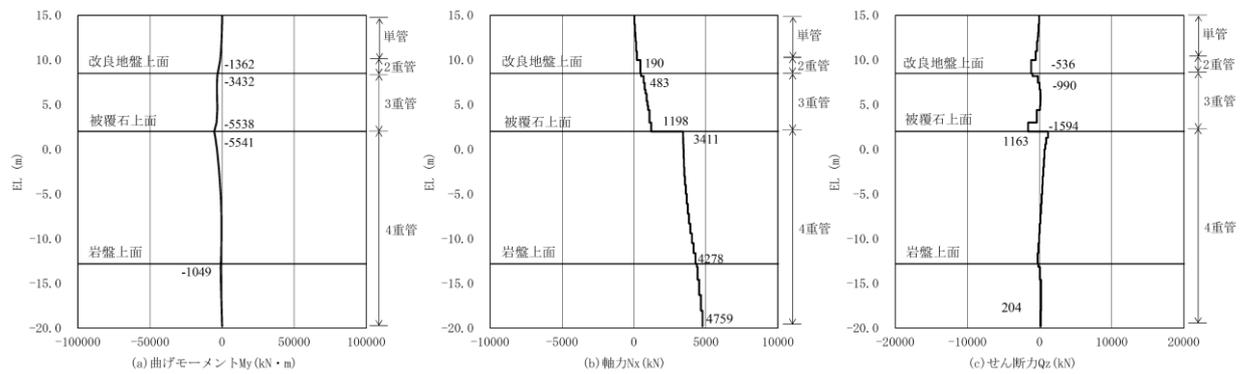


図 2.2.2-4 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における断面力
 (④-④断面, 海側杭, 単管部, $S_d-D(++)$, $t=9.13s$)

表 2.2.2-5 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 海側杭, 2重管部, t=9.13s)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
3431	483	34126	0.11

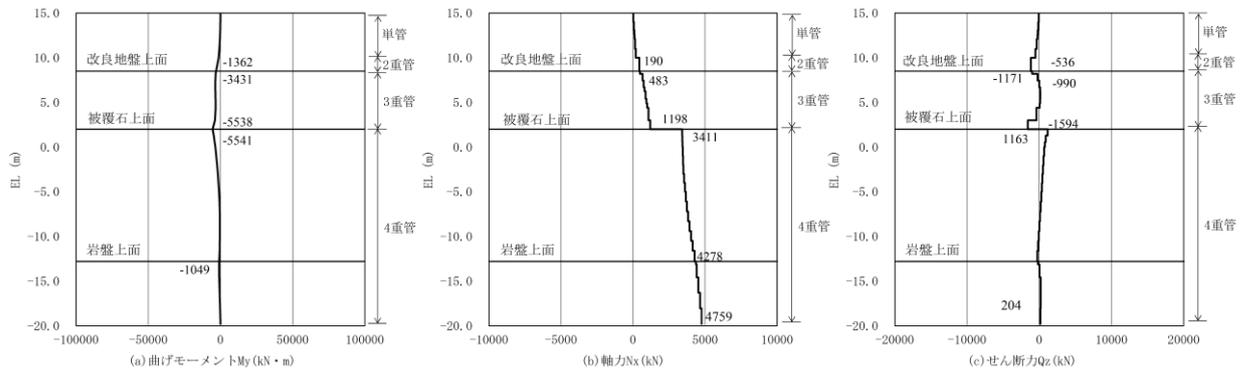


図 2.2.2-5 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における断面力

(④-④断面, 海側杭, 2重管部, S d - D (++) , t=9.13s)

表 2.2.2-6 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 海側杭, 3重管部, t=8.64s)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
7390	1554	57468	0.13

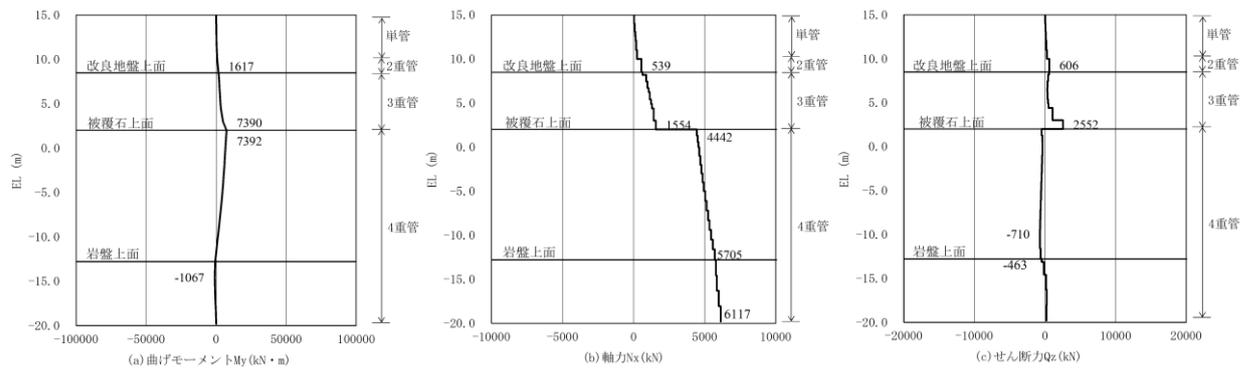


図 2.2.2-6 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における断面力

(④-④断面, 海側杭, 3重管部, S d - D (++) , t=8.64s)

表 2.2.2-7 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
 (④-④断面, 海側杭, 4重管部, t=8.64s)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
7392	4442	87358	0.09

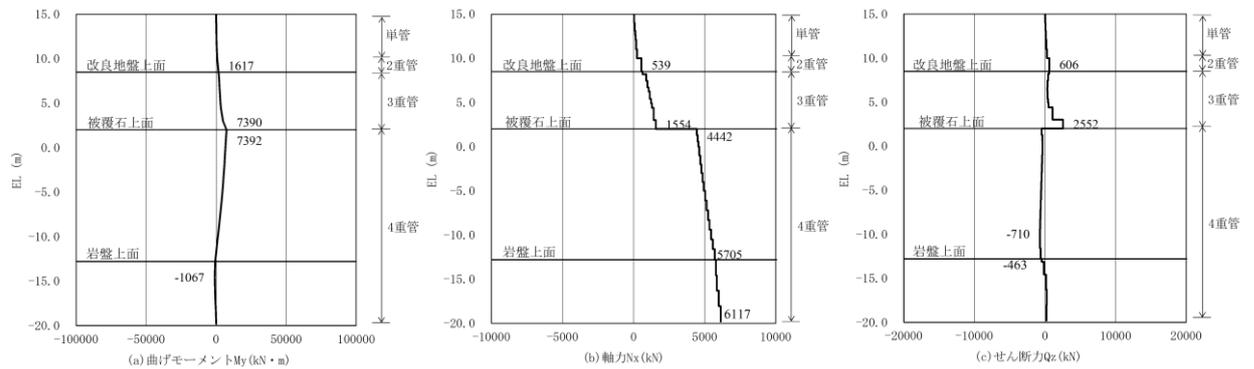


図 2.2.2-7 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における断面力
 (④-④断面, 海側杭, 4重管部, S d - D (++) , t=8.64s)

表 2.2.2-8 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における最大照査値
 (④-④断面, 陸側杭, 4重管部, t=8.64s)

発生断面力		降伏 モーメント M_y (kN・m)	照査値 M_{max}/M_y
曲げモーメント M_{max} (kN・m)	軸力 N (kN)		
7617	279	89308	0.09

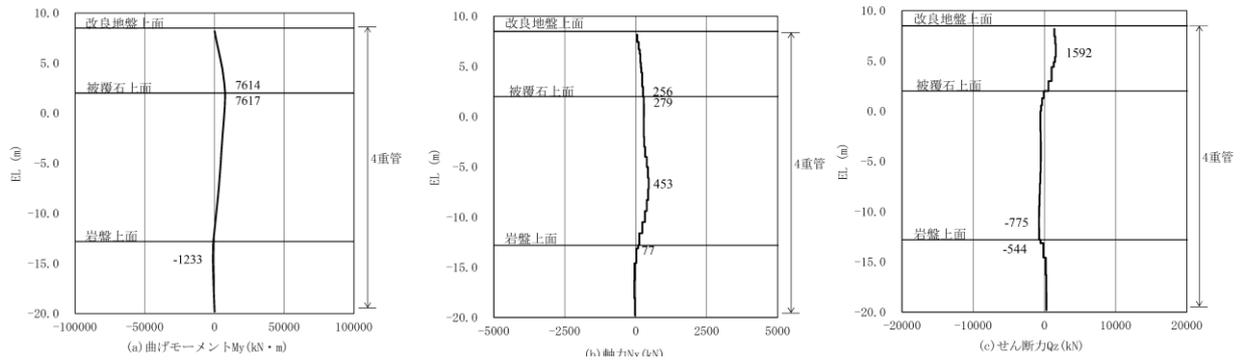


図 2.2.2-8 鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における断面力
 (④-④断面, 陸側杭, 4重管部, S d - D (++) , t=8.64s)

2.2.3 鋼管杭のせん断破壊に対する照査

鋼管杭のせん断破壊に対する照査において最も厳しい照査値となる結果を表 2.2.3-1～表 2.2.3-8 に示す。また、断面力図を図 2.2.3-1～図 2.2.3-8 に示す。この結果から、鋼管杭の発生応力が許容限界以下であること及び「4.3 評価結果」における鋼管杭の耐津波評価で示している照査値が最大となることを確認した。

表 2.2.3-1 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, 単管部, $t=9.09s$)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
845	19421	0.05

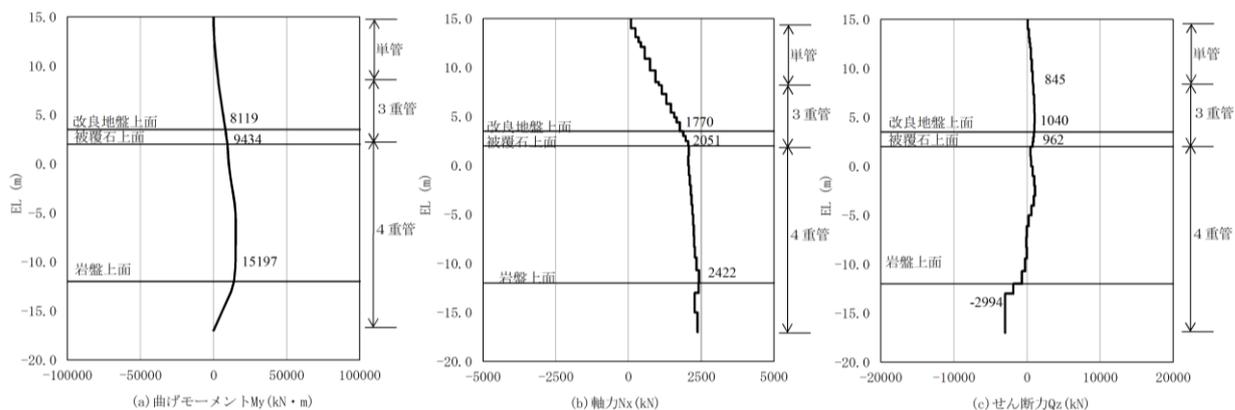


図 2.2.3-1 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(③-③断面, 単管部, $S_d - D(+ +)$, $t=9.09s$)

表 2.2.3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値
 (③-③断面, 3重管部, $t=9.07s$)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
1066	65661	0.02

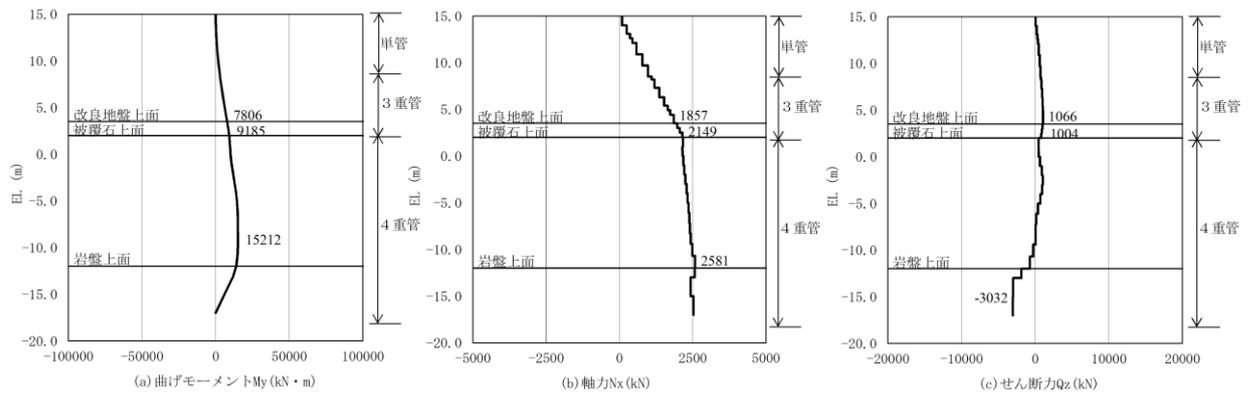


図 2.2.3-2 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
 (③-③断面, 3重管部, S d - D (++) , $t=9.07$)

表 2.2.3-3 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(③-③断面, 4重管部, $t=17.59s$)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
6407	95166	0.07

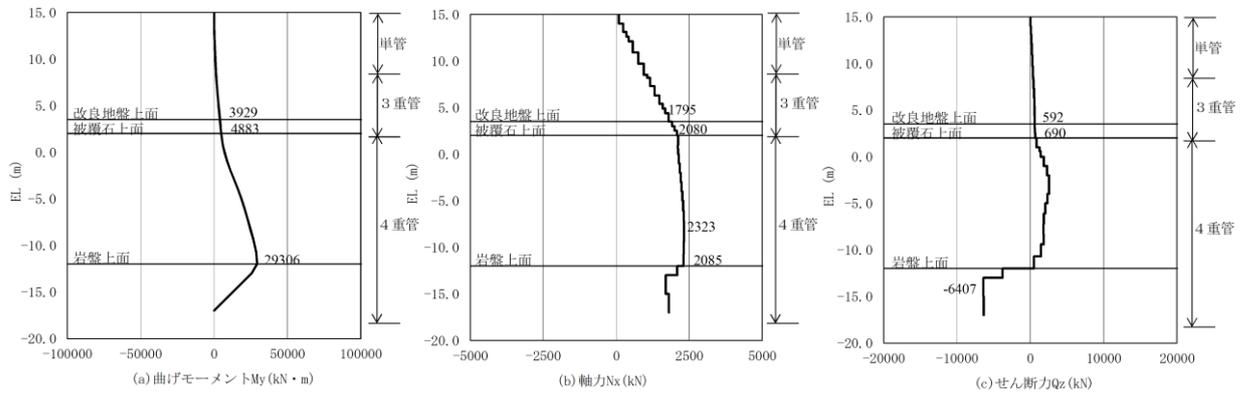


図 2.2.3-3 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(③-③断面, 4重管部, $S d - D(++)$, $t=17.59s$)

表 2.2.3-4 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値
 (④-④断面, 海側杭, 単管部, $t=9.13s$)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
536	19421	0.03

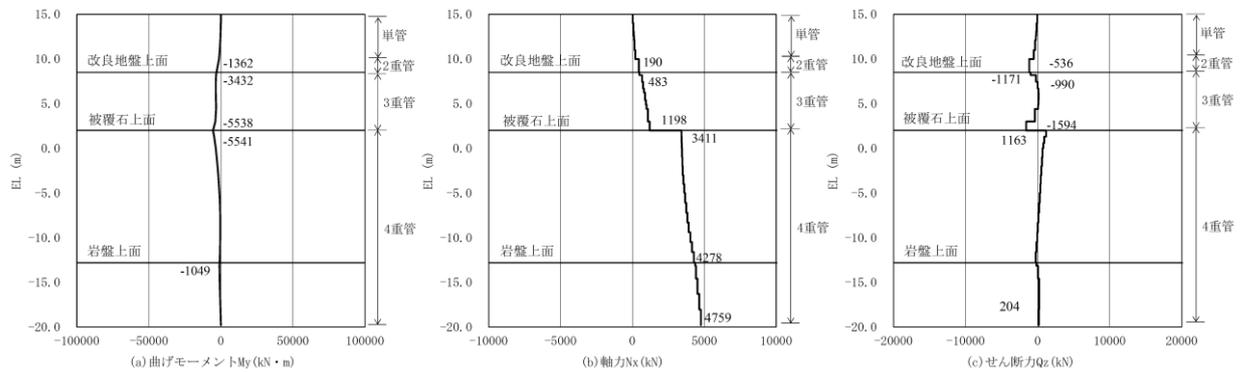


図 2.2.3-4 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
 (④-④断面, 海側杭, 単管部, $S_d - D(++)$, $t=9.13s$)

表 2.2.3-5 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 海側杭, 2重管部, $t=9.13s$)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
1171	41308	0.03

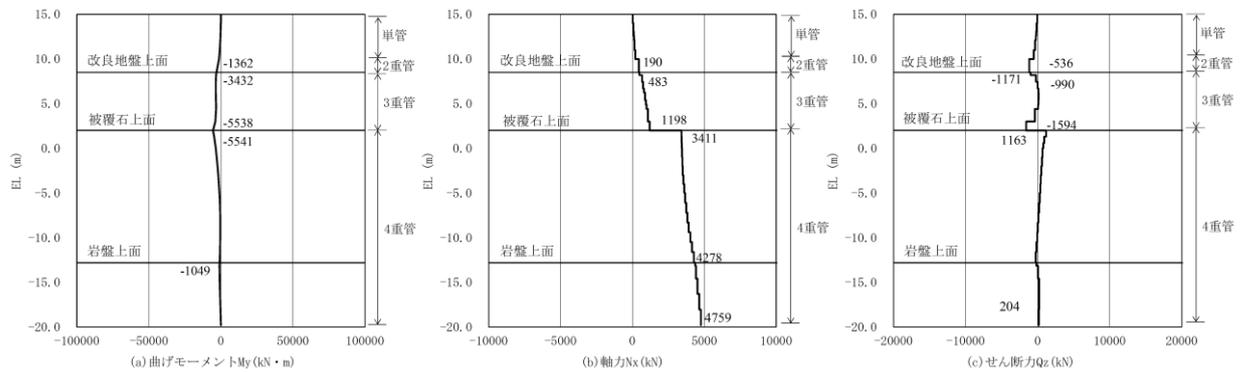


図 2.2.3-5 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(④-④断面, 海側杭, 2重管部, $S_d - D(++)$, $t=9.13s$)

表 2.2.3-6 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(㊸-㊸断面, 海側杭, 3重管部, $t=9.55s$)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
2575	65661	0.04

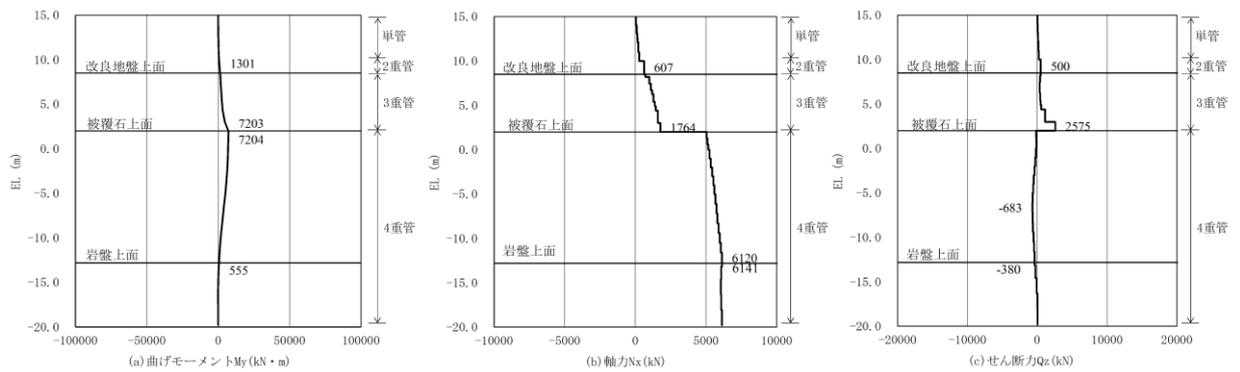


図 2.2.3-6 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(㊸-㊸断面, 海側杭, 3重管部, $S_d-D(++)$, $t=9.55s$)

表 2.2.3-7 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(④-④断面, 海側杭, 4重管部, $t=30.72s$)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
831	95166	0.01

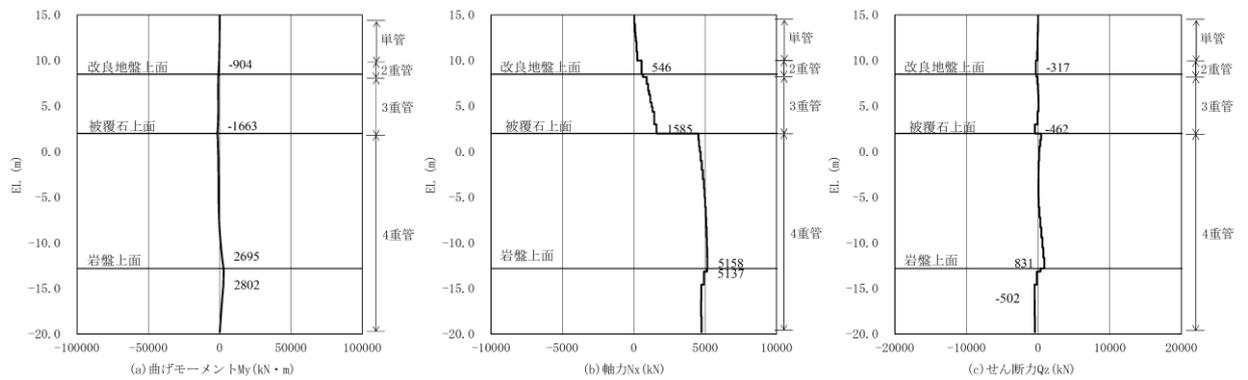


図 2.2.3-7 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力
(④-④断面, 海側杭, 4重管部, $S_d - D(++)$, $t=30.72s$)

表 2.2.3-8 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値

(㊦-㊦断面, 陸側杭, 4重管部, $t=9.13s$)

発生断面力	許容せん断力 Q_a (kN)	照査値 Q_{max}/Q_a
せん断力 Q_{max} (kN)		
2883	95166	0.04

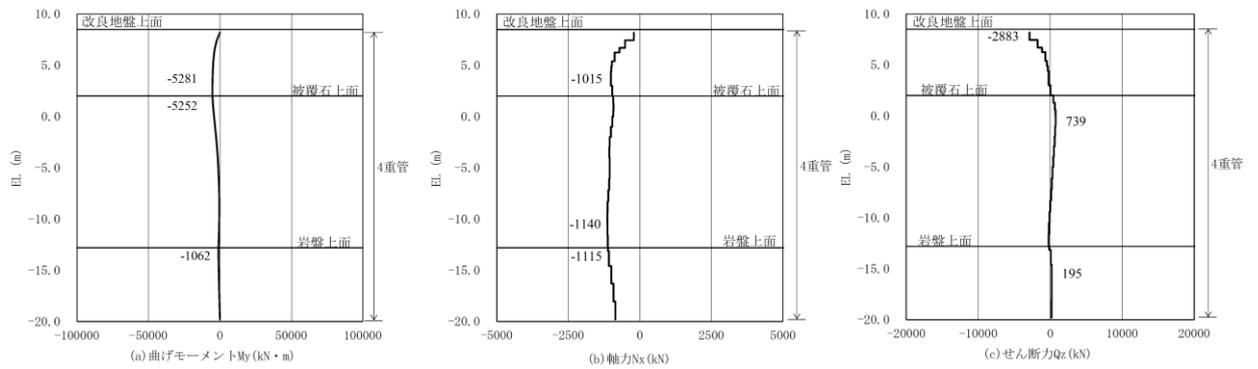


図 2.2.3-8 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における断面力

(㊦-㊦断面, 陸側杭, 4重管部, $S_d-D(++)$, $t=9.13s$)

2. 津波防護対象設備

2.1 防波壁に関する補足説明

2.1.4 防波壁（逆T擁壁）の強度計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	10
2.4 適用規格・基準等	15
3. 強度評価	17
3.1 記号の定義	17
3.2 評価対象断面及び部位	18
3.3 荷重及び荷重の組合せ	24
3.4 許容限界	30
3.5 評価方法	31
4. 評価条件	76
5. 強度評価結果	78
5.1 逆T擁壁	78
5.2 グラウンドアンカ	85
5.3 改良地盤	98
5.4 止水目地	102
5.5 基礎地盤	104
5.6 防波壁前面の施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさの検討	108
6. 防波壁（逆T擁壁）の強度評価に関する影響検討	118
6.1 鋼管杭の影響検討	118
6.2 ⑤－⑤断面位置でのグラウンドアンカ仕様を反映した影響検討	131

1. 概要

本資料は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」に示すとおり、防波壁（逆 T 擁壁）が津波荷重，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，施設・地盤の構造健全性を保持すること，十分な支持性能を有する地盤に設置していること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形にとどまることを確認するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

防波壁（逆T擁壁）の範囲を図2.1-1に示す。

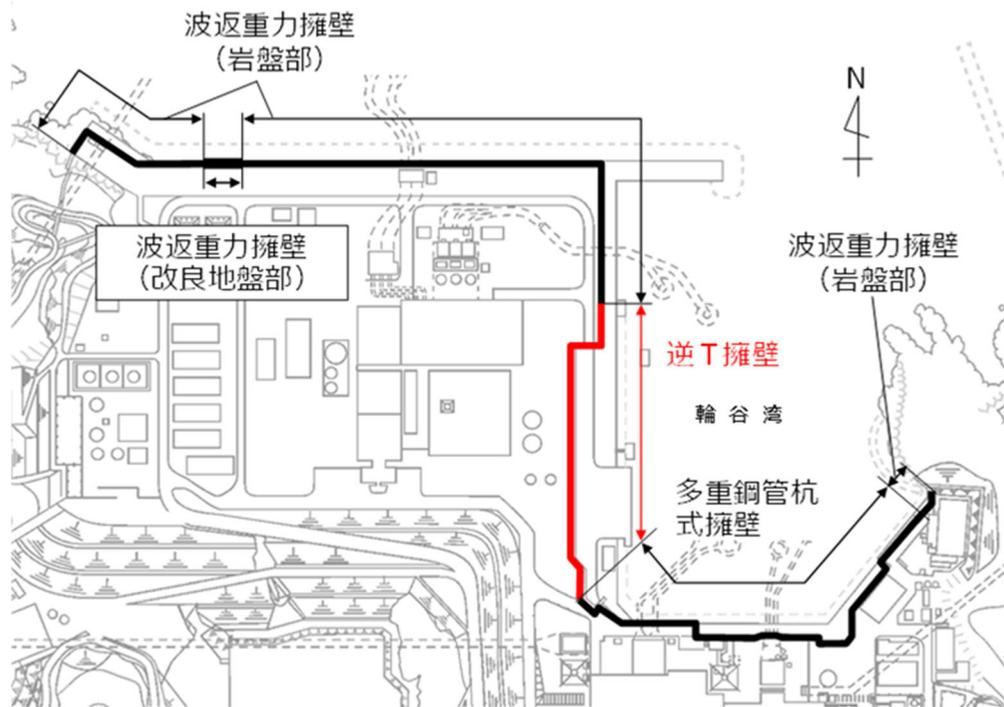


図 2.1-1 防波壁（逆T擁壁）の範囲

2.2 構造概要

防波壁（逆 T 擁壁）の構造概要図及び構造図を図 2.2-1～図 2.2-4 に、目地材写真を図 2.2-5 に、概略配筋図を図 2.2-6 に、グラウンドアンカの配置図を図 2.2-7 に、止水目地の概念図及び設置位置図を図 2.2-9 及び図 2.2-10 に示す。

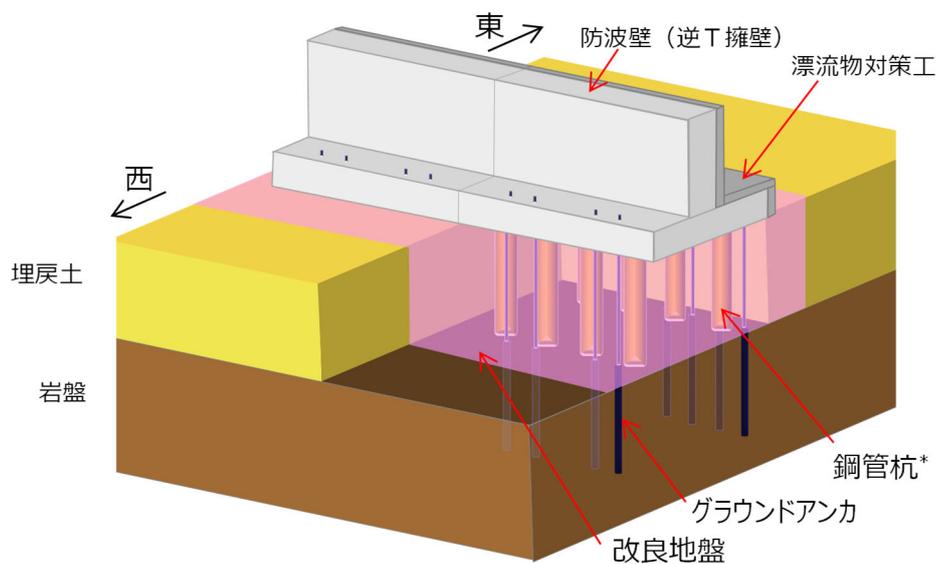
防波壁（逆 T 擁壁）は、入力津波高さ（EL 12.6m）に対して余裕を考慮した天端高さ（EL 15.0m）とする。

逆 T 擁壁は、改良地盤を介して岩盤に支持される鉄筋コンクリート造の逆 T 擁壁による直接基礎構造で構成される。約 16m を 1 ブロックの標準とした壁体を連続して設置し、ブロック間の境界には止水性を保持するための止水目地を設置する。1 ブロックにおいて海側では 8 本、陸側では 4 本グラウンドアンカを設置している。

止水目地は、岩盤深さが深く、目地間の変位量が大きくなると考えられる北側ではシートジョイントを設置し、それ以外の範囲ではゴムジョイントを設置する。

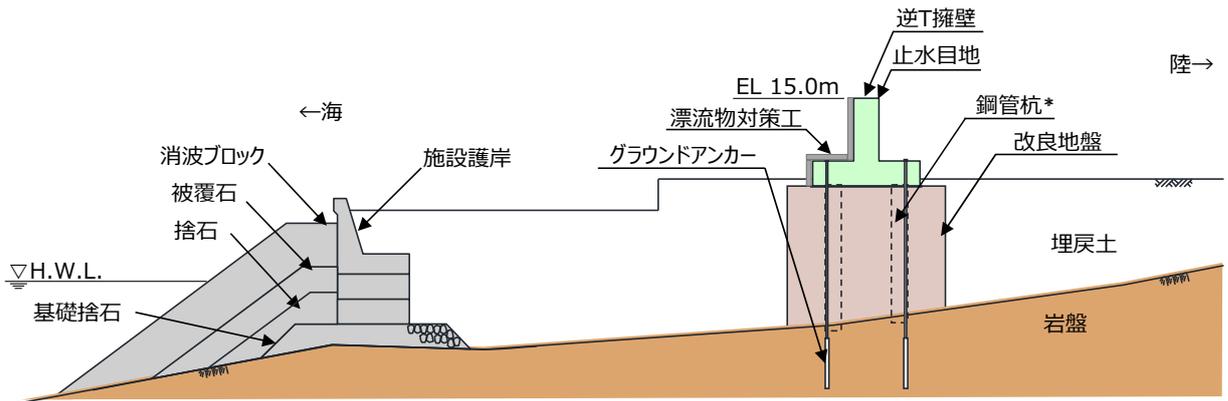
なお、構造概要図には鋼管杭を示しているが、その効果を期待しない設計とする。

また、漂流物対策工については、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。



注記*：防波壁（逆 T 擁壁）は、鋼管杭の効果期待しない設計とする。

図 2.2-1 防波壁（逆 T 擁壁）の構造概要図



注記*：防波壁（逆T擁壁）は、鋼管杭の効果を期待しない設計とする。

図 2.2-2 防波壁（逆T擁壁）の構造概要図（断面図）

以降の構造図等については、漂流物対策工を今後追記する。

（単位：mm）

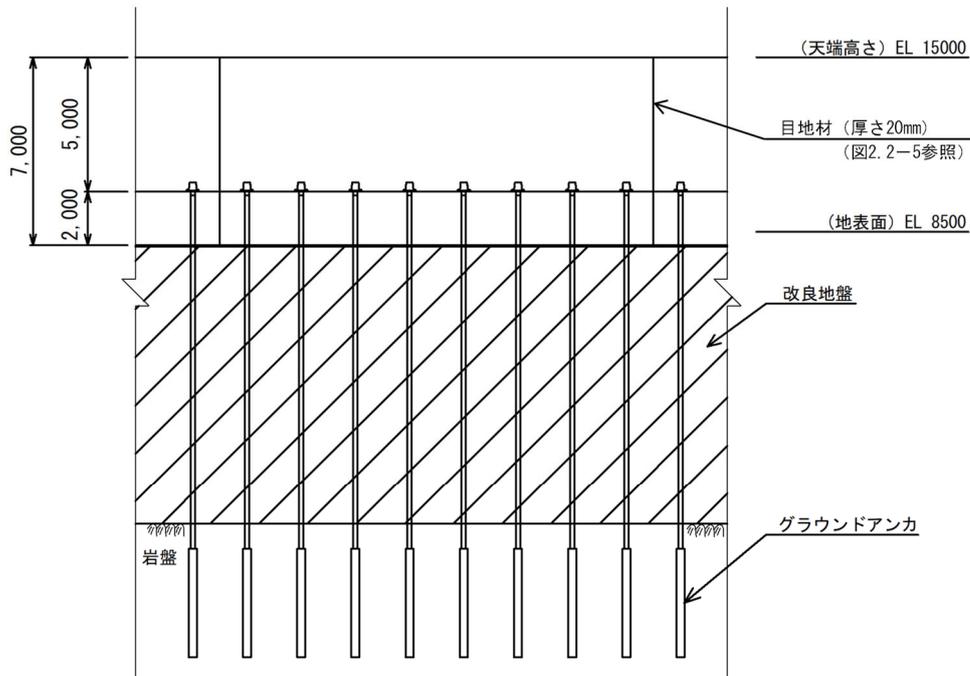


図 2.2-3 防波壁（逆T擁壁）の構造図（正面図）

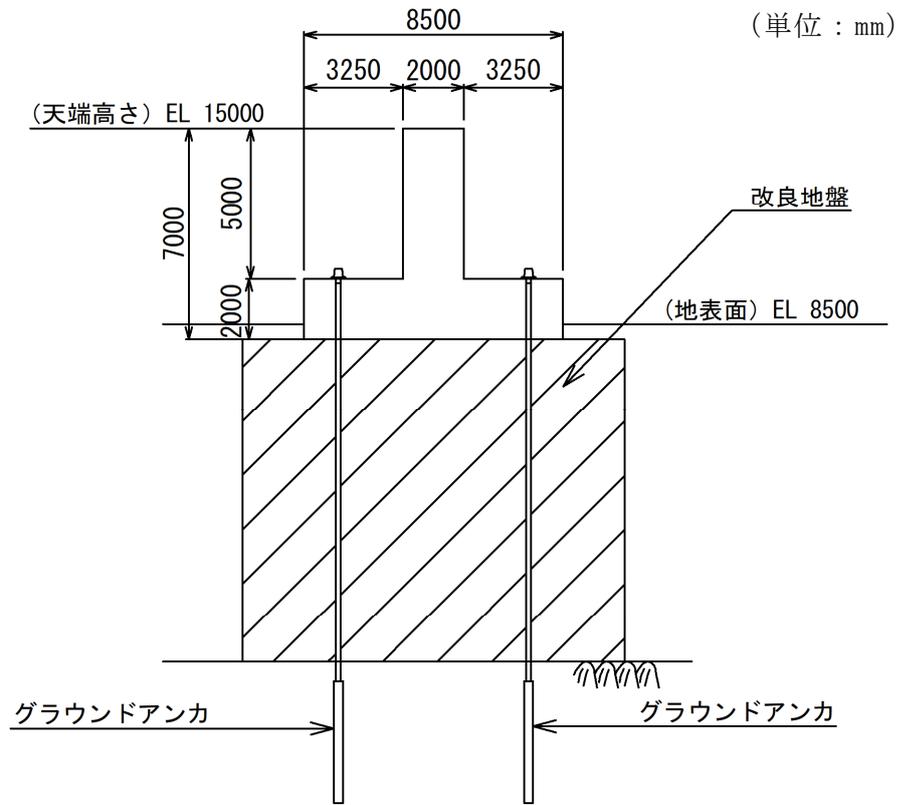


図 2.2-4 防波壁（逆 T 擁壁）の構造図（断面図）

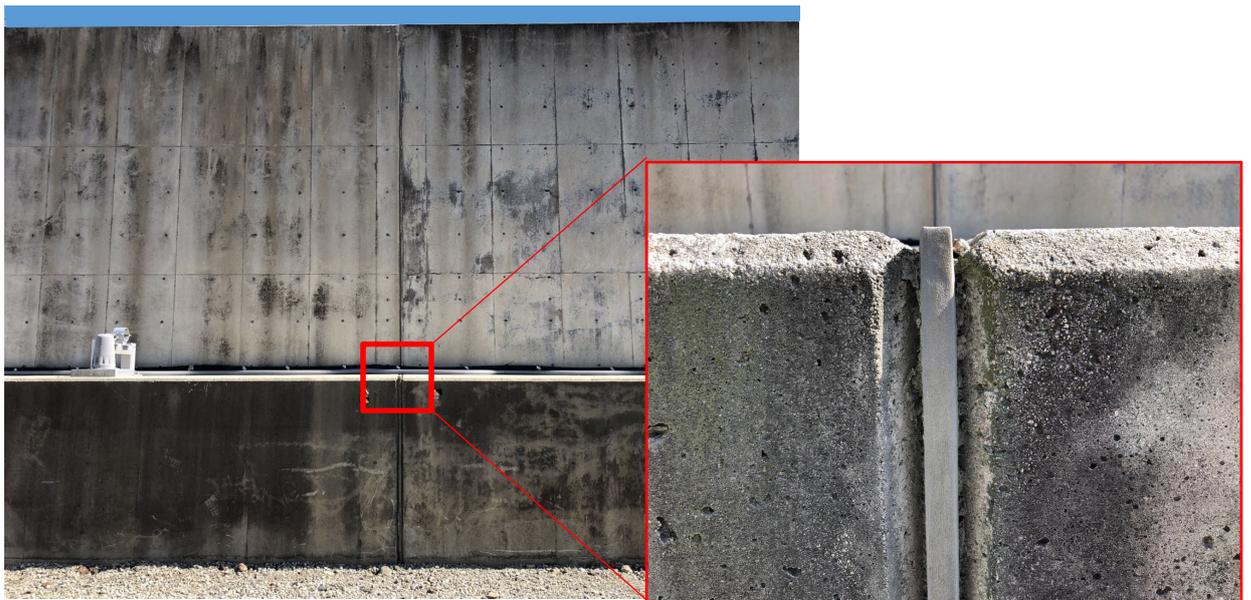


図 2.2-5 目地材写真（樹脂発泡体目地板，厚さ 20mm）

(単位：mm)

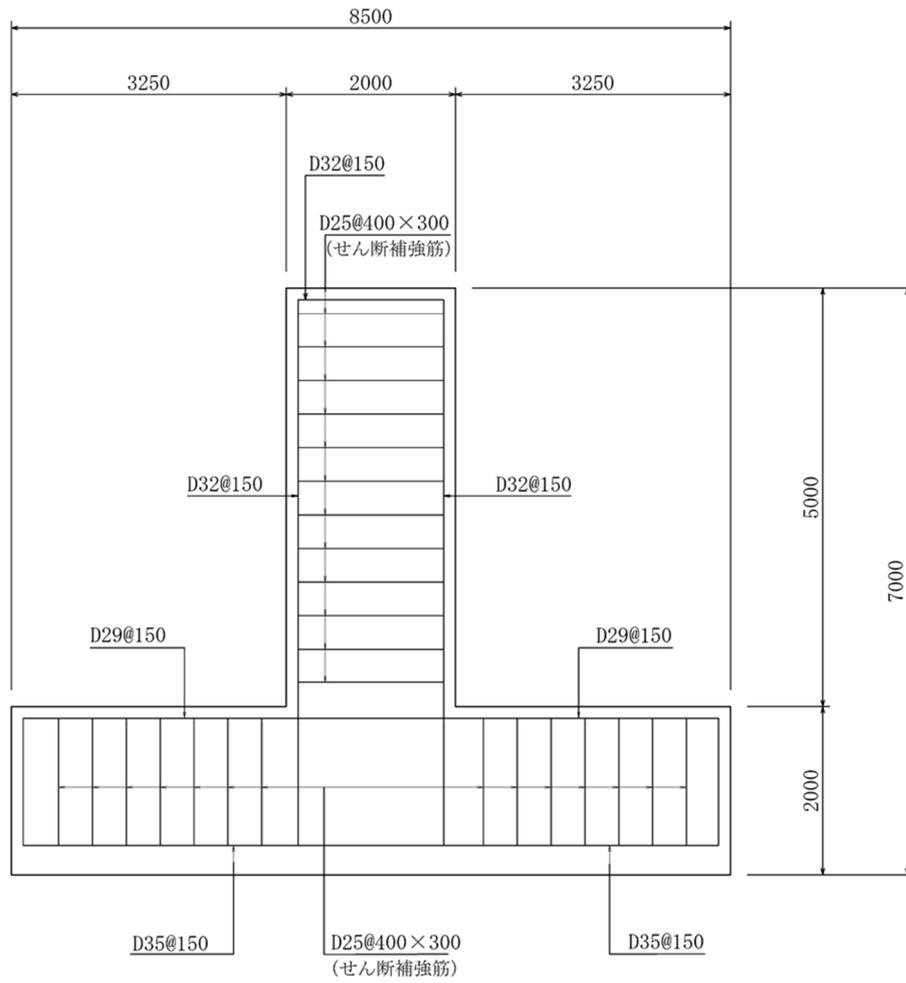
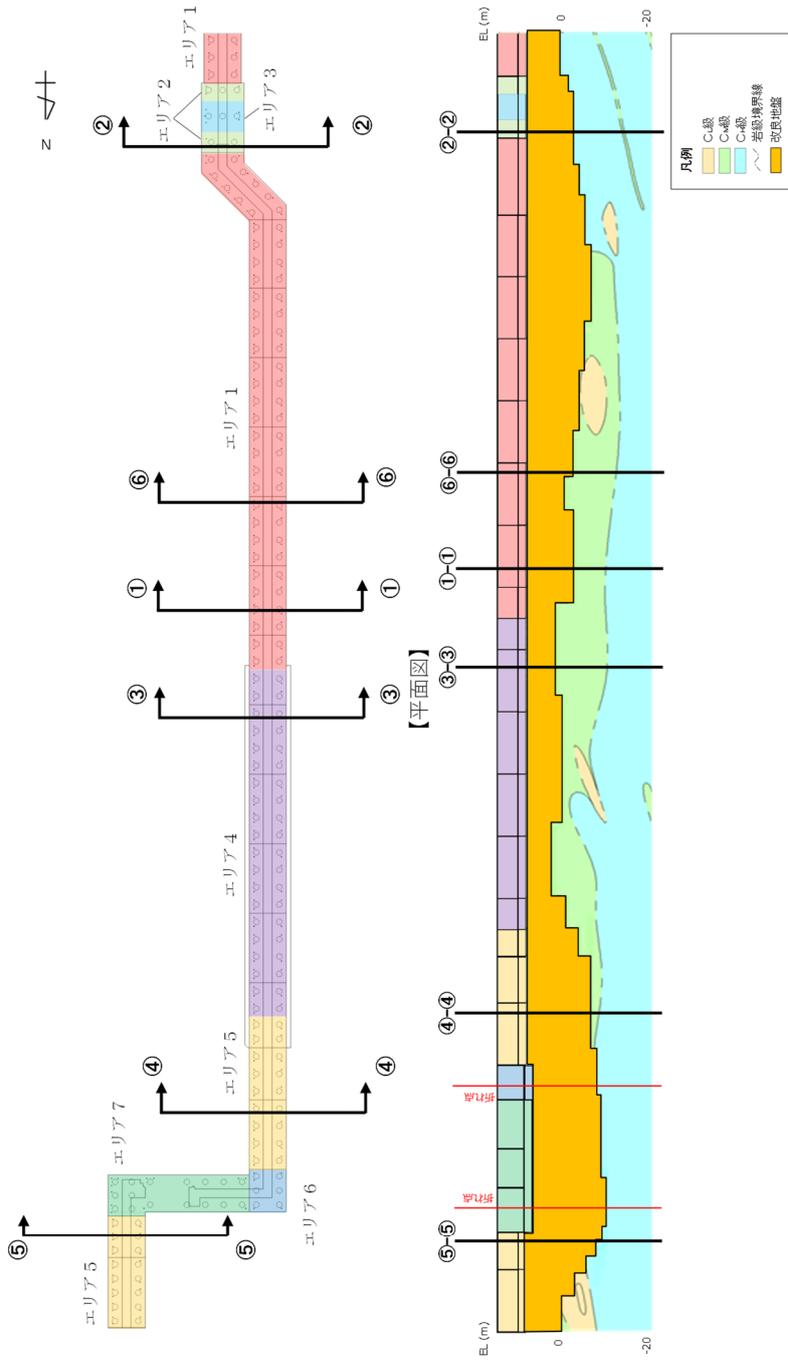


図 2.2-6 防波壁（逆 T 擁壁）の概略配筋図



【断面図】

アンカー種別	前孔径 (mm)	PC細φ (mm)	PC細本数 (本)	テンドン自由長* (mm)	アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの 権限引張り力 (kN)	テンドンの 降伏引張り力 (kN)	テンドンの 見かけの周長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	海側のグラウンド アンカー設置間隔 (mm)	設計アンカー力/ 許容アンカー力						
エリア 1	135	15.2	11	8000~18000	8500	2800	2400	138.4	1440	1764	2000	0.82						
エリア 2				11000~13500	10000				1700	2076	1650	0.82						
エリア 3				12500~13000	9000				1500	1868	1535	0.80						
エリア 4				7000~11500	8500				2400	138.4	1360	1764	2000	1625(北側) 2000(南側)	1453	1650	0.81	
エリア 5				10000~20500	7000						1170	1972	1650					0.79
エリア 6				17000~18500	9500				17500~20000	10000					1650	2076	1650	0.79
エリア 7				17500~20000	10000													

注記*：テンドン自由長部はアンカー体が岩盤に確実に定着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

図 2.1.4-8 逆 T 擁壁に設置されているグラウンドアンカーの諸元

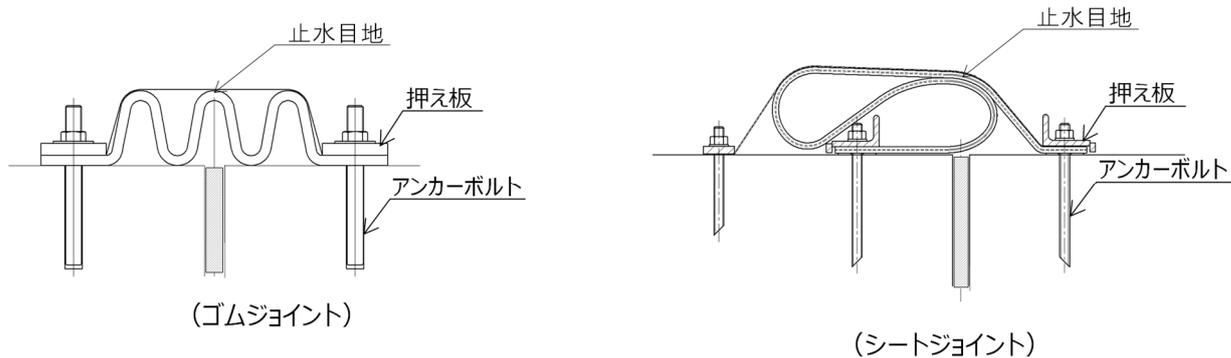


図 2.2-9 防波壁（逆 T 擁壁）の止水目地の概念図

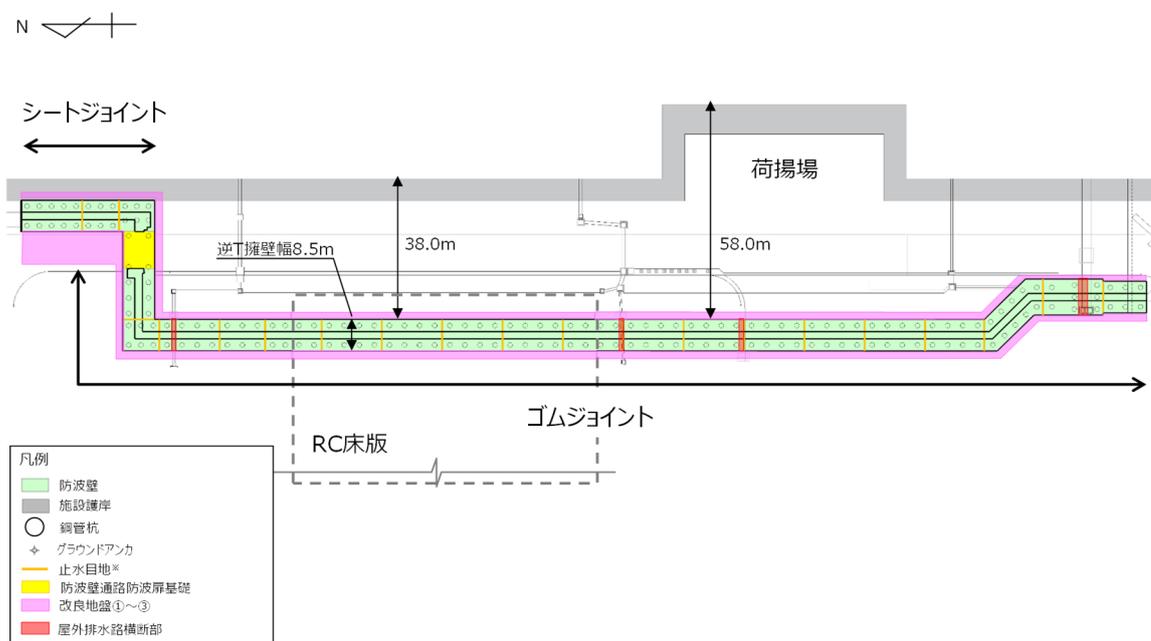


図 2.2-10 止水目地の設置位置図

2.3 評価方針

防波壁（逆 T 擁壁）は，S クラス施設である津波防護施設に分類される。

防波壁（逆 T 擁壁）の各部位の役割及び性能目標を表 2.3-1 及び表 2.3-2 に示す。

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

防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価においては，その構造を踏まえ，津波の作用方向や伝達過程を考慮し，評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは，津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）について行う。

防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価は，設計基準対象施設として表 2.3-3 の防波壁（逆 T 擁壁）の評価項目に示すとおり，施設・地盤の健全性評価，基礎地盤の支持性能評価及び施設の変形性評価を行う。

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

防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価の検討フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 防波壁（逆 T 擁壁）の各部位の役割

	部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
施設	逆 T 擁壁	・止水目地を支持する。	・止水目地を支持するとともに、遮水性を保持する。
	止水目地	・逆 T 擁壁間の変形に追従する。	・逆 T 擁壁間の変形に追従し、遮水性を保持する。
	グラウンドアンカ	・逆 T 擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。	・逆 T 擁壁及び改良地盤の滑動・転倒を抑止する。
	鋼管杭	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。
	漂流物対策工*1 (鉄筋コンクリート版)	・役割に期待しない（防波壁の解析モデルに重量として考慮し、防波壁（逆 T 擁壁）への影響を考慮する）。	・漂流物衝突荷重を分散して防波壁（逆 T 擁壁）に伝達する。 ・漂流物衝突荷重による防波壁（逆 T 擁壁）の局所的な損傷を防止する。
地盤	改良地盤*2	・逆 T 擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆 T 擁壁を支持する。 ・難透水性を保持する。
	岩盤	・逆 T 擁壁を支持する。 ・基礎地盤のすべり安定性に寄与する。	・逆 T 擁壁を支持する。
	埋戻土	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み、防波壁への相互作用を考慮する）。	・防波壁より陸側については、津波荷重に対して地盤反力として寄与する。
	施設護岸, 基礎捨石	・役割に期待しない（解析モデルに取り込み、防波壁への波及的影響を考慮する）。	・役割に期待しない。
	被覆石, 捨石		
	消波ブロック	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。

注記*1：漂流物対策工は、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

*2：RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

表 2.3-2 防波壁（逆 T 擁壁）の各部位の性能目標

部位		性能目標			
		鉛直支持	すべり安定性	耐震性	耐津波性 (透水性, 難透水性)
施設	逆 T 擁壁	-	-	構造部材の健全性を保持するために、逆 T 擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。	止水目地の支持機能を喪失して逆 T 擁壁間から有意な漏えいを生じないために、逆 T 擁壁がおおむね弾性状態にとどまること。
	止水目地			逆 T 擁壁間から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形性能を保持すること。	逆 T 擁壁から有意な漏えいを生じないために、止水目地の変形・遮水性能を保持すること。
	グラウンドアンカー			逆 T 擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために設計アンカー力を確保すること。	逆 T 擁壁及び改良地盤の滑動・転倒抑止のために設計アンカー力を確保すること。
	漂流物対策工* ¹ (鉄筋コンクリート版)			防波壁（逆 T 擁壁）から分離しないために、漂流物対策工がおおむね弾性状態にとどまること。	漂流物衝突荷重を分散して、防波壁（逆 T 擁壁）に伝達するために、鉄筋コンクリート版がせん断破壊しないこと。
地盤	改良地盤* ²	逆 T 擁壁を鉛直支持するため、十分な支持力を保持すること。	基礎地盤のすべり安定性を確保するため、十分なすべり安全性を保持すること。	-	地盤中からの回り込みによる流入を防止（難透水性を保持）するため改良地盤がすべり破壊しないこと（内的安定を保持）。
	岩盤				-

注記*1：漂流物対策工は、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

*2：RC床版については、保守的に改良地盤として扱う。

表 2.3-3 防波壁(逆 T 擁壁)の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設・地盤の健全性	逆 T 擁壁	発生する応力度（曲げ，軸力，せん断力，アンカーによる支圧力，隣接する躯体同士の支圧力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		グラウンドアンカー*3	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	許容アンカー力
		漂流物対策工*1（鉄筋コンクリート版）	発生する応力度（押抜きせん断力及びアンカーの引抜力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力度（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*2
止水性を損なわないこと	施設・地盤の健全性	逆 T 擁壁	発生する応力度（曲げ，軸力及びせん断力，アンカーによる支圧力，隣接する躯体同士の支圧力）が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
		グラウンドアンカー*3	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	許容アンカー力
		改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力度（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*2
	施設の変形性	止水目地	発生変形量が許容限界以下であることを確認	有意な漏えいが生じないことを確認した変形量

注記*1：漂流物対策工は、「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」で説明する。

*2：妥当な安全余裕を考慮する。

*3：グラウンドアンカーを考慮した滑動・転倒に対する照査も実施する。

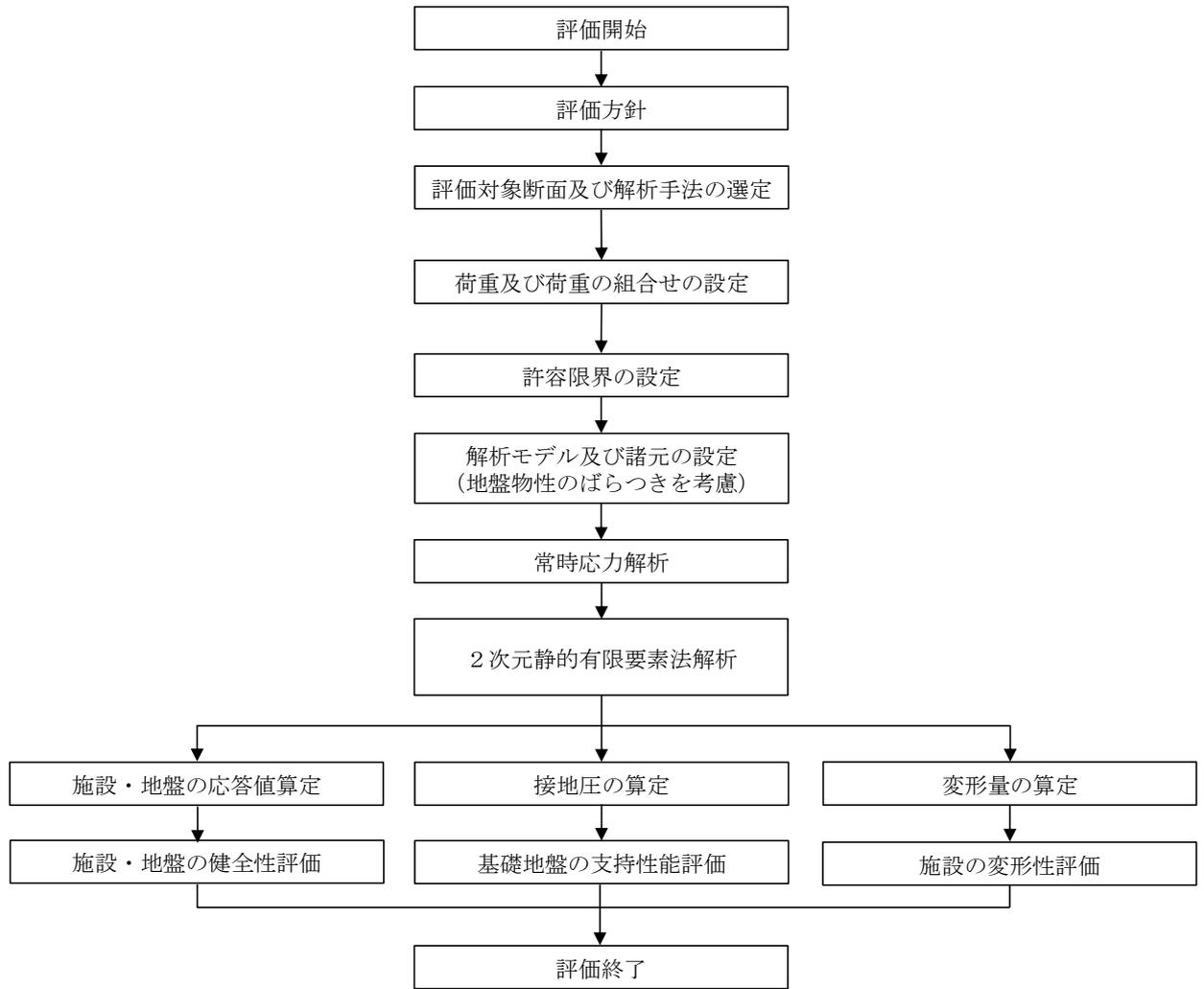


図 2.3-1 防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価の検討フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会, 2002年制定)
- ・グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 J G S 4101-2012 (地盤工学会)
- ・耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成25年6月19日原管地発第1306196号)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会 平成14年3月)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解析 ((社) 日本港湾協会, H19年版)
- ・港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター 平成19年3月)

表 2.4-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考	
仕様材料及び材 定数	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定)	—	
荷重及び荷重の組 合せ	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定)	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重の適切な組合せを検討。	
許容 限界	逆 T 擁壁	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定)	曲げ軸力照査，せん断力照査及び支圧照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認。
	グラウンド アンカ	グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説 J G S 4101-2012 (地盤工学会)	発生アンカー力が，テンドンの許容引張力，許容拘束力及び許容引抜き力以下であることを確認。
	改良地盤 ①～③	耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成25年6月19日原管地発第1306196号) 道路橋示方書(I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会 平成14年3月)	すべり安全率が 1.2 以上であることを確認。 支持力照査は，接地圧が，極限支持力度以下であることを確認。
	基礎地盤	道路橋示方書(I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会 平成14年3月)	支持力照査は，接地圧が極限支持力度以下であることを確認。
	鋼管杭	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定)	押抜きせん断照査及び支圧照査は，発生応力度が，短期許容応力度以下であることを確認。
応答解析	原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)	有限要素法による二次元モデルを用いた非線形解析。	
	港湾の施設の技術上の基準・同解析 ((社)日本港湾協会，H19年版) 港湾構造物設計事例集 (沿岸技術研究センター 平成19年3月)	ジョイント要素の物性値の設定。	

3. 強度評価

3.1 記号の定義

強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 強度評価に用いる記号

記号	単位	定義
G	kN	固定荷重
G_a	kN	グラウンドアンカの初期緊張力
P	kN/m	積載荷重
P_t	kN/m ²	遡上津波荷重
P_c	kN/m ²	衝突荷重
P_k	kN/m ²	風荷重
P_s	kN/m ²	積雪荷重
γ_w	kN/m ³	海水の単位体積重量
ρ	ton/m ³	海水の密度
σ_{ca}	N/mm ²	コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
τ_{al}	N/mm ²	コンクリートの許容せん断応力度
σ_{ba}	N/mm ²	コンクリートの許容支圧応力度
σ_{sa}	N/mm ²	鉄筋の許容曲げ引張応力度
T_{as}	kN	グラウンドアンカのテンドンの許容引張力
T_{ab}	kN	グラウンドアンカのテンドンの許容拘束力
T_{ag}	kN	グラウンドアンカのテンドンの許容引抜き力
k	kN/m	グラウンドアンカの引張剛性
σ_b	N/mm ²	グラウンドアンカにより発生する支圧応力度
T	kN	グラウンドアンカの発生アンカー力
S	mm ²	グラウンドアンカの支圧板の面積
δ_x	mm	止水目地の x 方向の変位
δ_z	mm	止水目地の z 方向の変位
δ_{x1}	mm	逆 T 擁壁天端における x 方向の変位
δ_{z1}	mm	逆 T 擁壁天端における z 方向の変位
P	N/mm ²	最大接地圧
P_u	N/mm ²	極限支持力

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

逆 T 擁壁の評価対象断面は、設置変更許可段階における構造成立性評価断面として選定した断面を基本とした上で、「1.8 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定について」で記載したとおり、耐津波評価においては、構造的特徴、周辺地盤状況、地下水位及び入力津波が強度評価結果に及ぼす影響の観点から、耐津波評価上厳しいと考えられる断面を評価対象断面として選定する。

評価対象断面選定結果を表 3.2.1-1 に、評価対象断面位置を図 3.2.1-2 及び図 3.2.1-3 に、評価対象断面を図 3.2.1-4～図 3.2.1-6 に示す。

評価対象断面選定の詳細については、「1.8 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について」の「1.8.2 防波壁」に示す。

なお、漂流物衝突荷重については、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」及び「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定」に基づき、「局所的な漂流物衝突荷重」より保守的である「施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重」を設定することから、「局所的な漂流物衝突荷重」については評価対象断面の選定における観点に考慮しない。

「施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重」については、表 3.2.1-2 及び図 3.2.1-1 のとおり、施設延長に応じて増減するが、防波壁（逆 T 擁壁）の施設延長 9～16m（図 3.2.1-2 参照）の範囲においては 410～430kN/m であり、おおむね同じ値となることから、評価対象断面の選定における観点に考慮していない。

表 3.2.1-1 評価対象断面選定結果 (防波壁 (逆 T 擁壁))

検討断面	評価対象断面整理上の観点				該当する 観点	選定理由
	(1) 岩盤上面の深さ (m)	(2) 改良地盤の幅 (m)	(3) 改良地盤と施設護 岸との位置関係	(4) 初期緊張力 /許容アンカー力		
①-①断面	10.9	12.6	改良地盤と施設護岸が 離れている	0.82	(2), (4)	・改良地盤の幅が狭いこと、許容アン カー力に占める初期緊張力の割合が最 も高いこと及び設置変更許可段階にお ける構造成立性評価断面であることか ら、評価対象断面に選定する。
②-②断面	10.5	12.6	改良地盤と施設護岸が 離れている	0.82	(2), (4)	・①-①断面に比べ、改良地盤の幅及び 許容アンカー力に占める初期緊張力の 割合が同等であり、岩盤上面の深さが 浅いことから、①-①断面に代表させ る。
③-③断面	6.8	33.8	改良地盤と施設護岸が 離れている	0.77	—	・⑤-⑤断面に比べ、岩盤上面の深さが 浅いこと、改良地盤の幅が広いこと 改良地盤と施設護岸が離れていること 及び許容アンカー力に占める初期緊張 力の割合が低いことから、⑤-⑤断面 に代表させる。
④-④断面	15.0	12.6	改良地盤と施設護岸が 離れている	0.81	(1), (2), (4)	・岩盤上面深さが深いこと、改良地盤の 幅が狭いこと及び許容アンカー力に占 める初期緊張力の割合が高いことから、 評価対象断面に選定する。
⑤-⑤断面	18.5	19.5	改良地盤と施設護岸が 接している	0.79	(1), (3)	・岩盤上面の深さが最も深いこと及び改 良地盤と施設護岸が接していることか ら、評価対象断面に選定する。
⑥-⑥断面	11.0	12.6	改良地盤と施設護岸が 離れている	0.82	(2), (4)	・①-①断面に比べ、岩盤上面の深さ、 改良地盤の幅、許容アンカー力に占め る初期緊張力の割合及び地表面最大加 速度が同等であることから、設置変更 許可段階における構造成立性評価断面 である①-①断面に代表させる。

□ : 番号を付与する観点

□ : 観点の番号付与が多い

□ : 選定した評価対象断面

表 3.2.1-2 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重
 (「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料

評価対象構造物の延長	m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	1,107	2,159	2,654	3,049	3,072	3,078	3,085	3,448	3,859	4,271	4,631	5,082
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	1,107	1,080	885	762	614	513	441	431	429	427	421	424
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	1,200 (1,200)	1,100 (2,200)	890 (2,670)	770 (3,080)	620 (3,100)	520 (3,120)	450 (3,150)	440 (3,520)	430 (3,870)	430 (4,300)	430 (4,730)	430 (5,160)

評価対象構造物の延長	m	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	5,529	5,816	6,263	6,544	6,776	6,921	7,013	7,045	7,263	7,355	7,387	7,395
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	425	415	418	409	399	385	369	352	346	334	321	308
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	430 (5,590)	420 (5,880)	420 (6,300)	410 (6,560)	400 (6,800)	390 (7,020)	370 (7,030)	360 (7,200)	350 (7,350)	340 (7,480)	330 (7,590)	310 (7,440)

4.5 「漂流物による衝突荷重」参照)

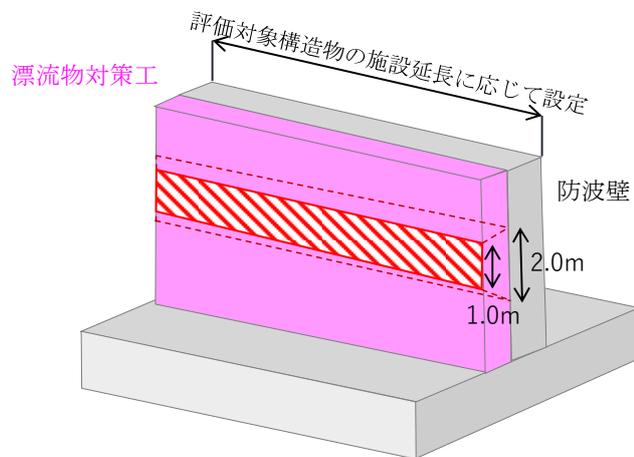
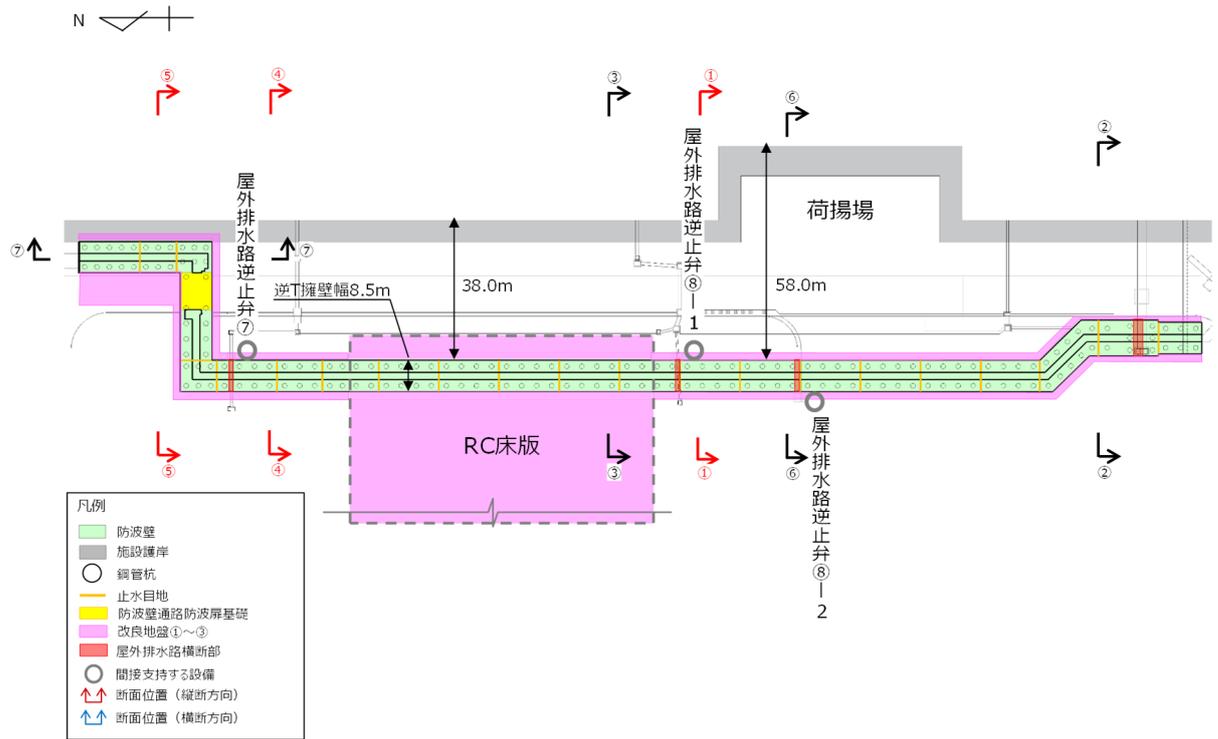
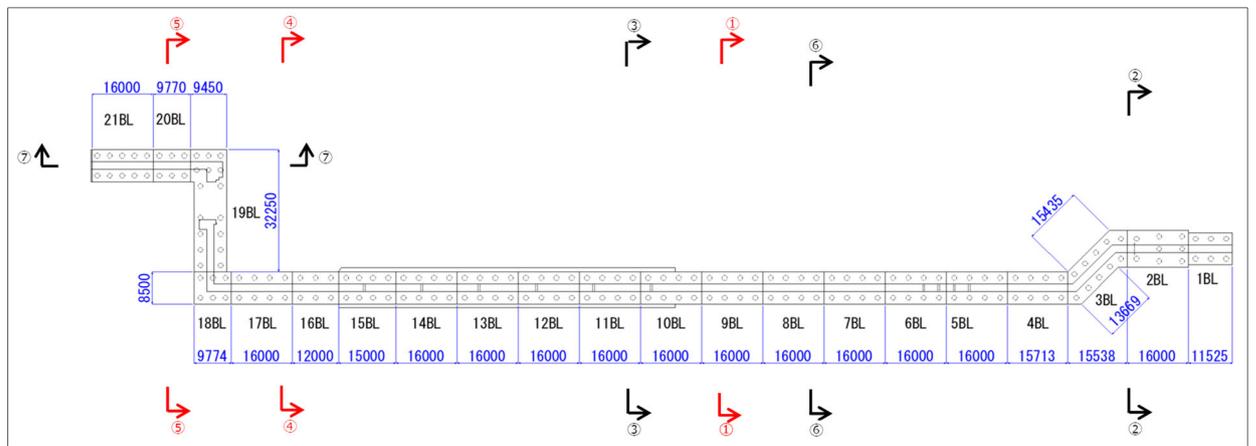


図 3.2.1-1 施設全体に作用する衝突荷重の載荷方法



(平面配置図)



(施設延長)

図 3.2.1-2 防波壁 (逆 T 擁壁) 平面配置図及び施設延長

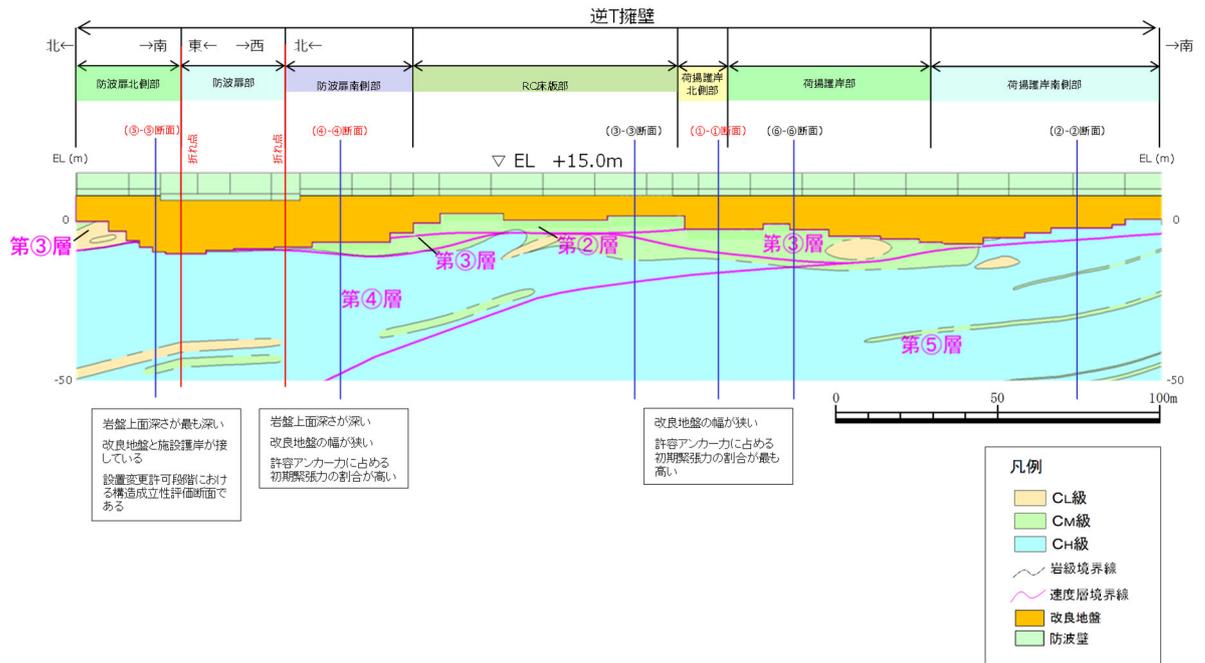


図 3.2.1-3 防波壁（逆 T 擁壁）縦断面図

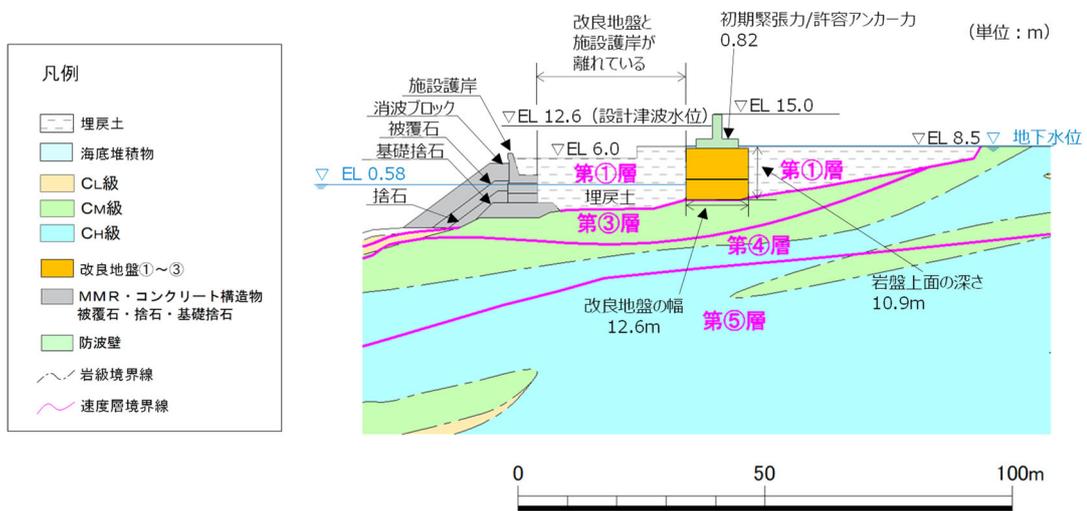


図 3.2.1-4 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（①-①断面）

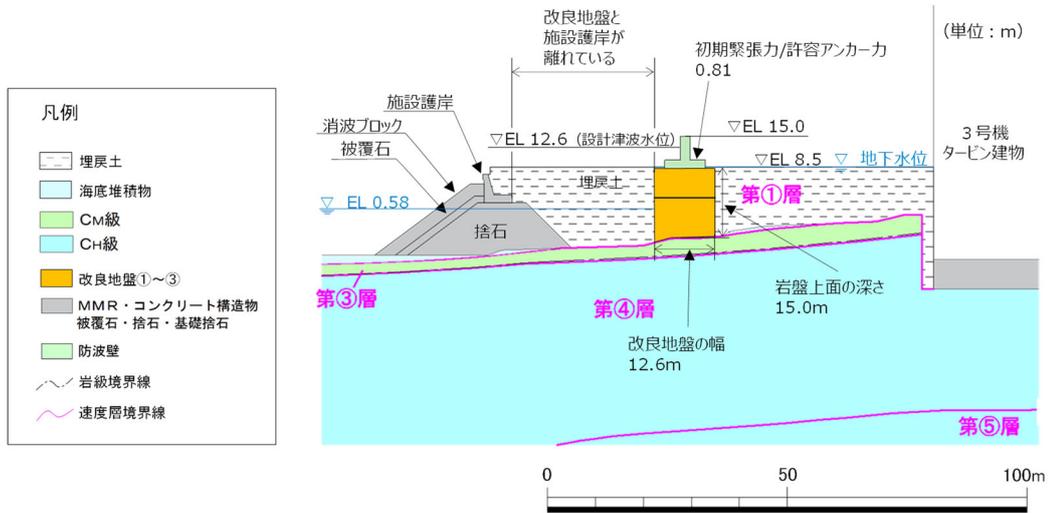


図 3.2.1-5 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（④-④断面）

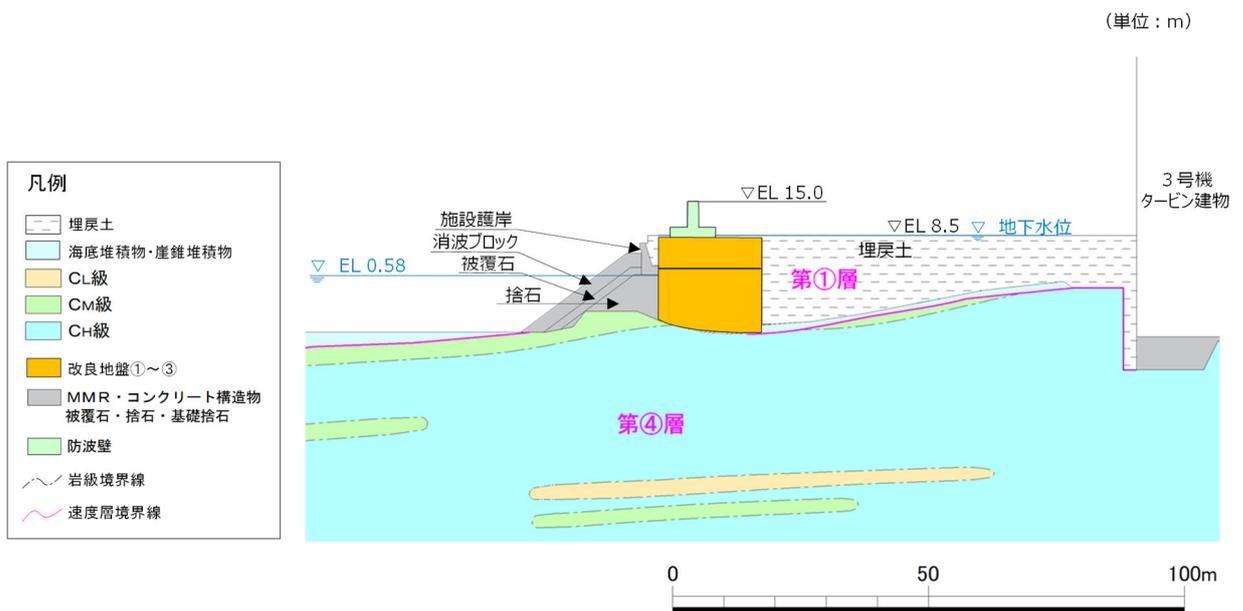


図 3.2.1-6 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑤-⑤断面）

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防波壁（逆 T 擁壁）の構造的特徴や周辺状況の特徴を踏まえて設定する。

(1) 施設・地盤の健全性評価

施設・地盤の健全性評価に係る評価対象部位は、逆 T 擁壁、グラウンドアンカ及び改良地盤①～③とする。

(2) 施設の変形性評価

施設の変形性評価に係る評価対象部位は、構造物間に設置する止水目地とする。

(3) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、逆 T 擁壁を支持する基礎地盤（逆 T 擁壁直下の改良地盤及び改良地盤直下の岩盤）とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

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

3.3.1 荷重

強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 常時作用する荷重 (G , G_a , P)

常時作用する荷重は、持続的に生じる荷重であり、固定荷重、グラウンドアンカの初期緊張力、積載荷重とする。

(2) 遡上津波荷重 (P_t)

遡上津波荷重については、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に基づき、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。

なお、「1.6 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性」のとおり、水理模型実験、断面二次元津波シミュレーション及び三次元津波シミュレーションによる津波波圧を算定し、朝倉式により算定した津波波圧がこれらを包絡することを確認することにより、朝倉式の妥当性を確認している。

遡上津波荷重を表 3.3.1-1 に示す。

表 3.3.1-1 遡上津波荷重

防波壁 天端高 (EL(m))	津波水位 (EL(m))	防波壁前面の 地盤高 (EL(m))	設計用 浸水深 (m)	防波壁前面の 地盤高での波圧 (kN/m ²)
15.0	12.6	8.5	2.05	62.12

(3) 衝突荷重 (P。)

衝突荷重は、VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」及び「1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定」に基づき、施設全体に作用する津波漂流物による衝突荷重を設定する。表 3.3.1-2 に示す評価対象構造物に対する設計用衝突荷重より、図 3.3.1-1 のとおり評価対象断面の施設延長に応じて線形補間した衝突荷重を設定する。

表 3.3.1-2 評価対象構造物に対する設計用衝突荷重
(「補足-018-02 津波への配慮に関する説明書に係る補足説明資料

評価対象構造物の延長	m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	1,107	2,159	2,654	3,049	3,072	3,078	3,085	3,448	3,859	4,271	4,631	5,082
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	1,107	1,080	885	762	614	513	441	431	429	427	421	424
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	1,200 (1,200)	1,100 (2,200)	890 (2,670)	770 (3,080)	620 (3,100)	520 (3,120)	450 (3,150)	440 (3,520)	430 (3,870)	430 (4,300)	430 (4,730)	430 (5,160)
評価対象構造物の延長	m	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
衝突解析から算定される衝突荷重	kN	5,529	5,816	6,263	6,544	6,776	6,921	7,013	7,045	7,263	7,355	7,387	7,395
衝突解析から算定される衝突荷重を評価対象構造物の延長で除した値	kN/m	425	415	418	409	399	385	369	352	346	334	321	308
設計用平均衝突荷重 (設計用平均衝突荷重×評価対象構造物の延長)	kN/m (kN)	430 (5,590)	420 (5,880)	420 (6,300)	410 (6,560)	400 (6,800)	390 (7,020)	370 (7,030)	360 (7,200)	350 (7,350)	340 (7,480)	330 (7,590)	310 (7,440)

4.5 「漂流物による衝突荷重」参照)

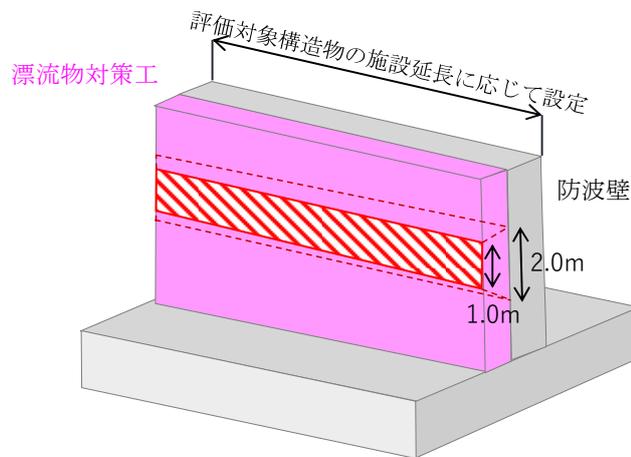


図 3.3.1-1 施設全体に作用する衝突荷重の載荷方法

逆 T 擁壁への作用時には漂流物対策工による荷重分散を考慮し，図 3.3.1-2 のとおり，高さ方向 2m の荷重分散を考慮した衝突荷重を堅壁に作用させる。

逆 T 擁壁へ作用させる衝突荷重を表 3.3.1-3 に，荷重作用図を図 3.3.1-3 に示す。また，荷重分散を考慮した衝突荷重の算定式を以下に示す。

- ・ ①-①断面（延長 16m）： $6560\text{kN} \div 32.00\text{m}^2 = 205\text{kN/m}^2$
- ・ ④-④断面（延長 16m）： $6560\text{kN} \div 32.00\text{m}^2 = 205\text{kN/m}^2$
- ・ ⑤-⑤断面（延長 9.77m）： $4177\text{kN}(\text{按分}) \div 19.54\text{m}^2 \doteq 215\text{kN/m}^2$

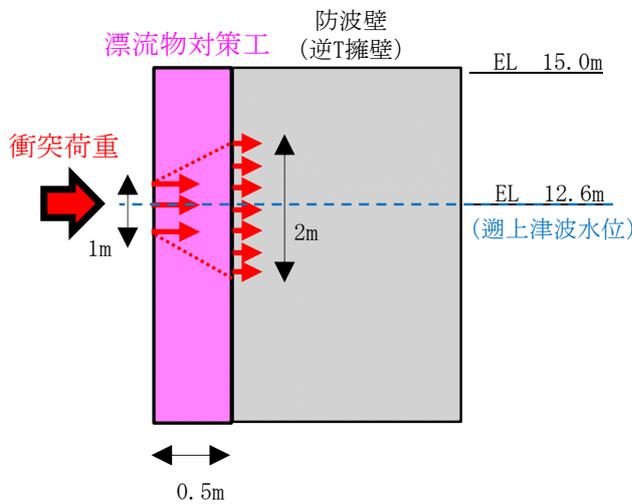


図 3.3.1-2 漂流物対策工による衝突荷重の分散

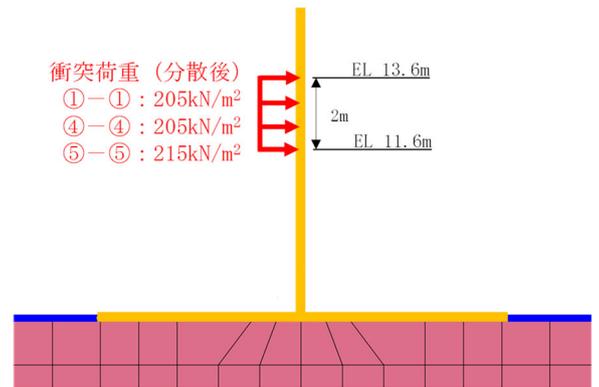


図 3.3.1-3 衝突荷重作用図

表 3.3.1-3 衝突荷重

	①-①断面	④-④断面	⑤-⑤断面
施設延長 (m)	16.00	16.00	9.77
衝突荷重 (kN/m)	410	410	430
衝突荷重(分散後) (kN/m ²)	205	205	215

(4) 風荷重 (P_k)

風荷重は、平成12年5月31日建設省告示第1454号に定められた松江市の基準風速 30m/s を使用する。浸水防護施設が設置される状況に応じて、建築基準法及び建設省告示第1454号に基づき、ガスト影響係数等を適切に設定して算出する。

(5) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重は、発電所に最も近い気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪 100cm （1971年2月4日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した値を基本とし、積雪量 1cm ごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮し、各施設の積雪面積を乗じて設定する。

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.2-1 に、荷重作用図を図 3.3.2-1 に示す。

表 3.3.2-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
津波時	$G + G_a + P + P_t + P_c + P_k + P_s$

G : 固定荷重

G_a : グラウンドアンカの初期緊張力

P : 積載荷重

P_t : 遡上津波荷重

P_c : 衝突荷重

P_k : 風荷重

P_s : 積雪荷重

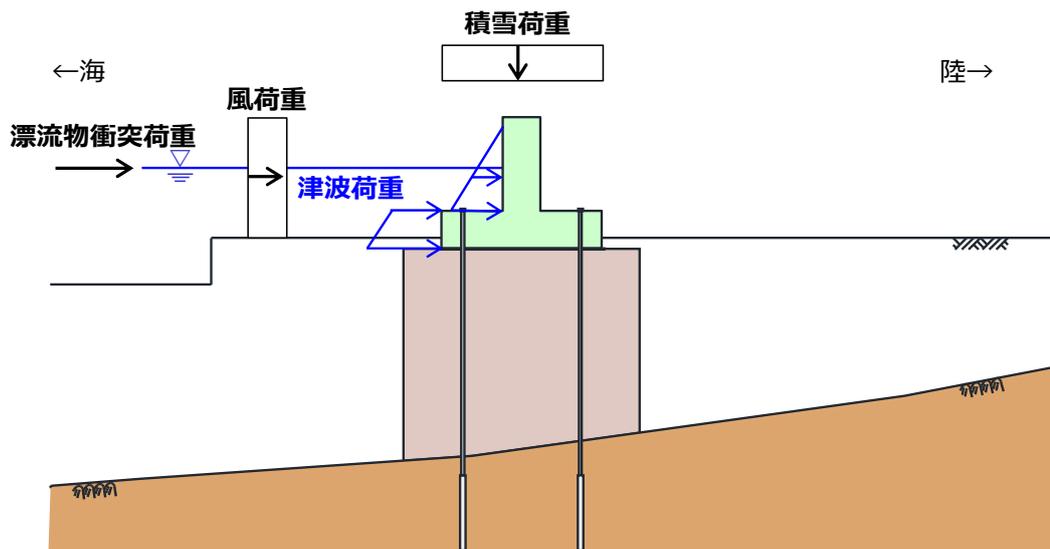


図 3.3.2-1 防波壁（逆 T 擁壁）の荷重作用図（津波時）

3.4 許容限界

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

3.4.1 逆 T 擁壁

逆 T 擁壁の許容限界を表 3.4.1-1 に示す。逆 T 擁壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」に基づき、短期許容応力度とする。

表 3.4.1-1 逆 T 擁壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$)	許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	9
許容せん断応力度 τ_{a1}		0.45	0.67
許容支圧応力度 σ_{ba} (グラウンドアンカ)		12	18
鉄筋 (SD345)	許容曲げ引張応力度 σ_{sa}	196	294

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

3.4.2 グラウンドアンカ

グラウンドアンカの許容限界は、「グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説 JGS4101-2012（地盤工学会）」に基づき，テンドンの許容引張力 T_{as} ，テンドンの許容拘束力 T_{ab} 及びテンドンの許容引抜力 T_{ag} を表 3.4.2-1 とおり設定し，この中で最小であるテンドンの許容拘束力 T_{ab} を許容限界として採用する。

許容限界の設定方法の詳細は，「2.1.3（参考資料 1）グラウンドアンカの実態に即したモデル化，物性値及び許容限界の設定方法」に示す。

表 3.4.2-1 グラウンドアンカの許容限界

項目	許容値 (kN)		
	①-①断面	④-④断面	⑤-⑤断面
テンドンの許容引張力 T_{as}	2160	2160	2160
テンドンの許容拘束力 T_{ab}	<u>1764</u> (採用)	<u>1453</u> (採用)	<u>2076</u> (採用)
テンドンの許容引抜力 T_{ag}	1802	1484	2120

3.4.3 改良地盤

改良地盤の許容限界は、「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を準用し、表 3.4.3-1 に示すすべり安全率を設定する。

表 3.4.3-1 改良地盤の許容限界

評価項目	許容限界
すべり安全率	1.2 以上

3.4.4 止水目地

止水目地の許容限界は、メーカ規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。評価対象断面である①-①断面、④-④断面におけるゴムジョイントの許容限界及び⑤-⑤断面におけるシートジョイントの許容限界を表 3.4.4-1 に示す。

表 3.4.4-1 止水目地の変形量の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)	
	①-①断面, ④-④断面	⑤-⑤断面
変形量	ゴムジョイント : 449	シートジョイント : 1960

3.4.5 基礎地盤

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験及び「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解析（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」により設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.4.5-1 に示す。

表 3.4.5-1 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)	
極限支持力	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	
		C _L 級	3.9
	改良地盤	1.4	

3.5 評価方法

防波壁（逆 T 擁壁）の強度評価は，VI-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の基本方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.5.1 解析方法

津波時に発生する応答値は，「3.3 荷重及び荷重の組合せ」に基づく荷重を作用させて 2次元静的有限要素法解析により算定する。なお，衝突荷重は入力津波水位 EL 11.9m に余裕を考慮した津波水位 EL 12.6m を作用させる。

2次元静的有限要素法解析に用いる解析コードは「FLIP」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。

(1) 応答解析手法

防波壁（逆 T 擁壁）の津波時の解析は，地盤と構造物の相互作用を考慮できる連成系の解析を用いる。

応答解析手法の選定フローを図 3.5.1-1 に示す。

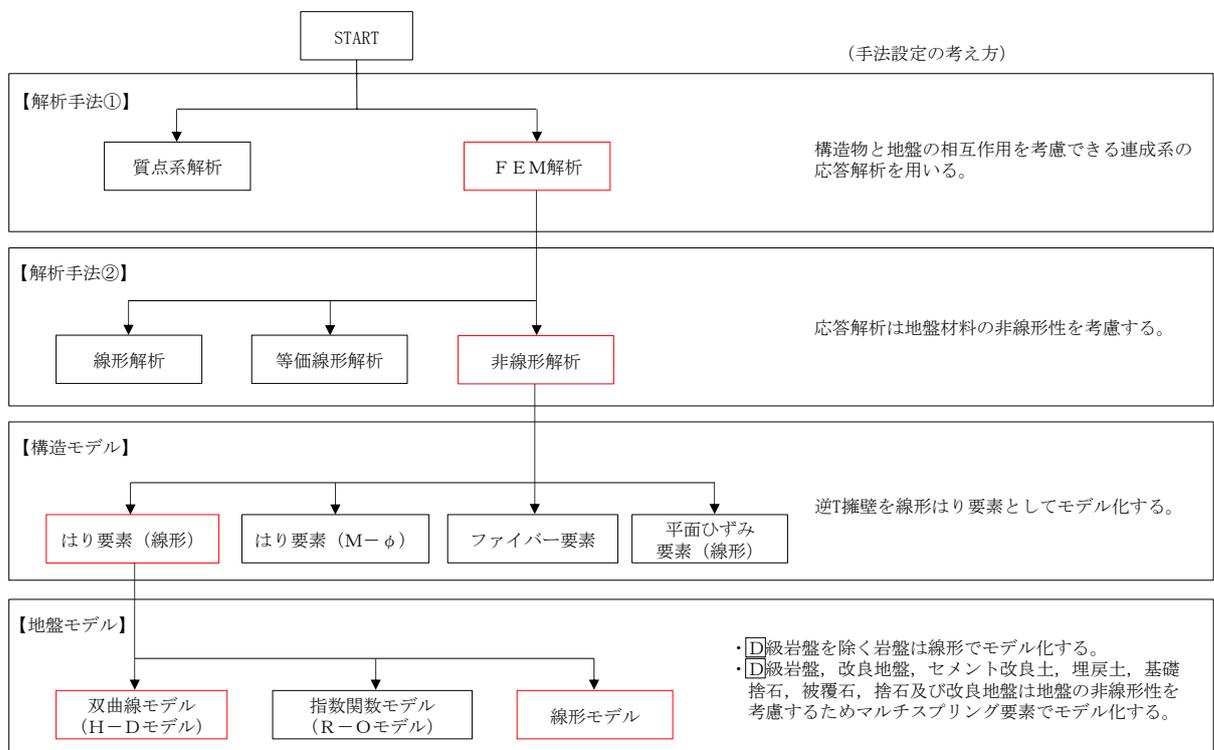


図 3.5.1-1 応答解析手法の選定フロー

(2) 材料物性及び地盤物性のばらつき

以下の理由から，地盤物性のばらつきによる耐津波解析時の照査値への影響が軽微であると考えられるため，地盤物性のばらつきを考慮しないこととする。

- ・「2.1.3 防波壁（逆 T 擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」において，埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきの影響を考慮した耐震評価を実施した結果，照査値への影響が軽微であることを確認している。
- ・「2.1.3 防波壁（逆 T 擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に示す耐震評価結果と津波による強度評価結果を比較すると，耐震評価時の照査値は強度評価時の照査値をおおむね上回っている。（津波による強度評価結果は後段に示す「5. 評価結果」参照。）

耐津波解析における解析ケースの地盤物性を表 3.5.1-1 に示す。

表 3.5.1-1 耐津波解析における解析ケースの地盤物性

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース② (防波壁前面の施設護岸， 基礎捨石等の損傷を 考慮した解析ケース)	平均値	平均値

(3) 解析ケースの選定

耐津波解析では，全ての評価対象断面において，入力津波に対し，基本ケース（解析ケース①）を実施する。

また，防波壁（逆 T 擁壁）の前面に設置されている施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石は耐震性が低いことから，施設護岸，基礎捨石等が損傷し，これらがなくなることで，改良地盤側方にも津波荷重が直接作用する解析ケース（解析ケース②）を実施する。

解析ケース②は，岩盤上面の深さが最も深く，津波荷重による改良地盤への作用範囲が最も大きくなると考えられる⑤－⑤断面において，防波壁前面の施設護岸，基礎捨石等の損傷を考慮した解析ケースを実施する。（「5.6 防波壁前面の施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさの検討」参照。）

強度評価における解析ケースを表 3.5.1-2 に示す。

表 3.5.1-2 耐津波解析における解析ケース

解析ケース	ケース①	ケース②
	基本ケース	防波壁前面の施設護岸，基礎捨石等の損傷を考慮した解析ケース
地盤物性	平均値	平均値
施設護岸等	有	無

3.5.2 解析モデル及び諸元

(1) 解析モデル

防波壁（逆T擁壁）の解析モデルを図3.5.2-17、図3.5.2-19及び図3.5.2-21に、地質断面図を図3.5.2-18、図3.5.2-20及び図3.5.2-22に示す。

a. 解析領域

2次元解析モデルは、「2.1.3 防波壁（逆T擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」で使用した解析モデルのうち、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤で構成される。

b. 境界条件

(a) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重、構造物に作用する風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図3.5.2-1に示す。

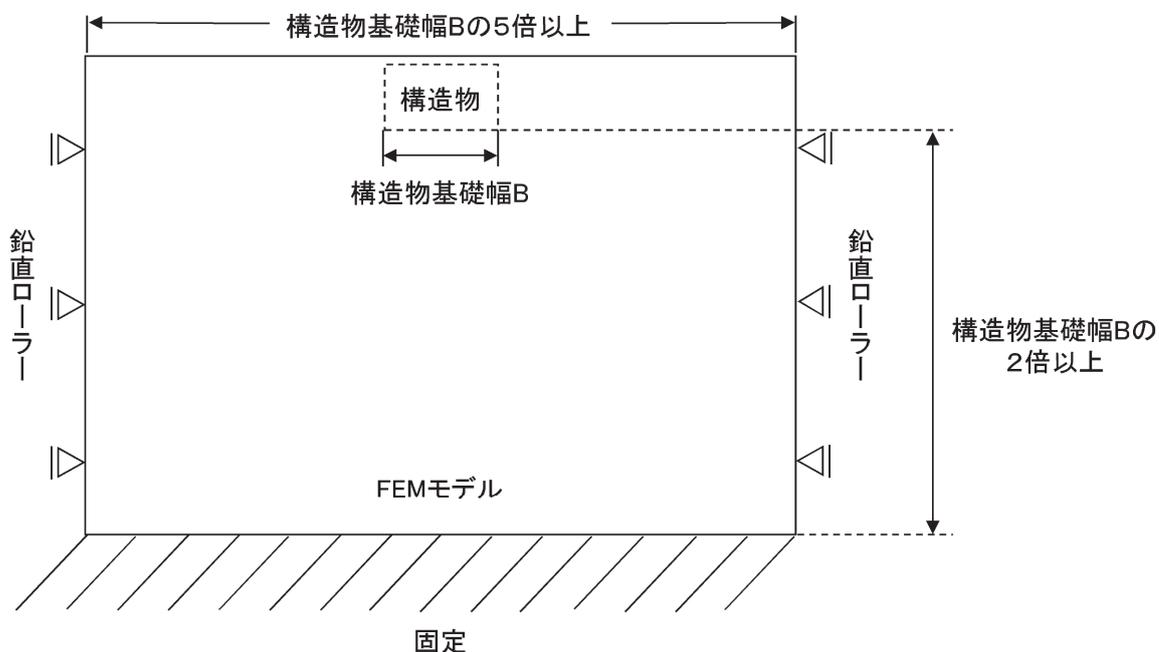


図3.5.2-1 常時応力解析における境界条件の概念図

(b) 津波時

津波時の2次元有限要素法は、津波荷重の静的な荷重を載荷することによる応力を算定するために行う。図 3.5.2-2 のとおり、津波時の2次元有限要素法における境界条件は底面固定及び水平固定とする。

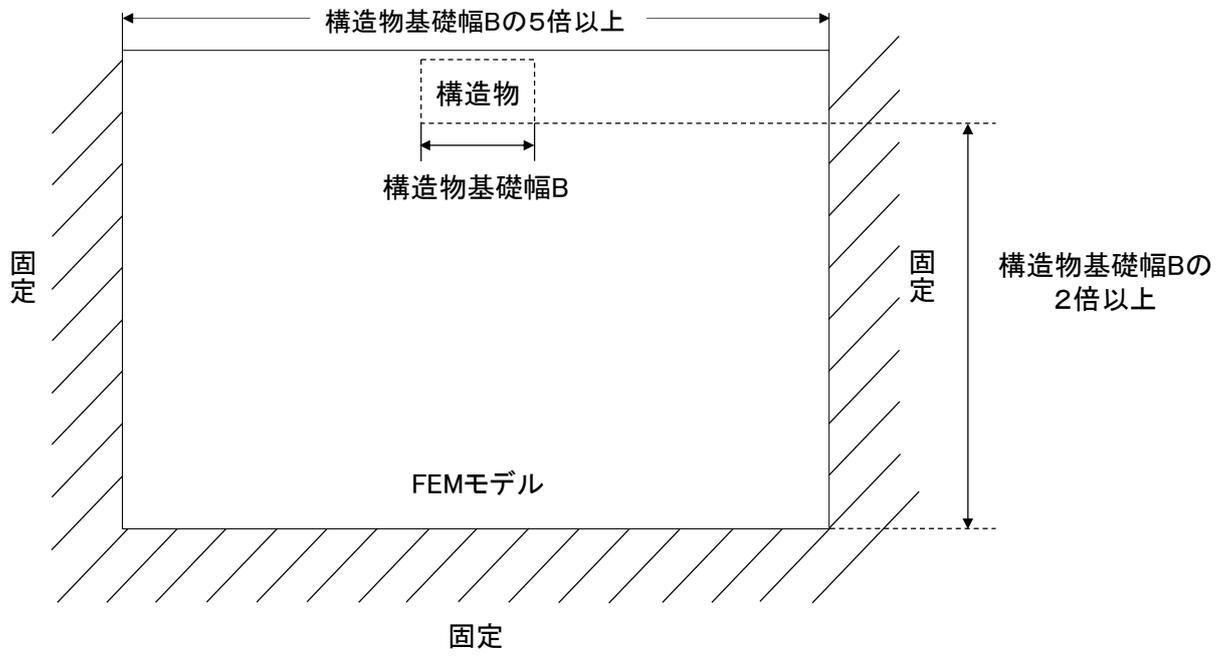


図 3.5.2-2 津波時における境界条件の概念図

c. 構造物のモデル化

逆 T 擁壁は、鉄筋コンクリート造であり、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。底版は地盤に 0.5m 埋め込まれているが、埋め込み深さが浅く、土圧の影響は軽微であること、底版の軸心の高さ（EL9.0m）でモデル化するより、堅壁のアーム長が長くなり、曲げ応力度の照査が保守的になると考えられることから、地表面（EL8.5m）の高さでモデル化する。逆 T 擁壁の堅壁と底版の交差部においては、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」（以下「道路橋示方書」とする。）（図 3.5.2-3 参照）に準拠し、図 3.5.2-4 に示すとおり、部材端から部材厚さの 1/4 入った断面より内側を剛域とする。

曲げ応力度の照査実施範囲は、道路橋示方書及びコンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会、2002 年制定）（図 3.5.2-5、図 3.5.2-6）に基づき、部材端までとする。

堅壁のせん断の照査実施範囲については、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会、2002 年制定）（図 3.5.2-6）に記載されている柱の照査を準用し、底版の上面（部材端）までとする。底版のせん断の照査実施範囲については、コンクリート標準示方書に記載されているはりの照査を準用すると、堅壁前面（部材端）から部材高さ $D (=2m)$ の 1/2 だけ離れた位置となるが、保守的に堅壁前面までとする。

剛域は、一般に次により定めることとする。

- ① ハンチがない場合には、部材端から部材厚さの 1/4 入った断面より内側を剛域とする（図-解 8.3.4 (a)参照）。
- ② 部材節点部において、部材の軸線に対して 25° 以上傾斜するハンチを有する場合には、部材厚さが 1.5 倍となる断面より内部を剛域とする。ただし、ハンチの傾斜が 60° 以上の場合は、ハンチの起点から部材厚さの 1/4 入った断面より内部を剛域と考えるものとする（図-解 8.3.4 (b)参照）。

ただし、地震時保有水平耐力法による照査では、耐震設計編 10.8 に従ってモデル化するものとする。

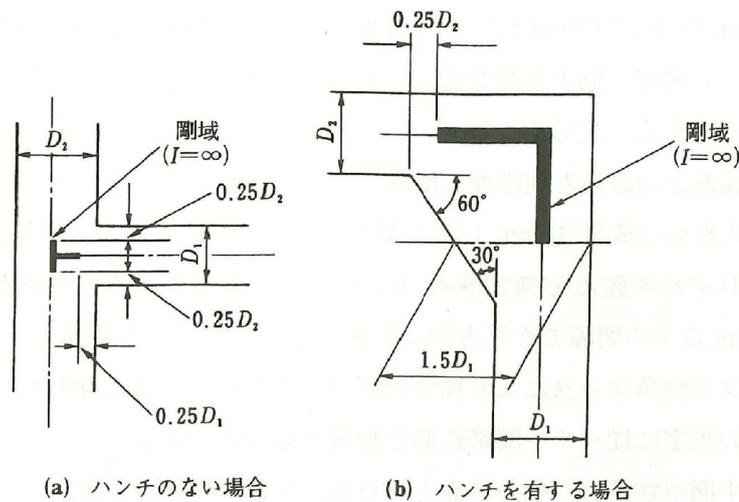


図-解 8.3.4 剛域の取り方

図 3.5.2-3 剛域の設定（道路橋示方書抜粋）

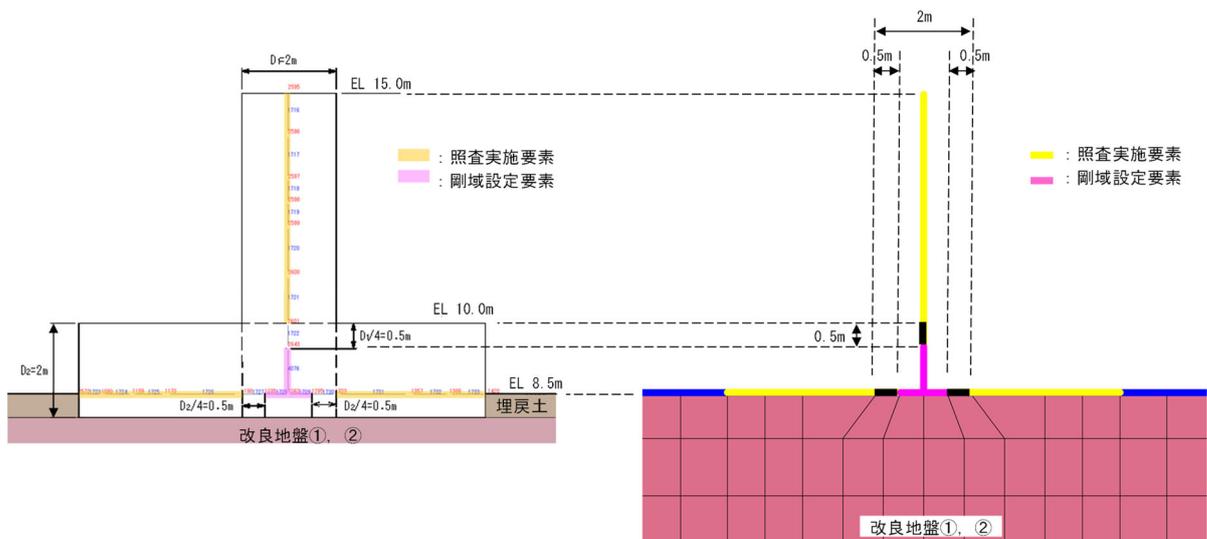


図 3.5.2-4 剛域設定の概念図及び照査範囲

5) ラーメン部材節点部の設計曲げモーメントは、図-8.3.2 のとおりとする。

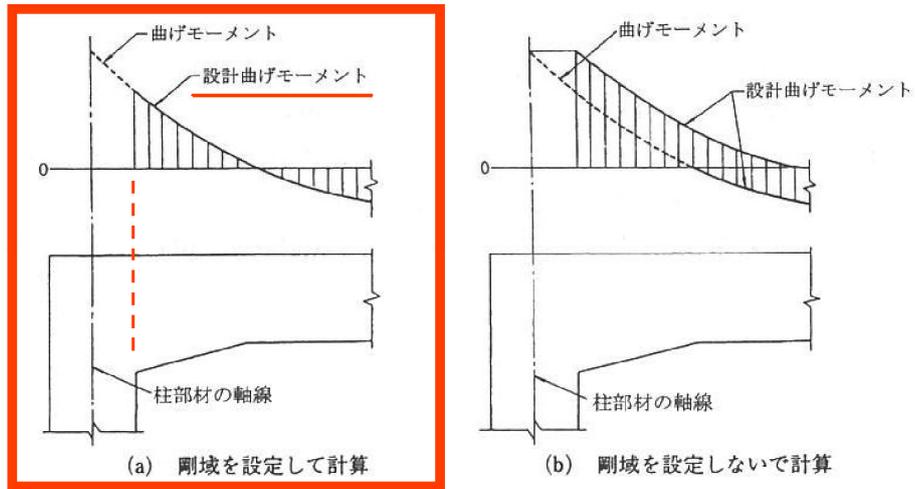


図-8.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

図 3.5.2-5 照査に用いる断面力の算定位置の根拠（道路橋示方書）

(5) 部材端の断面の検討に用いるせん断力は、柱に対してははりの上下面におけるせん断力とし、はりに対しては柱前面から柱前面断面の部材高さの 1/2 だけ離れた位置のせん断力とする。ただし、断面計算において、ハンチは 1 : 3 より緩やかな部分を有効とする。

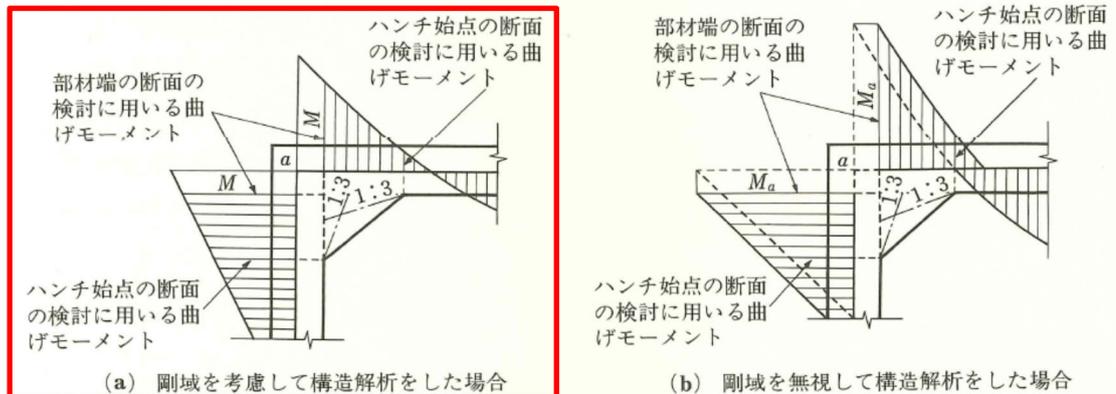


図 12.3.1 部材端の断面の検討に用いる曲げモーメント

図 3.5.2-6 照査に用いる断面力の算定位置の根拠（コンクリート標準示方書）

グラウンドアンカは、非線形ばね及び MPC（多点拘束）でモデル化する。グラウンドアンカの各部位のモデル化方法について表 3.5.2-1 及び図 3.5.2-7 に示す。モデル化の妥当性の検証の詳細については、「2.1.3（参考資料 1）グラウンドアンカの実態に即したモデル化、物性値及び許容限界の設定方法について」に示す。

表 3.5.2-1 グラウンドアンカのモデル化方法及びその考え方

部位	特徴及び役割	モデル化方法	モデル化の考え方
頭部	鋼製のアンカーヘッド、ジョイントプレート及び支圧板で構成され、慣性力等に伴う逆 T 擁壁からの力を引張力として自由長部に伝達させるための部分。	節点共有	逆 T 擁壁の底版（梁要素）の接点とばね要素の端部接点を拘束することで力が伝達できるようモデル化した。
自由長部 （=引張部）	PC 鋼線を組み立てたテンドンで構成され、テンドンの伸縮により、頭部からの引張力を拘束長部に伝達する部分。 施工時にテンドンに初期緊張力を与えることで、頭部及び拘束長部に常時、引張力が作用する。 津波時は、津波荷重による改良地盤の変形により、テンドンが縮むとアンカー力は減少し、テンドンが伸びるとアンカー力は増加する。	非線形ばね	左記の自由長部の挙動（特に初期緊張力）を表現できる「非線形ばね要素」でモデル化した。
拘束長部 （アンカ一体）	グラウト注入によりテンドンが堅硬な岩盤に定着・一体化されて造成され、自由長部からの引張力を地盤との摩擦抵抗もしくは支圧抵抗によって地盤に伝達する抵抗部分。	MPC（多点拘束）	岩盤と一体挙動するように、「MPC（多点拘束）」によりモデル化し、非線形ばねとの節点とその他の節点の鉛直方向の変位が拘束され、同様の挙動をするように設定した。

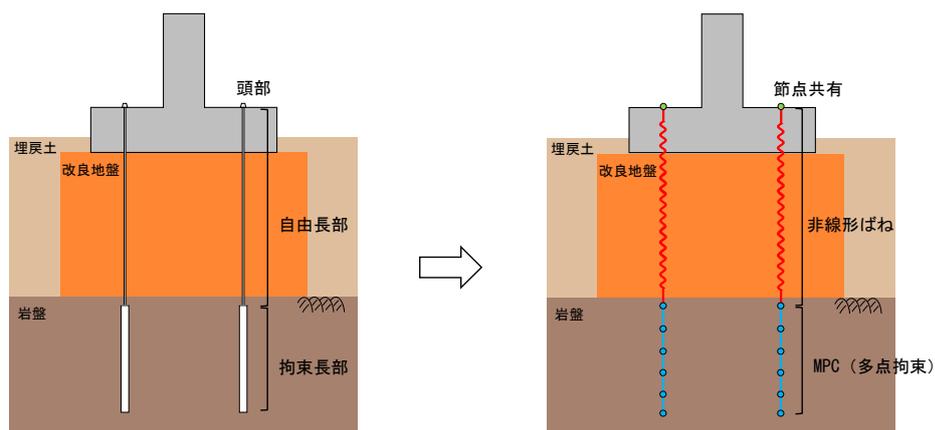


図 3.5.2-7 モデル化概念図

漂流物対策工は、逆 T 擁壁の堅壁に設置した鉄筋コンクリート造の構造物であり、堅壁の剛性と同等であることから、重量のみを考慮する。また、漂流物対策工の詳細は「2.1.8 漂流物対策工に関する補足説明」に示す。

L 型擁壁は、鉄筋コンクリート造であり、線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。

d. 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。⑤-⑤断面は、東西方向の断面であるため、速度層を水平成層でモデル化する。

埋戻土（海底堆積物及び崖錐堆積物を含む）、基礎捨石、被覆石、捨石及び改良地盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。変形特性には、双曲線モデル（H-D モデル）を用いる。

施設護岸は、線形の平面ひずみ要素でモデル化する。また、施設護岸の上部に位置する埋戻土（施設護岸背面）については、「港湾の施設の技術上の基準・同解析（（社）日本港湾協会，H19 年版）」（以下「港湾基準」とする。）（図 3.5.2-9 参照）に準拠し、施設護岸の一部として、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は施設護岸と同じ値を用い、背後の埋戻土及び改良地盤との境界にジョイント要素を設定する。

施設護岸、基礎捨石、被覆石及び捨石は、役割に期待しないが、解析モデルに取り込み、防波壁への波及的影響を考慮する。不確かさケースとして、施設護岸、基礎捨石、被覆石及び捨石が地震により損壊し、流出した場合の耐津波評価を行う。

(3) 壁体のとり方

- ① 地震動による作用を慣性力に置き換えて安定性の照査を行う場合には、壁体を適切に設定して慣性力を評価する必要がある。この場合には、構造様式に応じて、以下に示すように壁体を設定することができる。ただし、非線形有効応力解析等の詳細法により変形量を直接評価する場合にあっては、これによる必要はない。
- ② 重力式係船岸の壁体は、図-2.2.8 に示すように壁体後趾を通る鉛直面から前の部分とすることができる。通常、壁体の背後には裏込材料があり、この一部は壁体の上に載っている形式のものが多い。この部分の裏込めは壁体の一部として働いていると考えられるが、壁体の形状及び破壊形式により、壁体とみなせる裏込めの範囲は変化し、一概に決めることは困難である。しかし、壁体の境界面を多少変えても壁体の安定への影響は小さいため、一般的に、計算の取扱いが簡便なように壁体とみなす範囲を図のように設定することができる。

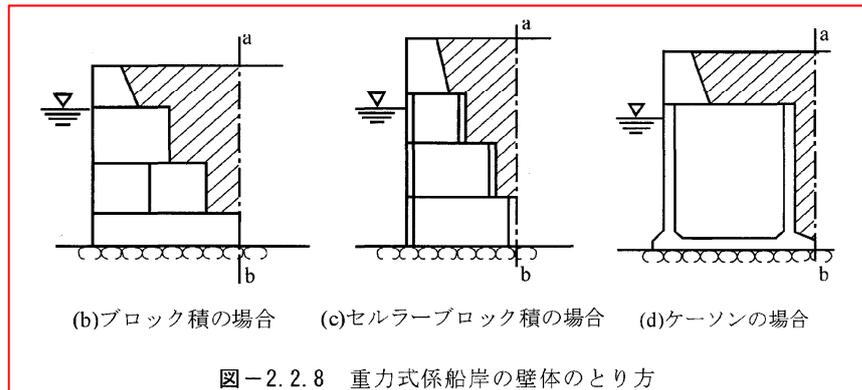


図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

図 3.5.2-9 埋戻土（施設護岸背面）のモデル化について（港湾基準抜粋）

e. ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

応答解析では、津波時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、津波時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

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。

鉛直方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、港湾基準(図 3.5.2-10 参照)に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$ に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」とする。）（図 3.5.2-11 参照）に準拠し，静止摩擦係数 μ から， $c=0$ ， $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は，港湾基準（図 3.5.2-12 参照）に準拠し，隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 3.5.2-2 に，ジョイント要素の配置を図 3.5.2-15 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

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面と成す角度は、一般的に次に掲げるところによって算定する。

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.1)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (1.3.2)$$

この場合において、

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.3)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (1.3.4)$$

この場合において、

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、 p_{ai} 、 p_{pi} 、 K_{ai} 、 K_{pi} 、 ζ_i 、 ω 、 γ_i 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_i は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

(a) $\theta = \tan^{-1} k$

(b) $\theta = \tan^{-1} k'$

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

(4) 地震時土圧は、物部¹⁾・岡部²⁾が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角
一般に、±15°以下とする。裏込材のせん断抵抗角 ψ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

一般的に、残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求め、残留水位以下においては各境界面において1. 3. 3 見掛けの震度を用いて土圧分布を求める。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析又は模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。

図 3.5.2-10 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠（港湾基準抜粋）

よって、

$$\phi^{sp}_{\tau_f} = \tan^{-1}(0.838) = 40(^{\circ})$$

③ケーソン
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる⁸⁾。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

④ジョイント要素
 ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する⁸⁾。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性 K_n に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性 K_s に応じた力を負担する。せん断強度 τ_f は垂直方向の有効拘束

圧 σ_n' に基づき式(1.62)より求める。剥離状態ではせん断強度は0となる。

$$\tau_f = C_j + \sigma_n' \tan \phi_j \quad (1.62)$$

よって、本事例のジョイント要素のせん断強度に関する定数は以下のとおり設定できる。まず、ケーソン底面と捨石の間の摩擦係数は摩擦増大マットが敷設されていないので $\mu=0.6$ と設定して、摩擦角 ϕ_j は $\tan^{-1}(0.6)=31^{\circ}$ を用いる。また、ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は $\phi=15^{\circ}$ を用いる。

・ジョイント要素のレーレー減衰の与え方
 FLIP 研究会では、ジョイント要素のレーレー減衰の与え方に関する検討が実施された²⁰⁾。従来の解析では、レーレー減衰行列の組立の際に、ジョイント要素の初期接線剛性 K_s や K_n に全体系の剛性比例係数 β を乗じたものを取り込んでいた（従来型）。 K_s や K_n の値は物理的な根拠に基づいて設定するのではなく、周囲の土の変形よりも大きな変形がジョイント要素の線形部分で生じることのないように、比較的大きな値が指定される。この

図 3.5.2-11 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（港湾構造物設計事例集抜粋）

9 摩擦係数

- 施設の滑動に対する摩擦抵抗力の算定に用いる材料の摩擦係数は、静止摩擦係数とすることができ。この場合において、材料の摩擦係数は、対象となる施設の特性及び材料の特性等を勘案して適切に設定することが望ましい。
- 港湾の施設の性能照査に用いる静止摩擦係数の特性値は、一般に表-9.1 に掲げる数値を用いてもよい。同一条件のもとで繰り返し摩擦係数を実測する場合、一般にばらつきが多いことに注意が必要である。表-9.1 で示した値は、以前からなかば経験的に用いられてきたものであり、ここに明記していない場合については、実験を行って定めることが望ましい。
- 表-9.1 に示した値は、施設の滑動に対する安定性の照査に用いる場合の値であり、杭の支持力計算に用いる杭周面と土との間の摩擦係数、傾斜堤の安定性の照査に用いる摩擦係数、斜路によるケーソンの進水計算に用いる摩擦係数、土圧計算に用いる壁面摩擦角等に対しては適用できない。なお、表-9.1 に示した値は、静的な作用が生じるときの静止摩擦係数であるが、地震動作用時のような動的な作用が生じる場合においては、適切な資料が皆無であるため、本数値を用いているのが実情である。

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7~0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)~0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

注 1) 水中コンクリートと岩盤の場合、標準的な条件のもとでは、0.8 とすることができる。ただし、基岩がぜい弱若しくは亀裂が多い場合、基岩を覆っている砂の移動が激しい場所等では、それらの条件に応じて 0.7 程度まで低減させることができる。

注 2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 3.5.2-12 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（港湾基準抜粋）

表 3.5.2-2 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 ($^{\circ}$)	備考	
		材料 1	材料 2				
鉛直方向	境界 1	改良地盤①・②	埋戻土	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、 $c=0$ 、 $\phi=15^{\circ}$ と設定。	
			施設護岸				
			埋戻土(施設護岸背面)				
			逆 T 擁壁				
		改良地盤③	埋戻土				
			施設護岸				
			基礎捨石				
			岩盤				
		埋戻土	埋戻土(施設護岸背面)				
			施設護岸				
被覆石	施設護岸						
水平方向	境界 2	逆 T 擁壁	改良地盤①・②	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、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)\doteq 26.57$	
		岩盤	改良地盤③				
		施設護岸上部工	セルラーブロック				
		セルラーブロック	セルラーブロック				
	境界 3	セルラーブロック	基礎捨石	基礎捨石	0	34.99	セルラーブロック(栗石充填)と基礎捨石の境界(図 3.5.2-13 参照)であるため、「コンクリートと捨石」の摩擦係数 $\mu=0.60$ と「捨石と捨石」の摩擦係数 $\mu=0.8$ の平均値 ($\mu=0.70$) より、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)\doteq 34.99$ (図 3.5.2-14 参照)

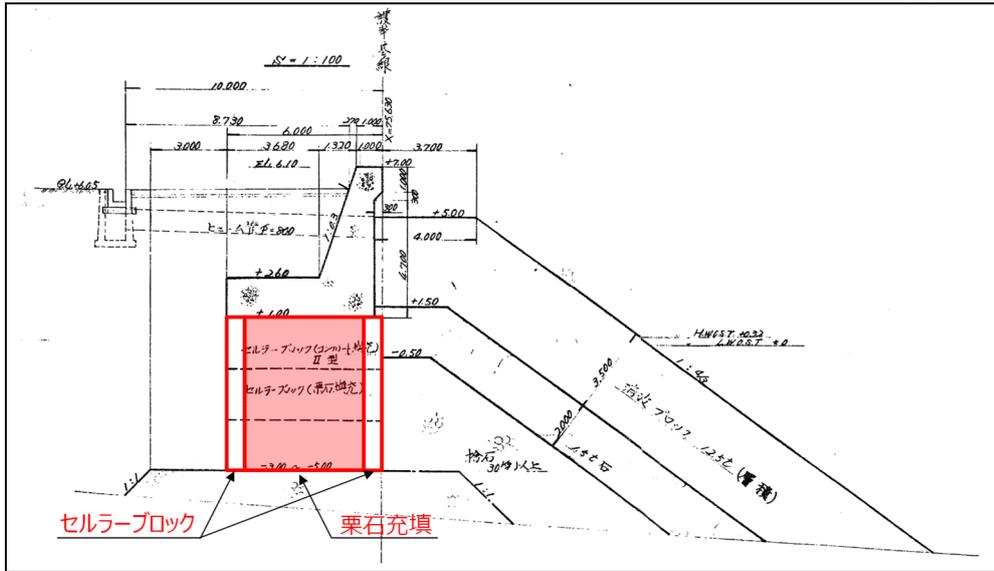


図 3.5.2-13 施設護岸断面図 (①-①断面)

(8) セルラーブロックの性能照査

- ① 壁体が底版のないセルラーブロックで構成されている重力式係船岸は、他の重力式係船岸と異なり、中詰めにより壁体との一体性を保持する構造となっている。このため、他の重力式係船岸の安定検討に加えて、転倒に対して中詰めの抜け出しを十分考慮した検討を行うべきである。
- ② セルラーブロックの安定照査式
セルラーブロックの中詰めの抜け出しを考慮した転倒に対する検討は、次式によって行うことができる。

$$aW_d - bP_B + cP_V + M_{f_d} \geq \gamma_a(dP_H + eP_{w_d} + gP_{dw} + hP_F) \quad (2.2.19)$$

ここに、

- W : 壁体を構成する材料の重量 (kN/m)
- P_B : 壁体に作用する浮力 (kN/m)
- P_V : 壁体に作用する鉛直土圧合力 (kN/m)
- M_{f_d} : 中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメント (kN-m/m)
- P_H : 壁体に作用する水平土圧合力 (kN/m)
- P_{w_d} : 壁体に作用する残留水圧合力 (kN/m)
- P_{dw} : 堤体に作用する動水圧合力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- P_F : 堤体に作用する慣性力 (kN/m) (地震動作用時の場合のみ)
- a : 壁体重量合力の作用線から堤体前趾までの距離 (m)
- b : 浮力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- c : 鉛直土圧合力の作用線から壁体前趾までの距離 (m)
- d : 水平土圧合力の作用線から壁体底面までの距離 (m)
- e : 残留水圧合力の作用線から壁体底面までの距離 (m)
- g : 重力加速度 (m/s^2)
- h : 動水圧合力の作用線から堤体底面までの距離 (m) (地震動作用時の場合のみ)
- γ_a : 構造解析係数

式中の設計用値は、式(2.2.9)及び以下の式(2.2.20)により算出することができる。

$$M_{f_d} = \gamma_{M_f} M_{f_i} \quad (2.2.20)$$

なお、ケーソンが海側と陸側の両側に長方形断面のフーチングを有する場合、浮力の設計用値 P_{B_d} は、式(2.2.12)に準じてよい。また、式中の壁体の重量の設計用値 W_d は、鉄筋コンクリートの重量 W_{RC} 、無筋コンクリートの重量 W_{NC} を用いて、次式により算定することができる。

$$W_d = \sum \gamma_w W \quad (2.2.21)$$

③ 部分係数の値

セルラーブロックの性能照査に用いる標準的な部分係数の値は、表-2.2.2の転倒に関する部分係数を用いることができる。ただし、中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメント M_f の部分係数 γ_{M_f} については、中詰め砂の重量 W_{SAND} の部分係数 $\gamma_{W_{SAND}}$ と同じ値を用いてよい。

- ④ (耐力の設計用値) / (作用効果の設計用値) < 1 の場合は、作用による転倒モーメントが中詰めに除く全鉛直力及び中詰めによる壁面摩擦によって生じる抵抗モーメントより大きいことになり、中詰めに置いてセルラーブロックが抜け出すことになる。このような場合はセルラーブロックの重量を増すか、隔壁を設けるなどの対処が必要である。
- ⑤ 中詰めによる壁面摩擦力 F_1, F_2 によって生じる抵抗モーメントの特性値 M_f は次のようにして求め

る。図-2.2.14において、A点に対するモーメントは $\ell_1 F_1 + \ell_2 F_2$ となる。ここで、 $F_1 = P_1 f$ 、 $F_2 = P_2 f$ であり、 f の値としては中詰め材料と壁面との摩擦係数をとる。(P_1, P_2 はそれぞれ中詰土圧である。) 壁面に作用する中詰土圧の考え方については、本編第2章1.4セルラーブロックに準じることができる。なお、これと同様にセルラーブロックの隔壁に生じる摩擦抵抗も考慮することが望ましい。

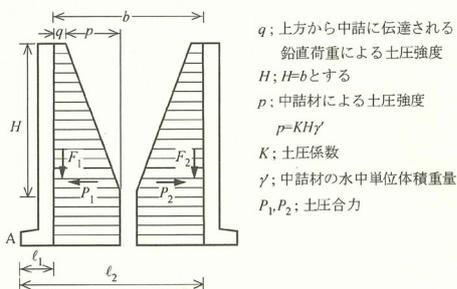
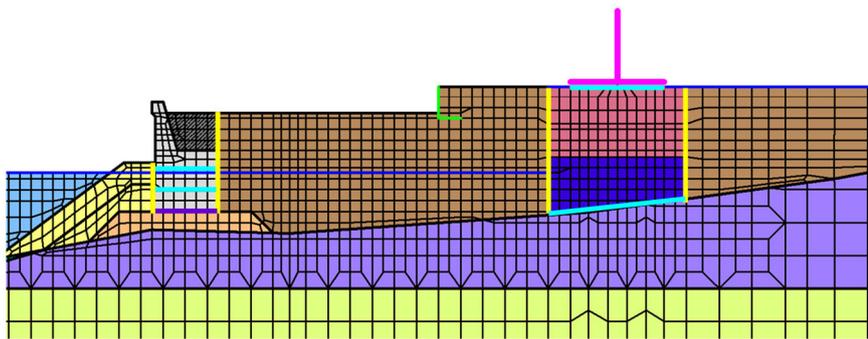


図-2.2.14 壁面摩擦抵抗の求め方

- ⑥ 底版のないセルラーブロックの滑動の性能照査に用いる摩擦係数の特性値は、厳密には鉄筋コンクリート部底版の受ける反力については0.6、中詰め石底部の受ける反力については0.8を用いて計算すべきであるが、便宜的に0.7としてもよい。

図 3.5.2-14 境界3の物性値の設定根拠 (港湾基準抜粋)

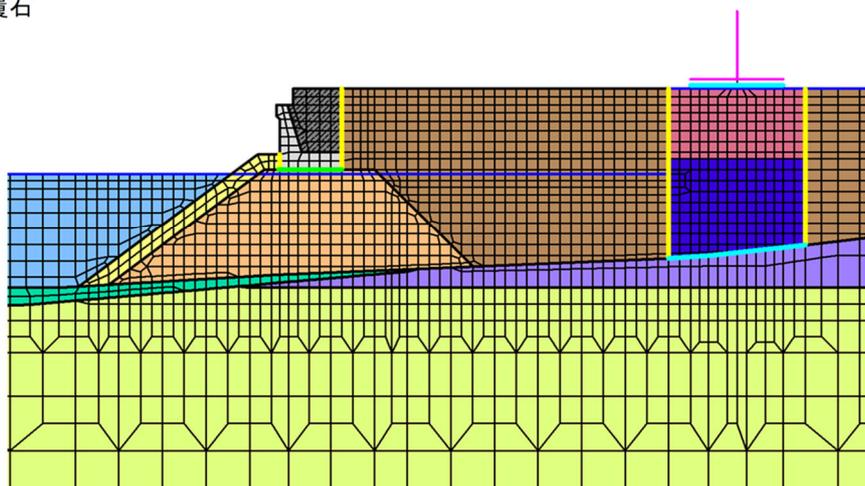
- : 岩盤 (第③速度層)
- : 岩盤 (第④速度層)
- : 埋戻土
- : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入)
- : 改良地盤③ 深層 (薬液注入)
- : 被覆石
- : 基礎捨石
- : 護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : 海水
- : 防波壁
- : L型擁壁
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素(境界1)
- : ジョイント要素(境界2)
- : ジョイント要素(境界3)



項目		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
鉛直方向	境界 1	0	15.0
水平方向	境界 2	0	26.57
	境界 3	0	34.99

図 3.5.2-15(1) ①-①断面におけるジョイント要素の配置図

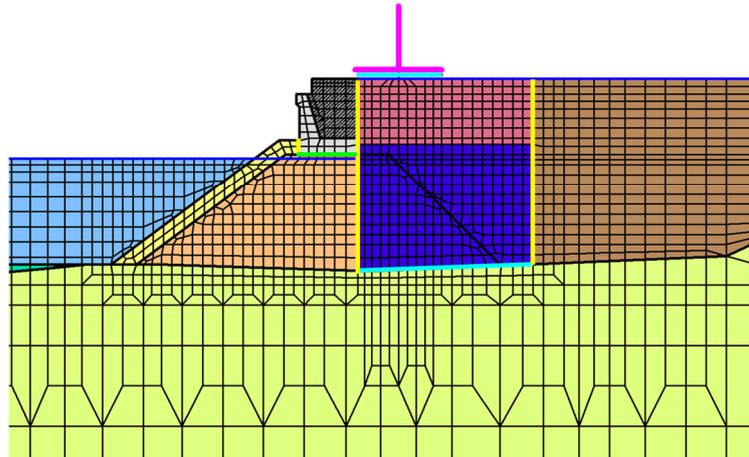
- : 岩盤 (第③速度層)
- : 岩盤 (第④速度層)
- : 埋戻土
- : 海底堆積物
- : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入)
- : 改良地盤③ 深層 (薬液注入)
- : 被覆石
- : 基礎捨石
- : 護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : 海水
- : 防波壁
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素(境界1)
- : ジョイント要素(境界2)
- : ジョイント要素(境界4)



項目		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
鉛直方向	境界 1	0	15.0
	境界 2	0	26.57
水平方向	境界 4	0	30.96

図 3.5.2-15(2) ④-④断面におけるジョイント要素の配置図

- : 岩盤 (第④速度層)
- : 埋戻土
- : 海底堆積物
- : 基礎捨石
- : 護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : 海水
- : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入)
- : 改良地盤③ 深層 (薬液注入)
- : 被覆石
- : 防波壁
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素(境界1)
- : ジョイント要素(境界2)
- : ジョイント要素(境界4)



項目		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
鉛直方向	境界 1	0	15.0
水平方向	境界 2	0	26.57
	境界 4	0	30.96

図 3.5.2-15(3) ⑤-⑤断面におけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、港湾構造物設計事例集を参考に、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 3.5.2-3 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 3.5.2-16 に示す。

表 3.5.2-3 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 k_s (kN/m^3)	圧縮剛性 k_n (kN/m^3)
境界 1, 2, 3, 4	1.0×10^6	1.0×10^6

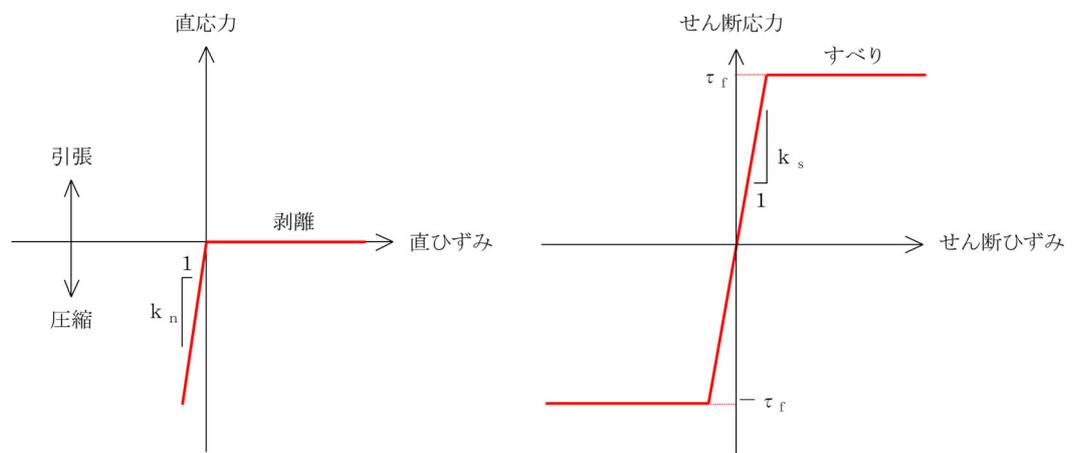


図 3.5.2-16 ジョイント要素の力学特性

f. 海水のモデル化

海水は液体要素でモデル化する。なお、遡上津波荷重は別途考慮する。

- | | | | | |
|------------|------------------|--------------|-----------|----------------|
| 岩盤 (第③速度層) | 海底堆積物 | 基礎捨石 | 防波壁 | グラウンドアンカ(自由長部) |
| 岩盤 (第④速度層) | 改良地盤①② 浅層 (薬液注入) | 護岸 | L型擁壁 | グラウンドアンカ(拘束長部) |
| 岩盤 (第⑤速度層) | 改良地盤③ 深層 (薬液注入) | 埋戻土 (施設護岸背面) | ジョイント要素 | |
| 埋戻土 | 被覆石 | 海水 | 地下水面及び海水面 | |

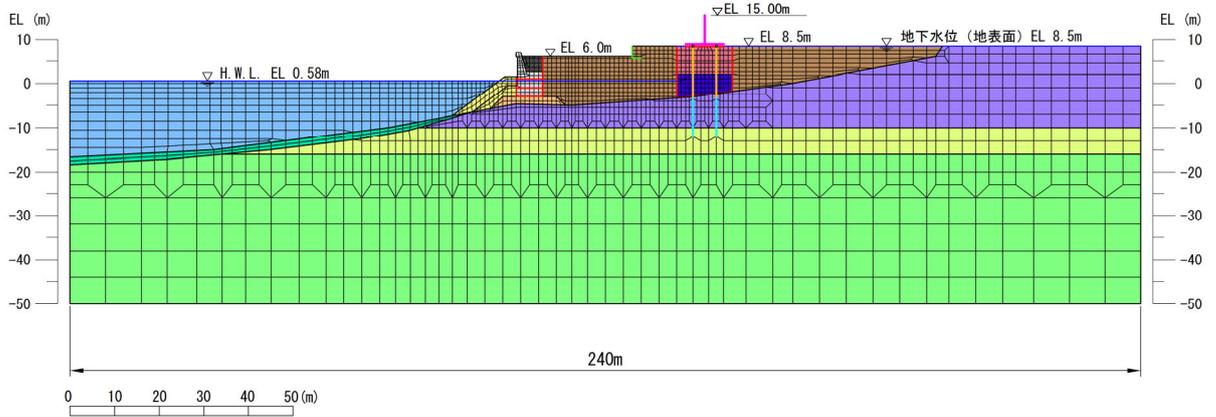


図 3.5.2-17 解析モデル (①-①断面)

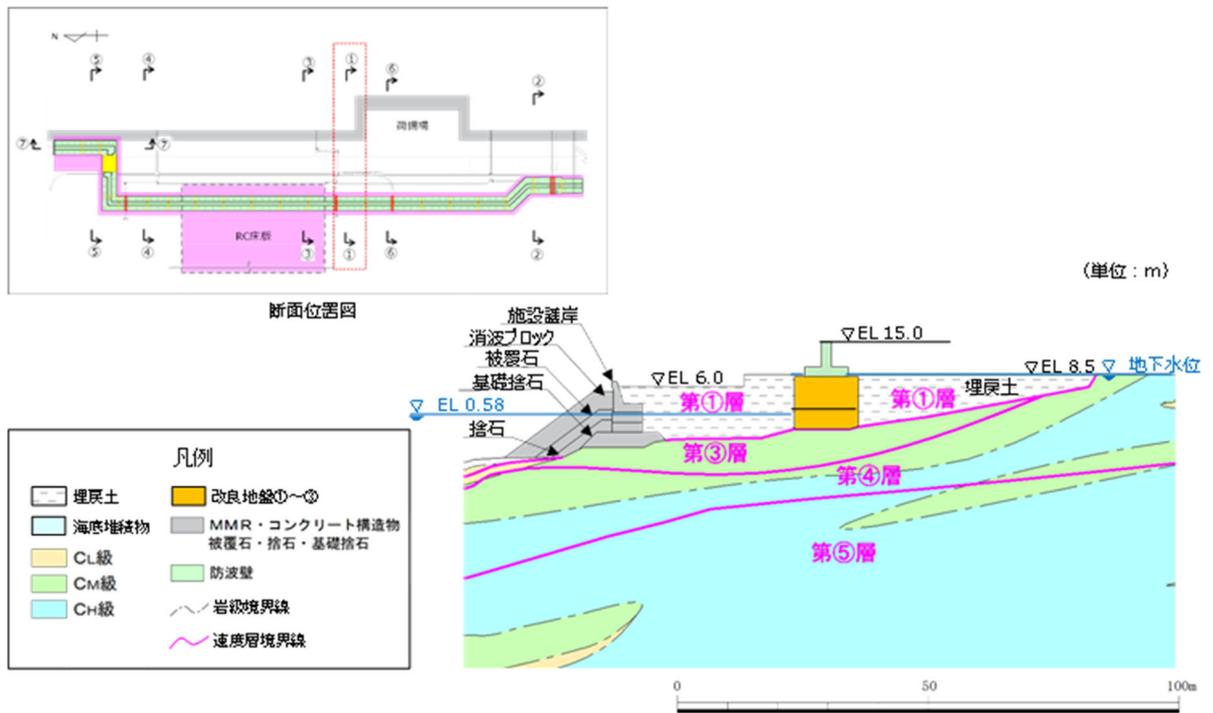


図 3.5.2-18 地質断面図 (①-①断面)

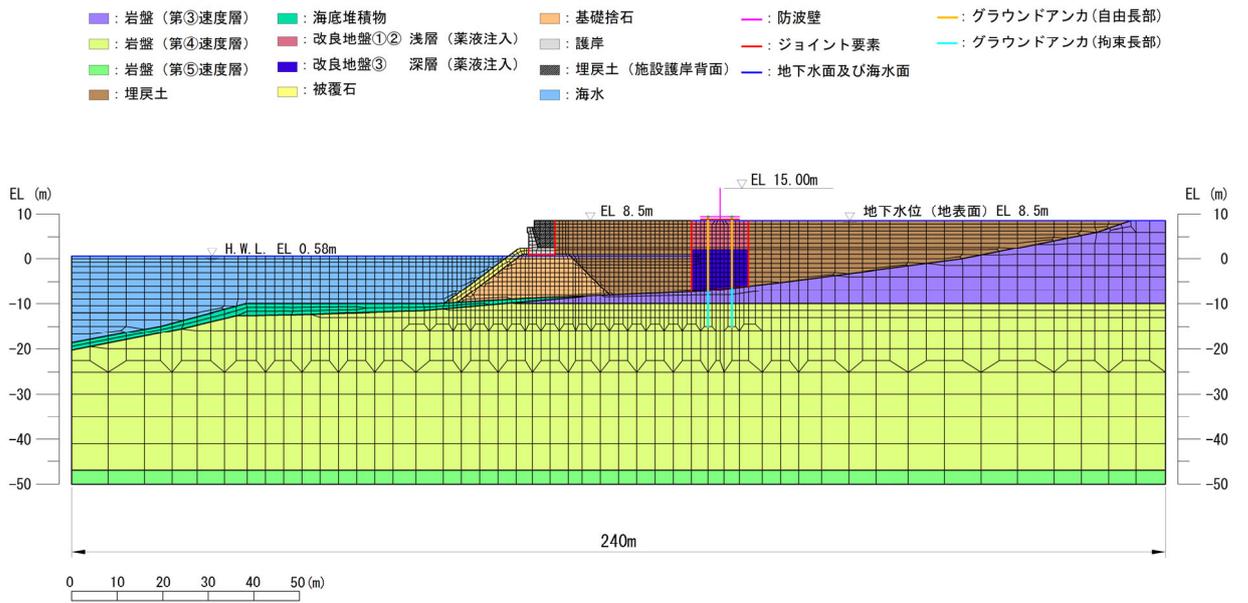


図 3.5.2-19 解析モデル (④-④断面)

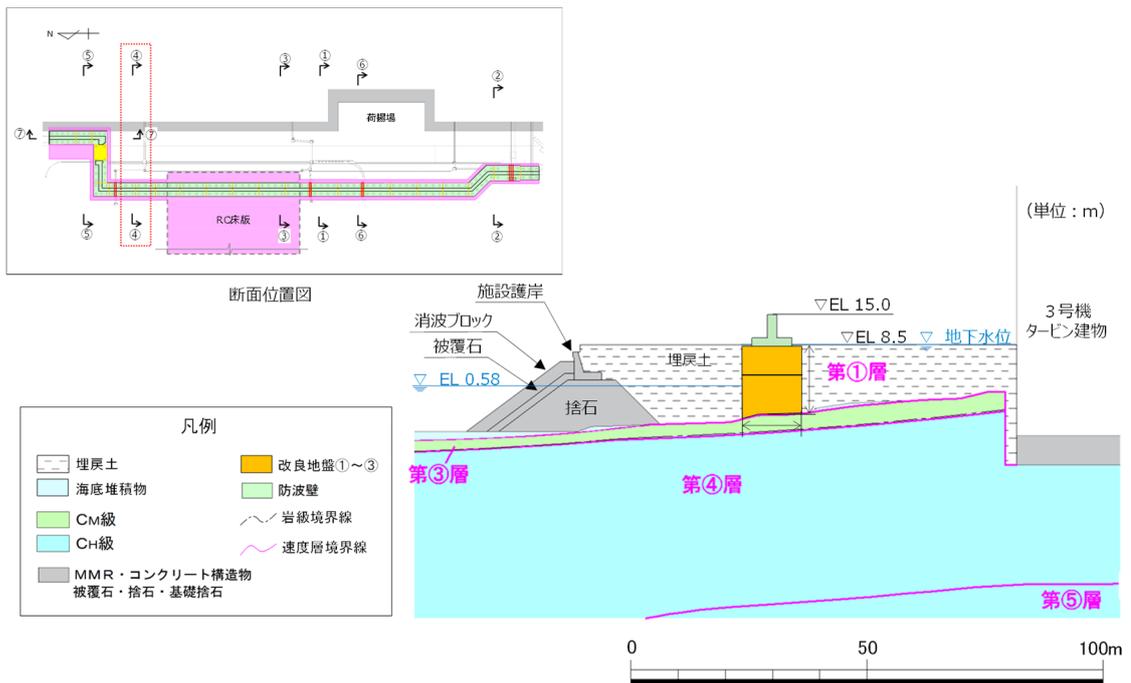


図 3.5.2-20 地質断面図 (④-④断面)

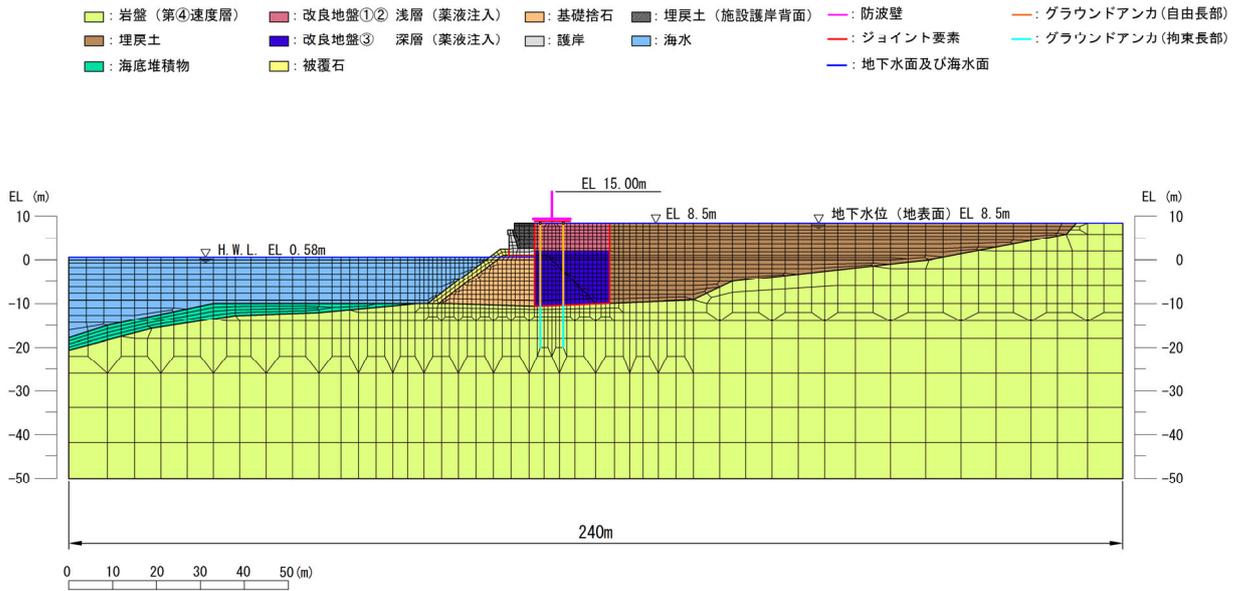


図 3.5.2-21 解析モデル (⑤-⑤断面)

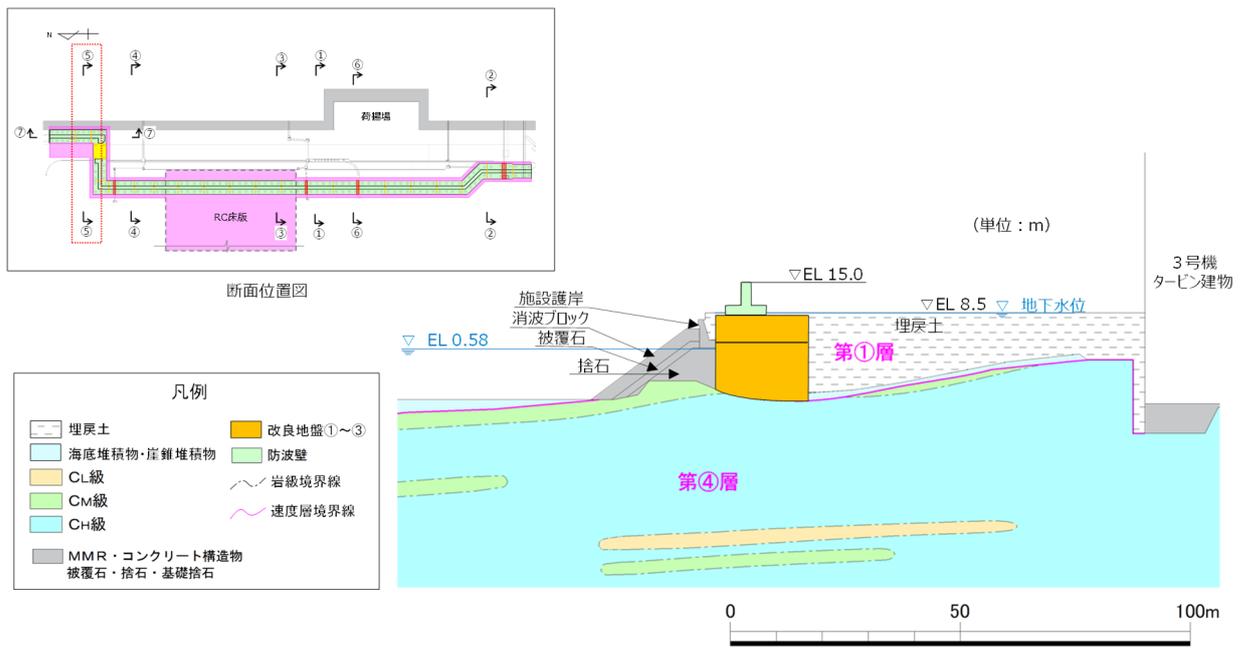


図 3.5.2-22 地質断面図 (⑤-⑤断面)

(2) 使用材料及び材料の物性値

強度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 3.5.2-4 に、材料の物性値を表 3.5.2-5 に、グラウンドアンカの解析用物性値を表 3.5.2-6 に示す。また、グラウンドアンカにおける非線形ばねモデルの概念図を図 3.5.2-22 に示す。

なお、岩盤上面深さが 17.9m と深く、逆 T 擁壁の津波時に発生する応答値が厳しくなると考えられる⑤-⑤断面のモデル化にあたっては、更なる保守性を考慮するため、図 3.5.2-23 のとおり、岩盤上面深さが 18.5m とさらに深い⑤'-⑤'断面位置での地質断面図及びアンカー仕様を用いている。

⑤-⑤断面位置（エリア 5）のアンカー仕様は、⑤'-⑤'断面位置（エリア 7）に比べ、グラウンドアンカの自由長及びアンカー体長が短く、設計アンカー力が小さい仕様となっている。⑤-⑤断面位置（エリア 5）はアンカー体長が短いことにより許容アンカー力は小さくなるが、設計アンカー力が小さいことにより津波時の発生アンカー力も小さくなり、「1.8.2 (2) a. (b) 評価候補断面の整理」に記載のとおり、グラウンドアンカの照査値は両断面で同等になると考えられる。

しかしながら、照査値が 0.8 以上と厳しくなると想定されることから、念のためアンカー仕様による影響を確認することとし、⑤-⑤断面位置（エリア 5）のアンカー仕様を用いた解析モデルによる影響検討を実施する。

表 3.5.2-4 使用材料

材料		諸元
逆 T 擁壁	鉄筋	SD345
	コンクリート	設計基準強度：24N/mm ²
グラウンドアンカ		アンカー長：17.5m～30.0m, 極限引張り力：2800kN, 降伏引張り力：2400kN

表 3.5.2-5 材料の物性値（逆 T 擁壁）

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
逆 T 擁壁	鉄筋コンクリート	24.0*	2.5×10 ⁴ *	0.2*

注記*：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）

表 3.5.2-6 グラウンドアンカの解析用物性値

		引張剛性 k (kN/m)	テンドン降伏 引張り力 (kN)	設計アンカー 力 (kN)	初期変位量 (mm)
①-①断面	陸側(アンカー1本)	20493	2400(アンカー1本) 4800(アンカー2本)	1440	70
	海側(アンカー2本)	40986		2880	
④-④断面	陸側(アンカー1本)	15567		1170	75
	海側(アンカー2本)	31134		2340	
⑤-⑤断面	陸側(アンカー1本)	14064		1650	117
	海側(アンカー2本)	28128		3300	

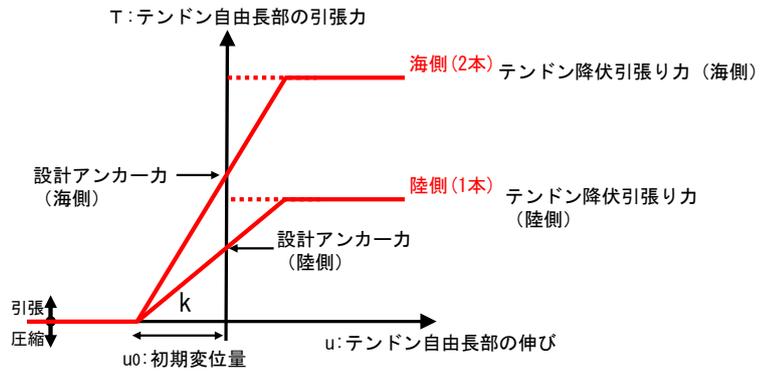
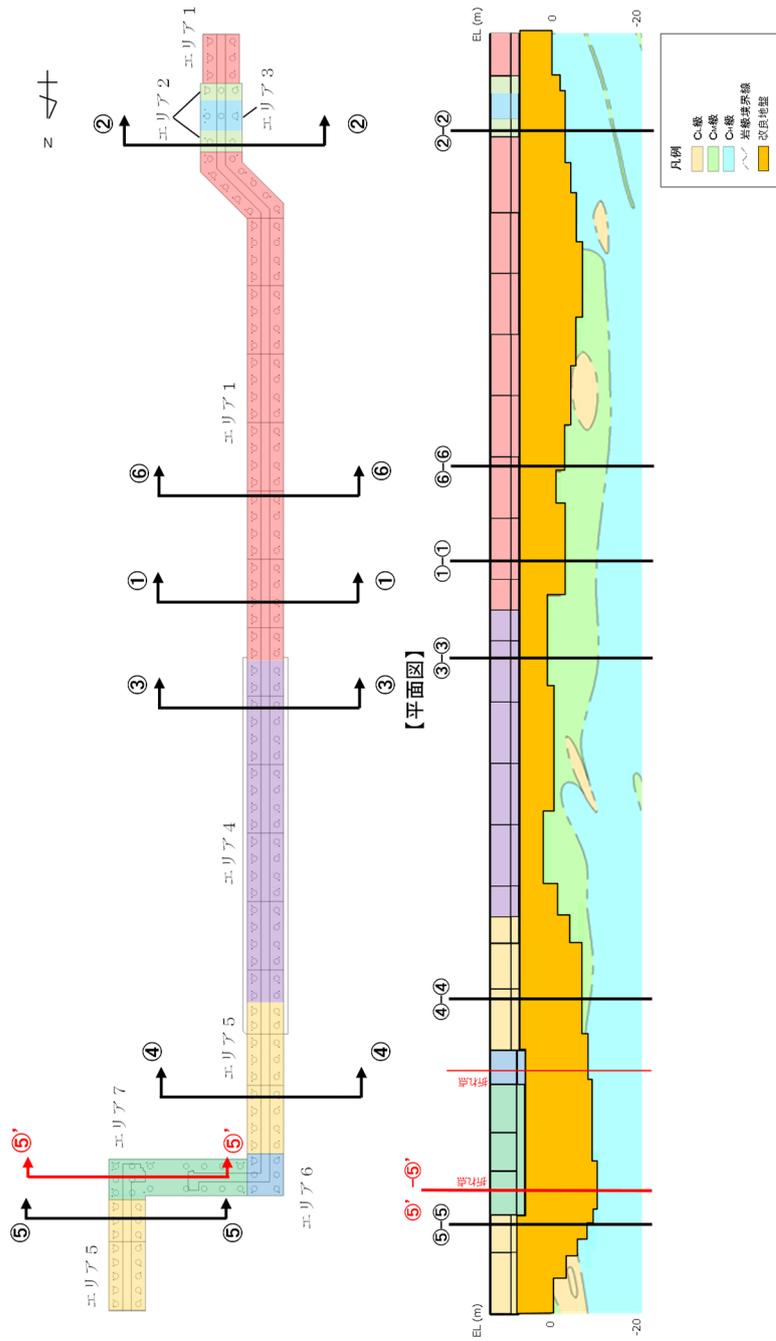


図 3.5.2-23 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

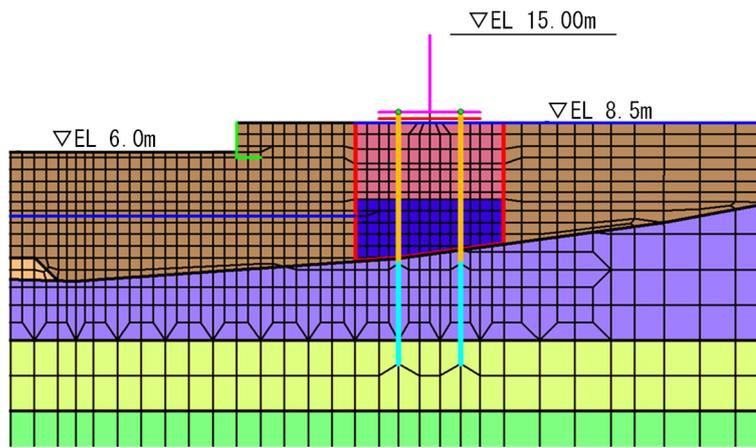


【断面図】

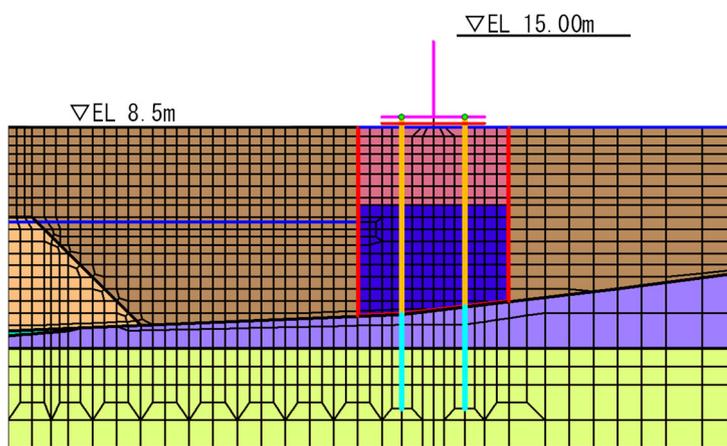
アンカー種別	削孔径 (mm)	PC鋼φ (mm)	PC鋼本数 (本)	テンドン自由長* (mm)	アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの極限引張り力 (kN)	テンドンの降伏引張り力 (kN)	テンドンの見かけの周長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	海側のグラウンドアンカー設置間隔 (mm)	設計アンカー力/許容アンカー力
エリア1				8000~18000	8500				1440	1764	2000	0.82
エリア2				11000~13500	10000				1700	2076	1650	0.82
エリア3				12500~13000	9000				1500	1868	1535	0.80
エリア4	135	15.2	11	7000~11500	8500	2800	2400	138.4	1360	1764	2000	0.77
エリア5				10000~20500	7000				1170	1453	1625 (北側) 2000 (南側)	0.81
エリア6				17000~18500	9500				1550	1972	1650	0.79
エリア7				17500~20000	10000				1650	2076	1650	0.79

注記*: テンドン自由長部はアンカー体が岩盤に確実に定着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

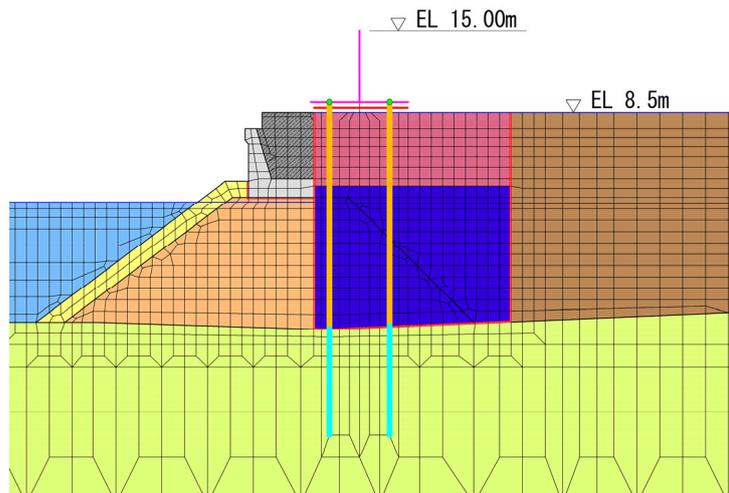
図 3.5.2-24 ⑤-⑤断面及び⑤'-⑤'断面の位置図



【①-①断面】



【④-④断面】



【⑤-⑤断面】

図 3.5.2-25 各解析モデルにおけるグラウンドアンカ位置

(3) 地盤及び改良地盤の物性値

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。地盤の物性値を表 3.5.2-7～表 3.5.2-11 に示す。

表 3.5.2-7 地盤の解析用物性値（有効応力解析）（1/2）

		埋戻土
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11 【2.00】
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	154600
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0
	内部摩擦角 ϕ' (°)	40.17

注 1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

注 2：動せん断弾性係数，内部摩擦角は代表的な数値を示す。

注 3：海底堆積物は，埋戻土の物性を流用する。

表 3.5.2-8 地盤の解析用物性値（有効応力解析）（2/2）

		基礎捨石及び被覆石
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.04 【1.84】
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	180000
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	20
	内部摩擦角 ϕ' (°)	35.00

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。
動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

表 3.5.2-9 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

対象施設		防波壁	
		逆T擁壁	
種別（工法，地盤種別）		改良地盤①，② （薬液注入）	改良地盤③ （薬液注入）
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11	2.11
	間隙率 n	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	771300	956500
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	98.00
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	628	1140
	内部摩擦角 ϕ'	38.00	40.54

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

表 3.5.2-10 改良地盤①～③の残留強度及び引張強度

地盤	残留強度*		引張強度* σ_t (N/mm ²)
	c' (N/mm ²)	ϕ' (°)	
改良地盤①・②	0.091	46.08	0.258
改良地盤③	0.205	42.71	0.495

注記*：残留強度及び引張強度の設定は「2.1.3（参考資料3）改良地盤①～③の物性値の設定方法について」に従い設定する。

表 3.5.2-11 地盤の解析用物性値（有効応力解析，3号機エリア）

		岩盤②速度層	岩盤③速度層	岩盤④速度層	岩盤⑤速度層
P波速度	V_p (m/s)	1710	2270	3240	3860
S波速度	V_s (m/s)	620	960	1520	1900
単位体積重量	γ (kN/m ³)	23.3	23.4	24.5	25.2
動ポアソン比	ν_d	0.42	0.39	0.36	0.34
減衰定数	h	0.030	0.030	0.030	0.030
弾性係数	E (kN/m ²)	2601000	6118000	15690000	24860000

(4) 地下水位

設計用地地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。設計用地地下水位を表 3.5.2-12 に示す。

表 3.5.2-12 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
防波壁（逆 T 擁壁）	防波壁より陸側：EL 8.5m* 防波壁より海側：EL 0.58m

注記*：地表面が EL 8.5m よりも低い地点については、地下水位を地表面とする。

(2) グラウンドアンカ

グラウンドアンカの強度評価は、算定した発生アンカー力が許容限界以下であることを確認する。

なお、当該照査により確保されることを確認した設計アンカー力を用い、逆 T 擁壁の滑動、転倒に対する耐力を確認するとともに、グラウンドアンカによる変形抑制効果等を確認するため、逆 T 擁壁底面の傾斜を確認する。

滑動、転倒に対する耐力の確認は以下のとおり実施する。

a. 逆 T 擁壁の滑動の照査

逆 T 擁壁の滑動の照査においては、津波時における逆 T 擁壁の滑動に対する耐力（摩擦抵抗力）と逆 T 擁壁に発生する作用力（津波荷重等）の比が 1 以上であることを確認する。

滑動の照査にあたっては、逆 T 擁壁と改良地盤の境界部の摩擦係数は、港湾基準に示されるコンクリート同士の摩擦係数 $\mu = 0.5$ を設定する。

安全率 = 耐力 / 作用力

耐力（摩擦抵抗）：（積雪荷重等含む躯体重量及び設計アンカー力）× 静止摩擦係数

作用力：津波荷重 + 衝突荷重 + 風荷重

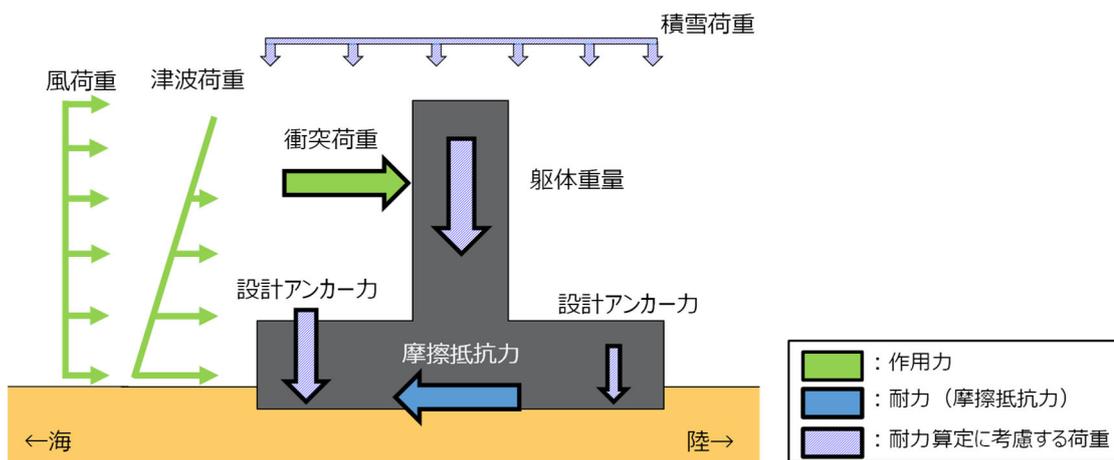


図 3.5.3-1 滑動の照査における荷重イメージ

b. 逆 T 擁壁の転倒の照査

逆 T 擁壁の転倒の照査においては、津波時における逆 T 擁壁の転倒に対する耐力（積雪荷重等含む躯体重量及び設計アンカー力によるモーメント）と逆 T 擁壁に発生する作用力（津波荷重、衝突荷重及び風荷重によるモーメント）の比が 1 以上であることを確認する。

安全率=耐力／作用力

耐力：耐力算定に考慮する荷重（積雪荷重等含む躯体重量及び設計アンカー力）のモーメントの総和

作用力：作用力算定に考慮する荷重（津波荷重＋衝突荷重＋風荷重）のモーメントの総和

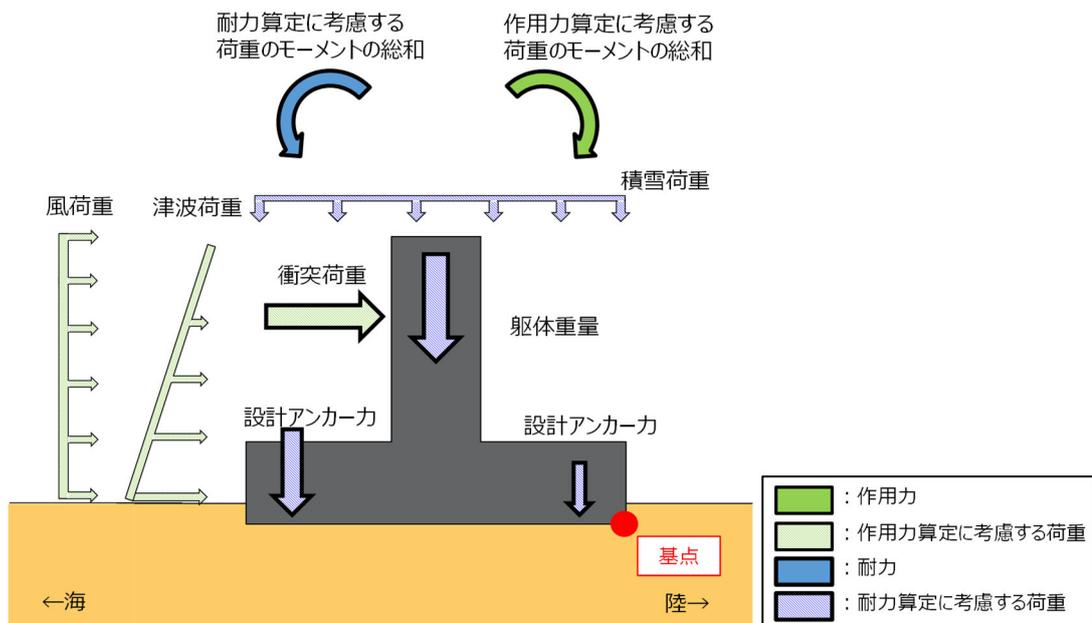


図 3.5.3-2 転倒の照査における荷重イメージ

c. 逆 T 擁壁の底版の傾斜の照査

図 3.5.3-3 に示す逆 T 擁壁の底版の傾斜は, 津波時における底版両端部の鉛直座標の差分 $u_z (= |u_{z_2} - u_{z_1}|)$ を底版両端部の水平座標の差分 $u_x (= |u_{x_2} - u_{x_1}|)$ で割ることにより算出する。

$$\text{底版傾斜} = u_z / u_x = |u_{z_2} - u_{z_1}| / |u_{x_2} - u_{x_1}|$$

ここに,

u_z : 底版両端部の鉛直座標の差分 (mm さん)

u_x : 底版両端部の水平座標の差分 (mm)

u_{z_1} : 底版西側端部の鉛直座標 (mm)

u_{z_2} : 底版東側端部の鉛直座標 (mm)

u_{x_1} : 底版西側端部の水平座標 (mm)

u_{x_2} : 底版東側端部の水平座標 (mm)

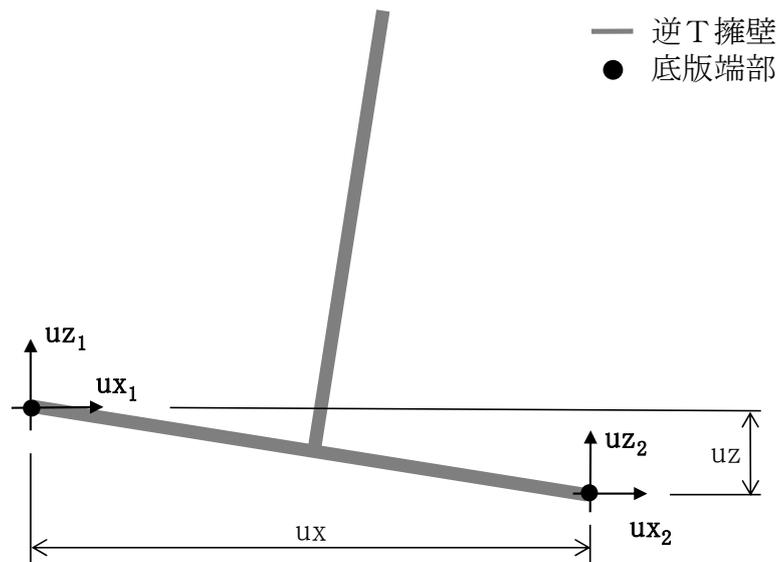


図 3.5.3-3 逆 T 擁壁底版の傾斜イメージ図

(3) 改良地盤

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり面のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認する。

すべり安全率の算定フローを図 3.5.3-4 に示す。すべり安全率は、想定したすべり面上の応力状態をもとに、すべり面上のせん断抵抗力の和をせん断力の和で除した値を求め、最小すべり安全率を算定する。

改良地盤の想定すべり線を図 3.5.3-5 に示す。

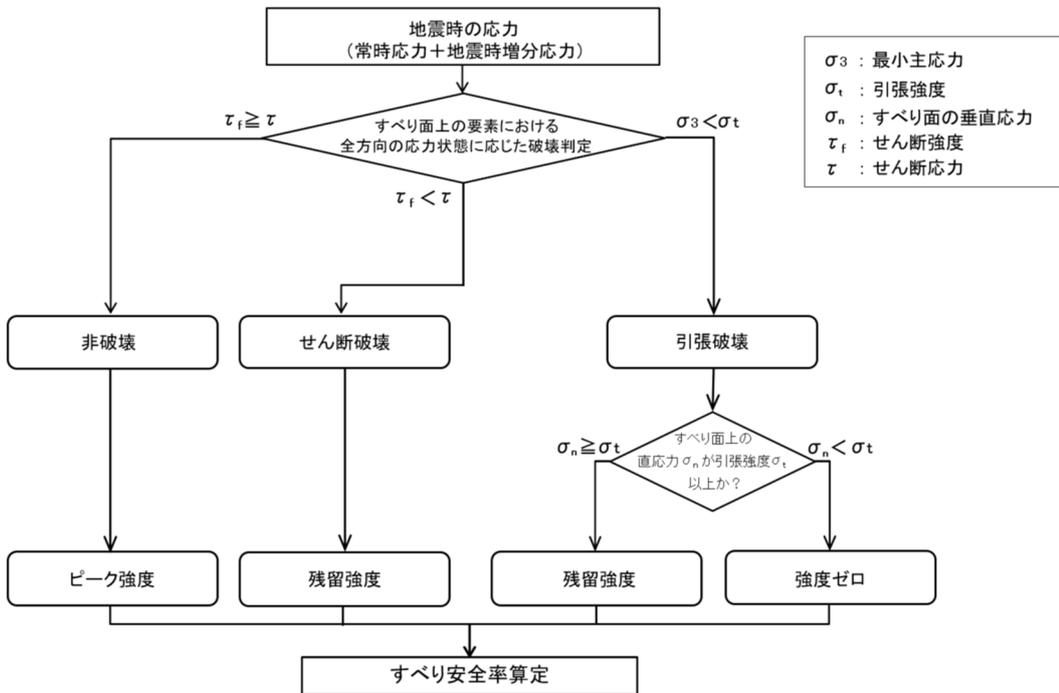


図 3.5.3-4 すべり安全率算定のフロー

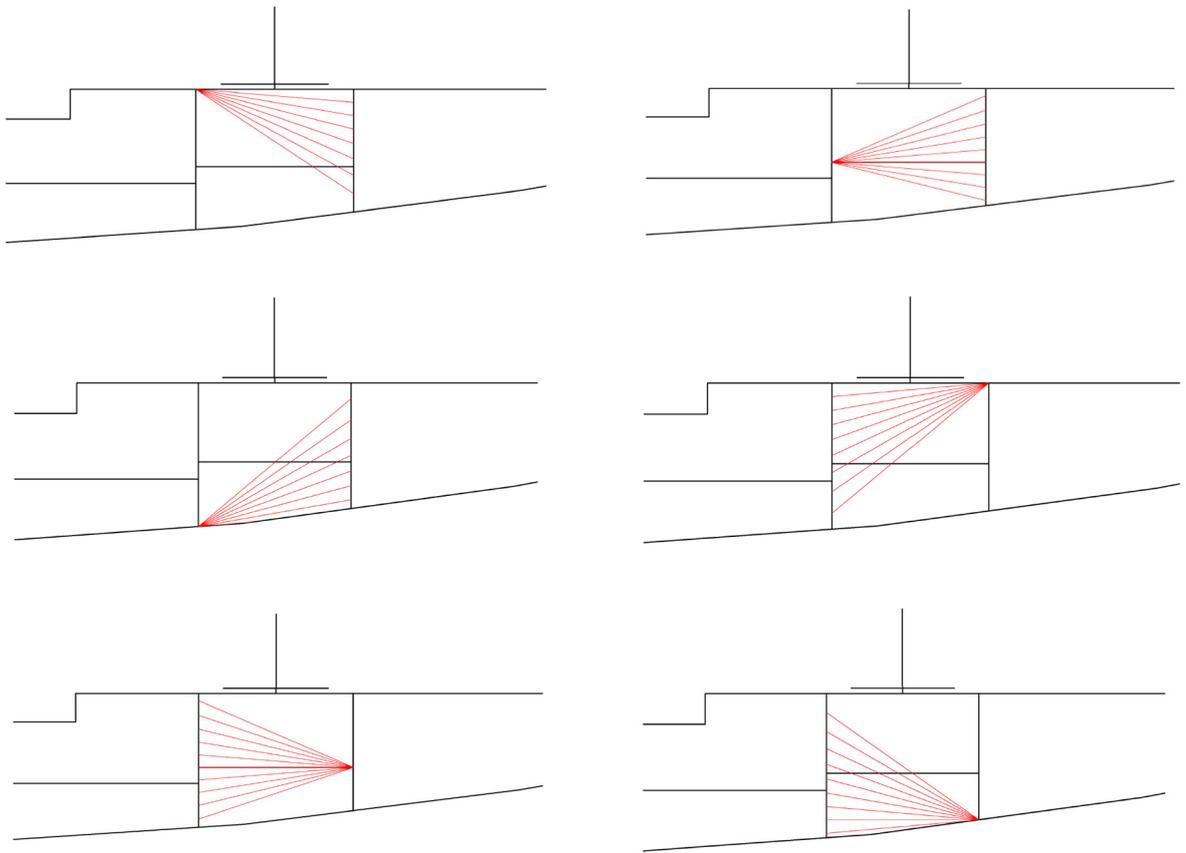


図 3.5.3-5(1) 改良地盤の想定すべり線 (①-①断面)

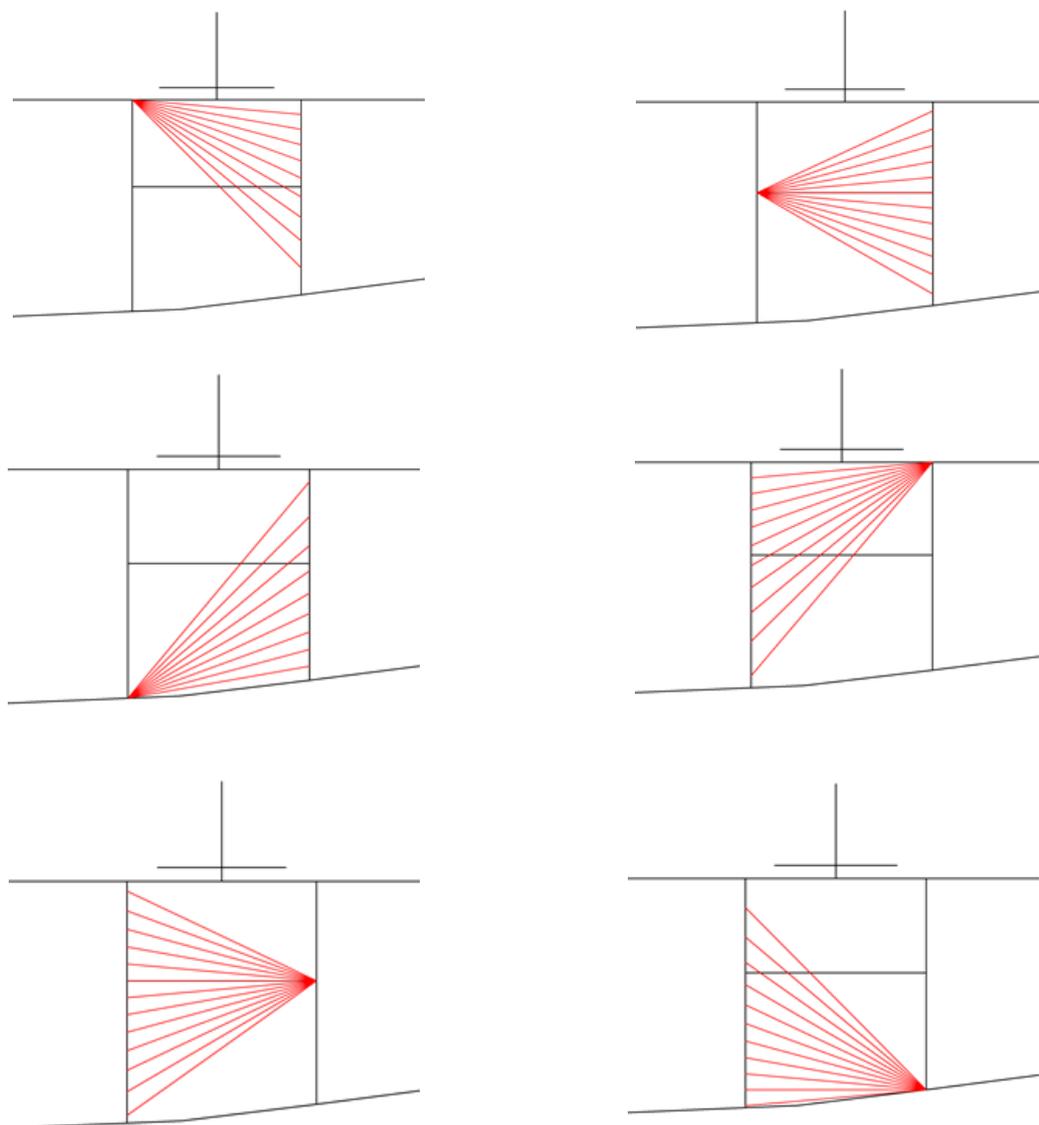


図 3.5.3-5(2) 改良地盤の想定すべり線 (④-④断面)

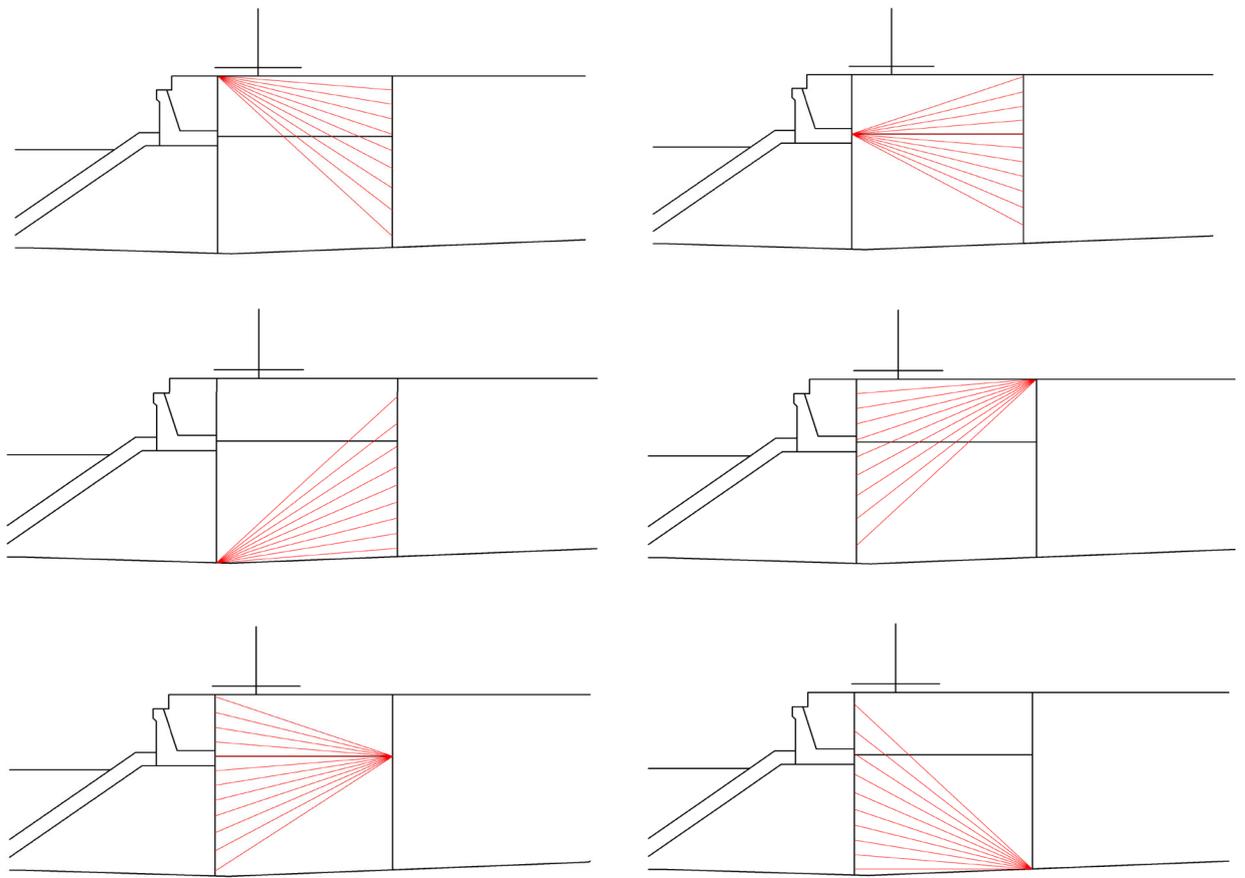


図 3.5.3-5(3) 改良地盤の想定すべり線 (⑤-⑤断面)

(4) 止水目地

止水目地の津波時の評価について、津波時による変位が許容限界以下であることを確認する。

x 方向（法線直交方向）及び z 方向（深度方向）の変位は、図 3.5.3-6 に示すとおり、逆 T 擁壁天端における津波時の変位量とし、保守的に各ブロックの位相が逆になったことを考慮し、変位量を 2 倍したものを考慮する。

y 方向（法線方向）の変位は、主たる荷重が法線直交方向に作用する遡上津波荷重及び衝突荷重であることから、法線方向の相対変位は生じないため考慮しない。

止水目地の変形量の算定方法を表 3.5.3-1 に示す。

$$x \text{ 方向（法線直交方向）の変位} \quad \delta x : \delta x = |\delta x1| \times 2$$

$$z \text{ 方向（深度方向）の変位} \quad \delta z : \delta z = |\delta z1| \times 2$$

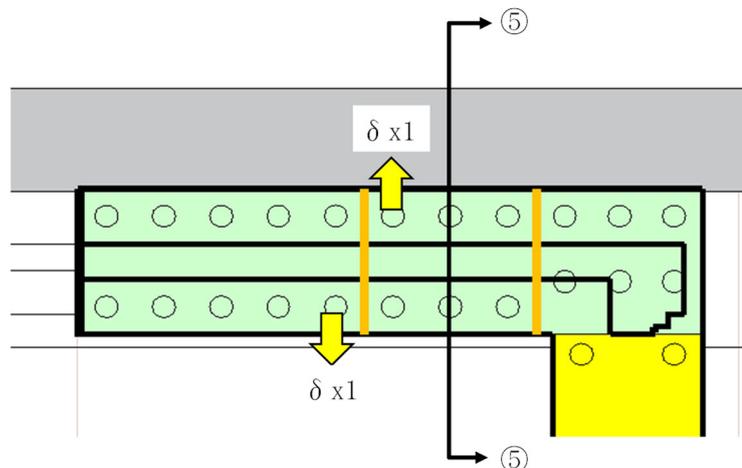
ここで、

$\delta x1$: 逆 T 擁壁天端における x 方向の変位

$\delta z1$: 逆 T 擁壁天端における z 方向の変位

法線直交方向及び深度方向の変位量を用い、下式のとおり合成方向（2 方向合成）の変位量を求め、止水目地の津波時による変位とする。

$$\text{変位量} \quad \delta : \delta = \sqrt{(\delta x^2 + \delta z^2)}$$



$\delta z1$: 評価対象断面の逆 T 擁壁天端における津波時の深度方向変位

図 3.5.3-6 津波時の変位の概念図

表 3.5.3-1 止水目地の変形量の算定方法

	$\delta x, \delta z$	δy
①-①断面	①-①断面の逆 T 擁壁天端の変位 ($\delta x1$ 及び $\delta z1$) の 2 倍	— (法線方向の相対変位は生じないため考慮しない。)
④-④断面	④-④断面の逆 T 擁壁天端の変位 ($\delta x1$ 及び $\delta z1$) の 2 倍	
⑤-⑤断面	⑤-⑤断面の逆 T 擁壁天端の変位 ($\delta x1$ 及び $\delta z1$) の 2 倍	

(5) 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価においては、底版直下の改良地盤及び改良地盤直下の岩盤に生じる接地圧の最大値が許容限界以下であることを確認する。

4. 評価条件

「3. 強度評価方法」に用いる評価条件を表 4-1～表 4-3 に示す。

表 4-1 強度評価に用いる条件 (①-①断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (防波壁)	10368	kN
G _a	グラウンドアンカの初期緊張力	1440	kN
P	積載荷重	225	kN/m
P _t	遡上津波荷重 (EL 8.5m)	62.115	kN/m ²
P _c	衝突荷重	205	kN/m ²
P _k	風荷重	2.117	kN/m ²
P _s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	ton/m ³

表 4-2 強度評価に用いる条件 (④-④断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (防波壁)	10368	kN
G _a	グラウンドアンカの初期緊張力	1170	kN
P	積載荷重	225	kN/m
P _t	遡上津波荷重 (EL 8.5m)	62.115	kN/m ²
P _c	衝突荷重	205	kN/m ²
P _k	風荷重	2.117	kN/m ²
P _s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	ton/m ³

表 4-3 強度評価に用いる条件 (⑤-⑤断面)

記号	定義	数値	単位
G	固定荷重 (防波壁)	6331	kN
G _a	グラウンドアンカの初期緊張力	1650	kN
P	積載荷重	215.385	kN/m
P _t	遡上津波荷重 (EL 8.5m)	62.115	kN/m ²
P _c	衝突荷重	215	kN/m ²
P _k	風荷重	2.117	kN/m ²
P _s	積雪荷重	0.7	kN/m ²
γ _w	海水の単位体積重量	10.1	kN/m ³
ρ	海水の密度	1.03	ton/m ³

5. 強度評価結果

5.1 逆 T 擁壁

5.1.1 逆 T 擁壁の曲げ軸力照査及びせん断照査

逆 T 擁壁の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査結果を表 5.1.1-1～表 5.1.1-9 に示す。また、断面力図を図 5.1.1-1～図 5.1.1-3 に示す。この結果から逆 T 擁壁の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1.1-1 逆 T 擁壁の曲げ圧縮照査における最大照査値 (①-①断面)

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 (kN・m)	軸力 (kN)			
①	-1265	373	2.9	13.5	0.215

表 5.1.1-2 逆 T 擁壁の曲げ圧縮照査における最大照査値 (④-④断面)

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 (kN・m)	軸力 (kN)			
①	-1266	371	3.0	13.5	0.223

表 5.1.1-3 逆 T 擁壁の曲げ圧縮照査における最大照査値 (⑤-⑤断面)

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 (kN・m)	軸力 (kN)			
①	-1318	365	3.1	13.5	0.230

表 5.1.1-4 逆 T 擁壁の曲げ引張照査における最大照査値 (①-①断面)

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 (kN・m)	軸力 (kN)			
①	-1265	373	107.2	294	0.365

表 5.1.1-5 逆 T 擁壁の曲げ引張照査における最大照査値 (④-④断面)

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 (kN・m)	軸力 (kN)			
①	-1266	371	107.5	294	0.366

表 5.1.1-6 逆 T 擁壁の曲げ引張照査における最大照査値 (⑤-⑤断面)

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 (kN・m)	軸力 (kN)			
①	-1318	365	113.7	294	0.387

表 5.1.1-7 逆 T 擁壁のせん断力照査における最大照査値 (①-①断面)

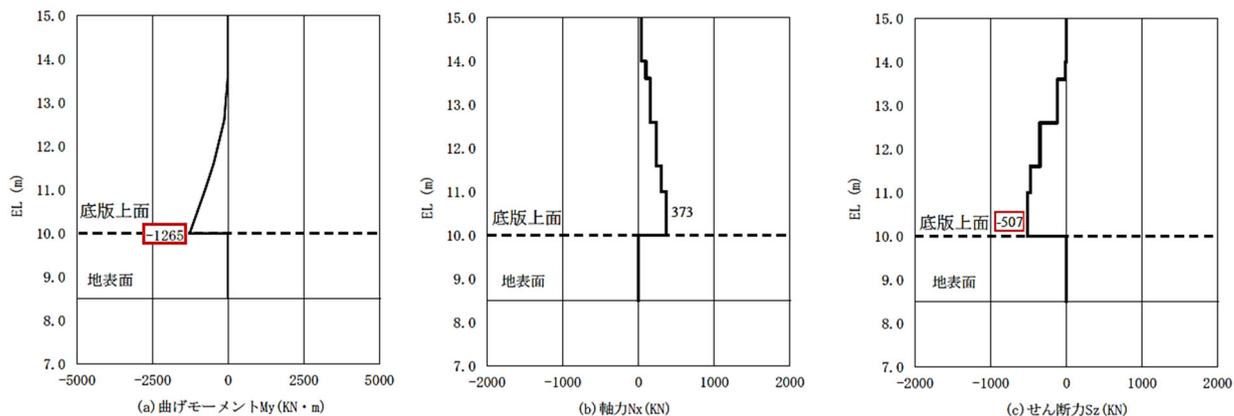
解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
	せん断力 (kN)			
①	-507	0.30	0.67	0.448

表 5.1.1-8 逆 T 擁壁のせん断力照査における最大照査値 (④-④断面)

解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
	せん断力 (kN)			
①	-507	0.30	0.67	0.448

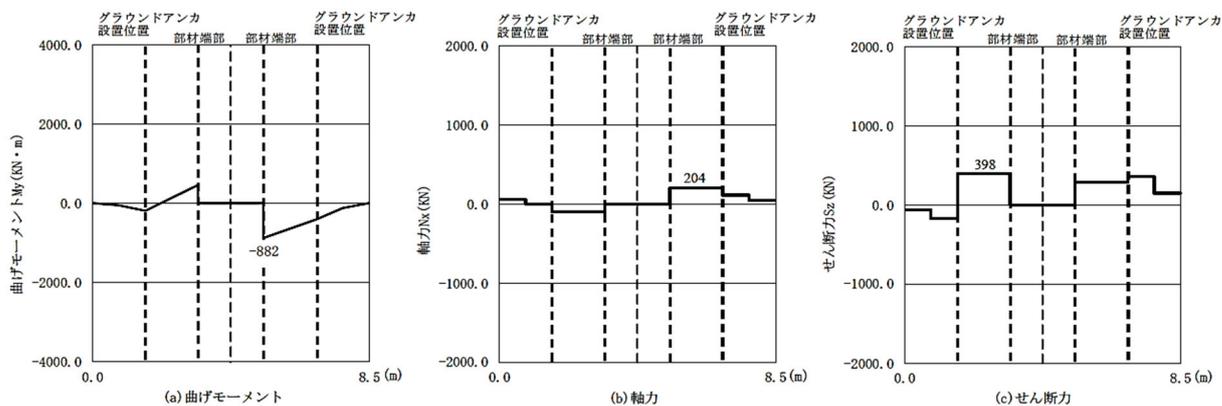
表 5.1.1-9 逆 T 擁壁のせん断力照査における最大照査値 (⑤-⑤断面)

解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
	せん断力 (kN)			
①	528	0.35	0.67	0.523



(- : 引張, + : 圧縮)

(壁)



(- : 引張, + : 圧縮)

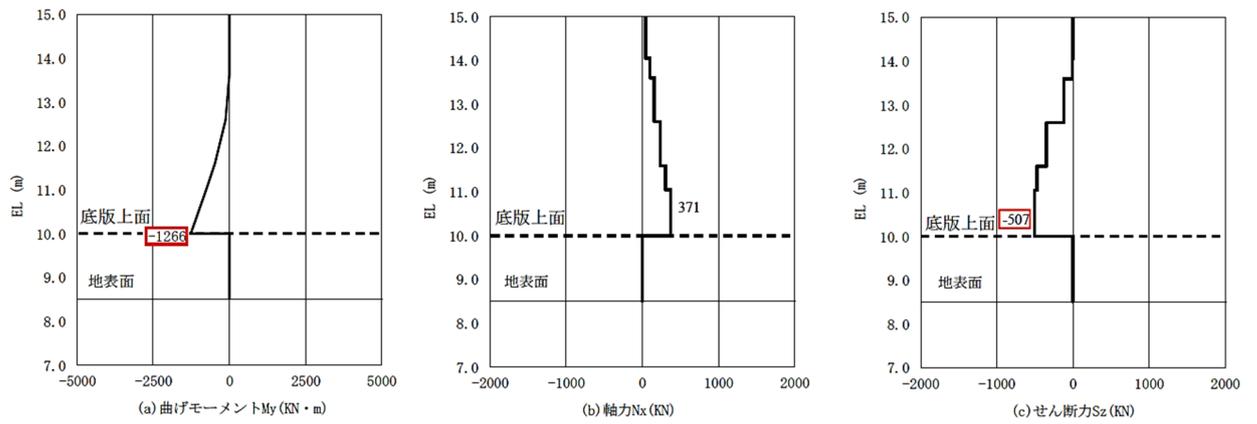
注：逆 T 擁壁(底版)西端をゼロとする。

(底版)

図 5.1.1-1 逆 T 擁壁における照査断面力図

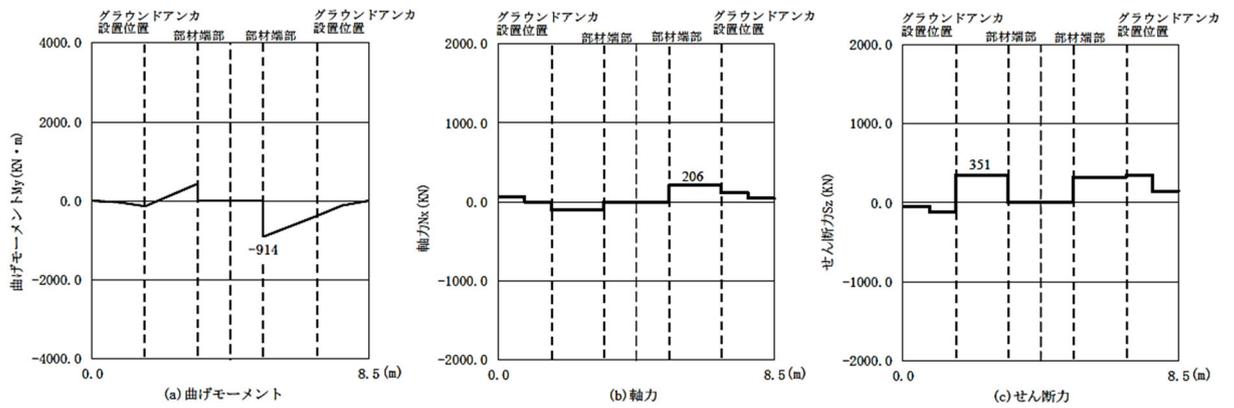
(①-①断面)

解析ケース①：基本ケース



(- : 引張, + : 圧縮)

(壁)



(- : 引張, + : 圧縮)

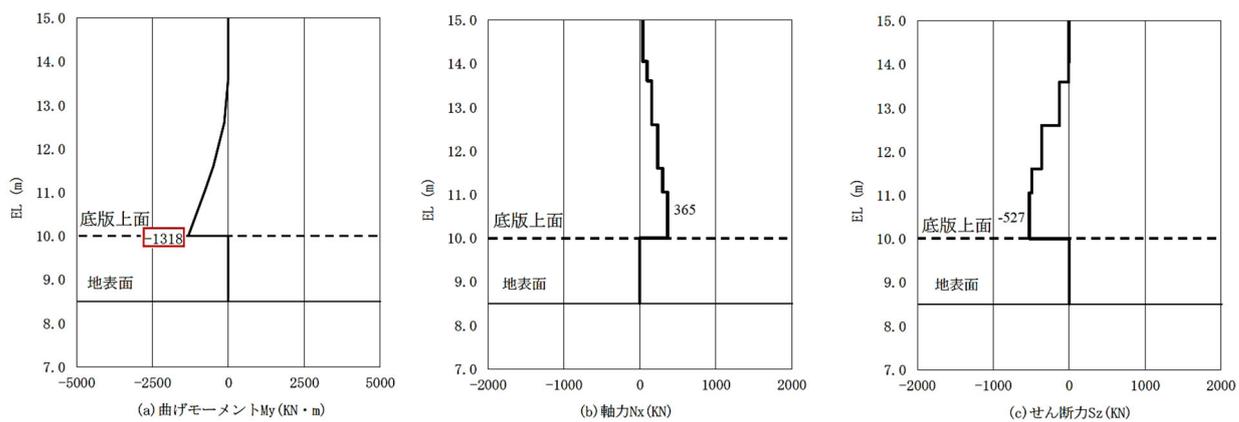
注 : 逆 T 擁壁 (底版) 西端をゼロとする。

(底版)

図 5.1.1-2 逆 T 擁壁における照査断面力図

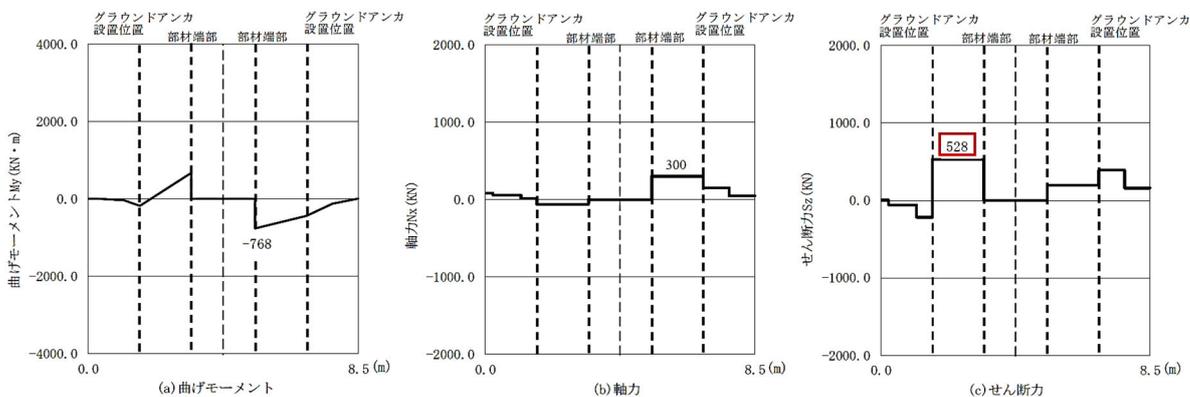
(④ - ④ 断面)

解析ケース① : 基本ケース



(- : 引張, + : 圧縮)

(壁)



(- : 引張, + : 圧縮)

注：逆 T 擁壁(底版)西端をゼロとする。

(版)

図 5.1.1-3 逆 T 擁壁における照査断面力図

(⑤ - ⑤ 断面)

解析ケース①：基本ケース

5.1.2 グラウンドアンカによる支圧照査

逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧に対する照査値を表5.1.2-1～表5.1.2-3に示す。この結果から逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧が許容限界以下であることを確認した。

表 5.1.2-1 逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧に対する照査における最大照査値（①-①断面）

解析 ケース	支圧 応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 σ_b / σ_{ba}
①	10.2	18.0	0.567

表 5.1.2-2 逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧に対する照査における最大照査値（④-④断面）

解析 ケース	支圧 応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 σ_b / σ_{ba}
①	8.3	18.0	0.462

表 5.1.2-3 逆T擁壁のグラウンドアンカによる支圧に対する照査における最大照査値（⑤-⑤断面）

解析 ケース	支圧 応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 σ_b / σ_{ba}
①	11.7	18.0	0.650

5.2 グラウンドアンカ

(1) グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査

グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査結果を表 5.2-1～表 5.2-3 に示す。この結果からグラウンドアンカの発生アンカー力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.2-1 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における最大照査値

(①-①断面)

解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	テンドンの 許容拘束力 T _{ab} (kN)	照査値 T/T _{ab}
①	1454	1764	0.825

表 5.2-2 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における最大照査値

(④-④断面)

解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	テンドンの 許容拘束力 T _{ab} (kN)	照査値 T/T _{ab}
①	1181	1453	0.813

表 5.2-3 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における最大照査値

(⑤-⑤断面)

解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	テンドンの 許容拘束力 T _{ab} (kN)	照査値 T/T _{ab}
①	1670	2076	0.805

(2) 逆 T 擁壁の滑動・転倒に対する耐力の確認

グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査により確保されることを確認した設計アンカー力を用い、逆 T 擁壁の滑動、転倒に対する耐力を確認する。

逆 T 擁壁の滑動、転倒に対する照査は逆 T 擁壁に作用する鉛直力、水平力により、それぞれの照査項目に対する耐力、作用力を算定し、安全率により照査を行う。逆 T 擁壁に作用する鉛直力を表 5.2-4 及び表 5.2-5 に、水平力を表 5.2-6～表 5.2-8 に、逆 T 擁壁に作用する荷重イメージを図 5.2-2 に示す。

表 5.2-4 逆 T 擁壁の躯体重量(1m 当たり) (①-①断面, ④-④断面, ⑤-⑤断面)

		幅 (m)		高さ (m)		単位体積 重量 (kN/m ³)		重量 (kN/m)
逆 T 擁壁	縦壁	2.0	×	5.0	×	24.0	=	240.0
	底版	8.5	×	2.0	×	24.0	=	408.0
積雪荷重		8.5	×			0.7	=	6.0
漂流物対策工等*							=	250.0
合計								904.0

注記* : 式(1)により算定する。

$$W = W_1 + W_2 \quad (1)$$

$$= 200.0 + 50.0$$

$$= 250.0 \text{ kN/m}$$

ここに,

W : 漂流物対策工等の重量

W₁ : 漂流物対策工の重量 (図 5.2-1 を参照し, 式(2)により算定)

W₂ : 逆止弁, 止水目地等の重量 (≒ 50kN/m)

$$W_1 = \gamma \times B \times H \quad (2)$$

$$= 24.0 \times 0.5 \times (5.0 + 3.25 + 2.0)$$

$$= 123 \text{ kN/m} \approx 200.0 \text{ kN/m}$$

ここに,

γ : 鉄筋コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

B : 漂流物対策工の幅 (m)

H : 漂流物対策工の高さ (m)

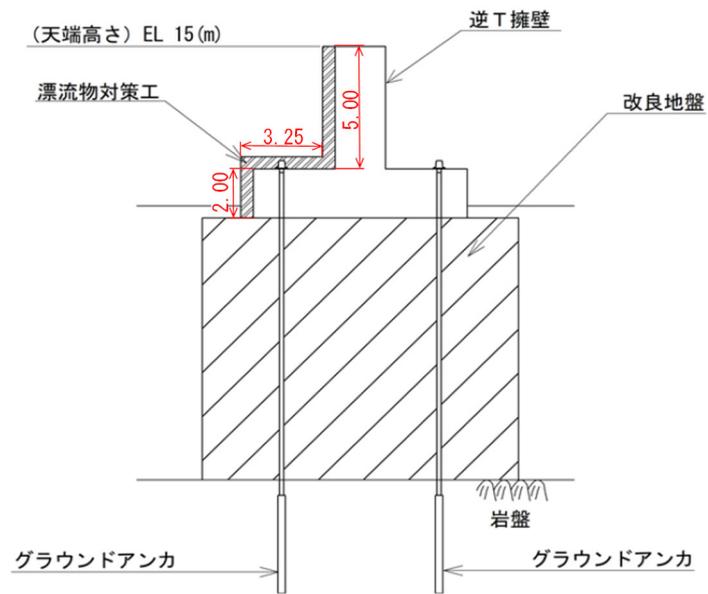


図 5.2-1 漂流物対策工 (0.5m 幅) 設置図

表 5.2-5(1) グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり) (①-①断面)

	設計アンカー力 (kN)		アンカー間隔 (m)		緊張力 (kN/m)
海側	2880 (1440×2)	÷	4.0	=	720.0
陸側	1440	÷	4.0	=	360.0

表 5.2-5(2) グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり) (④-④断面)

	設計アンカー力 (kN)		アンカー間隔 (m)		緊張力 (kN/m)
海側	2340 (1170×2)	÷	4.0	=	585.0
陸側	1170	÷	4.0	=	292.5

表 5.2-5(3) グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり) (⑤-⑤断面)

	設計アンカー力 (kN)		アンカー間隔 (m)		緊張力 (kN/m)
海側	3300 (1650×2)	÷	3.25	=	1015.4
陸側	1650	÷	3.25	=	507.7

表 5.2-6(1) 逆 T 擁壁に作用する風荷重 (①-①断面)

	高さ (m)		風荷重 (kN/m ²)		風荷重 (kN/m)
縦壁	5.0	×	2.117	=	10.6
底版	1.5	×	2.117	=	3.2

表 5.2-6(2) 逆 T 擁壁に作用する風荷重 (④-④断面)

	高さ (m)		風荷重 (kN/m ²)		風荷重 (kN/m)
縦壁	5.0	×	2.117	=	10.6
底版	1.5	×	2.117	=	3.2

表 5.2-6(3) 逆 T 擁壁に作用する風荷重 (⑤-⑤断面)

	高さ (m)		風荷重 (kN/m ²)		風荷重 (kN/m)
縦壁	5.0	×	2.117	=	10.6
底版	1.5	×	2.117	=	3.2

表 5.2-7(1) 逆 T 擁壁に作用する衝突荷重 (①-①断面)

高さ (m)		衝突荷重 (kN/m ²)		衝突荷重 (kN/m)
2.0	×	205.0	=	410.0

表 5.2-7(2) 逆 T 擁壁に作用する衝突荷重 (④-④断面)

高さ (m)		衝突荷重 (kN/m ²)		衝突荷重 (kN/m)
2.0	×	205.0	=	410.0

表 5.2-7(3) 逆 T 擁壁に作用する衝突荷重 (⑤-⑤断面)

高さ (m)		衝突荷重 (kN/m ²)		衝突荷重 (kN/m)
2.0	×	215.0	=	430.0

表 5.2-8(1) 逆 T 擁壁に作用する津波荷重 (①-①断面)

	高さ (m)	×	津波荷重 (kN/m ²)				÷2	=	津波荷重 (kN/m)
			(0	+	46.965)			
縦壁	4.65	×	(0	+	46.965)	÷2	=	109.2
底版	1.50	×	(46.965	+	62.115)	÷2	=	81.8

表 5.2-8(2) 逆 T 擁壁に作用する津波荷重 (④-④断面)

	高さ (m)	×	津波荷重 (kN/m ²)				÷2	=	津波荷重 (kN/m)
			(0	+	46.965)			
縦壁	4.65	×	(0	+	46.965)	÷2	=	109.2
底版	1.50	×	(46.965	+	62.115)	÷2	=	81.8

表 5.2-8(3) 逆 T 擁壁に作用する津波荷重 (⑤-⑤断面)

	高さ (m)	×	津波荷重 (kN/m ²)				÷2	=	津波荷重 (kN/m)
			(0	+	46.965)			
縦壁	4.65	×	(0	+	46.965)	÷2	=	109.2
底版	1.50	×	(46.965	+	62.115)	÷2	=	81.8

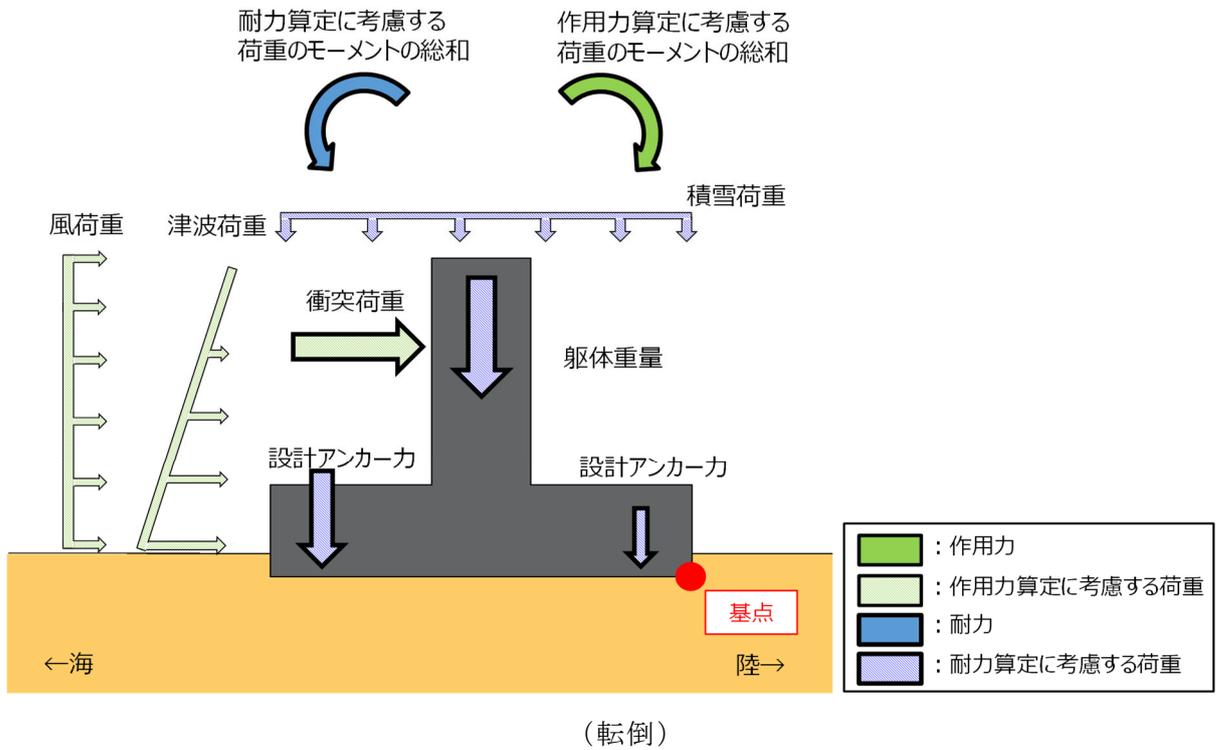
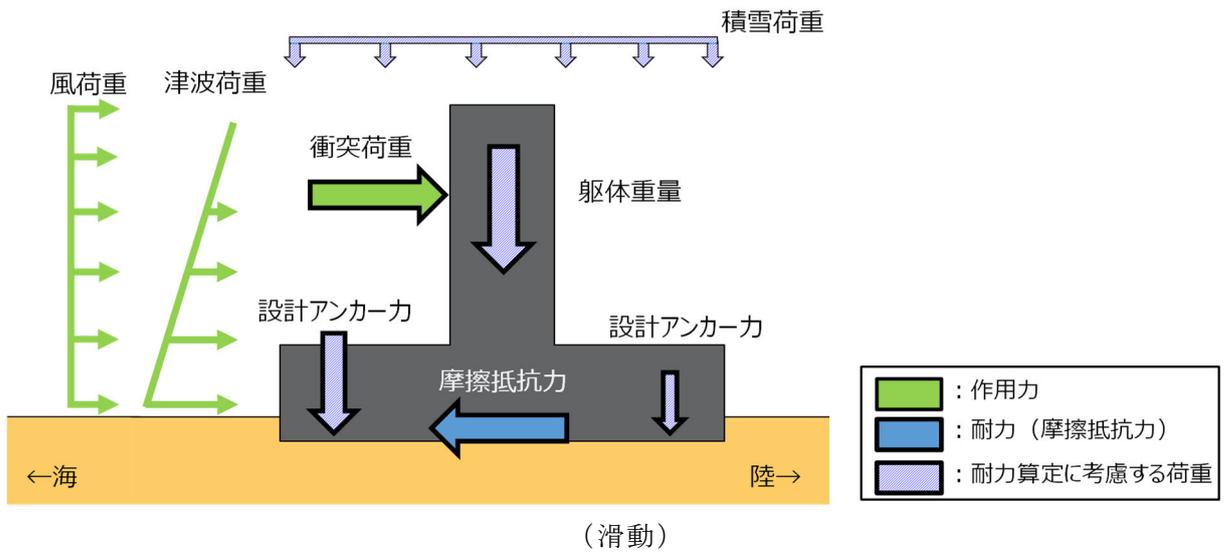


図 5.2-2 逆 T 擁壁に作用する荷重イメージ

a. 滑動に対する照査

滑動に対する照査では、水平力の合計を滑動に対する作用力とし、鉛直力の合計に、港湾基準に示されるコンクリート同士の摩擦係数 0.5 を乗じたものを、滑動に対する耐力とする。

表 5.2-9 に逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果を示す。この結果から、安全率 1.0 以上であることを確認した。

表 5.2-9(1) 逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果(①-①断面)

滑動に対する耐力 (kN/m)	1984.0(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	614.8(水平力の合計)
安全率	1.613

表 5.2-9(2) 逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果(④-④断面)

滑動に対する耐力 (kN/m)	1781.5(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	614.8(水平力の合計)
安全率	1.448

表 5.2-9(3) 逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果(⑤-⑤断面)

滑動に対する耐力 (kN/m)	2427.0(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	634.8(水平力の合計)
安全率	1.911

b. 転倒に対する照査

転倒に対する照査では、表 5.2-10 に示す各鉛直力によるモーメントの合計を転倒に対する耐力とし、表 5.2-11 に示す各水平力によるモーメントの合計を転倒に対する作用力とする。

表 5.2-12 に逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果を示す。この結果から、安全率 1.0 以上であることを確認した。

表 5.2-10(1) 逆 T 擁壁の転倒に対する耐力(①-①断面)

	鉛直力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
躯体重量	904.0	×	4.250	=	3841.8
グラウンドアンカによる緊張力(海側)	720.0	×	7.375	=	5310.0
グラウンドアンカによる緊張力(陸側)	360.0	×	1.125	=	405.0
合計					9556.8

表 5.2-10(2) 逆 T 擁壁の転倒に対する耐力(④-④断面)

	鉛直力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
躯体重量	904.0	×	4.250	=	3841.8
グラウンドアンカによる緊張力(海側)	585.0	×	7.375	=	4314.4
グラウンドアンカによる緊張力(陸側)	292.5	×	1.125	=	329.1
合計					8485.2

表 5.2-10(3) 逆 T 擁壁の転倒に対する耐力(⑤-⑤断面)

	鉛直力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
躯体重量	904.0	×	4.250	=	3841.8
グラウンドアンカによる緊張力(海側)	1015.4	×	7.375	=	7488.5
グラウンドアンカによる緊張力(陸側)	507.7	×	1.125	=	571.2
合計					11901.4

表 5.2-11(1) 逆 T 擁壁の転倒に対する作用力(①-①断面)

	水平力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
風荷重(縦壁)	10.6	×	4.500	=	47.6
風荷重(底版)	3.2	×	1.250	=	4.0
衝突荷重	410.0	×	4.600	=	1886.0
津波荷重(縦壁)	109.2	×	3.550	=	387.6
津波荷重(底版)	81.8	×	1.215	=	99.4
合計					2424.7

表 5.2-11(2) 逆 T 擁壁の転倒に対する作用力(④-④断面)

	水平力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
風荷重(縦壁)	10.6	×	4.500	=	47.6
風荷重(底版)	3.2	×	1.250	=	4.0
衝突荷重	410.0	×	4.600	=	1886.0
津波荷重(縦壁)	109.2	×	3.550	=	387.6
津波荷重(底版)	81.8	×	1.215	=	99.4
合計					2424.7

表 5.2-11(3) 逆 T 擁壁の転倒に対する作用力(⑤-⑤断面)

	水平力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
風荷重(縦壁)	10.6	×	4.500	=	47.6
風荷重(底版)	3.2	×	1.250	=	4.0
衝突荷重	430.0	×	4.600	=	1978.0
津波荷重(縦壁)	109.2	×	3.550	=	387.6
津波荷重(底版)	81.8	×	1.215	=	99.4
合計					2516.7

表 5.2-12(1) 逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果(①-①断面)

転倒に対する耐力 (kN・m/m)	9556.8
転倒に対する作用力 (kN・m/m)	2424.7
安全率	3.941

表 5.2-12(2) 逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果(④-④断面)

転倒に対する耐力 (kN・m/m)	8485.2
転倒に対する作用力 (kN・m/m)	2424.7
安全率	3.499

表 5.2-12(3) 逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果(⑤-⑤断面)

転倒に対する耐力 (kN・m/m)	11901.4
転倒に対する作用力 (kN・m/m)	2516.7
安全率	4.729

(3) 逆 T 擁壁の底版の傾斜

グラウンドアンカによる変形抑制効果等を確認するため、逆 T 擁壁の底版の傾斜を算出した結果を表 5.2-13 に示す。

表 5.2-13 逆 T 擁壁の底版の傾斜

解析 ケース	対象断面	鉛直相対変位量 uz (mm)	水平相対変位量 ux (mm)	底版傾斜
①	①-①断面	1.931	8499.994	1/4401
	④-④断面	2.167	8499.994	1/3923
	⑤-⑤断面	2.281	8499.977	1/3727

5.3 改良地盤

(1) 評価結果

改良地盤におけるすべり安全率による評価結果を表 5.3-1 に示す。これらの結果から、改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認した。

表 5.3-1 改良地盤のすべり安全率評価結果

解析 ケース	最小すべり安全率		
	①-①断面	④-④断面	⑤-⑤断面
①	8.20	8.54	10.33

(2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について

局所的な破壊が津波防護機能へ及ぼす影響を確認するため、①－①断面、④－④断面、⑤－⑤断面について、破壊が生じた要素に着目した改良地盤の健全性評価を実施する。

a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ

①－①断面、④－④断面及び⑤－⑤断面について、改良地盤の局所安全係数分布に検討すべり線を重ね合わせた図を図 5.3-1 及び図 5.3-2 に示す。検討すべり線は、引張強度に達した要素をおおむね通過しており、破壊が生じた要素を考慮していることを確認した。

①－①断面及び④－④断面ではせん断強度及び引張強度に達する要素がないこと、及び⑤－⑤断面ではせん断強度に達する要素はなく、引張強度に達する要素は局所的であり、最小すべり安全率が 10.33 と余裕を有していることから、改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

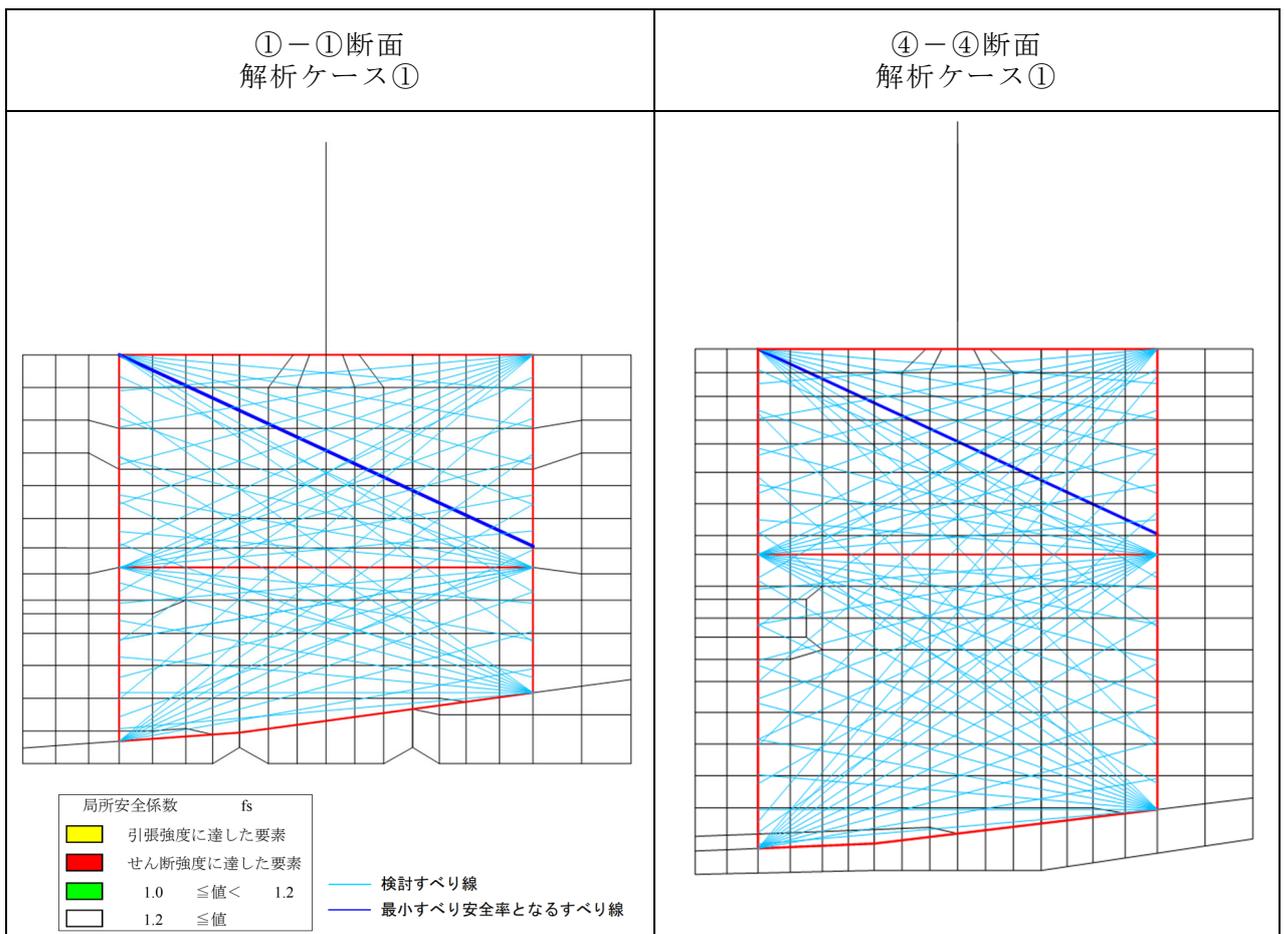


図 5.3-1 改良地盤の局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ
(①－①断面, ④－④断面)

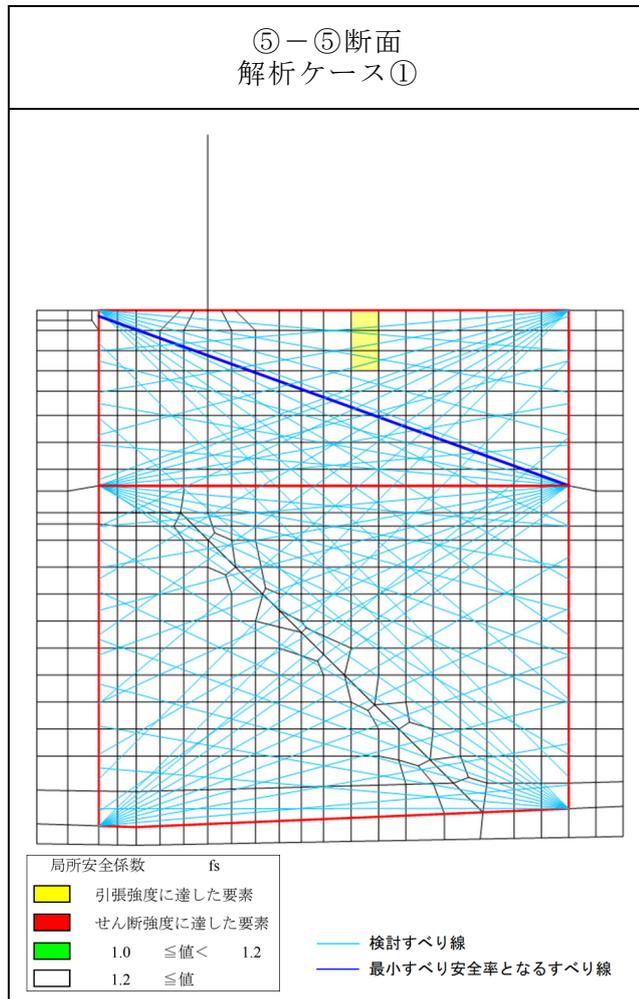


図 5.3-2 改良地盤の局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ
(⑤－⑤断面)

(3) 内的安定評価のまとめ

(1)及び(2)より，改良地盤のすべり安全率が許容限界である 1.2 以上であること，及び改良地盤に発生している局所的な破壊が津波防護機能へ影響を及ぼさないことを確認した。

5.4 止水目地

津波時の止水目地の変位量に対する照査結果を表 5.4-1～表 5.4-4 に示す。

津波時の止水目地の変位量に対する照査を行った結果、変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 5.4-1 津波時の止水目地の変位量

解析 ケース	対象断面	防波壁天端変位量	
		横断方向 δx_1 (cm)	鉛直方向 δz_1 (cm)
①	①-①断面	0.502	0.004
	④-④断面	0.576	0.001
	⑤-⑤断面	0.654	0.074

表 5.4-2 止水目地設置箇所 の津波時変位量 (①-①断面)

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 横断方向	10.04	—
δ_z : 鉛直方向	0.08	—
合成方向 (2方向合成)	10.05	ゴムジョイント : 449

表 5.4-3 止水目地設置箇所 の津波時変位量 (④-④断面)

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 横断方向	11.52	—
δ_z : 鉛直方向	0.02	—
合成方向 (2方向合成)	11.53	ゴムジョイント : 449

表 5.4-4 止水目地設置箇所 の津波時変位量 (⑤-⑤断面)

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δ_x : 横断方向	13.08	—
δ_z : 鉛直方向	1.48	—
合成方向 (2方向合成)	13.17	シートジョイント : 1960

5.5 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 5.5-1～表 5.5-6 に、支持地盤の接地圧分布図を図 5.5-1～図 5.5-3 に示す。この結果から、防波壁（逆 T 擁壁）の基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力以下であることを確認した。

表 5.5-1 基礎地盤の支持性能評価結果（①-①断面，改良地盤）

解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
①	0.4	1.4	0.286

表 5.5-2 基礎地盤の支持性能評価結果（①-①断面，岩盤）

解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
①	0.5	9.8	0.052

表 5.5-3 基礎地盤の支持性能評価結果（④-④断面，改良地盤）

解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
①	0.4	1.4	0.286

表 5.5-4 基礎地盤の支持性能評価結果（④-④断面，岩盤）

解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
①	0.5	9.8	0.052

表 5.5-5 基礎地盤の支持性能評価結果（⑤-⑤断面，改良地盤）

解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
①	0.4	1.4	0.286

表 5.5-6 基礎地盤の支持性能評価結果（⑤-⑤断面，岩盤）

解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
①	0.4	3.9	0.103

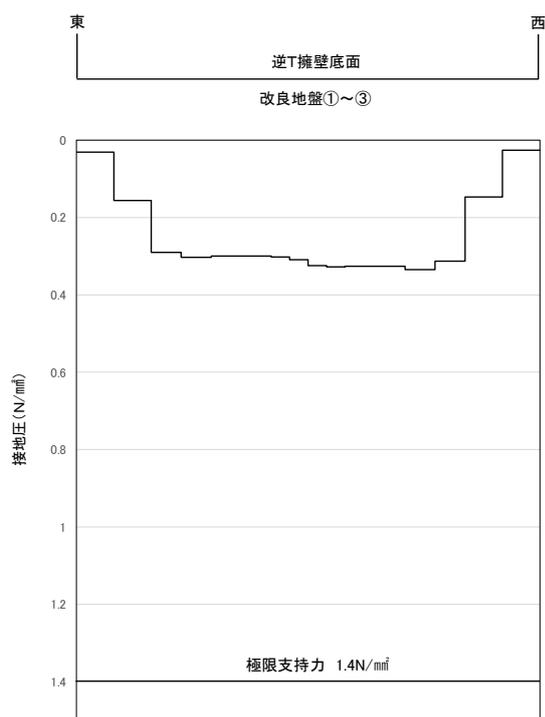


図 5.5-1(1) 支持地盤の接地圧分布図 (①-①断面, 逆 T 擁壁)
解析ケース①: 基本ケース

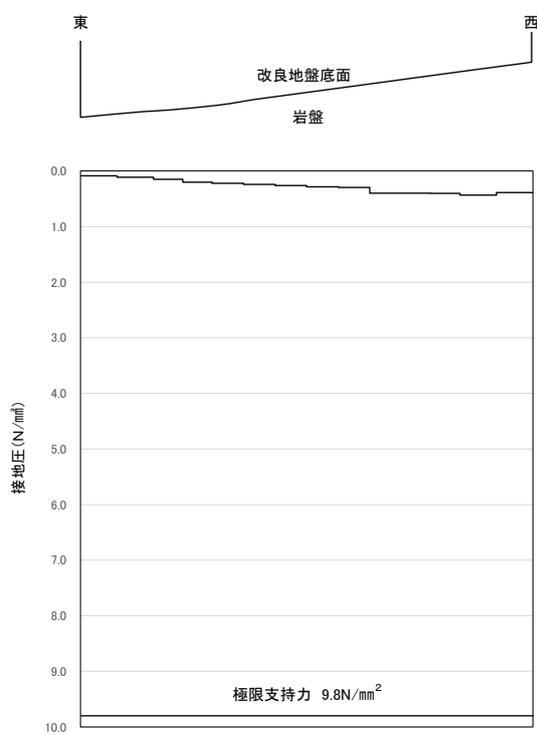


図 5.5-1(2) 支持地盤の接地圧分布図 (①-①断面, 改良地盤)
解析ケース①: 基本ケース

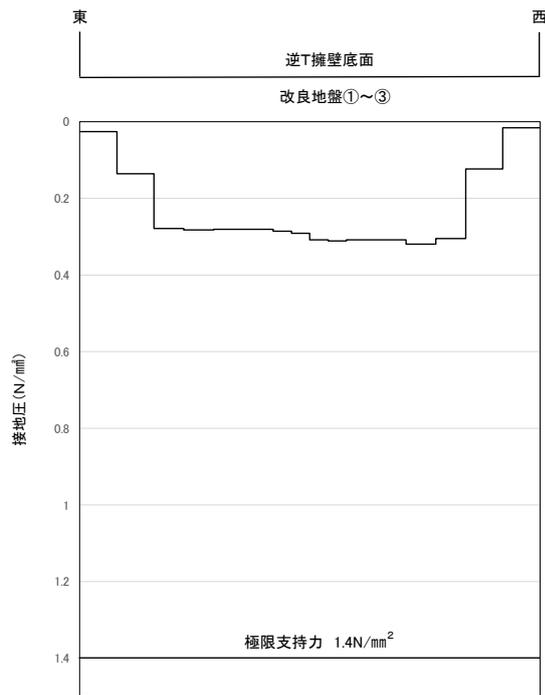


図 5.5-2(1) 支持地盤の接地圧分布図 (④-④断面, 逆 T 擁壁)
解析ケース①: 基本ケース

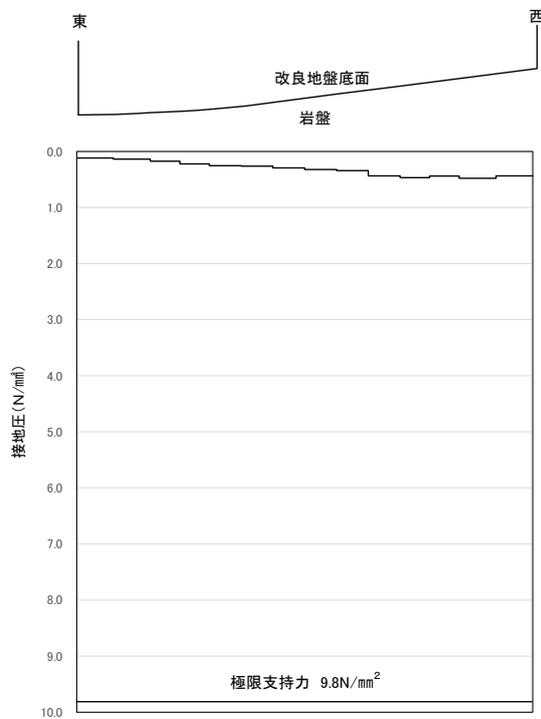


図 5.5-2(2) 支持地盤の接地圧分布図 (④-④断面, 改良地盤)
解析ケース①: 基本ケース

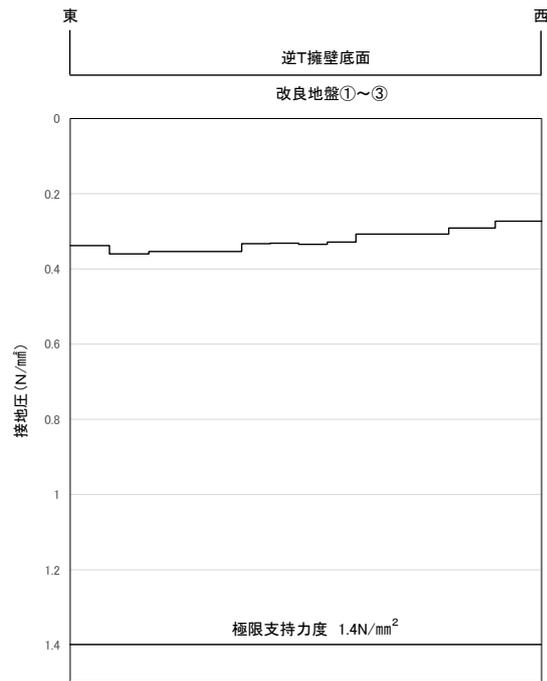


図 5.5-3(1) 支持地盤の接地圧分布図 (⑤-⑤断面, 逆 T 擁壁)
解析ケース①: 基本ケース

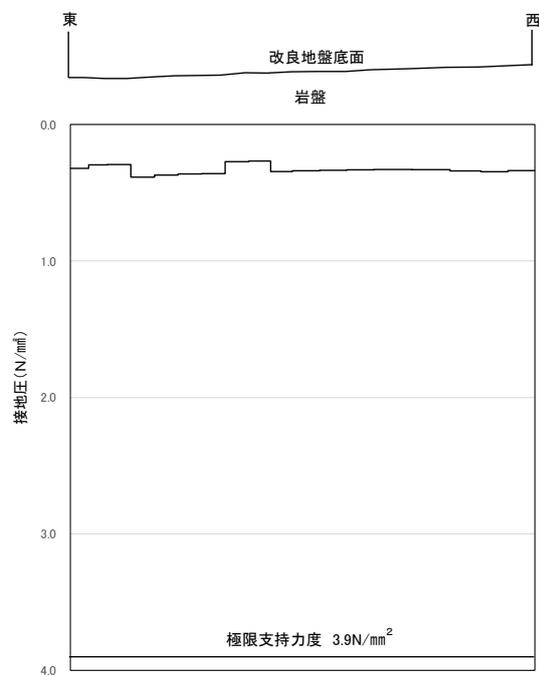


図 5.5-3(2) 支持地盤の接地圧分布図 (⑤-⑤断面, 改良地盤)
解析ケース①: 基本ケース

5.6 防波壁前面の施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさの検討

(1) 概要

防波壁（逆T擁壁）の前面には，図5.6-1のとおり全線に渡って施設護岸が設置されており，施設護岸の基礎には基礎捨石及び被覆石を設置している。

施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石の役割を表5.6-1に示す。

施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石は，その形状を適切にモデル化し防波壁（逆T擁壁）の評価を実施する方針としているが，施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石は耐震性が低いことから，施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合の解析ケースを実施する。

防波壁（逆T擁壁）の前面に耐震性の低い施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石が設置される断面においては，不確かさケースとして施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合を想定し，これらが無い場合の検討を実施する。

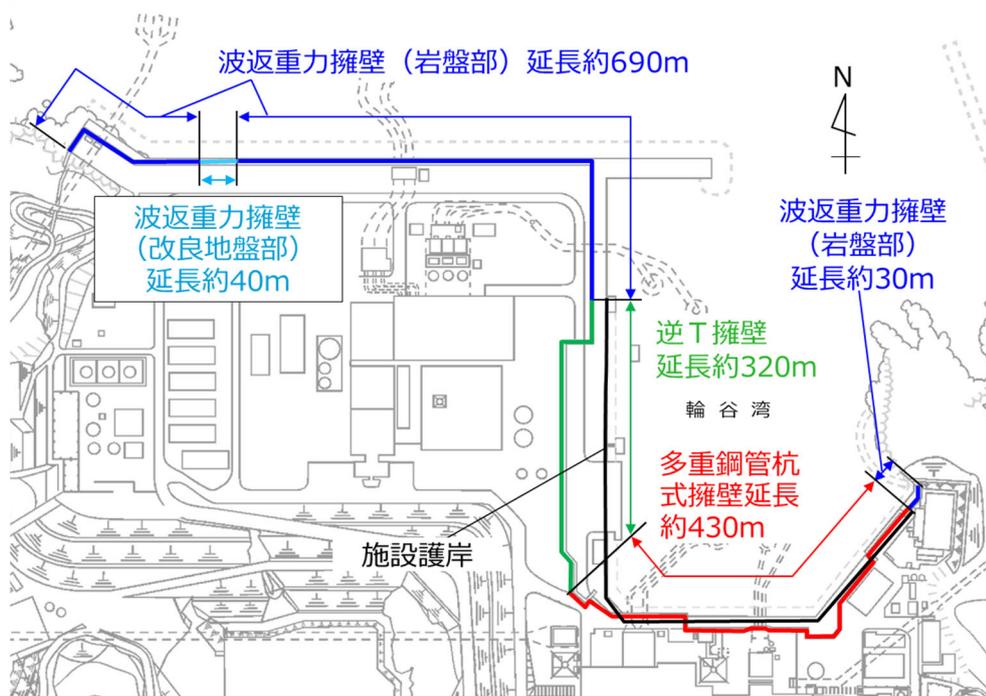


図 5.6-1 防波壁と施設護岸の配置（全体平面図）

表 5.6-1 施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石の役割

部位	役割
施設護岸	役割に期待しない (解析モデルに取り込み, 防波壁への波及的影響を考慮する)
基礎捨石及び被覆石	役割に期待しない (解析モデルに取り込み, 防波壁への波及的影響を考慮する)

(2) 評価方針

評価対象断面については、岩盤上面の深さが最も深く、津波荷重による改良地盤への作用範囲が最も大きくなると考えられる⑤-⑤断面とする。

⑤-⑤断面の施設護岸、基礎捨石等が損傷した場合の解析モデルを図 5.6-2 に示す。

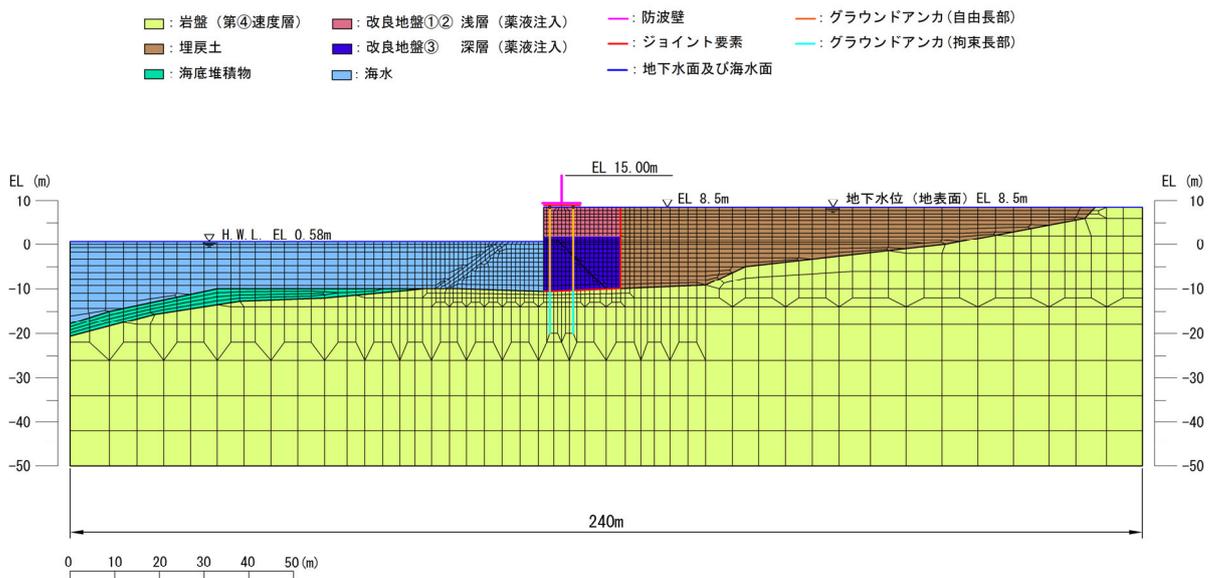


図 5.6-2 ⑤-⑤断面における施設護岸、基礎捨石等が損傷した場合の解析モデル

また、不確かさの検討を行う解析ケースについては、表 5.6-2 に示す解析ケースに対して施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合を考慮する。

表 5.6-2 解析ケース

解析ケース	施設護岸並びに 基礎捨石及び被覆石	地盤の物性値
ケース① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	有	平均値
ケース②	無	平均値

(3) 荷重

施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合に津波荷重が改良地盤に作用するため，施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさケースの強度評価に用いる荷重のうち，遡上津波荷重を以下のとおり設定する。

・遡上津波荷重（ P_t ）

遡上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。

敷地高以深については，谷本式により，各施設の設置位置における設置高さを考慮し，津波高さの 1/2 を入射津波高さとして定義し，静水面上の波圧作用高さは入射津波高さの 3 倍とし，静水面における波圧強度は入射津波高さに相当する静水圧の 2.2 倍として算定する。

荷重作用図を図 5.6-3 に，遡上津波荷重を表 5.6-3 に示す。

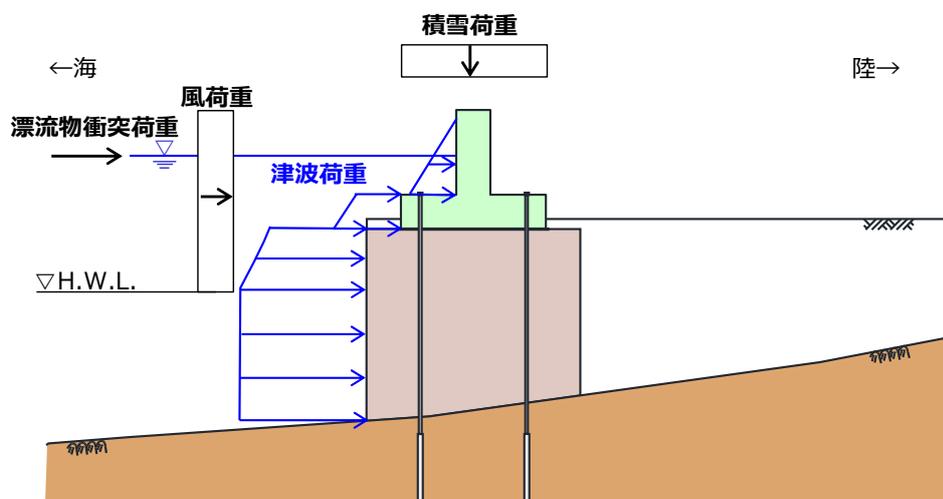


図 5.6-3 防波壁（逆 T 擁壁）の荷重作用図（不確かさケース）

表 5.6-3 遡上津波荷重（不確かさケース）

防波壁 天端高 (EL(m))	津波水位 (EL(m))	防波壁前面の 地盤高 (EL(m))	設計用 浸水深 (m)	入射津波の 静水面上の高さ (m)	防波壁前面の 地盤高での波圧 (kN/m ²)	入射津波の 静水面上の高 さでの波圧 (kN/m ²)
15.0	12.6	8.5	2.05	6.01	62.12	133.54

(4) 評価結果

a. 逆 T 擁壁

施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合の評価結果を表 5.6-4～表 5.6-10 に示す。本検討の結果，施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合においても，逆 T 擁壁の主部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 5.6-4 逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	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 (kN・m)	軸力 (kN)			
施設護 岸等有	① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	-1318	365	3.1	13.5	0.230
施設護 岸等無	②	-1318	365	3.1	13.5	0.230

表 5.6-5 逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	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 (kN・m)	軸力 (kN)			
施設護 岸等有	① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	-1318	365	113.7	294	0.387
施設護 岸等無	②	-1318	365	113.8	294	0.388

表 5.6-6 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
施設護 岸等有	① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	528	0.35	0.67	0.523
施設護 岸等無	②	516	0.35	0.67	0.523

表 5.6-7 逆 T 擁壁のグラウンドアンカによる支圧応力度に対する照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	支圧 応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 σ_b / σ_{ba}
		施設護岸等 有	① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	11.7
施設護岸等 無	②	11.8	18.0	0.656

表 5.6-8 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	テンドンの 許容拘束力 T _{ab} (kN)	照査値 T/T _{ab}
施設護岸等 有	① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	1670	2076	0.805
施設護岸等 無	②	1691	2076	0.815

表 5.6-9 基礎地盤の支持性能評価結果 (改良地盤①~③)
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力 P _u (N/mm ²)	照査値 P/P _u
施設護岸等 有	① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	0.4	1.4	0.286
施設護岸等 無	②	0.4	1.4	0.286

表 5.6-10 基礎地盤の支持性能評価結果 (岩盤)
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力 P _u (N/mm ²)	照査値 P/P _u
施設護岸等 有	① (「5. 評価結果」 にて評価済み)	0.4	3.9	0.103
施設護岸等 無	②	0.5	3.9	0.129

b. 改良地盤

(a) 評価結果

施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合の評価結果を表 5.6-11 に示す。これらの結果から，改良地盤のすべり安全率が 1.2 以上であることを確認した。

表 5.6-11 改良地盤のすべり安全率評価結果

	解析ケース	最小すべり安全率
施設護岸等有	① （「5. 評価結果」 にて評価済み）	10.33
施設護岸等無	②	10.19

(b) 局所安全係数分布

施設護岸，基礎捨石等が損傷した場合の局所的な破壊が改良地盤の津波防護機能へ及ぼす影響を確認するため，破壊が生じた要素に着目した改良地盤の健全性評価を実施する。

図 5.6-4 のとおり，検討すべり線は，引張強度に達した要素をおおむね通過しており，破壊が生じた要素を考慮していることを確認した。

また，せん断強度に達する要素はなく，引張強度に達する要素は局所的であり，最小すべり安全率が 10.19 と余裕を有していることから，改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

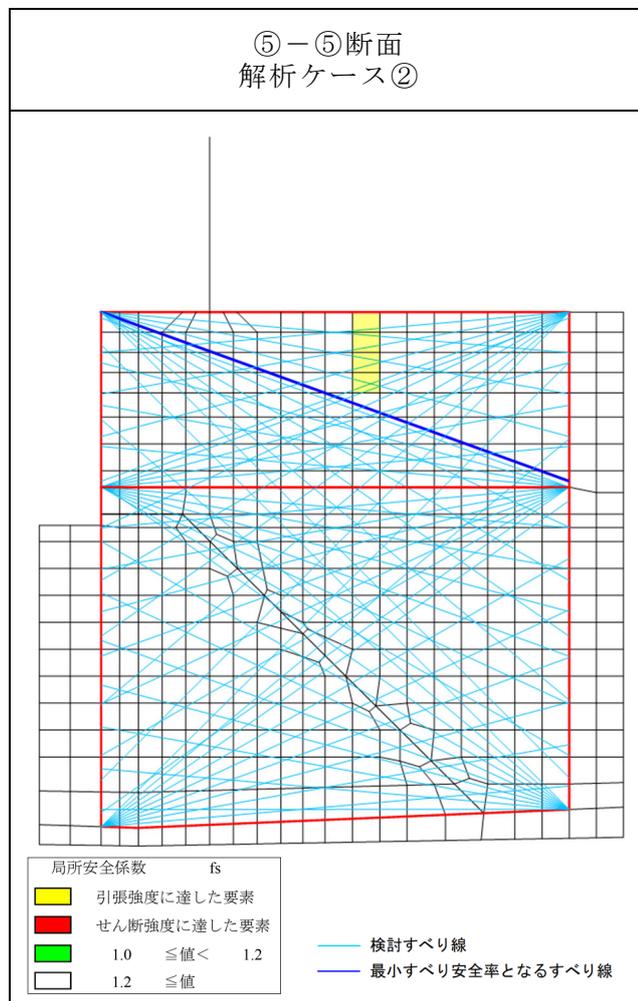


図 5.6-4 改良地盤における主応力図及び追加すべり線
(施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさケース)

c. 止水目地

津波時の止水目地の変位量に対する照査結果を表 5.6-12～表 5.6-13 に示す。

津波時の止水目地の変位量に対する照査を行った結果、変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 5.6-12 津波時の止水目地の変位量

解析 ケース	対象断面	防波壁天端変位量	
		横断方向 $\delta x1$ (cm)	鉛直方向 $\delta z1$ (cm)
②	⑤-⑤断面	1.093	0.179

表 5.6-13 止水目地設置箇所の津波時変位量 (解析ケース②, ⑤-⑤断面)

方向	津波時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δx : 横断方向	21.86	—
δz : 鉛直方向	3.58	—
合成方向 (2方向合成)	22.16	シートジョイント : 1960

6. 防波壁（逆T擁壁）の強度評価に関する影響検討

6.1 鋼管杭の影響検討

鋼管杭を残置することによる逆T擁壁への悪影響の有無を確認するため、杭頭載荷実験等を踏まえて鋼管杭をモデル化した影響検討を実施し、基準津波に対して、防波壁（逆T擁壁）の浸水防護機能が喪失しないことを確認する。

鋼管杭の影響検討フローを図 6.1-1 に示す。

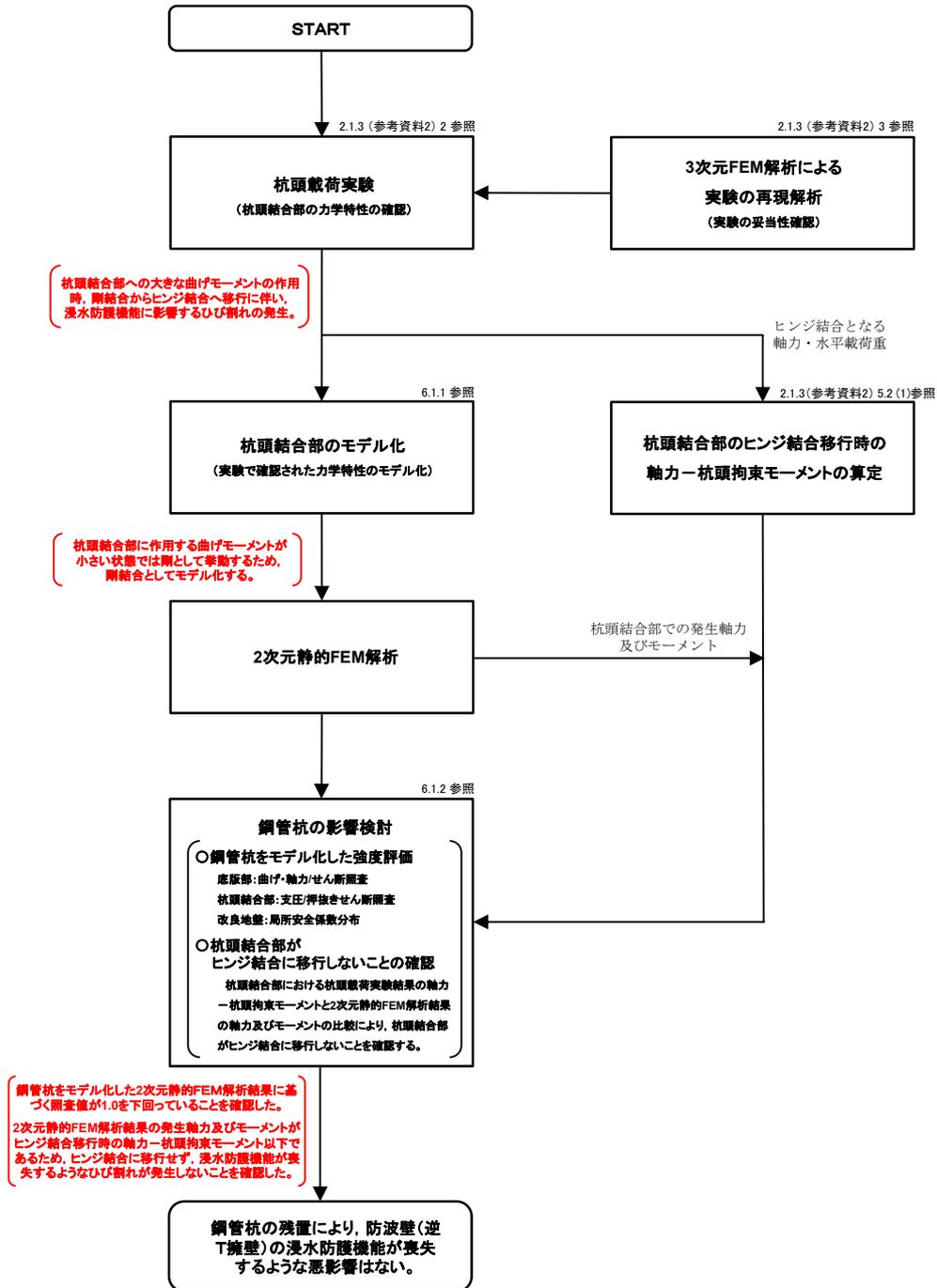


図 6.1-1 鋼管杭の影響検討フロー

6.1.1 評価方針

評価対象断面，評価部位および入力地震動については，強度計算書の「5. 強度評価結果」のうち，照査結果が最も厳しい⑤－⑤断面とする。鋼管杭をモデル化し，鋼管杭による強度評価への影響を確認する。図 6.1.1-1 に鋼管杭周辺の解析モデルを示す。

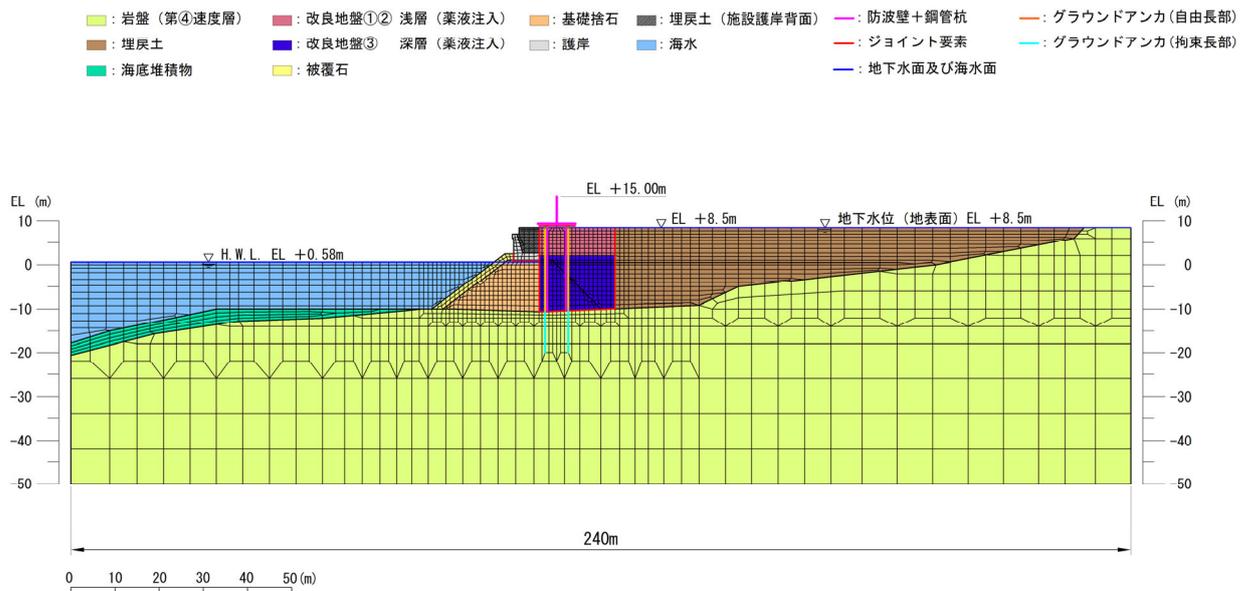


図 6.1.1-1 鋼管杭周辺の解析モデル

(1) 鋼管杭のモデル化

a. 杭頭結合部

「2.1.3 (参考資料 2) 2. 杭頭載荷実験」に示す実験結果及び「2.1.3 (参考資料 2) 3. 3次元静的 FEM 解析による実験の再現解析」に示す解析結果より，鋼管杭頭部は地震時を想定した正負交番載荷重下では剛結合の挙動を示しているため，津波時においても，杭頭結合部は「剛結合」としてモデル化を行う。

一方，杭頭載荷実験でプッシュオーバーした際には，ヒンジ結合への移行に伴い，杭頭結合部でのひび割れの発生を確認している。逆 T 擁壁の役割は「止水性の保持」であり，「おおむね弾性状態にとどまること」を性能目標にしていることから，杭頭載荷実験結果と 2次元 FEM 解析結果の杭頭結合部の応力とを比較することで，鋼管杭の影響検討における杭頭結合部のモデルを「剛結合」とした妥当性及び当該ひび割れが発生せず，浸水防護機能が喪失しないことを確認する。

b. 杭支持部

表 6.1.1-1 のとおり，鋼管杭支持部は支持地盤への根入れが 0.5m と浅く，水平力に対する支持性能を期待できないと考えられるため，岩盤からのせん断抵抗に期待しないケースを実施する。

また，フーチング部への岩盤からの悪影響を考慮するため，X 方向（せん断方向）にジョイント要素を設定したケースも実施する。ジョイント要素の力学特性を図 6.1.1-2 に示し，ジョイント要素のばね定数及び物性値を表 6.1.1-2 に示す。ジョイント要素のばね定数は，解析上不安定な挙動を起さないよう十分大きな値を設定し，ジョイント要素の物性値は，「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のうち，岩盤（凝灰岩，C_H級）の物性値を用いる。

表 6.1.1-1 杭支持部モデル化ケース

ケース	X 方向	Y 方向
1	—	ジョイント B (剥離を考慮)
2	ジョイント A (すべりを考慮)	ジョイント B (剥離を考慮)

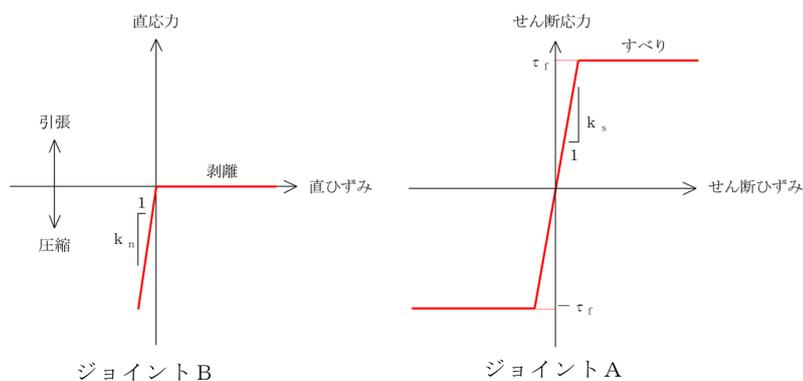


図 6.1.1-2 ジョイント要素の力学特性

表 6.1.1-2 杭支持部ジョイント要素のばね定数及び物性値

	せん断剛性 k_s [kN/m ³]	圧縮剛性 k_n [kN/m ³]	粘着力 c [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ [°]
ジョイント A	1.0×10^6	—	1.54	55.00
ジョイント B	—	1.0×10^6	—	—

c. 鋼管杭本体

鋼管杭は線形はり要素でモデル化し，鋼管杭と埋戻土との間には，津波時に鋼管杭の間を改良地盤がすり抜ける効果を考慮するため，杭-地盤相互作用バネ要素でモデル化する。当該要素は，図 6.1.1-3 に示すとおり，鋼管杭の線形はり要素の節点と改良地盤の要素の節点を結ぶ非線形ばね要素であり，力～バネ変位関係を有する。バネ力は，杭と地盤の相対変位と地盤の状態に基づき，時々刻々と算定される。

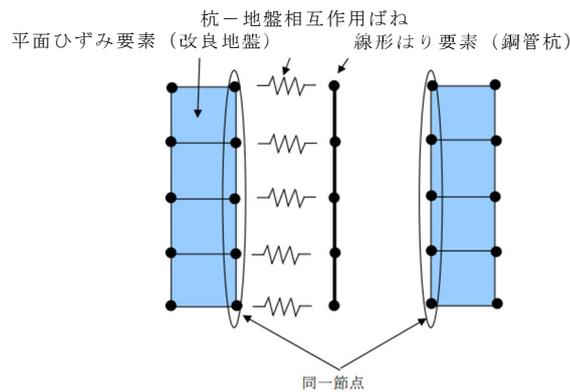


図 6.1.1-3 杭-地盤相互作用バネ要素

鋼管杭の使用材料を表 6.1.1-3 に，材料の物性値を表 6.1.1-4 に示す。また，鋼管杭モデルを図 6.1.1-4 に示す。中詰めコンクリートの剛性については考慮しない方が鋼管杭の変形が大きくなり，逆 T 擁壁の津波時に発生する応答値が大きくなると考えられることから，保守的に剛性は考慮せず，単位体積重量のみ考慮する。

表 6.1.1-3 使用材料

材料	諸元
鋼管杭 ϕ 1300mm	$t = 22\text{mm}$ (SKK490)
中詰めコンクリート	設計基準強度 $f'_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ (杭部) 24N/mm^2 (杭頭接合部)

表 6.1.1-4 材料の物性値

材料	単位体積重量*1 (kN/m ³)	ヤング係数*2 (N/mm ²)	ポアソン比*3
鋼管杭 (SKK490)	77.0	2.0×10^5	0.3
中詰めコンクリート	22.6	—	—

注記*1：港湾基準に記載の単位体積重量を用いる。

*2：示方書(2018) p.51 よりヤング係数を 2.0×10^5 N/mm² とする。

*3：示方書(2018) p.43 よりポアソン比を 0.3 とする。

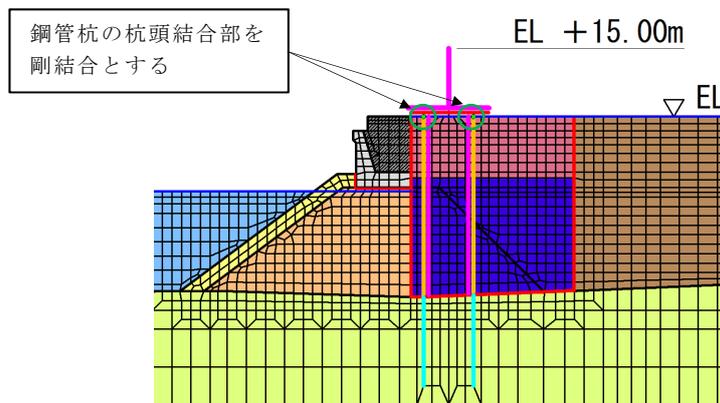


図 6.1.1-4 鋼管杭モデル

(2) 解析ケース

鋼管杭の影響検討を行う解析ケースについては、「5. 評価結果」から解析ケース①～③の結果のうち、逆T擁壁における照査値が最も厳しい⑤-⑤断面とする。表 6.1.1-5 に解析ケースを示す。

表 6.1.1-5 解析ケース

	鋼管杭	解析ケース
「4. 評価結果」にて評価済み	無	ケース①
影響検討	有	ケース①

(3) 部材照査

鋼管杭による津波時の強度評価への影響確認は、算定した発生応力が「3.5 許容限界」で設定したコンクリートの許容限界を満足することに加え、鋼管杭結合部に作用する押抜きせん断応力度と支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

a. 許容限界

逆 T 擁壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」に基づき、短期許容応力度とする。表 6.1.1-6 に逆 T 擁壁の許容限界を示す。

表 6.1.1-6 逆 T 擁壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
	コンクリート (f' _{ck} =24N/mm ²)	許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}	0.90
許容支圧応力度 σ_{ba} * ¹ (鋼管杭)		7.2	10.8

注記*1: コンクリート標準示方書 p.244 より支圧応力度の算出式 $\sigma_{ba}=0.3f_{ck}$ を用いて求める。

*2: 短期許容応力度は、コンクリート標準示方書より許容応力度に対し 1.5 倍の割増を考慮する。(押抜きせん断応力度については割増を行わない。)

b. 断面照査

鋼管杭の影響検討として、「杭基礎設計便覧 (日本道路協会, 2007 年制定)」に基づき、押込み力に対する照査及び水平力に対する照査を行う。

(a) 押し込み力に対する照査

鋼管杭の押し込み力に対する照査は、図 6.1.1-5 に示す算定される垂直支圧応力度 σ_{cv} 及び押し抜きせん断応力度 τ_v が許容限界以下であることを確認する。押し込み力に対する照査図を図 6.1.1-6 に示す。

$$\sigma_{cv} = P / (\pi D^2 / 4)$$

$$\tau_v = P / \pi (D+h) h$$

ここに、

- σ_{cv} : 杭頭結合部に発生する垂直支圧応力度 (N/mm²)
- τ_v : 杭頭結合部に発生する垂直押し抜きせん断応力度 (N/mm²)
- P : 杭頭結合部に作用する押し込み力 (N)
- D : 鋼管杭径 (mm) (=1300mm)
- h : 垂直方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効高 (mm) (=1790mm)

6-3-2 照査方法

図-III.6.1, 図-III.6.2 に示す杭頭荷重に対して、次の照査を行う。

1) フーチングコンクリートの垂直支圧応力度の照査

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi D^2 / 4} \leq \sigma_{ba} \dots \dots \dots \text{(III.6.1)}$$

一般的には杭の支持力、杭本体の耐力ならびにフーチングのせん断耐力等を考慮すれば、フーチングコンクリートの垂直支圧応力が問題になることはない。

図-III.6.1 方法 A による場合

図-III.6.2 方法 B による場合

2) フーチングコンクリートの押し抜きせん断応力度の照査

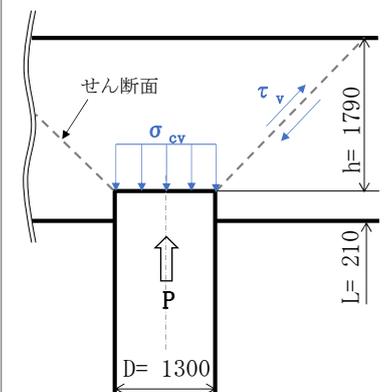
$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h) h} \leq \tau_a \dots \dots \dots \text{(III.6.2)}$$


図 6.1.1-5 押し込み力に対する照査
(「杭基礎設計便覧 2007 年」より引用に一部加筆)

図 6.1.1-6 押し込み力に対する照査図

(b) 水平力に対する照査

鋼管杭の水平力に対する照査は、図 6.1.1-7 に示す水平支圧応力 σ_{ch} 及び水平方向の押し抜きせん断応力 τ_h が許容限界以下であることを確認する。水平力に対する照査図を図 6.1.1-8 に示す。

$$\sigma_{ch} = H/DL$$

$$\tau_h = H/h'(2L+D+2h')$$

ここに、

- σ_{ch} : 杭頭結合部に発生する水平支圧応力度 (N/mm²)
- τ_h : 杭頭結合部に発生する水平押し抜きせん断応力度 (N/mm²)
- H : 杭頭結合部に作用する水平力 (N)
- D : 鋼管杭径 (mm) (=1300mm)
- L : 杭の埋込長 (mm) (=210mm)
- h' : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効厚 (=975mm)

4) フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査

a. 方法 A の場合

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leq \sigma_{ba} \dots\dots\dots(\text{III. 6. 5})$$

b. 方法 B の場合

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} \leq \sigma_{ba} \dots\dots\dots(\text{III. 6. 6})$$

5) フーチング端部の杭に対する水平方向の押し抜きせん断応力度の照査

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_a \dots\dots\dots(\text{III. 6. 7})$$

図 6.1.1-7 水平力に対する照査

(「杭基礎設計便覧 2007 年」より引用に一部加筆)

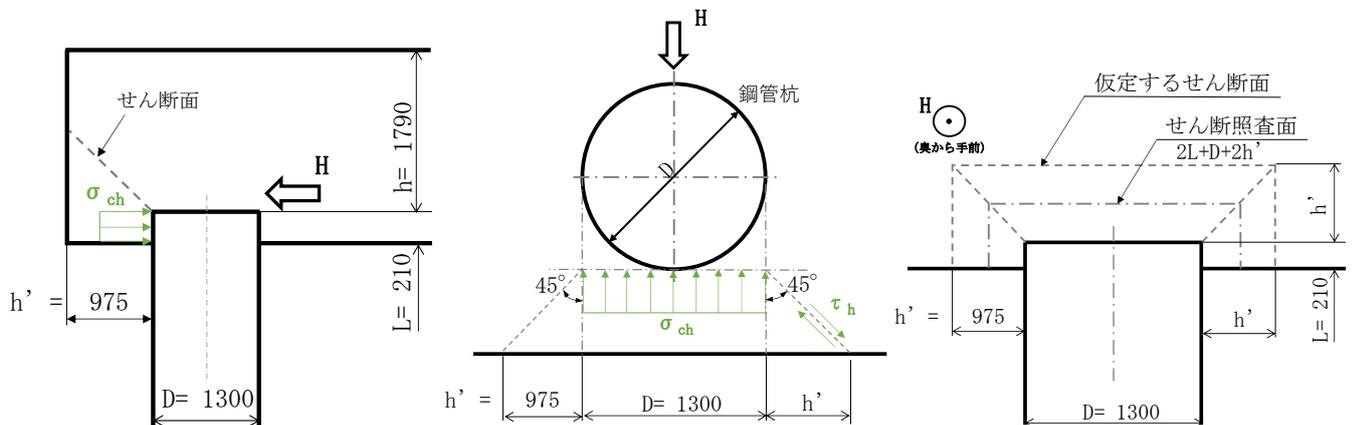


図 6.1.1-8 水平力に対する照査図

6.1.2 評価結果

(1) 鋼管杭をモデル化した強度評価

a. 逆 T 擁壁への影響について

杭頭部を剛結合とした 2 次元 FEM 解析結果に対する底版及び杭頭結合部の照査結果を表 6.1.2-1 及び表 6.1.2-2 に示す。いずれの部材においても照査値が許容値を満足しており，基準津波に対し鋼管杭を残置することによる防波壁（逆 T 擁壁）の浸水防護機能を喪失するような悪影響はないことを確認した。

表 6.1.2-1 2 次元 FEM 解析に対する部材照査結果

（杭支持部：岩盤からのせん断抵抗に期待しないケース）

		応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値	
底版	曲げ・ 軸力	(σ_c) 2.0	(σ_{ca}) 13.5	σ_c / σ_{ca}	0.149
		(σ_s) 64.4	(σ_{sa}) 294	σ_s / σ_{sa}	0.220
	せん断	(τ) 0.34	(τ_a) 0.67	τ / τ_a	0.508
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	(σ_{cv}) 0.3	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{cv} / \sigma_{ba}$	0.028
		(τ_v) 0.02	(τ_{va}) 0.90	τ_v / τ_{va}	0.023
	水平力 に対する 照査	(σ_{ch}) 1.3	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$	0.121
		(τ_h) 0.10	(τ_{ha}) 0.90	τ_h / τ_{ha}	0.112

表 6.1.2-2 2次元 FEM 解析に対する部材照査結果

(杭支持部：X 方向（せん断方向）にジョイント要素を設定したケース)

		応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値	
底版	曲げ・ 軸力	(σ_c) 2.0	(σ_{ca}) 13.5	σ_c / σ_{ca}	0.149
		(σ_s) 64.4	(σ_{sa}) 294	σ_s / σ_{sa}	0.220
	せん断	(τ) 0.34	(τ_a) 0.67	τ / τ_a	0.508
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	(σ_{cv}) 0.3	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{cv} / \sigma_{ba}$	0.028
		(τ_v) 0.02	(τ_{va}) 0.90	τ_v / τ_{va}	0.023
	水平力 に対する 照査	(σ_{ch}) 1.3	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$	0.121
		(τ_h) 0.10	(τ_{ha}) 0.90	τ_h / τ_{ha}	0.112

b. 改良地盤への影響について

鋼管杭の変位による改良地盤への影響を局所安全係数分布図により確認する。

図 6.1.2-1 に示す局所安全係数分布図のとおり、引張強度に達した要素は局所的であるため、難透水性の保持に影響するような流入経路は形成されないと考えられる。

以上より、鋼管杭を残置することによる防波壁（逆 T 擁壁）の浸水防護機能を喪失するような悪影響はないと判断する。

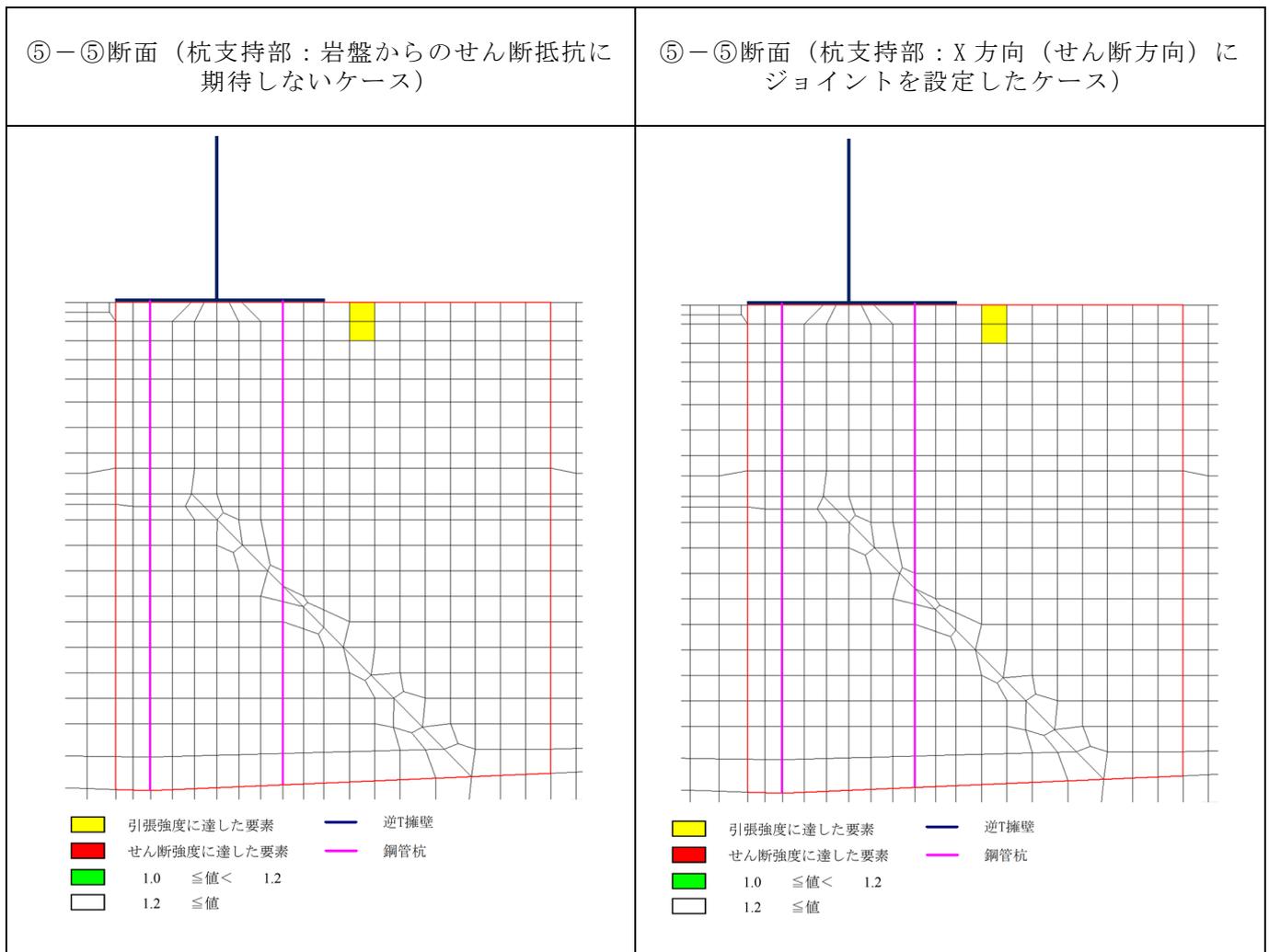


図 6.1.2-1 鋼管杭をモデル化した改良地盤の局所安全係数分布

(2) 解析結果との比較による応力状態の確認

「2.1.3 (参考資料 2) 2. 杭頭載荷実験」に示す試験結果と 2 次元 FEM 解析結果の杭頭結合部の応力とを比較することで、鋼管杭の影響検討において杭頭結合部のモデルを「剛結合」とした妥当性及びヒンジ結合への移行に伴うひび割れが発生せず、浸水防護機能が喪失しないことを確認する。

実験結果におけるヒンジ結合移行時の杭頭結合部の曲げモーメントを図 6.1.2-2 に示す。解析結果を図 6.1.2-2 にプロットした結果、2 次元静的 FEM 解析結果から得られた軸力及び発生モーメントは、実験結果から得られたヒンジ結合に移行する応力状態に達していないことを確認したため、鋼管杭の影響検討における杭頭結合部のモデルを「剛結合」としたことは妥当であり、鋼管杭を残置することによる防波壁（逆 T 擁壁）の浸水防護機能が喪失するような悪影響はないと判断する。

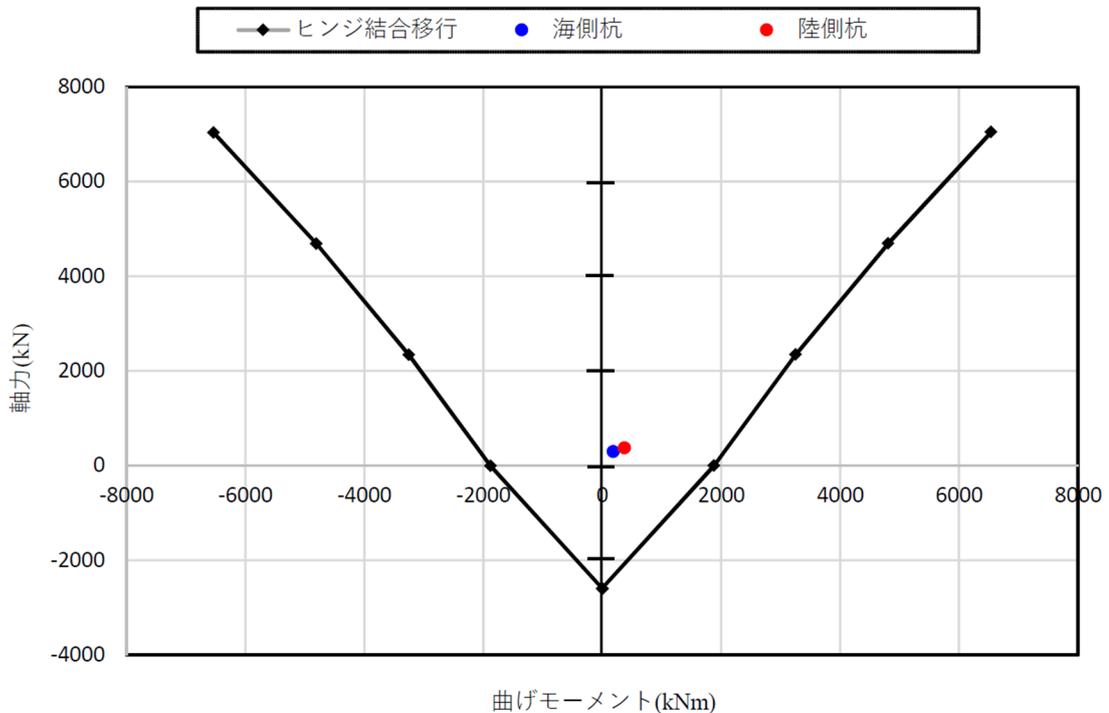


図 6.1.2-2 杭頭載荷実験結果と 2 次元 FEM 解析結果の応力比較

6.1.3 まとめ

鋼管杭をモデル化した 2 次元静的 FEM 解析による強度評価を実施した結果、照査値が許容値を満足しており、鋼管杭を残置することによる防波壁（逆 T 擁壁）の浸水防護機能を喪失するような悪影響はないことを確認した。

また、杭頭載荷実験結果と 2 次元静的 FEM 解析結果の杭頭結合部の発生応力を比較した結果、2 次元 FEM 解析結果から得られた軸力及び発生モーメントは、実験結果から得られたヒンジ結合に移行する応力状態に達していないことを確認したため、ヒンジ結合への移行に伴うひび割れが発生せず、浸水防護機能が喪失するような悪影響はないと判断する。

6.2 ⑤－⑤断面位置でのグラウンドアンカー仕様を反映した影響検討

(1) 概要

逆 T 擁壁の津波時に発生する応答値が厳しくなると考えられる⑤－⑤断面のモデル化にあたっては、更なる保守性を考慮するため、図 6.2-1 のとおり、岩盤上面深さがさらに深い⑤'－⑤'断面位置での地質断面図及びアンカー仕様を用いている。

⑤－⑤断面位置（エリア 5）のアンカー仕様は、⑤'－⑤'断面位置（エリア 7）に比べ、グラウンドアンカーの自由長及びアンカー体長が短く、設計アンカー力が小さい仕様となっている。⑤－⑤断面位置（エリア 5）はアンカー体長が短いことにより許容アンカー力は小さくなるが、以下の理由から、グラウンドアンカーの照査値は両断面で同等になると考えられる。⑤－⑤断面位置と⑤'－⑤'断面の各諸元を表 6.2-1 に示す。

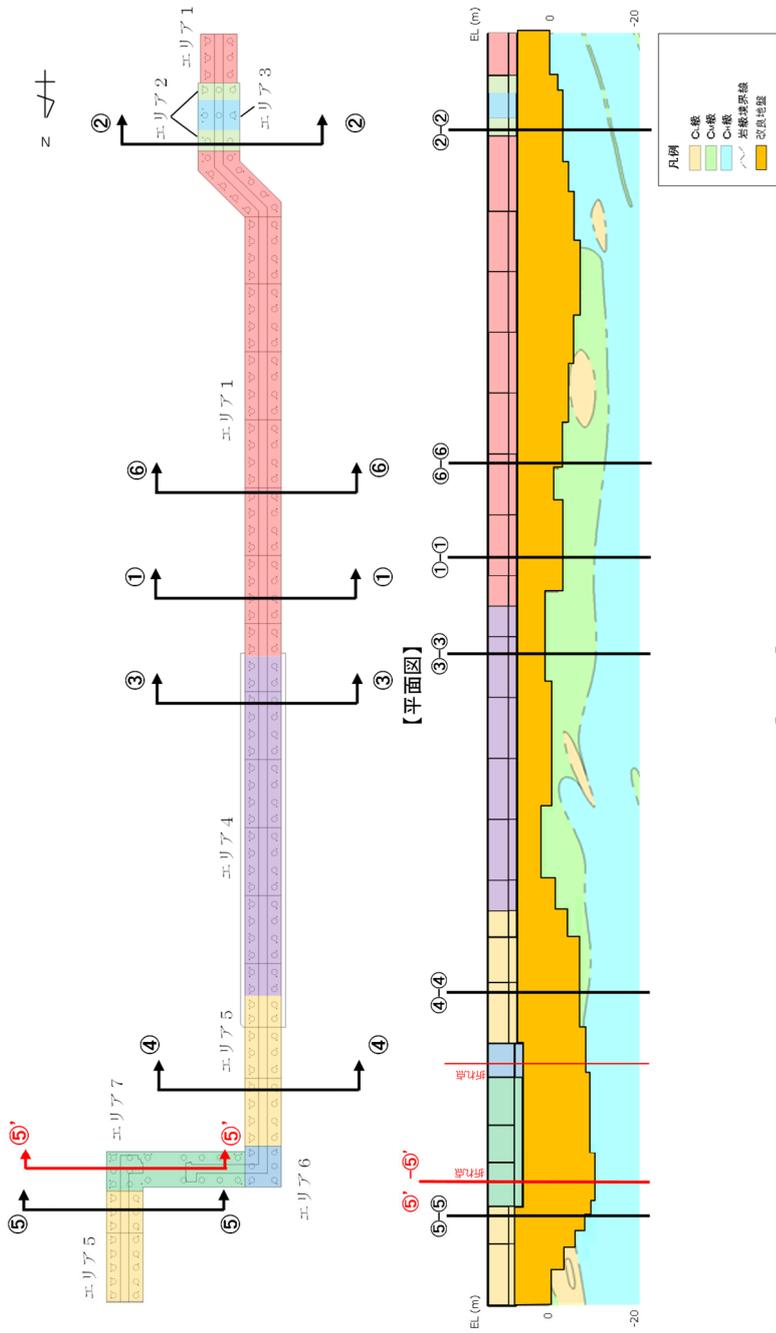
- ・グラウンドアンカーの照査に用いる発生アンカー力は、初期緊張力（設計アンカー力）に津波時緊張力増分を加えたものであり、大半を初期緊張力が占め、津波時増分は微小と考えられることから、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合は、照査値と同等になる。
- ・初期緊張力については、耐津波評価において、逆 T 擁壁が転倒しないよう、エリア毎に異なる値を設定している。
- ・一方で、初期緊張力に応じてアンカー体長を変更することで、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合が 0.8 程度となるように設計している。

しかし、照査値が 0.8 以上と厳しくなると想定されることから、念のため実態に即したアンカー仕様による影響を確認するため、⑤'－⑤'断面位置（エリア 7）での地質断面図と⑤－⑤断面位置（エリア 5）のアンカー仕様を用いた解析モデルによる影響検討を実施する。

表 6.2-1 ⑤－⑤断面位置と⑤'－⑤'断面の各諸元

	⑤－⑤断面位置	⑤'－⑤'断面位置
構造物	逆 T 擁壁横断方向	逆 T 擁壁縦断方向
岩盤深さ	17.9m	18.5m
設計アンカー力 (A)	1170 kN (エリア 5)	1650 kN (エリア 7)
許容アンカー力 (B)	1453 kN (エリア 5)	2076 kN (エリア 7)
設計アンカー力/許容アンカー力 (A/B)	0.81	0.79
発生アンカー力 (C)	1170 kN + α	1650 kN + α
グラウンドアンカー照査値 (C/B)	0.8 程度 (推定)	0.8 程度 (推定)

注： □ ⑤－⑤断面の解析モデルに採用



【断面図】

アンカー種別	削孔径 (mm)	PC鋼φ (mm)	PC鋼本数 (本)	テンドン自由長* (mm)	アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの極限引張り力 (kN)	テンドンの降伏引張り力 (kN)	テンドンの見かけの周長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	設計アンカー力/許容アンカー力	海側のグラウンドアンカー設置間隔 (mm)	設計アンカー力/許容アンカー力
エリア1				8000~18000	8500				1440	1764	0.82	2000	0.82
エリア2				11000~13500	10000				1700	2076	0.82	1650	0.80
エリア3				12500~13000	9000				1500	1868	0.80	1535	0.77
エリア4	135	15.2	11	7000~11500	8500	2800	2400	138.4	1360	1764	0.81	2000	0.79
エリア5				10000~20500	7000				1170	1453	0.81	1625 (北側) 2000 (南側)	0.79
エリア6				17000~18500	9500				1550	1972	0.79	1650	0.79
エリア7				17500~20000	10000				1650	2076	0.79	1650	0.79

注記*: テンドン自由長部はアンカー体が岩盤に確実に定着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

図 6.2-1 ⑤-⑤断面及び⑤'-⑤'断面の位置図

6.2.1 評価方針

評価対象断面については、⑤－⑤断面において評価を実施する。

⑤'－⑤'断面位置における地質断面図に⑤－⑤断面におけるグラウンドアンカの設計アンカー力及びアンカー体長を設定し、アンカー仕様による津波時の逆T擁壁の照査への影響を確認する。解析モデルを図6.2.1-1に示す。

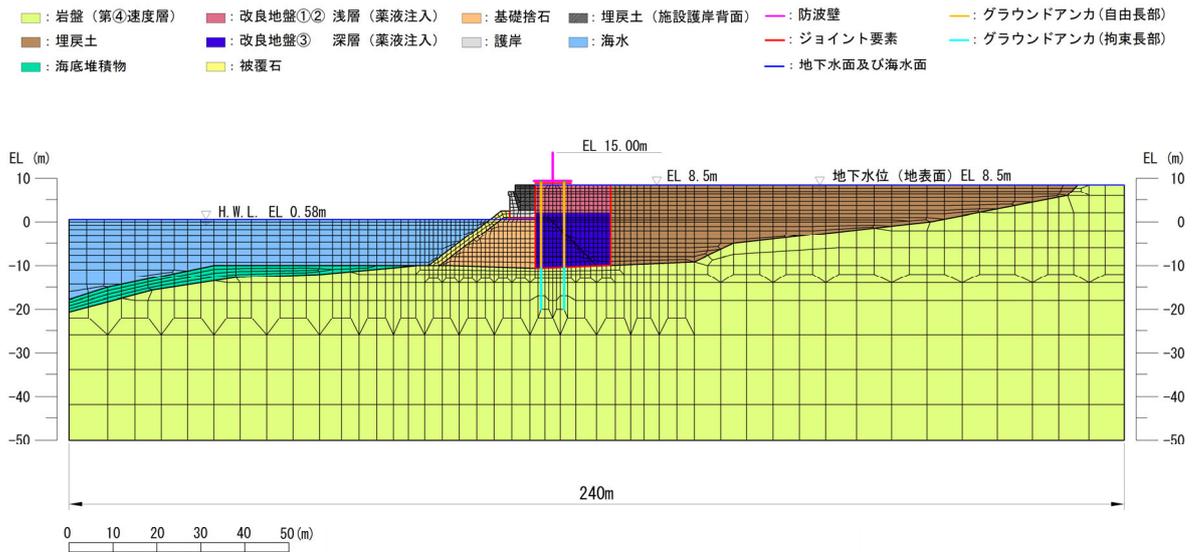


図 6.2.1-1 ⑤'－⑤'断面位置における地質断面図に⑤－⑤断面におけるグラウンドアンカの仕様を反映した解析モデル

(1) 影響検討におけるグラウンドアンカの仕様

影響検討におけるグラウンドアンカの仕様におけるを表 6.2.1-1 に示す。

表 6.2.1-1 影響検討におけるグラウンドアンカの仕様

	諸元	
	⑤-⑤断面	影響検討
緊張時自由長 L_{sf} (m)	20.72	
アンカー体長(テンドン拘束長) (m)	10.0	7.0
設計アンカー力 (kN)	1650	1170
許容アンカー力 (kN)	2076	1453
引張剛性 (kN/m)	14064 (陸側), 28128 (海側)	
テンドンの降伏引張り力 T_p (kN)	2400.0	
アンカー本数	陸側 1 本, 海側 2 本	

(2) 解析ケース

グラウンドアンカの影響検討を行う解析ケースを表 6.2.1-2 に示す。

表 6.2.1-2 解析ケース

	解析ケース	地盤状況	アンカー仕様
「5. 評価結果」にて評価済み	ケース①	⑤'-⑤'断面	⑤'-⑤'断面
影響検討	ケース①	⑤'-⑤'断面	⑤-⑤断面

6.2.2 評価結果

(1) 逆 T 擁壁等における照査結果

アンカー仕様を⑤-⑤断面とした場合の評価結果を表 6.2.2-1～表 6.2.2-8 に示す。本検討の結果，アンカー仕様を⑤-⑤断面とした場合の評価はアンカー仕様が⑤'-⑤'断面の場合と比べて有意な差は無く，その影響は軽微であることを確認した。

表 6.2.2-1 逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	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 (kN・m)	軸力 (kN)			
「5. 評価結果」 にて評価済み	①	-1318	365	3.1	13.5	0.230
影響検討	①	-1317	365	3.1	13.5	0.230

表 6.2.2-2 逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	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 (kN・m)	軸力 (kN)			
「5. 評価結果」 にて評価済み	①	-1318	365	113.7	294	0.387
影響検討	①	-1317	365	113.7	294	0.387

表 6.2.2-3 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
「5. 評価結果」 にて評価済み	①	528	0.35	0.67	0.523
影響検討	①	-526	0.31	0.67	0.463

表 6.2.2-4 逆 T 擁壁のグラウンドアンカによる支圧応力度に対する照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	支圧 応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	照査値 σ_b / σ_{ba}
		「5. 評価結果」 にて評価済み	①	11.7
影響検討	①	8.3	18.0	0.462

表 6.2.2-5 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査における照査値
(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	発生アンカー力 T (kN)	テンドンの 許容拘束力 T _{ab} (kN)	照査値 T/T _{ab}
		「5. 評価結果」 にて評価済み	①	1670
影響検討	①	1190	1453	0.819

表 6.2.2-6 逆 T 擁壁底版の傾斜

(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	鉛直相対変位量 uz (mm)	水平相対変位量 ux (mm)	底版傾斜
「5. 評価結果」 にて評価済み	①	2.281	8499.977	1/3727
影響検討	①	2.263	8499.998	1/3756

表 6.2.2-7 基礎地盤の支持性能評価結果 (改良地盤①~③)

(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
「5. 評価結果」 にて評価済み	①	0.4	1.4	0.286
影響検討	①	0.4	1.4	0.286

表 6.2.2-8 基礎地盤の支持性能評価結果 (岩盤)

(⑤-⑤断面)

	解析 ケース	最大接地圧 P (N/mm ²)	極限支持力 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
「5. 評価結果」 にて評価済み	①	0.4	3.9	0.103
影響検討	①	0.4	3.9	0.103

(2) 逆 T 擁壁の滑動・転倒に対する耐力の確認

表 6.2.2-9 に示す⑤-⑤断面におけるグラウンドアンカの設計アンカー力を用い、逆 T 擁壁の滑動、転倒に対する耐力を確認する。このとき、躯体重量及び水平力は、「5. 評価結果」にて評価した⑤-⑤断面での値を用いる。

表 6.2.2-9 グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり) (⑤-⑤断面)

	設計アンカー力 (kN)		アンカー間隔 (m)		緊張力 (kN/m)
海側	2340 (1170×2)	÷	3.25	=	720.0
陸側	1170	÷	3.25	=	360.0

a. 滑動に対する照査

表 6.2.2-10 に鉛直力の合計を、表 6.2.2-11 に逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果を示す。この結果から、安全率 1.0 以上であることを確認した。

表 6.2.2-10 鉛直力の合計 (⑤-⑤断面)

	躯体重量	グラウンドアンカによる緊張力	合計
鉛直力 (kN/m)	904.0	1080.0	1984.0

表 6.2.2-11 逆 T 擁壁の滑動に対する照査結果 (⑤-⑤断面)

滑動に対する耐力 (kN/m)	1984.0(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	634.8(水平力の合計)
安全率【影響検討】	1.562
安全率【5. 評価結果】	1.911

b. 転倒に対する照査

表 6.2.2-12 に逆 T 擁壁の転倒に対する耐力を，表 6.2.2-13 に逆 T 擁壁の転倒に対する作用力を，表 6.2.2-14 に逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果を示す。
この結果から，安全率 1.0 以上であることを確認した。

表 6.2.2-12 逆 T 擁壁の転倒に対する耐力 (⑤-⑤断面)

	鉛直力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
躯体重量	904.0	×	4.250	=	3841.8
グラウンドアンカによる緊張力 (海側)	720.0	×	7.375	=	5310.0
グラウンドアンカによる緊張力 (陸側)	360.0	×	1.125	=	405.0
合計					9556.8

表 6.2.2-13 逆 T 擁壁の転倒に対する作用力 (⑤-⑤断面)

	水平力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)
風荷重 (縦壁)	10.6	×	4.500	=	47.6
風荷重 (底版)	3.2	×	1.250	=	4.0
衝突荷重	430.0	×	4.600	=	1978.0
津波荷重 (縦壁)	109.2	×	3.550	=	387.6
津波荷重 (底版)	81.8	×	1.215	=	99.4
合計					2516.7

表 6.2.2-14 逆 T 擁壁の転倒に対する照査結果 (⑤-⑤断面)

転倒に対する耐力 (kN・m/m)	9556.8
転倒に対する作用力 (kN・m/m)	2516.7
安全率【影響検討】	3.797
安全率【5. 評価結果】	4.729

(3) 不確かさの検討におけるアンカー仕様による影響の確認

グラウンドアンカの仕様の変更による影響確認において、おおむね照査値は同等以下であるものの、グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査値は大きくなったことから（基本ケース：0.805，影響検討：0.819（基本ケースの1.02倍）），⑤－⑤断面を対象とした「5.6 防波壁前面の施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさの検討」においてもグラウンドアンカの仕様の変更による影響を確認した。（表6.2.2-15参照）

その結果，「5.6 防波壁前面の施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさの検討」においても，照査値は1.0を下回っており，グラウンドアンカの機能を損なわないことを確認した。

表 6.2.2-15 不確かさの検討におけるアンカー仕様による影響

	(A) グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査値	(B) =1.02×(A) ⑤－⑤断面のアンカー仕様を反映した照査値
「5.6 防波壁前面の施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさの検討」	0.815	0.831