

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-他-199
提出年月日	2022年9月14日

防波壁（逆T擁壁）のグラウンドアンカの
モデル化方針等について

2022年9月

中国電力株式会社

1. 概要
2. 申し送り事項等に対する検討
 - 2.1 評価対象断面の選定
 - 2.1.1 概要
 - 2.1.2 防波壁（逆 T 擁壁）
 - (1) 評価候補断面の整理
 - (2) 評価対象断面の選定
 - (3) 影響確認断面の選定
 - 2.2 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
 - 2.2.1 概要
 - 2.2.2 グラウンドアンカの概要
 - (1) 構造及び設置状況
 - 2.2.3 試験施工（基本調査試験）
 - (1) 試験機器及び試験位置
 - (2) 載荷方法と計測項目
 - (3) 試験結果
 - 2.2.4 設計アンカー力の設定
 - (1) テンドンの許容引張力の設定
 - (2) テンドンの許容拘束力の設定
 - (3) アンカーの許容引抜き力の設定
 - (4) 許容アンカー力及び設計アンカー力の設定
 - 2.2.5 品質保証試験
 - (1) 多サイクル試験
 - (2) 1 サイクル試験
 - 2.2.6 解析モデル・解析用物性値の設定
 - (1) 解析モデルの設定
 - (2) 解析用物性値の設定
 - 2.2.7 許容限界の設定
 - 2.2.8 評価方法
 - 2.2.9 評価結果
 - (1) 発生アンカー力に対する照査

2.3 鋼管杭の影響検討

2.3.1 概要

2.3.2 杭頭載荷実験

- (1) 試験概要
- (2) 試験方法
- (3) 試験結果

2.3.3 3次元静的FEM解析による実験の再現解析

- (1) 概要
- (2) 評価フロー
- (3) 解析用物性値の設定
- (4) 3次元解析モデル作成
- (5) 再現解析
- (6) 評価

2.3.4 評価方針 追而

2.3.5 評価結果 追而

2.4 改良地盤の内的安定評価

2.4.1 概要

2.4.2 地盤の物性値

- (1) 室内試験を踏まえた解析用物性値の設定
- (2) 改良地盤の物性値

2.4.3 内的安定評価方法

- (1) すべり線設定の考え方について
- (2) 評価方法

2.4.4 内的安定評価

- (1) 評価結果
- (2) 局所破壊が津波防護機能へ及ぼす影響について
- (3) 内的安定評価のまとめ

1. 概要

本資料では、表 1-1 に示す防波壁（逆 T 擁壁）の設置許可審査からの申し送り事項のうち、「①グラウンド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」及び「②鋼管杭の影響検討」について説明する。

また、本資料において、上記の申し送り事項の説明の前提となる、「評価対象断面の選定」及び「改良地盤の内的安定評価」について説明する。

上記については、今後、「補足-027-08 浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」のうち、「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」及びVI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に反映する。

表 1-1 防波壁（逆 T 擁壁）における申し送り事項の整理と本資料における説明方針

	申し送り事項	説明方針（下線部は本資料による説明内容）
①グラウンド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	<ol style="list-style-type: none"> グラウンドアンカについては，詳細設計段階において逆 T 擁壁の転倒時の照査において見込むことを説明する。 鋼管杭式逆 T 擁壁のモデル化方針について，実態に即したグラウンドアンカのモデル化方法を詳細設計段階で説明すること。 グラウンドアンカの津波時の解析手法については，詳細設計段階で適切な手法を設定する方針であることが明確となるよう，まとめ資料において説明すること。 詳細設計段階で検討するグラウンドアンカの許容限界（設計アンカー力）の設定根拠や安全率については，施工後の品質保証試験によって設定すること等を説明する。 	<ul style="list-style-type: none"> グラウンドアンカについて，試験施工（基本調査試験）及び施工後の品質保証試験により設定した設計アンカー力を用い，各部位の役割を踏まえて実態に即したモデル化，物性設定及び許容限界の設定を行う。（左記の①-2～4 に対応） グラウンドアンカを反映した耐震評価及び耐津波評価を実施するとともに，グラウンドアンカの変形抑制効果等を確認するため，逆 T 擁壁の底盤の傾斜を確認する。（左記の①-1 に対応）
②鋼管杭の影響検討	<ol style="list-style-type: none"> 杭頭接合部の構造について，道路橋示方書で剛結合を原則としている規定や剛結合以外の結合方法の実験等による力学特性検証等，道路橋示方書の記載内容との対応を踏まえて整理すること。 鋼管杭式逆 T 擁壁の底盤について，詳細設計段階で杭頭部がピン結合に移行する力学挙動を模型実験と解析により検証する際に，底盤がおおむね弾性域内に留まることを説明すること。 鋼管杭式逆 T 擁壁の杭頭部のヒンジ結合について，準拠する道路土工擁壁工指針の適用性を説明すること。 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）の杭頭結合条件について，杭頭部のヒンジ形成過程と防波壁の損傷の関係性を踏まえた上で，杭頭をピン結合として評価する場合の設計の考え方を説明すること。 鋼管杭式逆 T 擁壁の鋼管杭の根入れ部について，支持地盤への根入れが浅く，水平力に対する支持性能を期待できない可能性があるため，杭先端のせん断抵抗に期待しない設計方針を検討し，構造成立性を説明すること。 設計方針は，杭周辺の地盤改良及びグラウンドアンカの効果に期待して実態に即した内容とし，地盤改良がない区間について地盤改良の追加を検討すること。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭については，支持地盤への根入れが浅いため，耐震評価及び耐津波評価において役割に期待しない方針とするが，鋼管杭による逆 T 擁壁への悪影響を確認するため，鋼管杭をモデル化した影響検討を実施する。（左記の②-5 に対応） 鋼管杭と逆 T 擁壁との接続部について，大きな曲げモーメントが作用する際に剛結合からヒンジ結合に移行する力学挙動を想定した設計をしているが，道路土工擁壁工指針及び道路橋示方書の記載を踏まえ，杭頭載荷実験及び 3 次元静的 FEM 解析による再現計算を実施し，上記の力学挙動を確認する。（左記の②-1，3 に対応） 杭頭載荷実験等による力学挙動の確認結果を踏まえ，鋼管杭及びその接合部を適切にモデル化し，影響検討を実施する。（左記の②-2，4 に対応）
③地盤傾斜に伴う支圧による損傷評価	<ol style="list-style-type: none"> 縦断方向の地盤傾斜による防波壁の隣接影響評価について，詳細設計段階の設計方針を，動的解析等の解析手法を含めて説明すること。 隣接する防波壁同士の支圧による損傷評価について，相対変形量が防波壁間の隙間を下回ることを確認し，上回る場合に支圧による損傷評価を行い，損傷による影響がある場合に対策工事を行う等の評価プロセスが明確となる設計方針を説明すること。 	<ul style="list-style-type: none"> 隣接する防波壁同士が衝突しないよう離隔を設けることが困難であることから，地盤傾斜に伴う支圧による損傷評価について，逆 T 擁壁の法線方向の動的 FEM 解析（有効応力解析）により，逆 T 擁壁の部材照査を行う。
④止水目地の変形量評価	<ol style="list-style-type: none"> 防波壁の止水目地について，詳細設計段階における評価方針を説明すること。 防波壁の構造成立性に係る詳細設計段階の検討方針について，法線方向及び法線直交方向の動的 FEM 解析を実施することが明確となるよう説明すること。 	<ul style="list-style-type: none"> 止水目地について，逆 T 擁壁の法線方向及び法線直交方向の動的 FEM 解析（有効応力解析）を実施し，変形量が許容変形量以下となること，止水目地に作用する水圧が許容水圧以下になることを説明する。
⑤改良地盤の解析用物性値	<p>逆 T 擁壁直下の改良地盤について，三軸圧縮試験等により物性を設定し，設置変更許可で示した物性値が確保されていることを確認する。</p>	<ul style="list-style-type: none"> VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」で説明

2. 申し送り事項等に対する検討

2.1 評価対象断面の選定

2.1.1 概要

津波防護施設の評価対象断面は、各構造物の構造及び地質の特徴を踏まえ選定している。

本資料においては、各構造物の評価対象断面の選定における考え方を整理することで、評価対象断面の妥当性について説明する。

(1) 評価対象断面の選定の考え方

津波防護施設の評価対象断面の選定については、「補足-026-01 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す屋外重要土木構造物の耐震評価における断面選定の考え方に準ずるとともに、津波による波圧等の観点も踏まえて、耐震・耐津波評価を行う上で厳しい断面を選定する。

(2) 評価対象断面の選定結果

表 2.1.1-1 に各構造物の断面選定結果一覧を示す。

表 2.1.1-1 各構造物の断面選定結果一覧

構造物	選定断面	選定理由（概要）
防波壁（逆 T 擁壁）	①-①断面	岩盤上面の深さ、改良地盤の幅及び施設護岸までの距離が標準的な断面であるため。
	⑤-⑤断面	岩盤上面の深さが最も深く、逆 T 擁壁から施設護岸までの距離が最も近い。
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	追而	
防波壁（波返重力擁壁）		
防波壁通路防波扉		
1号機取水槽 流路縮小工		

2.1.2 防波壁（逆T擁壁）

防波壁（逆T擁壁）の平面配置図及び縦断面図を図2.1.2-1及び図2.1.2-2に、構造概要図を図2.1.2-3及び図2.1.2-4に示す。

防波壁（逆T擁壁）は、総延長は約320m、天端高さはEL 15.0mであり、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。

逆T擁壁は、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本を標準にグラウンドアンカを設置している。

逆T擁壁は、全線に渡って同じ構造である。

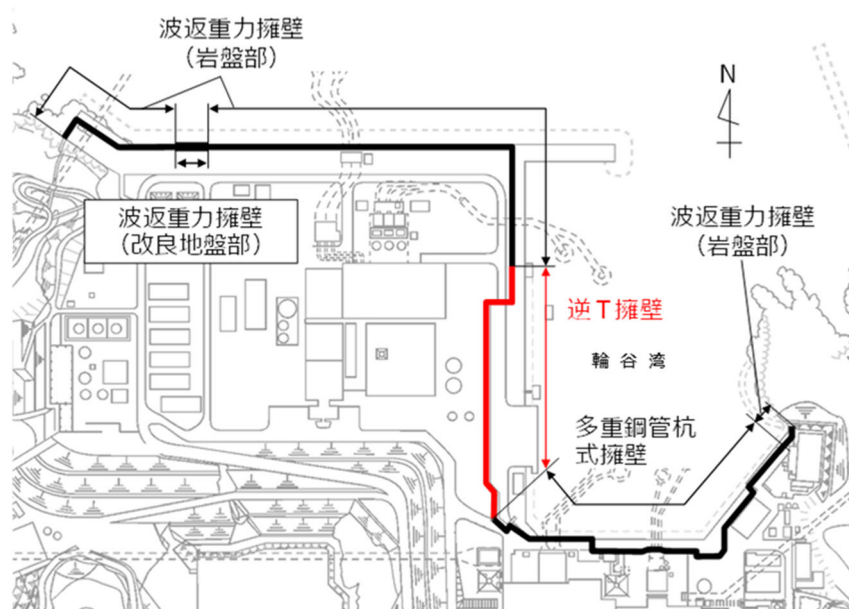


図2.1.2-1 防波壁（逆T擁壁）の平面配置図

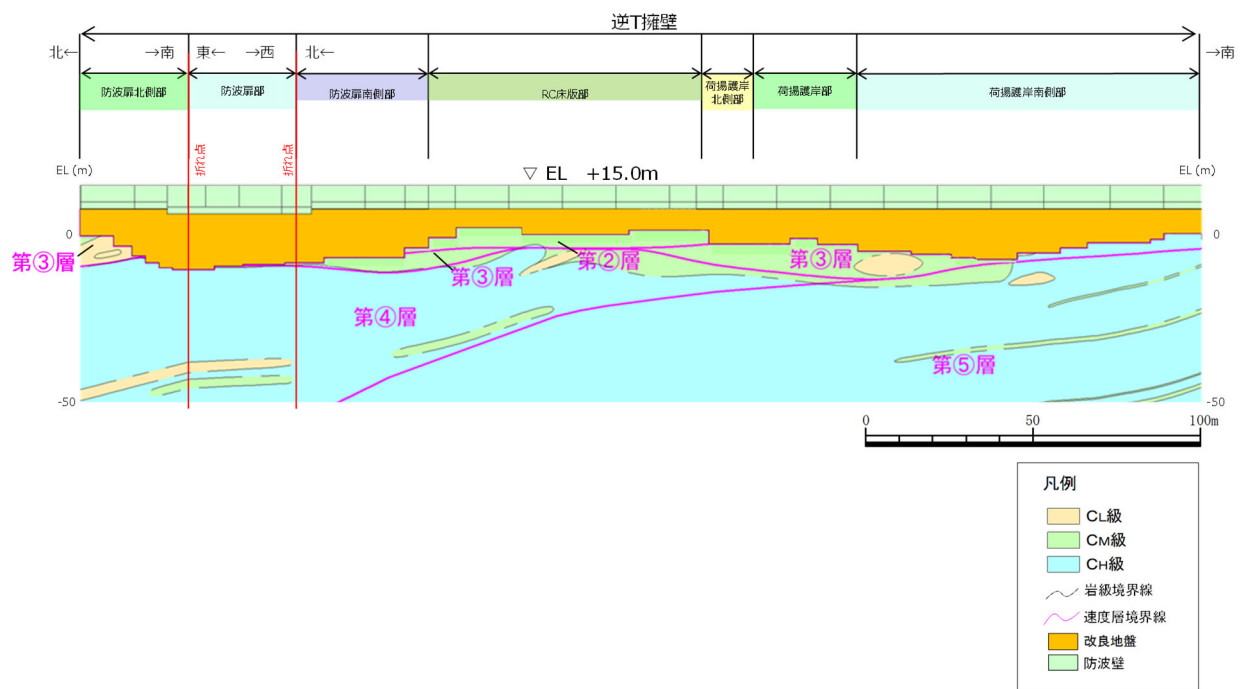
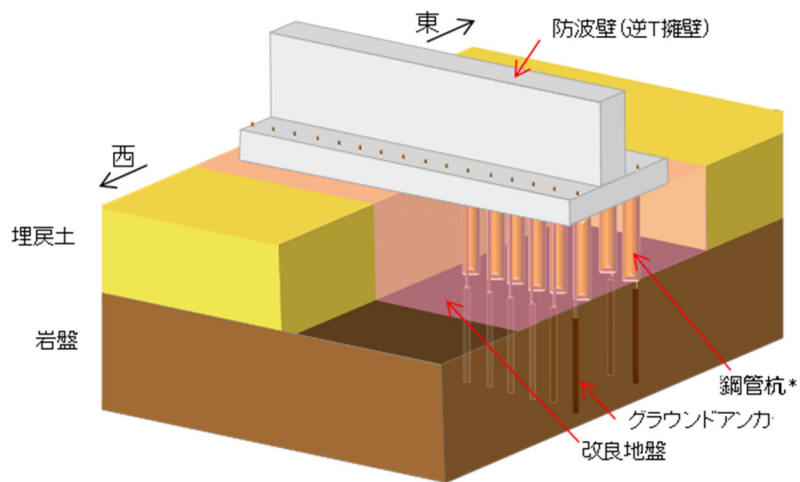
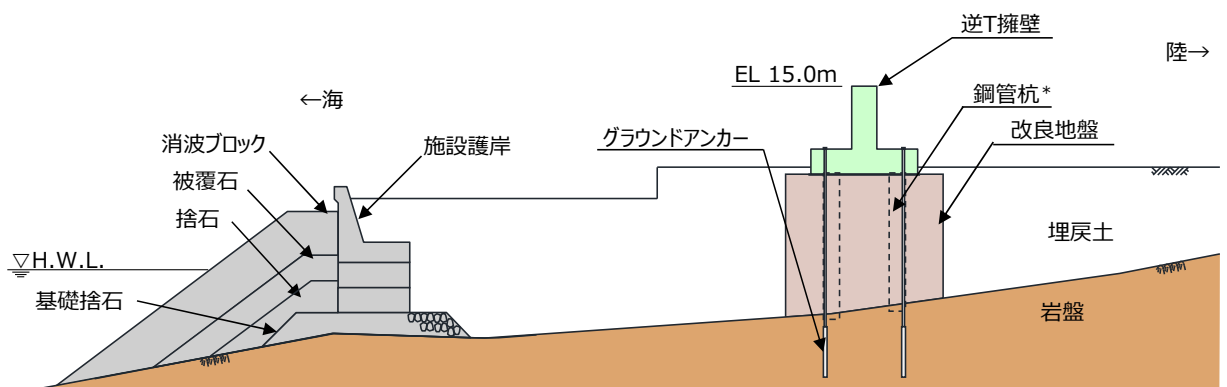


図 2.1.2-2 防波壁（逆 T 擁壁）の縦断面図



注記*：防波壁（逆T擁壁）は，鋼管杭の効果을期待せずに耐震評価を行う。

図 2.1.2-3 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을期待せずに耐震評価を行う。

図 2.1.2-4 防波壁（逆 T 擁壁）の構造概要図（断面図）

図 2.1.2-5～図 2.1.2-13 に防波壁（逆 T 擁壁）の平面配置図，縦断面図及び横断面図を示す。

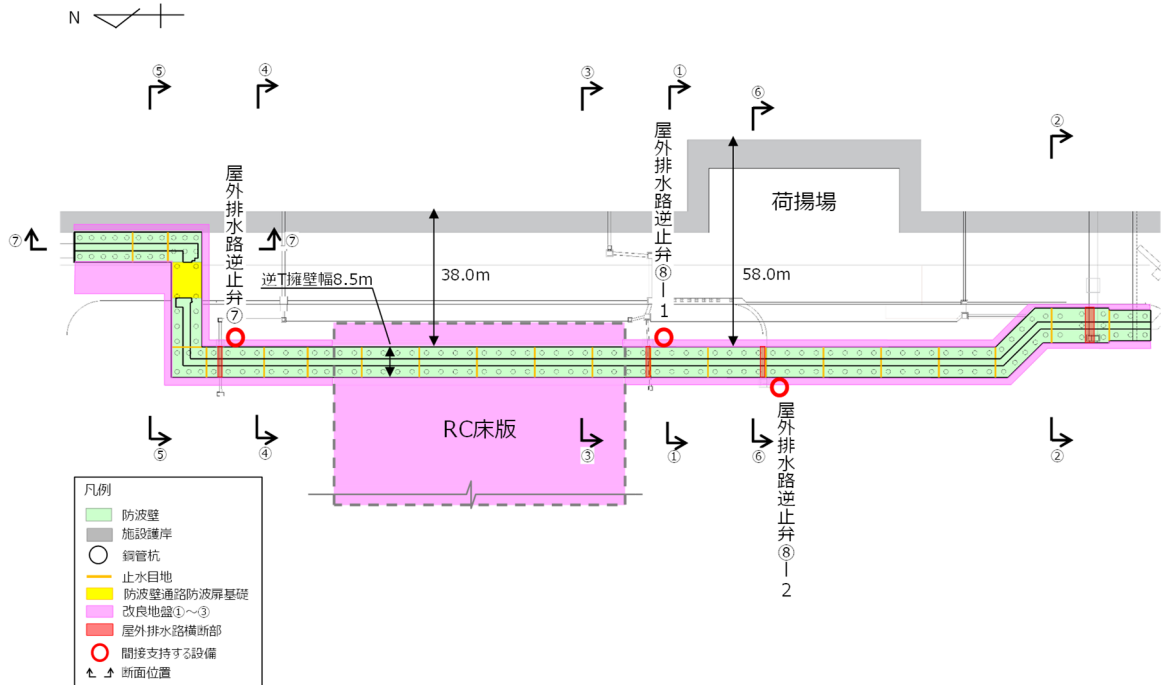


図 2.1.2-5 防波壁（逆 T 擁壁）平面配置図

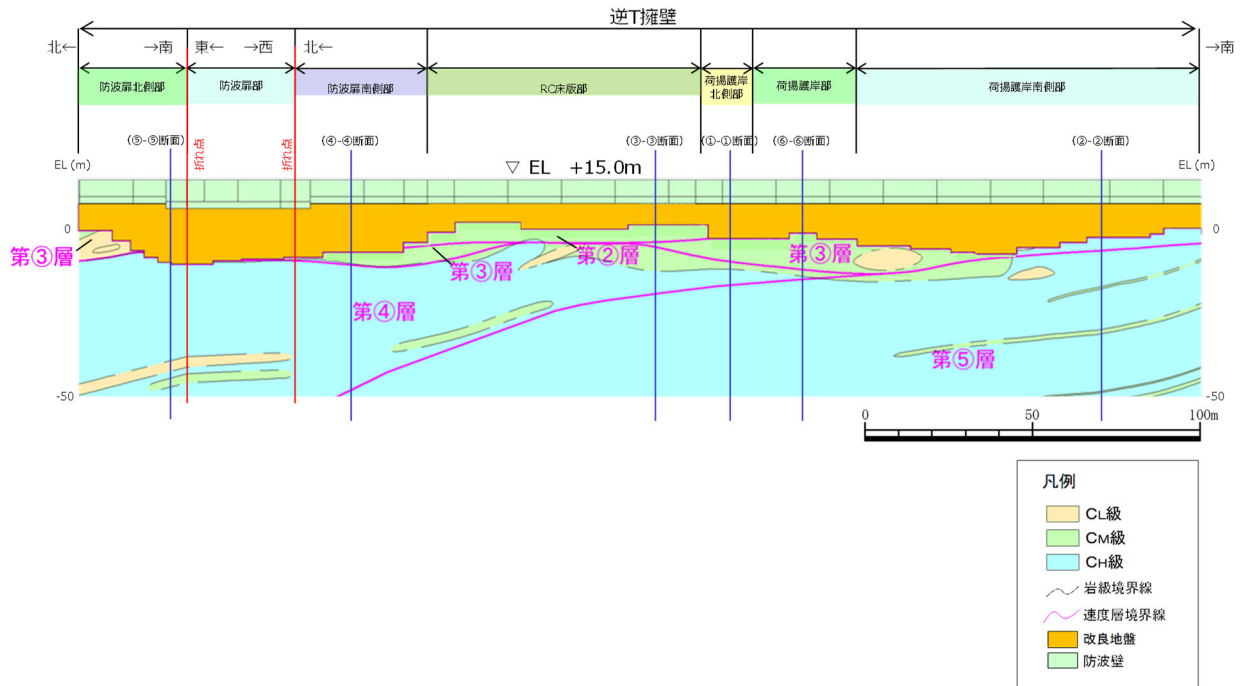


図 2.1.2-6 防波壁（逆 T 擁壁）縦断面図

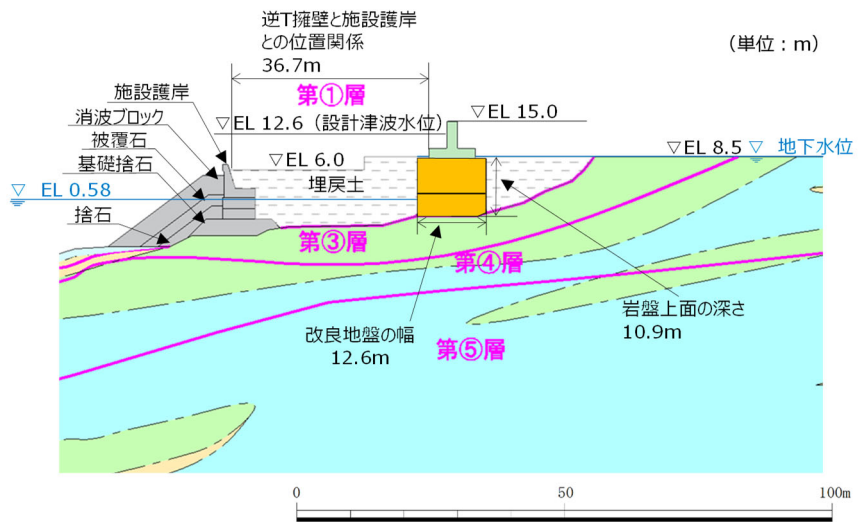
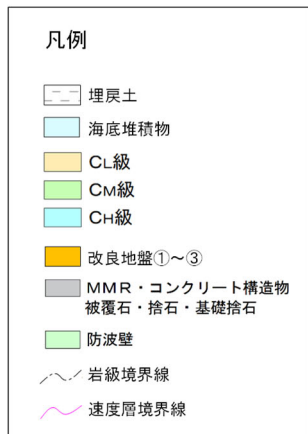


図 2.1.2-7 防波壁（逆T擁壁）の横断面図（①-①断面）

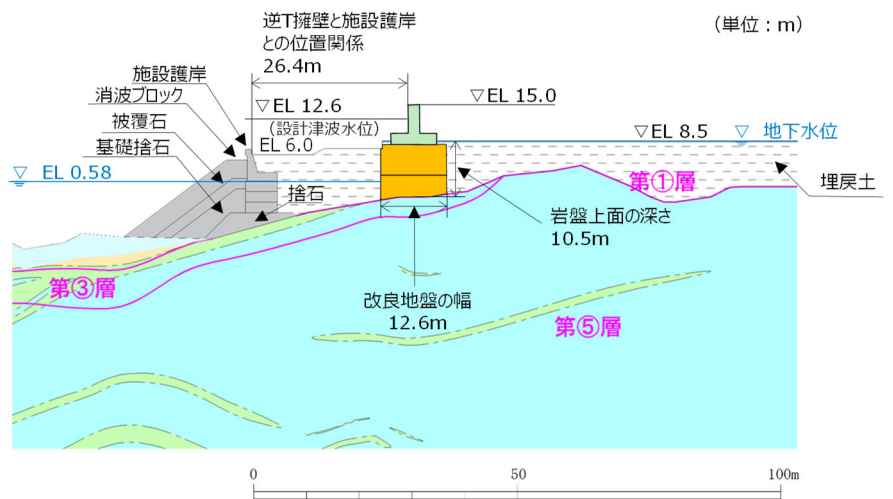


図 2.1.2-8 防波壁（逆T擁壁）の横断面図（②-②断面）

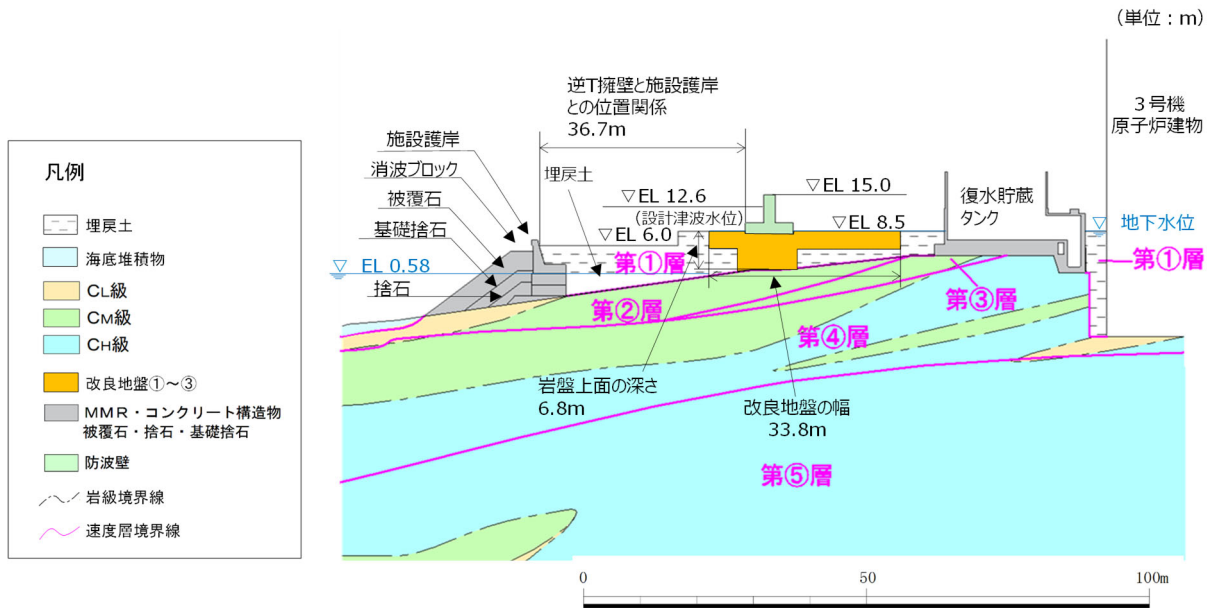


図 2.1.2-9 防波壁（逆T擁壁）の横断面図（③-③断面）

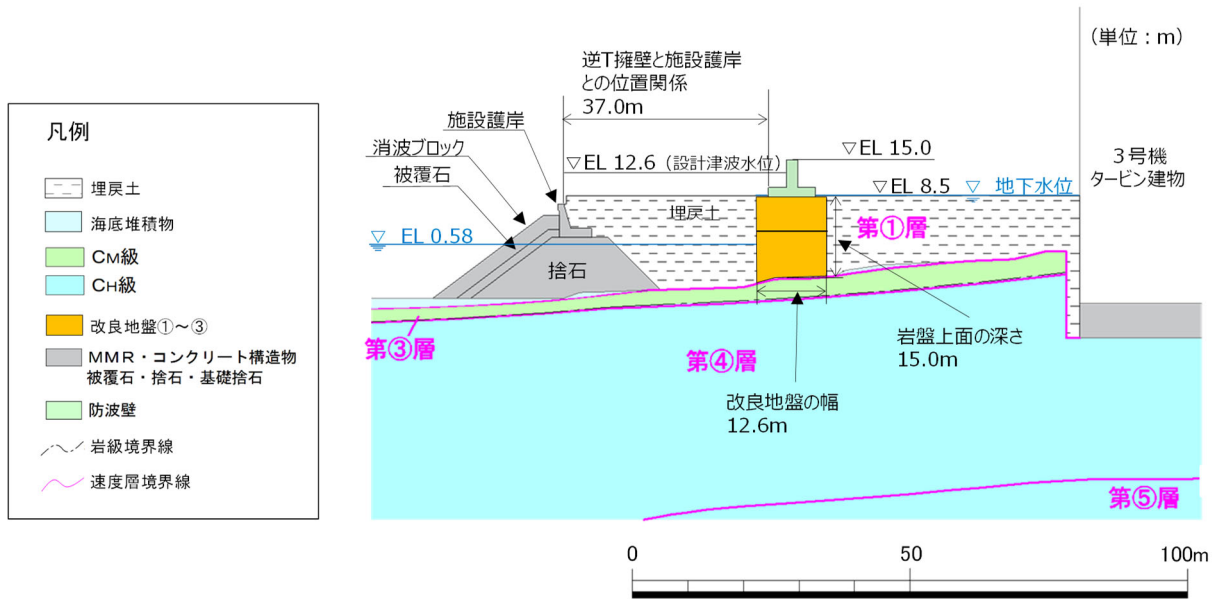


図 2.1.2-10 防波壁（逆T擁壁）の横断面図（④-④断面）

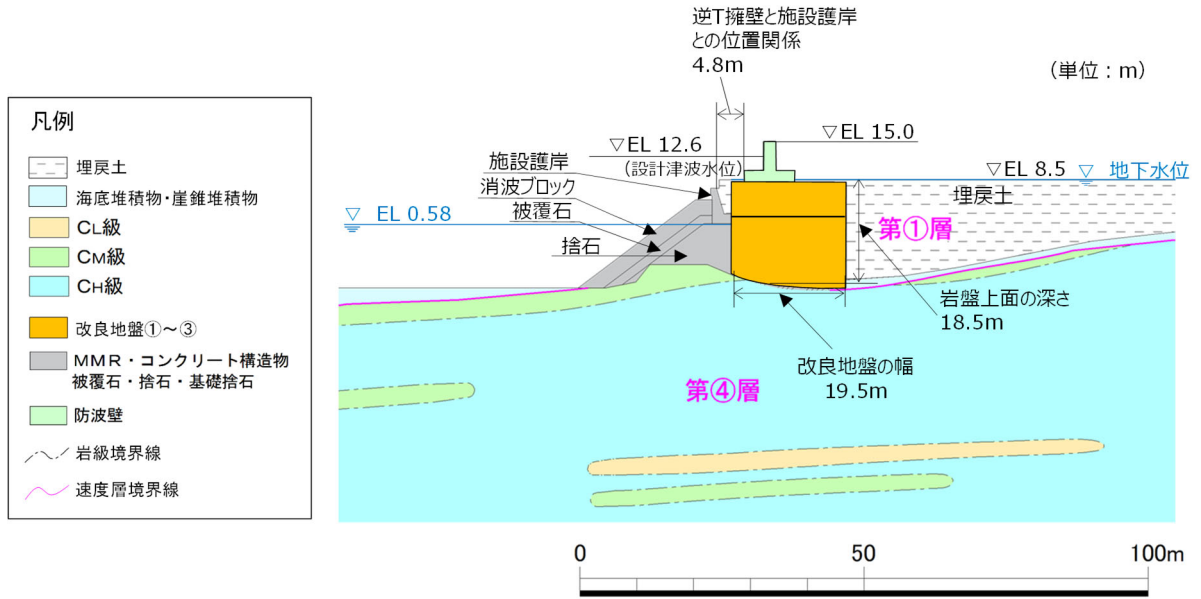


図 2.1.2-11 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑤-⑤断面）

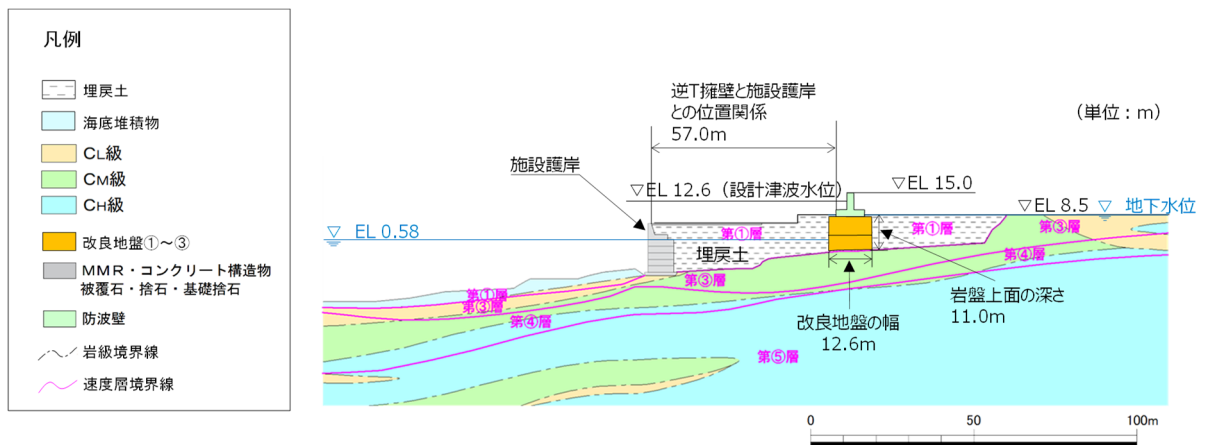


図 2.1.2-12 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑥-⑥断面）

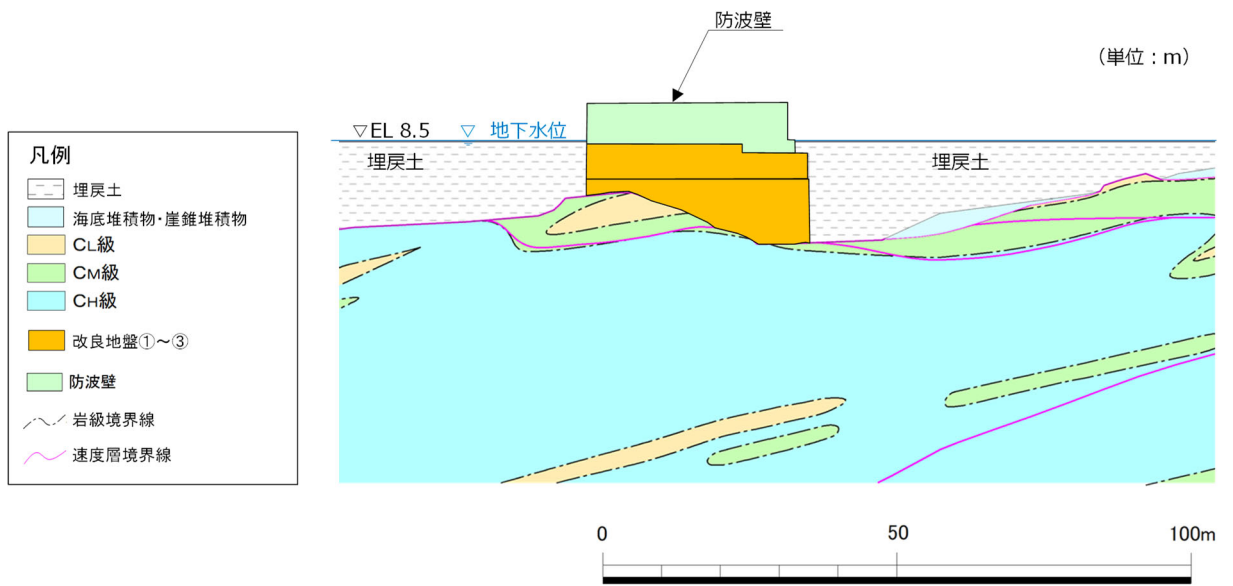


図 2.1.2-13 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑦-⑦断面）

(1) 評価候補断面の整理

a. 各部位の役割及び性能目標

防波壁（逆 T 擁壁）における施設及び地盤の役割を表 2.1.2-1 に，役割を踏まえた性能目標を表 2.1.2-2 に，性能目標を踏まえた照査項目及び許容限界を表 2.1.2-3 に示す。

表 2.1.2-1 各構造物の断面選定結果一覧 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 *1	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。
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。

注記*1：漂流物対策工については，追而とする。

*2：RC 床版については，保守的に改良地盤として扱う。

表 2.1.2-2 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 *1	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			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。
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：漂流物対策工については、追而とする。

*2：RC 床版については、保守的に改良地盤として扱う。

表 2.1.2-3 防波壁(逆 T 擁壁)の各部位の照査項目及び許容限界
(上段：照査項目，下段：許容限界)

部位		照査項目と許容限界			
		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 *1	逆 T 擁壁	—	—	曲げ・せん断・アンカーによる支圧力	
				(短期許容応力度以下)	
	変形			変形・水圧	
	(許容変形量以下)			(許容変形量・許容水圧以下)	
グラウンドアンカ	引張				
	(設計アンカー力以下)				
地盤	改良地盤*2	支持力	すべり安全率 (基礎地盤)	—	すべり安全率
					(1.2 以上)
岩盤	(極限支持 力度以下)	(1.5 以上)	—		

注記*1：漂流物対策工については，追而とする。

*2：RC 床版については，保守的に改良地盤として扱う。

b. 評価候補断面の整理

a. で整理した各部位の性能目標を踏まえ、評価候補断面整理の観点を整理した結果を表 2.1.2-4 に示す。観点の整理に当たっては、表 2.1.2-3 に示す照査項目である、曲げ・せん断・アンカーによる支圧力、変形・水圧、アンカー力、すべり安全率及び支持力に影響を及ぼす要素として、地震時応答加速度、津波時荷重及び地盤変位に関係するかを判断項目とする。

また、改良地盤⑧及び鋼管杭の影響検討断面の選定については、2.1.2(3)に示す。

各観点の詳細は以下のとおり。

【構造的特徴】

- ・防波壁（逆 T 擁壁）の構造的特徴については、図 2.1.2-1～図 2.1.2-4 に示すとおり、全線に渡って一定の構造であるため、選定上の観点としない。

【周辺地盤状況】

- ・岩盤上面の深さについては、図 2.1.2-6～図 2.1.2-12 に示すとおり、岩盤上面の深さが深いほど、改良地盤及び埋戻土の厚さが厚くなり、地震時応答加速度及び地盤変位が大きくなると考えられるため、選定上の観点とする。
- ・逆 T 擁壁を支持する改良地盤の幅については、改良地盤の幅が狭いほど、地震時応答加速度及び地盤変位が大きくなると考えられるため、選定上の観点とする。
- ・逆 T 擁壁と施設護岸との位置関係については、施設護岸の背面に逆 T 擁壁が位置しており、逆 T 擁壁から施設護岸までの距離が近い（施設護岸背面の埋戻土の幅が狭い）ほど、地震時応答加速度及び地盤変位が大きくなると考えられるため、選定上の観点とする。
- ・岩級については、地震時応答加速度及び地盤変位への影響がないことから、選定上の観点としない。

【地下水位】

- ・地下水位については、図 2.1.2-6～図 2.1.2-12 に示すとおり、設計用地下水位は防波壁より陸側は EL 8.5m、防波壁より海側は EL 0.58m で一定であるため、選定上の観点としない。

【隣接構造物の有無】

- ・隣接構造物の有無については、図 2.1.2-6～図 2.1.2-12 に示すとおり、隣接構造物は無いため、選定上の観点としない。

【間接支持される機器・配管系の有無】

- ・間接支持される機器・配管系の有無については、図 2.1.2-5 に示すとおり、屋外排水路逆止弁を支持するが、屋外排水路逆止弁の耐震評価に用いる加速度応答抽出断面の選定については、「補足-027-08 浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」のうち「屋外排水路逆止弁に関する補足説明」に示す。

【入力津波】

- ・入力津波については、図 2.1.2-6～図 2.1.2-12 に示すとおり、逆 T 擁壁における設計津波水位は EL 12.6m で一定であるため、選定上の観点としない。

表 2.1.2-4 評価候補断面の整理における観点（防波壁（逆 T 擁壁））

評価候補断面整理上の観点		評価対象断面選定の方針	観点*
構造的特徴		<ul style="list-style-type: none"> 全線に渡って一定の構造であるため、選定上の観点としない。 逆 T 擁壁直下の鋼管杭は、支持地盤への根入れが浅く、鋼管杭の効果を期待せずに耐震評価を行うが、防波壁（逆 T 擁壁）のフーチングへの影響を確認するため、鋼管杭をモデル化した場合の影響確認を行う。 	△
周辺地盤状況	岩盤上面の深さ	<ul style="list-style-type: none"> 縦断方向に深さが変化し、岩盤上面の深さが深いほど、地震時応答加速度及び地盤変位が大きくなると考えられるため、選定上の観点とする。 	○
	改良地盤の幅	<ul style="list-style-type: none"> 縦断方向に幅が変化し、改良地盤の幅が狭いほど、地震時応答加速度及び地盤変位が大きくなると考えられるため、選定上の観点とする。 	○
	逆 T 擁壁と施設護岸との位置関係	<ul style="list-style-type: none"> 縦断方向に位置関係が変化し、逆 T 擁壁から施設護岸までの距離が近いほど、地震時応答加速度及び地盤変位が大きくなると考えられるため、選定上の観点とする。 	○
	岩級	<ul style="list-style-type: none"> 地震時応答加速度及び地盤変位に影響しないことから、選定上の観点としない。 	—
地下水位		<ul style="list-style-type: none"> 逆 T 擁壁における設計用地下水位は、防波壁より陸側は EL 8.5m、防波壁より海側は EL 0.58m で一定であるため、選定上の観点としない。 	—
隣接構造物の有無		<ul style="list-style-type: none"> 隣接構造物は無いため、選定上の観点としない。 逆 T 擁壁には、液状化抑制を目的とした自主的な裕度向上対策として、流動化処理工法による改良地盤⑧が隣接している。改良地盤⑧は、埋戻土よりも剛性が高いため、大きな影響はないと考えられるが、念のため、改良地盤⑧をモデル化した場合の影響確認を行う。 	△
間接支持される機器・配管系の有無		<ul style="list-style-type: none"> 屋外排水路逆止弁を支持する。屋外排水路逆止弁の耐震評価に用いる加速度応答抽出断面の選定については、「補足-027-08 浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」のうち「屋外排水路逆止弁に関する補足説明」に示す。 	—
入力津波		<ul style="list-style-type: none"> 逆 T 擁壁における設計津波水位は EL 12.6m で一定であるため、選定上の観点としない。 	—

注記*：○；観点とする。—；観点としない。△；影響確認を行う。

(2) 評価対象断面の選定

(1)で示した評価候補断面の整理を踏まえ、評価対象断面を選定する。評価対象断面の選定には、図 2.1.2-6～図 2.1.2-12 に示す防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図及び縦断面図を用いる。

評価対象断面選定結果を表 2.1.2-5 に、評価対象断面の平面位置図を図 2.1.2-14 に、縦断位置図を図 2.1.2-15 に示す。

①-①断面は、岩盤上面の深さが 10.9m、逆 T 擁壁直下の改良地盤の幅が 12.6m、施設護岸までの距離が 36.7m と標準的な断面であることから、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価の評価対象断面として選定した。

⑤-⑤断面は、逆 T 擁壁直下の改良地盤の幅は 19.5m と広いが、岩盤上面の深さは 18.5m と最も深く、施設護岸までの距離が 4.8m と最も近いことから、施設・地盤の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価の評価対象断面として選定した。

また、⑤-⑤断面は、①-①断面に比べ、改良地盤の幅が広いが、岩盤上面の深さが深く、施設護岸までの距離が近いことから、止水目地の変形量が大きいと考えられるため、横断方向の変形性評価の評価対象断面に選定した。

⑦-⑦断面は、⑤-⑤断面に直交する縦断方向の断面であり、⑤-⑤断面位置における縦断方向の止水目地の変形量を求めるため、縦断方向の変形性評価の評価対象断面に選定した。

表 2.1.2-5 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) 逆T擁壁と施 設護岸との位置関 係		
①-①断面	10.9	12.6	施設護岸の背面に 位置 施設護岸まで 36.7m	(2)	・岩盤上面の深さ、改良地盤の幅及び施設護 岸までの距離が標準的な断面であることか ら、評価対象断面に選定する。
②-②断面	10.5	12.6	施設護岸の背面に 位置 施設護岸まで 26.4m	(2)	・⑤-⑤断面に比べ、改良地盤の幅は狭いが、 岩盤上面の深さが浅いこと、施設護岸まで の距離が遠いことから、⑤-⑤断面に代表さ せる。
③-③断面	6.8	33.8	施設護岸の背面に 位置 施設護岸まで 36.7m	—	・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、施設護岸 までの距離が遠いことから、⑤-⑤断面に代 表させる。
④-④断面	15.0	12.6	施設護岸の背面に 位置 施設護岸まで 37.0m	(2)	・⑤-⑤断面に比べ、改良地盤の幅が狭いが、 岩盤上面の深さが浅いこと、施設護岸まで の距離が遠いことから、⑤-⑤断面に代表さ せる。
⑤-⑤断面	18.5	19.5	施設護岸の背面に 位置 施設護岸まで 4.8m	(1), (3)	・岩盤上面の深さが最も深いこと、施設護岸 までの距離が最も近いことから、評価対象 断面に選定する。
⑥-⑥断面	11.0	12.6	施設護岸の背面に 位置 施設護岸まで 57.0m	(2)	・⑤-⑤断面に比べ、改良地盤の幅が狭いが、 岩盤上面の深さが浅いこと、施設護岸まで の距離が遠いことから、⑤-⑤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

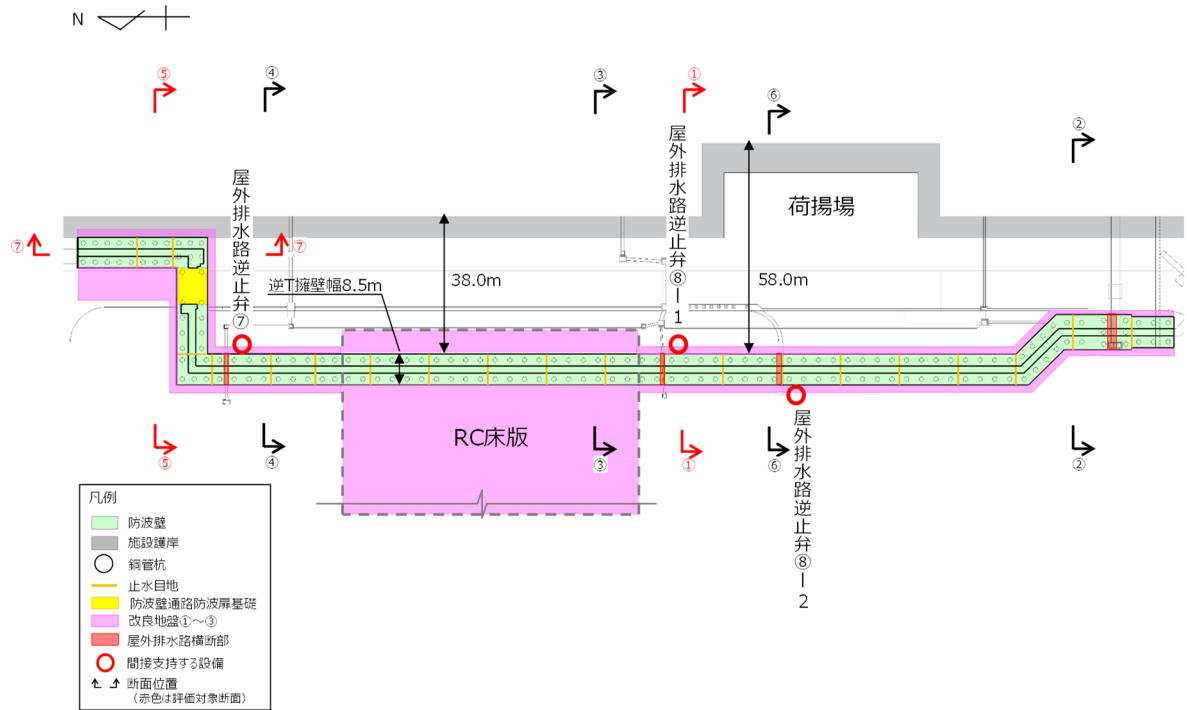


図 2.1.2-14 評価対象断面の平面位置図

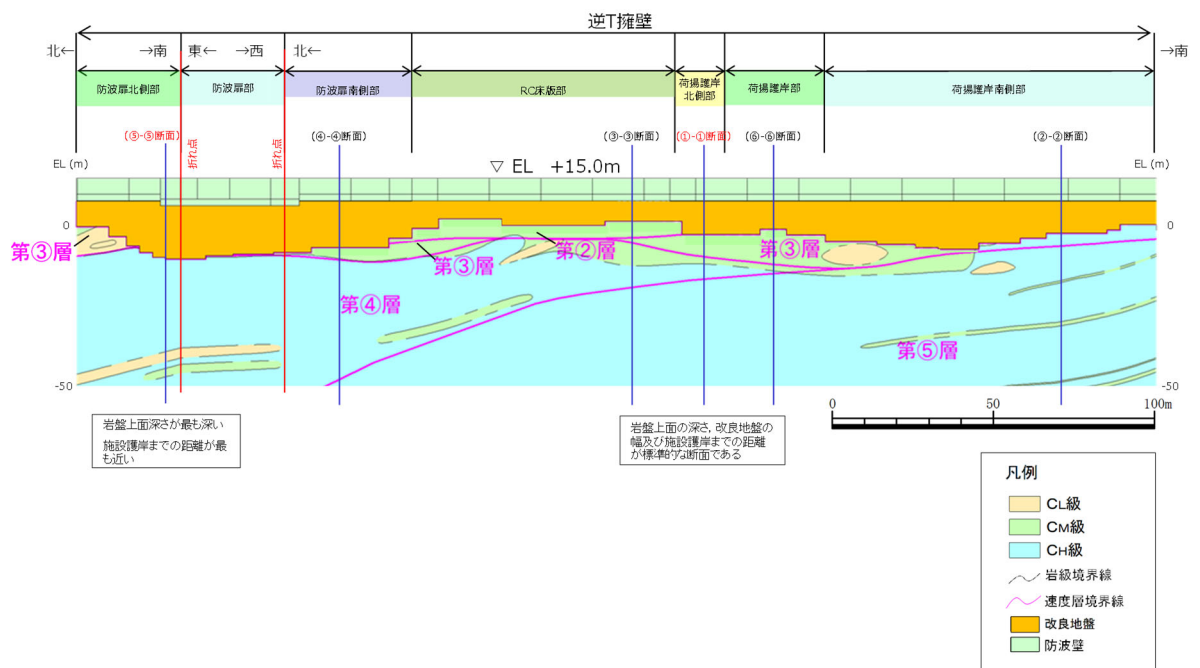


図 2.1.2-15 評価対象断面の縦断位置図

(3) 影響確認断面の選定

a. 改良地盤⑧による影響確認断面の選定

防波壁（逆T擁壁）には、液状化抑制を目的とした自主的な裕度向上対策として、流動化処理工法による改良地盤⑧が隣接している（図2.1.2-16）。

改良地盤⑧は、埋戻土よりも剛性が高く、モデル化したとしても大きな影響はないと考えられるが、念のため、図2.1.2-17に示す①-①断面において、改良地盤⑧をモデル化した場合の影響確認を行う。

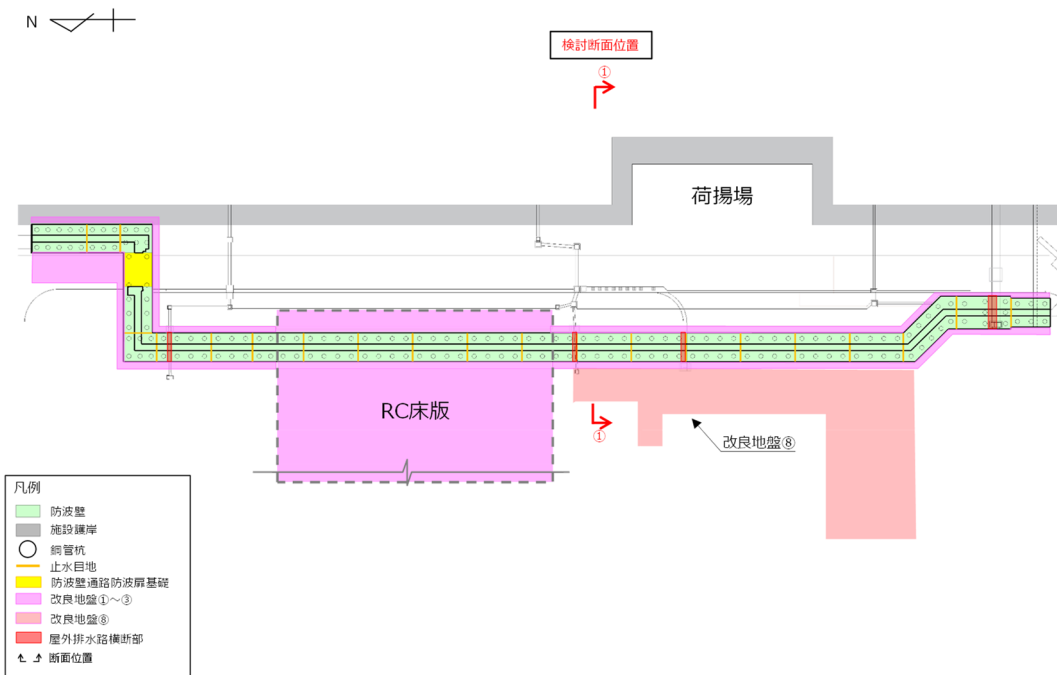


図 2.1.2-16 改良地盤⑧の位置図

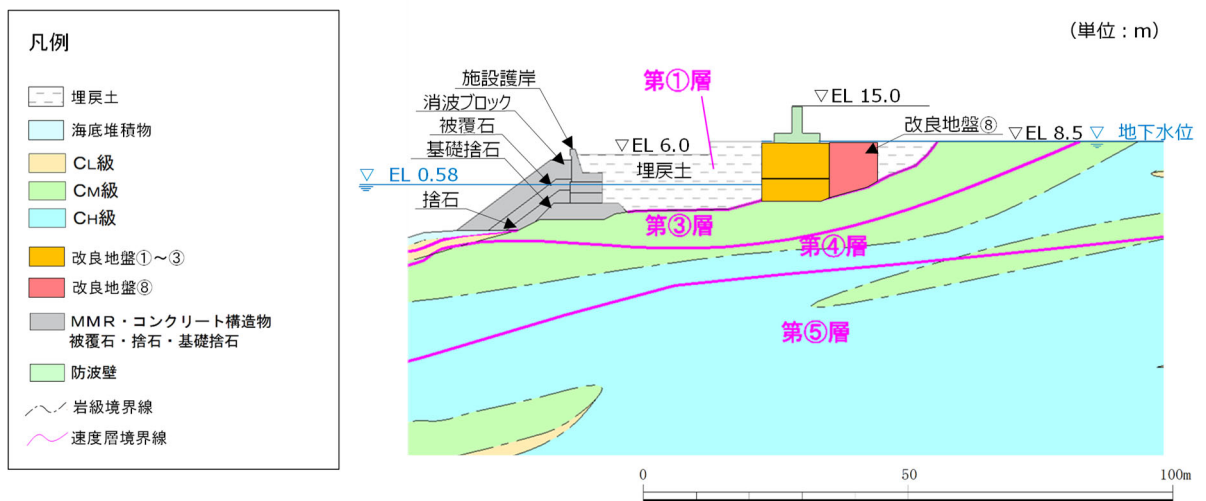


図 2.1.2-17 改良地盤⑧影響検討断面図（①-①断面）

b. 鋼管杭による影響確認断面の選定

防波壁（逆T擁壁）直下には、鋼管杭が位置している（図 2.1.2-18）。

鋼管杭は支持地盤への根入れが浅く、鋼管杭に役割を期待しない方針とするが、防波壁（逆T擁壁）のフーチングへの影響を確認するため、逆T擁壁の耐震評価の厳しい⑤-⑤断面において、鋼管杭をモデル化した場合の影響確認を行う（図 2.1.2-19）。

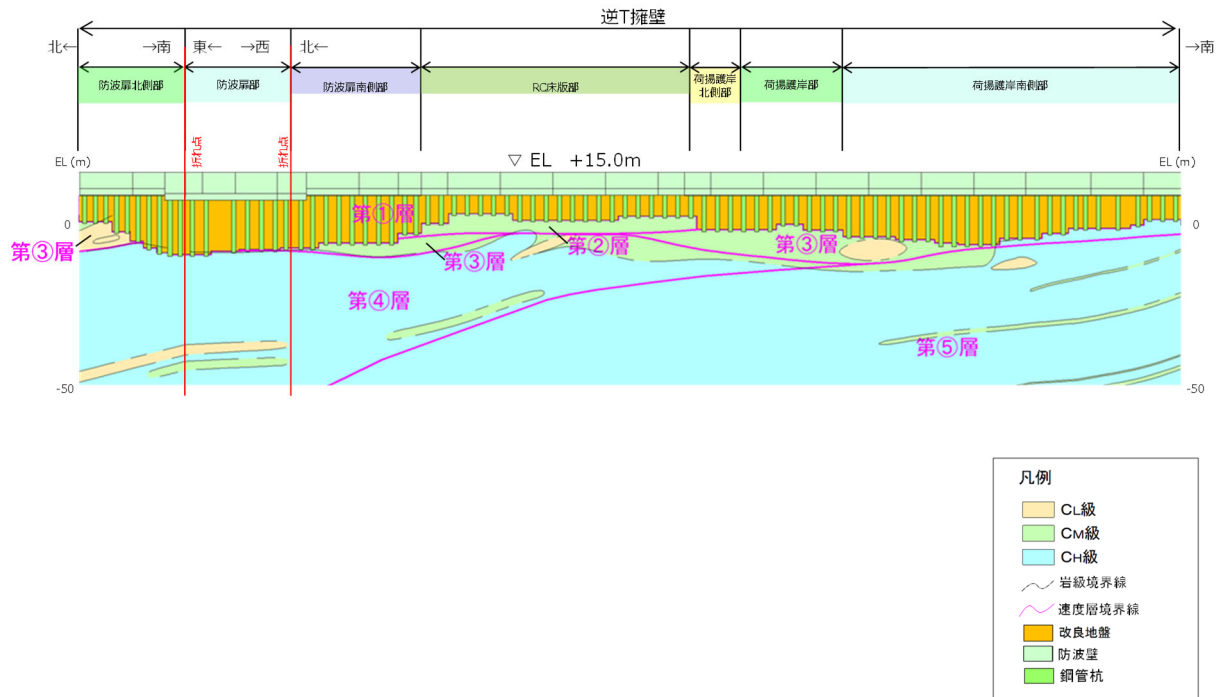


図 2.1.2-18 鋼管杭の位置図

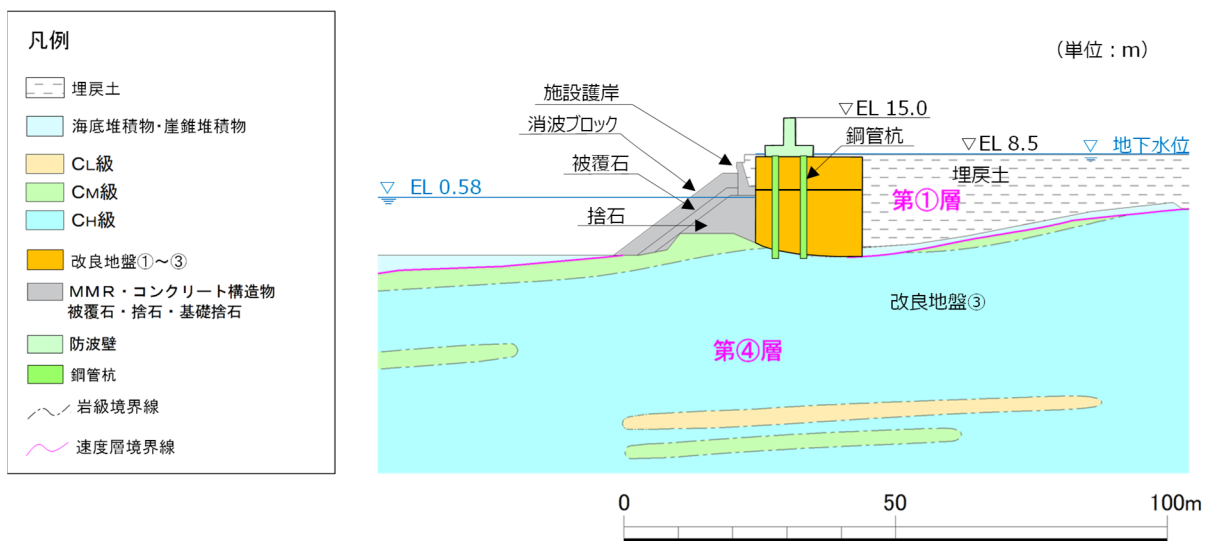


図 2.1.2-19 抑止杭影響検討断面図（⑤-⑤断面）

2.2 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

2.2.1 概要

グラウンドアンカについては，表 2.2.1-1 に記載のとおり，実態に即したモデル化，施工後の品質保証試験等を踏まえた物性値・許容限界の設定及びグラウンドアンカを反映した耐震・耐津波評価が申し送り事項となっている。

上述を踏まえ，本資料では，「試験施工（基本調査試験）及び施工後の品質保証試験により設定した設計アンカー力を用い，各部位の役割を踏まえて実態に即したモデル化，物性設定及び許容限界の設定」を説明する。

グラウンドアンカを反映した耐震評価及び耐津波評価は，今後，「補足-027-08 浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」のうち，「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」にて説明する。

表 2.2.1-1 グラウンドアンカに係る申し送り事項

申し送り事項	説明方針 (下線部は本資料による説明内容)
1. グラウンドアンカーについては，詳細設計段階において逆 T 擁壁の転倒時の照査において見込むことを説明する。	<ul style="list-style-type: none"> ・<u>グラウンドアンカについて，試験施工（基本調査試験）及び施工後の品質保証試験により設定した設計アンカー力を用い，各部位の役割を踏まえて実態に即したモデル化，物性設定及び許容限界の設定を行う。</u>（左記の 2～4 に対応）
2. 鋼管杭式逆 T 擁壁のモデル化方針について，実態に即したグラウンドアンカーのモデル化方法を詳細設計段階で説明すること。	<ul style="list-style-type: none"> ・<u>グラウンドアンカを反映した耐震評価及び耐津波評価を実施するとともに，グラウンドアンカの変形抑制効果等を確認するため，逆 T 擁壁の底盤の傾斜を確認する。</u>（左記の 1 に対応）
3. グラウンドアンカーの津波時の解析手法については，詳細設計段階で適切な手法を設定する方針であることが明確となるよう，まとめ資料において説明すること。	
4. 詳細設計段階で検討するグラウンドアンカーの許容限界（設計アンカー力）の設定根拠や安全率については，施工後の品質保証試験によって設定すること等を説明する。	

グラウンドアンカの設計から評価までのフローを図 2.2.1-1 に示す。

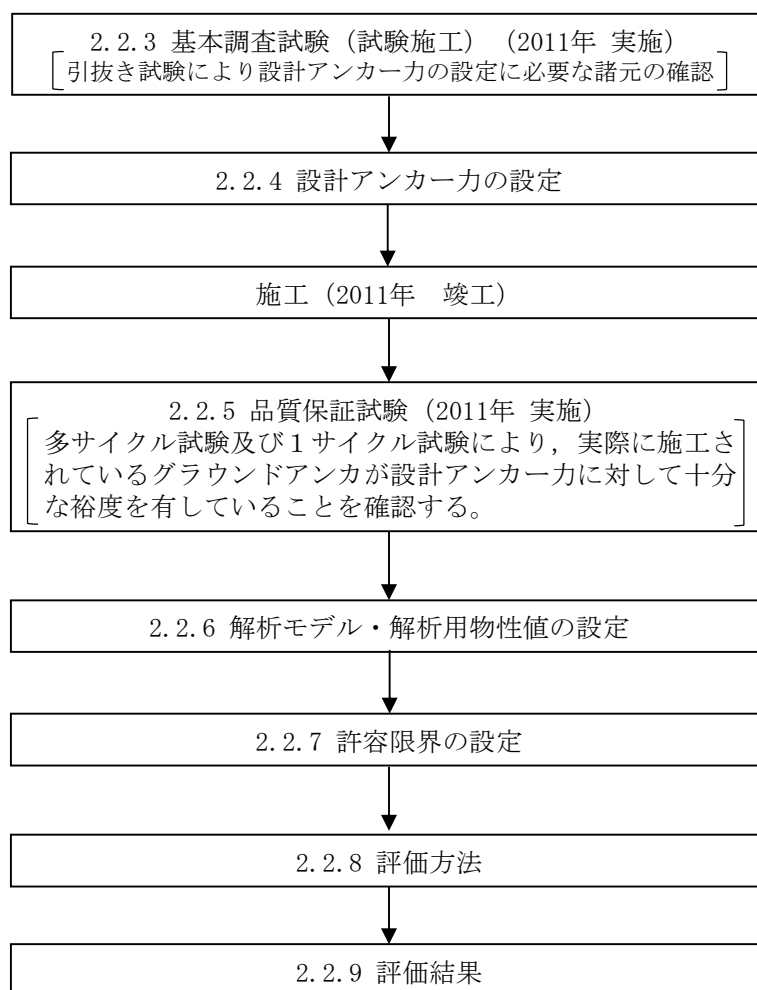
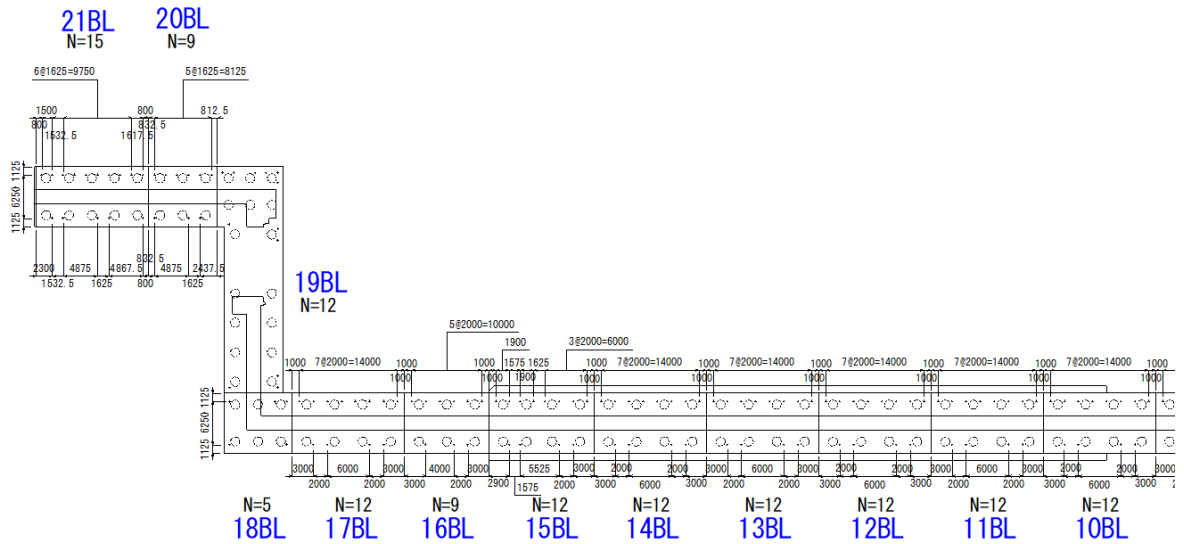
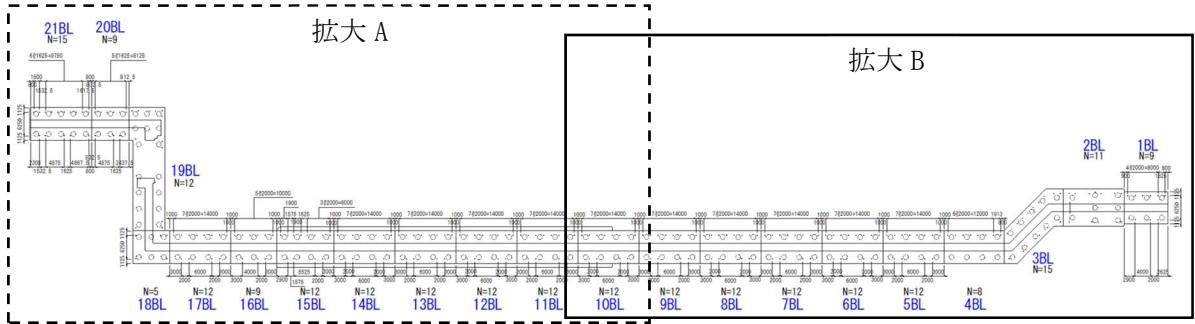


図 2.2.1-1 グラウンドアンカの設計から評価までのフロー

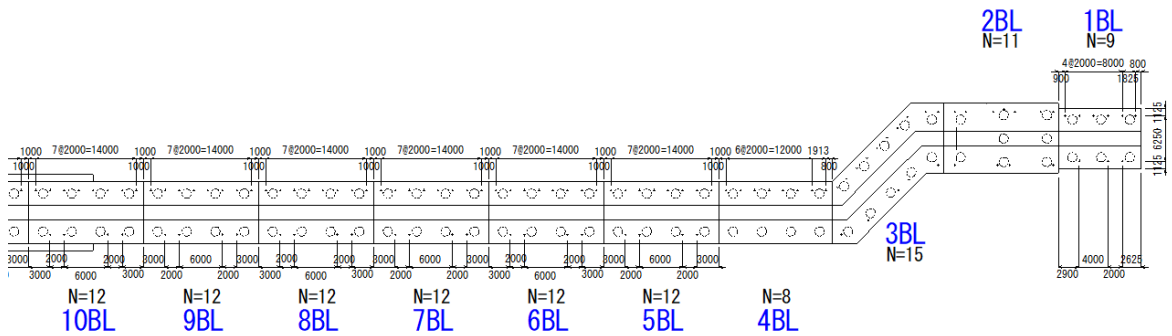
2.2.2 グラウンドアンカの概要

(1) 構造及び設置状況

グラウンドアンカは、逆 T 擁壁の 1 ブロックにおいて、海側では 8 本、陸側では 4 本設置し、緊張力を与えている。図 2.2.2-1 に逆 T 擁壁におけるグラウンドアンカ配置図、図 2.2.2-2 に逆 T 擁壁の横断方向の構造概要図、図 2.2.2-3 にグラウンドアンカの構造概要図を示す。

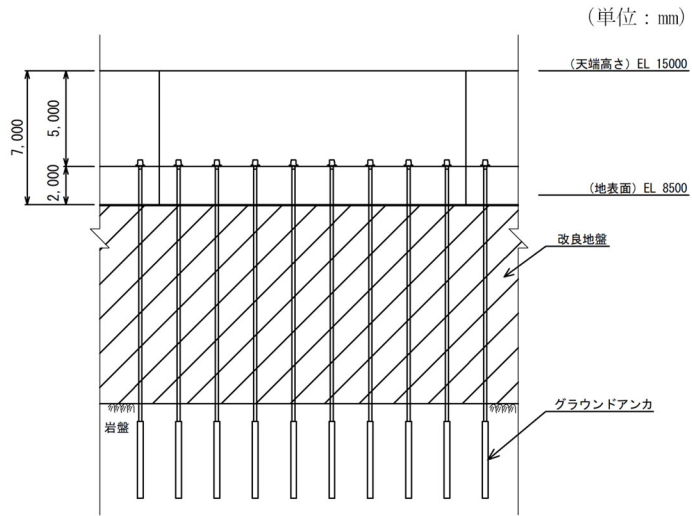


(拡大 A)

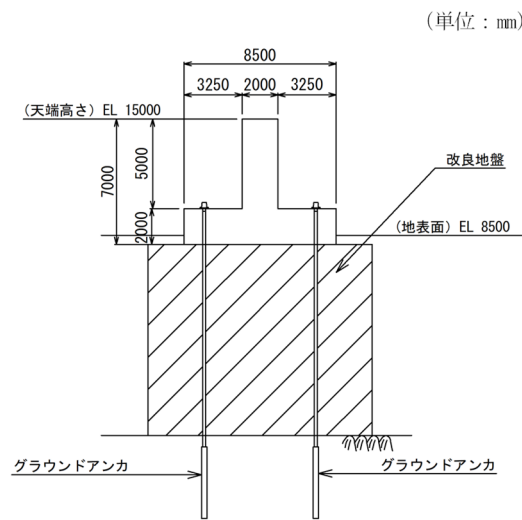


(拡大 B)

図 2.2.2-1 逆 T 擁壁のグラウンドアンカ配置図



(正面図)



(横断方向)

図 2.2.2-2 逆 T 擁壁の構造概要図

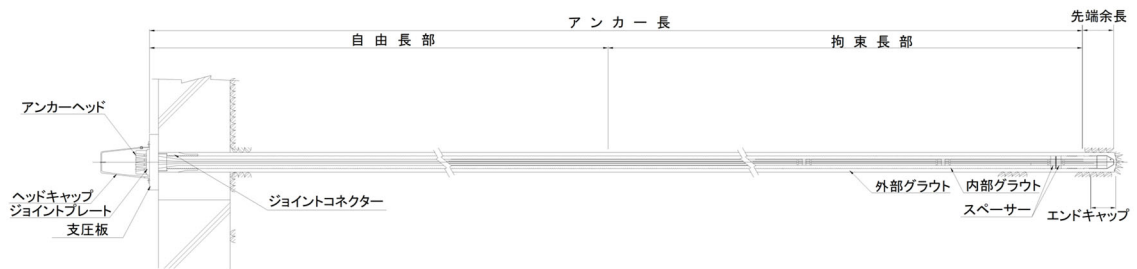


図 2.2.2-3 グラウンドアンカの構造概要図

2.2.3 試験施工（基本調査試験）

基本調査試験では、引抜き試験を実施し、設計アンカー力を設定するための諸元の確認を行う。

以下の理由から、岩盤とアンカー体の周面摩擦抵抗が $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ 以上であることを引抜き試験により確認する。

- ・設計アンカー力は「2.2.4 設計アンカー力の設定」に記載のとおり、許容アンカー力より小さい値とする。許容アンカー力は、①テンドンの許容引張り力、②テンドンの許容拘束力及び③アンカーの許容引抜き力のうちの最も小さい値とする。
- ・①テンドンの許容引張り力は、「2.2.4(1) テンドンの許容引張り力の設定」に記載のとおり、VSL 永久アンカーのカタログ値により求まる。
- ・②テンドンの許容拘束力は、「2.2.4(2) テンドンの許容拘束力の設定」に記載のとおり、テンドンの拘束長・周長及びテンドンとアンカー体間の許容付着応力度により求まる。
- ・③アンカーの極限引抜き力は、「2.2.4(3) アンカーの許容引抜き力の設定」に記載のとおり、岩盤とアンカー体周面の摩擦抵抗が必要であり、設計・施工基準に記載されている慣用値（保守的に軟岩との周面摩擦抵抗 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ を採用）を用いている。
- ・島根サイトは、硬岩サイトに分類され、グラウンドアンカ設置場所の岩級は図 2.2.3-3 に示すとおり概ね C_M 級～ C_H 級であることから周面摩擦抵抗 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ は十分保守的な設定と考えられるが、引抜き試験により、当該慣用値の妥当性を確認する。

(1) 試験機器及び試験位置

a. 試験機器

試験装置は加力装置、反力装置、計測装置、試験アンカーからなる。試験装置を図 2.2.3-1 に示す。

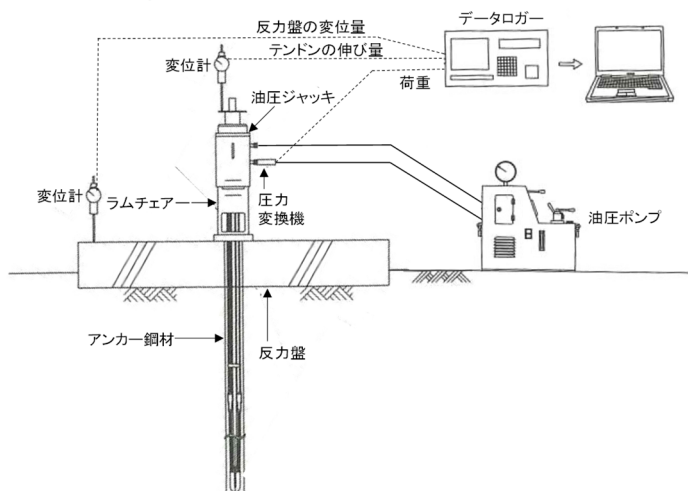


図 2.2.3-1 試験装置

試験に使用するアンカーの諸元を表 2.2.3-1 に、イメージを図 2.2.3-2 に示す。引抜き試験は、岩盤とアンカー体の周面摩擦抵抗が 1.0 以上であることを確認する目的で実施する。

表 2.2.3-1 引抜き試験使用アンカーの諸元

諸元	諸元
アンカー種別	VSL 永久アンカー (E5-3)
削孔径 (mm)	90
PC 鋼 ϕ (mm)	12.7
PC 鋼本数 (本)	3
テンドン長 (mm)	12000
余長 (mm)	1000
緊張時自由長 (mm)	10410
アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	1000
テンドンの極限引張り力 (kN)	549
テンドンの降伏引張り力 (kN)	468

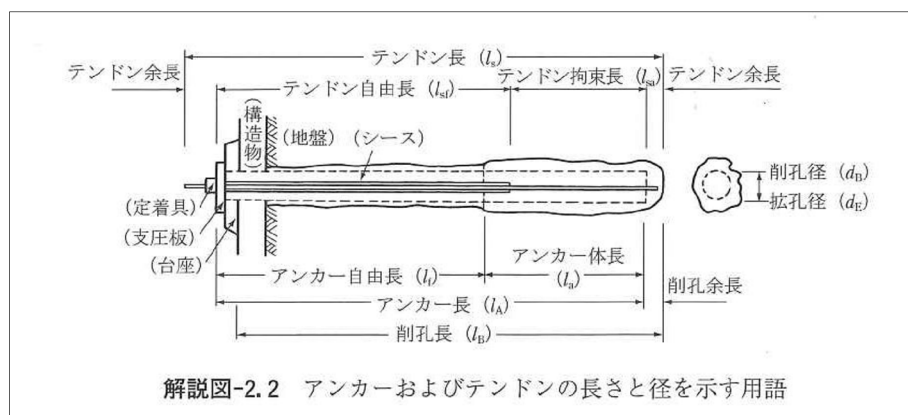
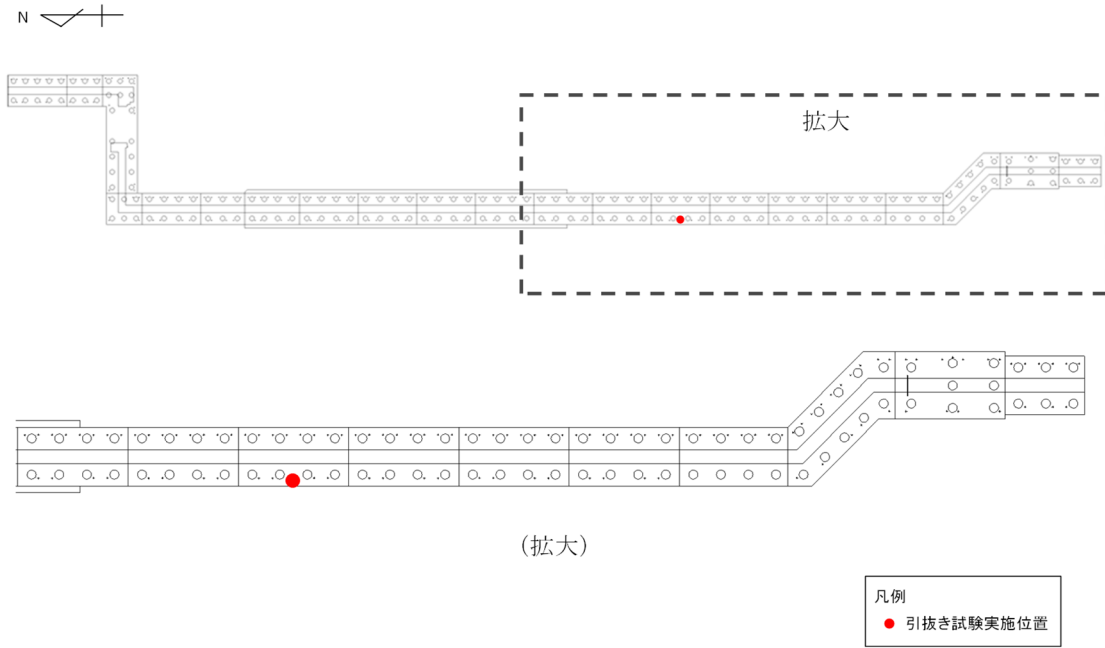


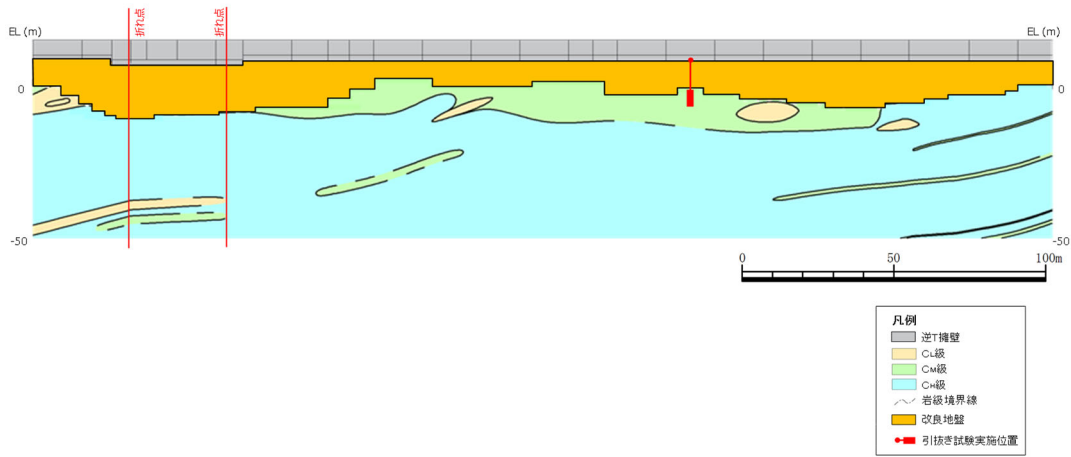
図 2.2.3-2 引抜き試験使用アンカーイメージ図 (設計・施工基準から抜粋)

b. 試験位置

引抜き試験を実施する試験位置を図 2.2.3-3 に示す。



【平面図】*



【断面図】*

注記*：逆 T 擁壁設置前の試験施工であり，逆 T 擁壁設置予定位置にて実施。

図 2.2.3-3 引抜き試験実施位置

(2) 荷重方法と計測項目

引抜き試験の計画最大荷重は、設計・施工基準記載に基づき（図 2.2.3-4 及び図 2.2.3-5 参照）、岩盤とアンカー一体の極限周面摩擦抵抗の慣用値 1.00N/mm²を用いて、下式により算定する。計画最大荷重でも引き抜かれないことを確認することで、岩盤とアンカー一体の周面摩擦抵抗 1.00N/mm²の妥当性を確認する。

$$l_a = f_s \frac{T_d}{\pi \cdot d_A \cdot \tau}$$

ここに、 T_d ：設計アンカー力
 d_A ：アンカー体径
 τ ：周面摩擦抵抗
 f_s ：安全率（解説表-6.4）

図 2.2.3-4 計画最大荷重の設定方法

$$\begin{aligned} \text{計画最大荷重} &= L_a \times \phi \times \pi \times \tau / f_s \\ &= 1000 \times 90 \times \pi \times 1.00 / (1000 \times 1.0) \\ &= 282.74 \approx 282.80 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

L_a ：アンカー体長（=1000mm）

ϕ ：削孔径（=90mm）

τ ：岩盤とアンカー一体の周面摩擦抵抗（図 2.2.3-4 により $\tau=1.00\text{N/mm}^2$ と仮定。）

地盤の種類			摩擦抵抗 (MN/m ²)
岩盤	現軟風土	岩	1.50~2.50
		岩	1.00~1.50 ※1
		丹	0.60~1.00
		丹	0.60~1.20
砂礫	N値	10	0.10~0.20
		20	0.17~0.25
		30	0.25~0.35
		40	0.35~0.45
		50	0.45~0.70
砂	N値	10	0.10~0.14
		20	0.18~0.22
		30	0.23~0.27
		40	0.29~0.35
		50	0.30~0.40
粘性土			1.0c (cは粘着力)

注1) 加圧注入アンカーに対するデータを統計的に整理したものである。
 注2) 本解説表については、本解説を十分に理解のうえ、取扱いに注意する必要がある。
 注3) 蛇紋岩・第三紀泥岩・凝灰岩等の場合は、岩質区分から示される最小値よりも更に小さい摩擦抵抗しか得られない場合がある（付録6-5参照）。

図 2.2.3-5 設計施工基準記載の極限周面摩擦抵抗

図 2.2.3-6 に荷重サイクルを示す。各荷重サイクルでは、連続して荷重と変位を測定する。

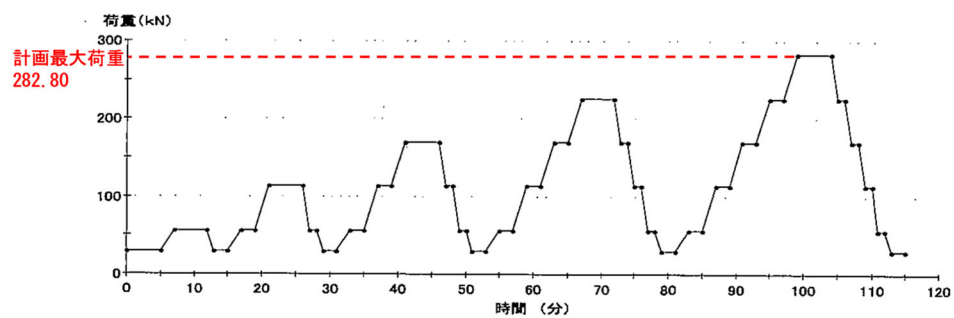


図 2.2.3-6 荷重サイクル

(3) 試験結果

引抜き試験における荷重-変位量図を図 2.2.3-7 に示す。

荷重-変位曲線は弾性的な挙動を示し、計画最大荷重でも引き抜きが発生しなかったため、設計上の単位面積当たりの周面摩擦抵抗が $1.00\text{N}/\text{mm}^2$ 以上であることを確認した。

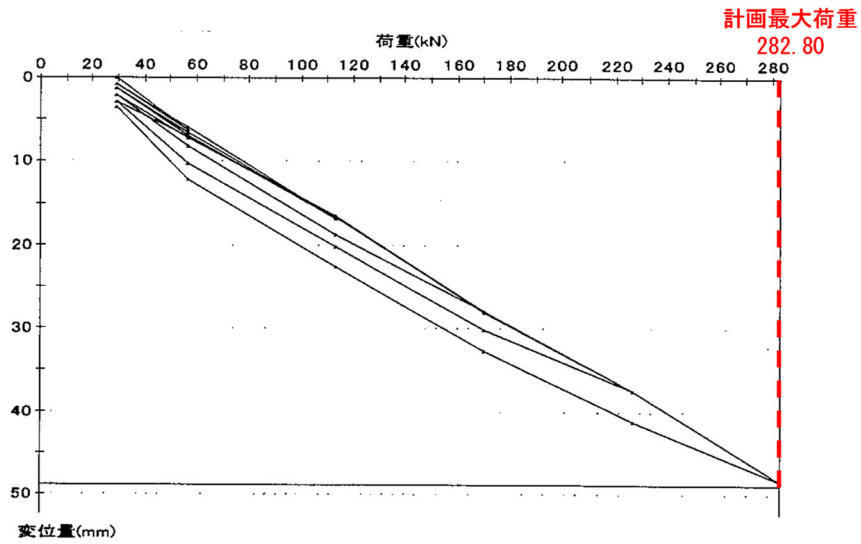


図 2.2.3-7 引抜き試験における荷重-変位量図

2.2.4 設計アンカー力の設定

設計アンカー力は、設計・施工基準（図 2.2.4-1 参照）に基づき、許容アンカー力を超えない値として設定する。

また、許容アンカー力は、設計・施工基準（図 2.2.4-1 参照）に基づき、極限アンカー力に安全率を考慮して算定した①テンドンの許容引張力、②テンドンの許容拘束力、③アンカーの許容引抜き力のうち、最も小さい値により設定する。③アンカーの許容引抜き力は、「2.2.3 試験施工（基本調査試験）」の試験結果を踏まえ算定する。

6.6 テンドンに鋼材を用いる場合のアンカー力

(1) 設計アンカー力(T_d)は、許容アンカー力(T_a)を超えないものとする。

(2) 許容アンカー力(T_a)は、以下の3項目について検討を行い、最も小さい値を採用する。

1) テンドンの許容引張り力(T_{as})

テンドンの許容引張り力(T_{as})は、テンドンの極限引張り力(T_{us})およびテンドンの降伏引張り力(T_{ys})に対して、安全率を考慮していずれか小さい値とする。

2) テンドンの許容拘束力(T_{ab})

テンドンの許容拘束力(T_{ab})は、テンドンの極限拘束力(T_{ub})に対して、安全率を考慮して決定する。

3) アンカーの許容引抜き力(T_{ag})

アンカーの許容引抜き力(T_{ag})は、アンカーの極限引抜き力(T_{ug})に対して、安全率を考慮して決定する。

図 2.2.4-1 設計アンカー力等の設定（設計・施工基準抜粋）

アンカーの破壊概念図を図 2.2.4-2 に示す。

①テンドンの破壊は、テンドン自体が破断する場合であり、これに抵抗する力がテンドンの極限引張力である。

②テンドンがアンカー体から引き抜かれることによる破壊は、テンドンとグラウトとの付着切れや、グラウトの拘束力不足によりグラウトが破壊した場合に発生する。これに抵抗する力がテンドンの極限拘束力である。

③アンカー体が岩盤から引き抜かれることによる破壊は、岩盤とアンカー体の摩擦切れや、岩盤の支圧破壊・せん断破壊により発生する。このうち、岩盤とアンカー体の摩擦切れに抵抗する力がアンカーの極限引抜き力である。岩盤の支圧破壊・せん断破壊については、アンカー体周辺の岩盤の局所安全係数を踏まえ、健全であることを「2.2.9 評価結果」で確認する。

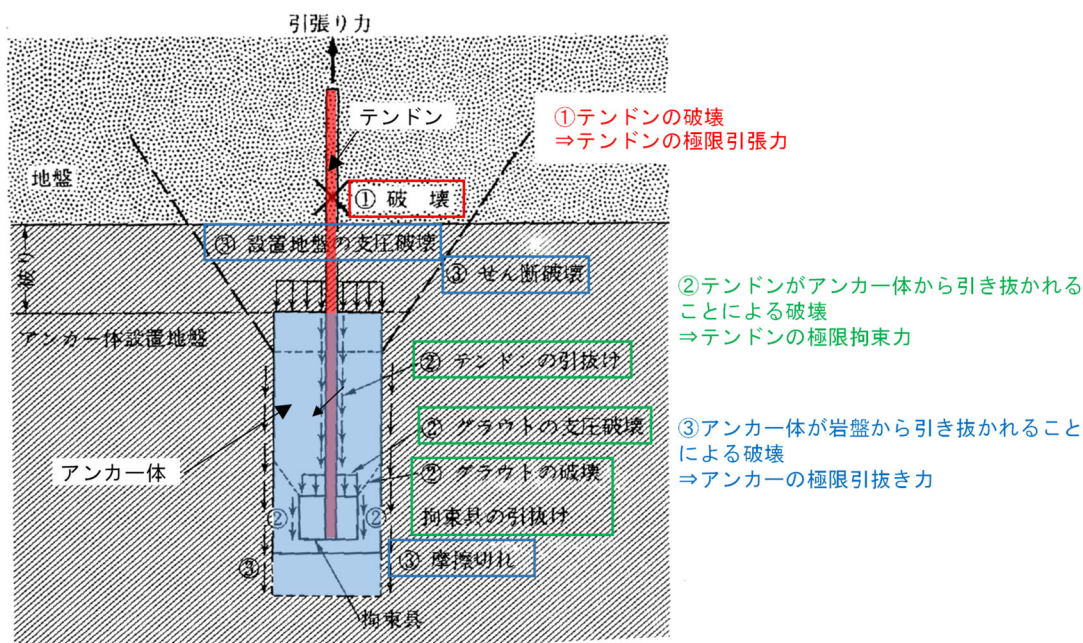


図 2.2.4-2 アンカーの破壊概念例（設計・施工基準に赤・緑・青線で加筆）

本設計に用いる，逆 T 擁壁の耐震評価における代表断面である①-①断面及び⑤-⑤断面（「2.1 評価対象断面の選定について」参照）のグラウンドアンカの諸元を表 2.2.4-1 に示す。

表 2.2.4-1 ①-①断面及び⑤-⑤断面におけるグラウンドアンカの諸元

	諸元	
	①-①断面	⑤-⑤断面
アンカー種別	VSL 永久アンカー (E6-12)	
削孔径 (mm)	90	
PC 鋼 ϕ (mm)	12.7	
PC 鋼本数 (本)	11	
テンドン長 (mm)	23500	31500
余長 (mm)	1500	
緊張時自由長 (mm)	14220	20720
アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	8500	10000
テンドンの極限引張り力 (kN)	2800	
テンドンの降伏引張り力 (kN)	2400	
テンドンの見かけの周長 (mm)	138.4	

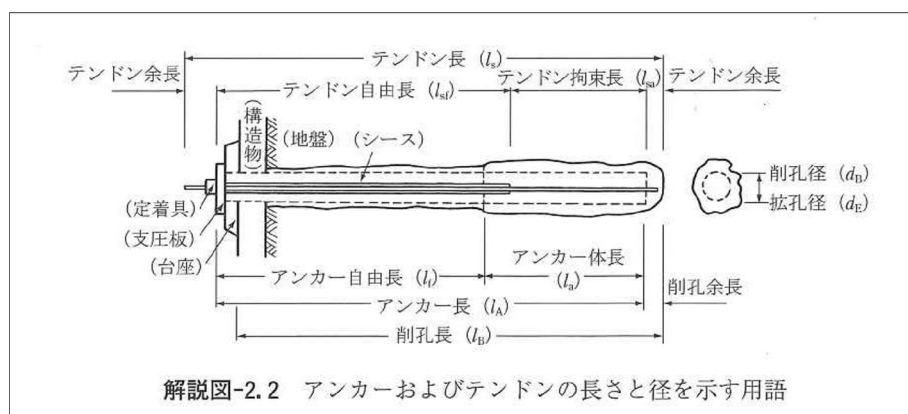


図 2.2.4-3 グラウンドアンカイメージ図 (設計・施工基準から抜粋)

(1) テンドンの許容引張力の設定

図 2.2.4-4 のとおり，テンドンの許容引張力は，地震時の低減率を考慮し，テンドン極限引張力の 0.8 倍またはテンドン降伏引張力の 0.9 倍のうち，いずれか小さい値を採用する。

		テンドン極限引張り力 (T_{us})に対して	テンドン降伏引張り力 (T_{ys})に対して
仮設アンカー		0.65	0.80
永久アンカー	(常時)	0.60	0.75
	(地震時)	0.80	0.90

① 仮設アンカー
許容引張り力(T_{as})は，0.65 T_{us} または 0.80 T_{ys} のいずれか小さい方をとる。
ここに， T_{us} ：テンドン極限引張り力
 T_{ys} ：テンドン降伏引張り力

② 永久アンカー（常時）
許容引張り力(T_{as})は，0.60 T_{us} または 0.75 T_{ys} のいずれか小さい方をとる。

③ 永久アンカー（地震時）
一時的な荷重（地震力）が作用するため低減率を考慮し，許容引張り力(T_{as})は 0.8 T_{us} または 0.90 T_{ys} のいずれか小さい方をとる。

④ 初期緊張時，試験時
初期緊張時，試験時に与える引張り力は 0.90 T_{ys} 以下とする。

図 2.2.4-4 テンドンの許容引張力の設定方法（設計・施工基準に赤枠で加筆）

上記を踏まえ，テンドンの許容引張力 T_{as} は，表 2.2.4-2 のとおり， $T_{as} = 2160\text{kN}$ に設定した。

表 2.2.4-2 テンドンの許容引張力 T_{as} の設定

	(A) 引張り力 (kN)	(B) 乗率	(A×B)
テンドン極限引張り力	2800	0.8	2240
テンドン降伏引張り力	2400	0.9	2160
採用値			2160

(2) テンドンの許容拘束力の設定

図 2.2.4-5 の赤枠で示した式に基づき、次式により算定する。グラウトとテンドンの許容付着応力度はグラウトのテストピースの一軸圧縮強度試験結果が 40N/mm² 以上であることから、図 2.2.4-5 の青枠に基づき 1.0N/mm² に設定する。グラウトの一軸圧縮強度試験結果及びテストピース写真を表 2.2.4-3 及び図 2.2.4-6 に示す。

$$T_{ab} = l_a \times U \times \tau_{ba} \times 1.5^*$$

$$= 8500 \text{ (mm)} \times 138.4 \text{ (mm)} \times 1.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \times 1.5 = 1764 \text{ (kN)} \quad (\text{①-①断面})$$

$$= 10000 \text{ (mm)} \times 138.4 \text{ (mm)} \times 1.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \times 1.5 = 2076 \text{ (kN)} \quad (\text{⑤-⑤断面})$$

注記*：地震時の割増係数

解説表-6.3 に土木学会コンクリート標準示方書を参考に設定した許容付着応力度を示す。グラウトとテンドンとの許容付着力より、必要なテンドン拘束長は式 (6.1) より求めることができる。

$$l_{sa} = \frac{T_d}{U \cdot \tau_{ba}} \quad (6.1)$$

ここに、 T_d ：設計アンカー力
 U ：テンドンの見掛けの周長
 τ_{ba} ：許容付着応力度（解説表-6.3）
 l_{sa} ：テンドン拘束長

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

注) ランク A, B の区分は、解説表-6.1 による

図 2.2.4-5 テンドンの許容拘束力の設定方法（設計・施工基準に赤・青枠で加筆）

表 2.2.4-3 グラウトの一軸圧縮強度試験結果

供試体 No.	材齢(日)	一軸圧縮強度(N/mm ²)	平均強度(N/mm ²)
1	7	42.2	43.8
2		45.2	
3		44.0	



図 2.2.4-6 グラウトの一軸圧縮強度試験テストピース

上記を踏まえ tendon の許容拘束力 T_{ab} は表 2.2.4-4 のとおり設定した。

表 2.2.4-4 tendon の許容拘束力 T_{ab} の設定

	tendon の許容引張力 T_{ab} (kN)
①-①断面	1764
⑤-⑤断面	2076

(3) アンカーの許容引抜き力の設定

アンカーの許容引抜き力は図 2.2.4-7 の青枠に示す次式により算定する。逆 T 擁壁に施工されたグラウンドアンカは永久アンカーであり、ランク A のアンカーに分類されるため、図 2.2.4-7 の赤枠で示すとおり、保守的に極限引抜き力に対する安全率 2.0 を考慮する。また、アンカーの極限周面摩擦抵抗については、「2.2.3 試験施工（基本調査試験）」を踏まえ、保守的に軟岩の摩擦抵抗 1.0 を採用する。

$$T_{ag} = l_{sa} \times \pi \times d_a \times \tau / f_s$$

$$= 8500 \text{ (mm)} \times \pi \times 135 \text{ (mm)} \times 1.0 \text{ (N/mm}^2) / 2.0 = 1802 \text{ (kN)} \text{ (①-①断面)}$$

$$= 10000 \text{ (mm)} \times \pi \times 135 \text{ (mm)} \times 1.0 \text{ (N/mm}^2) / 2.0 = 2120 \text{ (kN)} \text{ (⑤-⑤断面)}$$

解説表-6.5 極限引抜き力 (T_u) に対する安全率 f_s

アンカーの分類		安全率 f_s
ランク B		1.5
ランク A	(常時)	2.5
	(地震時)	1.5-2.0

注) ランク A, B の区分は、解説表-6.1 による

地盤とアンカー体周面の摩擦抵抗に期待するアンカーのアンカー体長 (l_a) は式 (6.2) により算出する。

$$l_a = f_s \frac{T_d}{\pi \cdot d_a \cdot \tau} \tag{6.2}$$

ここに、 T_d : 設計アンカー力
 d_a : アンカー体径
 τ : 周面摩擦抵抗
 f_s : 安全率 (解説表-6.5)

解説表-6.6 アンカーの極限周面摩擦抵抗²⁾

地盤の種類		摩擦抵抗 (MN/m ²)
岩盤	硬岩	1.50~2.50
	軟岩	1.00~1.50 ※1
	風化岩	0.80~1.00
	土	0.60~1.20
砂礫	N 値	10
		20
		30
		40
		50
砂	N 値	10
		20
		30
		40
		50
粘性土		1.0c (c は粘着力)

注1) 加圧注入アンカーに対するデータを統計的に整理したものである。
 注2) 本解説表については、本解説を十分に理解のうえ、取扱いに注意する必要がある。
 注3) 乾砕岩・第三紀泥岩・凝灰岩等の場合は、岩質区分から示される最小値よりも更に小さい摩擦抵抗しか得られない場合がある (付録 6-5 参照)。

図 2.2.4-7 アンカーの許容引張力の設定方法 (設計・施工基準に赤・青・緑枠で加筆)

上記のとおりアンカーの許容拘束力 T_{ag} は表 2.2.4-5 のとおり、設定した。

表 2.2.4-5 アンカーの許容引抜き力 T_{ag} の設定

	アンカーの許容引抜き力 T_{ag} (kN)
①-①断面	1802
⑤-⑤断面	2120

(4) 許容アンカー力及び設計アンカー力の設定

表 2.2.4-6 のとおり，テンドンの許容引張力，テンドンの許容拘束力，アンカーの許容引抜き力を比較し，最も小さい値を許容アンカー力とする。設計アンカー力は許容アンカー力を超えない値に保守的に設定した。

表 2.2.4-6 許容アンカー力及び設計アンカー力の設定

	①-①断面	⑤-⑤断面
テンドンの許容引張力 (kN)	2160	
テンドンの許容拘束力 (kN)	1764	2076
アンカーの許容引抜き力 (kN)	1802	2120
許容アンカー力 (kN)	1764	2076
設計アンカー力 (kN)	1440	1650

2.2.5 品質保証試験

実際に供用するグラウンドアンカーを用い、設計・施工基準（図 2.2.5-1 参照）に示す、多サイクル試験及び1サイクル試験を実施し、施工されているグラウンドアンカーが設計アンカー力に対し十分な裕度を有していることを確認する。

<p>8.3 品質保証試験</p> <p>(1) 試験アンカー</p> <p>多サイクル確認試験に用いるアンカーは、実際に用いるアンカーの一部から選定し、アンカー体を設置した地盤、アンカーの諸元、打設方法などを考慮し、施工数量の5%かつ3本以上とする。</p> <p>1サイクル確認試験に用いるアンカーは、多サイクル確認試験に用いたアンカーを除くすべてとする。</p> <p>(2) <u>多サイクル確認試験</u></p> <p>1) 載荷方法と計測項目</p> <p>① 計画最大荷重はテンドンの強度特性などを考慮して定める。ただし次に示す荷重を超えないものとする。</p> <p>i) 永久アンカー：設計アンカー力（常時）の1.5倍、または設計アンカー力（地震時）の1.0倍のうち大なる荷重</p> <p>ii) 仮設アンカー：設計アンカー力の1.2倍</p> <p>② 初期荷重は計画最大荷重の約0.1倍とし、引抜き試験に準じた方法で載荷と除荷を繰り返す。</p> <p>③ 計測項目は引抜き試験に準じる。</p> <p>2) 試験結果の整理と判定</p> <p>試験結果は引抜き試験に準じて整理し、設計アンカー力に対して十分に安全であることを確認する。</p> <p>(3) <u>1サイクル確認試験</u></p> <p>1) 載荷方法と計測項目</p> <p>① 計画最大荷重はテンドンの強度特性などを考慮したうえ、以下のとおりとする。</p> <p>i) 永久アンカー：設計アンカー力（常時）の1.2倍以上、かつ設計アンカー力（地震時）の1.0倍以上</p> <p>ii) 仮設アンカー：設計アンカー力の1.1倍以上</p> <p>② 載荷は次のように行うものとする。</p> <p>初期荷重は計画最大荷重の約0.1倍とし、計画最大荷重まで載荷した後、初期荷重まで除荷する1サイクル方式とする。</p> <p>③ 計測項目は、荷重、変位置、時間などとする。</p> <p>2) 試験結果の整理と判定</p> <p>アンカーの荷重-変位置の関係を多サイクル確認試験の結果と比較して、アンカーが設計アンカー力に対して十分に安全であることを確認する。</p> <p>(4) その他の確認試験</p> <p>所定の緊張力が導入されているかを確認する、緊張定着直後の定着時緊張力確認試験、また、定着後ある時間経過後に行う残存引張り力確認試験などがある。</p>
--

図 2.2.5-1 設計・施工基準記載の品質保証試験（赤線で追記）

(1) 多サイクル試験

a. 試験機器及び試験位置

試験装置は加力装置，反力装置，計測装置は引抜き試験と同様のものを使用する。試験アンカーは実際に供用するアンカーを用いる。

設計・施工基準では，多サイクル試験における試験アンカー数は施工本数の5%かつ3本以上と定められており，今回逆T擁壁全体でのグラウンドアンカの本数が237本であることから，その5%の12本で実施する。

図2.2.5-2に多サイクル試験を実施するグラウンドアンカの位置を示す。このうち，図2.2.5-2に示す①のグラウンドアンカにおける試験諸元及び結果を示す。

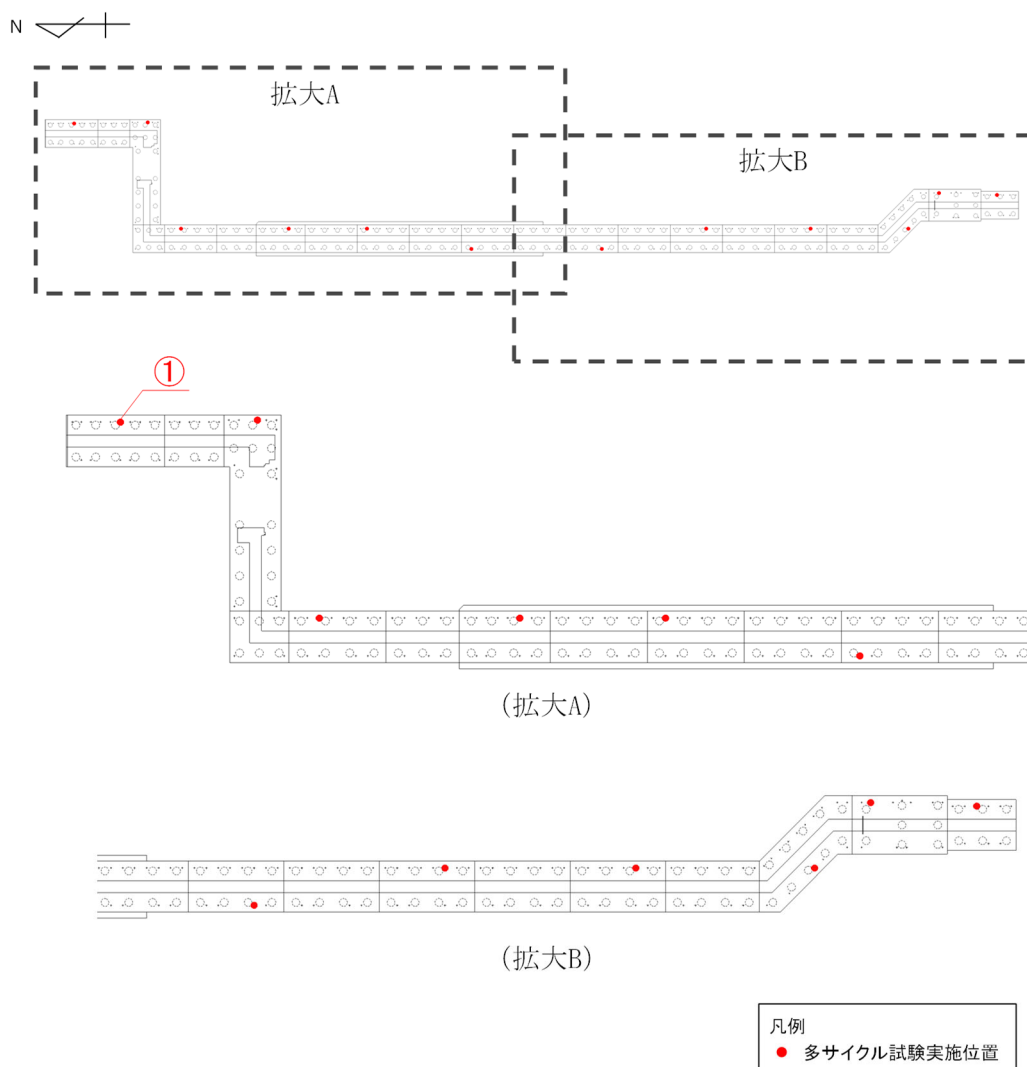


図 2.2.5-2 多サイクル試験を実施したグラウンドアンカ位置

b. 荷重方法と計測項目

荷重方法は基本調査試験の引抜き試験と同様に5回の荷重と除荷を繰り返す。

多サイクル試験の計画最大荷重は、設計・施工基準に基づき、設計アンカー力 T_p の1.5倍とした。荷重サイクルを図2.2.5-3に示す。

計画最大荷重
(設計アンカー力の1.5倍)

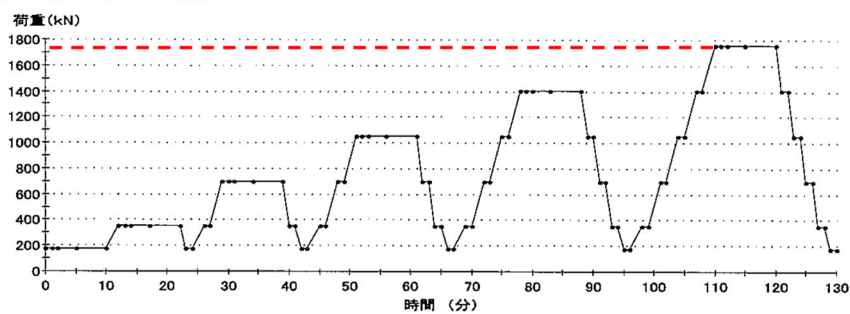


図 2.2.5-3 多サイクル試験における荷重サイクル

c. 判定基準

設計・施工基準 (図 2.2.5-4 参照) に基づき、以下の 3 つの判定基準により、施工されているグラウンドアンカが適切に施工されていることを確認する。

② 判定

設計および施工が適性であるか否かの判定は、以下の項目に対し次の判定基準により行う。

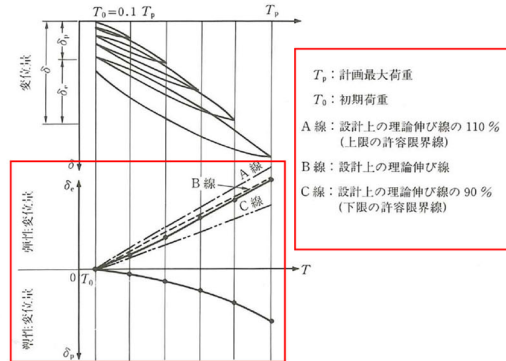
i) 設計アンカー力に対して安全かどうか。

計画最大荷重は設計アンカー力より大きく設定されており、これに耐えられれば設計および施工が適性であると判定する。

ii) 荷重-変位量関係が適性かどうか。

解説図-8.9 の荷重-弾-塑性変位量曲線において、図中に示す許容範囲に入っていれば設計および施工が適性と判定する。許容範囲は設計上の理論伸び量に対し、 $\pm 10\%$ とする。

この範囲から外れた場合には、そのアンカーを供用しないものとする。この範囲から逸脱した場合の対処として BS¹⁾では、さらに計画最大荷重まで 2 サイクルの載荷試験を行い、その荷重-変位量曲線、荷重-弾性変位量曲線、荷重-試験荷重



解説図-8.9 荷重-変位量曲線、荷重-弾性変位量曲線、荷重-塑性変位量曲線

塑性変位量曲線によって、当該アンカーが「弾性的な性質を有している」と責任技術者が判断した場合、あるいは、計画最大荷重を載荷したのち 15 min 間で荷重の低下が 5 % 以内 (もし 5 % 以上のときには 2 サイクル繰り返していても 5 % 以下) である場合には、これを供用して差し支えないとしている。イギリスと日本では地盤種類が異なるが、対処の際の参考になると思われる。

iii) クリープ係数 (Δc) が適性かどうか。

クリープ係数 (Δc) が大きいと、6.7 に記述されているように、プレストレスを与えた後の残存引張り力が小さくなり、構造物の安定が保てない恐れがある。短い荷重保持時間の試験結果でこの値を評価することは多少大胆ではあるが、短い時間内でもクリープ挙動は現れると考えた。

クリープ係数 (Δc) の判定の目安を以下に示す。荷重の初期段階において頭部変位量が安定しない場合は、安定してからのデータで評価するとよい。

1~10 min: $\Delta c < 1 \text{ mm}$

これを満足できれば、設計および施工が適性と判定する。

$\Delta c < 1 \text{ mm}$ を満足できない場合には、クリープ係数 (Δc) が 1 mm 未満になるまで試験を継続する。試験時間が長時間になると予想される場合には、試験を継続するかどうか、試験アンカーの品質をどう判定するかは責任技術者の判断によるものとする。また、判定基準を満足できない場合の計画、設計の見直しも責任技術者の判断による。

図 2.2.5-4 設計・施工基準記載の多サイクル試験における判定基準 (赤線で追記)

①設計アンカー力に対して安全かどうか

設計アンカー力の 1.5 倍に設定された計画最大荷重を載荷しても、引抜きが発生していないことを確認する。

②荷重－変位量関係が適正かどうか

載荷荷重に対する弾性変位が、設計上の理論伸び量 δ_{et} の $\pm 10\%$ の範囲に収まっていることを確認する。載荷荷重に対する設計上の理論伸び量を設計・施工基準（図 2.2.5-5 参照）に基づき下式により算定する。

テンドン自由長 (l_{sf}) は、荷重-弾性変位量曲線の直線部分の勾配 ($\Delta\delta_e/\Delta T$)、
テンドンの断面積 (A_s)、テンドンの弾性係数 (E_s) から求める。

$$l_{sf} = KE_s A_s = \frac{\Delta\delta_e E_s A_s}{\Delta T} \quad (8.1)$$

ここに、 l_{sf} : テンドン自由長
 K : 荷重-弾性変位量曲線の直線部分の勾配 (kN/mm)
 E_s : テンドンの弾性係数 (kN/mm²)
 A_s : テンドンの断面積 (mm²)
 $\Delta\delta_e$: 荷重-弾性変位量曲線の直線部分における変位量 (mm)
 ΔT : 荷重-弾性変位量曲線の直線部分における荷重 (kN)

図 2.2.5-5 設計・施工基準記載のテンドンの理論伸び量の算定方法

理論値 : $\delta_{et} = ((T_p - T_0) \times L_{sf}) / (E_s \times A_s)$
 $= ((1755.0 - 175.5) \times 11220) / (191.0 \times 1525.7)$
 $= 60.81\text{mm}$

上限値 : $\delta_{et}' = \delta_{et} \times 1.10$
 $= 60.81 \times 1.10$
 $= 66.89\text{mm}$

上限値 : $\delta_{et}'' = \delta_{et} \times 0.90$
 $= 60.81 \times 0.90$
 $= 54.73\text{mm}$

T_p : 計画最大荷重 1755.0kN

T_0 : 初期荷重 175.5kN (設計・施工基準に基づき計画最大荷重の 0.1 倍に設定 : 図 2.2.5-6 参照)

L_{sf} : 緊張時自由長 11220mm

E_s : テンドン弾性係数 191.0kN/mm²

A_s : 鋼材断面積 1525.7mm²

荷重段階数	5段階以上
サイクル数	5サイクル以上
初期荷重	計画最大荷重の約 0.1 倍
載荷速度 (目安)	増荷重時： $\frac{\text{計画最大荷重}}{10 \sim 20}$ kN/min の一定速度 減荷重時：増荷重時の 2 倍程度
荷重保持時間 (目安)	新規荷重段階 10min 以上の一定時間 履歴内の荷重段階 粘性土 : 2 min 以上の一定時間 岩盤・砂質土 : 1 min 以上の一定時間

注) 変位が安定しない場合には、荷重保持時間を安定するまで延長する。安定の目安はクリープ係数 Δc が 1 mm 未満(1~10min)とする。

図 2.2.5-6 設計施工基準における初期荷重の記載

③クリープ係数 Δc が適正かどうか

計画最大荷重継続時において、クリープ係数 Δc は 1mm 以下であることを確認する。クリープ係数 Δc の算定方法は設計・施工基準に基づき (図 2.2.5-7 参照) 算定する。

$$\Delta c = \frac{\delta_{t_2} - \delta_{t_1}}{\log(t_2/t_1)} \quad (8.7)$$

ここで、 $\delta_{t_2}, \delta_{t_1}$: t_2, t_1 における頭部変位量 (mm)
 t_2, t_1 : 設計アンカー力時の荷重保持時間 (min)
 t_2/t_1 は 10 になるように設定する

図 2.2.5-7 設計・施工基準におけるクリープ係数 Δc の算定方法

d. 多サイクル試験結果

試験を実施したグラウンドアンカのうち、図 2.2.5-2 に示す①のグラウンドアンカの試験結果を示す。

図 2.2.5-8 に荷重-変位曲線を図 2.2.5-9 に荷重-弾・塑性変位置量曲線、図 2.2.5-10 に時間-変位曲線を示す。

以下のとおり、試験結果は判定基準を満足しており、設計及び施工が適正であると判定した。

①設計アンカー力に対して安全かどうか

図 2.2.5-8 のとおり、設計アンカー力の 1.5 倍に設定された計画最大荷重を載荷しても、引抜きが発生していないことを確認した。

②荷重-変位置量関係が適正かどうか

図 2.2.5-9 のとおり、載荷荷重に対する弾性変位が設計上の理論伸び量の ±10% の範囲に収まっていることを確認した。

③クリープ係数 Δc が適正かどうか

図 2.2.5-10 のとおり、計画最大荷重継続時において、頭部変位は変動しておらず、図 2.2.5-7 に基づき下式によりクリープ係数 Δc を算定すると、 Δc は 0mm であり、1mm 以下であることを確認した。

$$\begin{aligned}\Delta c &= (\delta t_2 - \delta t_1) / (\log(t_2/t_1)) \\ &= (61 - 61) / (\log(10/1)) \\ &= 0(\text{mm})\end{aligned}$$

なお、ここで結果を示した以外の 11 本のグラウンドアンカについても同様に試験結果が設計を満足していることを確認している。

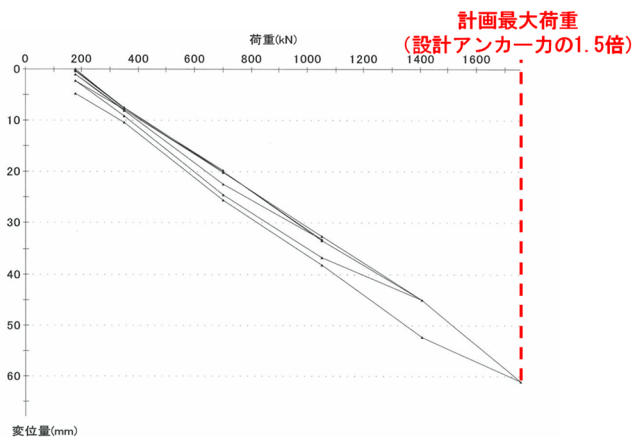


図 2.2.5-8 荷重-変位曲線

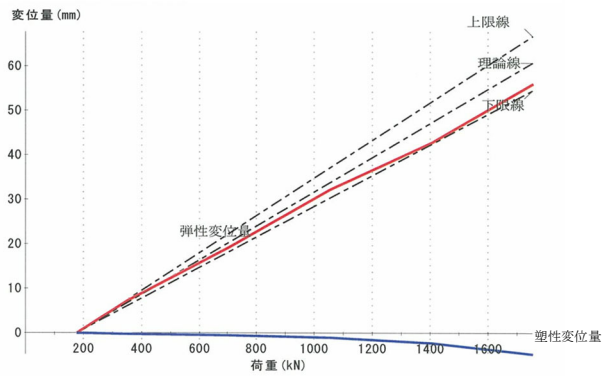


図 2.2.5-9 荷重-弾塑性変位量曲線

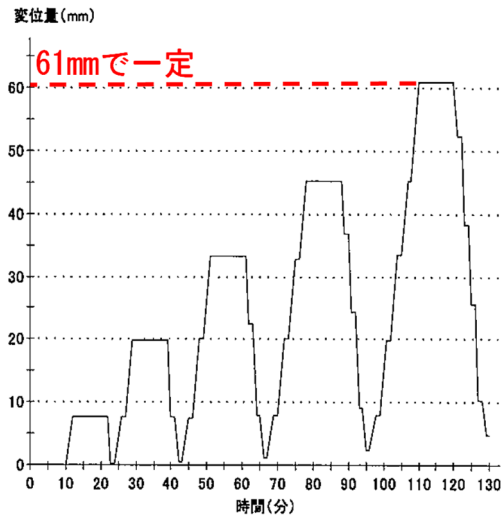


図 2.2.5-10 時間-変位量曲線

(2) 1 サイクル試験

a. 試験機器及び試験位置

試験装置は加力装置, 反力装置, 計測装置は多サイクル試験と同様のものを使用する。試験アンカーは実際に供用するアンカーを用いる。1 サイクル試験は多サイクル試験を実施したグラウンドアンカー以外の全てのグラウンドアンカーにおいて実施する。図 2.2.5-11 に1 サイクル試験を実施するグラウンドアンカーの位置を示す。このうち, 図 2.2.5-11 に示す②のグラウンドアンカーにおける試験諸元及び結果を示す。

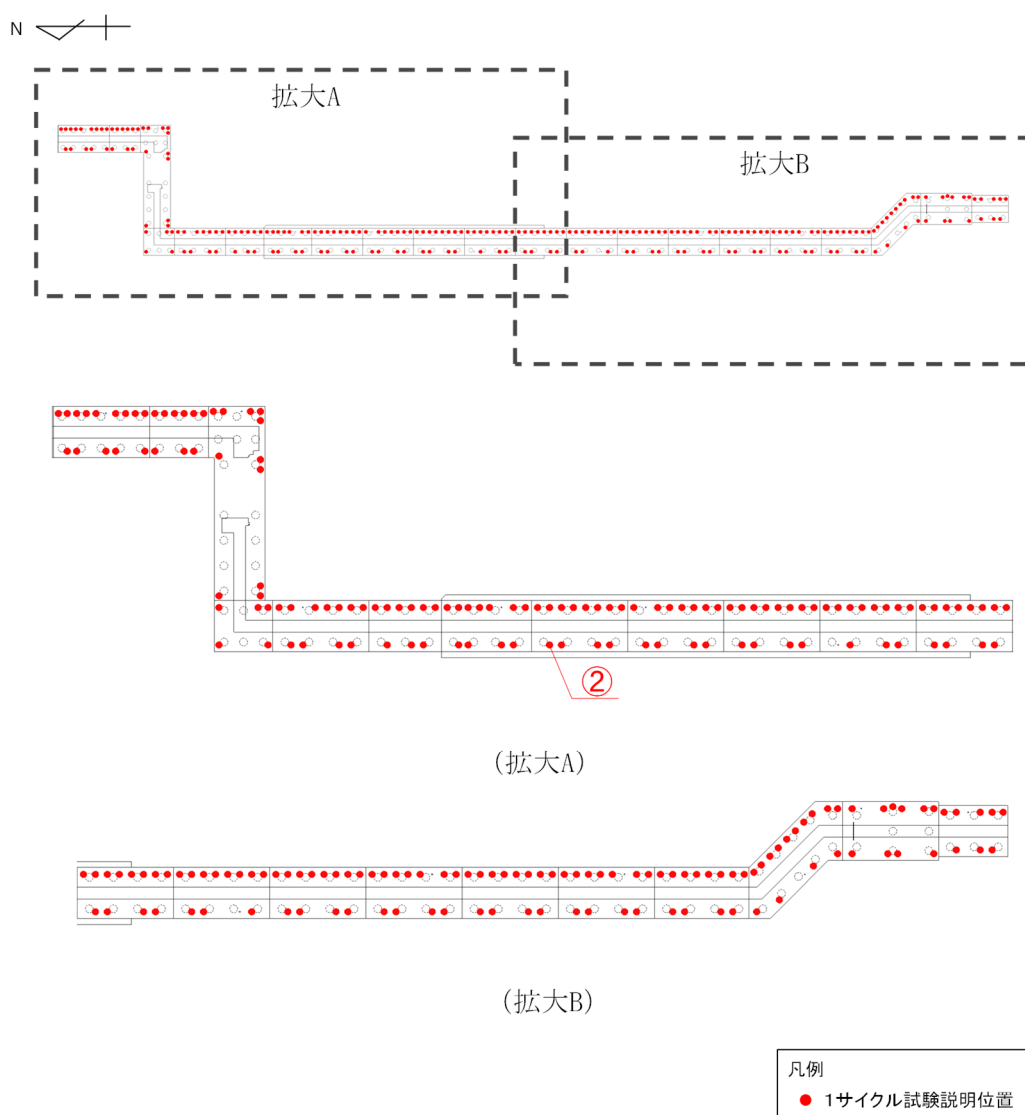


図 2.2.5-11 1 サイクル試験結果説明位置

b. 荷重方法と計測項目

1 サイクル試験の計画最大荷重は設計・施工基準に基づき、設計アンカー力の1.2倍とした。

1 サイクル試験の荷重方法は、図 2.2.5-12 に示すように1 サイクルの荷重と除荷を行い、その後、初期緊張力で定着する。計測項目は、多サイクル試験と同様とする。

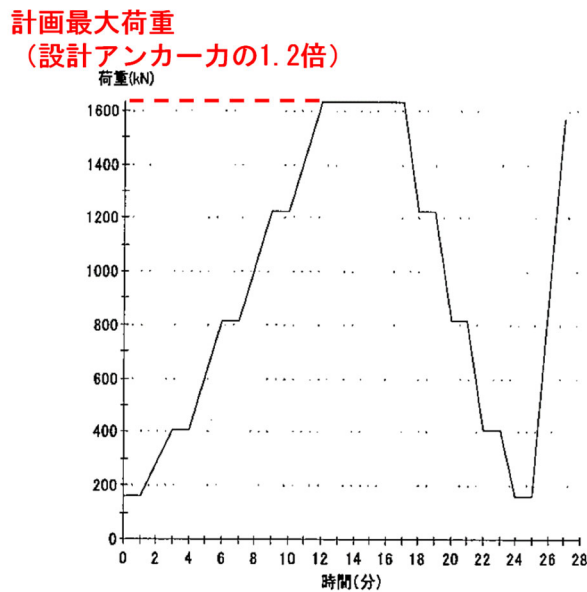


図 2.2.5-12 確認試験における荷重サイクル

c. 判定基準

設計・施工基準 (図 2.2.5-13 参照) に基づき、以下に示す2つの判定基準により施工されているグラウンドアンカが適切に施工されていることを確認する。

② 判定

計画最大荷重は設計アンカー力より大きく設定されており、これに耐えられれば適性と判定する。加えて、多サイクル確認試験の結果と対比して、荷重-変位量関係 (計画最大荷重時の変位量、初期荷重まで除荷したときの塑性変位量) に大きな差異のないことをもって適性と判定する。許容範囲は設計上の理論伸び量に対し、±10 %とする。

図 2.2.5-13 設計施工基準に記載の1 サイクル試験における判定基準

①設計アンカー力に対して安全かどうか

設計アンカー力の 1.2 倍に設定された計画最大荷重を載荷しても、引抜きが発生していないことを確認する。

②荷重－変位量関係が適正かどうか

載荷荷重に対する弾性変位が設計上の理論伸び量の±10%の範囲に収まっていることを確認する。設計・施工基準に基づき（図 2.2.5-14 参照）、設計上の理論伸び量を下式により算定する。

テンドン自由長 (l_{sf}) は、荷重-弾性変位量曲線の直線部分の勾配 ($\Delta \delta_e / \Delta T$)、テンドンの断面積 (A_s)、テンドンの弾性係数 (E_s) から求める。

$$l_{sf} = KE_s A_s = \frac{\Delta \delta_e E_s A_s}{\Delta T} \quad (8.1)$$

ここに、 l_{sf} : テンドン自由長
 K : 荷重-弾性変位量曲線の直線部分の勾配 (kN/mm)
 E_s : テンドンの弾性係数 (kN/mm²)
 A_s : テンドンの断面積 (mm²)
 $\Delta \delta_e$: 荷重-弾性変位量曲線の直線部分における変位量 (mm)
 ΔT : 荷重-弾性変位量曲線の直線部分における荷重 (kN)

図 2.2.5-14 設計・施工基準記載のテンドンの理論伸び量の算定方法

$$\begin{aligned} \text{理論値 : } \delta_{et} &= ((T_p - T_0) \times L_{sf}) / (E_s \times A_s) \\ &= ((1632.0 - 163.2) \times 9720) / (191.0 \times 1525.7) \\ &= 48.99 \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{上限値 : } \delta_{et}' &= \delta_{et} \times 1.10 \\ &= 48.99 \times 1.10 \\ &= 53.89 \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{下限値 : } \delta_{et}'' &= \delta_{et} \times 0.90 \\ &= 48.99 \times 0.90 \\ &= 44.09 \text{mm} \end{aligned}$$

T_p : 設計アンカー力 1632kN

T_0 : 初期荷重 163.2kN (設計・施工基準に基づき計画最大荷重の 10 分の 1 に設定 : 図 2.2.5-15 参照)

L_{sf} : 緊張時自由長 9720mm

E_s : テンドン弾性係数 191.0kN/mm²

A_s : 鋼材断面積 1525.7 mm²

解説表-8.8 載荷方法（1サイクル確認試験）

荷重段階数	4段階以上	
サイクル数	1サイクル	
初期荷重	計画最大荷重の約0.1倍	
載荷速度 (目安)	増荷重時： $\frac{\text{計画最大荷重}}{10\sim 20}$ kN/min の一定速度	
	減荷重時：増荷重時の2倍程度	
荷重保持時間 (目安)	新規荷重段階	1 min 以上の一定時間
	計画最大荷重時	5 min 以上の一定時間

注) 変位が安定しない場合には、荷重保持時間を安定するまで延長する。
 安定の目安は、最後の3 min 間の変位量が1 mm 以下とする。

図 2.2.5-15 設計施工基準における初期荷重の記載

d. 1 サイクル試験結果

1 サイクル試験を実施したグラウンドアンカのうち、図 2.2.5-11 に示す②のグラウンドアンカにおける試験結果を一例として示す。

図 2.2.5-16 に荷重-変位曲線を、図 2.2.5-17 に荷重-弾・塑性変位置量曲線を示す。

以下のとおり、試験結果は判定基準を満足しており、設計及び施工が適正であると判定した。

設計アンカー力の 1.2 倍に設定された計画最大荷重を載荷しても、引抜きが発生していないことを確認する。

①設計アンカー力に対して安全かどうか

図 2.2.5-16 のとおり、設計アンカー力の 1.2 倍に設定された計画最大荷重を載荷しても、引抜きが発生していないことを確認した。

②荷重-変位置量関係が適正かどうか

図 2.2.5-17 のとおり、載荷荷重に対する弾性変位が設計上の理論伸び量の±10%の範囲に収まっていることを確認した。

なお、ここで結果を示した以外のグラウンドアンカについても同様に試験結果が設計を満足していることを確認している。

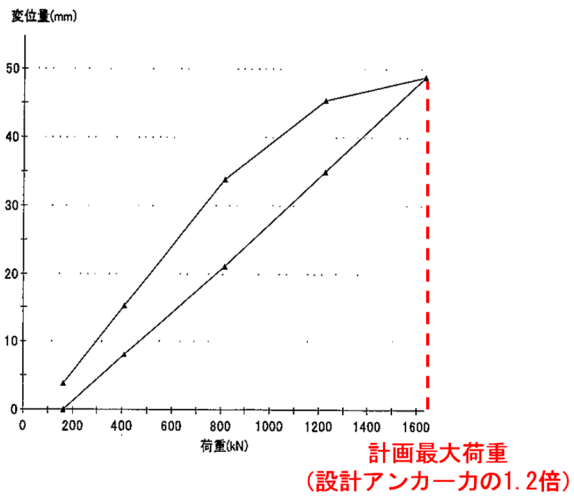


図 2.2.5-16 荷重-変位曲線

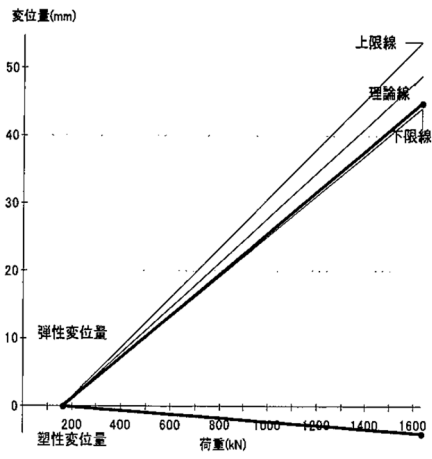
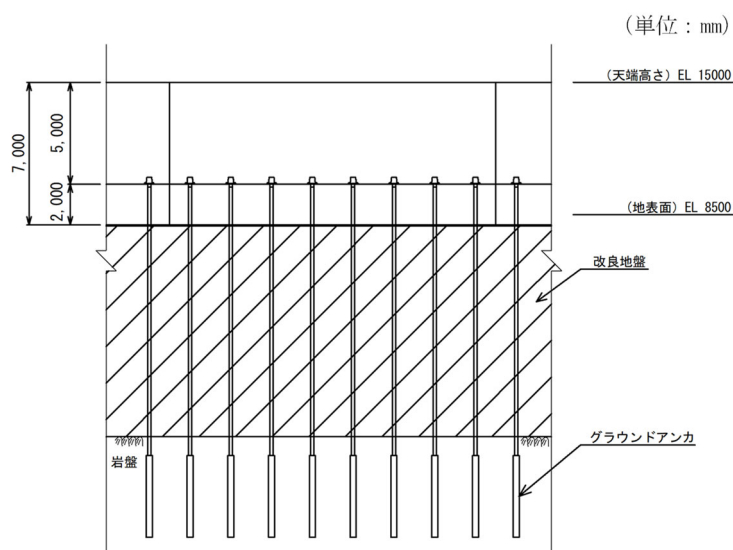


図 2.2.5-17 荷重-弾・塑性変位量曲線

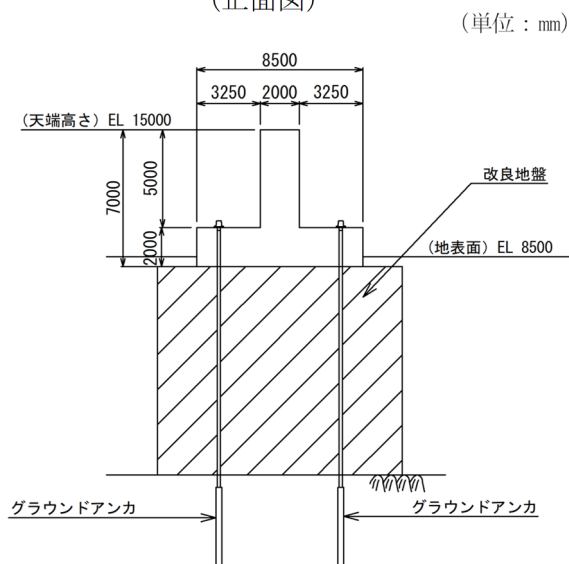
2.2.6 解析モデル・解析用物性値の設定

(1) 解析モデルの設定

グラウンドアンカは、図 2.2.6-1 の構造概要に示すとおり、その構造から、「頭部」、「自由長部」及び「拘束長部」の3つに区分される。グラウンドアンカのモデル化は、各部位の特徴及び役割を踏まえてモデル化を行った。グラウンドアンカのモデル化方法及びその考え方を表 2.2.6-1、概念図を図 2.2.6-2、解析モデルを図 2.2.6-3 に示す。



(正面図)



(横断方向)

図 2.2.6-1 逆 T 擁壁の構造概要図

表 2.2.6-1 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擁壁の底盤（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。地震時は、慣性力による逆T擁壁からの力が伝達し、テンドンの縮むとアンカー力は減少し、テンドンの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（アンカー一体）	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。

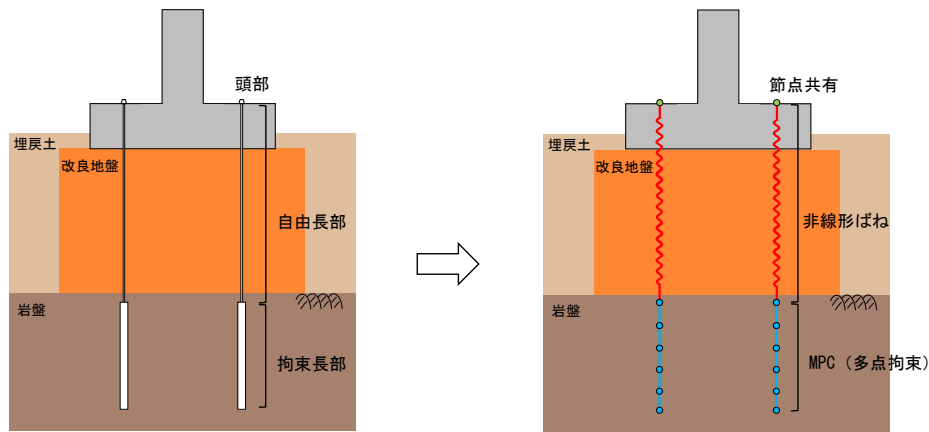
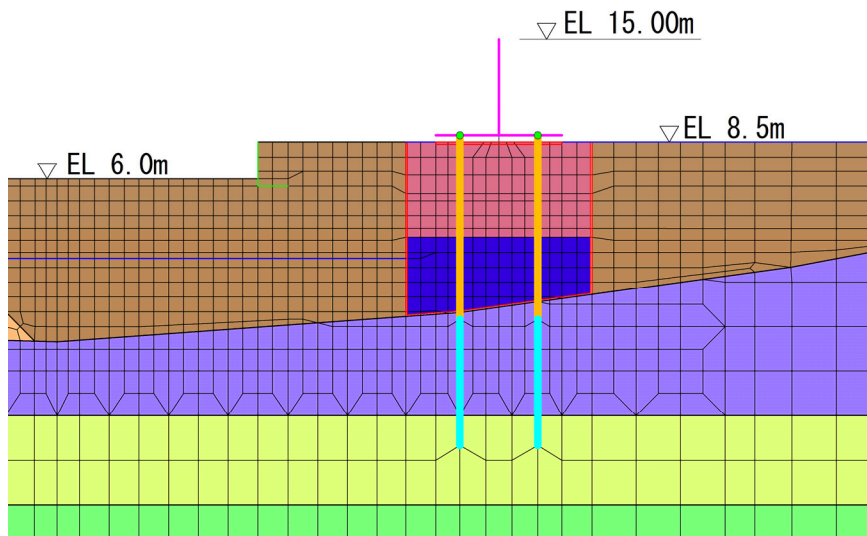
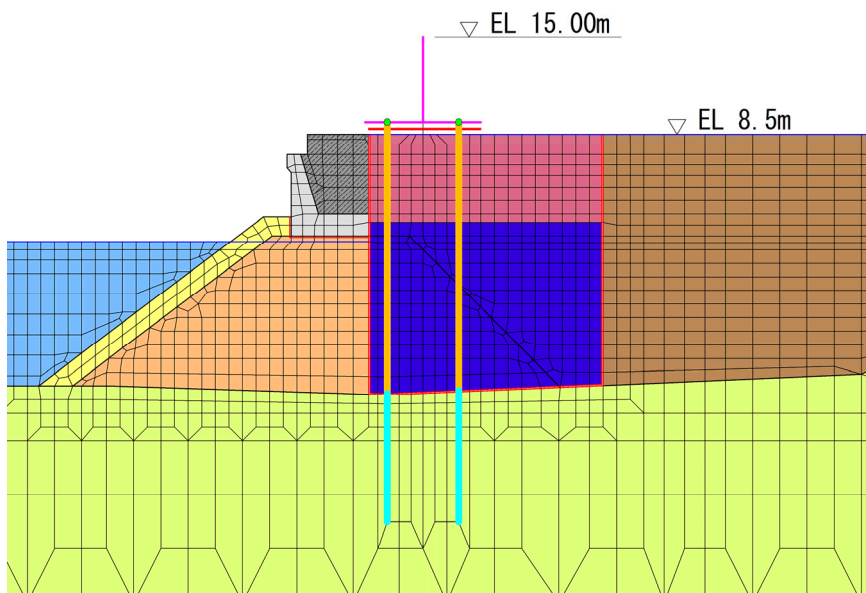


図 2.2.6-2 モデル化概念図



【①-①断面】



【⑤-⑤断面】

- | | | | | |
|----------------|----------------------|------------------|---------------|----------------|
| ■ : 岩盤 (第③速度層) | ■ : 海底堆積物 | ■ : 基礎捨石 | — : 防波壁 | — : 非線形ばね |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入) | ■ : 護岸 | — : L型擁壁 | — : MPC (多点拘束) |
| ■ : 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 2.2.6-2 解析モデル図

(2) 解析用物性値の設定

グラウンドアンカの材料の物性値を表 2.2.6-2 に示す。

また、グラウンドアンカ（自由頂部）における非線形ばねモデルの概念図を図 2.2.6-4 に示す。

グラウンドアンカは、逆 T 擁壁の 1 ブロックにおいて、海側では 8 本、陸側では 4 本設置しており、引張剛性 k の値は 2 次元 FEM モデルのモデル化対象となる海側 2 本、陸側 1 本分を記載している。

表 2.2.6-2 材料の物性値（グラウンドアンカ）

	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	20493 (陸側) 40986 (海側)	2400 (陸側)	1440	70
⑤-⑤断面	14064 (陸側) 28128 (海側)	4800 (海側)	1650	117

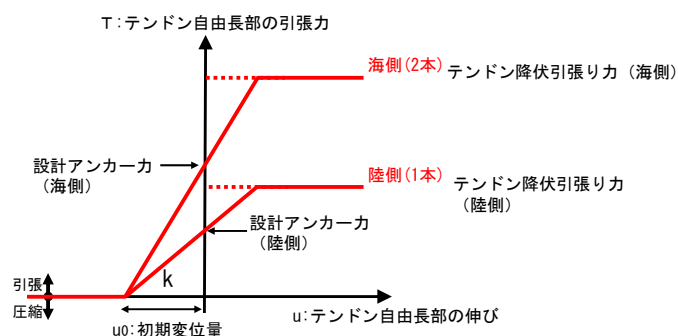


図 2.2.6-4 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

引張剛性は設計・施工基準記載の式（図 2.2.6-5 参照）に基づき下式により設定する。引張剛性の算定に必要な諸元を表 2.2.6-3 に示す。

2) アンカー頭部の変位量

アンカー頭部は引張り力を受け変位するが、許容変位量は、対象とする構造物により異なる。したがって、設計の際にはあらかじめ許容変位量を設定し、計算による変位量が許容値以内におさまるようにしなければならない。

アンカー頭部の変位量としては、テンドン自由長部の伸び縮みのほかにアンカー体自身の変位（地盤との相対変位）や地表面の膨れ上がりなどが考えられる。アンカー頭部の変位量の大部分は、テンドン自由長部の伸びに起因する。テンドン自由長の引張り材の各々の長さが同じ場合のテンドン自由長の伸びを式 (6.3) に示す。なお、テンドン自由長部の伸びは適性試験により必ず確かめなければならない。

$$u = \frac{T \cdot l_{sf}}{A_s \cdot E_s} \quad (6.3)$$

ここで、 u : テンドン自由長部の伸び
 T : テンドン自由長部の引張り力
 l_{sf} : テンドン自由長
 A_s : 引張り材断面積
 E_s : 引張り材弾性係数

図 2.2.6-5 設計・施工基準記載の引張剛性設定方法（赤で加筆）

図 2.2.6-4 の $u = (T \times L_{sf}) / (A_s \times E_s)$ 、また $k = T / u$ より

k : 引張剛性

$$k = T / u = A_s \times E_s / L_{sf} \times n$$

T : テンドン自由頂部の引張り力 (kN)

u : テンドン自由頂部の伸び (mm)

A_s : 鋼材断面積 (mm²)

E_s : テンドンの弾性係数 (kN/mm²)

L_{sf} : テンドンの自由長 (m)

n : アンカー本数

$$k = 1525.7 \times 191 / 14.22 \times 1 = 20492.8 \approx 20493 \quad (\text{①-①断面, 陸側})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 14.22 \times 2 = 40985.6 \approx 40986 \quad (\text{①-①断面, 海側})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 20.72 \times 1 = 14064.1 \approx 14064 \quad (\text{⑤-⑤断面, 陸側})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 20.72 \times 2 = 28128.2 \approx 28128 \quad (\text{⑤-⑤断面, 海側})$$

表 2.2.6-3 ①-①断面及び⑤-⑤断面におけるグラウンドアンカの引張剛性設定諸元

	諸元	
	①-①断面	⑤-⑤断面
緊張時自由長 L_{sf} (m)	14.22	20.72
テンドンの降伏引張り力 T_p (kN)	2400.0	
テンドン弾性係数 E_s (kN/mm ²)	191	
テンドン断面積 A_s (mm ²)	1525.7	
初期変位量 u_0 (mm)	70	117
アンカー本数	陸側 1 本, 海側 2 本	

2.2.7 許容限界の設定

設計・施工基準に基づき、試験施工（基本調査試験）等を踏まえ、「2.2.4 設計アンカー力の設定」に記載のとおり設定する。許容アンカー力の設定結果を表 2.2.7-1 に再掲する。

なお、許容アンカー力は、概ね設計アンカー力の 1.2 倍であり、品質保証試験において設計アンカー力の 1.2 倍もしくは 1.5 倍の载荷でも引き抜かれないことを確認していることから、その妥当性を確認している。

表 2.2.7-1 許容アンカー力の設定

	①-①断面	⑤-⑤断面
テンドンの許容引張力 (kN)	2160	
テンドンの許容拘束力 (kN)	1764	2076
アンカーの許容引抜き力 (kN)	1802	2120
許容アンカー力 (kN)	1764	2076
(参考) 設計アンカー力 (kN)	1440	1650

2.2.8 評価方法

グラウンドアンカの耐震評価は、地震応答解析に基づいて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。

2.2.9 評価結果

(1) 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値を表 2.2.9-1 及び 2.2.9-2 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 4-7 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 (①-①断面)

解析 ケース	地震動		発生時刻 (s)	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	S _s -D	(++)	14.58	1498	1764	0.850	
		(-+)	8.59	1493	1764	0.847	
		(+-)	14.63	1494	1764	0.847	
		(--)	8.98	1484	1764	0.842	
	S _s -F1 (EW)	(++)	7.93	1467	1764	0.832	
	S _s -F2 (EW)	(++)	16.63	1473	1764	0.836	
	S _s -N1	(++)	7.56	1514	1764	0.859	
		(-+)	7.33	1477	1764	0.838	
	S _s -N2 (NS)	(++)	25.02	1480	1764	0.840	
		(-+)	25.53	1477	1764	0.838	
	S _s -N2 (EW)	(++)	25.98	1494	1764	0.847	
		(-+)	25.97	1473	1764	0.836	
	②	S _s -D	(+-)	14.63	1493	1764	0.847
		S _s -N1	(++)	7.56	1514	1764	0.859
S _s -N2 (EW)		(-+)	25.97	1472	1764	0.835	
③	S _s -D	(+-)	14.63	1494	1764	0.847	
	S _s -N1	(++)	7.56	1514	1764	0.859	
	S _s -N2 (EW)	(-+)	25.97	1473	1764	0.836	

表 4-8 逆 T 擁壁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	地震動		発生時刻 (s)	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	S _s -D	(++)	34.36	1737	2076	0.837	
		(-+)	8.92	1745	2076	0.841	
		(+-)	34.37	1728	2076	0.833	
		(--)	8.90	1733	2076	0.835	
	S _s -F1 (EW)	(++)	7.72	1704	2076	0.821	
	S _s -F2 (EW)	(++)	16.68	1714	2076	0.826	
	S _s -N1	(++)	7.57	1762	2076	0.849	
		(-+)	7.36	1706	2076	0.822	
	S _s -N2 (NS)	(++)	25.03	1735	2076	0.836	
		(-+)	26.73	1704	2076	0.821	
	S _s -N2 (EW)	(++)	24.91	1737	2076	0.837	
		(-+)	25.90	1698	2076	0.818	
	②	S _s -D	(--)	8.90	1733	2076	0.835
		S _s -N1	(++)	7.57	1762	2076	0.849
③	S _s -D	(--)	8.90	1733	2076	0.835	
	S _s -N1	(++)	7.57	1762	2076	0.849	

2.3 鋼管杭の影響検討

2.3.1 概要

鋼管杭については、支持地盤への根入れが0.5mと浅いため、役割に期待しない（モデル化しない）こととし、耐震評価及び耐津波評価を実施している。

一方で、鋼管杭自体は施工されていることから、表2.3.1-1に記載のとおり、鋼管杭の逆T擁壁への悪影響を確認するため、鋼管杭をモデル化した影響検討を実施することが申し送り事項となっている。

また、当初、鋼管杭と逆T擁壁との接続部については、大きな曲げモーメントが作用する際に剛結合からヒンジ結合に移行する力学挙動を想定した設計をしていたが、道路土工擁壁工指針及び道路橋示方書の記載（図2.3.1-1, 図2.3.1-2参照）を踏まえ、杭頭載荷実験及び3次元静的FEM解析による再現計算を実施して力学挙動を確認し、影響検討モデルに適切に反映することが申し送り事項の2つ目となっている。

上記を踏まえ、本資料では、杭頭載荷実験及び3次元静的FEM解析による再現計算を説明する。

表 2.3.1-1 鋼管杭に係る申し送り事項

申し送り事項	説明方針 (下線部は本資料による説明内容)
<p>1. 杭頭接合部の構造について、道路橋示方書で剛結合を原則としている規定や剛結合以外の結合方法の実験等による力学特性検証等、道路橋示方書の記載内容との対応を踏まえて整理すること。</p>	<p>・鋼管杭については、支持地盤への根入れが浅いため、耐震評価及び耐津波評価において役割に期待しない方針とするが、鋼管杭による逆 T 擁壁への悪影響を確認するため、鋼管杭をモデル化した影響検討を実施する。(左記の 5 に対応)</p>
<p>2. 鋼管杭式逆 T 擁壁の底盤について、詳細設計段階で杭頭部がピン結合に移行する力学挙動を模型実験と解析により検証する際に、底盤がおおむね弾性域内に留まることを説明すること。</p>	<p>・鋼管杭と逆 T 擁壁との接続部について、<u>大きな曲げモーメントが作用する際に剛結合からヒンジ結合に移行する力学挙動を想定した設計をしているが、道路土工擁壁工指針及び道路橋示方書の記載を踏まえ、杭頭載荷実験及び 3 次元静的 FEM 解析による再現計算を実施し、上記の力学挙動を確認する。</u>(左記の 1, 3 に対応)</p>
<p>3. 鋼管杭式逆 T 擁壁の杭頭部のヒンジ結合について、準拠する道路土工擁壁工指針の適用性を説明すること。</p>	
<p>4. 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）の杭頭結合条件について、杭頭部のヒンジ形成過程と防波壁の損傷の関係性を踏まえた上で、杭頭をピン結合として評価する場合の設計の考え方を説明すること。</p>	<p>・杭頭載荷実験等による力学挙動の確認結果を踏まえ、鋼管杭及びその接合部を適切にモデル化し、影響検討を実施する。(左記の 2, 4 に対応)</p>
<p>5. 鋼管杭式逆 T 擁壁の鋼管杭の根入れ部について、支持地盤への根入れが浅く、水平力に対する支持性能を期待できない可能性があるため、杭先端のせん断抵抗に期待しない設計方針を検討し、構造成立性を説明すること。</p> <p>設計方針は、杭周辺の地盤改良及びグラウンドアンカーの効果に期待して実態に即した内容とし、地盤改良がない区間について地盤改良の追加を検討すること。</p>	

(4) 杭頭と底版の結合方法

杭頭と底版の結合方法は、一般に剛結合とヒンジ結合があり、擁壁への適用にあたっては、重要度、変位に対する制約、杭本体の強度、経済性を考慮して結合方法を決定しなければならない。

一般の擁壁では杭本体を経済的に設計できるヒンジ結合を採用するものとする。ただし、地震時の設計を行なう場合や、変位量を小さくする必要のある場合、軟弱地盤上に擁壁を設置する場合などには剛結合とすることが望ましい。

杭頭結合部の設計方法は、剛結合の場合「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に準じるものとする。ヒンジ結合の場合は「剛結合の方法B」の考え方を適用し、表2-7に示すように杭頭での押し込み力、引き抜き力、水平力に対して抵抗できるように設計する。

表 2-7 杭頭ヒンジ結合部における支持力分担

鉛直力	押し込み力	杭頭部の底版コンクリートの支圧および押し抜きせん断抵抗
	引き抜き力	杭頭鉄筋の引張り抵抗
水平力		杭前面の底版コンクリートの支圧抵抗

図 2.3.1-1 杭とフーチングの接合部についての規定
(道路土工擁壁工指針 ((社)日本道路協会, 1999年3月) p.116 より引用)

10.8.7 杭とフーチングの接合部

- (1) 杭とフーチングの接合部は、杭が限界状態3に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。
- (2) 杭基礎を 10.6.1(2)1)に従ってモデル化する場合には、杭とフーチングの接合部は剛結とみなせる構造としなければならない。
- (3) 1)から3)に従う場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
 - 1) フーチングの厚さについて、7.7.2(2)を満足する。
 - 2) 最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離を杭径以上とすることを標準とする。
 - 3) 杭とフーチングの接合部は、鉄筋により十分に結合する。

- (2) 杭とフーチングとの接合部は、原則として剛結とすることが規定されている。杭頭部を剛結として設計した方が水平変位によって設計が支配される場合には有利であり、また、不静定次数が大きいため耐震上の安全性が高いとみなし得る。
- なお、10.6に規定される杭反力等の計算モデルにおいても杭とフーチングの接合部を剛結と仮定することを標準としている。このため、剛結としない場合には、接合部の力学特性等を実験等により検証したうえで、個別にモデル化等について検討する必要がある。

図 2.3.1-2 杭とフーチングの接合部についての規定
(道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編) ((社)日本道路協会 2017年12月)p.284 より引用)

上述を踏まえ、図 2.3.1-3 のフローに基づき、鋼管杭をモデル化した場合の影響検討を実施する。

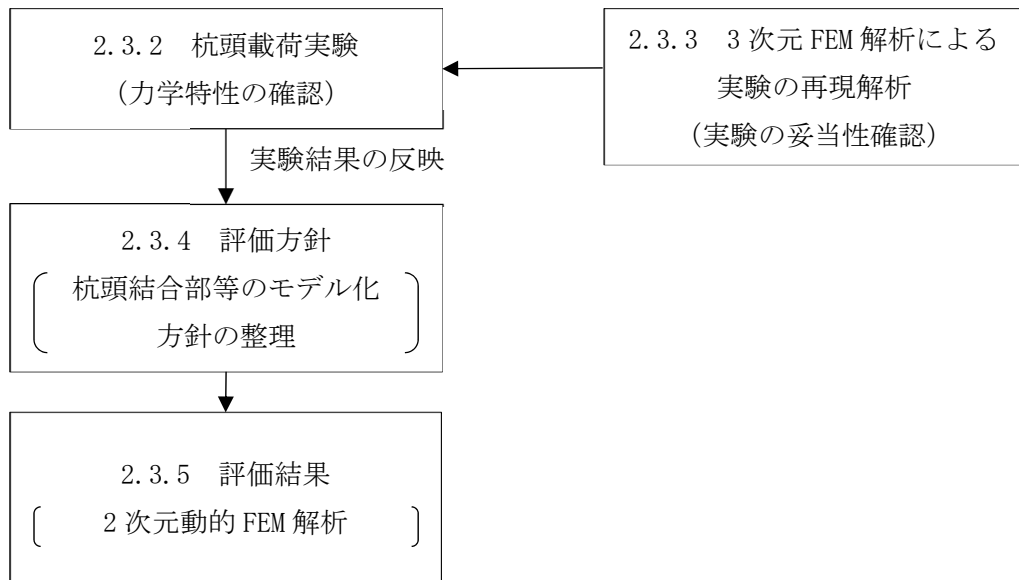


図 2.3.1-3 鋼管杭の影響検討フロー

2.3.2 杭頭載荷実験

(1) 試験概要

杭頭部を概ね 1/2 スケールで模擬し、杭頭結合部に曲げモーメントを作用させた際の力学特性を把握する。

逆 T 擁壁の概要図（実構造物）を図 2.3.2-1 に示す。赤枠内で示した範囲について杭頭部を模擬した試験体を製作する。杭頭載荷実験では、鋼管杭及びフーチングコンクリートで構成される試験体に、地震力の作用方向を考慮した正負交番載荷を実施する。図 2.3.2-2 に実験概要図を示す。

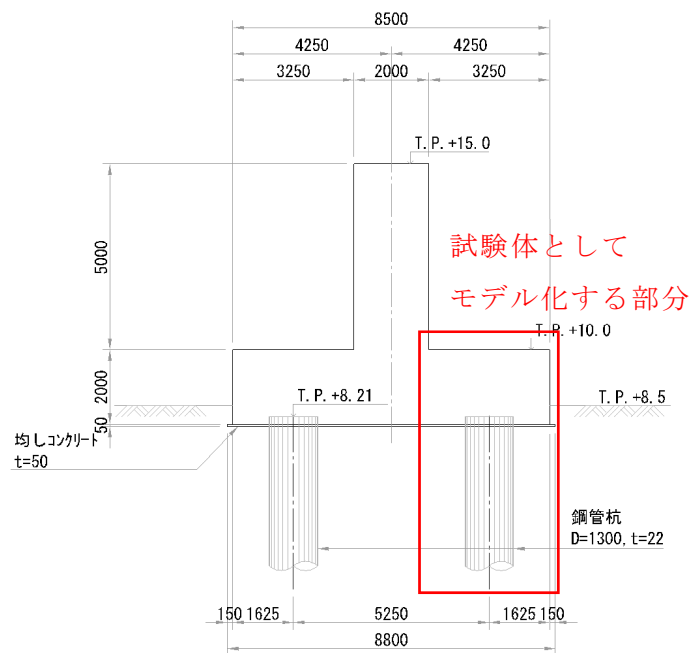


図 2.3.2-1 逆 T 擁壁の概要図（実構造物）

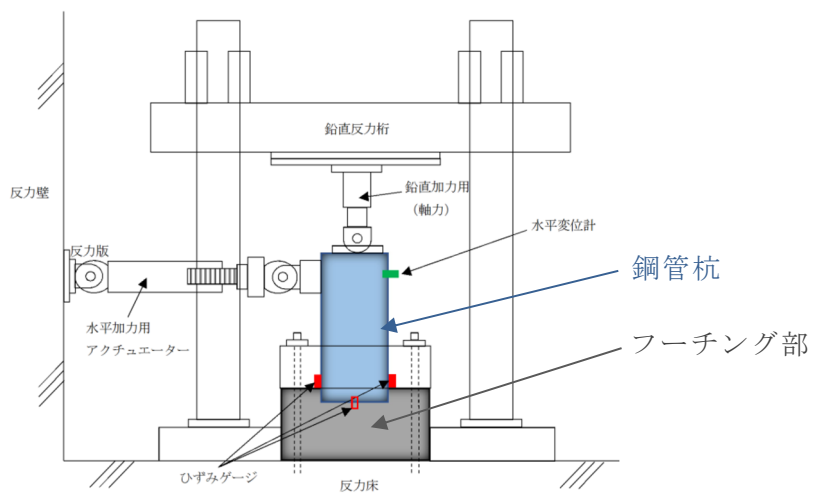


図 2.3.2-2 実験概要図

(2) 試験方法

a. 試験体

試験体はフーチング部と鋼管杭から成り、試験体の各寸法や実験時の載荷重等については、鋼管杭径の縮尺を基準に設計する。試験体に用いた鋼管杭の径はφ600mm、実構造物の鋼管杭はφ1300mmであることから、試験体の縮尺 α は $\alpha = 600/1300 = 6/13$ 、荷重比は $\alpha^2 = (6/13)^2$ となる。表2.3.2-1に実験の縮尺を示し、表2.3.2-2に実構造物及び試験体の使用材料を示す。

表 2.3.2-1 実験の縮尺

	長さ α	荷重 α^2
縮尺	6/13	$(6/13)^2$

表 2.3.2-2 実構造物及び試験体の使用材料

材料	仕様		備考 (縮尺の考え方)
	実構造物	試験体	
フーチング コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> 設計基準強度 24N/mm 厚さ：2000mm 	<ul style="list-style-type: none"> 設計基準強度 24N/mm 厚さ：923mm 	$2000\text{mm} \times (6/13) = 923.077$ $\approx 923\text{mm}$
杭頭部鉄筋	<ul style="list-style-type: none"> 主筋：SD345 D25 フープ：SD345 D13 	<ul style="list-style-type: none"> 主筋：SD345 D13 フープ筋：SD345 D6 	$D25 \times (6/13) = 11.538 \approx D13$ $D13 \times (6/13) = 6.000 \approx D6$
鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> SKK490 D=1300mm, t=22mm 	<ul style="list-style-type: none"> SKK490 D=600mm, t=12mm 	$1300\text{mm} \times (6/13) = 600\text{mm}$

図 2.3.2-3 に杭頭載荷実験試験体を示す。また、図 2.3.2-4 に試験体構造図及び杭頭部詳細図を示す。



図 2.3.2-3 杭頭載荷実験試験体 (2020 年実施)

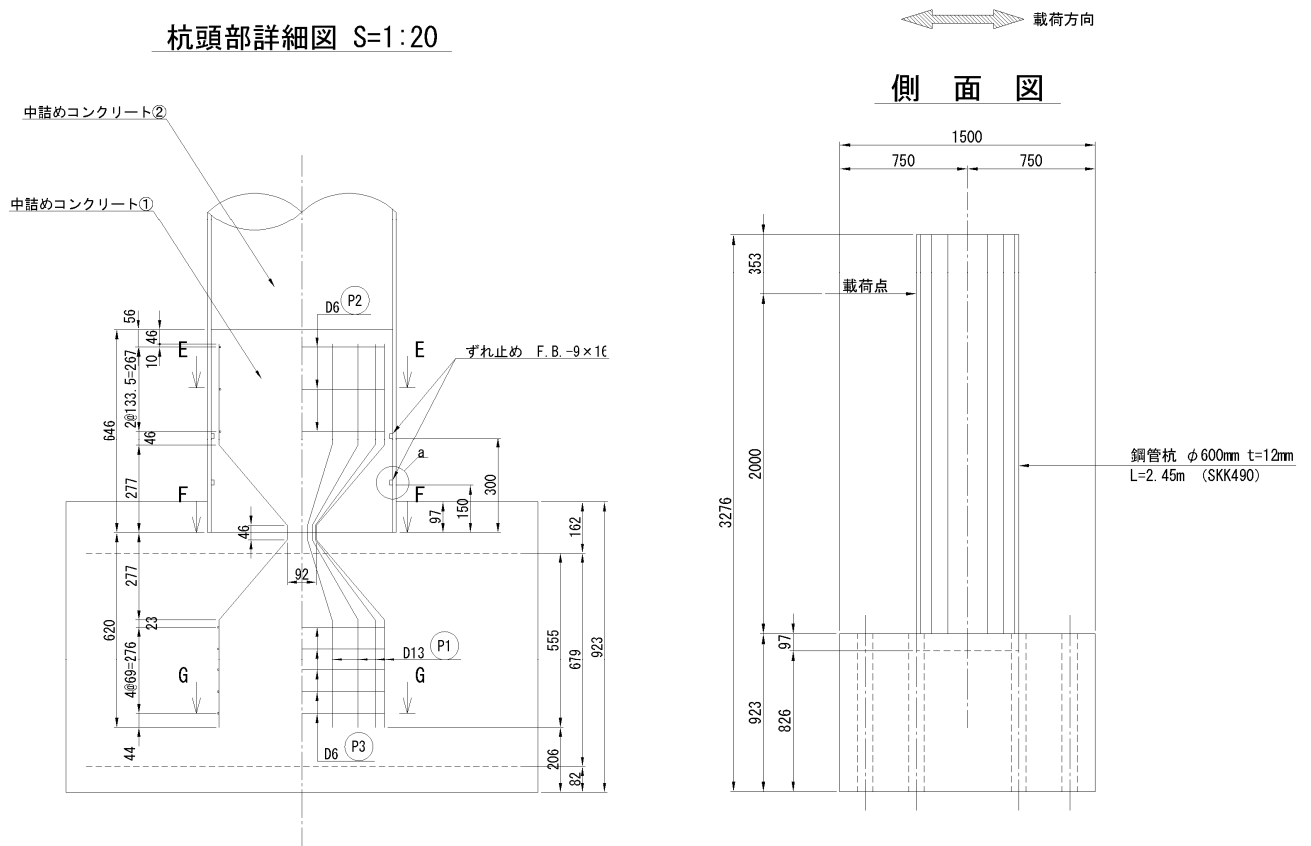


図 2.3.2-4 試験体構造図及び杭頭部詳細図

b. 荷重方法

荷重実験は試験体のフーチング部をテストフロアにボルトで固定し、鋼管杭に軸力を与えながら水平方向に正負交番荷重を実施する。図 2.3.2-5 に荷重実験の概要図を、図 2.3.2-6 に荷重実験状況を示す。

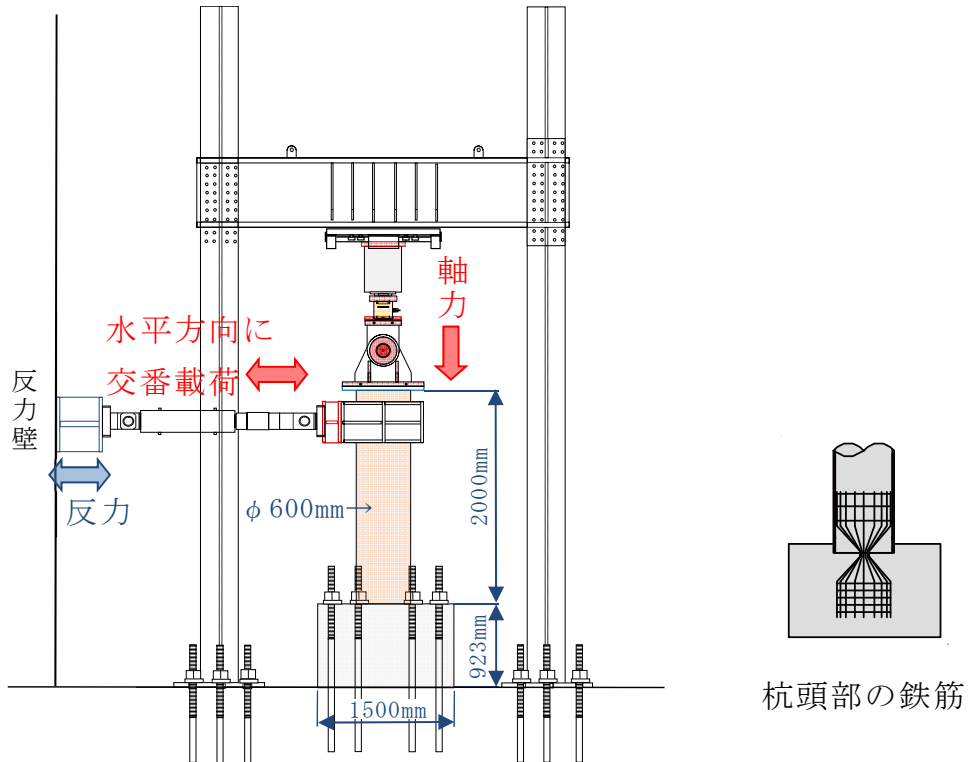


図 2.3.2-5 荷重実験の概要図



図 2.3.2-6 荷重実験状況

c. 水平加力パターン

水平加力パターンを図 2.3.2-7 に示す。「橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案) (橋脚の正負交番载荷実験方法及び振動台実験方法) (2006)」を準用し、図 2.3.2-7 のように $0.25P_{y0} \rightarrow 0.5P_{y0} \rightarrow 0.75P_{y0}$ の正負予備加力の後、 $1\delta_y$ で 3 回の正負交番载荷を実施する。その後、杭頭結合部がヒンジに移行するまで 1 方向に加力 (プッシュオーバー) する。

ここに、

- ・ P_{y0} : 計算上の初降伏荷重 (材料の実強度を用い、鉄筋が絞られた部分での RC 断面計算により算出する。)
- ・ $1\delta_y$: 鉄筋が絞られている部分の最外縁鉄筋が降伏する時 (初降伏時) の変位。最外縁鉄筋の降伏は、実験中に計測している鉄筋ひずみが降伏ひずみ (材料試験から $1,815\mu$) に達した時と判定する。

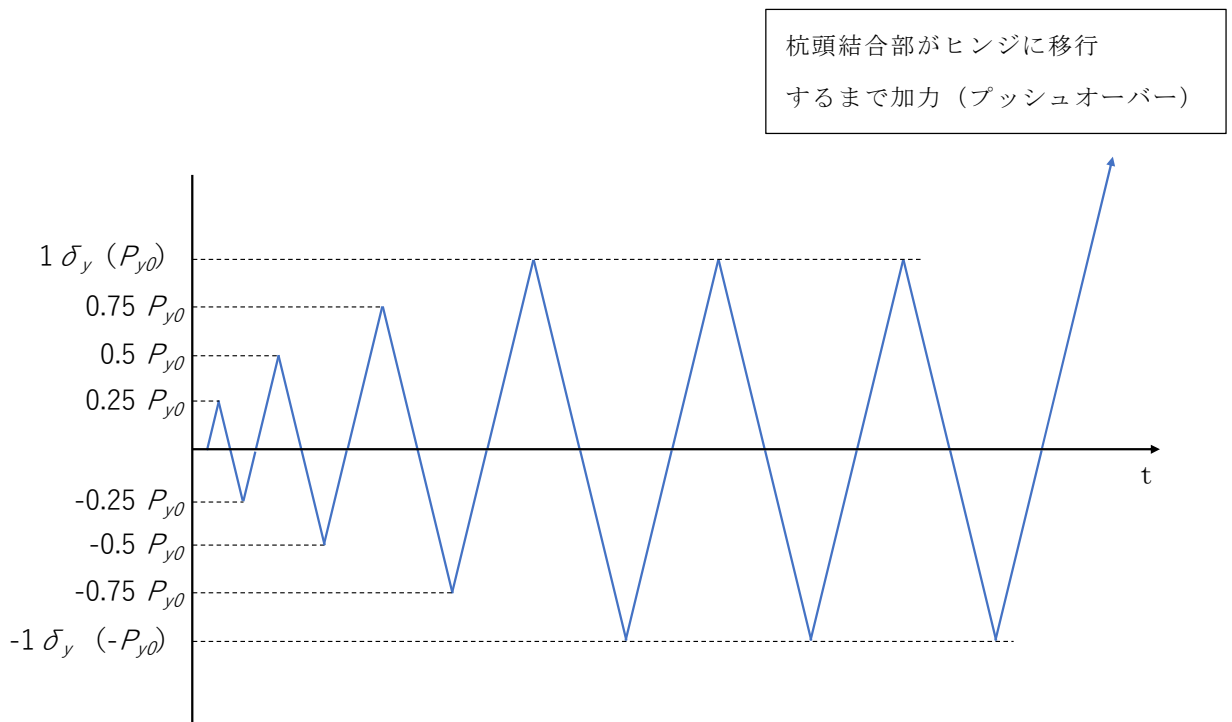


図 2.3.2-7 水平加力パターン

d. 試験ケース

杭頭結合部に発生する曲げモーメントの大きさは軸力の影響を受けると考えられることから，表 2.3.2-3 に示す 4 ケースの軸力について試験を行う。

表 2.3.2-3 試験ケース

実験ケース	軸力 (kN)	水平力 (kN)				備考 (軸力の設定)
		$0.25P_{y0}$	$0.5P_{y0}$	$0.75P_{y0}$	$1P_{y0}$	
①	0	10.5	21.1	31.6	42.1	軸力が作用しないケース
②	500	22.5	45.0	67.5	90.0	実験ケース④の軸力 1500kN を踏まえ，段階的に設定した。
③	1,000	32.7	65.3	98.0	130.6	
④	1,500	41.8	83.6	125.5	167.3	基準地震動 Ss-D による最大軸力 (6,995kN) 相当*1

注記*1：杭頭結合部を剛結合とした地震時の解析結果の軸力 6,995kN に，模型縮尺 $(6/13)^2$ を考慮した値 $6,995\text{kN}^{*2} \times (6/13)^2 = 1,490\text{kN} \approx 1,500\text{kN}$

*2：設置変更許可時のモデルを用いた 2 次元 FEM 解析における鋼管杭に作用する軸力の最大値。

(3) 試験結果

a. 水平荷重—水平変位

実験ケース①～④の水平荷重（水平载荷によるロードセル反力値）と水平変位（载荷部水平変位計による計測値）の関係を図 2.3.2-8 に示す。実験の結果及び考察は以下のとおりであり，当初の設計通り，大きな曲げモーメントが作用する際に剛結合からヒンジ結合に移行する力学特性を確認した。

(a) 最大水平荷重までの区間（正負交番载荷～プッシュオーバー）

- ・結果：各ケースともに変位の増減に伴い，载荷水平荷重も増減している。
- ・考察：杭頭結合部が剛結合の挙動を示し，回転が拘束されているため発生するモーメント（以下，拘束モーメントとする）が増加することで，水平変位を与えた際に载荷水平荷重が増加したと考えられる。

(b) 最大水平荷重以降の区間（プッシュオーバー）

- ・結果：各ケースともに一定区間，荷重を保持したまま変位が進行している。
- ・考察：杭頭結合部がヒンジ結合の挙動を示し，回転が自由となり，拘束モーメントが増加していないため，変位の進行に対して载荷水平荷重が増加していないと考えられる。

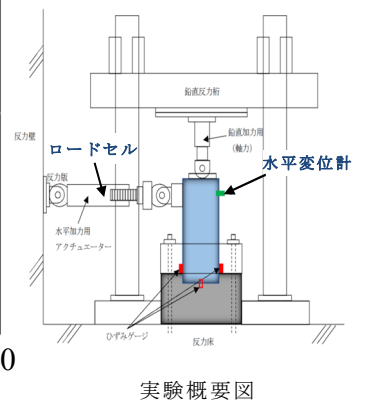
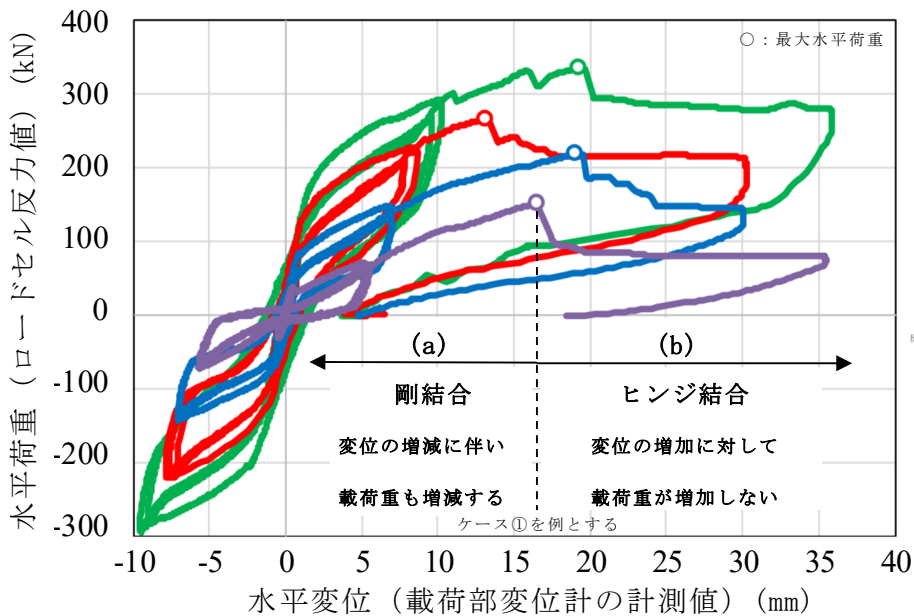


図 2.3.2-8 水平荷重と水平変位の関係（実験ケース 1～4 の比較）

2.3.3 3次元静的FEM解析による実験の再現解析

(1) 概要

杭頭載荷実験の試験体に対してモデルを作成し、3次元静的FEM解析により再現解析を実施することで、杭頭載荷実験における杭頭部の挙動を確認する。また、杭頭載荷実験の結果と再現解析の結果を比較し、実験の再現性及び結果の妥当性について検証する。表 2.3.3-1 に再現解析対象の試験体を示す。

表 2.3.3-1 再現解析対象の試験体

解析ケース	実験ケース	軸力(kN)
i	①	0
ii	②	500
iii	③	1,000
iv	④	1,500

(2) 評価フロー

杭頭載荷実験の試験体モデルを用いて3次元FEM解析を実施し、杭頭載荷実験結果と比較することで実験の妥当性を評価する。

3次元FEM解析の評価フローを図 2.3.3-1 に示す。

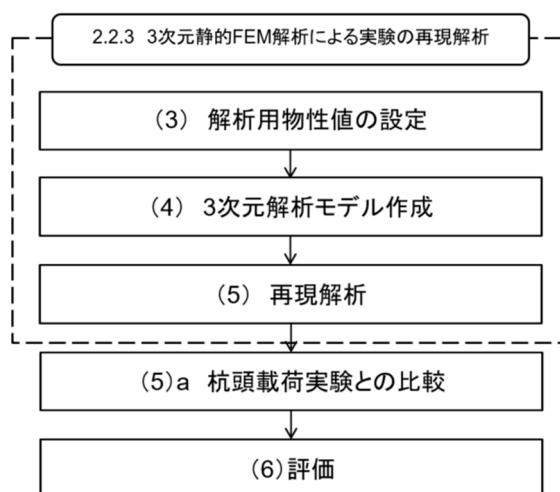


図 2.3.3-1 3次元FEM解析の評価フロー

(3) 解析用物性値の設定

a. コンクリート

表 2.3.3-2 にコンクリートの解析用物性値を示す。圧縮強度は試験体打設時に採取した供試体の強度試験結果を用い、コンクリートのヤング係数については表 2.3.3-3 に示す値を線形補間して求める。その他の物性値は「コンクリート標準示方書 [設計編] ((社)土木学会, 2018年3月)」(以下, 「示方書(2018)」という。)により求める。

表 2.3.3-2 コンクリートの解析用物性値

解析ケース	部材	単位重量* ¹ (N/mm ³)	ポアソン比* ² ν	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	引張強度 f_t * ³ (N/mm ²)
i	杭部	23.0×10^{-6}	0.2	26550	27.1	2.075
	杭頭部	23.0×10^{-6}		29560	35.2	2.470
	フーチング	24.5×10^{-6}		29620	35.4	2.480
ii	杭部	23.0×10^{-6}		26950	27.9	2.116
	杭頭部	23.0×10^{-6}		30280	37.6	2.581
	フーチング	24.5×10^{-6}		30430	38.1	2.604
iii	杭部	23.0×10^{-6}		27600	29.2	2.181
	杭頭部	23.0×10^{-6}		30490	38.3	2.613
	フーチング	24.5×10^{-6}		28690	32.3	2.333
iv	杭部	23.0×10^{-6}		27950	29.9	2.216
	杭頭部	23.0×10^{-6}		30670	38.9	2.641
	フーチング	24.5×10^{-6}		29050	33.5	2.390

注記*1: 示方書(2018) p. 58 に記載の単位重量表のうち, 杭部及び杭頭部は無筋コンクリートの単位重量を用い, フーチング部は鉄筋コンクリートの単位重量を用いる。

*2: 示方書(2018) p. 43 よりポアソン比を 0.2 とする。

*3: 示方書(2018) p. 39 より引張強度の算出式 $f_t=0.23f_c^{2/3}$ を用いて求める。

表 2.3.3-3 コンクリートのヤング係数 (示方書(2018)p. 43 より引用)

E_c (kN/mm ²)	f'_{ck} (N/mm ²)	18	24	30	40	50	60	70	80
	普通コンクリート		22	25	28	31	33	35	37
軽量骨材コンクリート*		13	15	16	19	-	-	-	-

* 骨材を全部軽量骨材とした場合

b. 鋼材

表 2.3.3-4 に鋼材の解析用物性値を示す。鉄筋及び鋼管のモデルには図 2.3.3-2 に示す von Mises の降伏基準を適用したバイリニアモデルを用い、降伏強度は試験体の製作に用いた鋼材の材料試験結果を用いる。

表 2.3.3-4 鋼材の解析用物性値

	単位重量* ¹ (N/mm ³)	ヤング係数 E* ² (N/mm ²)	降伏強度 f _y	断面積* ³ (mm ²)
鋼管	77.0×10 ⁻⁶	2.0×10 ⁵	435	—
D6	—	2.0×10 ⁵	421	31.67
D13	—	2.0×10 ⁵	363	126.7
D19	—	2.0×10 ⁵	369	286.5
D25	—	2.0×10 ⁵	379	506.7

注記*1：示方書(2018) p. 58 に記載の鋼の単位重量を用いる。

*2：示方書(2018) p. 51 より鋼材のヤング係数を 2.0×10⁵ N/mm² とする。

*3：JIS G 3112 に記載されている公称断面積を用いる。

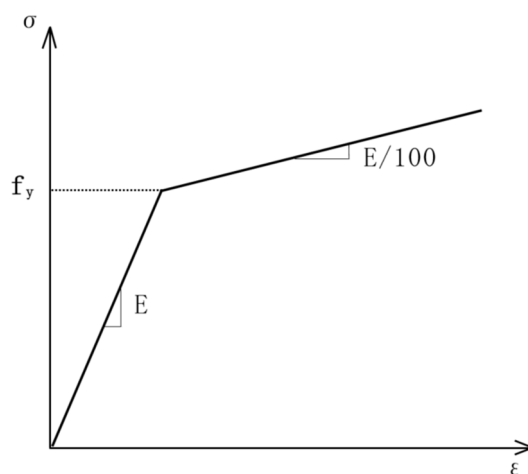


図 2.3.3-2 von Mises の降伏基準を適用したバイリニアモデル

c. 鋼管とコンクリート間

鋼管とコンクリート間の解析用物性値を表 2.3.3-5 に示す。鋼管とコンクリート間の要素には、クーロン摩擦モデルを適用し、図 2.3.3-3 に示す「複合構造標準示方書〔設計編〕（(社)土木学会，2015 年 5 月）」より引用した鋼管柱と充填コンクリート間要素の物性値を設定する。鋼管とコンクリート間のクーロン摩擦モデルを図 2.3.3-4 に示す。

表 2.3.3-5 鋼管とコンクリート間の解析用物性値

せん断付着強度 c (N/mm ²)	引張付着強度 f_t (N/mm ²)	摩擦角 ϕ (摩擦係数)
0.7	0.7	20.0° (0.364)

柱と充填コンクリートの間の摩擦応力は、式（解 12.4.3）のクーロンの破壊基準に従うものとして算定してよい。

$$\tau_{max} = c + \sigma_n \cdot \tan \phi \quad (\text{解 12.4.3})$$

ここに、 c : 粘着力
 σ_n : 界面に作用する直応力
 ϕ : 摩擦角

なお、式（解 12.4.3）に用いる粘着力 c および摩擦角 ϕ は、平鋼管を用いる場合、 $c = 0.7\text{N/mm}^2$ 、 $\phi = 20^\circ$ 、既製のリブ付き圧延鋼管を用いる場合には、 $c = 8.0\text{N/mm}^2$ 、 $\phi = 0^\circ$ としてよい。

図 2.3.3-3 鋼管柱と充填コンクリート間要素の物性値
 （「2014 年制定 複合構造標準示方書〔設計編〕」より引用に一部加筆修正）

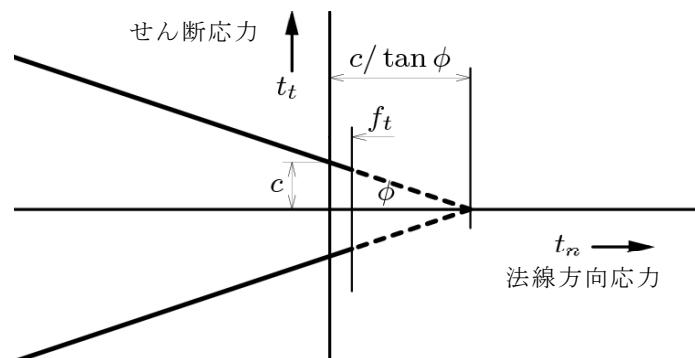
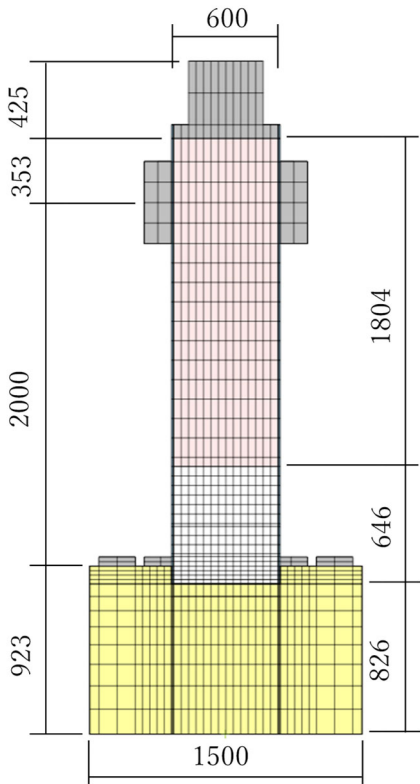


図 2.3.3-4 鋼管とコンクリート間のクーロン摩擦モデル

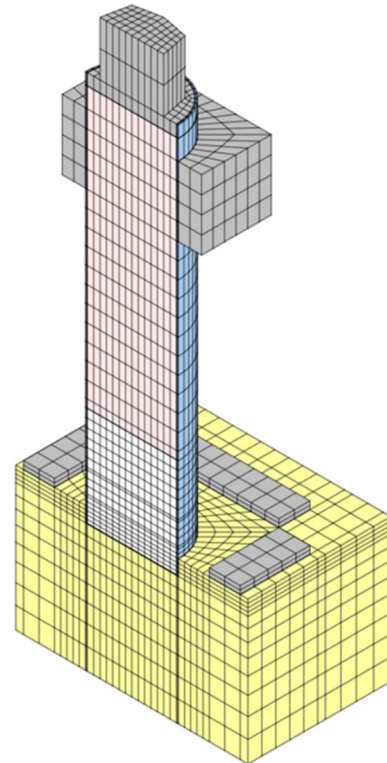
(4) 3次元解析モデル作成

a. 解析領域の設定

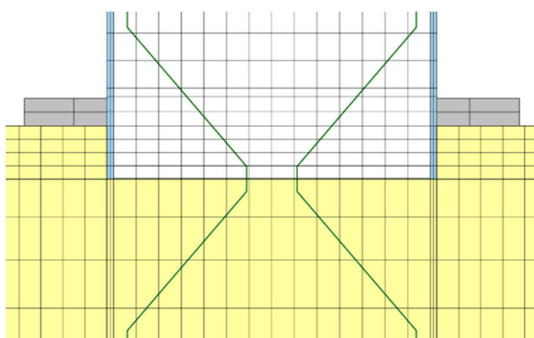
杭頭部載荷実験の試験体に対して3次元モデルを作成する。この解析モデルのメッシュは4ケース共通とし、対称性を考慮して試験体の半分をモデル化する。図2.3.3-5に3次元FEM解析モデルの概形を示す。



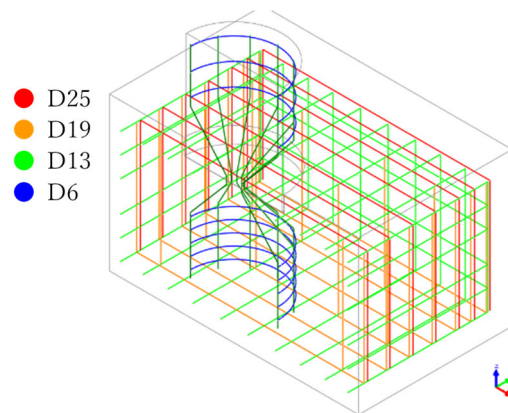
杭頭部 (断面) 正面図 (断面)



鳥瞰図



杭頭部 (断面) 拡大図



配筋図

図 2.3.3-5 3次元FEM解析モデルの概形

b. 境界条件及び荷重条件

以下の条件で設定した境界条件及び荷重条件を図 2.3.3-6 に示す。

① 境界条件

モデル底面は完全拘束とし、対称面は Y 方向拘束とする。

② 荷重条件

自重+軸力+フーチング上面プレートの鉛直荷重を載荷した後、水平荷重を変位制御で漸増載荷する。

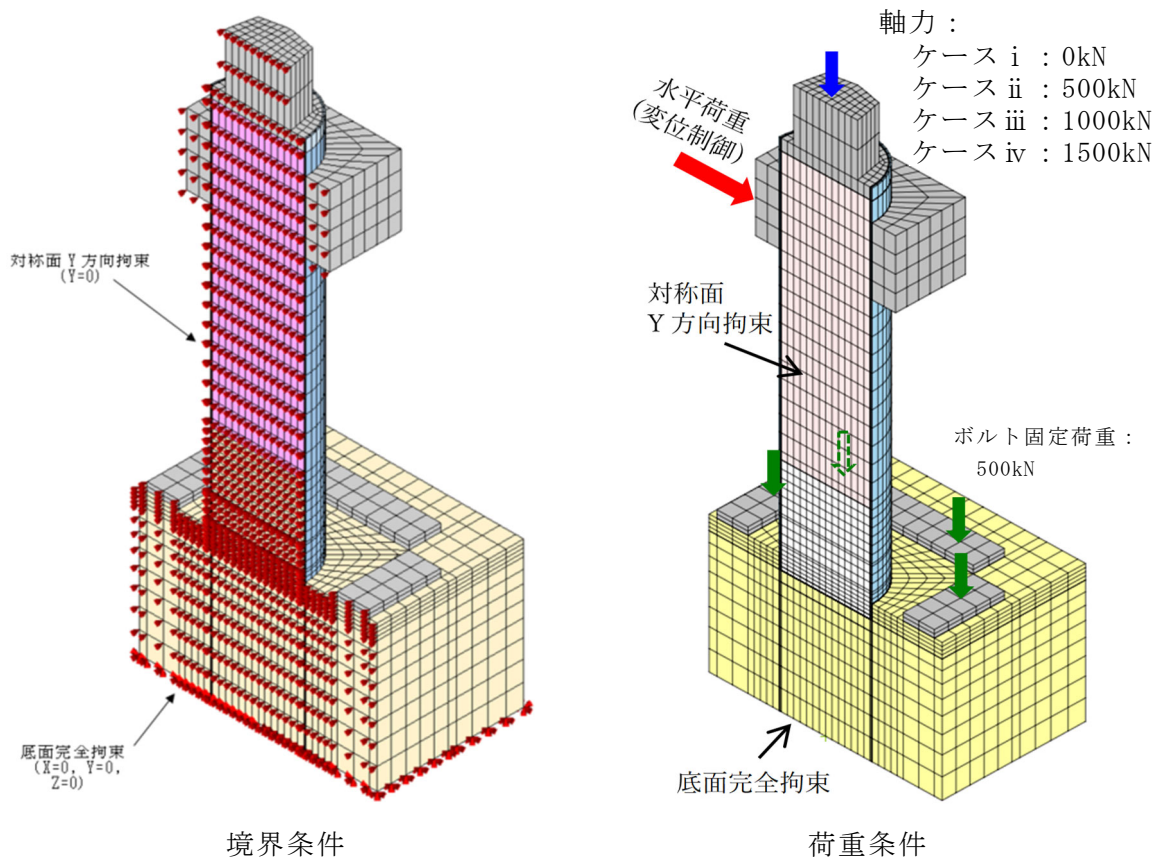


図 2.3.3-6 境界条件及び荷重条件

(5) 再現解析

実験の再現性及び結果の妥当性について検証するため、3次元静的FEM解析による再現解析を実施する。解析コードは「DIANA Ver. 10.4」を使用する。

a. 杭頭載荷実験との比較

図 2.3.3-7 に実験と 3次元 FEM 解析の荷重-変位関係の比較を示す。荷重-変位関係は、実験の最大荷重レベルまでの範囲で、実験結果と概ね同じ挙動をしていると考えられる。

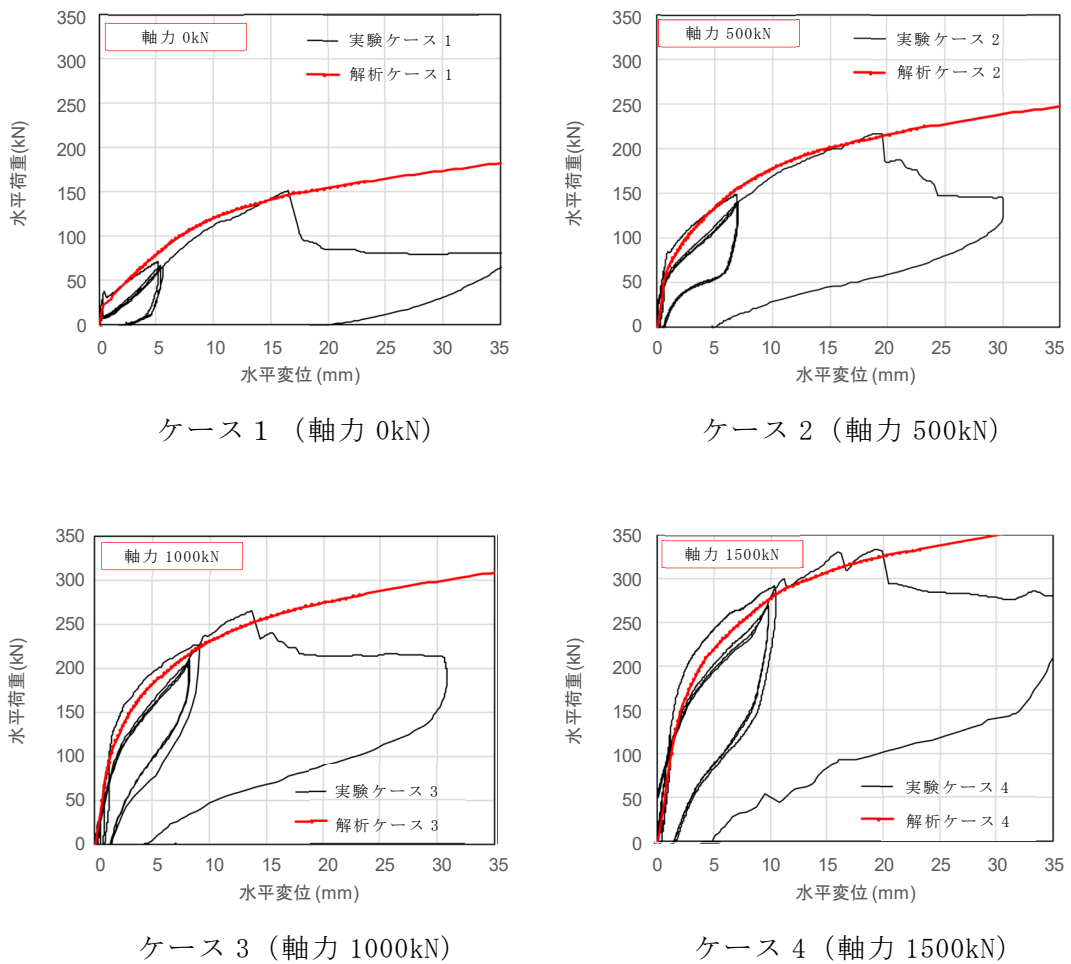


図 2.3.3-7 実験と 3次元 FEM 解析の荷重-変位関係の比較

(6) 評価

3次元静的FEM解析による再現解析結果は、実験結果と概ね同じ挙動をしていると考えられることから、杭頭載荷実験の力学的に想定される事象が概ね再現されていると判断する。

2.3.4 評価方針 追而

2.3.5 評価結果 追而

2.4 改良地盤の内的安定評価

2.4.1 概要

防波壁（逆 T 擁壁）の耐震評価に必要な地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」において説明している。本資料では、防波壁（逆 T 擁壁）の耐震評価の前提となる改良地盤①～③の内的安定評価に必要な物性値について、室内試験の結果を踏まえ新たに設定したことから、説明を行う。

また、設定した物性値を用いた内的安定評価の評価方法及び評価結果をあわせて説明する。

2.4.2 地盤の物性値

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

本章では、当該試験結果及び物性値の設定について説明する。図 2.4.1-1～図 2.4.1-2 に改良地盤①～③の配置図を示す。

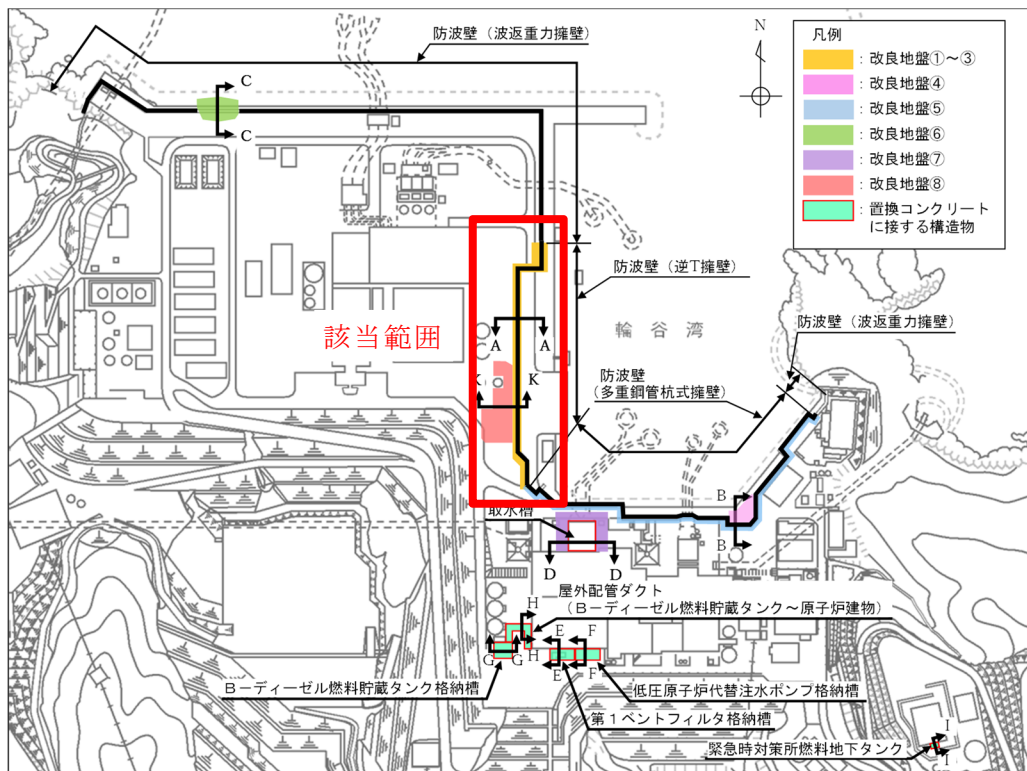


図 2.4.1-1 改良地盤①～③の平面配置図

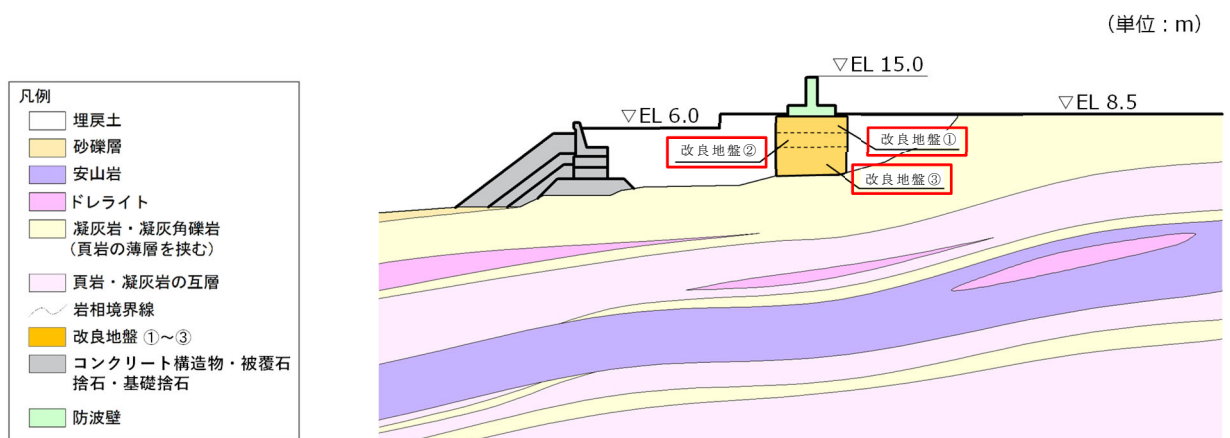


図 2.4.1-2 改良地盤①～③の配置図

(防波壁 (逆 T 擁壁), A-A 断面)

(1) 室内試験を踏まえた解析用物性値の設定

a. 試験方法

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

表 2.4.1-1 改良地盤①～③の改良地盤の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3以上
残留強度 (粘着力, 内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3以上

b. 解析用物性値の設定方法

(a) 残留強度

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

(b) 引張強度 σ_t

引張強度については、文献調査を実施し、圧裂引張試験結果と比較検討して保守的な物性値を設定する。

「薬液注入工法における施工管理に関する研究（その3）（1984）」（以下「川地ら（1984）」という。）によると、引張強度 σ_t と一軸圧縮強度 q_u の関係にはバラツキはあるものの一定の相関性が認められるとされている。また、固結砂の特性に関する検討をする中で、表2.4.1-2に示すように注入材によって固結された砂の特性値が示されており、引張強度と一軸圧縮強度の関係は $\sigma_t = q_u \times 0.11 \sim 0.28$ となっている。

表2.4.1-2 水ガラス濃度50%の固結砂についての特性値
（「川地ら（1984）」より引用に一部加筆修正）

	川 砂		珪 砂		
	瞬 結	緩 結	瞬 結	緩 結	
一軸圧縮試験	圧縮強度 q_u kgf/cm ²	1.60	1.80	1.75	4.23
	破壊ヒズミ ϵ %	1.2	1.1	1.4	0.8
	変形係数 E_{30} kgf/cm ²	118	310	295	547
三軸圧縮試験	粘着力 C kgf/cm ²	0.33	0.1~1.1	0.33~0.57	0.33~0.70
	内部摩擦角 ϕ	34°~41°50'	42°10'~49°50'	34°20'~41°50'	41°50'~52°30'
圧裂引張強度 σ_T kgf/cm ²	0.45 <small>= 0.28 × q_u</small>	0.46 <small>= 0.25 × q_u</small>	0.25 <small>= 0.14 × q_u</small>	0.46 <small>= 0.11 × q_u</small>	
注入前の間隙率	32.1%		37.5%		

「弾性波試験を用いた薬液注入材による改良土の強度発現機構に関する検討 (2020)」(以下「佐々木ら(2020)」という。)では、その検討の中で、表 2.4.1-3 に示すように薬液注入による砂層の改良地盤の引張強度や一軸圧縮強度等の特性値を示している。引張強度と一軸圧縮強度の関係は $\sigma_t = q_u \times 0.1 \sim 0.12$ となっている。

表 2.4.1-3 珪砂 6 号を用いたサンドゲルの物理・力学特性
(「佐々木ら(2020)」より引用に一部加筆修正)

C_s	day	ρ_{sg}	q_{usg}^{*1}	ε_{sg}	E_{50sg}	σ_{tsg}^{*2}
6	1	1.91	209	1.28	19.8	21.6
	3	1.91	214	1.28	18.8	26.9
	7	1.91	220	1.25	19.5	28.1
	14	1.90	237	1.34	21.1	32.3
	28	1.91	253	1.42	21.2	31.4 = $0.12 \times q_{usg}$
9	1	1.90	279	1.37	23.2	33.4
	3	1.91	323	1.41	28.6	39.8
	7	1.90	352	1.44	30.7	43.3
	14	1.90	373	1.44	33.6	43.8
	28	1.91	374	1.23	38.2	43.5 = $0.12 \times q_{usg}$
12	1	1.93	389	1.35	31.8	48.7
	3	1.93	465	1.18	42.2	46.6
	7	1.93	512	1.21	49.1	47.7
	14	1.93	569	1.56	40.5	57.5
	28	1.93	580	1.39	52.6	57.7 = $0.10 \times q_{usg}$

注記*1: $q_{usg} \Rightarrow$ 一軸圧縮強度 ($= q_u$)

*2: $\sigma_{tsg} \Rightarrow$ 引張強度 ($= \sigma_t$)

これらの文献を踏まえ、保守的に $\sigma_t = q_u \times 0.1$ の関係を用いて一軸圧縮強度から引張強度を算定する。一軸圧縮強度の算定に用いる地盤の物性値は保守的になるよう、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している解析用物性値を用い、 $q_u = 2c \times \tan(45^\circ + \phi/2)$ より算定する。

また、この文献による算定値と試験値を比較し、保守的な値を引張強度に採用する。

c. 解析用物性値の設定

(a) 試験結果

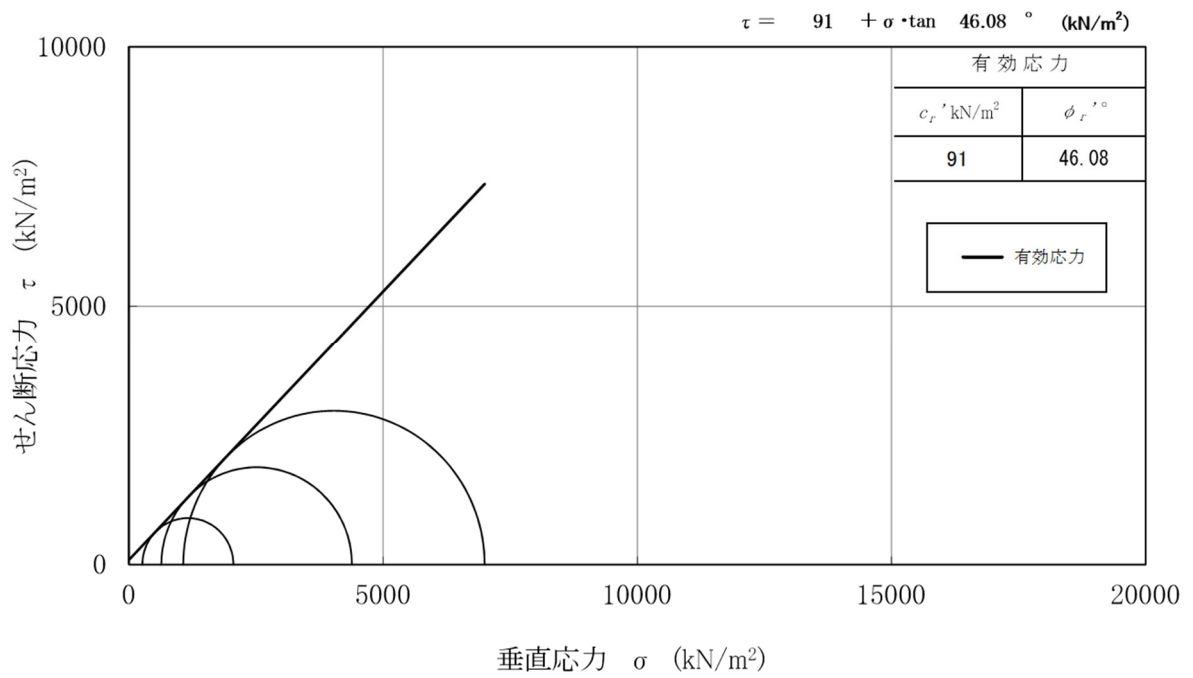
改良地盤①～③の室内試験における試験数量を表 2.4.1-4 に示す。また、試験結果を表 2.4.1-5 及び図 2.4.1-3 に示す。

表 2.4.1-4 改良地盤①～③の室内試験における試料数量

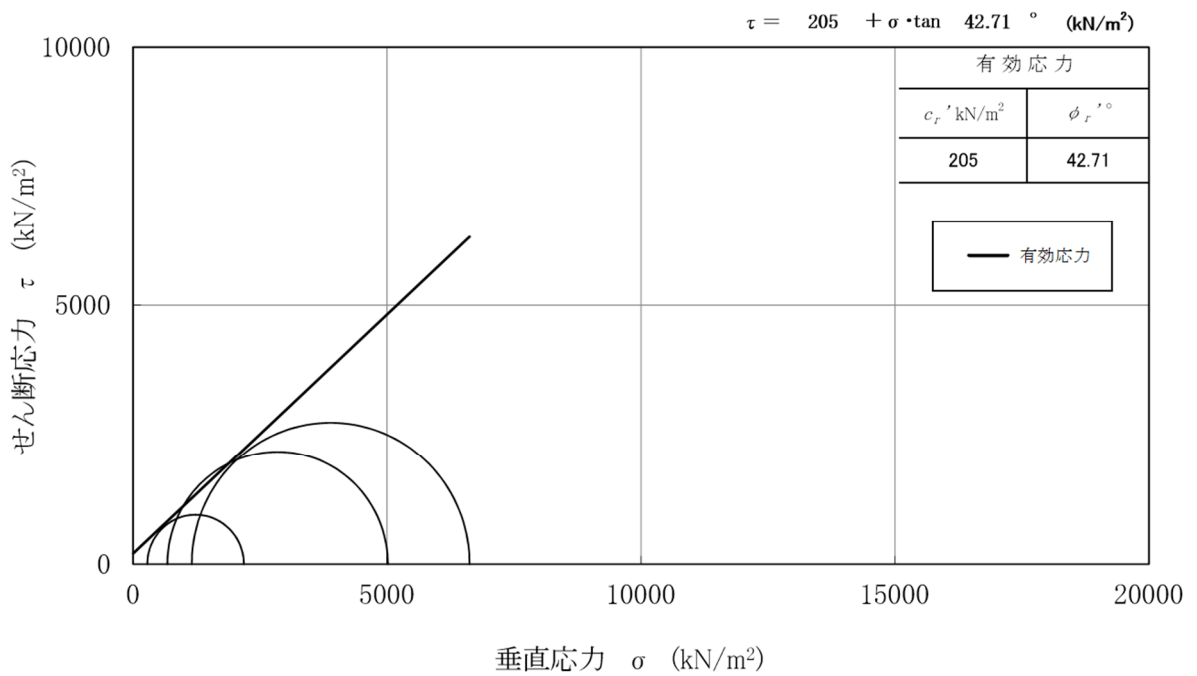
項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量	
			供試体 1 (W/C=200%)	供試体 2 (W/C=300%)
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3	3
残留強度 (粘着力, 内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3	3

表 2.4.1-5 改良地盤①～③における圧裂引張試験結果

地盤	引張強さ σ_t [kN/m ²]	平均値
改良地盤①・②	775	998
	1170	
	1050	
改良地盤③	1340	1460
	1540	
	1490	



(1) 改良地盤①・②の三軸圧縮試験結果



(2) 改良地盤③の三軸圧縮試験結果

図 2.4.1-3 改良地盤①～③における三軸圧縮試験結果

(b) 解析用物性値の設定

[残留強度]

室内試験の結果を踏まえた残留強度の物性値を表 2.4.1-6 に示す。

表 2.4.1-6 残留強度の物性値

	粘着力 c' [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ' [°]
改良地盤①・②	91	46.08
改良地盤③	205	42.71

[引張強度 σ_t]

文献による算定値と圧裂引張試験における試験値の比較を表 2.4.1-7 に示す。引張強度が小さいほうが保守的になることから、引張強度は文献による算定値を採用する。

表 2.4.1-7 文献による算定値と圧裂引張試験における試験値の比較（引張強度）

	文献による算定値				試験値
	解析用物性値		一軸圧縮強度 Q_u [kN/m ²]	引張強度 σ_t [kN/m ²]	引張強度 σ_t [kN/m ²]
	粘着力 c [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ [°]			
改良地盤①・②	628	38.00	2580	258 採用	998
改良地盤③	1140	40.54	4950	495 採用	1460

(2) 改良地盤の物性値

以上を踏まえ、改良地盤①～③の物性値を表 2.4.1-8 に、その設定根拠を表 2.4.1-9 に示す。

表 2.4.1-8 改良地盤①～③の解析用物性値

		解析用物性値	
		改良地盤①・②	改良地盤③
残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]	91	205
	内部摩擦角 ϕ' [°]	46.08	42.71
引張強度	σ_t [kN/m ²]	258	495

表 2.4.1-9 改良地盤①～③における解析用物性値の設定根拠

		設定根拠 (改良地盤①・②及び改良地盤③は共通)
残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]	室内試験結果を踏まえた粘着力を設定
	内部摩擦角 ϕ' [°]	室内試験結果を踏まえた内部摩擦角を設定
引張強度	σ_t [kN/m ²]	薬液注入による改良地盤に関する文献より、保守的に設定した算定式から求まる引張強度と比較して、圧裂引張試験における引張強度が上回ることから、文献による算定値を設定

2.4.3 内的安定評価方法

(1) すべり線設定の考え方について

改良地盤のすべり安全率を算定するための、想定すべり線の考え方を以下に示す。また、評価対象断面（①-①断面、⑤-⑤断面）の地質図を図 2.4.2-1～図 2.4.2-2 に、改良地盤の想定すべり線を図 2.4.2-3～図 2.4.2-4 に示す。

- 改良地盤は難透水性の保持を期待するため、防波壁横断方向に貫通するすべり線を設定する。
- 大きな剛性差が生じる箇所には端点を設定する。
- 引張破壊が生じた場合には、引張破壊している要素の応力状態に着目したすべり線を設定する。
- 部材毎に端点を設定し、端点を基点として $\pm 5^\circ$ 間隔ですべり線を設定する。

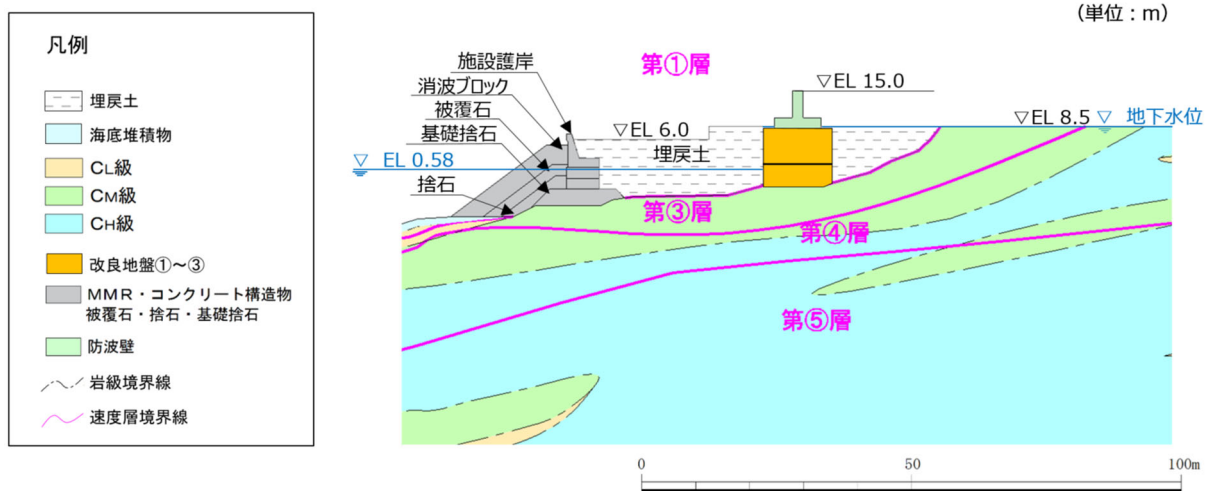


図 2.4.2-1 評価対象断面（①-①断面）

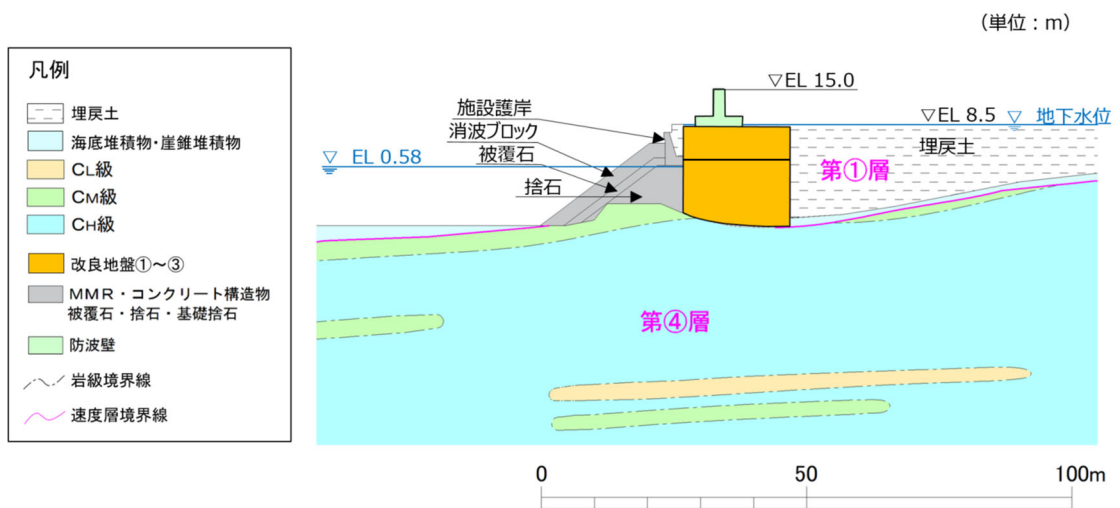


図 2.4.2-2 評価対象断面（⑤-⑤断面）

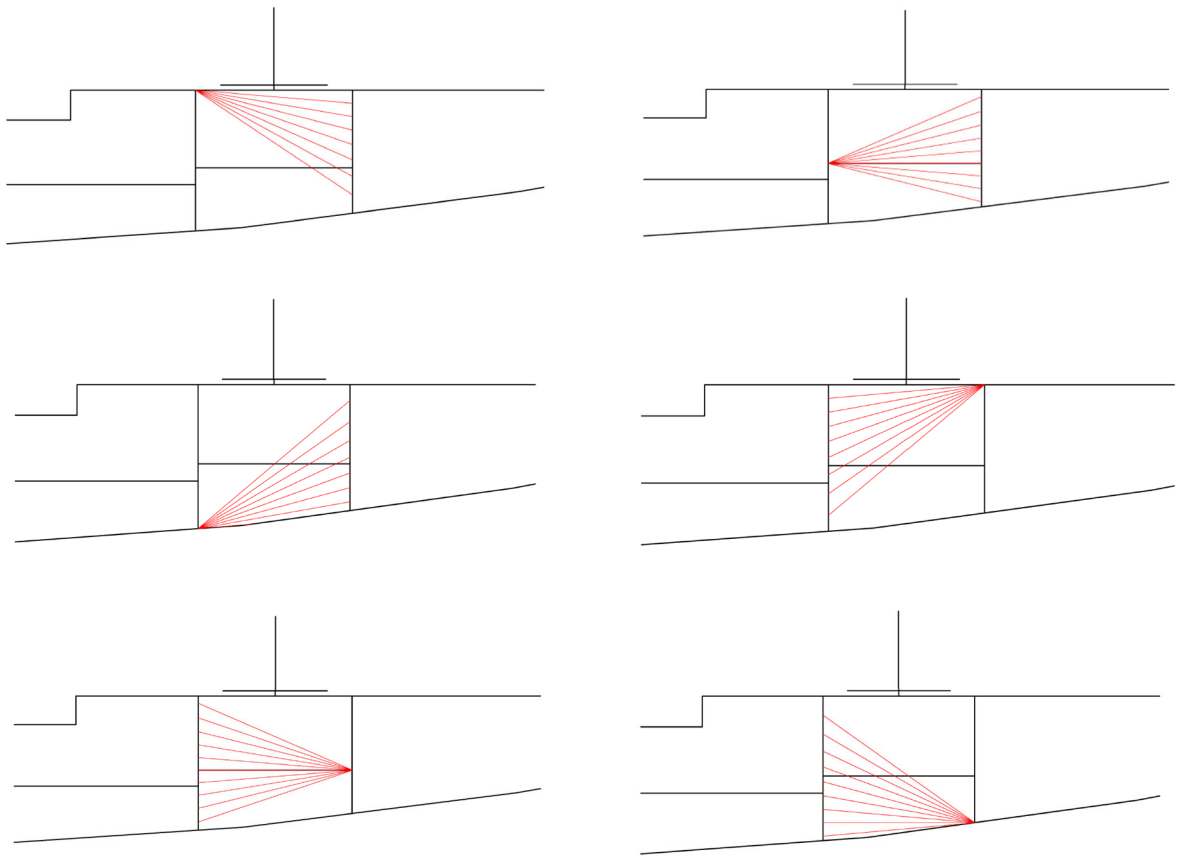


図 2.4.2-3 改良地盤の想定すべり線 (①-①断面)

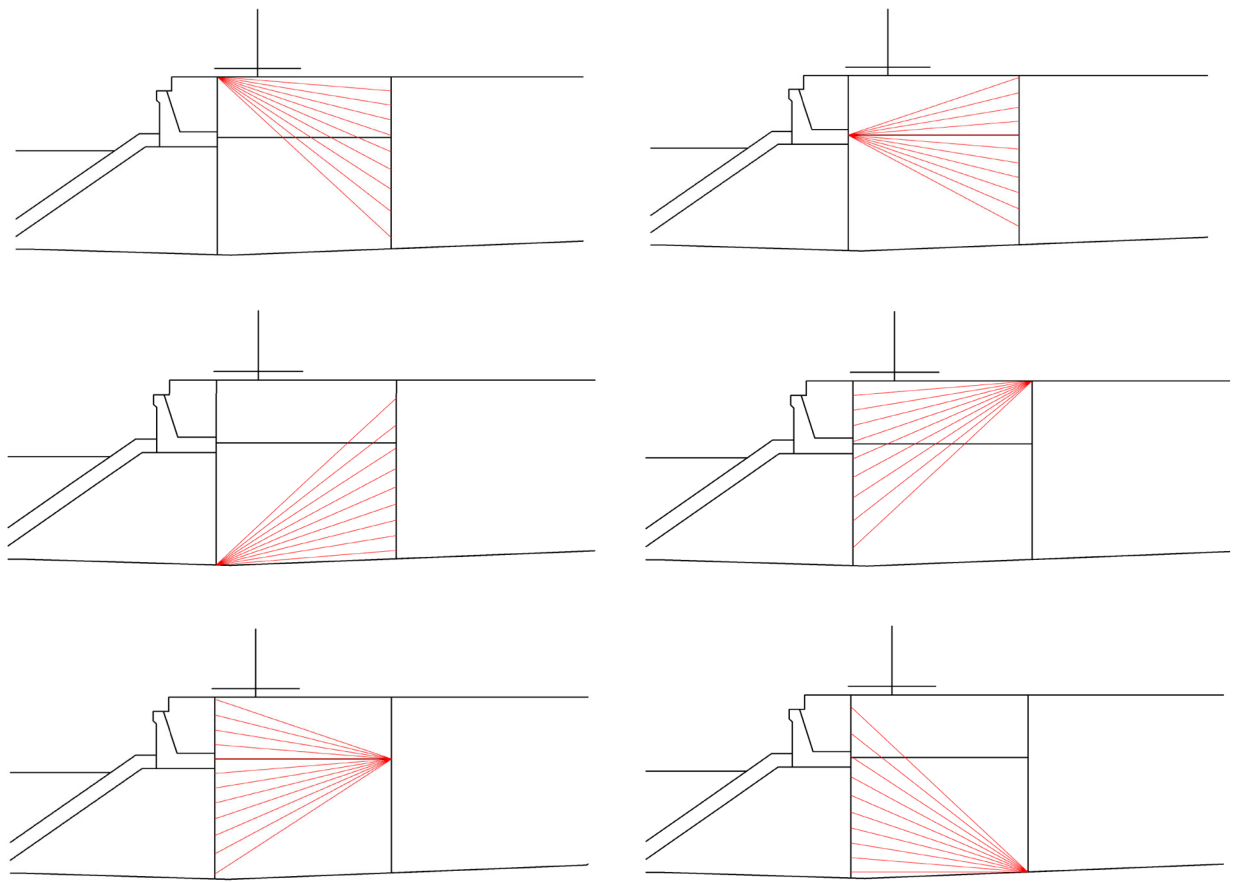


図 2.4.2-4 改良地盤の想定すべり線 (⑤-⑤断面)

(2) 評価方法

改良地盤の評価は、改良地盤を通るすべり線のすべり安全率が 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 2.4.2-5 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もとに、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として時々刻々求め、最小すべり安全率のすべり線を選定する。

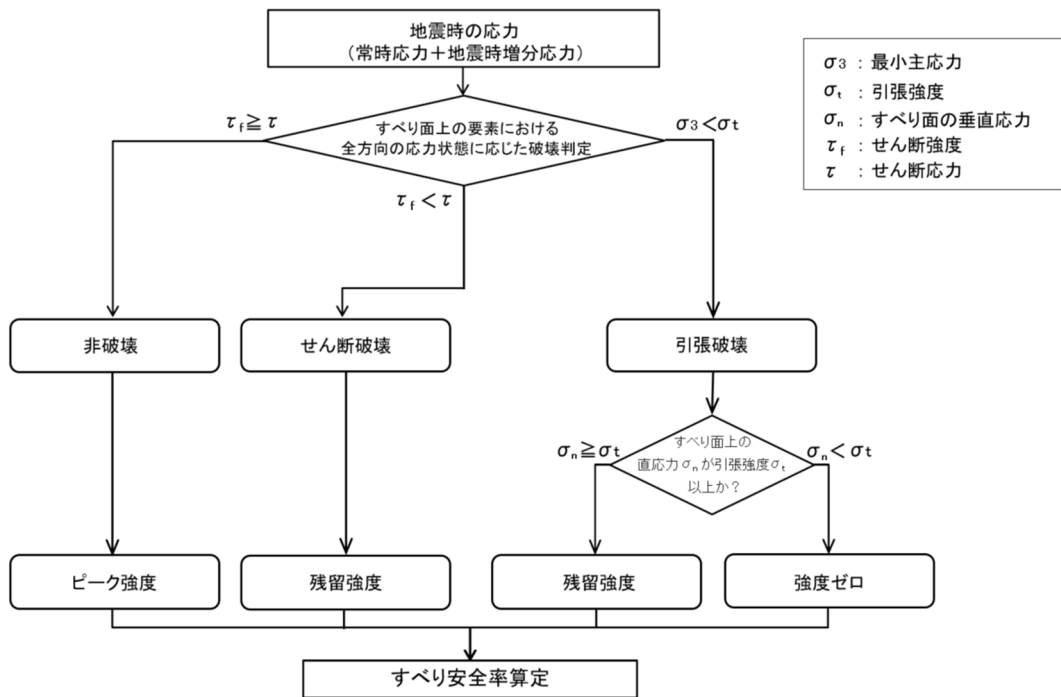


図 2.4.2-5 すべり安全率算定のフロー

2.4.4 内的安定評価

(1) 評価結果

改良地盤のすべり安全率による評価結果を表 2.4.3-1～表 2.4.3-2 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。解析ケース①は基本ケースであり、解析ケース②及び③は地盤物性のばらつきを考慮したケースある。

表 2.4.3-1 改良地盤のすべり安全率評価結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S _s -D	(++)	14.58	4.01
		(-+)	14.63	4.06
		(+-)	14.59	3.96
		(--)	8.59	4.01
	S _s -F1 (EW)	(++)	7.94	4.03
	S _s -F2 (EW)	(++)	15.62	4.43
	S _s -N1	(++)	7.56	3.43
		(-+)	7.56	3.50
	S _s -N2 (NS)	(++)	24.97	4.32
		(-+)	25.00	4.50
	S _s -N2 (EW)	(++)	25.96	4.08
		(-+)	25.98	4.21
②	S _s -D	(+-)	14.59	3.97
	S _s -N1	(++)	7.56	3.43
	S _s -N2 (EW)	(-+)	25.98	4.21
③	S _s -D	(+-)	14.59	3.96
	S _s -N1	(++)	7.56	3.44
	S _s -N2 (EW)	(-+)	25.98	4.22

表 2.4.3-2 改良地盤のすべり安全率評価結果 (⑤-⑤断面)

解析 ケース	地震動		発生時刻 (s)	最小すべり安全率
①	S _s -D	(++)	9.00	3.37
		(-+)	8.99	3.15
		(+-)	8.97	3.46
		(--)	8.97	3.26
	S _s -F1 (EW)	(++)	8.69	4.94
	S _s -F2 (EW)	(++)	15.62	4.29
	S _s -N1	(++)	7.61	3.12
		(-+)	7.62	3.21
	S _s -N2 (NS)	(++)	25.07	4.26
		(-+)	25.07	4.27
	S _s -N2 (EW)	(++)	26.05	3.89
		(-+)	26.05	3.90
②	S _s -D	(--)	8.97	3.27
	S _s -N1	(++)	7.61	3.12
③	S _s -D	(--)	8.97	3.26
	S _s -N1	(++)	7.61	3.12

(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、⑤-⑤断面について、最小すべり安全率発生時刻にお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断面及び⑤-⑤断面について、改良地盤の最小すべり安全率時刻における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 2.4.3-1 に示す。

これにより、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いることが確認できることから、引張強度に達した要素を考慮し改良地盤の健全性を確保していることを確認した。

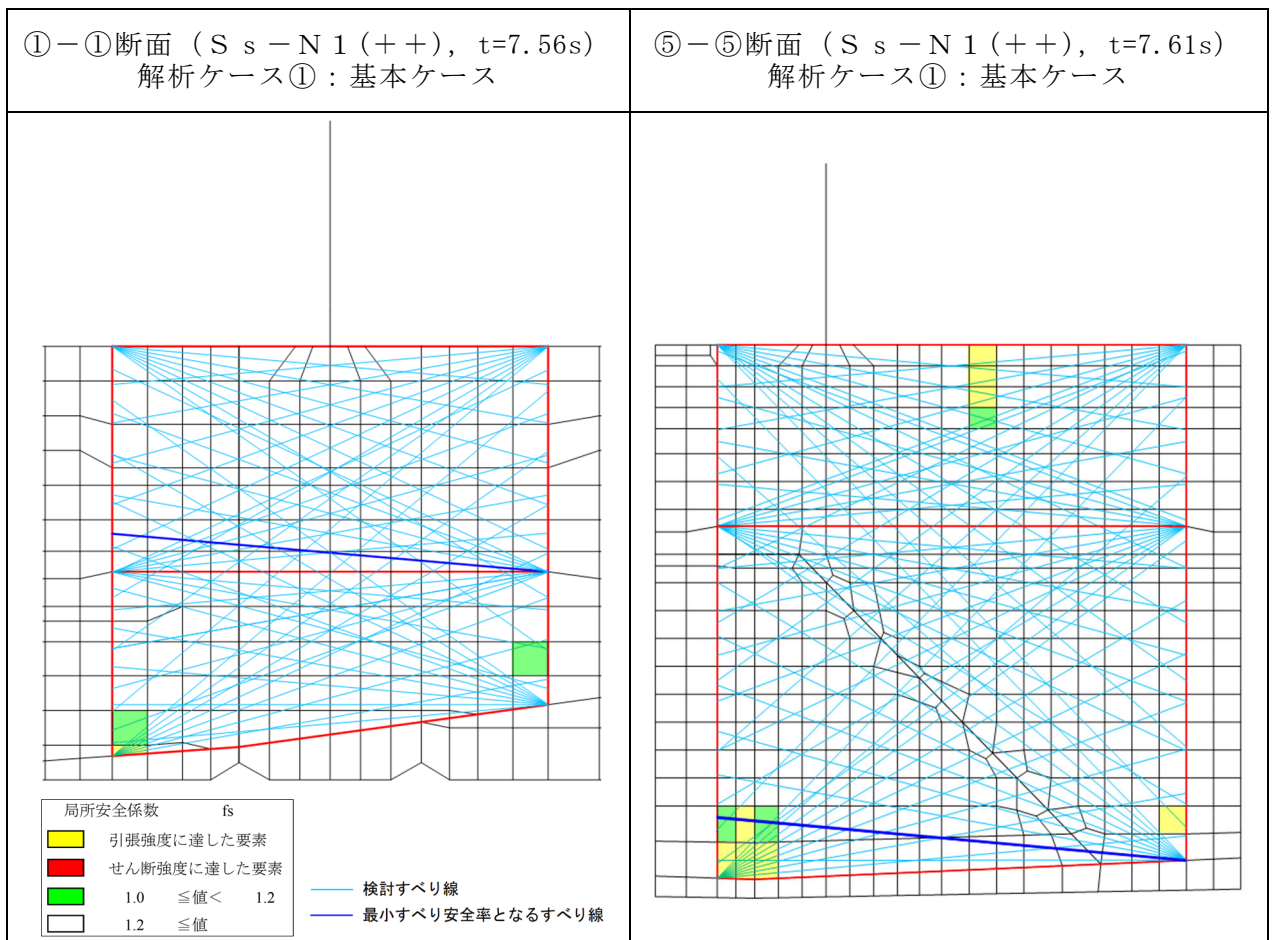


図 2.4.3-1 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ (①-①, ⑤-⑤断面)

b. 応力状態に着目した追加すべり検討

改良地盤に局所的な引張破壊が生じている断面（①-①，⑤-⑤断面）について，引張破壊している要素の応力状態に着目し，引張強度に達した要素を基点とした，クラック方向のすべり線を追加しすべり安全率照査を行う。図 2.4.3-2～図 2.4.3-3 に①-①及び⑤-⑤断面について，改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線を示す。ここで，クラック方向は，引張強度に達した要素に生じている引張応力の直交方向とする。

図 2.4.3-2～図 2.4.3-3 に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表 2.4.3-3 に示す。この結果より，引張強度に達した要素を基点とした，クラック方向のすべり線を追加した場合において，改良地盤のすべり安全率は，当初のすべり線でのすべり安全率と比較し同程度又は同等以上であり，許容限界である 1.2 以上であるため，健全であることを確認した。

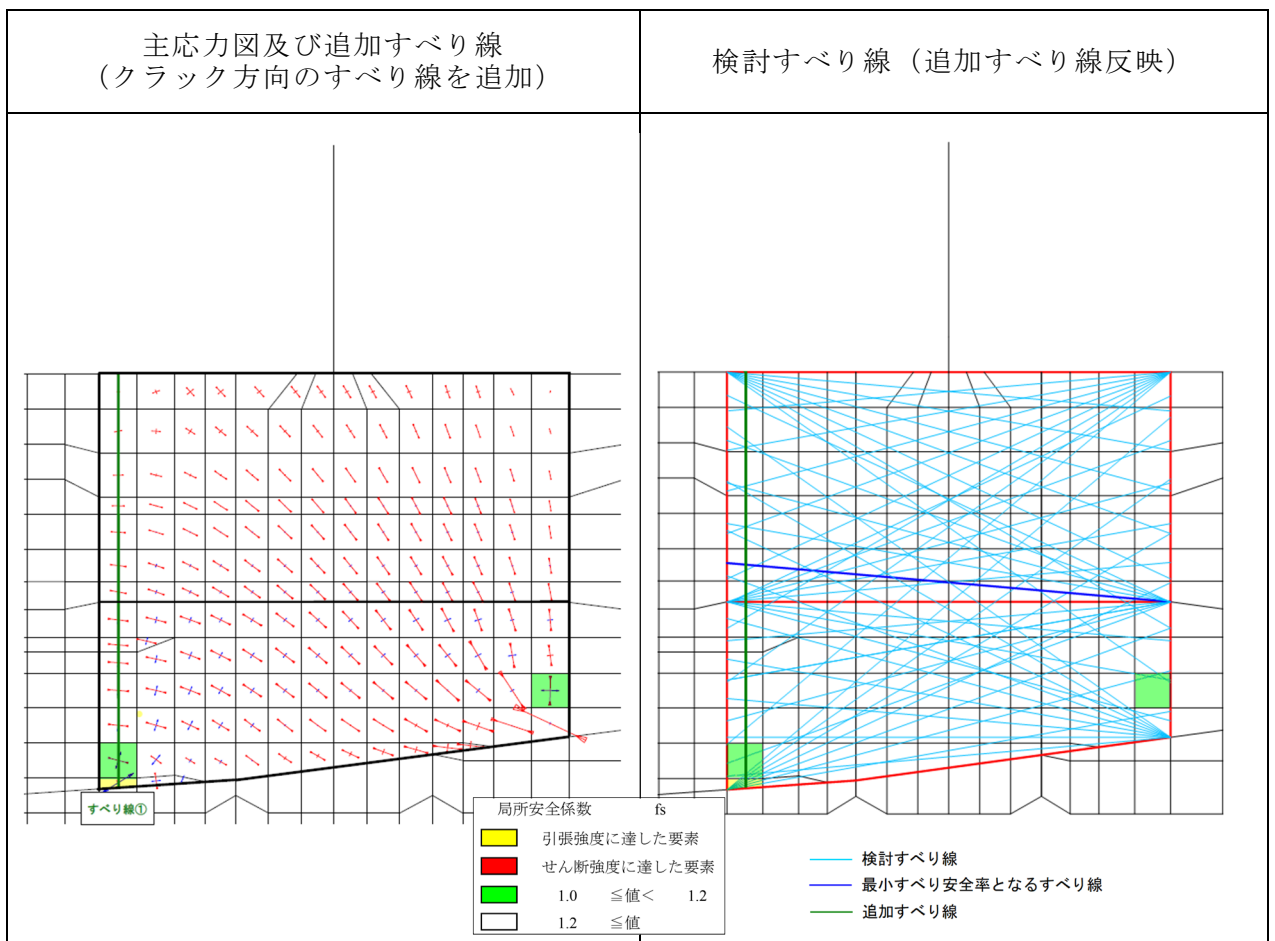


図 2.4.3-2 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線

(①-①断面， $S_s - N1 (+ +)$ ， $t=7.56s$)

解析ケース①：基本ケース

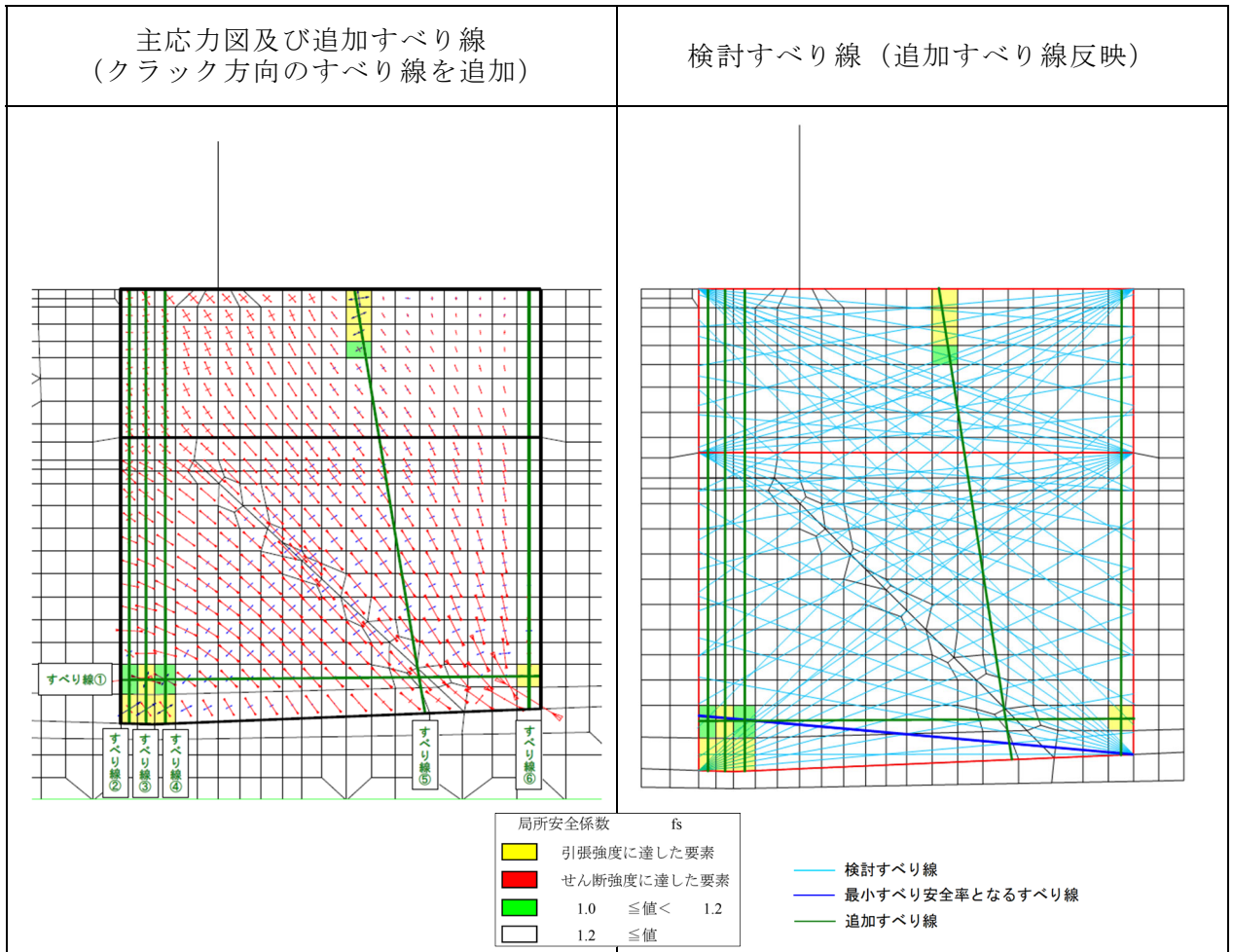


図 2.4.3-3 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線
 (⑤-⑤断面, S s - N1 (++) , t=7.61s)
 解析ケース① : 基本ケース

表 2.4.3-3 追加すべり線における最小すべり安全率

断面	追加すべり線	最小すべり安全率	(参考)追加すべり線を除く最小すべり安全率
①-①断面	すべり線①	16.18	3.43
⑤-⑤断面	すべり線⑤	3.06	3.12

c. まとめ

「a. 局所安全係数分布図と検討すべり線の重ね合わせ」及び「b. 応力状態に着目した追加すべり検討」より、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。

(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。