

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 01
提出年月日	2022年10月6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10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
 - 1.8.1 概要
 - 1.8.2 防波壁
 - (1) 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）
 - (2) 防波壁（逆 T 擁壁）
 - (3) 防波壁（波返重力擁壁）
 - 1.8.3 防波壁通路防波扉
 - 1.8.4 1号取水槽流路縮小工
 - 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. 津波防護対象設備
 - 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) 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 1.8.2-1 及び図 1.8.2-2 に、構造概要図を図 1.8.2-3 及び図 1.8.2-4 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、全線にわたって同じ構造である。

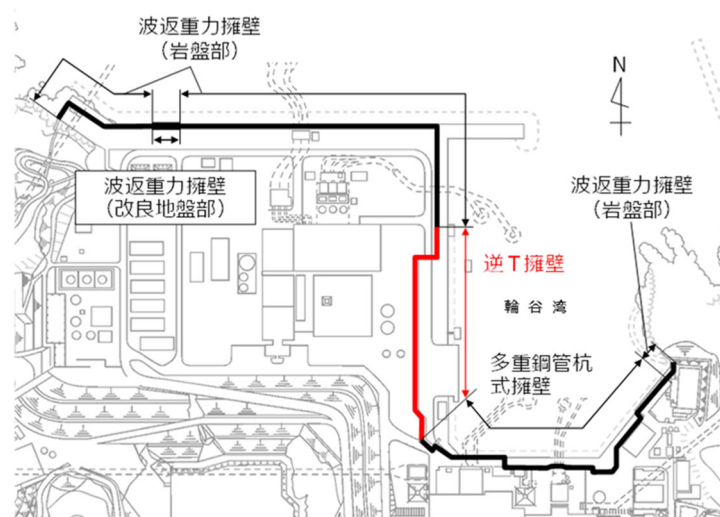


図 1.8.2-1 防波壁（逆 T 擁壁）の平面配置図

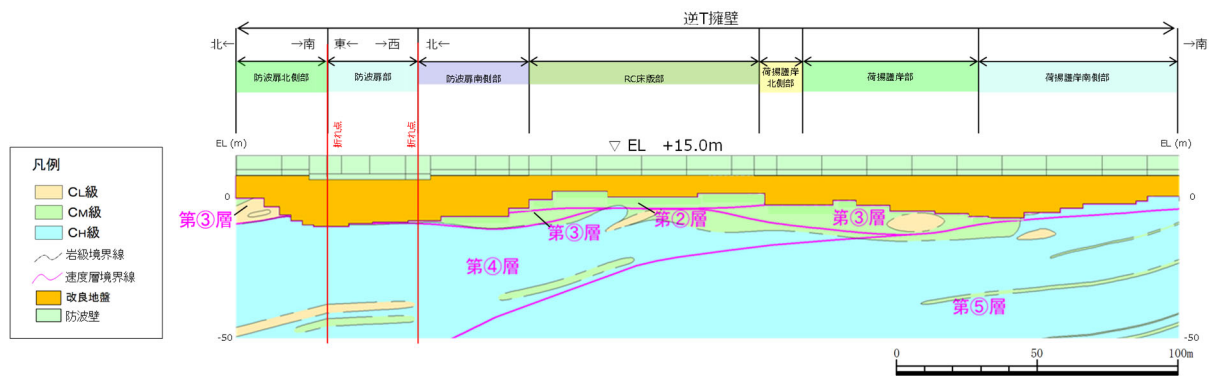
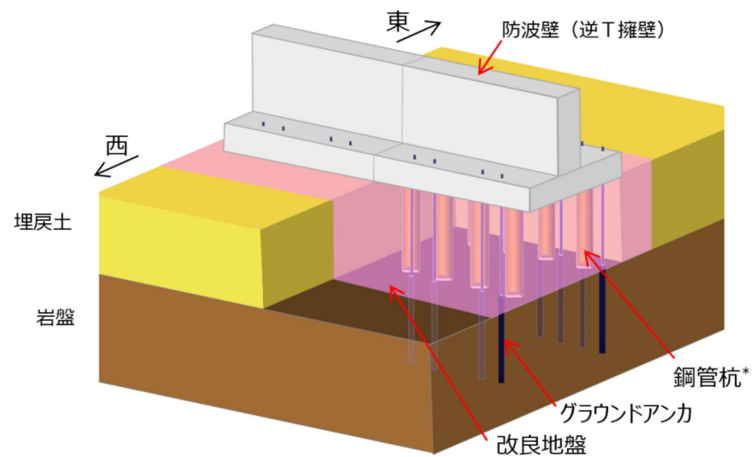
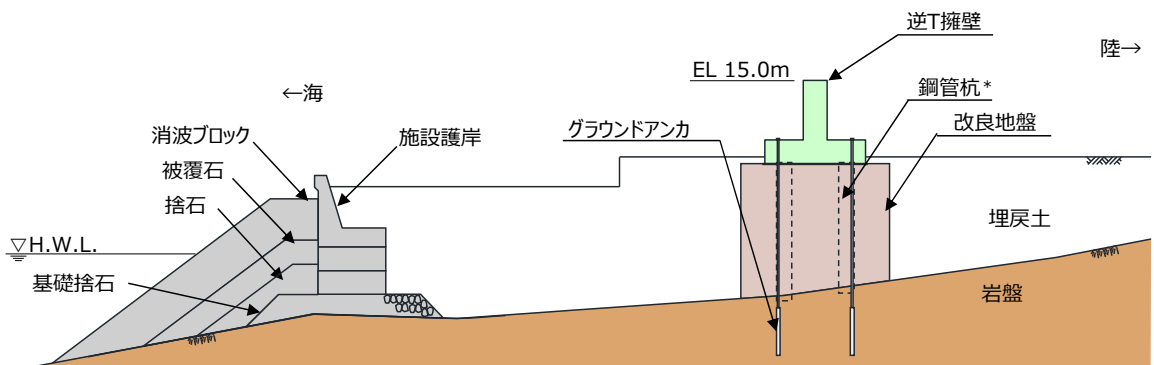


図 1.8.2-2 防波壁（逆 T 擁壁）の縦断面図



注釈* 防波壁（逆T擁壁）は鋼管杭の効果을期待せず耐震評価を行う。

図 1.8.2-3 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期待せず耐震評価を行う。

図 1.8.2-4 防波壁（逆 T 擁壁）の構造概要図（断面図）

図 1.8.2-5～図 1.8.2-13 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。

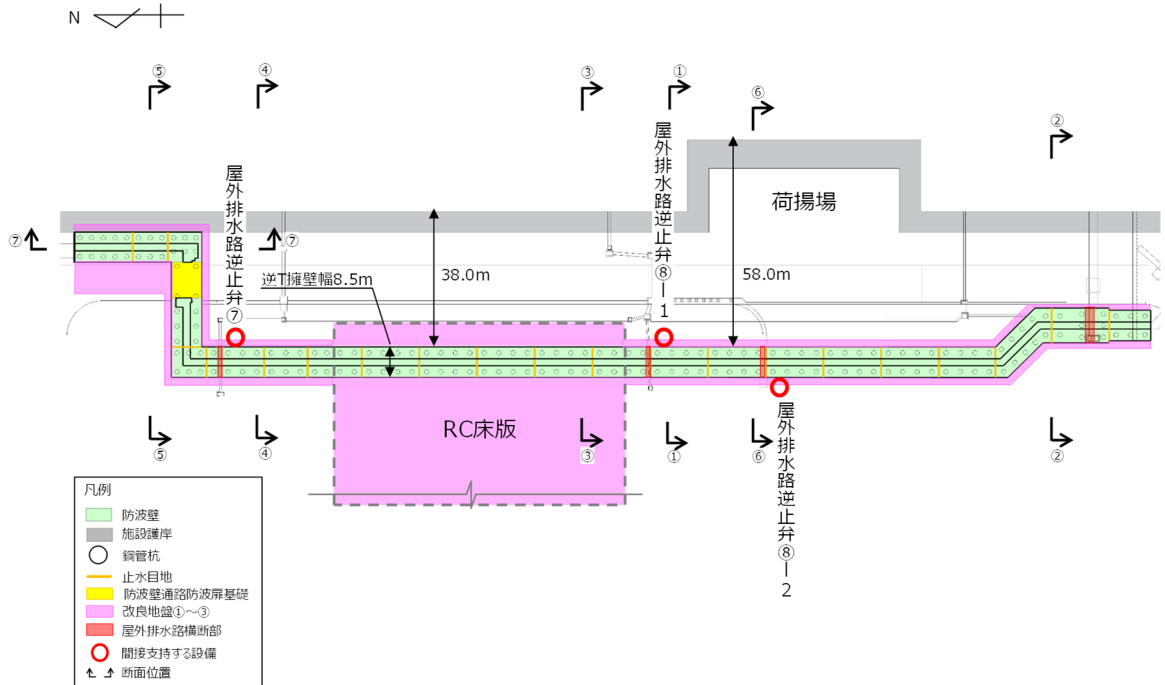


図 1.8.2-5 防波壁（逆 T 擁壁）平面配置図

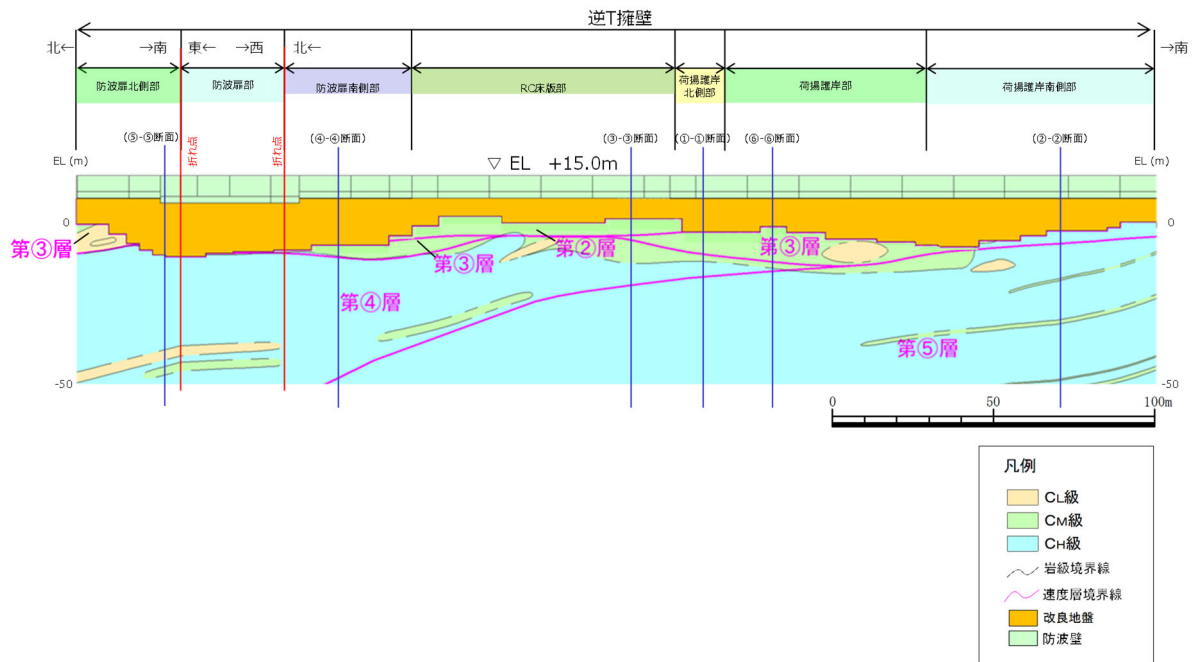


図 1.8.2-6 防波壁（逆 T 擁壁）縦断面図

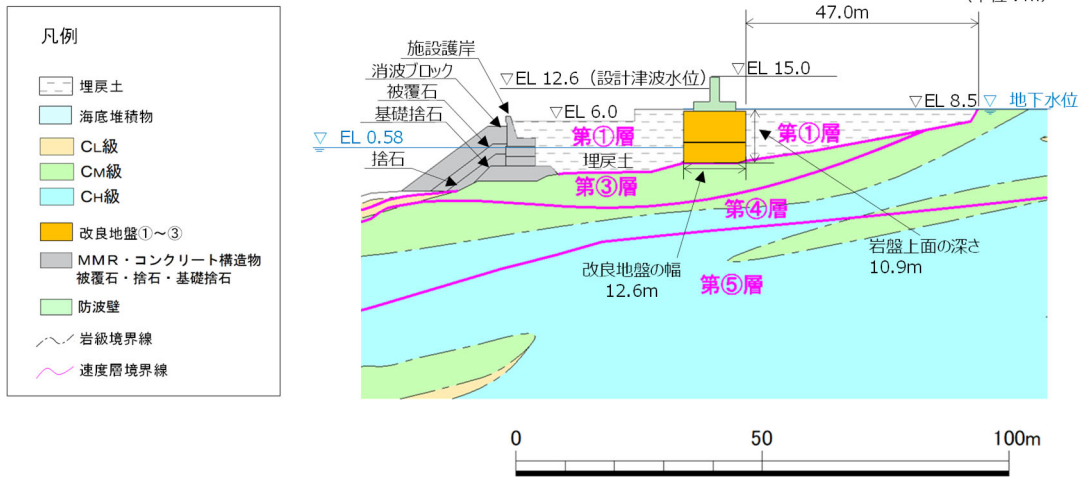


図 1.8.2-7 防波壁（逆T擁壁）の横断面図（①-①断面）

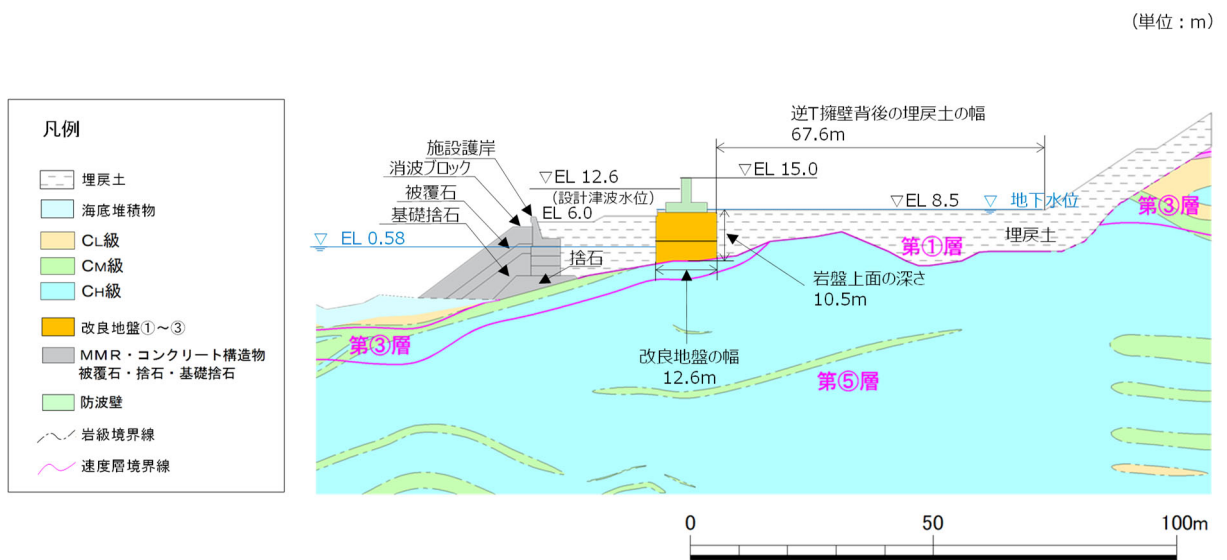


図 1.8.2-8 防波壁（逆T擁壁）の横断面図（②-②断面）

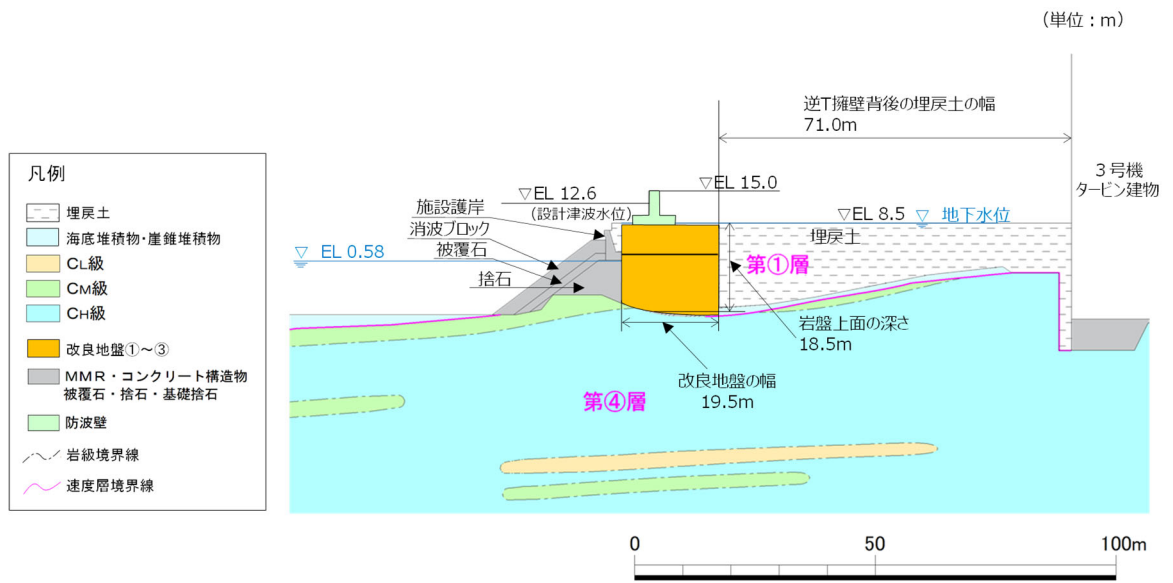


図 1.8.2-11 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑤-⑤断面）

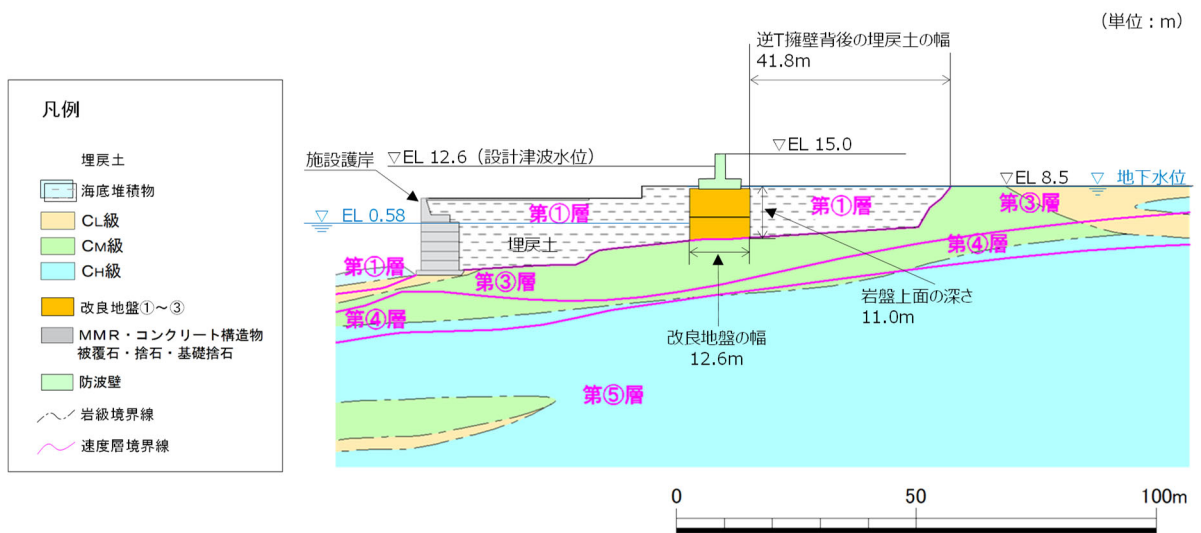


図 1.8.2-12 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑥-⑥断面）

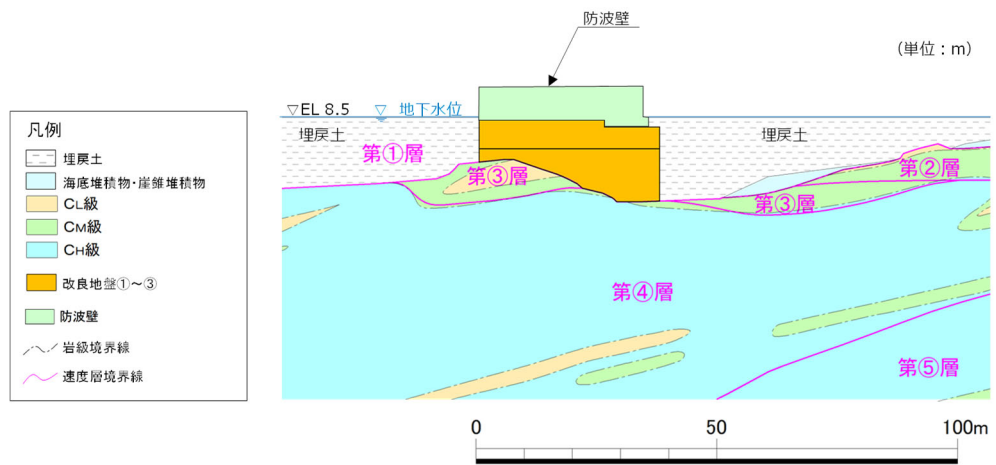


図 1.8.2-13 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑦-⑦断面）

a. 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 1.8.2-1 に，役割を踏まえた性能目標を表 1.8.2-2 に，性能目標を踏まえた照査項目及び許容限界を表 1.8.2-3 に示す。

表 1.8.2-1 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 *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。
	鋼管杭	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。
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 1.8.2-2 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 1.8.2-3 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	逆 T 擁壁	—	—	曲げ，せん断，アンカーによる支圧， 隣接する躯体同士の支圧	
				(短期許容応力度以下)	
	*1 止水目地			変形	変形，水圧
				(許容変形量 以下)	(許容変形量， 許容水圧以下)
				引張	
*1 グラウンド ドアンカ	(許容アンカー力以下)				
	—				
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	
	岩盤	(極限支持 力度以下) *3	(1.5 以上)	(1.2 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。

*3：妥当な安全余裕を考慮する。

(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 1.8.2-4 に示す。観点の整理に当たっては、表 1.8.2-3 に示す照査項目である、曲げ、せん断、アンカーによる支圧、隣接する躯体同士の支圧、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、1.8.2(2)c. 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 1.8.2-1～図 1.8.2-4 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 1.8.2-6～図 1.8.2-12 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 擁壁背後の埋戻土の幅については、逆 T 擁壁背後の埋戻土の幅が広いほど、埋戻土が液状化した際の主働土圧が大きくなり、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 擁壁前面の施設護岸等については、施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石は役割に期待していないが、これらが防波壁の変形を抑制することが想定されることから、施設護岸が損傷したことを想定し、念のためこれらが無い場合の影響検討を実施することとし、選定上の観点としない。
- ・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 1.8.2-6～図 1.8.2-12 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 1.8.2-6～図 1.8.2-12 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 1.8.2-5 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 1.8.2-6～図 1.8.2-12 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 1.8.2-4 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	・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	・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 擁壁背後の埋戻土の幅	・縦断方向に幅が変化し、逆 T 擁壁背後の埋戻土の幅が広いほど、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 擁壁前面の施設護岸等	・逆 T 擁壁前面の施設護岸等については、施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石は役割に期待していないが、これらが防波壁の変形を抑制することが想定されることから、施設護岸が損傷したことを想定し、念のためこれらが無い場合の影響検討を実施することとし、選定上の観点としない。	△
	岩級	・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		・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		・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		・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。

b. 評価対象断面の選定

1.8.2(2)a. 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 1.8.2-6～図 1.8.2-12 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 1.8.2-5 に、評価対象断面の平面位置図を図 1.8.2-14 に、縦断位置図を図 1.8.2-15 に示す。

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、逆 T 擁壁背後の埋戻土の幅が 71.0m と最も広いことから、施設・地盤の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び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 1.8.2-5 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擁壁背後 の埋戻土の幅 (m)		
①-①断面	10.9	12.6	47.0	(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、逆T擁壁背後の埋戻土の幅が狭いことから、⑤-⑤断面に代表させる。
②-②断面	10.5	12.6	67.6	(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、逆T擁壁背後の埋戻土の幅が狭いことから、⑤-⑤断面に代表させる。
③-③断面	6.8	33.8	36.7	—	・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、逆T擁壁背後の埋戻土の幅が狭いことから、⑤-⑤断面に代表させる。
④-④断面	15.0	12.6	45.7 (83.9 *1)	(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、逆T擁壁背後の埋戻土の幅が狭いことから、⑤-⑤断面に代表させる。
⑤-⑤断面	18.5	19.5	71.0 (106.1 *1)	(1), (3)	・岩盤上面の深さが最も深いこと、逆T擁壁背後の埋戻土の幅が最も広いことから、評価対象断面に選定する。
⑥-⑥断面	11.0	12.6	41.8	(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、逆T擁壁背後の埋戻土の幅が狭いことから、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

注記*1 : 3号機タービン建物及び原子炉建物は逆T擁壁から十分離れており、隣接構造物にあたらなため、これを考慮しない。
旧岩盤線による埋戻土幅を括弧で記載

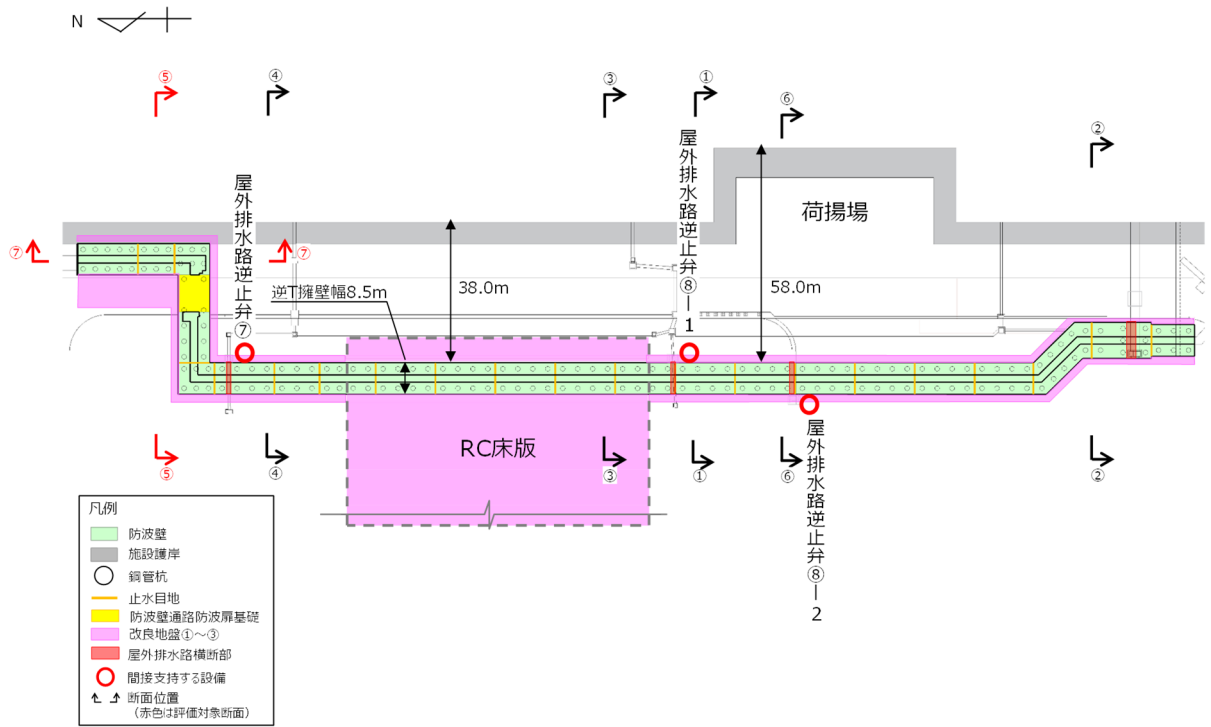


図 1.8.2-14 評価対象断面の平面位置図

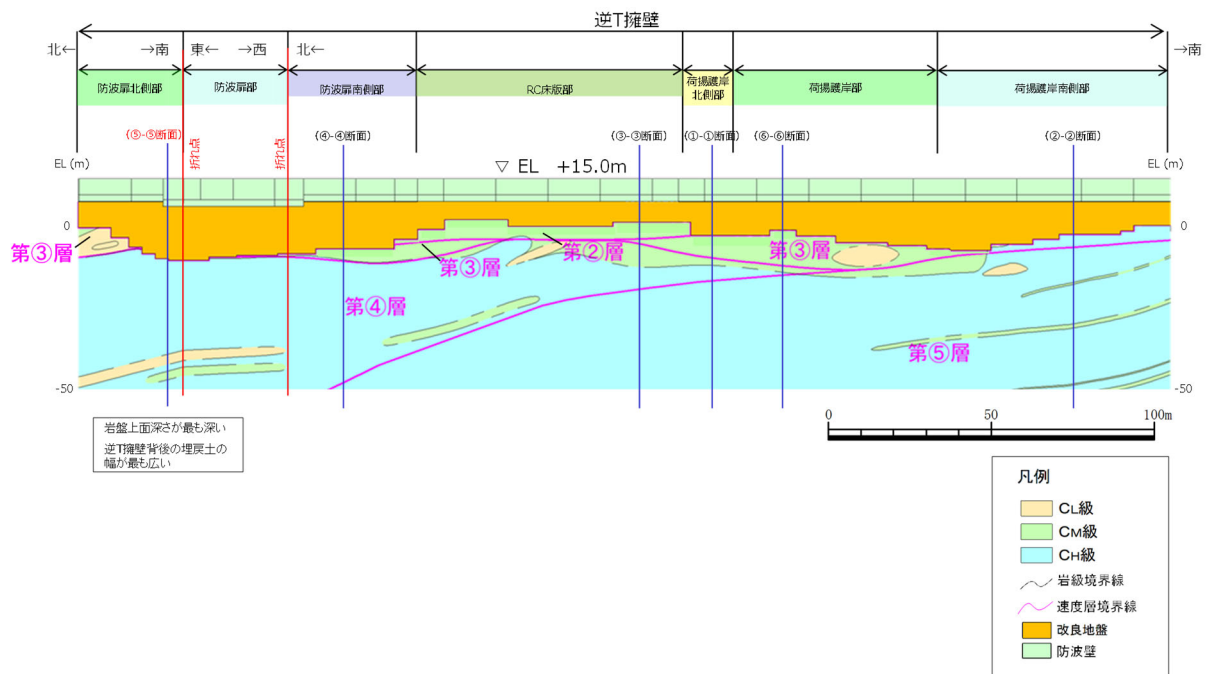


図 1.8.2-15 評価対象断面の縦断位置図

c. 影響確認断面の選定

(a) 防波壁前面の施設護岸の損傷による影響確認断面の選定

防波壁（逆T擁壁）前面に位置する施設護岸並びに基礎捨石及び被覆石は役割に期待していないが、これらが防波壁の変形を抑制することが想定されることから、施設護岸が損傷したことを想定し、念のためこれらが無い場合の影響検討を行う。

影響検討を行う断面は、逆T擁壁の耐震評価の厳しい⑤-⑤断面とする。影響確認断面位置を図1.8.2-16に、地質断面図を図1.8.2-17に示す。

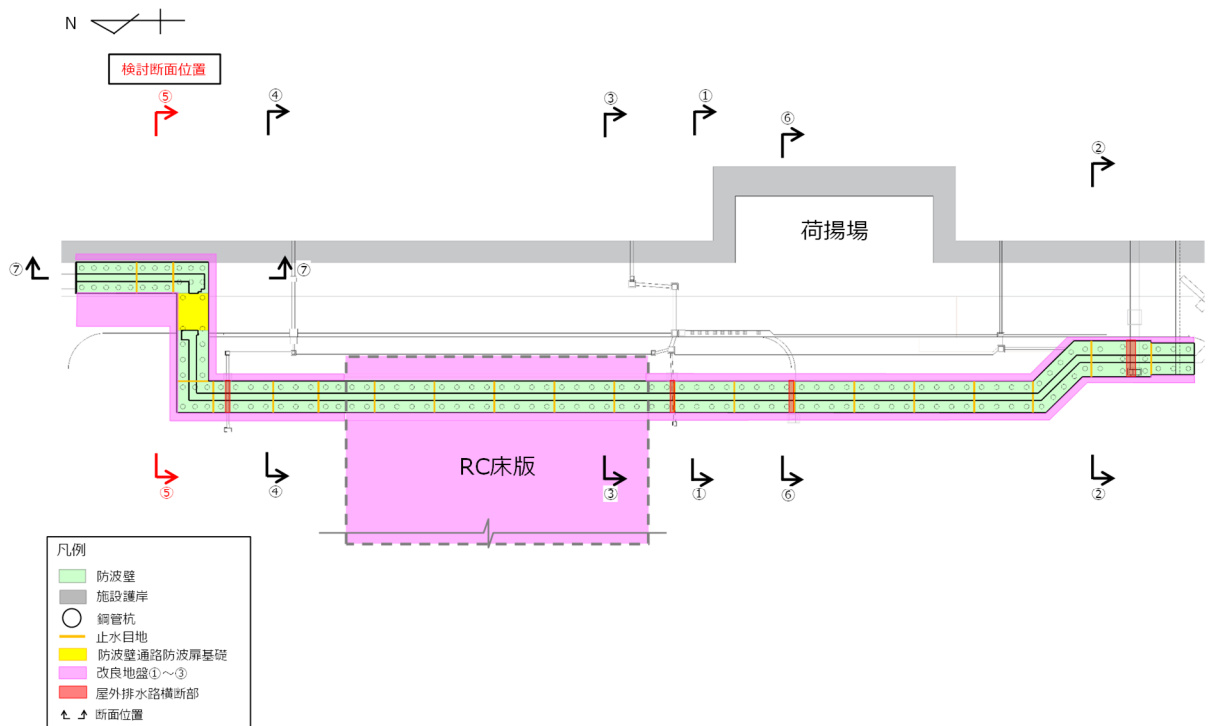


図 1.8.2-16 影響検討断面位置図

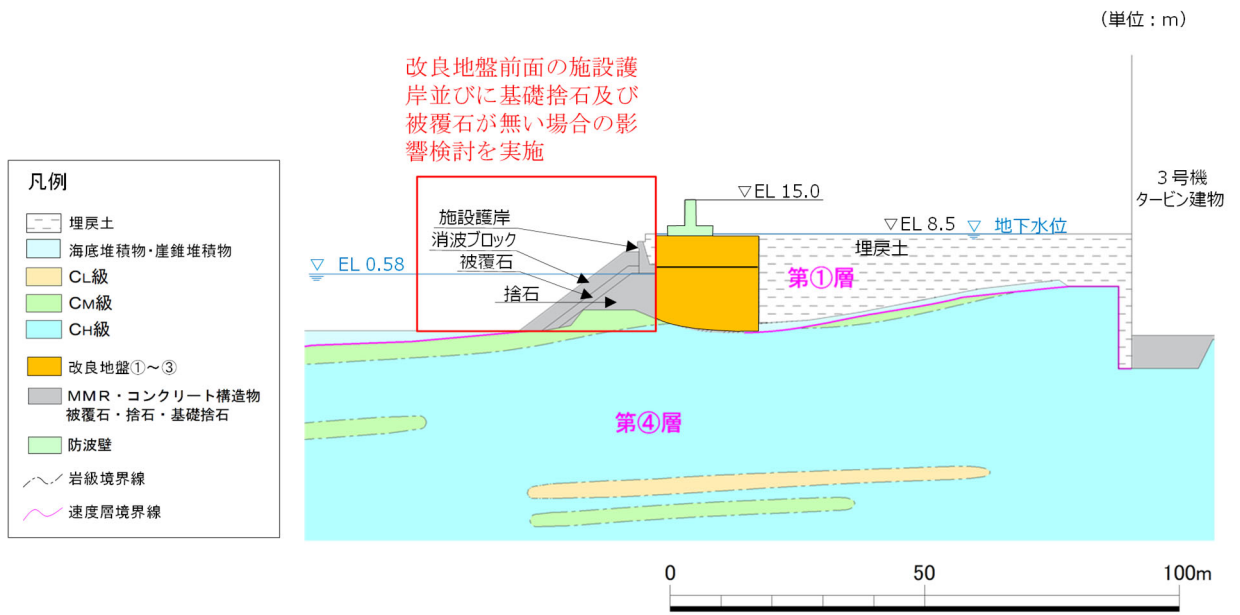


図 1.8.2-17 影響検討断面の地質断面図 (⑤-⑤断面)

(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 1.8.2-18）。

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。影響確認断面位置を図 1.8.2-19 に、地質断面図を図 1.8.2-20 に示す。

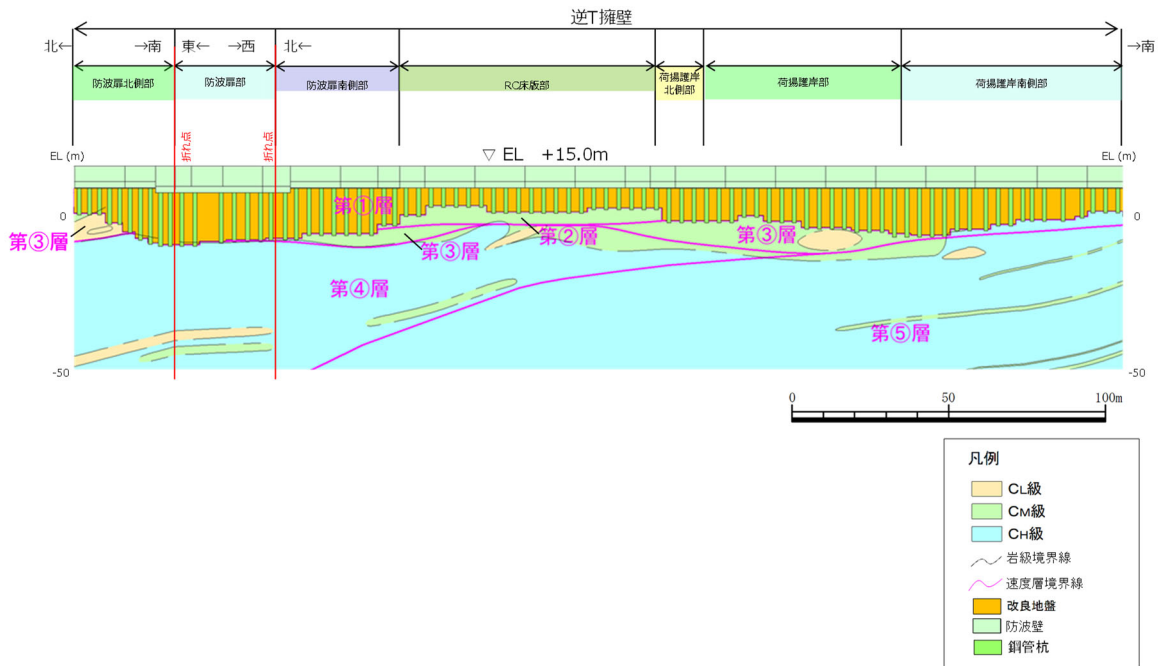


図 1.8.2-18 鋼管杭の位置図

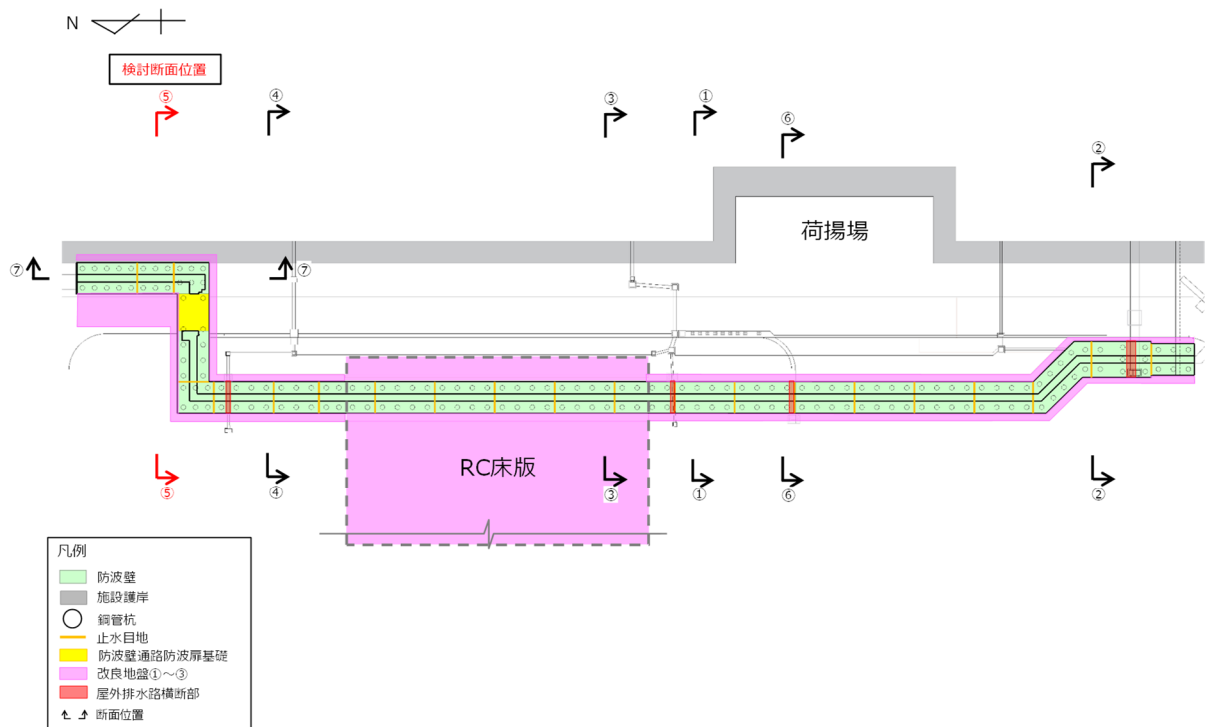


図 1.8.2-19 影響確認断面位置図

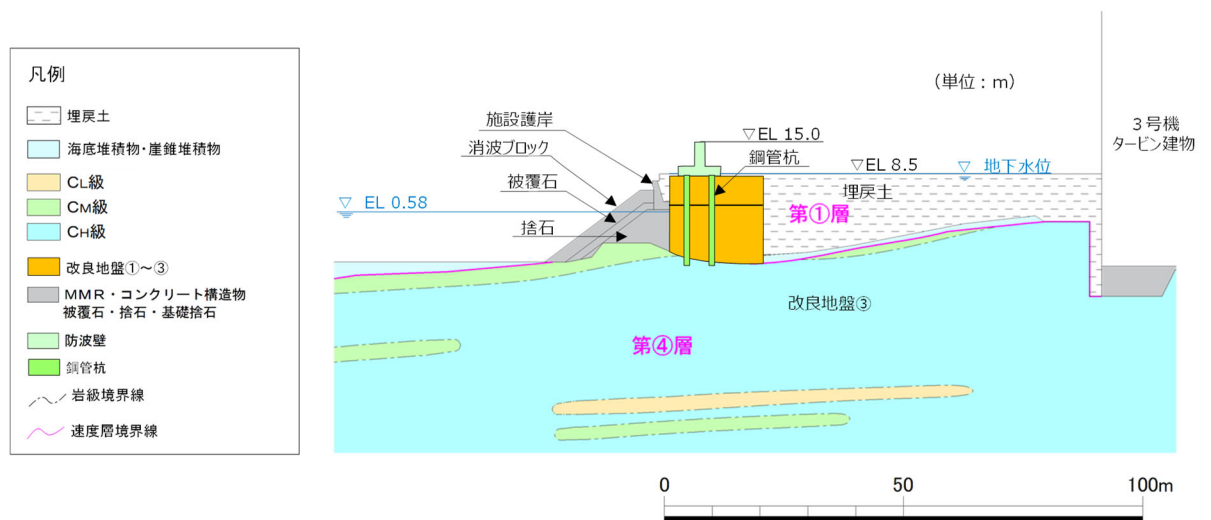


図 1.8.2-20 影響検討断面の地質断面図 (⑤-⑤断面)

(c) 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 1.8.2-21）。

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 1.8.2-22 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。

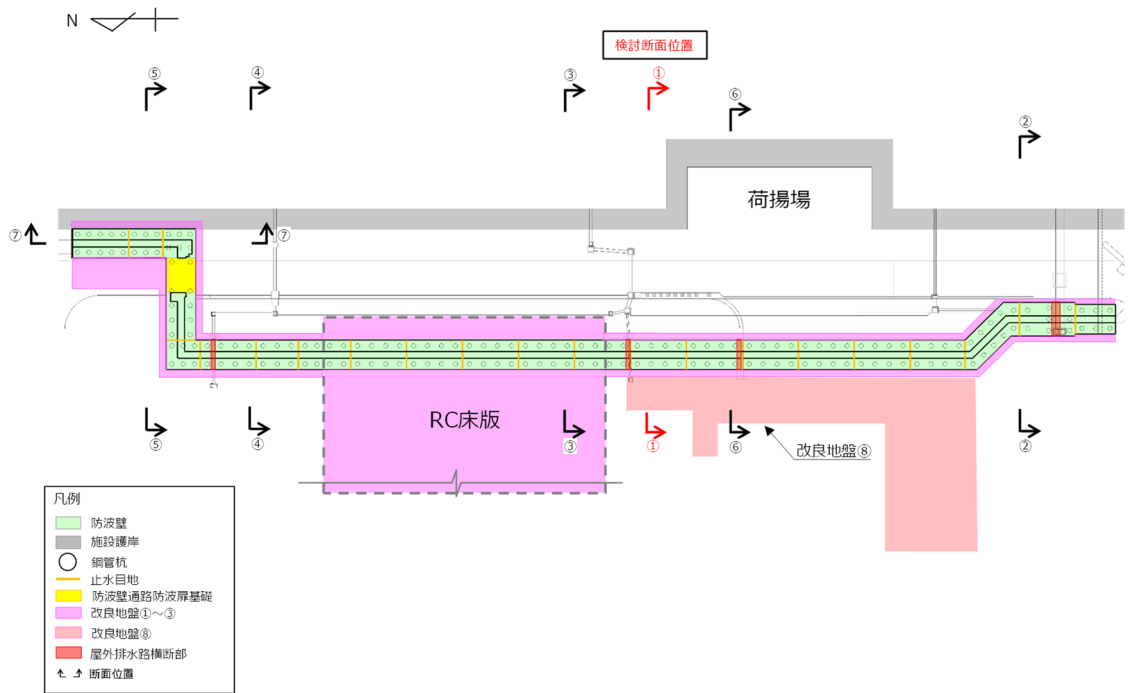


図 1.8.2-21 改良地盤⑧の位置図

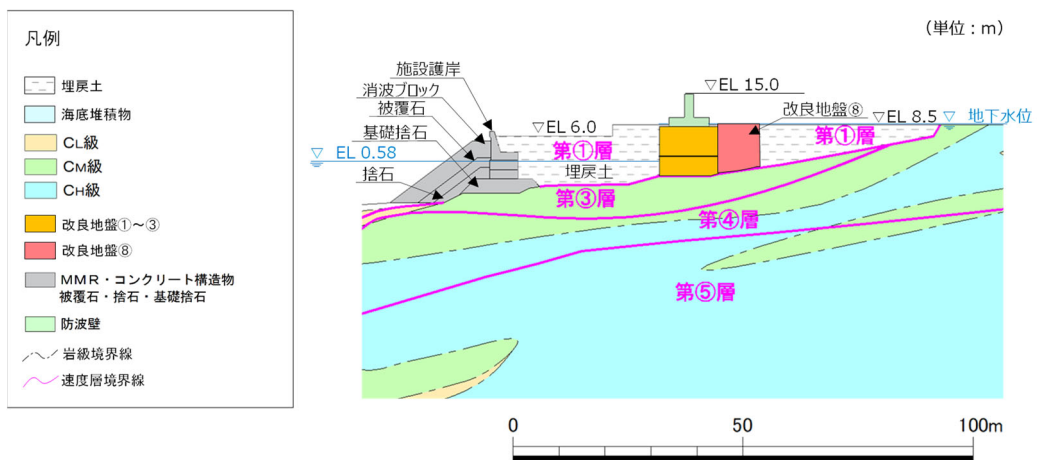


図 1.8.2-22 影響確認断面の地質断面図（①-①断面）

(d) 改良地盤①～③の品質確認結果を踏まえた影響確認断面の選定

VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のとおり，改良地盤①～③は，室内配合試験における試験結果を踏まえて解析用物性値を設定しており，実施工の改良地盤は設計値を上回るように施工されることから，構造物評価や改良地盤の破壊等の影響を確認する目的で，品質確認結果より得られた改良地盤①～③の物性値を踏まえた影響検討を実施する。

影響検討を行う断面は，逆T擁壁の耐震評価の厳しい⑤-⑤断面とする。影響確認断面位置を図1.8.2-23に，地質断面図を図1.8.2-24に示す。

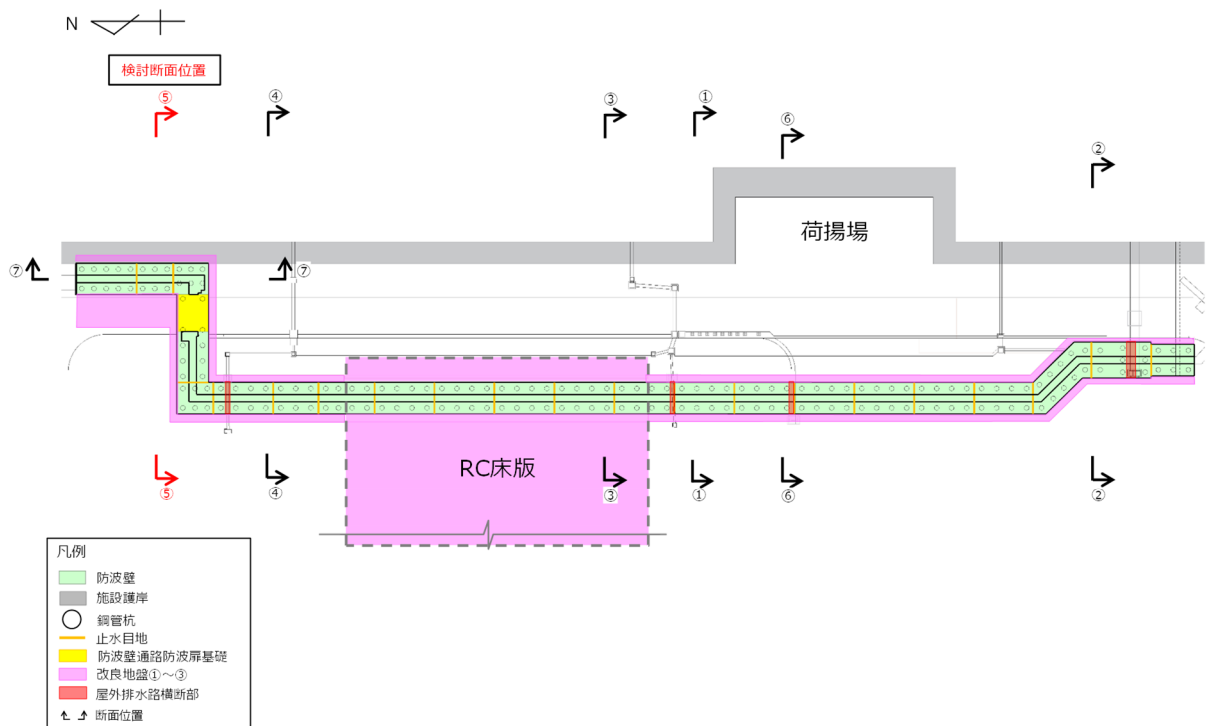


図 1.8.2-23 影響確認断面位置図

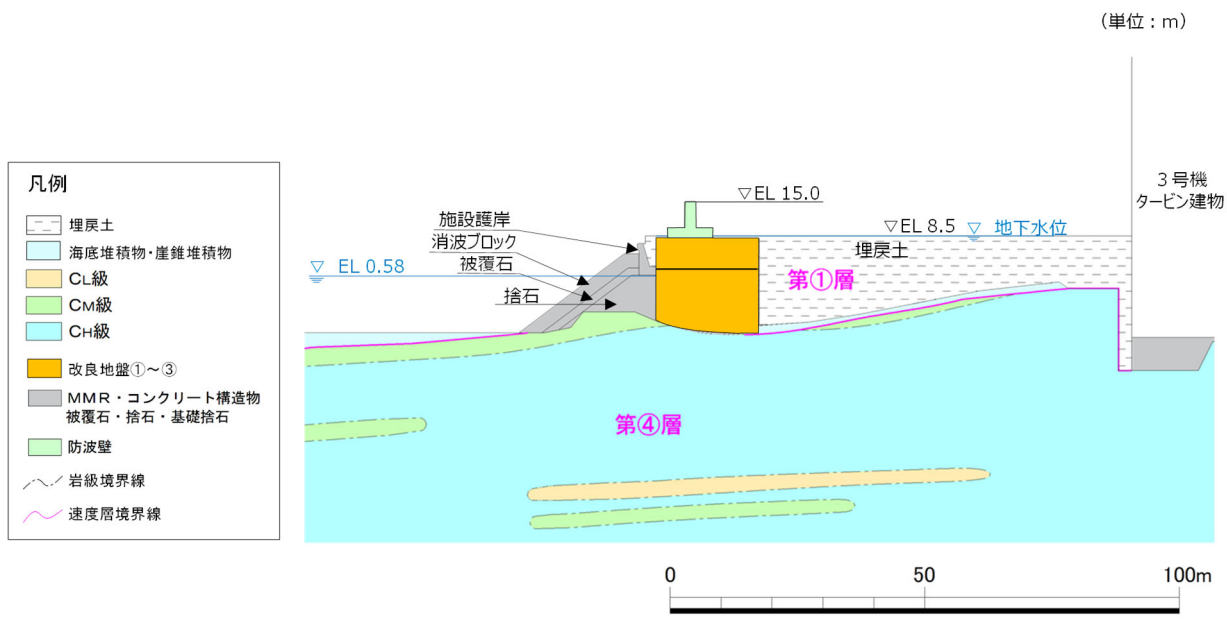


図 1.8.2-24 影響確認断面の地質断面図 (⑤-⑤断面)

2. 津波防護対象設備

2.1 防波壁に関する補足説明

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

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	9
2.4	適用規格・基準等	14
3.	耐震評価	16
3.1	評価対象断面	16
3.2	解析方法	19
3.3	荷重及び荷重の組合せ	23
3.4	入力地震動	25
3.5	解析モデル及び諸元	40
3.5.1	解析モデル	40
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	55
3.5.3	地盤の物性値	56
3.5.4	地下水位	59
3.6	評価対象部位	59
3.6.1	施設・地盤の健全性評価	59
3.6.2	施設の変形性評価	59
3.6.3	基礎地盤の支持性能評価	59
3.7	許容限界	60
3.7.1	逆T擁壁	60
3.7.2	グラウンドアンカ	60
3.7.3	改良地盤	61
3.7.4	止水目地	62
3.7.5	基礎地盤	63
3.8	評価方法	64
3.8.1	逆T擁壁	64
3.8.2	グラウンドアンカ	66
3.8.3	改良地盤	68

3.8.4	止水目地	69
3.8.5	基礎地盤	70
4.	耐震評価結果	71
4.1	地震応答解析結果	71
4.2	逆 T 擁壁	88
4.2.1	曲げ・軸力照査	88
4.2.2	せん断力照査	90
4.2.3	グラウンドアンカによる支圧応力度に対する照査	91
4.2.4	隣接する躯体同士の支圧照査	92
4.3	グラウンドアンカ	96
4.4	改良地盤	102
4.5	止水目地	106
4.6	基礎地盤	109
5.	防波壁（逆 T 擁壁）の耐震性に関する影響検討	
5.1	防波壁前面の施設護岸の損傷による影響検討	
5.2	鋼管杭の影響検討	113
5.3	改良地盤⑧の影響検討	
5.4	改良地盤①～③の品質確認結果を踏まえた影響検討	

(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
(参考資料 2) 鋼管杭の影響検討について
(参考資料 3) 改良地盤①～③の物性値の設定方法について

1. 概要

本資料は、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防波壁（逆 T 擁壁）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度及び止水機能を有していることを確認するものである。

防波壁（逆 T 擁壁）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、構造部材の健全性評価では、地震応答解析に基づく施設・地盤の健全性評価及び施設の変形性評価を行う。基礎地盤の支持性能評価では、地震応答解析により基礎地盤に発生した接地圧を確認する。

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。

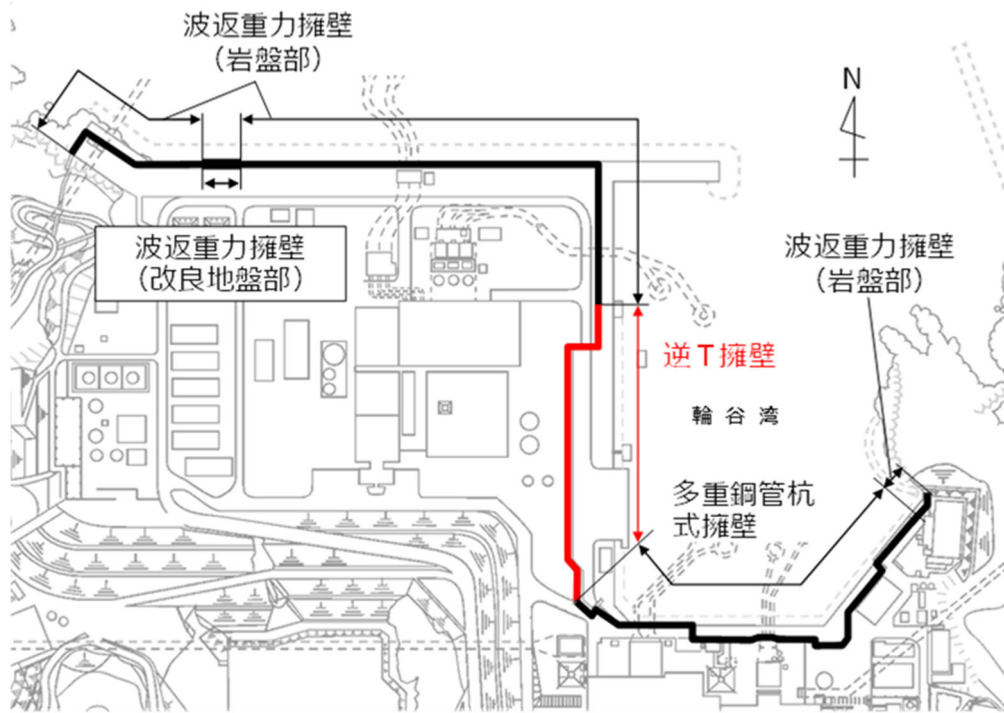


図 2.1-1 防波壁（逆 T 擁壁）の範囲

2.2 構造概要

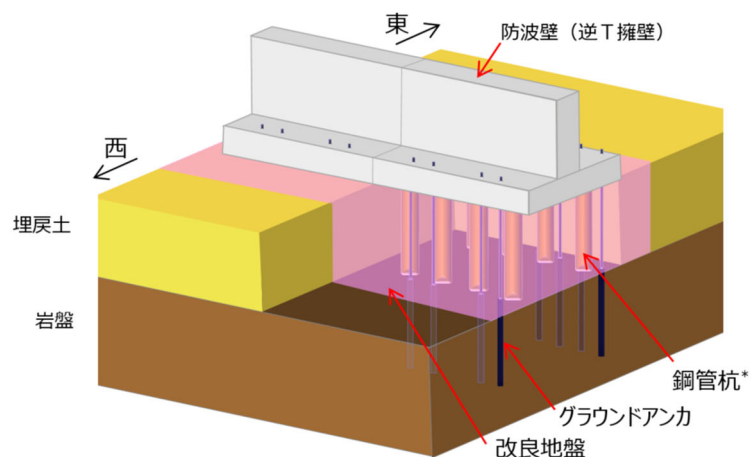
防波壁（逆 T 擁壁）の構造概要図及び構造図を図 2.2-1～図 2.2-4 に、概略配筋図を図 2.2-5 に、グラウンドアンカの配置図を図 2.2-6 に、止水目地の概念図及び配置位置図を図 2.2-7 及び図 2.2-8 に示す。

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。

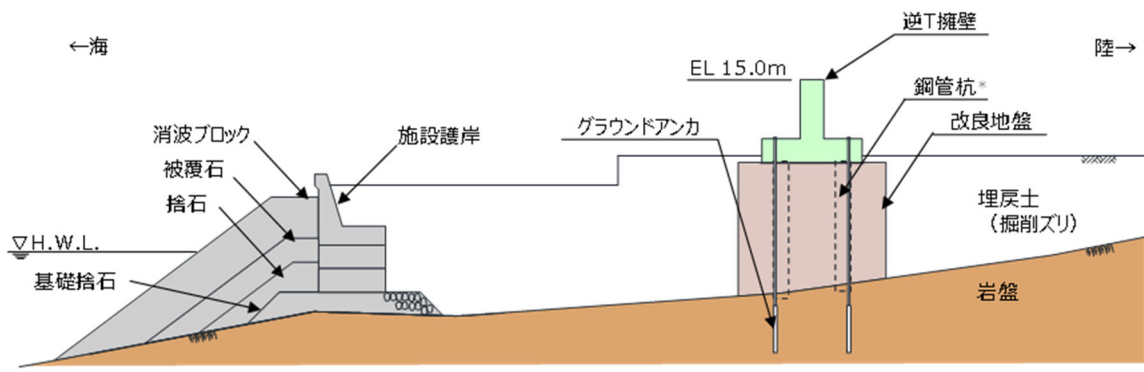
止水目地は、岩盤深さが深く、目地間の変位量が大きくなると考えられる北側ではシートジョイントを設置し、それ以外の範囲ではゴムジョイントを設置する。

なお、構造概要図には鋼管杭を示しているが、その効果を期待せずに耐震評価を行う。



注釈* 防波壁（逆 T 擁壁）は鋼管杭の効果期待せずに耐震評価を行う。

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せずに耐震評価を行う。

図 2.2-2 防波壁（逆 T 擁壁）の構造概要図（断面図）

（単位：mm）

（単位：mm）

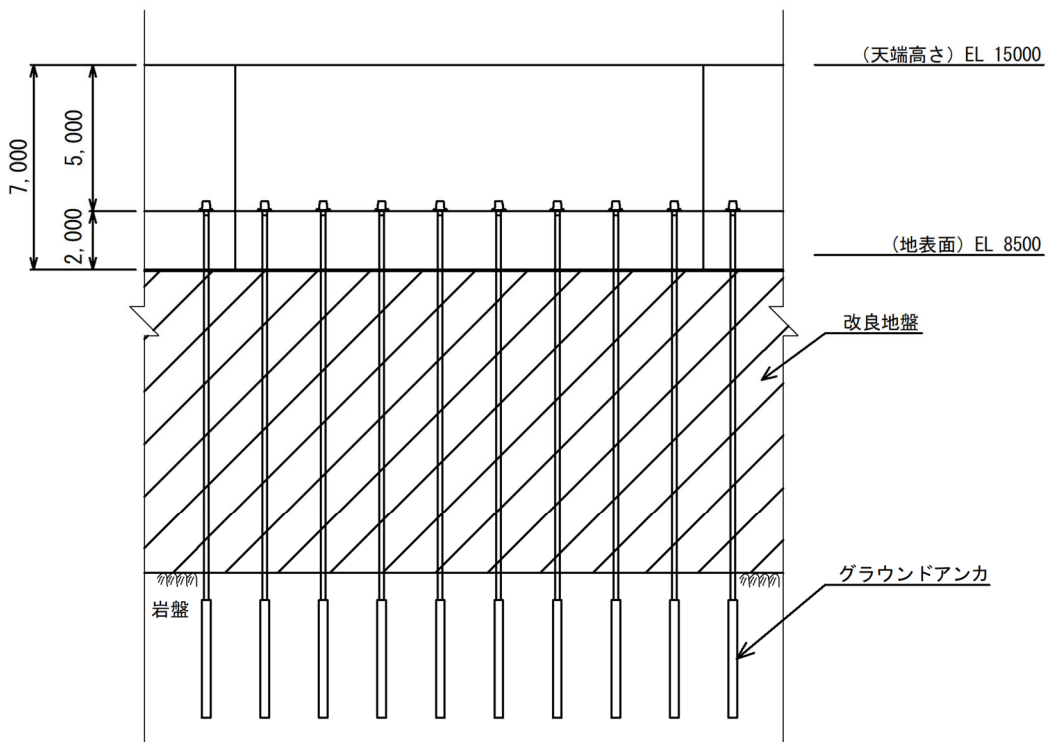


図 2.2-3 防波壁（逆 T 擁壁）の構造図（正面図）

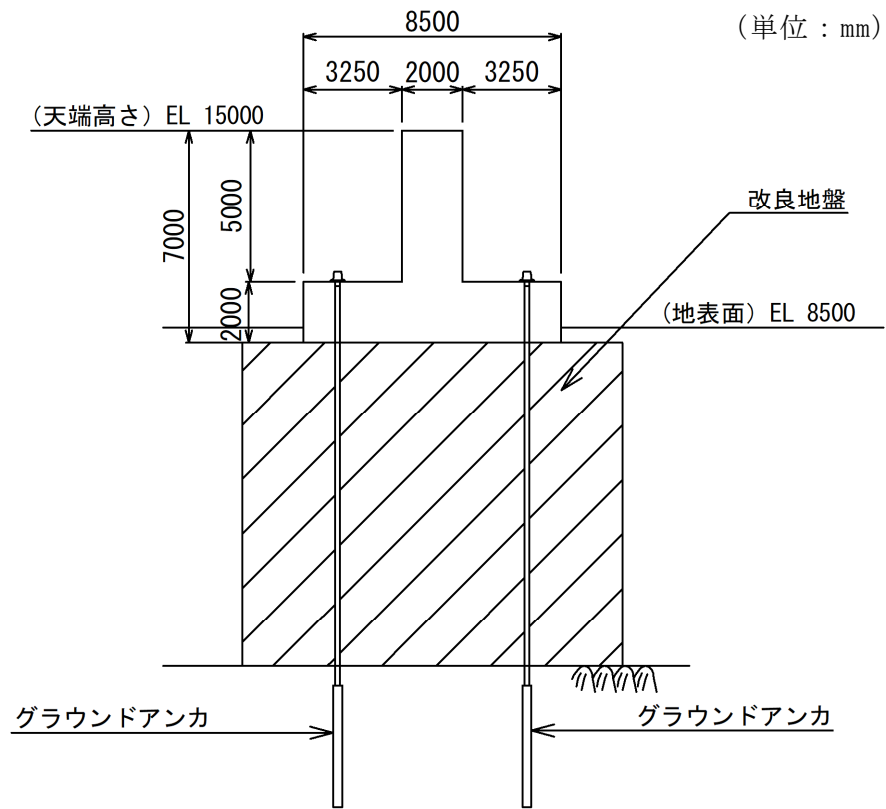


図 2.2-4 防波壁 (逆 T 擁壁) の構造図 (断面図)

(単位：mm)

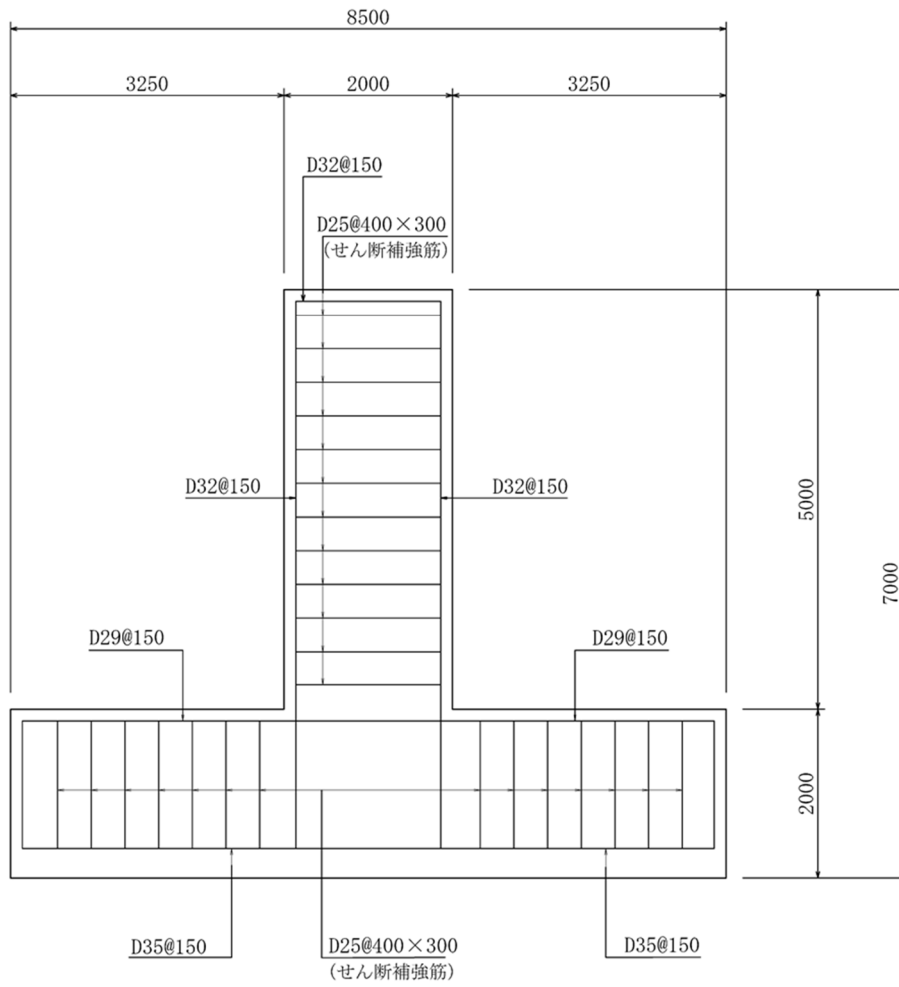
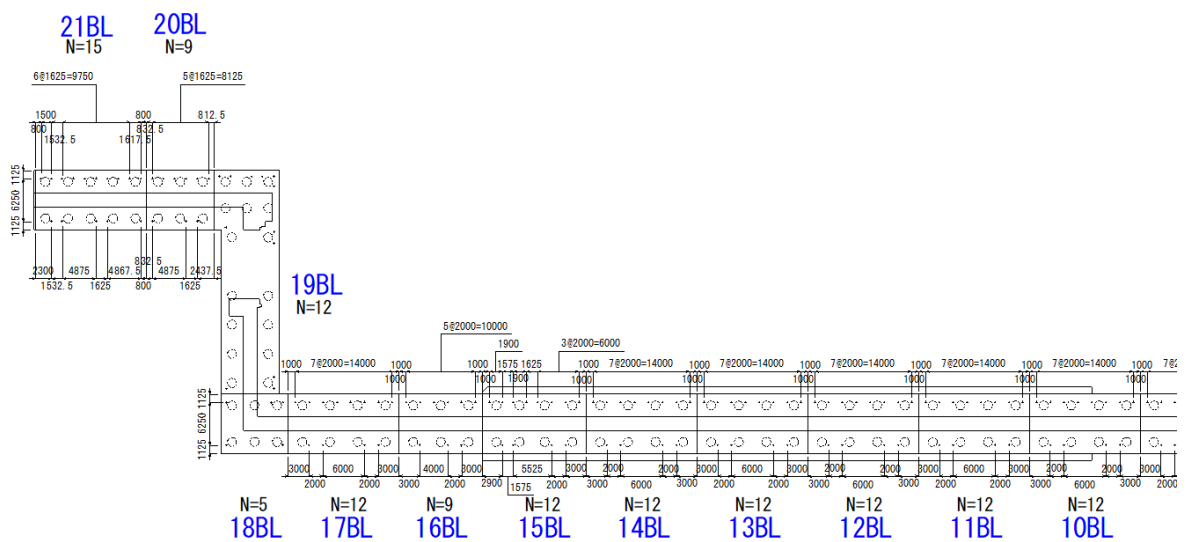
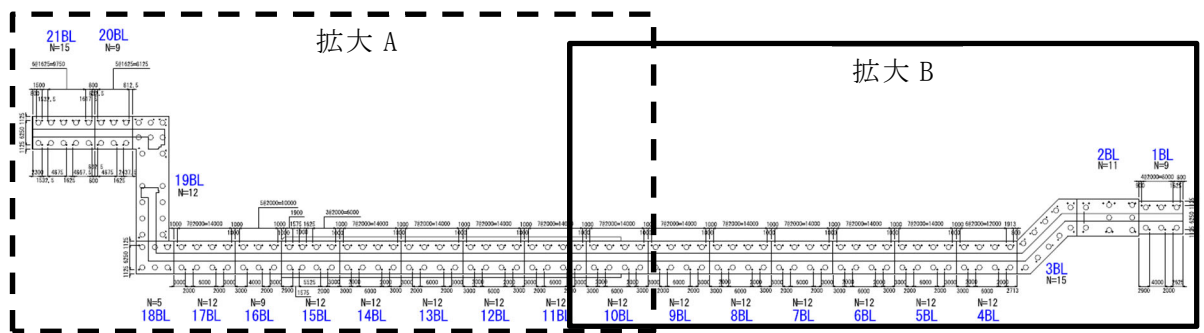
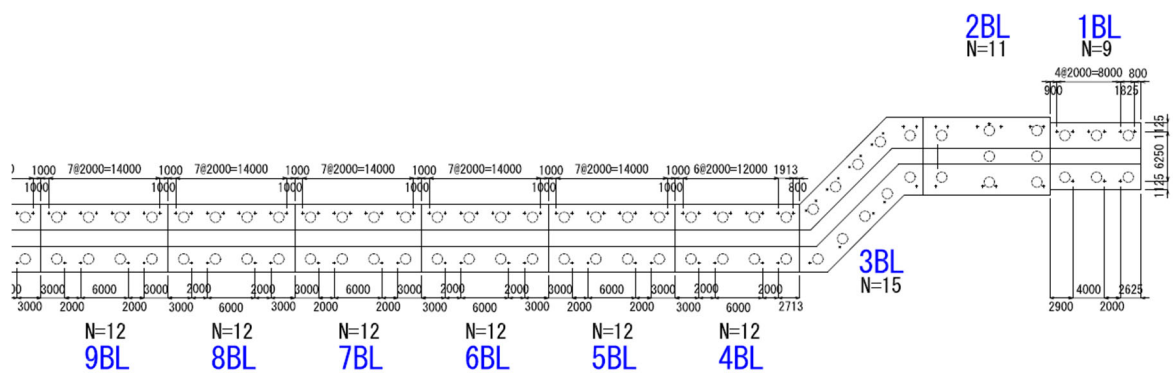


図 2.2-5 防波壁（逆 T 擁壁）の概略配筋図



(拡大 A)



(拡大 B)

図 2.2-6 防波壁（逆 T 擁壁）のグラウンドアンカ配置図

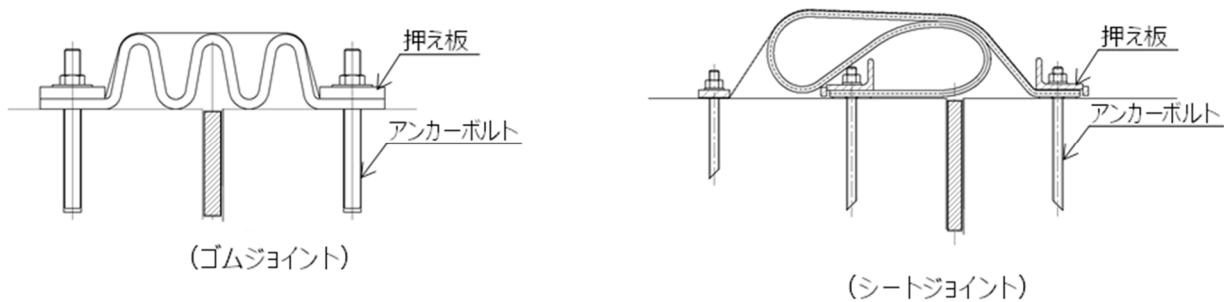


図 2.2-7 防波壁（逆 T 擁壁）の止水目地の概念図

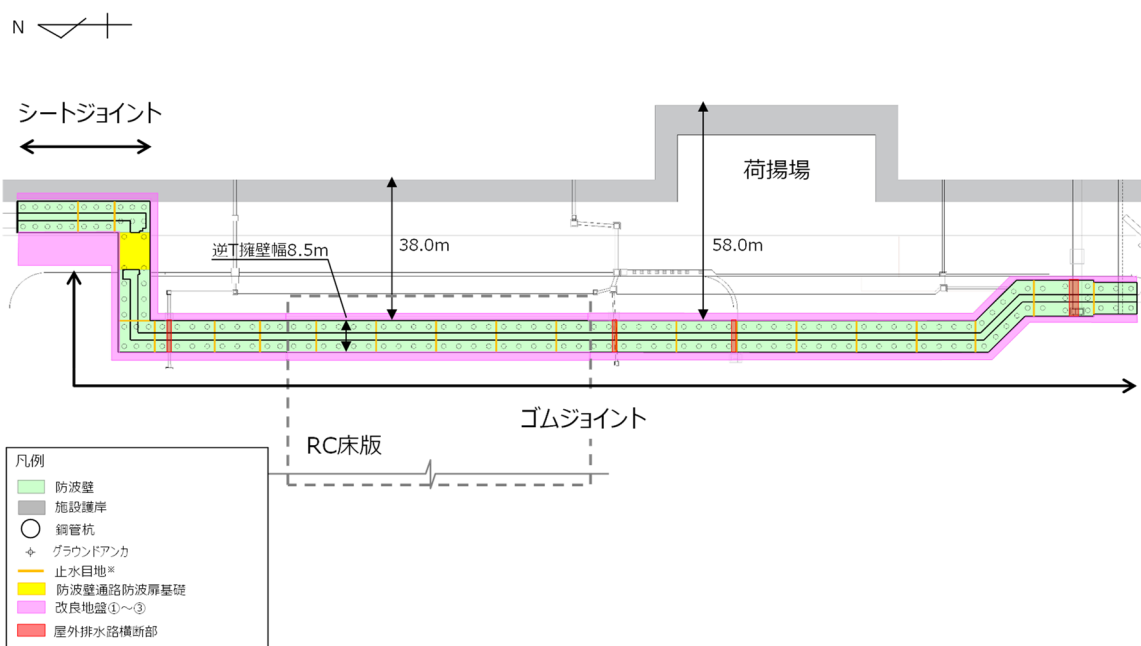


図 2.2-8 止水目地の設置位置図

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。

防波壁（逆 T 擁壁）の耐震評価は，地震応答解析の結果に基づき，設計基準対象施設として，表 2.3-3 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で，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。

施設・地盤の健全性評価については，施設・地盤ごとに定める照査項目（発生応力，すべり安全率）が許容限界を満足することを確認する。

基礎地盤の支持性能評価においては，基礎地盤の接地圧が許容限界以下であることを確認する。

施設の変形性評価については，止水目地の変形量を算定し，有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界を下回ることを確認する。

防波壁（逆 T 擁壁）の耐震評価フローを図 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 *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。
	鋼管杭	・役割に期待しない。	・役割に期待しない。
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 2.3-2 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 *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 2.3-3 防波壁(逆 T 擁壁)の評価項目

評価方針	評価項目	部位*1	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	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	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	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	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：漂流物対策工については追而とする。

*2：妥当な安全余裕を考慮する。

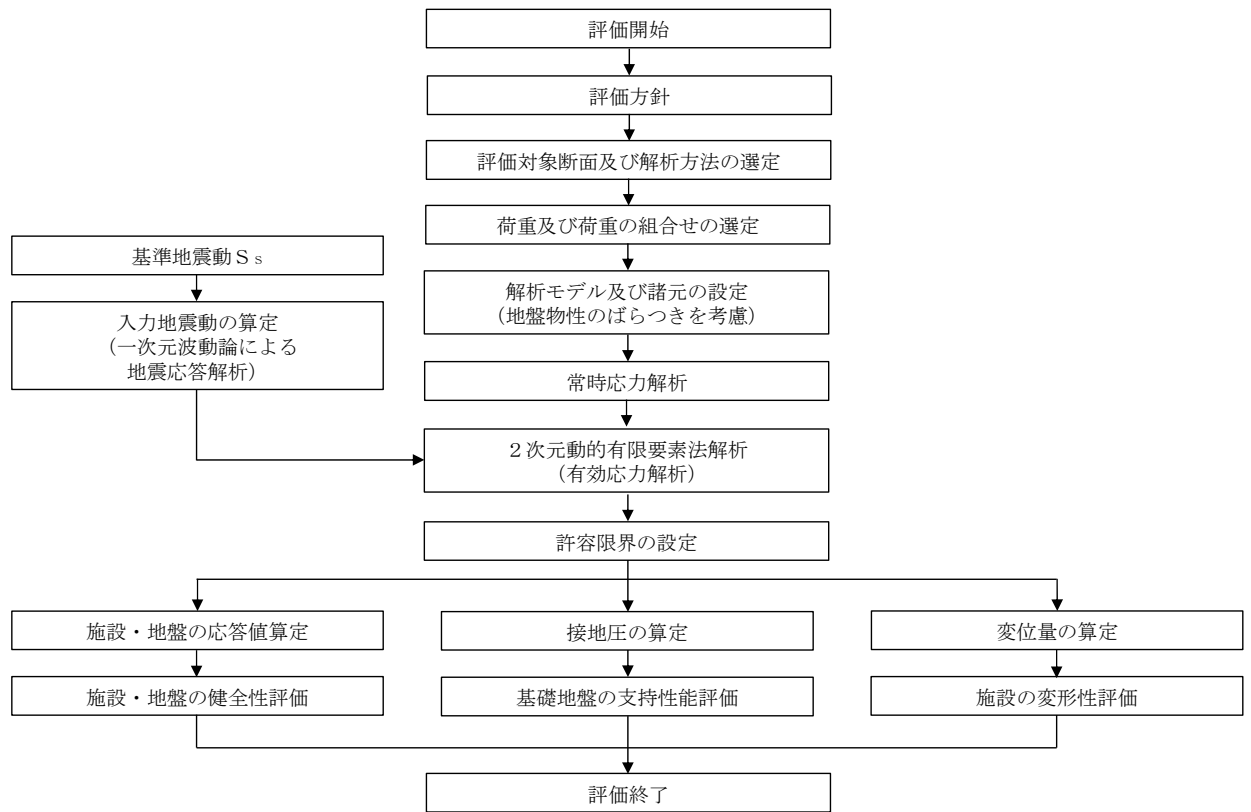


図 2.3-1 防波壁(逆 T 擁壁)の耐震評価フロー

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)	—
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。
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. 耐震評価

3.1 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 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」で記載したとおり、耐震評価においては、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・配管系の有無が耐震評価結果に及ぼす影響の観点から、耐震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 3.1-1 に、評価対象断面位置を図 3.1-1 及び図 3.1-2 に、評価対象断面を図 3.1-3 及び図 3.1-4 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。

表 3.1-1 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) 逆T擁壁背後 の埋戻土の幅 (m)		
①-①断面	10.9	12.6	47.0	(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、逆T擁壁背後の埋戻土の幅が狭いことから、⑤-⑤断面に代表させる。
②-②断面	10.5	12.6	67.6	(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、逆T擁壁背後の埋戻土の幅が狭いことから、⑤-⑤断面に代表させる。
③-③断面	6.8	33.8	36.7	—	・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、逆T擁壁背後の埋戻土の幅が狭いことから、⑤-⑤断面に代表させる。
④-④断面	15.0	12.6	45.7 (83.9 *)	(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、逆T擁壁背後の埋戻土の幅が狭いことから、⑤-⑤断面に代表させる。
⑤-⑤断面	18.5	19.5	71.0 (106.1 *)	(1), (3)	・岩盤上面の深さが最も深いこと、逆T擁壁背後の埋戻土の幅が最も広いことから、評価対象断面に選定する。
⑥-⑥断面	11.0	12.6	41.8	(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、逆T擁壁背後の埋戻土の幅が狭いことから、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

注記*1 : 3号機タービン建物及び原子炉建物は逆T擁壁から十分離れており、隣接構造物にあたらなため、これを考慮しない。
旧岩盤線による埋戻土幅を括弧で記載

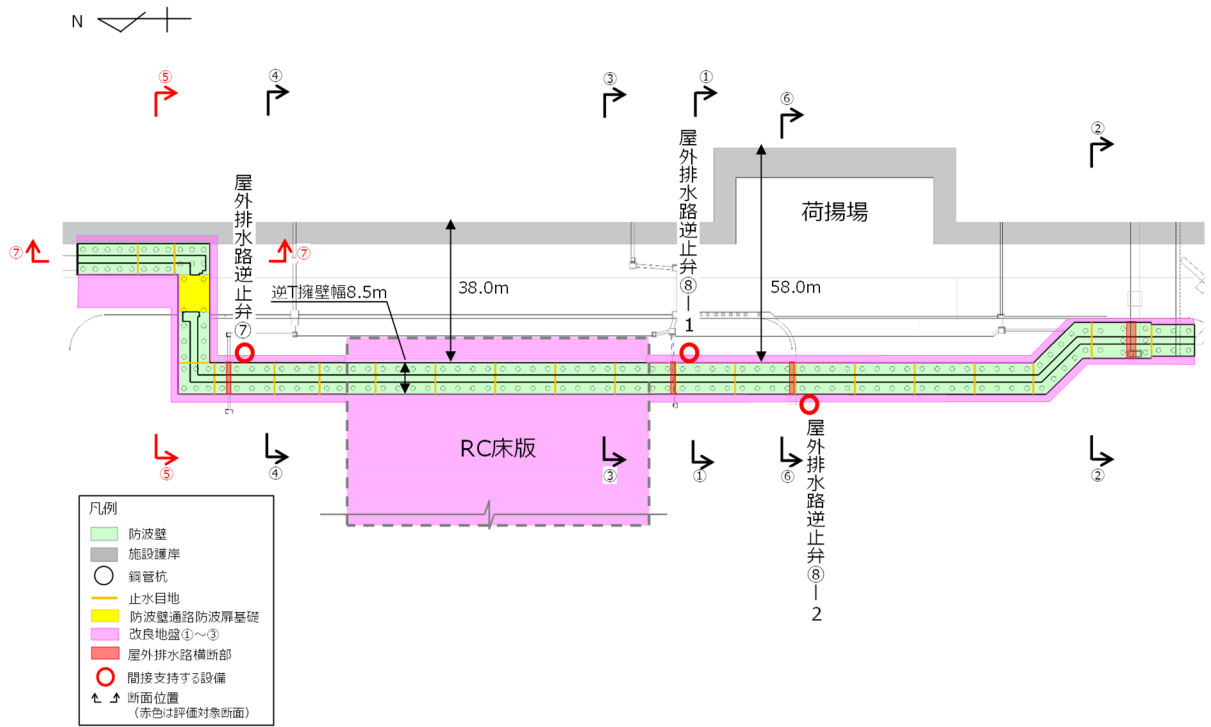


図 3.1-1 防波壁（逆 T 擁壁）平面配置図

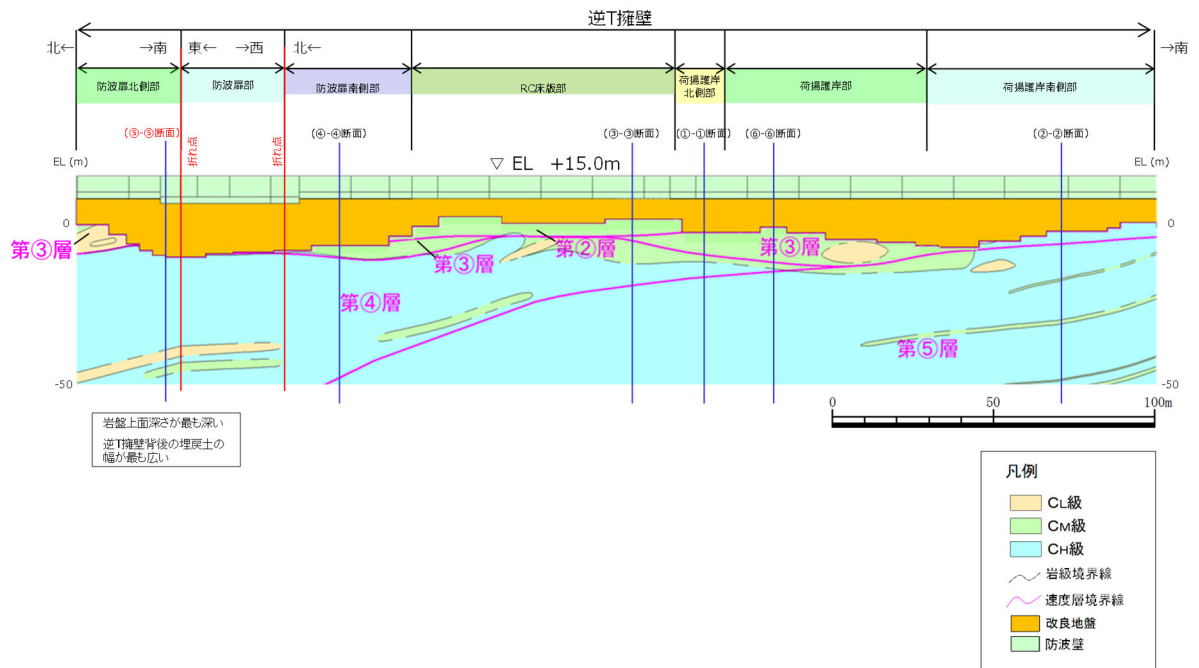


図 3.1-2 防波壁（逆 T 擁壁）縦断面図

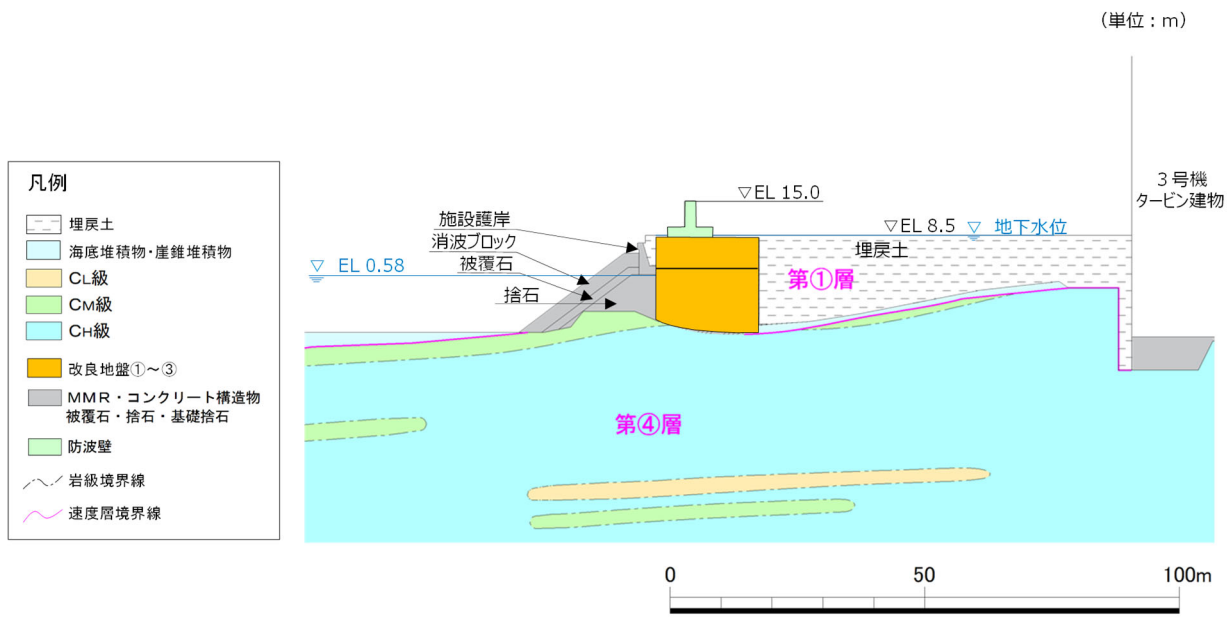


図 3.1-3 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑤-⑤断面）

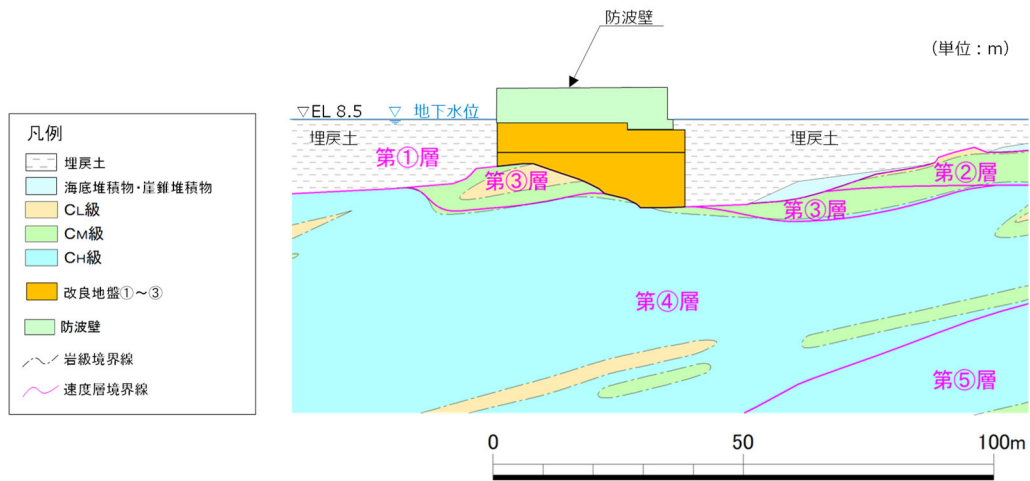


図 3.1-4 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑦-⑦断面）

3.2 解析方法

防波壁（逆 T 擁壁）の地震応答解析は、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」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる 2 次元有限要素法解析を用いて、基準地震動 S_s 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より行うこととする。地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮するため、解析方法は有効応力解析とする。

構造部材については、線形はり要素及び非線形ばねでモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。

地震応答解析については、解析コード「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。

3.2.1 地震応答解析手法

防波壁（逆T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3.2.1-1に示す。

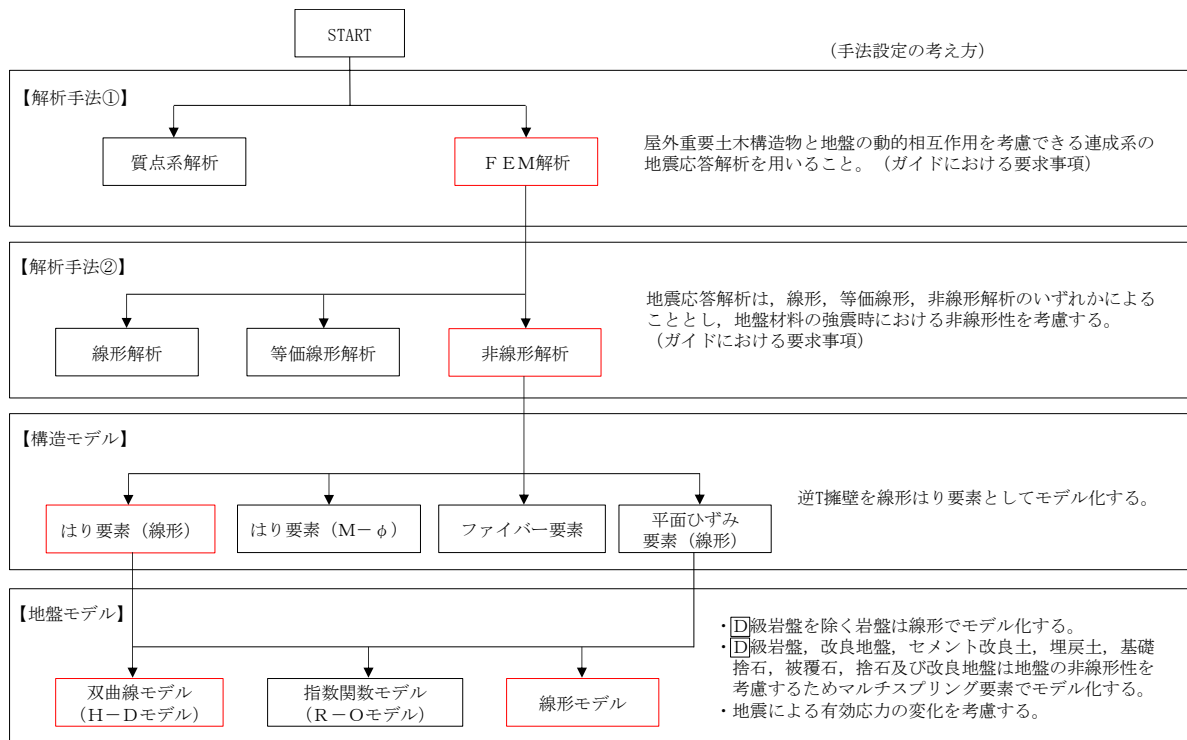


図 3.2.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

3.2.2 施設

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。

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。

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。

3.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき

防波壁（逆 T 擁壁）の地震時の応答は、周辺地盤との相互作用によることから、地盤物性のばらつきの影響を考慮する。地盤物性のばらつきについては、表 3.2.3-1 に示す解析ケースにおいて考慮する。

図 1.8.2-7～図 1.8.2-13 に示すとおり、動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており、これらの地盤のせん断変形が地震時に防波壁（逆 T 擁壁）の応答に与える影響が大きいと考えられる。このうち、広範囲に分布しており、応答に与える影響が大きいと考えられる埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

詳細な解析ケースの考え方は、「3.2.5 解析ケース」に示す。

表 3.2.3-1 有効応力解析における解析ケース

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	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	平均値 - 1 σ	平均値

3.2.4 減衰定数

Rayleigh 減衰を考慮することとし，剛性比例型減衰を設定する。

3.2.5 解析ケース

耐震評価においては，全ての基準地震動 S_s に対し，解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 S_s に対して実施したケース①の解析において，各照査値が最も厳しい地震動を用いて，解析ケース②及び③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3.2.5-1 に示す。

表 3.2.5-1 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①		ケース②		ケース③													
		基本ケース		地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮した解析ケース		地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮した解析ケース													
地盤物性		平均値		平均値+1 σ		平均値-1 σ													
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○	基準地震動 S_s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し，ケース① (基本ケース) を実施し，曲げ・軸力系の破壊，せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して，最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合，照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。															
		-+*	○																
		+ - *	○																
		--*	○																
	$S_s - F 1$	++*	○																
	$S_s - F 2$	++*	○																
	$S_s - N 1$	++*	○																
		-+*	○																
	$S_s - N 2$ (NS)	++*	○																
		-+*	○																
	$S_s - N 2$ (EW)	++*	○																
		-+*	○																

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。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

防波壁（逆T擁壁）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風の荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

防波壁（逆T擁壁）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、躯体自重、機器・配管荷重の自重を考慮する。

(2) 固定荷重（G_a）

固定荷重として、グラウンドアンカの初期緊張力を考慮する。

(3) 積雪荷重（P_s）

積雪荷重として、発電所最寄りの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）に平均的な積雪何重を与えるための係数0.35を考慮した35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施工細則により、積雪量1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

(4) 風荷重（P_k）

風荷重については、設計基準風速を30m/sとし、建築基準法に基づき算定する。

(5) 地震荷重（S_s）

基準地震動S_sによる荷重を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.3-1 に示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S s)	$G + G_a + P_s + P_k + S_s$

G : 固定荷重

G_a : グラウンドアンカの初期緊張力

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

S_s : 地震時荷重

3.4 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基準地震動 S_s 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「6.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 3.4-1 に入力地震動算定の概念図を、図 3.4.1-1～図 3.4.2-2 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。

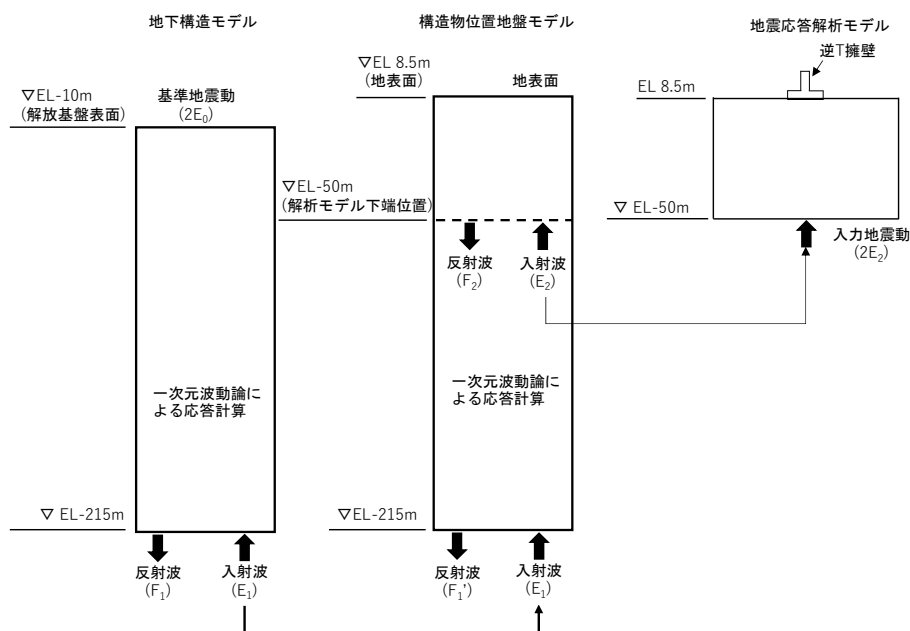
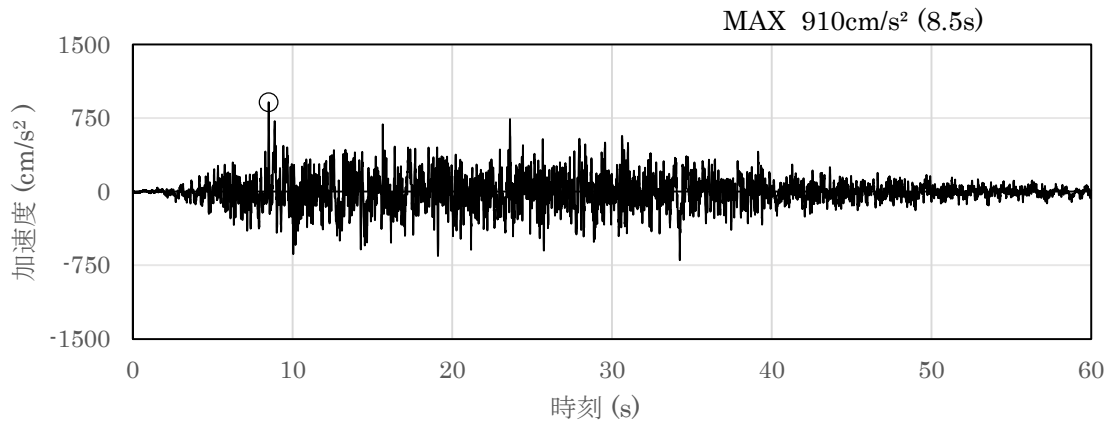
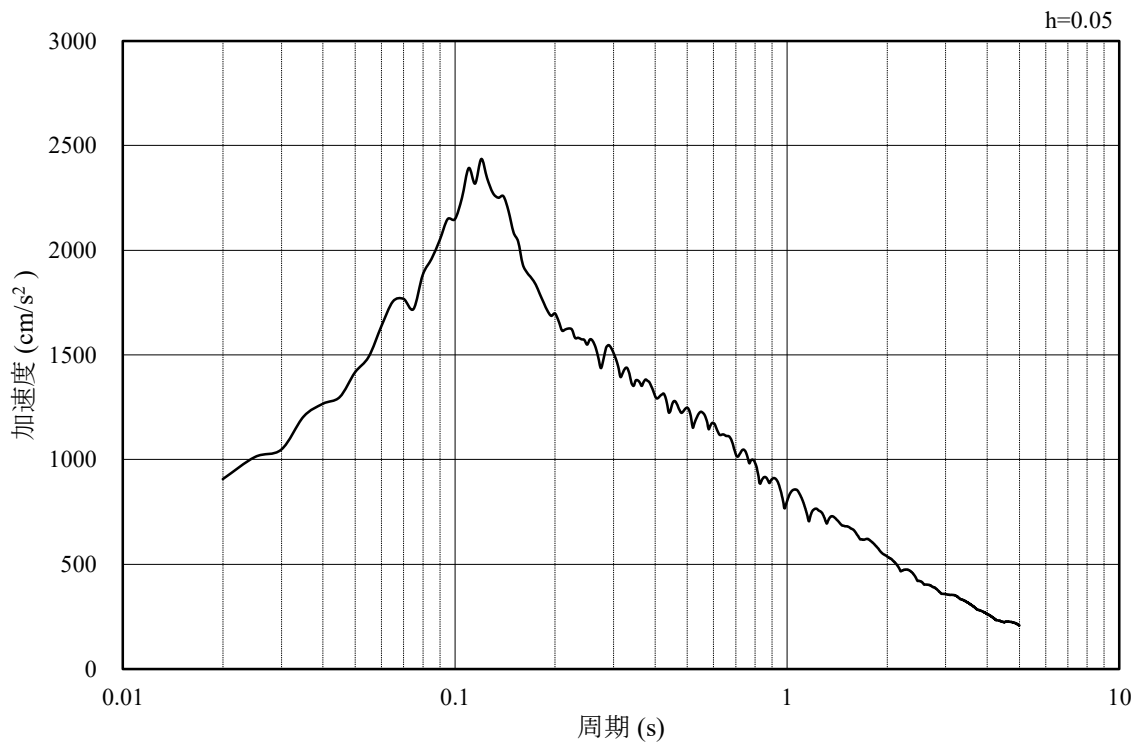


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

3.4.1 ⑤-⑤断面

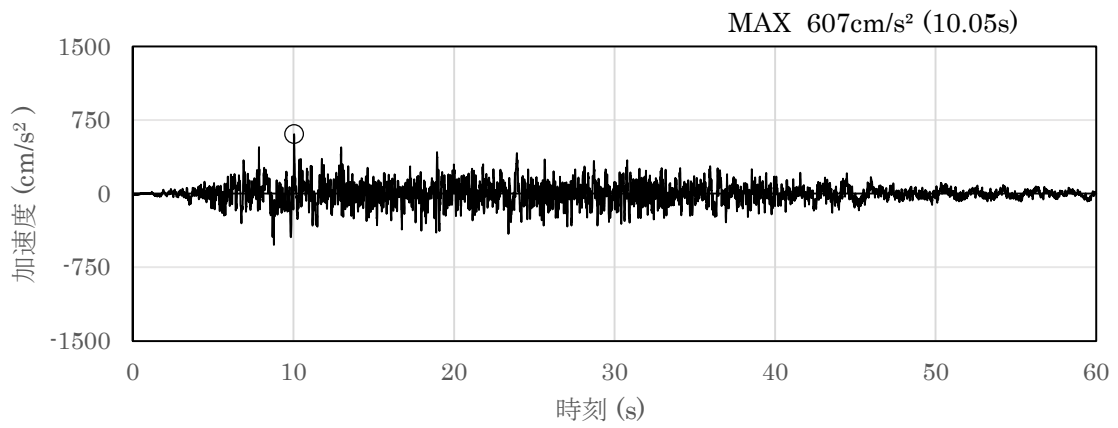


(a) 加加速度時刻歴波形

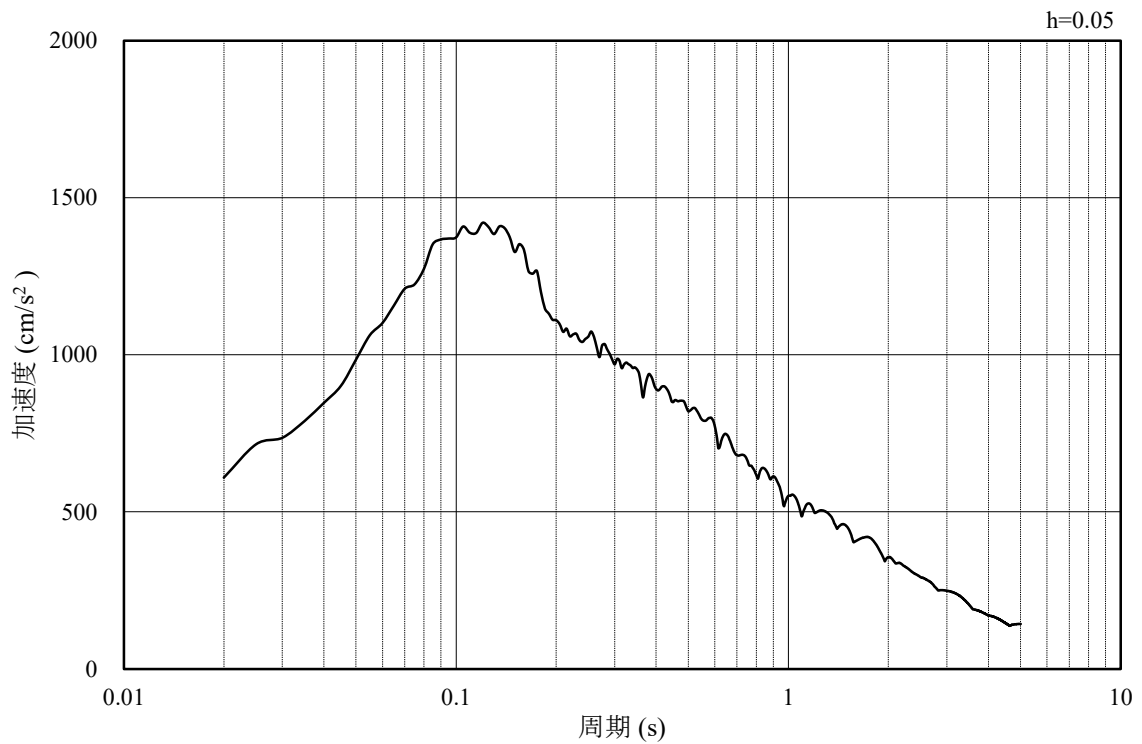


(b) 加加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 入力地震動の加加速度時刻歴波形及び加加速度応答スペクトル
(水平成分：S s-D)

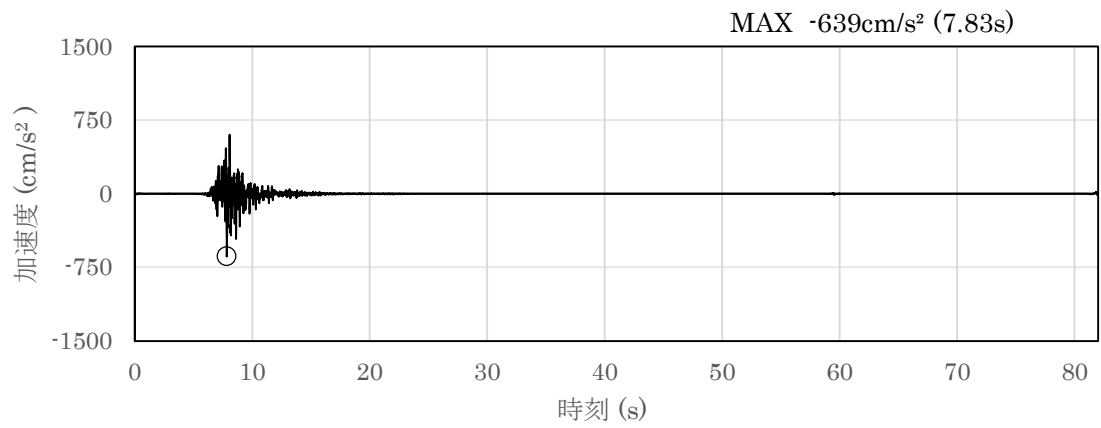


(a) 加速度時刻歴波形

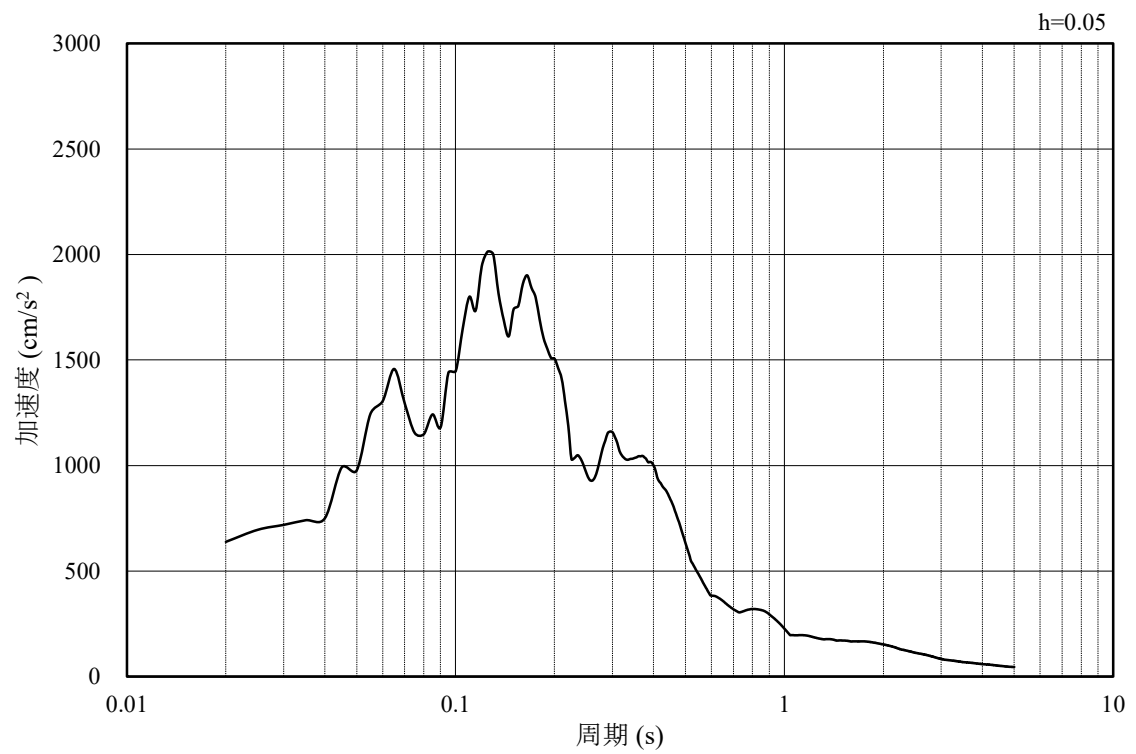


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s-D)

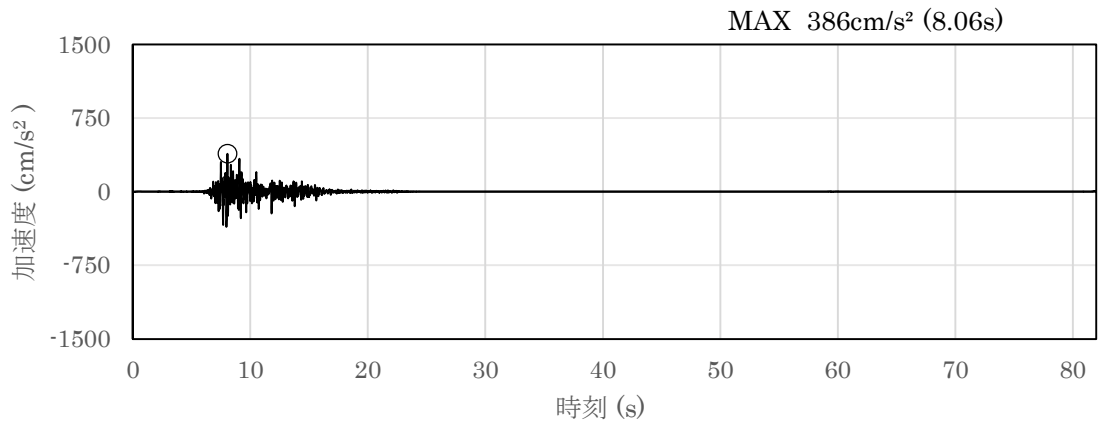


(a) 加速度時刻歴波形

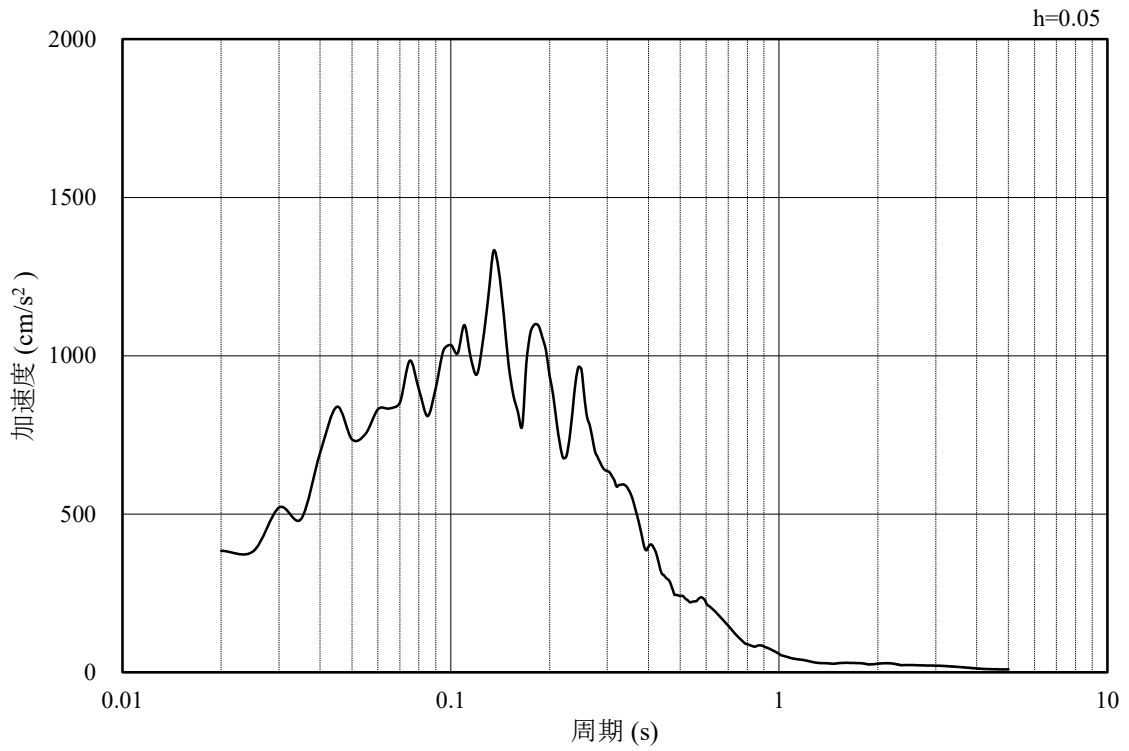


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s-F 1，EW方向)

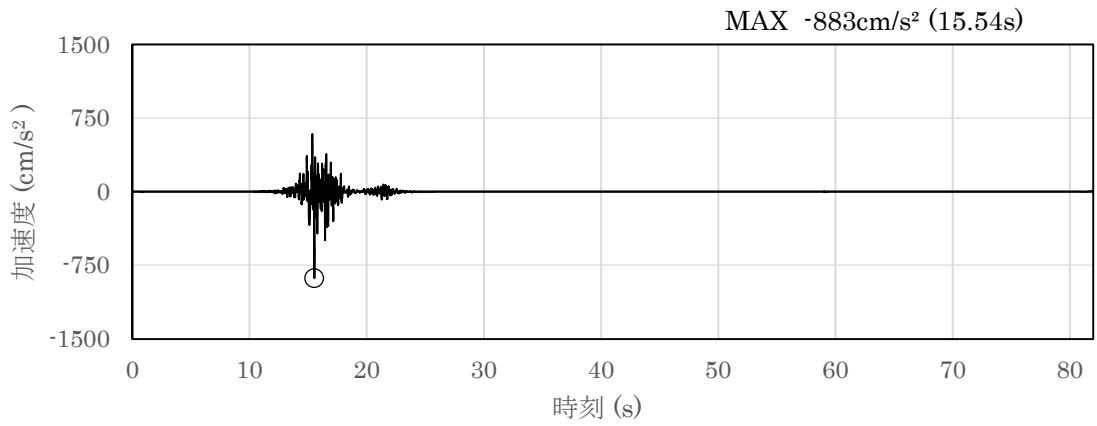


(a) 加速度時刻歴波形

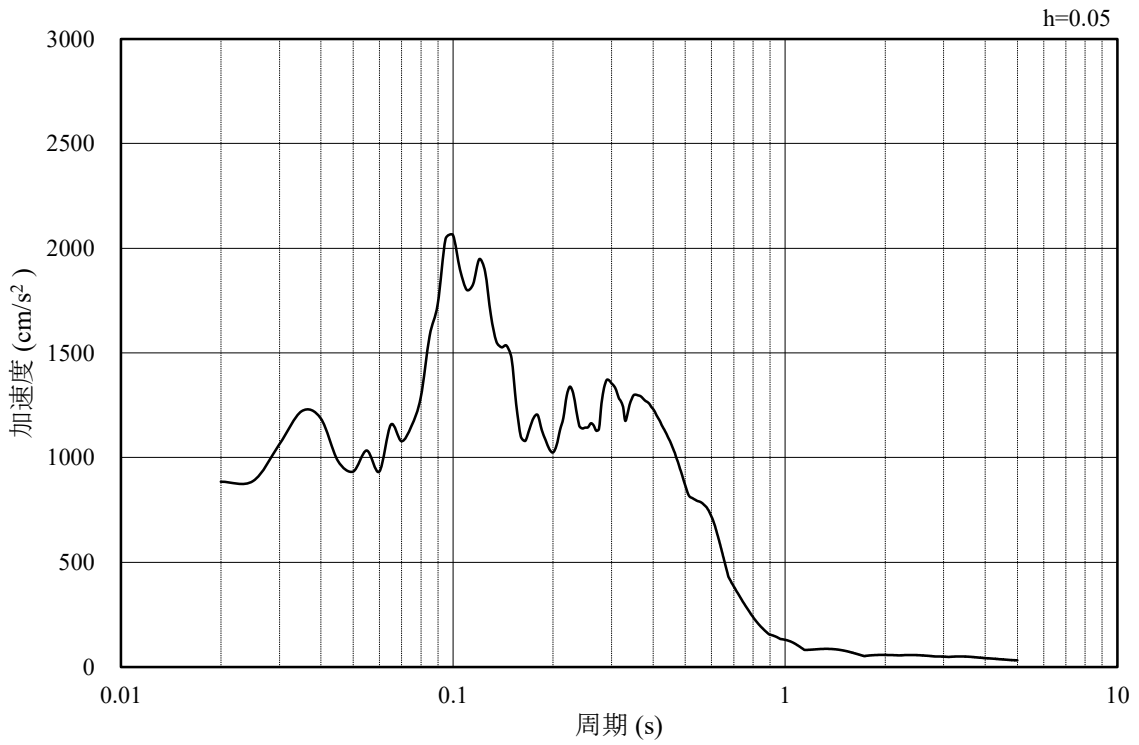


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-4 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_s-F 1)

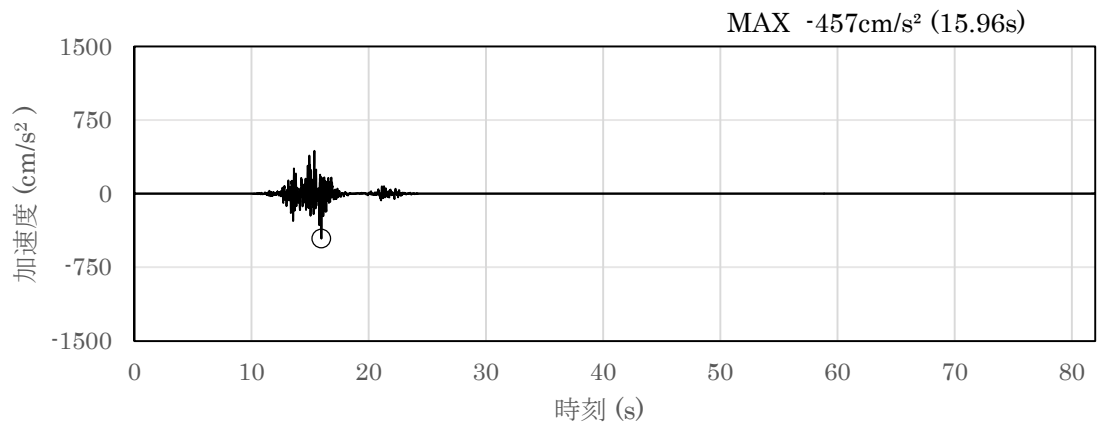


(a) 加速度時刻歴波形

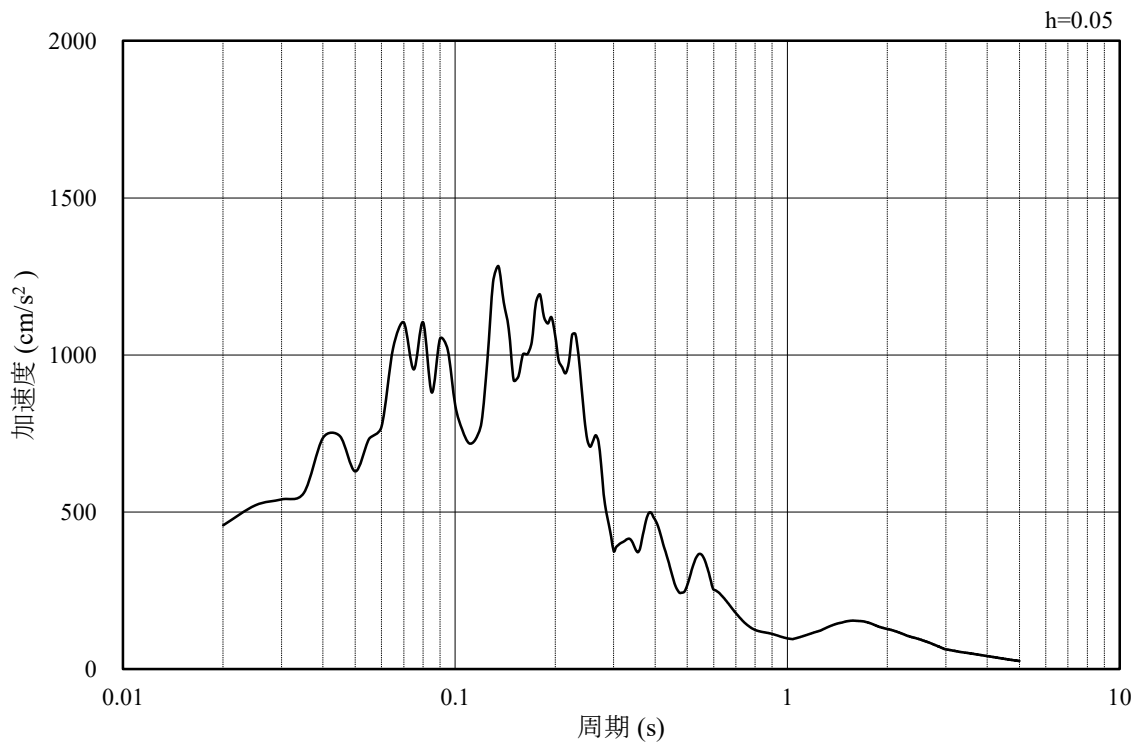


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-5 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：Ss-F2, EW方向)

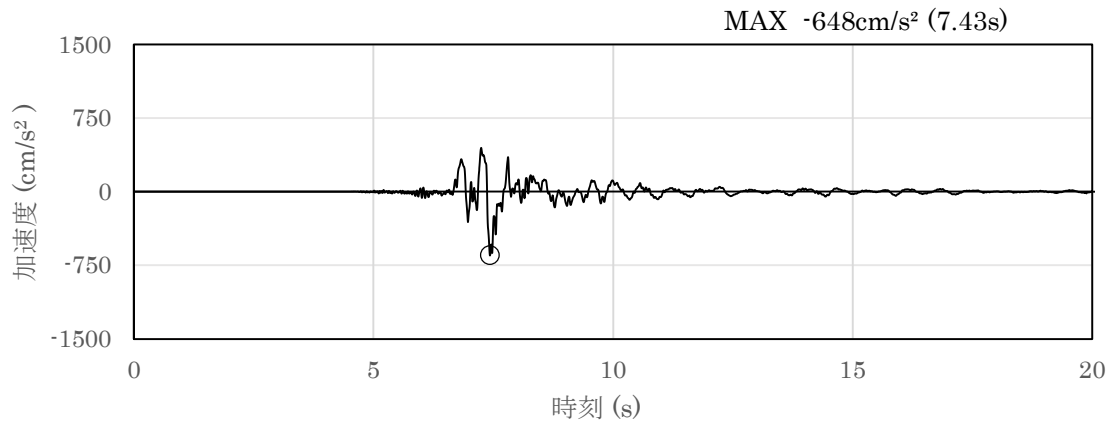


(a) 加速度時刻歴波形

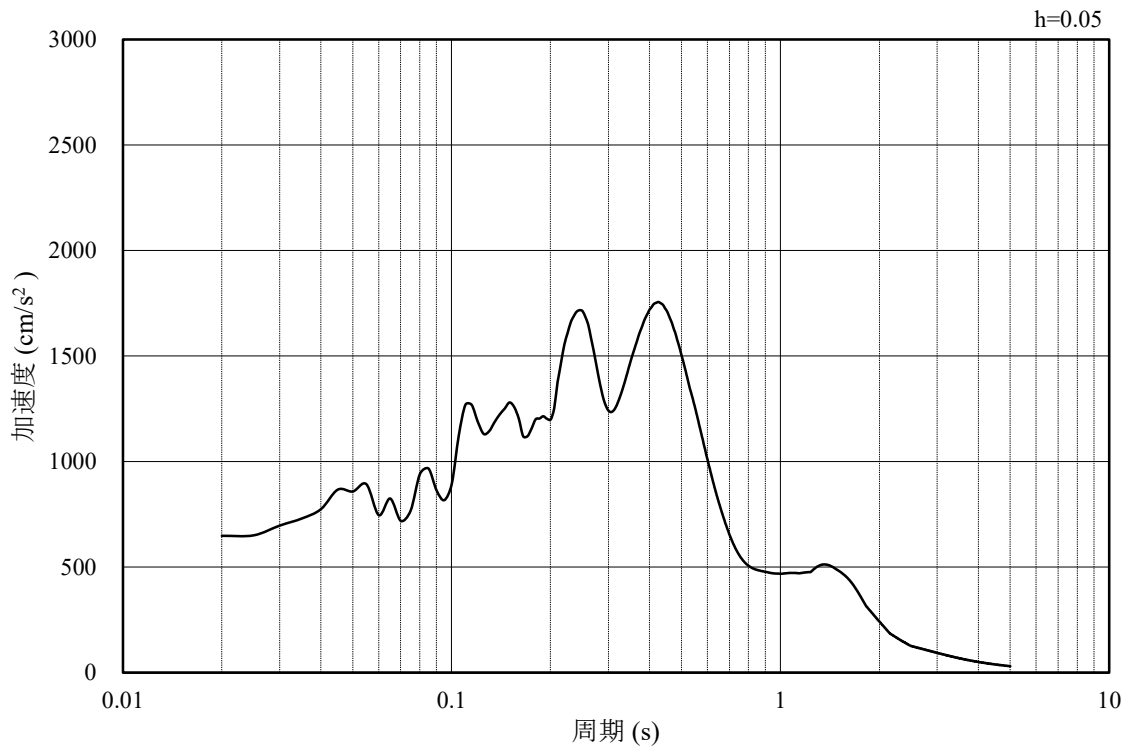


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-6 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
(鉛直成分：S s-F 2)

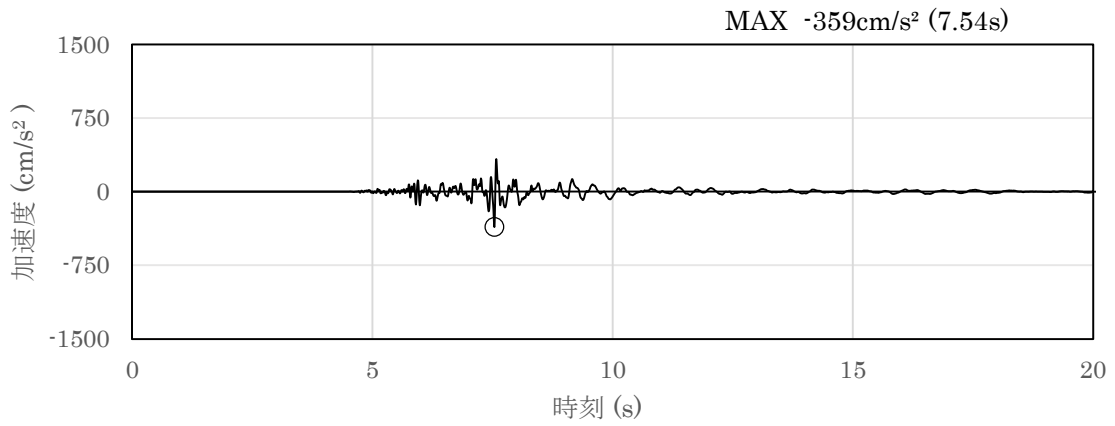


(a) 加速度時刻歴波形

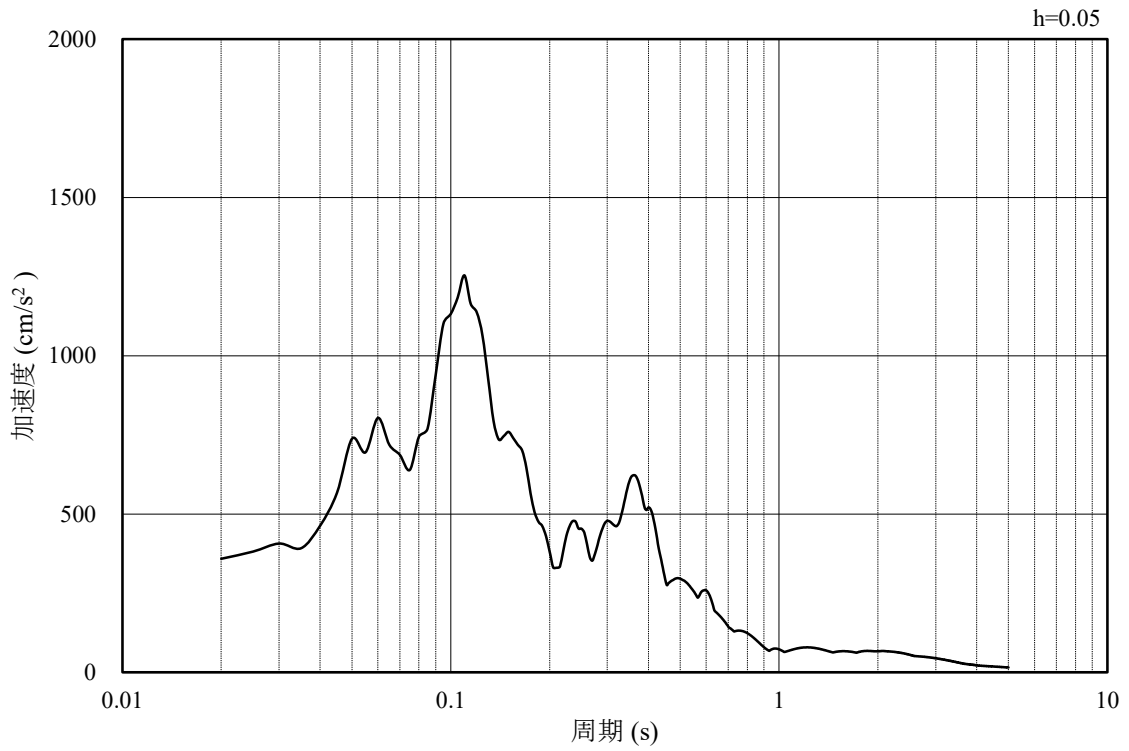


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s-N 1)

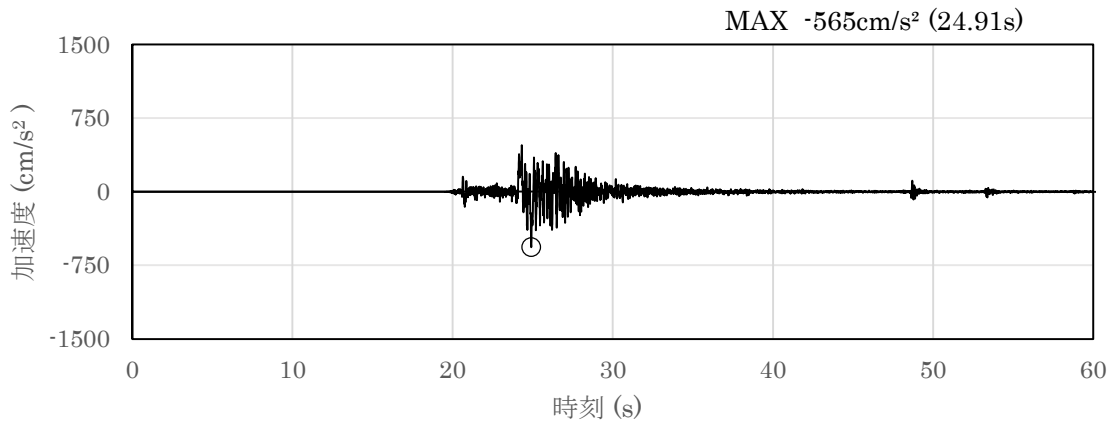


(a) 加速度時刻歴波形

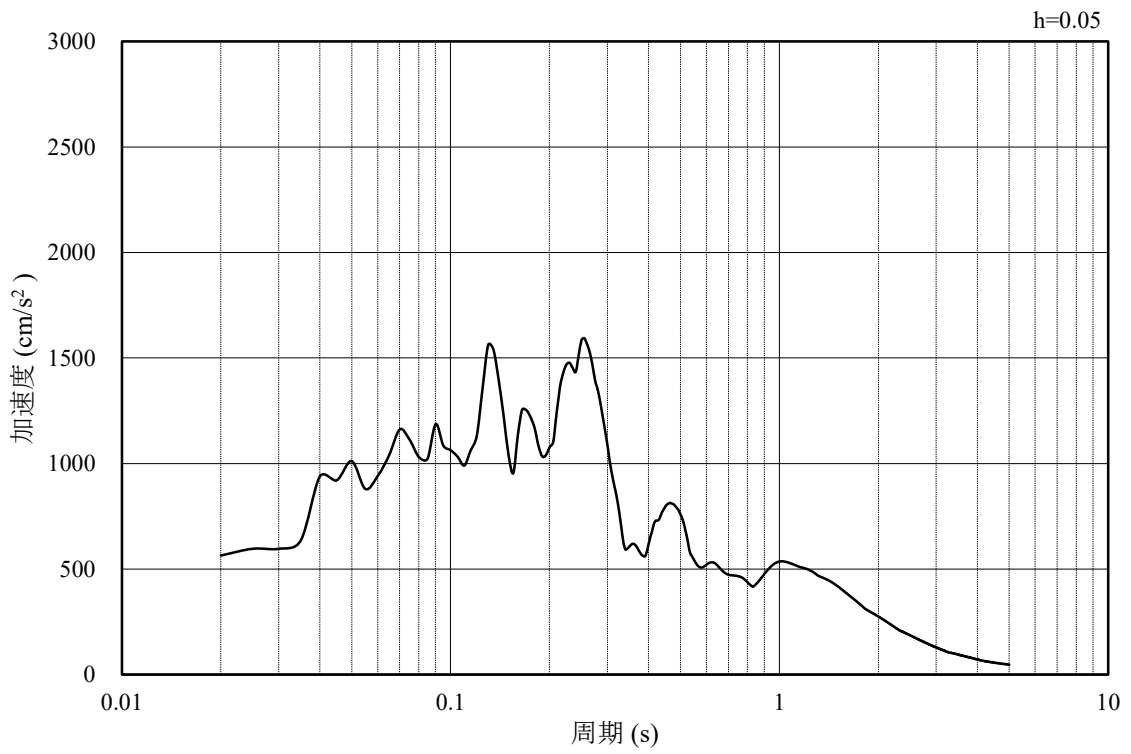


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-8 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_s-N1)

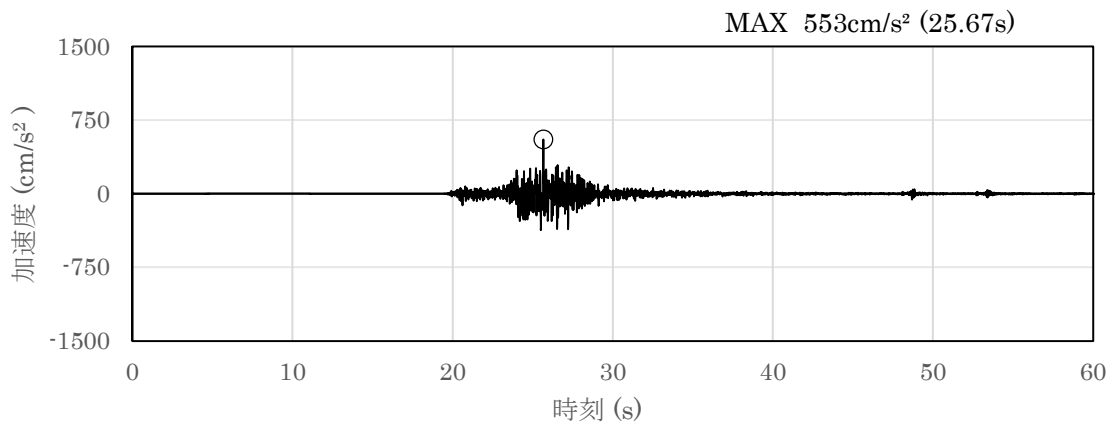


(a) 加速度時刻歴波形

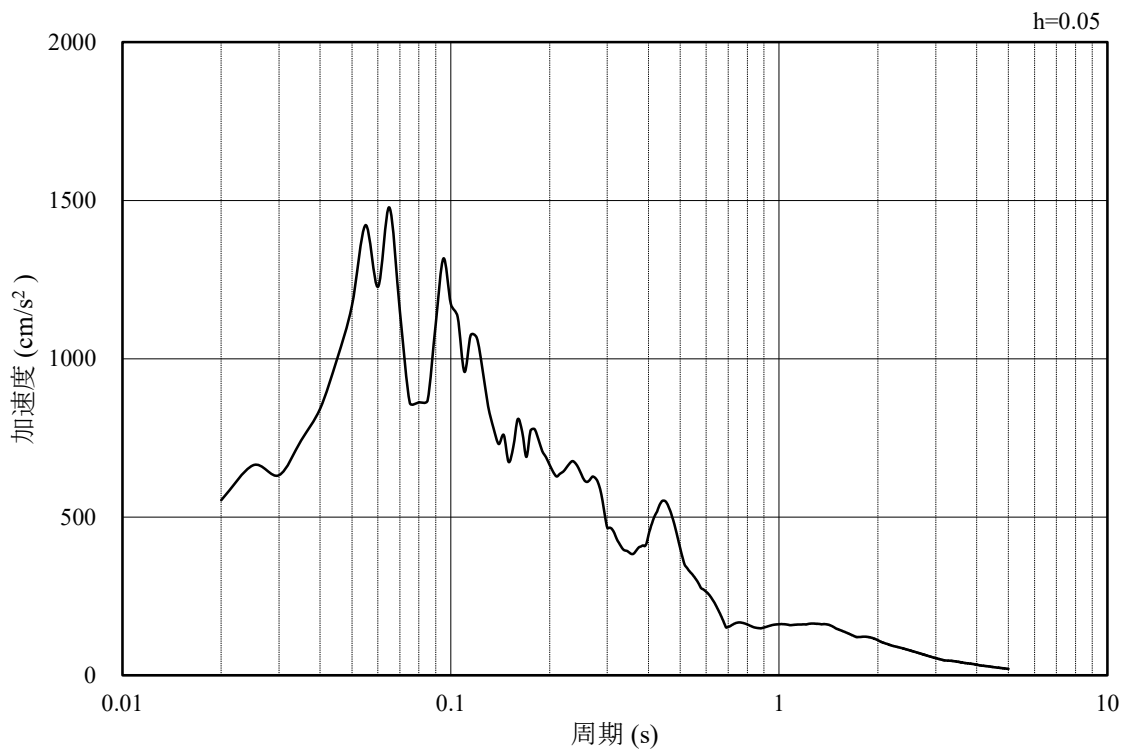


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-9 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：Ss-N2, NS方向)

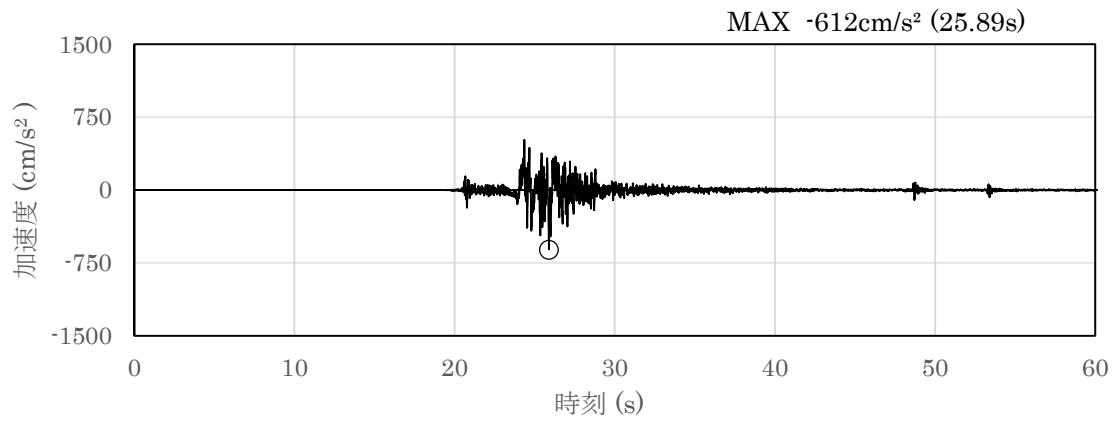


(a) 加速度時刻歴波形

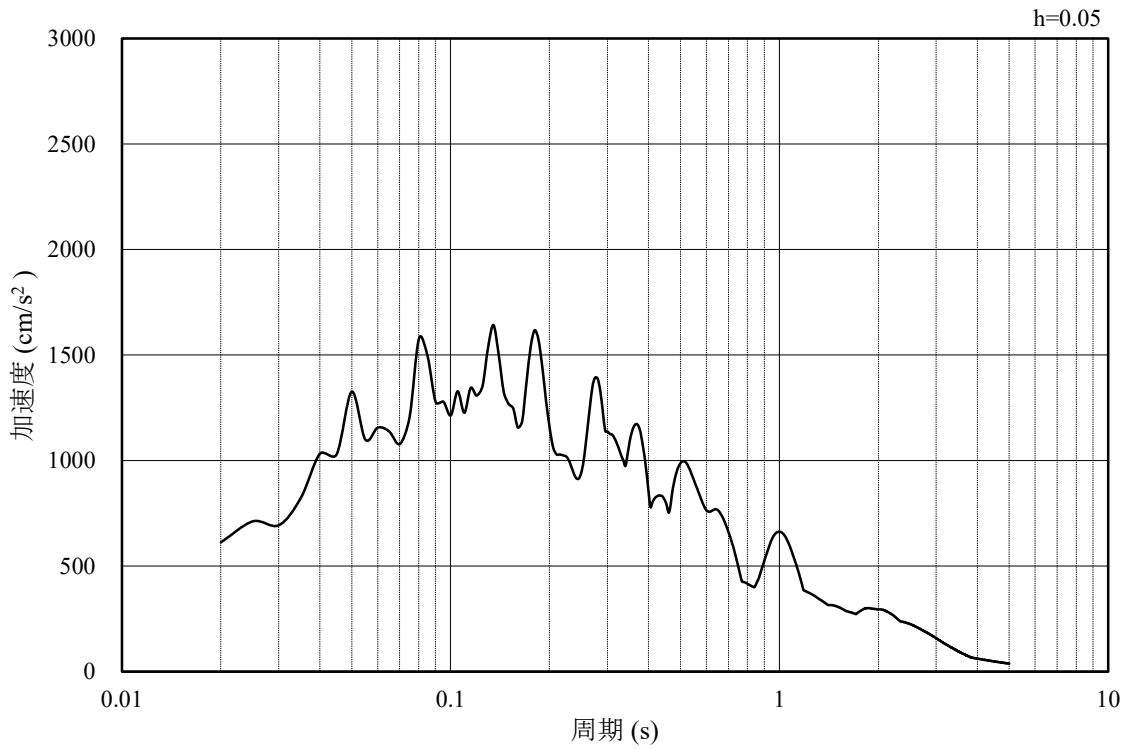


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-10 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_s-N₂, NS方向)

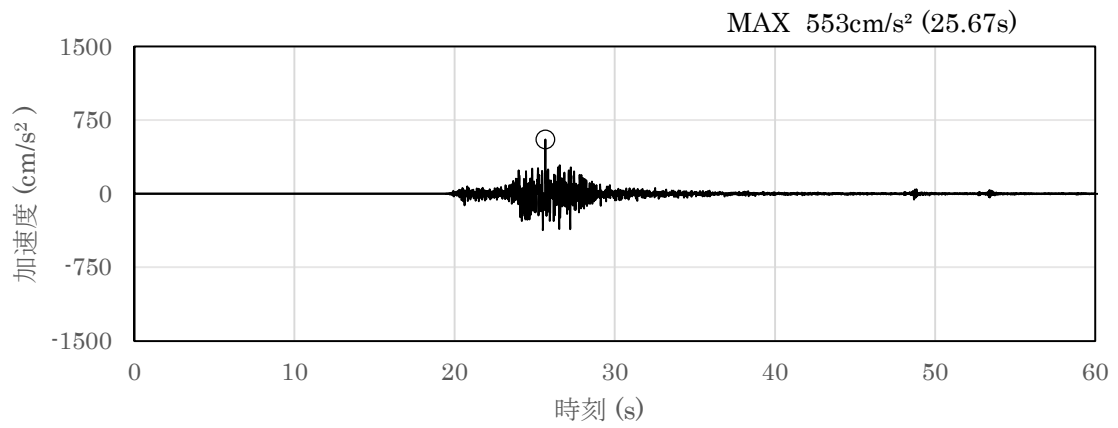


(a) 加速度時刻歴波形

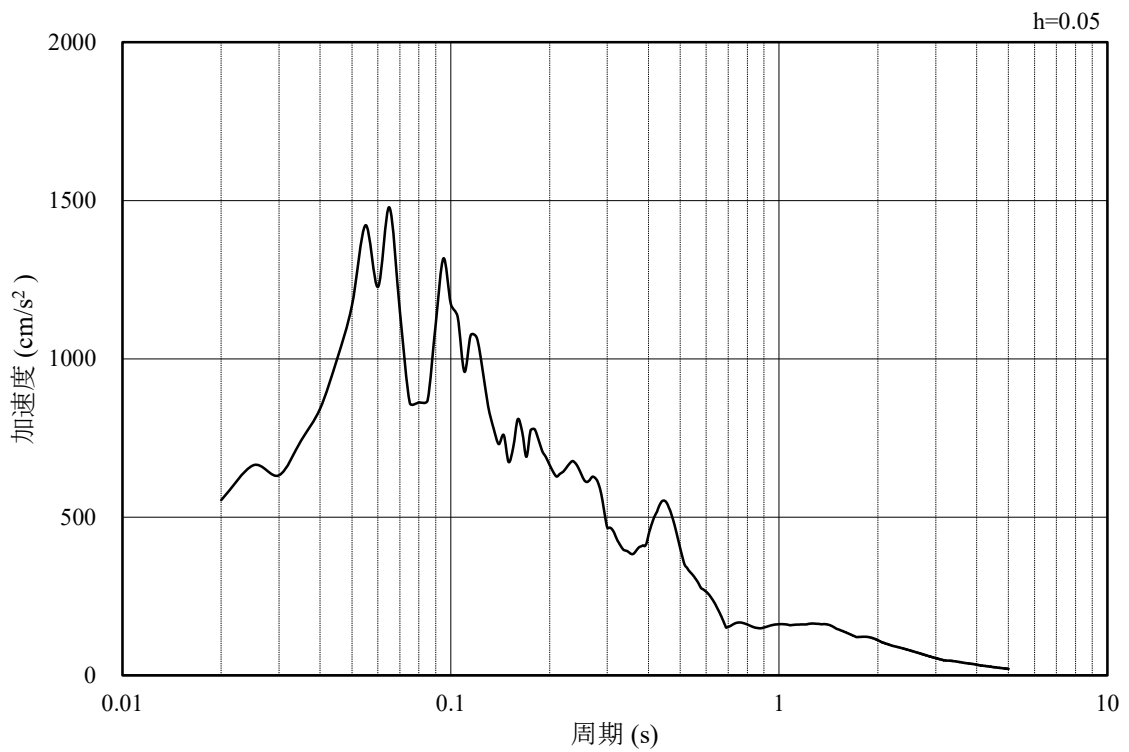


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-N2，EW方向)



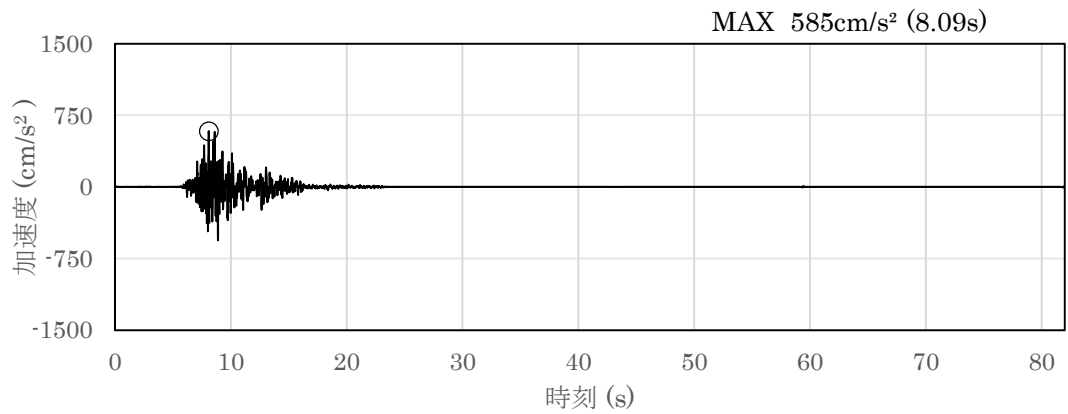
(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-12 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_s-N2，EW方向)

3.4.2 ⑦-⑦断面



(a) 加速度時刻歴波形

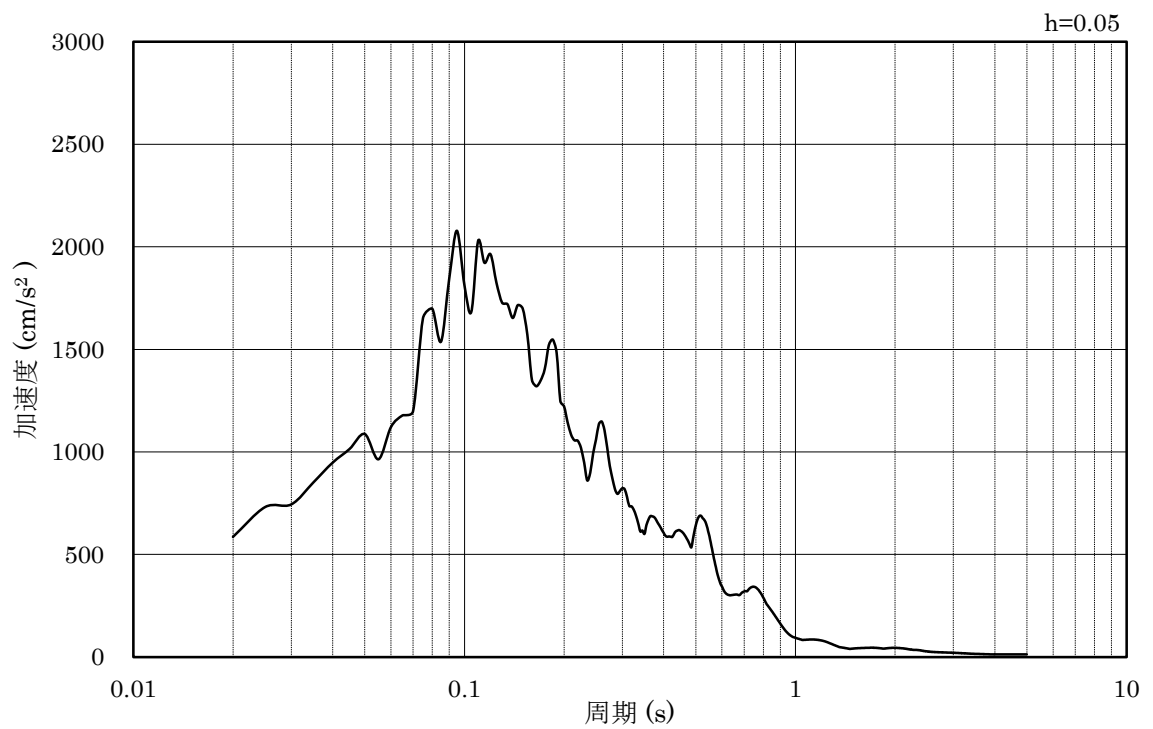
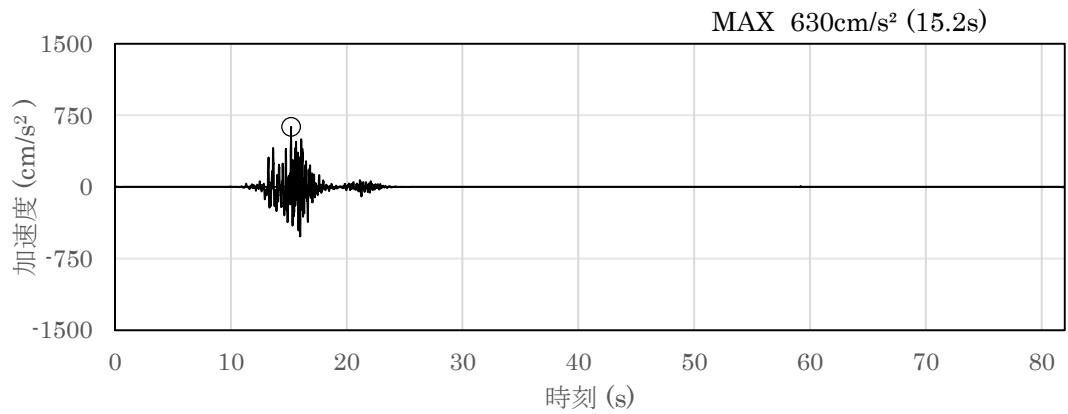


図 3.4.2-1 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1, N S 方向)



(a) 加速度時刻歴波形

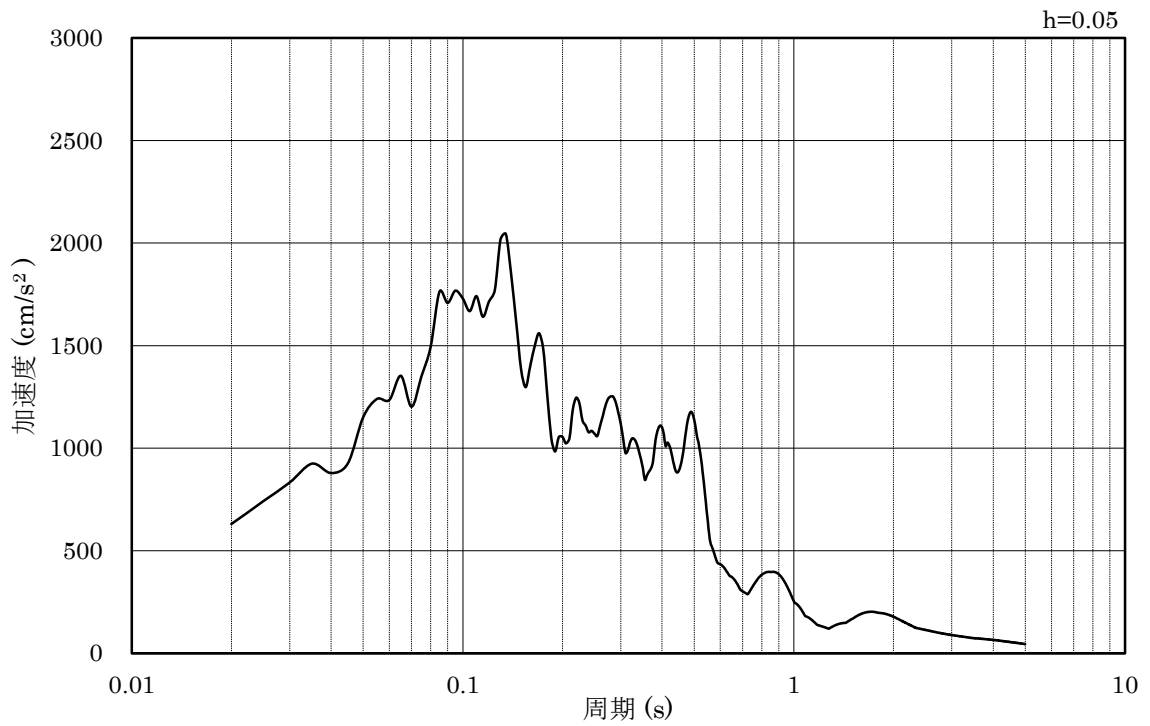


図 3.4.2-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2, N S 方向)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

防波壁（逆T擁壁）の地震応答解析モデルを図3.5.1-1及び図3.5.1-3に、地質断面図を図3.5.1-2及び図3.5.1-4に示す。

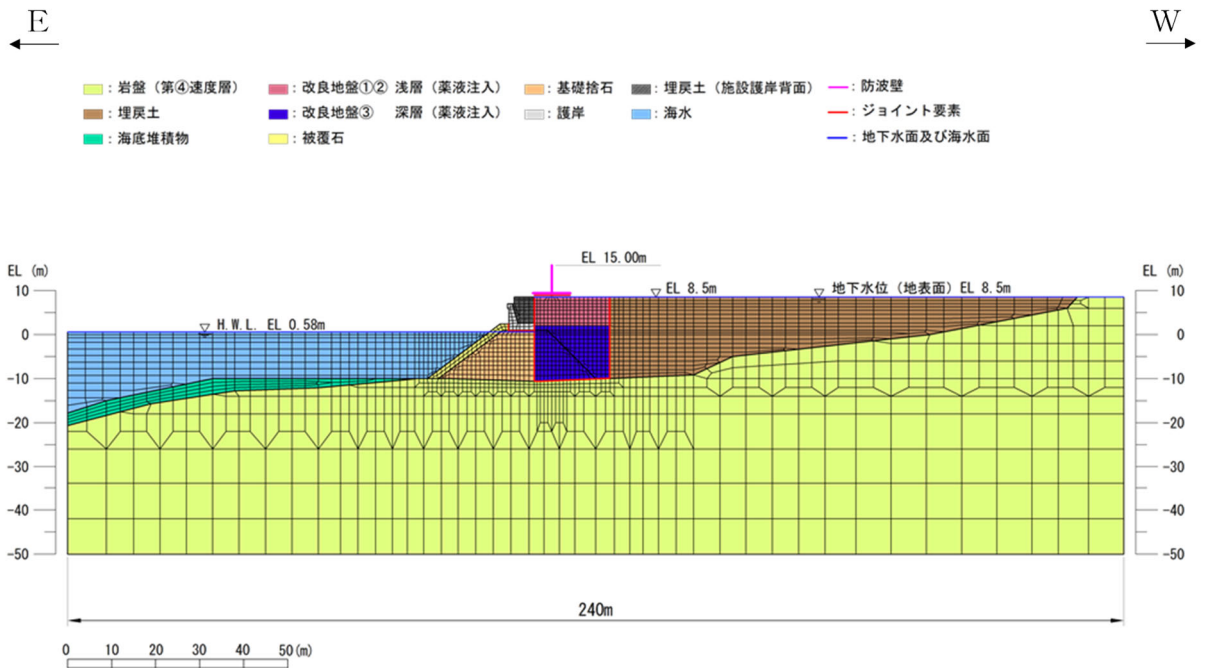


図 3.5.1-1 地震応答解析モデル（⑤-⑤断面）

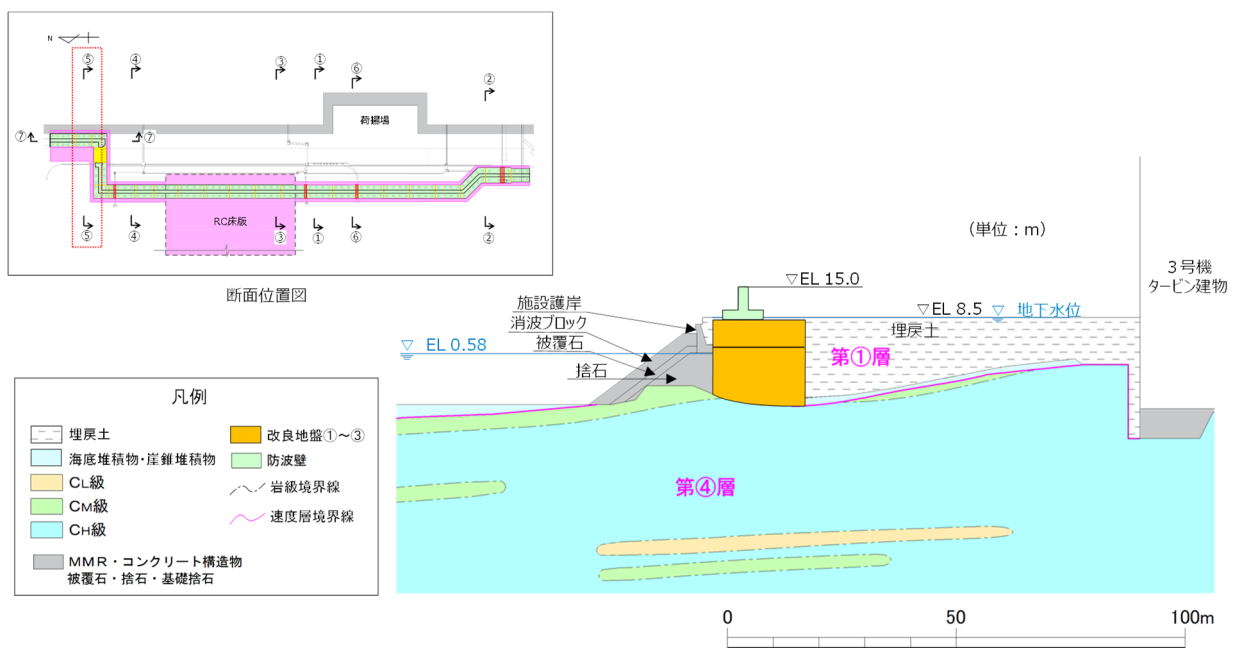


図 3.5.1-2 地質断面図（⑤-⑤断面）

- : 岩盤 (第2速度層) ■ : 埋戻土 — : L型擁壁
- : 岩盤 (第3速度層) ■ : 改良地盤①② (薬液注入, 浅層) — : ジョイント要素
- : 岩盤 (第4速度層) ■ : 改良地盤③ (薬液注入, 深層) — : 地下水面
- : 岩盤 (第5速度層) ■ : 防波壁

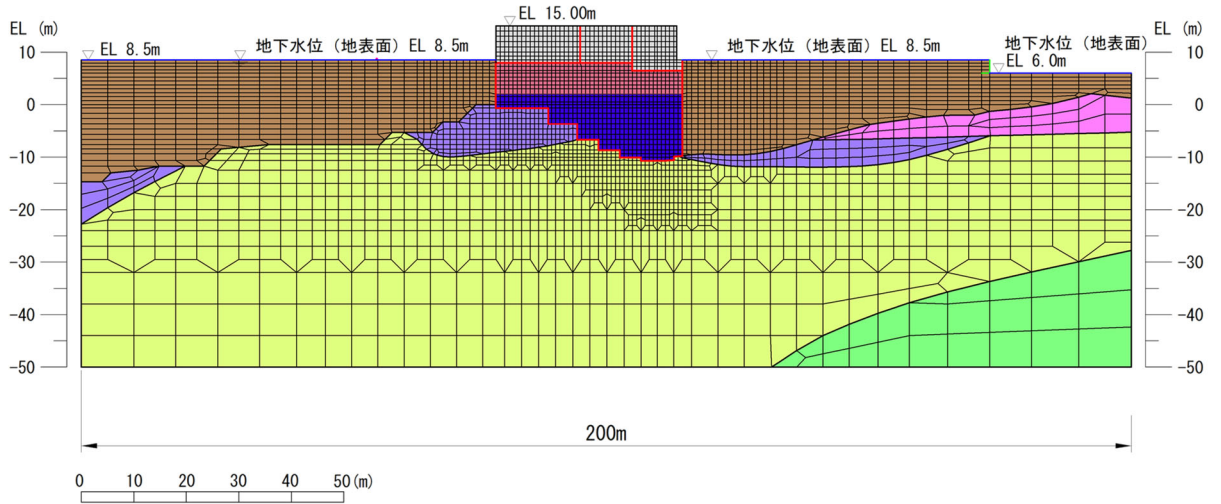


図 3.5.1-3 地震応答解析モデル (⑦-⑦断面)

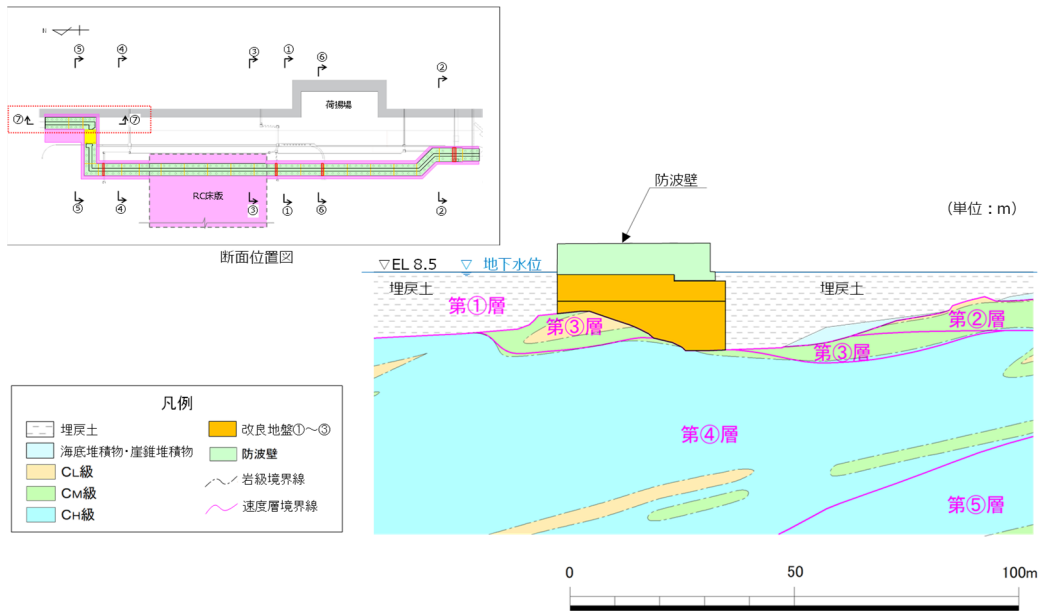


図 3.5.1-4 地質断面図 (⑦-⑦断面)

(1) 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 3.5.1-5 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 1m 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 3.5.1-6 に示す。

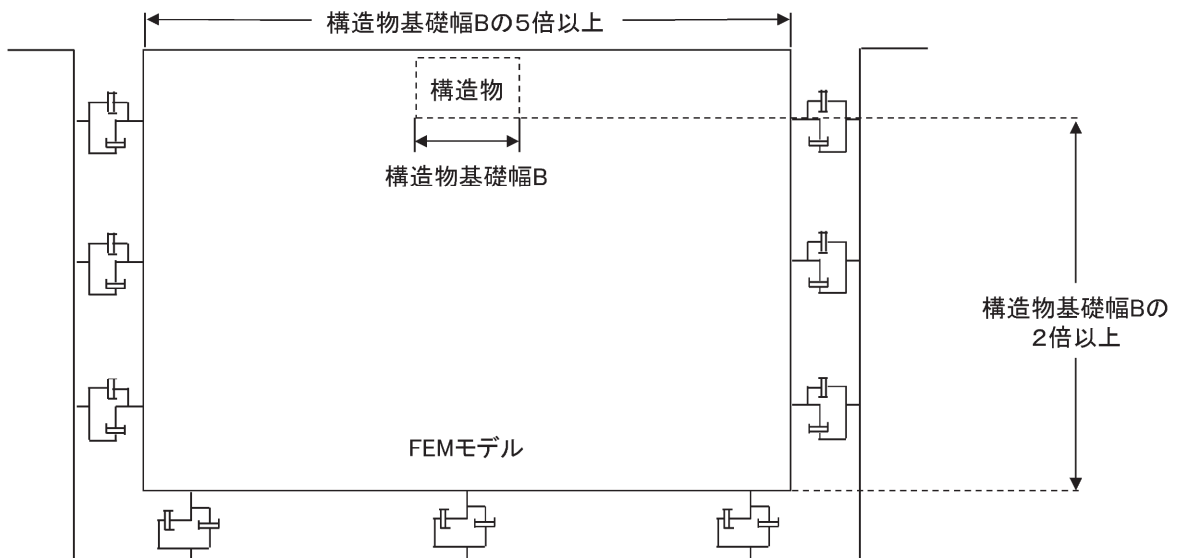


図 3.5.1-5 モデル化範囲の考え方

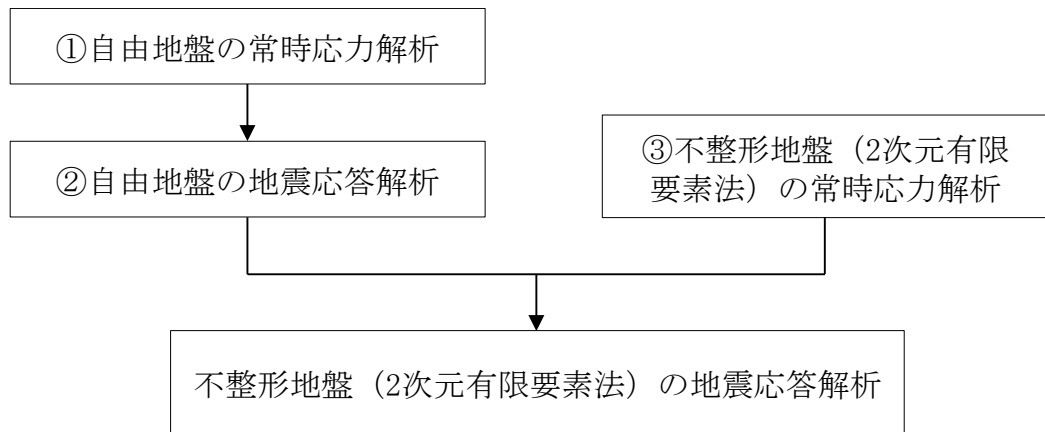


図 3.5.1-6 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 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の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 3.5.1-7 に示す。

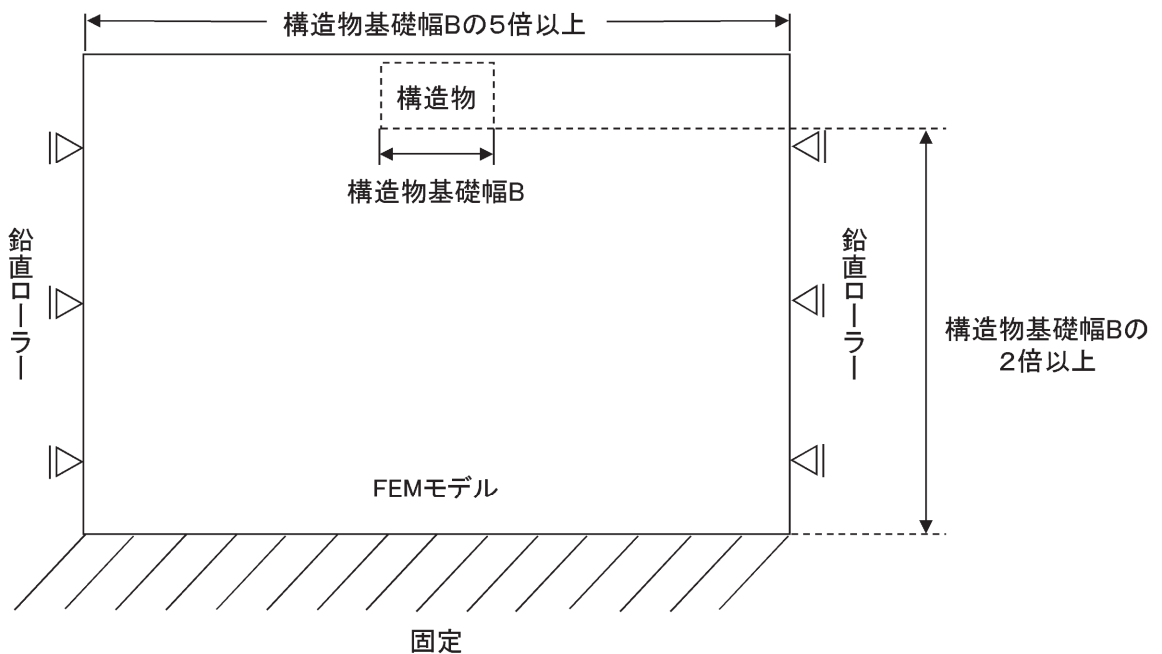


図 3.5.1-7 常時応力解析における境界条件の概念図

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 3.5.1-8 に示す。

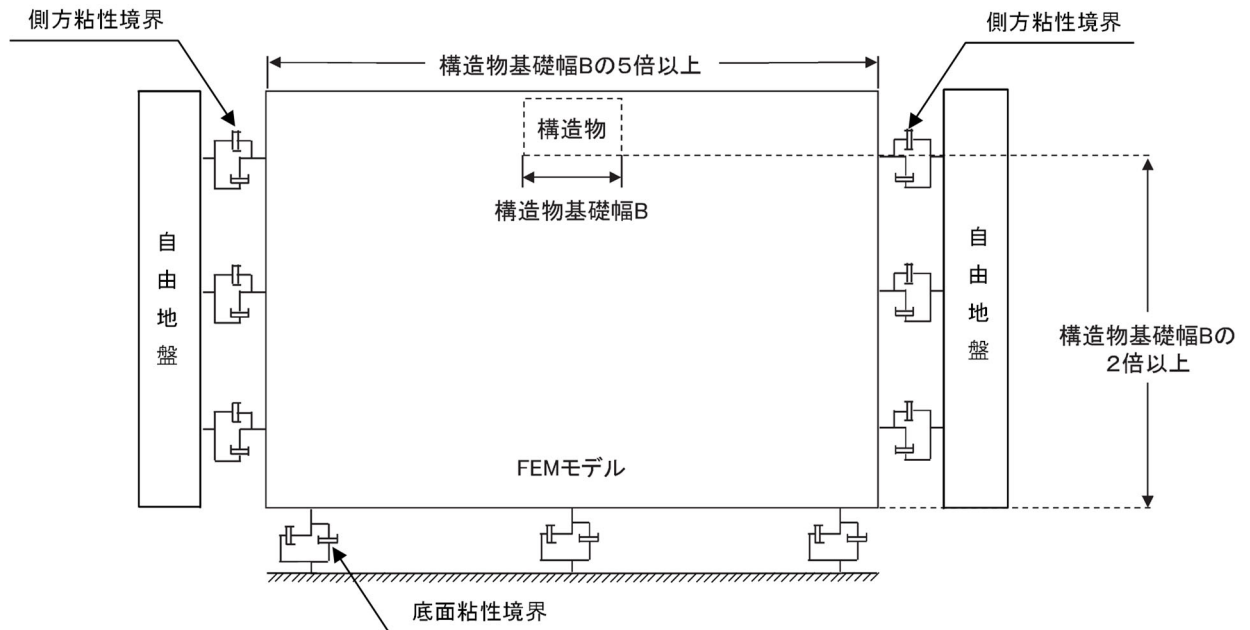


図 3.5.1-8 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 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から、地表面（EL8.5m）にモデル化する。逆 T 擁壁の縦壁と底盤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 3.5.1-9 参照）に準拠し、図 3.5.1-10 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。

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。

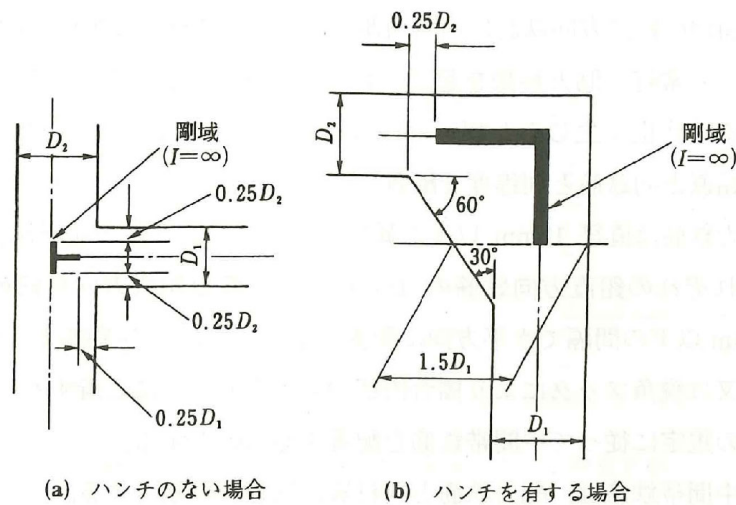


図-解 8.3.4 剛域の取り方

図 3.5.1-9 剛域の設定（道路橋示方書抜粋）

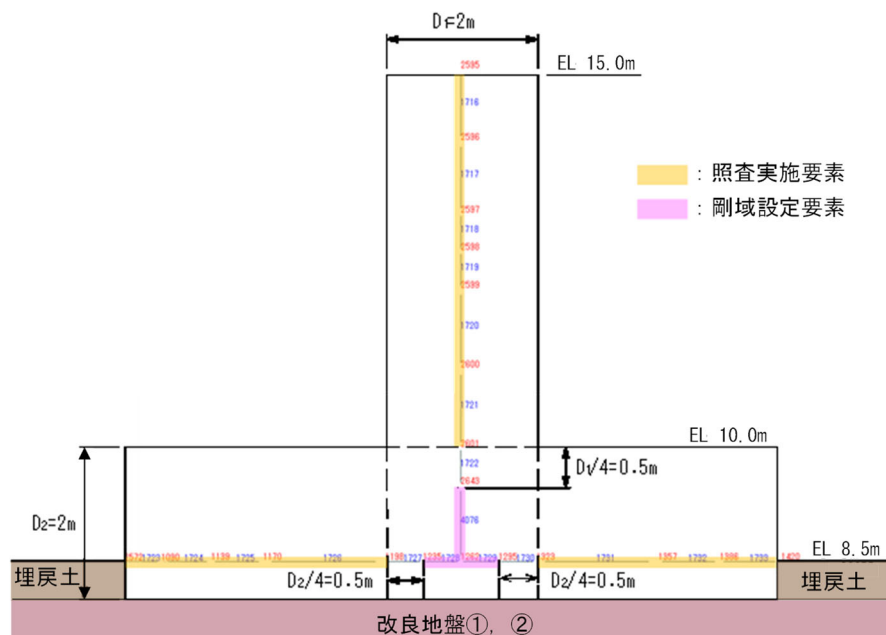


図 3.5.1-10 剛域設定の概念図（⑤-⑤断面）

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モデル化の詳細については、「（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。

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。

(4) 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。動的変形特性には、双曲線モデル（H-D モデル）を用いる。そのうち、埋戻土は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

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 3.5.1-11 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。「5.1 防波壁前面の施設護岸の損傷による影響検討」において、影響検討として、施設護岸、基礎捨石、被覆石及び捨石が地震により損壊し、流出した場合の耐震評価を行う。

(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め材料があり、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。

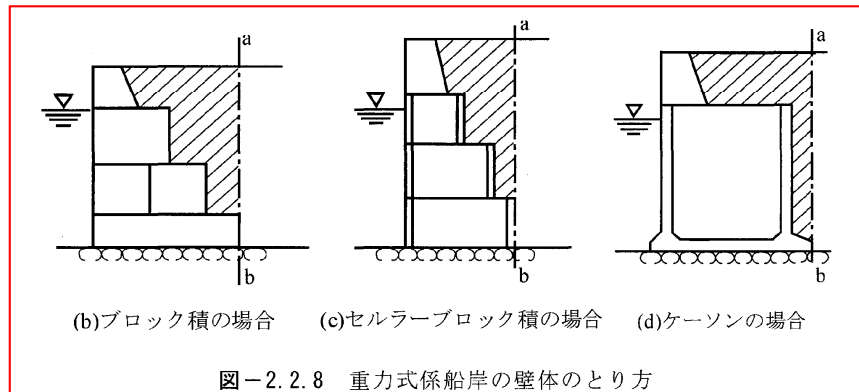


図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

図 3.5.1-11 埋戻土（施設護岸背面）のモデル化について（港湾基準抜粋）

(5) 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地震時の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。

時刻歴応答解析では、地震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、地震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 3.5.1-12 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 3.5.1-13 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 3.5.1-14 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 3.5.1-1 に、ジョイント要素の配置を図 3.5.1-15 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

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

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

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、 $\pm 15^\circ$ 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 3.5.1-12 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、

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

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。

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

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 3.5.1-13 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。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。

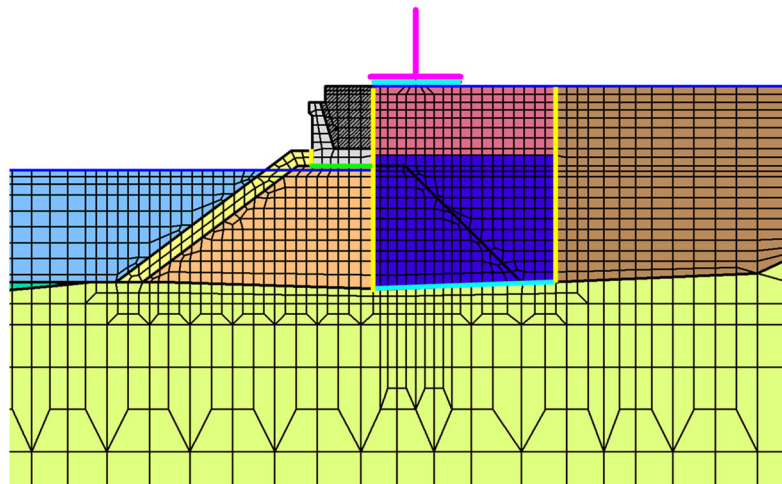
注 2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 3.5.1-14 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 3.5.1-1 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
		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	逆 T 擁壁					
被覆石	施設護岸					
境界 2	逆 T 擁壁目地部		0	0	目地部であるため、保守的にゼロと設定。	
水平方向	境界 3	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			
	境界 4	施設護岸	基礎捨石	0	30.96	施設護岸 (コンクリート) と基礎捨石が接する境界であるため、コンクリートと捨石の摩擦係数 ($\mu=0.60$) より、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)\doteq 30.96$

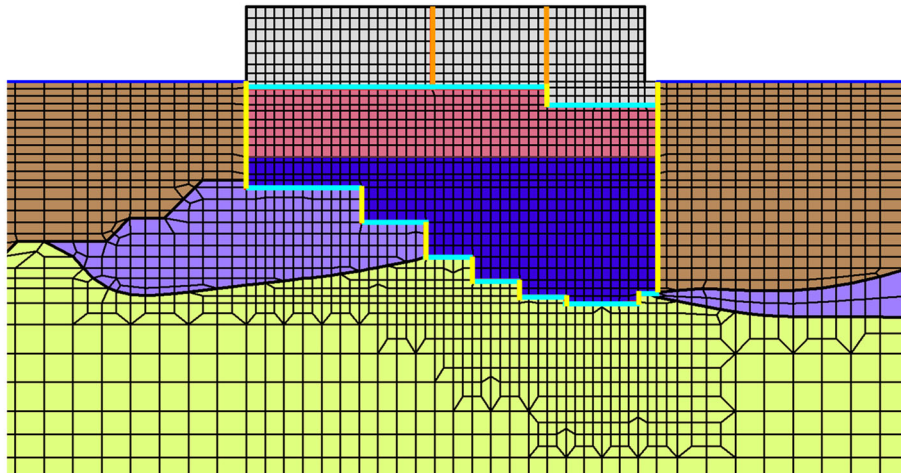
- : 岩盤 (第④速度層)
- : 埋戻土
- : 海底堆積物
- : 基礎捨石
- : 護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : 海水
- : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入)
- : 改良地盤③ 深層 (薬液注入)
- : 被覆石
- : 防波壁
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素(境界1)
- : ジョイント要素(境界3)
- : ジョイント要素(境界4)



項目		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 φ (°)
鉛直方向	境界 1	0	15.0
水平方向	境界 3	0	26.57
	境界 4	0	30.96

図 3.5.1-15(1) ⑤-⑤断面におけるジョイント要素の配置図

- : 岩盤 (第③速度層) ■ : 改良地盤①② (薬液注入, 浅層) — : ジョイント要素 (境界1)
- : 岩盤 (第④速度層) ■ : 改良地盤③ (薬液注入, 深層) — : ジョイント要素 (境界2)
- : 埋戻土 — : 地下水面 — : ジョイント要素 (境界3)
- : 防波壁



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	0
水平方向	境界 3	0	26.57

図 3.5.1-15(2) 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 3.5.1-2 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 3.5.1-16 に示す。

表 3.5.1-2 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, 3, 4	1.0×10^6	1.0×10^6
境界 2	0 *	1.0×10^6

注記*：目地部であるため、せん断剛性を保守的にゼロに設定。

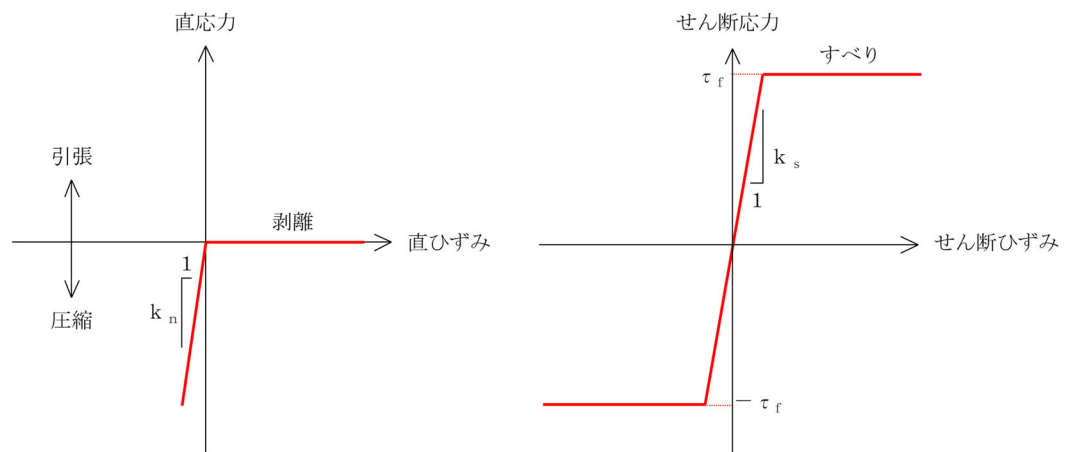


図 3.5.1-16 ジョイント要素の力学特性

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。使用材料を表 3.5.2-1 に、材料の物性値を表 3.5.2-2 及び表 3.5.2-3 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 3.5.2-1 に示す。

表 3.5.2-1 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：22.0m～30.0m, 極限引張り力：2800kN, 降伏引張り力：2400kN

表 3.5.2-2 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 3.5.2-3 材料の物性値（グラウンドアンカ）

材料		引張剛性 k (kN/m)	計画最大荷重 (降伏荷重) (kN)
グラウンドアンカ	⑤-⑤断面	14064	2400（陸側） 4800（海側）

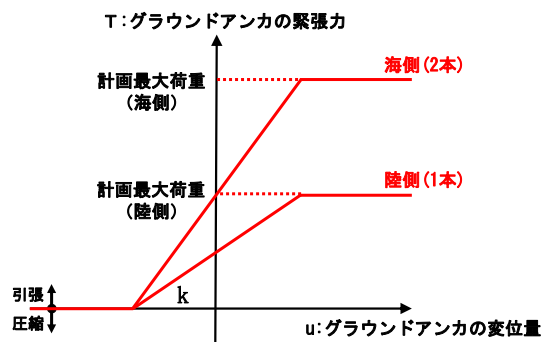


図 3.5.2-1 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

3.5.3 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3.5.3-1～表3.5.3-5に示す。

表 3.5.3-1 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	
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	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005
		w1	4.080
		P1	0.500
		P2	0.990
		C1	2.006

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，内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 3.5.3-2 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化層）

		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' ($^\circ$)	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 3.5.3-3 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 3.5.3-4 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「(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 3.5.3-5 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

3.5.4 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 3.5.4-1 に示す。

表 3.5.4-1 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。

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、防波壁（逆 T 擁壁）の構造上の特徴を踏まえ設定する。

3.6.1 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。

3.6.2 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。

3.6.3 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。

3.7 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。

3.7.1 逆T擁壁

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 3.7.1-1 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
支圧応力度 σ_{ba} (グラウンドアンカ)		12	18
支圧応力度 σ_{ca} (隣接躯体)		7.2	10.8
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。

3.7.2 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 3.7.2-1 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，「（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 3.7.2-1 グラウンドアンカの許容限界

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

3.7.3 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 3.7.3-1 に示すすべり安全率を設定する。

表 3.7.3-1 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

3.7.4 止水目地

止水目地の許容限界は、メーカー規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。評価対象断面である⑤-⑤断面及び⑦-⑦断面位置におけるシートジョイントの許容限界を表 3.7.4-1 に示す。

表 3.7.4-1 止水目地の変形量の許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
変形量	シートジョイント：1960
	(参考) ゴムジョイント：449

3.7.5 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3.7.5-1に示す。

表 3.7.5-1 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

3.8 評価方法

防波壁（逆 T 擁壁）の耐震評価は，地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「3.5 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。

3.8.1 逆 T 擁壁

(1) 曲げ軸力照査及びせん断力照査

逆 T 擁壁の評価は，コンクリートの曲げ圧縮応力及び部材に作用するせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

逆 T 擁壁の応力度算定には，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。

(2) グラウンドアンカによる支圧照査

グラウンドアンカによる支圧照査は，発生アンカー力を用いて次式により算定される支圧応力度が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_b = T/S \quad \dots \dots \dots (3.1)$$

ここで，

σ_b : グラウンドアンカにより発生する支圧応力度 (N/mm²)

T : 発生アンカー力 (引張) (N)

S : 支圧板の面積 (mm²) (≒142800mm²)

(3) 隣接する躯体同士の支圧照査

隣接する躯体同士の支圧応力度に対する照査は、躯体に発生する慣性力を用いて、次式により算定される隣接する躯体に作用する支圧応力度が、許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma_{cv} = F/S \quad \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

σ_{cv} : 隣接する躯体の支圧応力度 (N/mm²)

F : 逆 T 擁壁に発生する慣性力 (N)

(= 「逆 T 擁壁の質量(kg)」 × 「地震時加速度(m/s²)」)

S : 衝突する面の面積 (逆 T 擁壁側面の面積) (mm²)

3.8.2 グラウンドアンカ

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。

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。

(1) 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、地震時における逆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（地震時荷重等）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）：（自重、積雪荷重＋地震時荷重（鉛直方向））×静止摩擦係数
作用力：地震時荷重（水平方向）＋風荷重

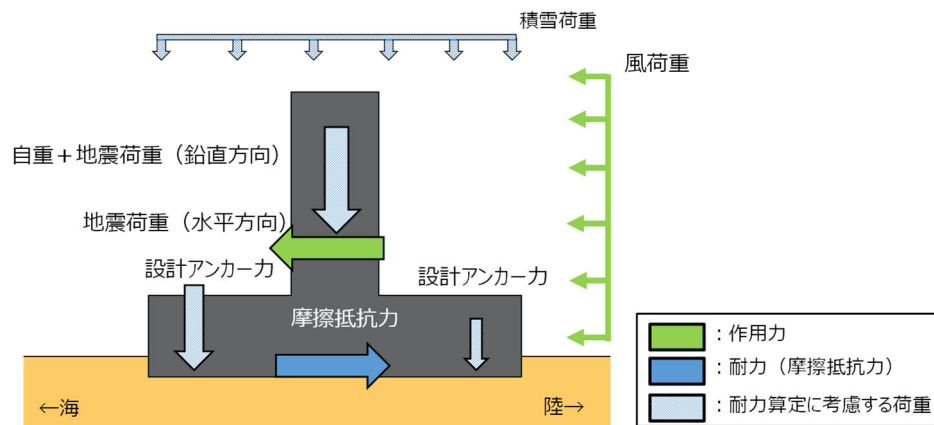


図 3.8.3-1 滑動の照査における荷重イメージ

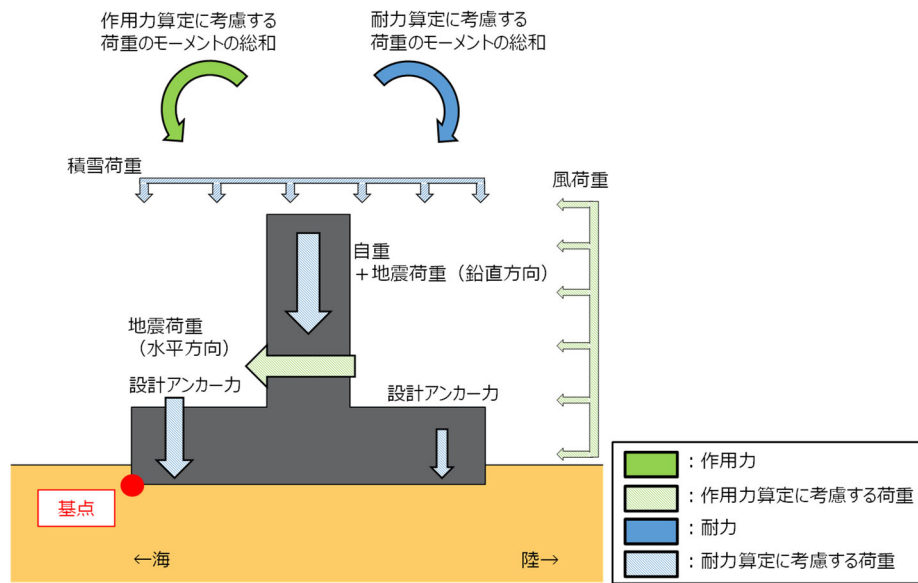
(2) 逆 T 擁壁の転倒の照査

逆 T 擁壁の転倒の照査においては、地震時における逆 T 擁壁の転倒に対する耐力（自重、積雪荷重及び地震時荷（鉛直方向）によるモーメント）と逆 T 擁壁に発生する作用力（地震時荷重（水平方向）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（自重、積雪荷重及び地震時荷（鉛直方向））のモーメントの総和

作用力：作用力算定に考慮する荷重（地震時荷重（水平方向）及び風荷重）のモーメントの総和



中

図 3.8.3-2 転倒の照査における荷重イメージ

3.8.3 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時々刻々求め、最小すべり安全率を算定する。

また、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示すとおり、改良地盤の解析用物性値のうちせん断強度は、室内配合試験結果よりも保守的な強度を設定していることから、強度特性のばらつきを考慮した評価（平均値 -1σ ）は実施しない。

3.8.4 止水目地

止水目地の地震時の評価について、法線直角方向及び法線方向ともに、地震荷重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（法線直角方向）及び z 方向（深度方向）の変位は、図 3.8.5-1 に示すとおり、逆 T 擁壁天端における地震時の変位量とし、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、隣接する逆 T 擁壁の天端間の相対変位とする。

x 方向（法線直角方向）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 方向の最大変位

$\delta_y(T)$: y 方向の最大相対変位

$\delta_z(T)$: z 方向の最大変位

法線直角方向、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、止水目地の地震荷重による最大変位とする。

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

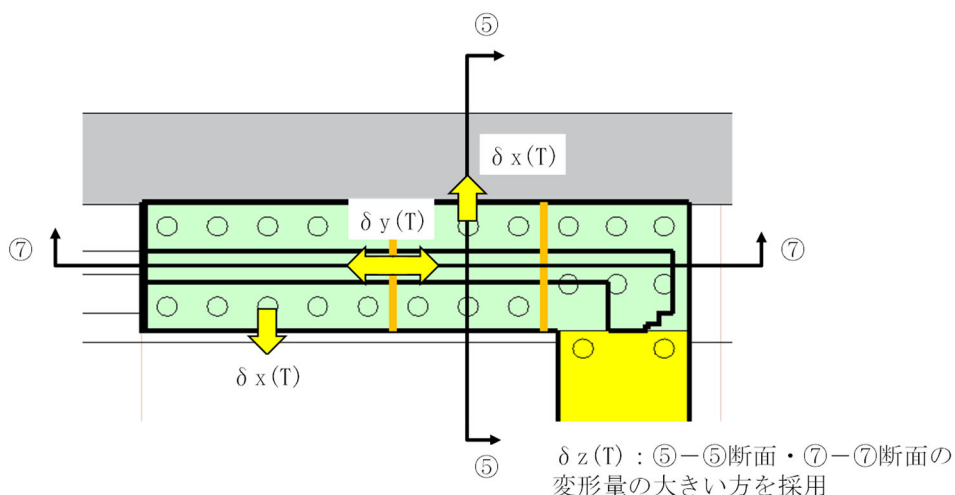


図 3.8.5-1 地震時の変位の概念図

3.8.5 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. 耐震評価結果

4.1 地震応答解析結果

地震応答解析結果として「断面力分布図」，「最大せん断ひずみ分布」，「最大過剰間隙水圧分布」を記載する。なお，断面力分布について，逆 T 擁壁は単位奥行あたりの断面力を図示する。

耐震評価においては，表 4.1-1 に示すとおり，全ての基準地震動 S_s に対して実施するケース①において，曲げ・軸力系の破壊に対する照査，せん断破壊に対する照査，グラウンドアンカに対する照査及び基礎地盤の支持性能に対する照査の各照査項目のうち，照査値が 0.5 を超える照査項目に対して，最も厳しい（許容限界に対する裕度が最も小さい）地震動を用いて追加解析ケース②，③を実施する。

表 4.1-1 照査値が 0.5 を超える最も厳しい地震動（⑤-⑤断面）

断面	評価項目			
	逆 T 擁壁		グラウンドアンカ	基礎地盤
	曲げ・軸力系	せん断		
⑤-⑤断面	$S_s - N1$ (++) 0.675 (曲げ引張)	$S_s - D$ (--) 0.792	$S_s - N1$ (++) 0.849	0.5 以下

4.1.1 解析ケースと照査値

(1) 逆 T 擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査

表 4.1.1-1 及び表 4.1.1-2 に逆 T 擁壁における曲げ・軸力系の破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.1-1 逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮照査
における実施ケースと照査値 (⑤-⑤断面)

地震動		解析ケース	逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮照査		
			①	②	③
S _s -D	(++)	0.326			
	(-+)	0.282			
	(+-)	0.319			
	(--)	0.297	0.297	0.297	
S _s -F1 (EW)	(++)	0.252			
S _s -F2 (EW)	(++)	0.245			
S _s -N1	(++)	0.326	0.326	0.326	
	(-+)	0.252			
S _s -N2 (NS)	(++)	0.275			
	(-+)	0.238			
S _s -N2 (EW)	(++)	0.223			
	(-+)	0.260			

表 4.1.1-2 逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査
 における実施ケースと照査値 (⑤-⑤断面)

地震動 \ 解析ケース		逆 T 擁壁の鉄筋の曲げ引張照査		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.630		
	(-+)	0.598		
	(+-)	0.615		
	(--)	0.598	0.601	0.604
S _s -F1 (EW)	(++)	0.541		
S _s -F2 (EW)	(++)	0.512		
S _s -N1	(++)	0.675	0.674	0.674
	(-+)	0.620		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.493		
	(-+)	0.535		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.459		
	(-+)	0.561		

0.675 : 曲げ・軸力系の破壊に対する照査のうち、照査値
 0.5 を超える最も厳しい照査値。

(2) 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査

表 4.1.1-3 に逆 T 擁壁におけるせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.1-3 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査
における実施ケースと照査値 (⑤-⑤断面)

地震動 \ 解析ケース		逆 T 擁壁のせん断力照査 (⑤-⑤断面)		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.732		
	(-+)	0.717		
	(+-)	0.777		
	(--)	0.792	0.777	0.777
S _s -F1 (EW)	(++)	0.523		
S _s -F2 (EW)	(++)	0.672		
S _s -N1	(++)	0.672	0.657	0.657
	(-+)	0.568		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.538		
	(-+)	0.568		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.538		
	(-+)	0.553		

0.792 : せん断破壊に対する照査のうち、照査値 0.5 を超える最も厳しい照査値。

(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

表 4.1.1-4 に逆 T 擁壁におけるグラウンドアンカの支圧に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.1-4 グラウンドアンカによる支圧照査
における実施ケースと照査値 (⑤-⑤断面)

地震動 \ 解析ケース		グラウンドアンカによる支圧照査		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.678		
	(-+)	0.678		
	(+-)	0.673		
	(--)	0.673	0.673	0.673
S _s -F1 (EW)	(++)	0.662		
S _s -F2 (EW)	(++)	0.667		
S _s -N1	(++)	0.684	0.684	0.684
	(-+)	0.662		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.673		
	(-+)	0.662		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.678		
	(-+)	0.662		

(4) グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査

表 4.1.1-5 にグラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.1-5 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査
における実施ケースと照査値 (⑤-⑤断面)

地震動		グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.837		
	(-+)	0.841		
	(+-)	0.833		
	(--)	0.835	0.835	0.835
S _s -F1 (EW)	(++)	0.821		
S _s -F2 (EW)	(++)	0.826		
S _s -N1	(++)	0.849	0.849	0.849
	(-+)	0.822		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.836		
	(-+)	0.821		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.837		
	(-+)	0.818		

0.849: グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査のうち、照査値 0.5 を超える最も厳しい地震動。

(5) 改良地盤のすべりに対する照査

表 4.1.1-6 に改良地盤のすべりに対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.1-6 改良地盤のすべりに対する照査
における実施ケースと照査値 (⑤-⑤断面)

地震動 \ 解析ケース		改良地盤のすべりに対する照査 (⑤-⑤断面)		
		①	②	③
S _s -D	(++)	3.37		
	(-+)	3.15		
	(+-)	3.46		
	(--)	3.26	3.27	3.26
S _s -F1 (EW)	(++)	4.94		
S _s -F2 (EW)	(++)	4.29		
S _s -N1	(++)	3.12	3.12	3.12
	(-+)	3.21		
S _s -N2 (NS)	(++)	4.26		
	(-+)	4.27		
S _s -N2 (EW)	(++)	3.89		
	(-+)	3.90		

(6) 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 4.1.1-7 及び表 4.1.1-8 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.1-7 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値
(⑤-⑤断面, 改良地盤①~③)

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査 (⑤-⑤断面, 改良地盤①~③)		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.429		
	(-+)	0.429		
	(+-)	0.429		
	(--)	0.429	0.429	0.429
S _s -F1 (EW)	(++)	0.429		
S _s -F2 (EW)	(++)	0.429		
S _s -N1	(++)	0.358	0.358	0.358
	(-+)	0.429		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.429		
	(-+)	0.429		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.429		
	(-+)	0.429		

表 4.1.1-8 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値
 (⑤-⑤断面, 岩盤)

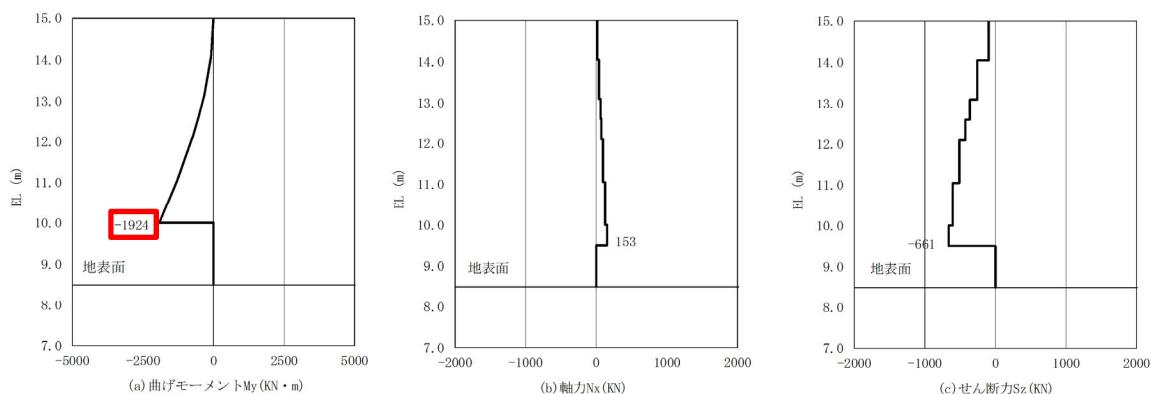
地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能に対する照査 (⑤-⑤断面, 岩盤)		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.385		
	(-+)	0.385		
	(+-)	0.385		
	(--)	0.385	0.385	0.385
S _s -F1 (EW)	(++)	0.385		
S _s -F2 (EW)	(++)	0.359		
S _s -N1	(++)	0.385	0.385	0.385
	(-+)	0.385		
S _s -N2 (NS)	(++)	0.359		
	(-+)	0.359		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.359		
	(-+)	0.385		

4.1.2 断面力分布（逆 T 擁壁の曲げ・軸力系に対する照査）

逆 T 擁壁の曲げ・軸力系に対する照査において各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.1.2-1 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1.2-1 に示す。

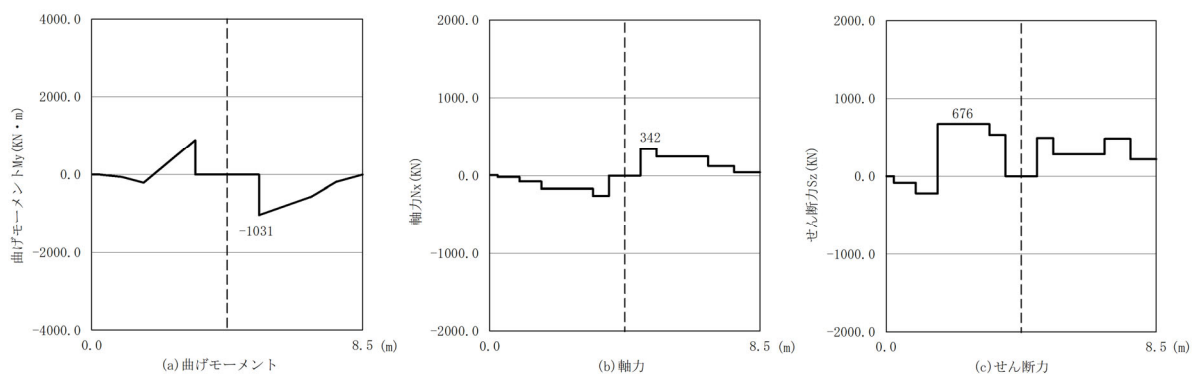
表 4.1.2-1 逆 T 擁壁の曲げ・軸力系の破壊に対する照査
 における最大照査値 (⑤-⑤断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力		曲げ圧縮 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)			
S s - N 1 (++)	①	-1924	153	198.4	294	0.675



(- : 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 4.1.2-1 逆 T 擁壁の曲げ・軸力系に対する照査における
最大照査値の評価時刻での断面力

(⑤-⑤断面, S s - N 1 (++) , t=7.58s)

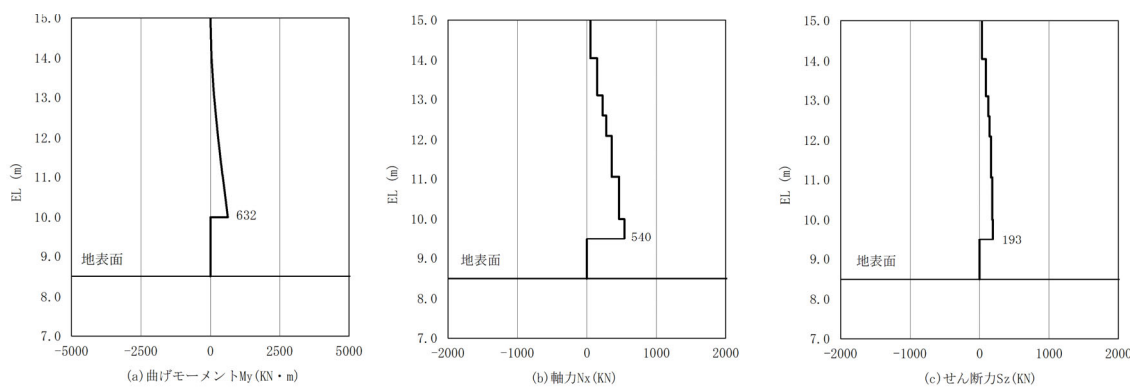
解析ケース①：基本ケース

4.1.3 断面力分布（逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査）

逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査において各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.1.3-1 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.1.3-1 に示す。

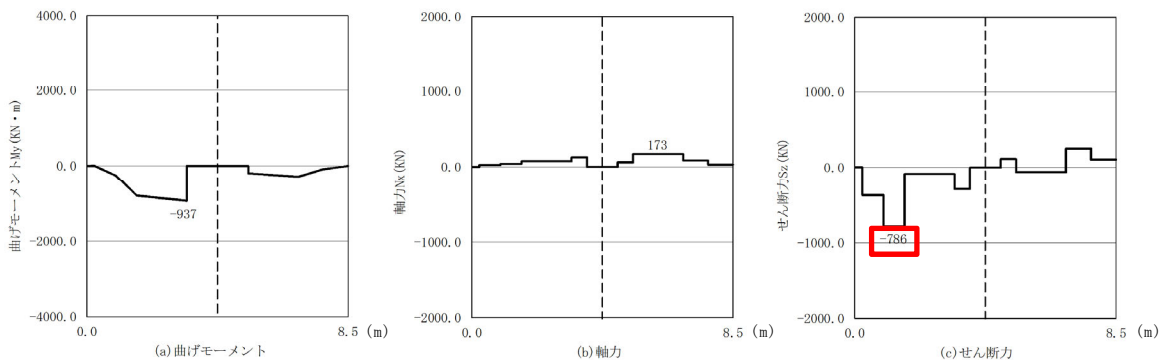
表 4.1.3-1 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における最大照査値（⑤-⑤断面）

地震動	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)			
S _s -D (--)	①	-786	0.53	0.67	0.792



(- : 引張, + : 圧縮)

(豎壁)



(- : 引張, + : 圧縮)

注 : 逆 T 擁壁 (底版) 西端をゼロとする。

(底版)

図 4.1.3-1 逆 T 擁壁のせん断破壊に対する照査における

最大照査値の評価時刻での断面力

(⑤-⑤断面, $S_s - D$ (—), $t = 28.12s$)

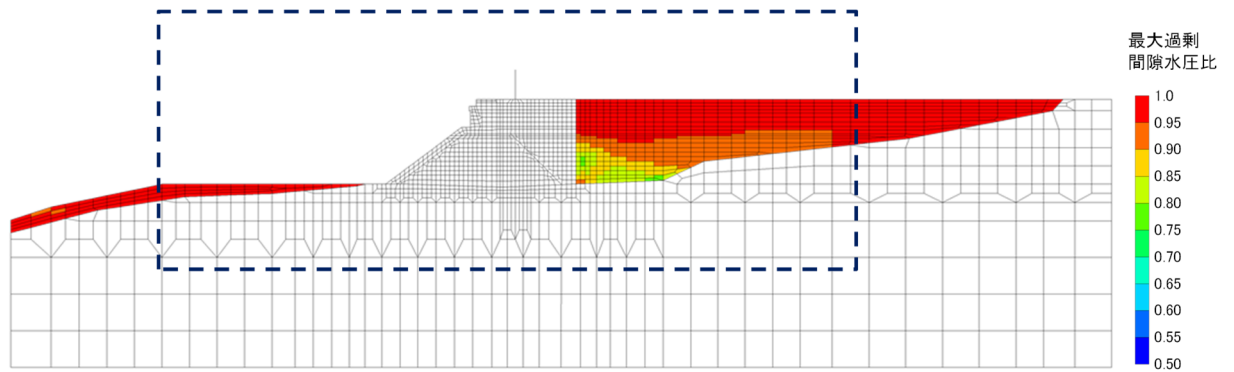
解析ケース① : 基本ケース

4.1.4 過剰間隙水圧分布

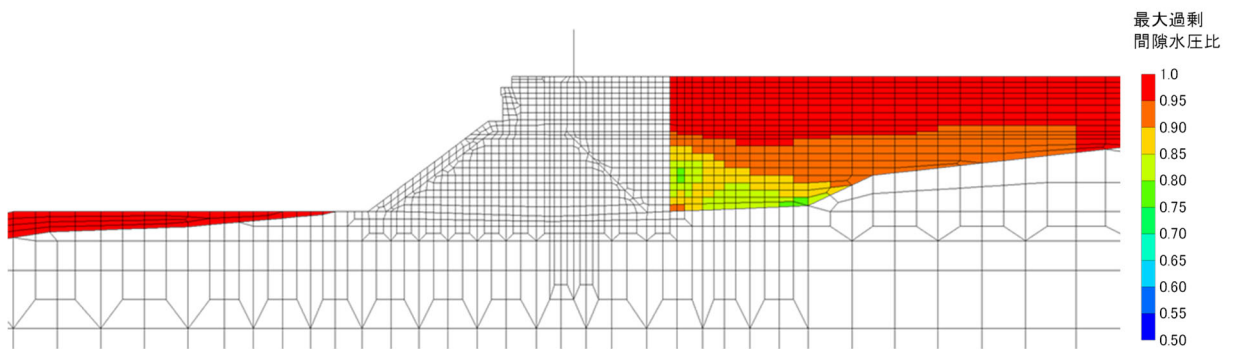
地盤の液状化対象層に発生した過剰間隙水圧比を確認するため、各施設の照査値のうち0.5を超える照査値で最大の照査値を示す解析ケースについて、地震応答解析の全時刻における過剰間隙水圧比の最大値分布図を図4.1.4-1に示す。最大照査値及び最小すべり安全率を示す解析ケースの一覧を表4.1.4-1に示す。

表 4.1.4-1 最大照査値を示す解析ケースの一覧（⑤-⑤断面）

断面	評価項目			
	逆 T 擁壁		グラウンドアンカ	基礎地盤
	曲げ・軸力系	せん断		
⑤-⑤断面	S s - N 1 (++) 0.675 (曲げ引張)	S s - D (--) 0.792	S s - N 1 (++) 0.849	0.5 以下

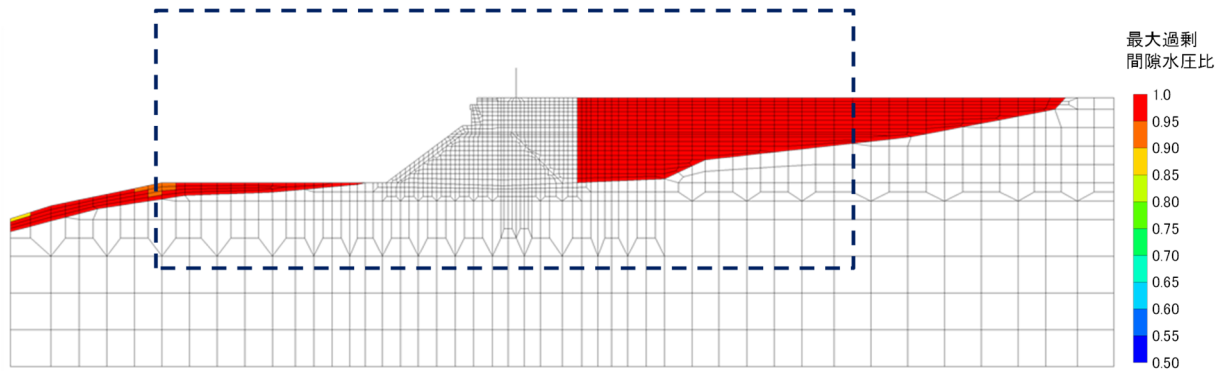


全体図

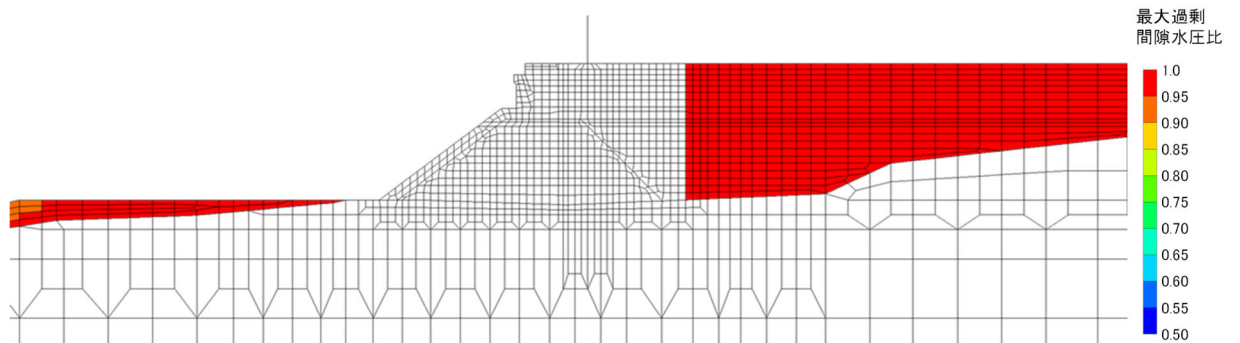


構造物周辺拡大図

図 4.1.4-1 ⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - N1$ (++))



全体図



構造物周辺拡大図

図 4.1.4-2 ⑤-⑤断面の過剰間隙水圧比最大値分布
(解析ケース①, $S_s - D$ (—))

4.2 逆 T 擁壁

4.2.1 曲げ・軸力照査

逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮に対する照査結果を表 4.2.1-1 に、鉄筋の曲げ引張に対する照査結果を表 4.2.1-2 に示す。この結果から、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 4.2.1-1 逆 T 擁壁のコンクリートの曲げ圧縮照査
における最大照査値 (⑤-⑤断面)

解析 ケース	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ圧縮 応力度 σ_c (kN)	短期許容 応力度 σ_{ca} (kN)	照査値 σ_c / σ_{ca}	
①	S s - D	(++)	-1902	278	4.4	13.5	0.326	
		(-+)	-1649	338	3.8	13.5	0.282	
		(+-)	1770	547	4.3	13.5	0.319	
		(--)	1641	519	4.0	13.5	0.297	
	S s - F1 (EW)	(++)	1397	503	3.4	13.5	0.252	
	S s - F2 (EW)	(++)	1356	496	3.3	13.5	0.245	
	S s - N1	(++)	-1924	153	4.4	13.5	0.326	
		(-+)	1378	273	3.4	13.5	0.252	
	S s - N2 (NS)	(++)	1499	537	3.7	13.5	0.275	
		(-+)	1304	417	3.2	13.5	0.238	
	S s - N2 (EW)	(++)	1234	294	3.0	13.5	0.223	
		(-+)	1422	402	3.5	13.5	0.260	
	②	S s - D	(--)	1639	519	4.0	13.5	0.297
		S s - N1	(++)	-1921	153	4.4	13.5	0.326
③	S s - D	(--)	1642	519	4.0	13.5	0.297	
	S s - N1	(++)	-1921	152	4.4	13.5	0.326	

表 4.2.1-2 逆 T 擁壁の鉄筋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	地震動		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)	曲げ引張 応力度 σ_s (kN)	短期許容 応力度 σ_{sa} (kN)	照査値 σ_s / σ_{sa}
①	S _s -D	(++)	-1902	278	185.1	294	0.630
		(-+)	1067	-276	175.6	294	0.598
		(+-)	1068	-320	180.6	294	0.615
		(--)	1073	-269	175.7	294	0.598
	S _s -F1 (EW)	(++)	931	-294	159.0	294	0.541
	S _s -F2 (EW)	(++)	870	-292	150.5	294	0.512
	S _s -N1	(++)	-1924	153	198.4	294	0.675
		(-+)	1130	-257	182.1	294	0.620
	S _s -N2 (NS)	(++)	1499	537	144.8	294	0.493
		(-+)	931	-278	157.2	294	0.535
	S _s -N2 (EW)	(++)	1234	294	134.7	294	0.459
		(-+)	988	-275	164.7	294	0.561
②	S _s -D	(--)	1080	-269	176.6	294	0.601
	S _s -N1	(++)	-1921	153	198.0	294	0.674
③	S _s -D	(--)	1074	-284	177.4	294	0.604
	S _s -N1	(++)	-1921	152	198.1	294	0.674

4.2.2 せん断力照査

逆 T 擁壁のせん断力に対する照査結果を表 4.2.2-1 に示す。この結果から、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 4.2.2-1 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	地震動		せん断力 (kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ / τ_{sa}	
①	S _s -D	(++)	-726	0.49	0.67	0.732	
		(-+)	-721	0.48	0.67	0.717	
		(+-)	-772	0.52	0.67	0.777	
		(--)	-786	0.53	0.67	0.792	
	S _s -F1 (EW)	(++)	-534	0.35	0.67	0.523	
	S _s -F2 (EW)	(++)	-676	0.45	0.67	0.672	
	S _s -N1	(++)	676	0.45	0.67	0.672	
		(-+)	-584	0.38	0.67	0.568	
	S _s -N2 (NS)	(++)	-538	0.36	0.67	0.538	
		(-+)	-572	0.38	0.67	0.568	
	S _s -N2 (EW)	(++)	548	0.36	0.67	0.538	
		(-+)	-554	0.37	0.67	0.553	
	②	S _s -D	(--)	-784	0.52	0.67	0.777
		S _s -N1	(++)	675	0.44	0.67	0.657
③	S _s -D	(--)	-785	0.52	0.67	0.777	
	S _s -N1	(++)	676	0.44	0.67	0.657	

4.2.3 グラウンドアンカによる支圧応力度に対する照査

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値を表 4.2.3-1 に示す。この結果から、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 4.2.3-1 グラウンドアンカによる支圧応力度に対する
照査における最大照査値 (⑤-⑤断面)

解析 ケース	地震動		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	S _s -D	(++)	12.2	18.0	0.678
		(-+)	12.2	18.0	0.678
		(+-)	12.1	18.0	0.673
		(--)	12.1	18.0	0.673
	S _s -F1 (EW)	(++)	11.9	18.0	0.662
	S _s -F2 (EW)	(++)	12.0	18.0	0.667
	S _s -N1	(++)	12.3	18.0	0.684
		(-+)	11.9	18.0	0.662
	S _s -N2 (NS)	(++)	12.1	18.0	0.673
		(-+)	11.9	18.0	0.662
	S _s -N2 (EW)	(++)	12.2	18.0	0.678
		(-+)	11.9	18.0	0.662
②	S _s -D	(--)	12.1	18.0	0.673
	S _s -N1	(++)	12.3	18.0	0.684
③	S _s -D	(--)	12.1	18.0	0.673
	S _s -N1	(++)	12.3	18.0	0.684

4.2.4 隣接する躯体同士の支圧照査

逆 T 擁壁の隣接する躯体同士の支圧応力度に対する照査においては、躯体同士の境界の天端に発生する慣性力により照査を行う。図 4.2.4-1 に躯体同士の天端における節点の節点番号を示す。

また、隣接する躯体同士の接触面積を表 4.2.4-1 に示す。

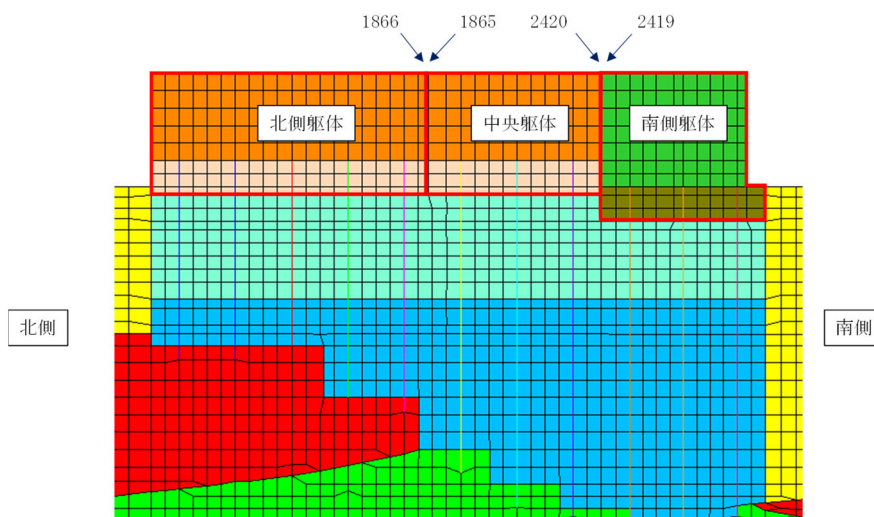


図 4.2.4-1 躯体同士の境界における天端の節点の節点番号

表 4.2.4-1 隣接する躯体同士の接触面積

	接触面積 (m ²)
北側躯体－中央躯体間	27.00
中央躯体－南側躯体間	17.25

逆 T 擁壁の隣接する躯体同士の支圧応力度に対する照査値を表 4.2.4-2 に示す。この結果から、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 4.2.4-2(1) 隣接する躯体同士の支圧応力度に対する照査結果(1)

解析 ケース	地震動		節点 番号	慣性力 の向き	慣性力 F (kN)	支圧 応力度 σ_b (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_b (N/mm ²)	照査値 σ_b / σ_{ba}
①	S s - D	(++)	1866	南側	17368	0.643	10.80	0.060
			1865	北側	17477	0.647	10.80	0.060
				南側	9927	0.575	10.80	0.054
			2420	北側	20994	0.778	10.80	0.073
				南側	9918	0.575	10.80	0.054
			2419	北側	17737	1.028	10.80	0.096
		(-+)	1866	南側	18277	0.677	10.80	0.063
			1865	北側	19754	0.732	10.80	0.068
				南側	9547	0.553	10.80	0.052
			2420	北側	20827	0.771	10.80	0.072
				南側	9656	0.560	10.80	0.052
			2419	北側	23396	1.356	10.80	0.126
		(+-)	1866	南側	17227	0.638	10.80	0.060
			1865	北側	20701	0.767	10.80	0.071
				南側	9122	0.529	10.80	0.049
			2420	北側	20833	0.772	10.80	0.072
				南側	9101	0.528	10.80	0.049
			2419	北側	20574	1.193	10.80	0.111
		(--)	1866	南側	16518	0.612	10.80	0.057
			1865	北側	21271	0.788	10.80	0.073
				南側	9970	0.578	10.80	0.054
			2420	北側	23130	0.857	10.80	0.080
				南側	9954	0.577	10.80	0.054
			2419	北側	23716	1.375	10.80	0.128

表 4.2.4-2(2) 隣接する躯体同士の支圧応力度に対する照査結果(2)

解析 ケース	地震動		節点 番号	慣性力 の向き	慣性力 F (kN)	支圧	短期許容	照査値 σ_b / σ_{ba}
						応力度 σ_b (N/mm ²)	応力度 σ_b (N/mm ²)	
①	S _s -F1 (NS)	(++)	1866	南側	13932	0.516	10.80	0.048
			1865	北側	17207	0.637	10.80	0.060
				南側	6934	0.402	10.80	0.038
			2420	北側	17759	0.658	10.80	0.061
				南側	7001	0.406	10.80	0.038
			2419	北側	18918	1.097	10.80	0.102
	S _s -F2 (NS)	(++)	1866	南側	16935	0.627	10.80	0.059
			1865	北側	13191	0.489	10.80	0.046
				南側	7903	0.458	10.80	0.043
			2420	北側	13003	0.482	10.80	0.045
				南側	7822	0.453	10.80	0.042
			2419	北側	17517	1.015	10.80	0.095
	S _s -N1	(++)	1866	南側	12245	0.454	10.80	0.042
			1865	北側	10665	0.395	10.80	0.037
				南側	9344	0.542	10.80	0.051
			2420	北側	9674	0.358	10.80	0.034
				南側	9351	0.542	10.80	0.051
			2419	北側	11535	0.669	10.80	0.062
		(-+)	1866	南側	13133	0.486	10.80	0.046
			1865	北側	14184	0.525	10.80	0.049
				南側	8555	0.496	10.80	0.046
2420			北側	15235	0.564	10.80	0.053	
			南側	8855	0.513	10.80	0.048	
2419			北側	16079	0.932	10.80	0.087	

表 4.2.4-2(3) 隣接する躯体同士の支圧応力度に対する照査結果(3)

解析 ケース	地震動		節点 番号	慣性力 の向き	慣性力 F (kN)	支圧	短期許容	照査値 σ_b / σ_{ba}
						応力度 σ_b (N/mm ²)	応力度 σ_b (N/mm ²)	
①	S s - N ₂ (N S)	(++)	1866	南側	11740	0.435	10.80	0.041
			1865	北側	12112	0.449	10.80	0.043
				南側	6697	0.388	10.80	0.036
			2420	北側	10042	0.372	10.80	0.039
				南側	6672	0.387	10.80	0.036
		2419	北側	12555	0.728	10.80	0.062	
		(-+)	1866	南側	11931	0.442	10.80	0.041
			1865	北側	12345	0.457	10.80	0.043
				南側	6607	0.383	10.80	0.036
			2420	北側	11336	0.420	10.80	0.039
	南側			6609	0.383	10.80	0.036	
	2419	北側	11403	0.661	10.80	0.062		
	S s - N ₂ (E W)	(++)	1866	南側	13102	0.485	10.80	0.045
			1865	北側	11233	0.416	10.80	0.039
				南側	10272	0.595	10.80	0.056
			2420	北側	11341	0.420	10.80	0.039
				南側	10012	0.580	10.80	0.054
		2419	北側	14600	0.846	10.80	0.079	
		(-+)	1866	南側	13854	0.513	10.80	0.048
			1865	北側	14385	0.533	10.80	0.050
南側				7878	0.457	10.80	0.043	
2420			北側	12568	0.465	10.80	0.044	
	南側		7896	0.458	10.80	0.043		
2419	北側	21959	1.273	10.80	0.118			

4.3 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 4.3-1 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 4.3-1 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) 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 4.3-2～表 4.3-4 に、水平力を表 4.3-5 及び表 4.3-6 に、逆 T 擁壁に作用する荷重イメージを図 4.3-1 に示す。

表 4.3-2 逆 T 擁壁の躯体重量 (1m 当たり)

		幅 (m)		高さ (m)		単位体積 重量 (kN/m ³)		重量 (kN/m)
逆 T 擁壁	壁壁	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
漂流物対策工荷重								250.0
合計								904.0

表 4.3-3 グラウンドアンカの緊張力 (1m 当たり)

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

表 4.3-4 逆 T 擁壁に作用する慣性力 (鉛直方向)

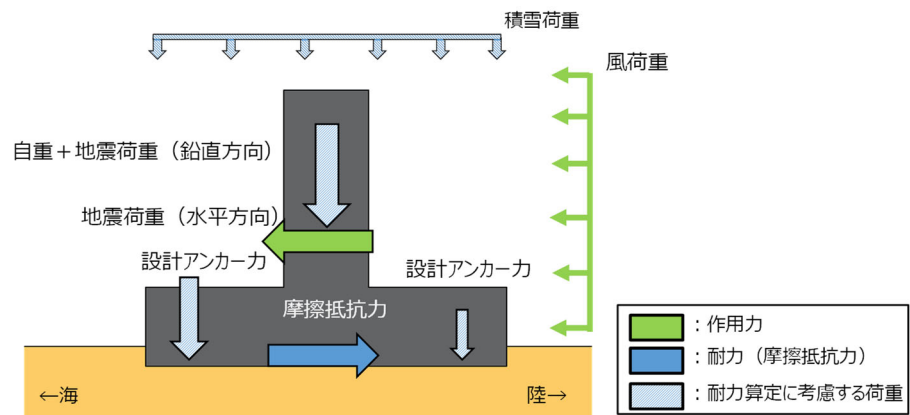
照査用震度 (a/g)		躯体重量 (kN)		慣性力 (kN・m)
0.20	×	904.0	=	180.8

表 4.3-5 逆 T 擁壁に作用する風荷重

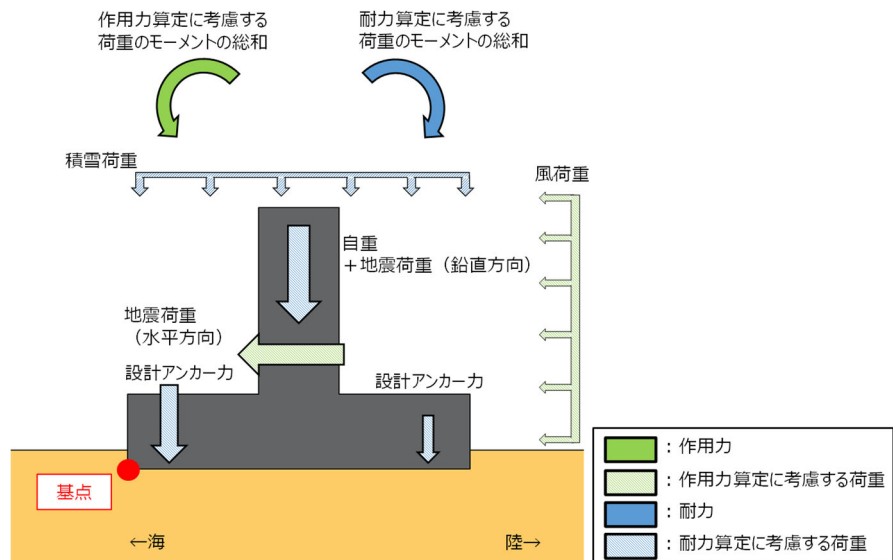
	高さ (m)		風荷重 (kN/m ³)		緊張力 (kN)
壁	5.0	×	1.805	=	9.0
底版	1.5	×	1.805	=	2.7

表 4.3-6 逆 T 擁壁に作用する慣性力 (水平方向)

照査用震度 (a/g)		躯体重量 (kN)		慣性力 (kN・m)
0.22	×	904.0	=	198.9



(滑動)



(転倒)

図 4.3-1 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 4.3-7 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 4.3-7 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)	2607.8(鉛直力の合計)×0.5 (摩擦係数)
滑動に対する作用力 (kN/m)	210.6(水平力の合計)
安全率	6.191

b. 転倒に対する照査

転倒に対する照査では、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し、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する。

表 4.3-10 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 4.3-8 逆 T 擁壁の転倒に対する耐力

	鉛直力 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・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	×	1.125	=	1142.3
グラウンドアンカによる緊張力(陸側)	507.7	×	7.375	=	3744.2
慣性力	180.8	×	4.250	=	768.4
合計					9496.7

表 4.3-9 逆 T 擁壁の転倒に対する作用力

	鉛直力 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)
風荷重(豎壁)	9.0	×	4.500	=	40.6
風荷重(底版)	2.7	×	1.250	=	3.4
慣性力	198.9	×	2.296	=	456.7
合計					500.7

表 4.3-10 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)	9496.7
転倒に対する作用力 (kN・m)	500.7
安全率	18.698

(3) 逆 T 擁壁の底版の最大傾斜

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 擁壁の底版の最大傾斜を算出した結果を表 4.3-11 に示す。

表 4.3-11 逆 T 擁壁の底版の最大傾斜 (⑤-⑤断面)

解析 ケース	地震動		最大傾斜
①	S s - D	(++)	1/889
		(-+)	1/965
		(+-)	1/899
		(--)	1/894
	S s - F 1 (E W)	(++)	1/1030
	S s - F 2 (E W)	(++)	1/1076
	S s - N 1	(++)	1/845
		(-+)	1/699
	S s - N 2 (N S)	(++)	1/1103
		(-+)	1/1005
	S s - N 2 (E W)	(++)	1/1049
		(-+)	1/914
②	S s - D	(--)	1/894
	S s - N 1	(++)	1/846
③	S s - D	(--)	1/894
	S s - N 1	(++)	1/845

4.4 改良地盤

(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 4.4-1 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 4.4-1 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、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

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 4.4-1 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。

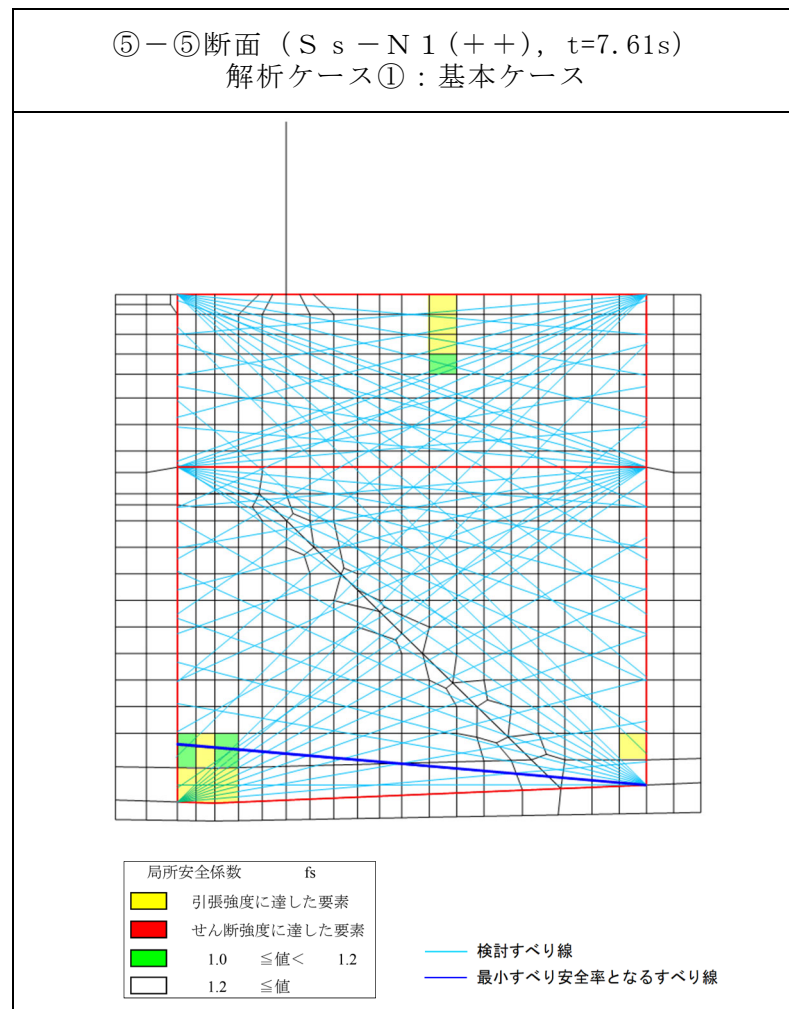


図 4.4-1 改良地盤の最小すべり安全率時刻における局所安全係数分布と検討すべり線の重ね合わせ (⑤-⑤断面)

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（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 4.4-2 に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 4.4-2 に示した追加すべり線における最小すべり安全率を表 4.4-3 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。

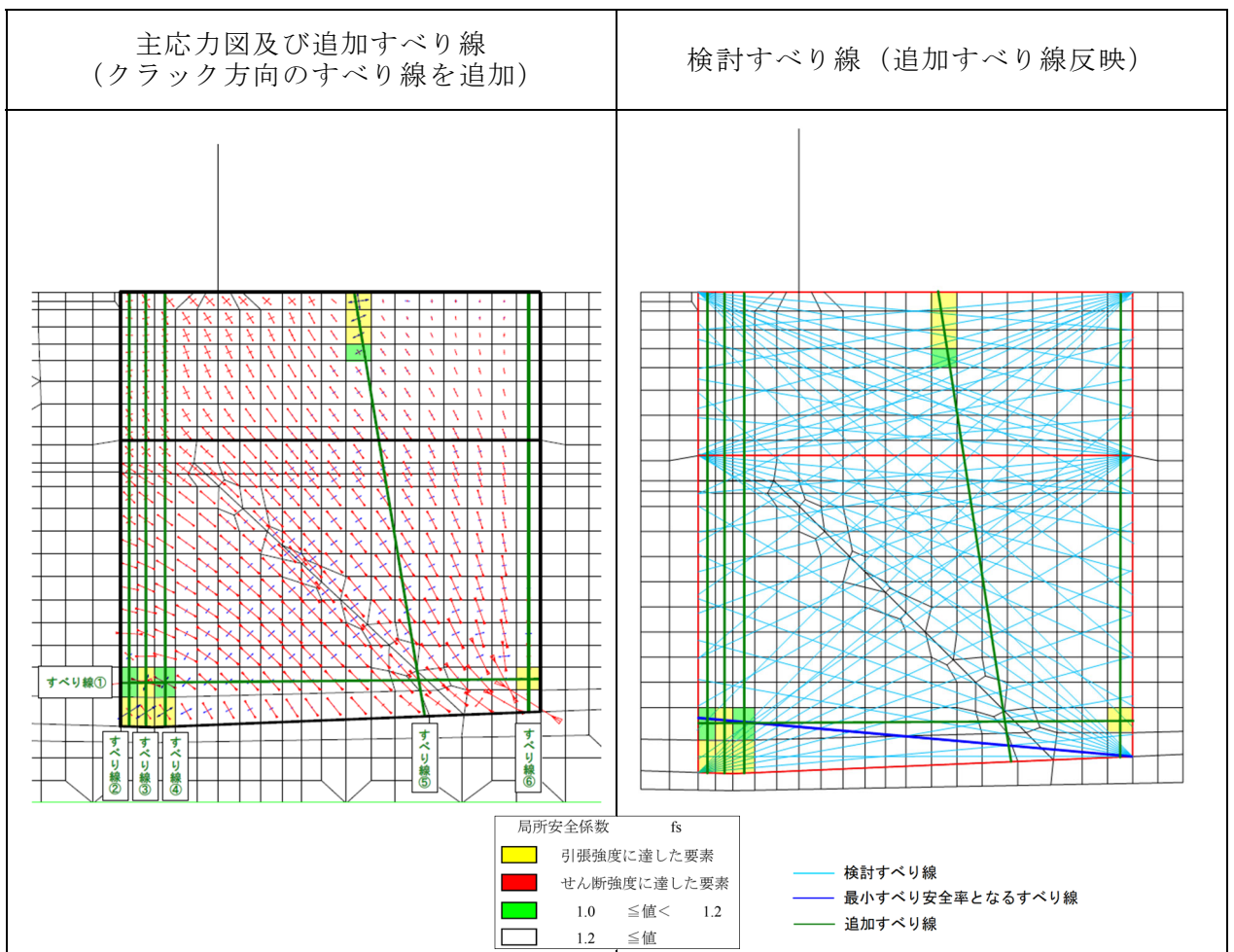


図 4.4-2 改良地盤の最小すべり安全率時刻における主応力図及び追加すべり線
(⑤－⑤断面, $S_s - N1 (+ +)$, $t=7.61s$)

解析ケース①：基本ケース

表 4.4-3 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
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。

4.5 止水目地

地震時の止水目地の変位量に対する照査結果を表 4.5-1 及び 4.5-2 に示す。
この結果から、変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.5-1 地震時の止水目地の変位量 (⑤-⑤断面断面)

解析 ケース	地震動		防波壁天端変位量		
			横断方向 δx (cm)	鉛直方向 δz (cm)	
①	S _s -D	(++)	6.471	1.268	
		(-+)	7.844	1.344	
		(+-)	6.495	1.386	
		(--)	7.250	1.297	
	S _s -F1 (EW)	(++)	3.148	0.490	
	S _s -F2 (EW)	(++)	3.217	0.581	
	S _s -N1	(++)	5.649	0.563	
		(-+)	6.267	0.653	
	S _s -N2 (NS)	(++)	3.730	0.579	
		(-+)	3.583	0.494	
	S _s -N2 (EW)	(++)	4.633	0.518	
		(-+)	5.145	0.522	
	②	S _s -D	(--)	7.253	1.297
		S _s -N1	(++)	5.647	0.562
③	S _s -D	(--)	7.250	1.297	
	S _s -N1	(++)	5.650	0.563	

 : 止水目地の変位量に対する照査に使用する変位量。

表 4.5-2 地震時の止水目地の変位量 (⑦-⑦断面断面)

解析 ケース	地震動		防波壁天端変位量	
			横断方向 δy (cm)	鉛直方向 δz (cm)
①	S _s -D	(++)	0.315	0.170
		(-+)	0.332	0.167
		(+-)	0.266	0.162
		(--)	0.282	0.159
	S _s -F1 (EW)	(++)	0.140	0.120
	S _s -F2 (EW)	(++)	0.231	0.115
	S _s -N1	(++)	0.237	0.144
		(-+)	0.227	0.199
	S _s -N2 (NS)	(++)	0.156	0.129
		(-+)	0.183	0.112
	S _s -N2 (EW)	(++)	0.266	0.108
		(-+)	0.138	0.147

 : 止水目地の変位量に対する照査に使用する変位量。

表 4.5-3 止水目地設置箇所地震時変位量

方向	地震動	解析 ケース	地震時 変位量 (mm)	許容限界 (mm)
δx : ⑤-⑤断面 (横断方向)	S s - D (-+)	①	156.88	-
δy : ⑦-⑦断面 (縦断方向)	S s - D (-+)	①	3.32	-
δz : ⑤-⑤断面 (横断方向)	S s - D (+-)	①	27.72	-
合成方向 (3方向合成)	-	-	159.35	1960 (ゴムジョイント : 449)

4.6 基礎地盤

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.6-1 及び表 4.6-2 に、支持地盤の接地圧分布図を図 4.6-1 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 4.6-1 基礎地盤の支持性能評価結果（⑤-⑤断面，改良地盤①～③）

解析 ケース	地震動		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
①	S _s -D	(++)	0.6	1.4	0.429
		(-+)	0.6	1.4	0.429
		(+-)	0.6	1.4	0.429
		(--)	0.6	1.4	0.429
	S _s -F1 (EW)	(++)	0.6	1.4	0.429
	S _s -F2 (EW)	(++)	0.6	1.4	0.429
	S _s -N1	(++)	0.5	1.4	0.358
		(-+)	0.6	1.4	0.429
	S _s -N2 (NS)	(++)	0.6	1.4	0.429
		(-+)	0.6	1.4	0.429
S _s -N2 (EW)	(++)	0.6	1.4	0.429	
	(-+)	0.6	1.4	0.429	
②	S _s -D	(--)	0.6	1.4	0.429
	S _s -N1	(++)	0.5	1.4	0.358
③	S _s -D	(--)	0.6	1.4	0.429
	S _s -N1	(++)	0.5	1.4	0.358

表 4.6-2 基礎地盤の支持性能評価結果 (⑤-⑤断面, 岩盤)

解析 ケース	地震動		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
①	S _s -D	(++)	1.5	3.9	0.385
		(-+)	1.5	3.9	0.385
		(+-)	1.5	3.9	0.385
		(--)	1.5	3.9	0.385
	S _s -F1 (EW)	(++)	1.5	3.9	0.385
	S _s -F2 (EW)	(++)	1.4	3.9	0.359
	S _s -N1	(++)	1.5	3.9	0.385
		(-+)	1.5	3.9	0.385
	S _s -N2 (NS)	(++)	1.4	3.9	0.359
		(-+)	1.4	3.9	0.359
	S _s -N2 (EW)	(++)	1.4	3.9	0.359
		(-+)	1.5	3.9	0.385
②	S _s -D	(--)	0.6	1.4	0.429
	S _s -N1	(++)	1.5	3.9	0.385
③	S _s -D	(--)	1.5	3.9	0.385
	S _s -N1	(++)	1.5	3.9	0.385

基礎地盤の支持性能評価において、各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.6-3 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.6-2 に示す。

表 4.6-3 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (⑤-⑤断面, 改良地盤①~③)

地震動	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
S _s - N 2 EW方向 (-+)	①	0.6	1.4	0.429

表 4.6-3 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (⑤-⑤断面, 岩盤)

地震動	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
S _s - N 1 (-+)	①	1.5	3.9	0.385

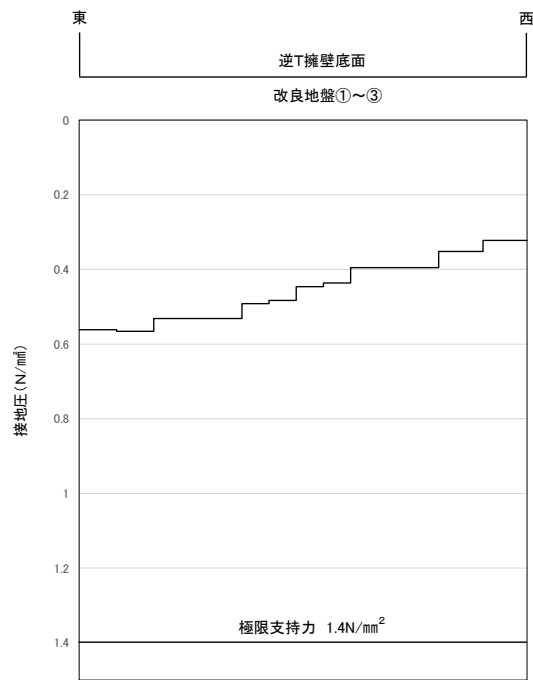


図 4.6-1 支持地盤の接地圧分布図 (⑤-⑤断面, 改良地盤①～③)
 (S s - N 2 E W方向 (-+))
 解析ケース①: 基本ケース

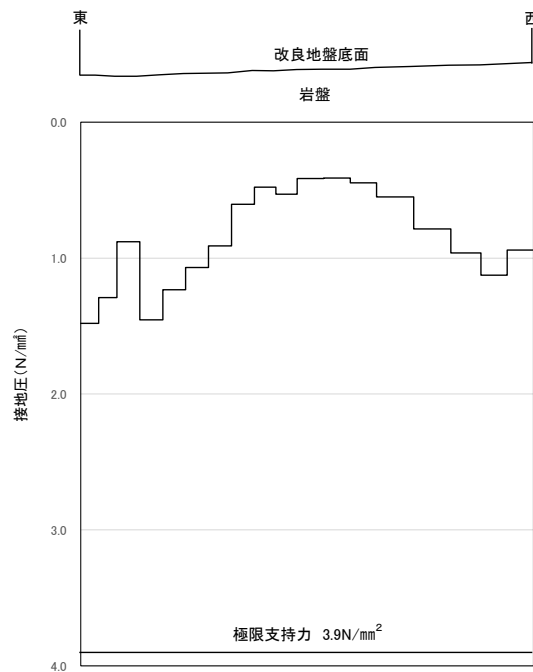


図 4.6-2 支持地盤の接地圧分布図 (⑤-⑤断面, 岩盤)
 (S s - N 1 (-+))
 解析ケース①: 基本ケース

5.2 鋼管杭の影響検討

5.2.1 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，耐震計算書の「4. 耐震評価結果」のうち解析ケース①（基本ケース）において，照査結果が最も厳しい「⑤-⑤断面，S_s-D（-）」とする。鋼管杭をモデル化し，鋼管杭による地震時の耐震評価への影響を確認する。

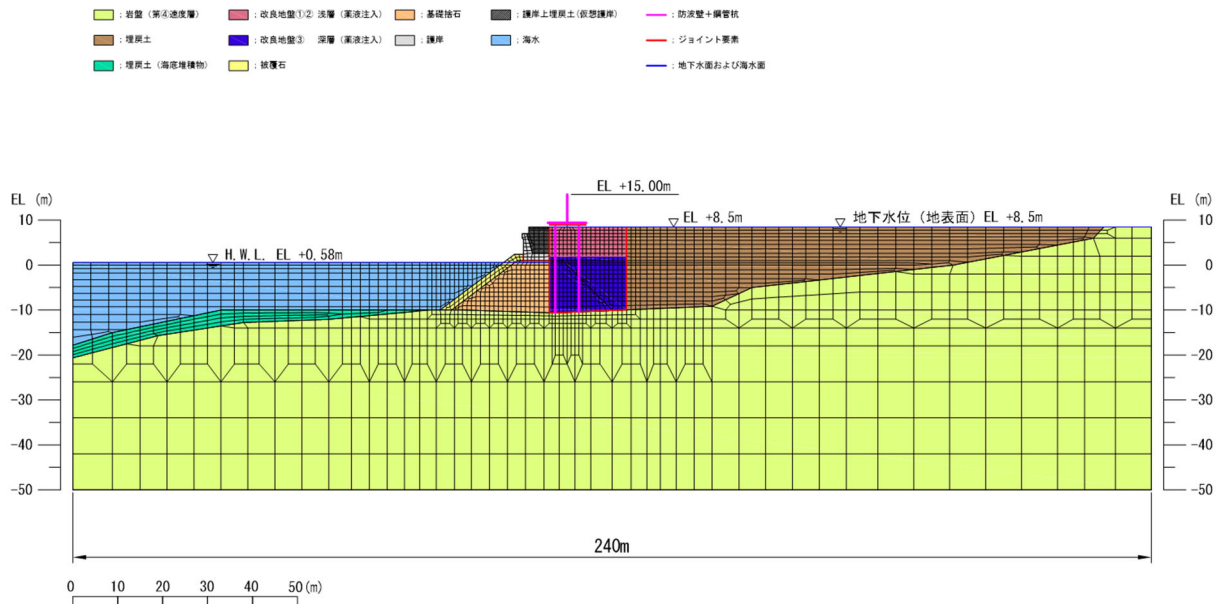


図 5.2.1-1 鋼管杭周辺の解析モデル

(1) 鋼管杭のモデル化

a. 杭頭結合部

「（参考資料 2）2. 杭頭載荷実験」に示す実験結果及び「（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すため，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，杭頭結合部のひび割れの発生に伴い，ヒンジ結合に移行することを確認している。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，当該ひび割れが発生しない（ヒンジ結合に移行しない）ことを確認する。

b. 杭支持部

表 5.2.1-1 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 5.2.1-2 に示し，ジョイント要素のばね定数及び物性値を表 5.2.1-2 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 5.2.1-1 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)

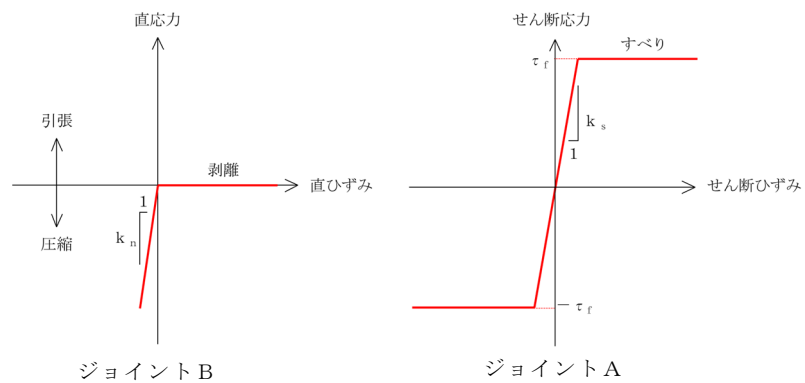


図 5.2.1-2 ジョイント要素の力学特性

表 5.2.1-2 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、鋼管杭と埋戻土の間には、地震時に鋼管杭の間を埋戻土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。

鋼管杭の使用材料を表 5.2.1-3 に、材料の物性値を表 5.2.1-4 に示す。また、鋼管杭モデルを図 5.2.1-3 に示す。中詰めコンクリートは鋼管杭と一体化していないことから剛性は考慮せず、単位体積重量のみ考慮する。

表 5.2.1-3 使用材料

材料	諸元
鋼管杭 φ 1300mm	t = 22mm (SKK490)
中詰めコンクリート	設計基準強度 f' _{ck} = 18N/mm ² (杭部) 24N/mm ² (杭頭接合部)

表 5.2.1-4 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 2.0×10⁵ 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。

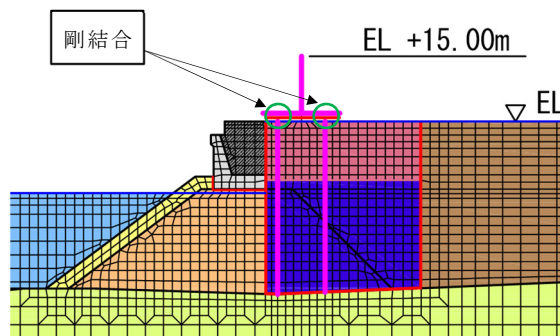


図 5.2.1-3 鋼管杭モデル

(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、「4. 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，解析ケース①，S s -D (—)」とする。

表 5.2.1-5 解析ケース

	鋼管杭	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)
「4. 評価結果」 にて評価済み	無	ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
		ケース②	平均値 + 1 σ	平均値
		ケース③	平均値 - 1 σ	平均値
影響検討	有	ケース①	平均値	平均値

(3) 部材照査

鋼管杭による地震時の耐震評価への影響確認は、地震応答解析に基づいて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と支圧応力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 5.2.1-6 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 ($f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$)	許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}	0.90
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 5.2.1-4 に示す算定される垂直支圧応力 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 5.2.1-5 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

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi D^2 / 4} \leq \sigma_{ba} \dots\dots\dots(III.6.1)$$

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

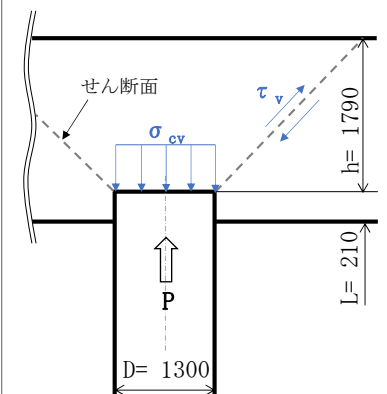
$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h) h} \leq \tau_a \dots\dots\dots(III.6.2)$$


図 5.2.1-4 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 5.2.1-5 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 5.2.1-6 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 5.2.1-7 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 5.2.1-6 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)

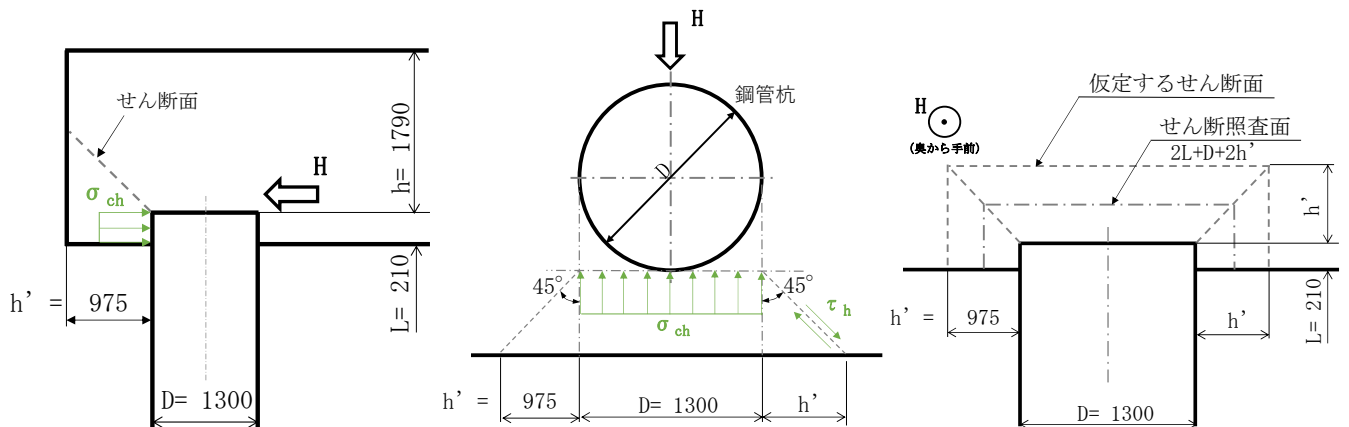


図 5.2.1-7 水平力に対する照査図

5.2.2 評価結果

(1) 鋼管杭の影響検討

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5.2.2-1及び表5.2.2-2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いることから、鋼管杭による影響が軽微であることを確認した。

表 5.2.2-1 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) 2.5	(σ_{ca}) 13.5	σ_c / σ_{ca}	0.186
		(σ_s) 89.9	(σ_{sa}) 294	σ_s / σ_{sa}	0.306
	せん断	(τ) 0.57	(τ_a) 0.67	τ / τ_a	0.851
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	(σ_{cv}) 2.1	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{cv} / \sigma_{ba}$	0.195
		(τ_v) 0.16	(τ_{va}) 0.90	τ_v / τ_{va}	0.178
	水平力 に対する 照査	(σ_{ch}) 4.0	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$	0.371
		(τ_h) 0.31	(τ_{ha}) 0.90	τ_h / τ_{ha}	0.345

表 5.2.2-2 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) 2.5	(σ_{ca}) 13.5	σ_c / σ_{ca}	0.186
		(σ_s) 87.8	(σ_{sa}) 294	σ_s / σ_{sa}	0.299
	せん断	(τ) 0.58	(τ_a) 0.67	τ / τ_a	0.866
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	(σ_{cv}) 2.1	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{cv} / \sigma_{ba}$	0.195
		(τ_v) 0.16	(τ_{va}) 0.90	τ_v / τ_{va}	0.178
	水平力 に対する 照査	(σ_{ch}) 4.1	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$	0.380
		(τ_h) 0.31	(τ_{ha}) 0.90	τ_h / τ_{ha}	0.345

(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

1. 概要

グラウンドアンカについては, 表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
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"> ・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。	
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 1-1 に示す。

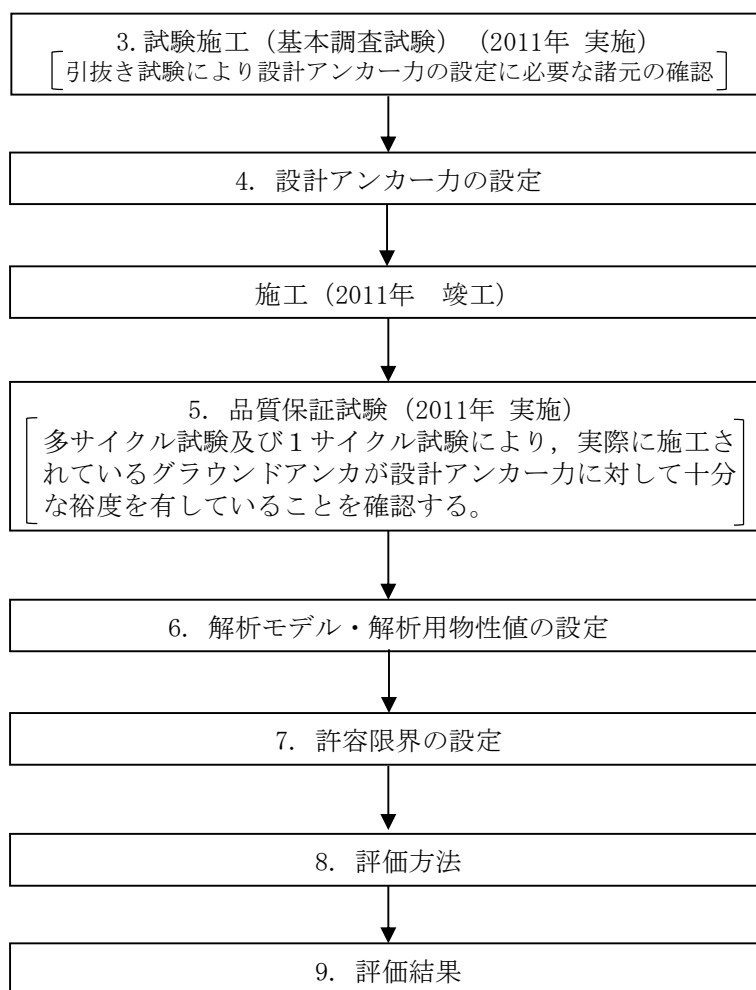
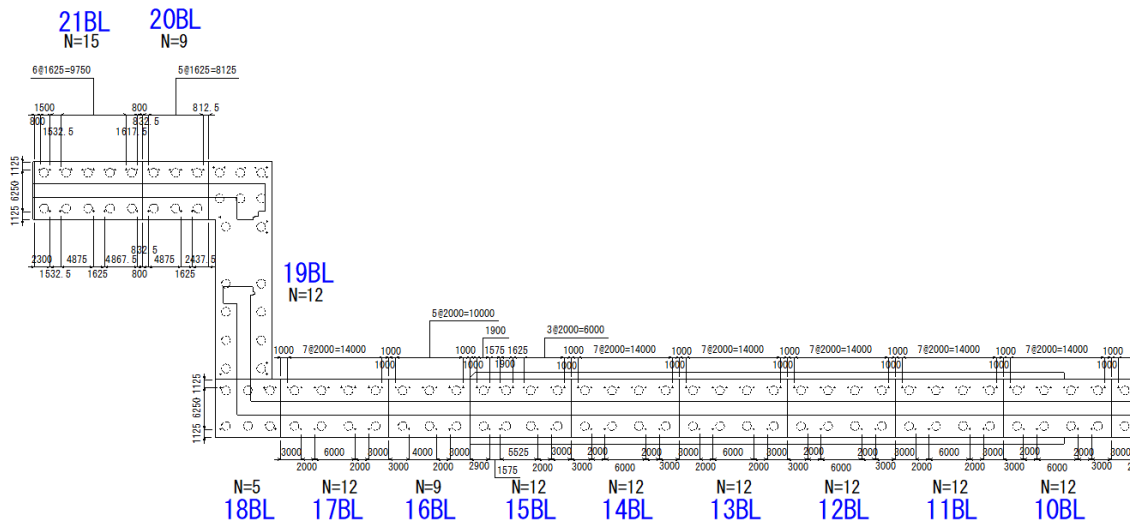
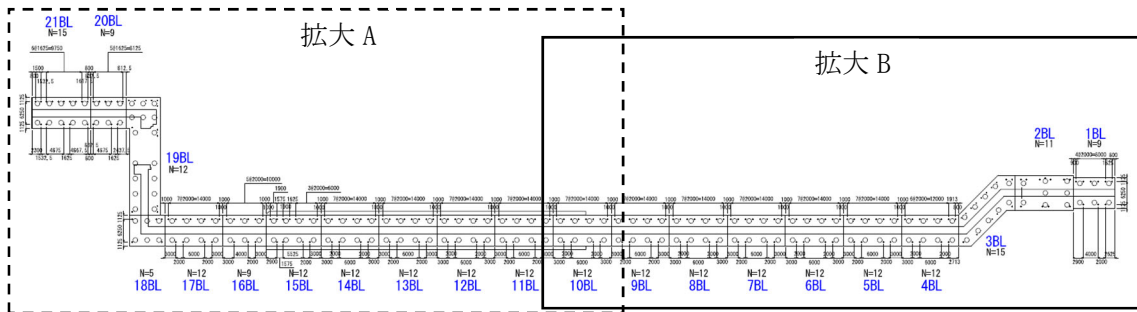


図 1-1 グラウンドアンカの設計から評価までのフロー

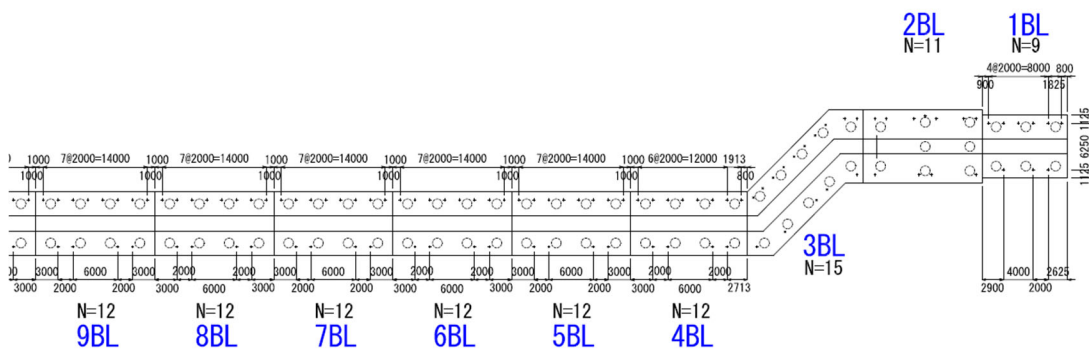
2. グラウンドアンカの概要

(1) 構造及び設置状況

グラウンドアンカは、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（2000，2012，地盤工学会）」（以下 設計・施工基準）に基づき設計・施工されており，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 2-1 に逆 T 擁壁におけるグラウンドアンカ配置図，図 2-2 に逆 T 擁壁の横断方向の構造概要図，図 2-3 にグラウンドアンカの構造概要図を示す。

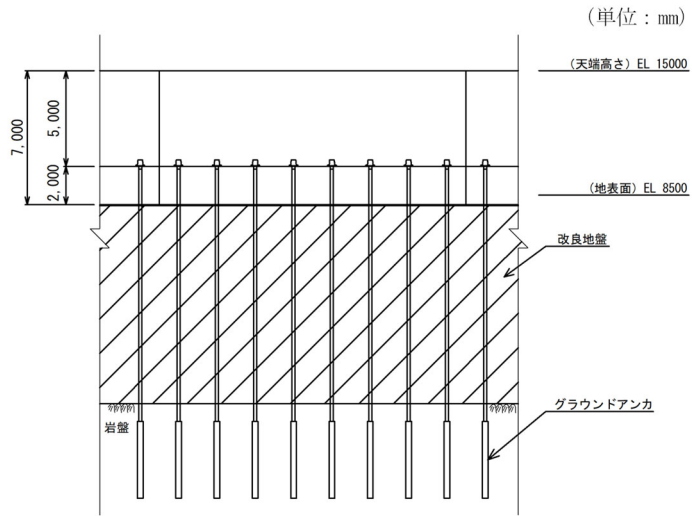


(拡大 A)

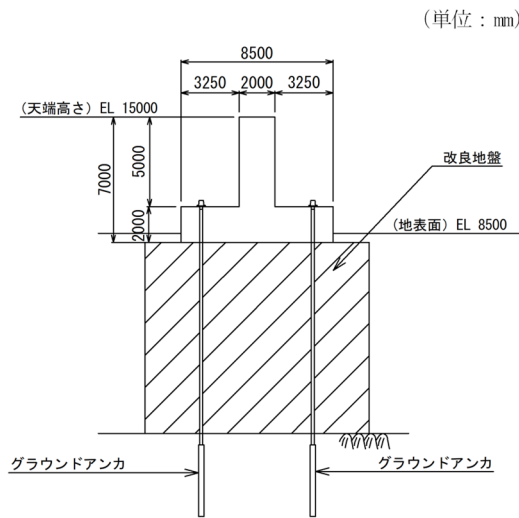


(拡大 B)

図 2-1 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 逆 T 擁壁の構造概要図

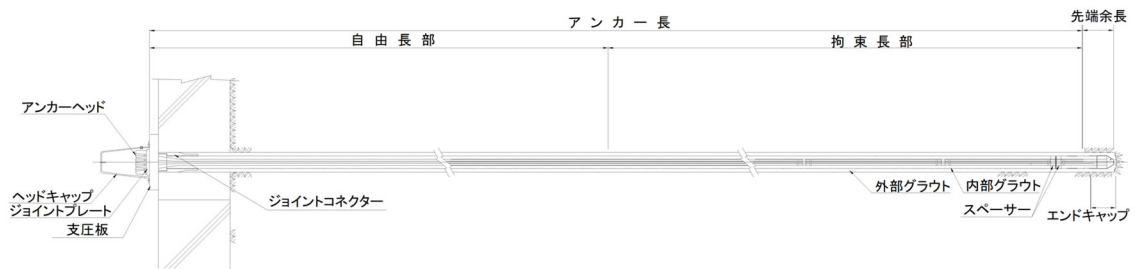


図 2-3 グラウンドアンカの構造概要図

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「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、「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、「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、「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 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3-1に示す。

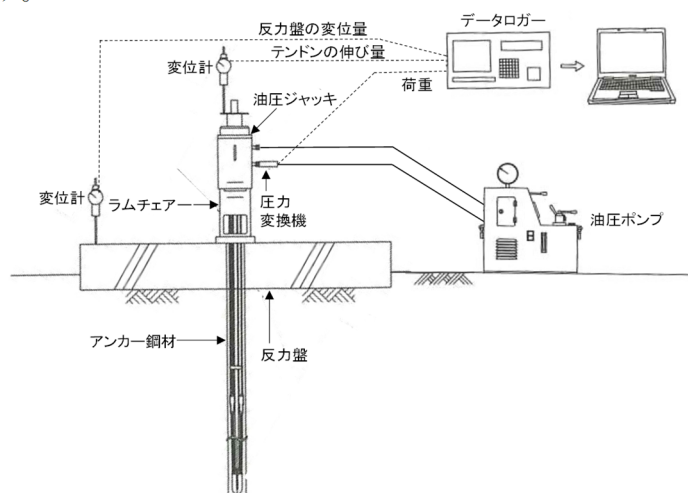


図3-1 試験装置

試験に使用するアンカーの諸元を表 3-1 に、イメージを図 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 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

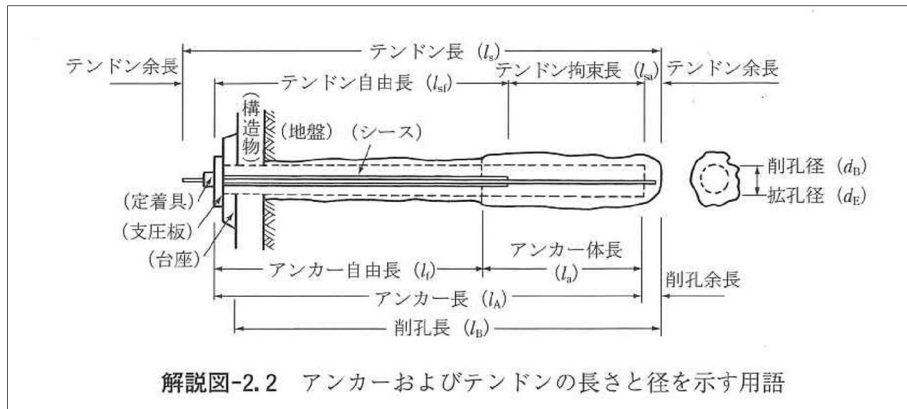


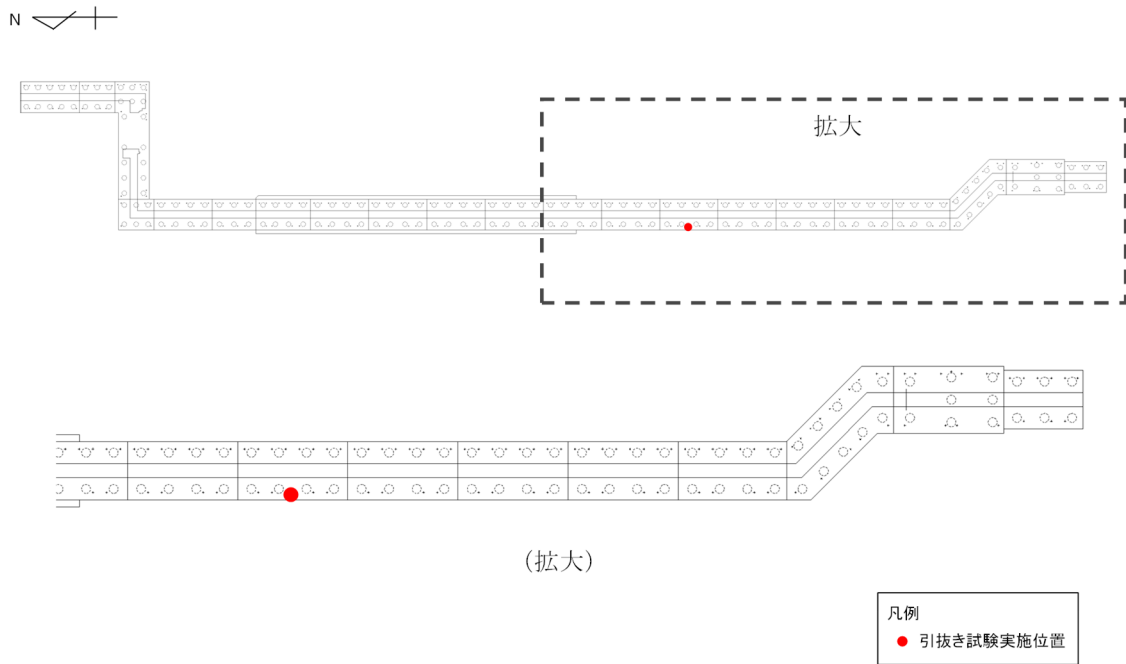
図 3-2 引抜き試験使用アンカーイメージ図 (設計・施工基準から抜粋)

b. 試験位置

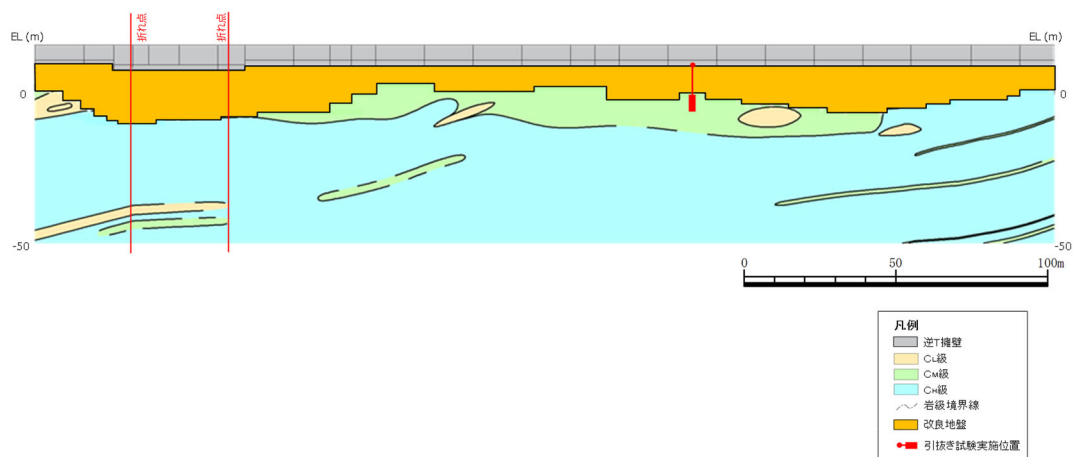
引抜き試験を実施する試験位置を図 3-3 に示す。

引抜き試験の実施位置については、逆 T 擁壁の直下に広く C_M 級岩盤が分布しており、周辺地盤状況の観点から代表的な位置と考えられることから、図 3-3 に示す位置を選定した。

なお、部分的に C_L 級岩盤が分布する範囲においても、逆 T 擁壁施工後の品質保証試験において、グラウンドアンカの引き抜きが発生しないことを確認している。



【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 3-3 引抜き試験実施位置

(2) 載荷方法と計測項目

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 3-4 及び図 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 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 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 化 土	岩	1.50~2.50
		岩	1.00~1.50 ※1
		岩	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 3-5 設計施工基準記載の極限周面摩擦抵抗

図 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 3-7 に荷重時の試験実施状況を示す。

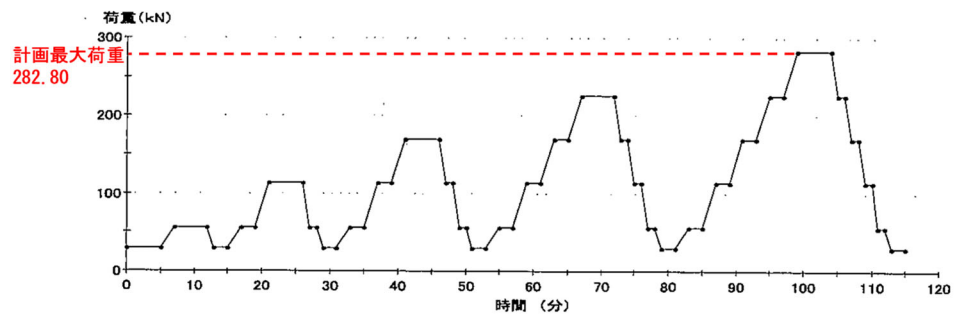


図 3-6 荷重サイクル



図 3-7 引抜き試験実施状況写真 (2011 年実施)

(3) 試験結果

引抜き試験における荷重-変位量図を図3-8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。

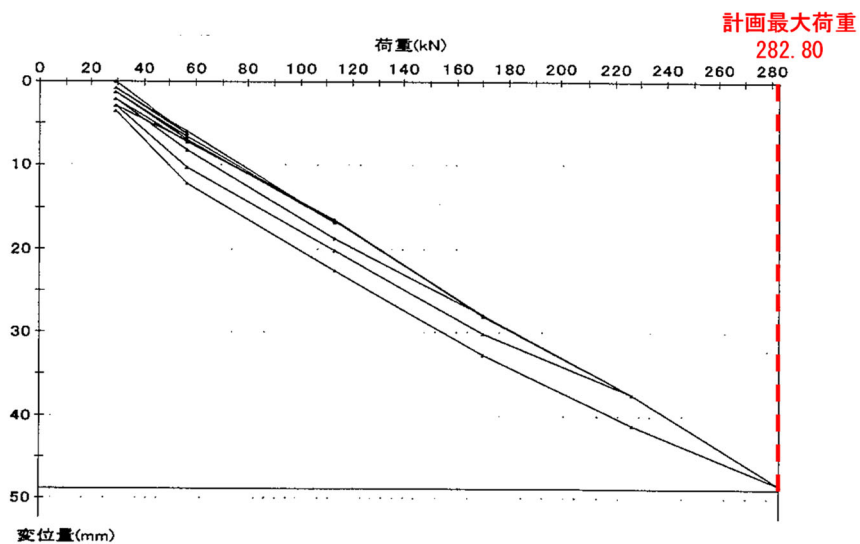


図3-8 引抜き試験における荷重-変位量図

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、「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。

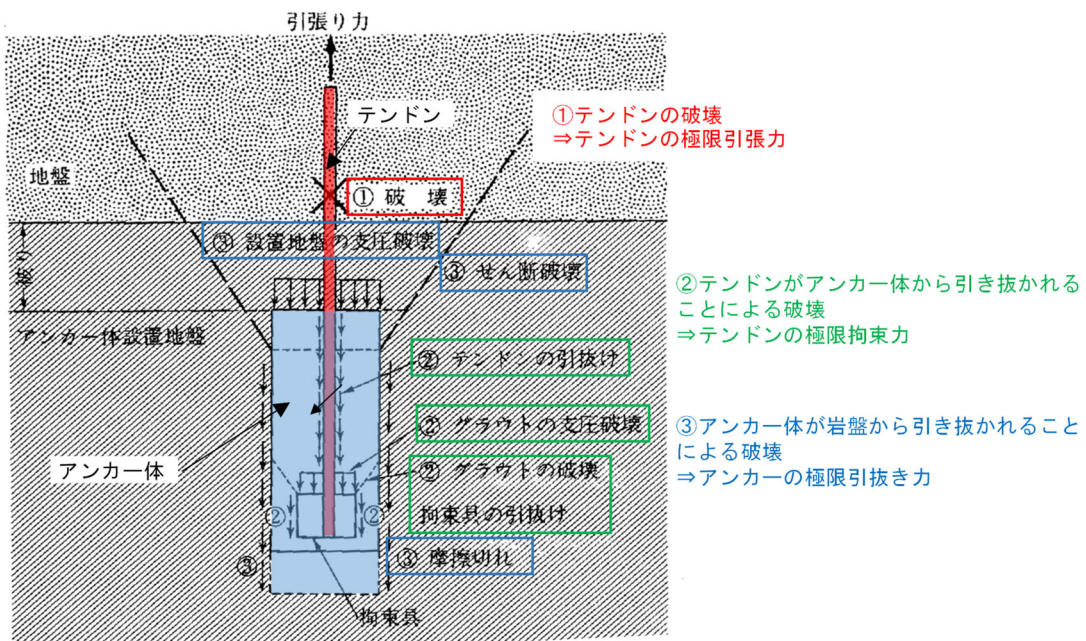


図4-2 アンカーの破壊概念例 (設計・施工基準に赤・緑・青線で加筆)

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 4-1 に示す。

表 4-1 ⑤-⑤断面におけるグラウンドアンカの諸元

	諸元
アンカー種別	VSL 永久アンカー (E6-12)
削孔径 (mm)	135
PC 鋼 ϕ (mm)	15.2
PC 鋼本数 (本)	11
テンドン長 (mm)	31500
余長 (mm)	1500
緊張時自由長 (mm)	20720
アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	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

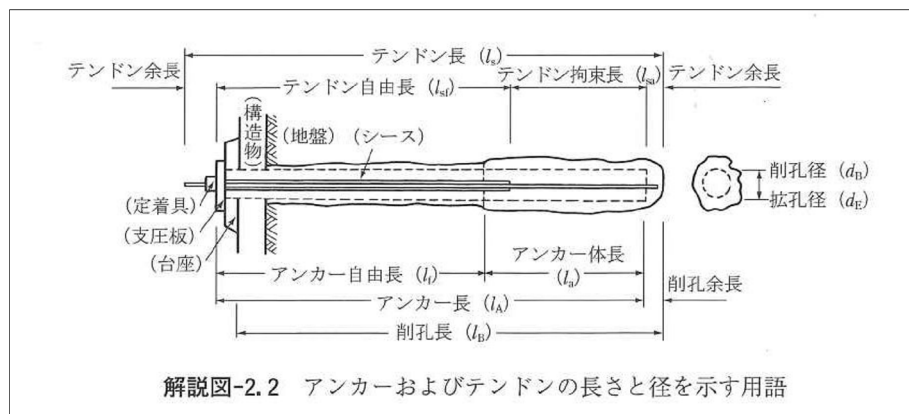


図 4-3 グラウンドアンカイメージ図 (設計・施工基準から抜粋)

(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4-2のとおり、 $T_{as}=2160\text{kN}$ に設定した。

表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4-3及び図4-6に示す。

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

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

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 ϕ	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 ϕ	—	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 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 4-6 グラウトの一軸圧縮強度試験テストピース

上記を踏まえテンダンの許容拘束力 T_{ab} は表 4-4 のとおり設定した。

表 4-4 テンダンの許容拘束力 T_{ab} の設定

	テンダンの許容引張力 T_{ab} (kN)
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 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 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，「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 1.0N/mm²を採用する。

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

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

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。

$$l_a = \frac{T_d}{\pi \cdot d_a \cdot \tau} \cdot f_s \quad (6.2)$$

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	10	1.50~2.50
		20	1.00~1.50 ※1
	軟岩	10	0.80~1.00
		20	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) 砂岩・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 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 4-5 のとおり，設定した。

表 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)
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 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 4-6 許容アンカー力及び設計アンカー力の設定

	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)	2076
アンカーの許容引抜き力 (kN)	2120
許容アンカー力 (kN)	2076
設計アンカー力 (kN)	1650

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ーの本数が237本であることから，その5%の12本で実施する。

図5-2に多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5-2に示す①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。

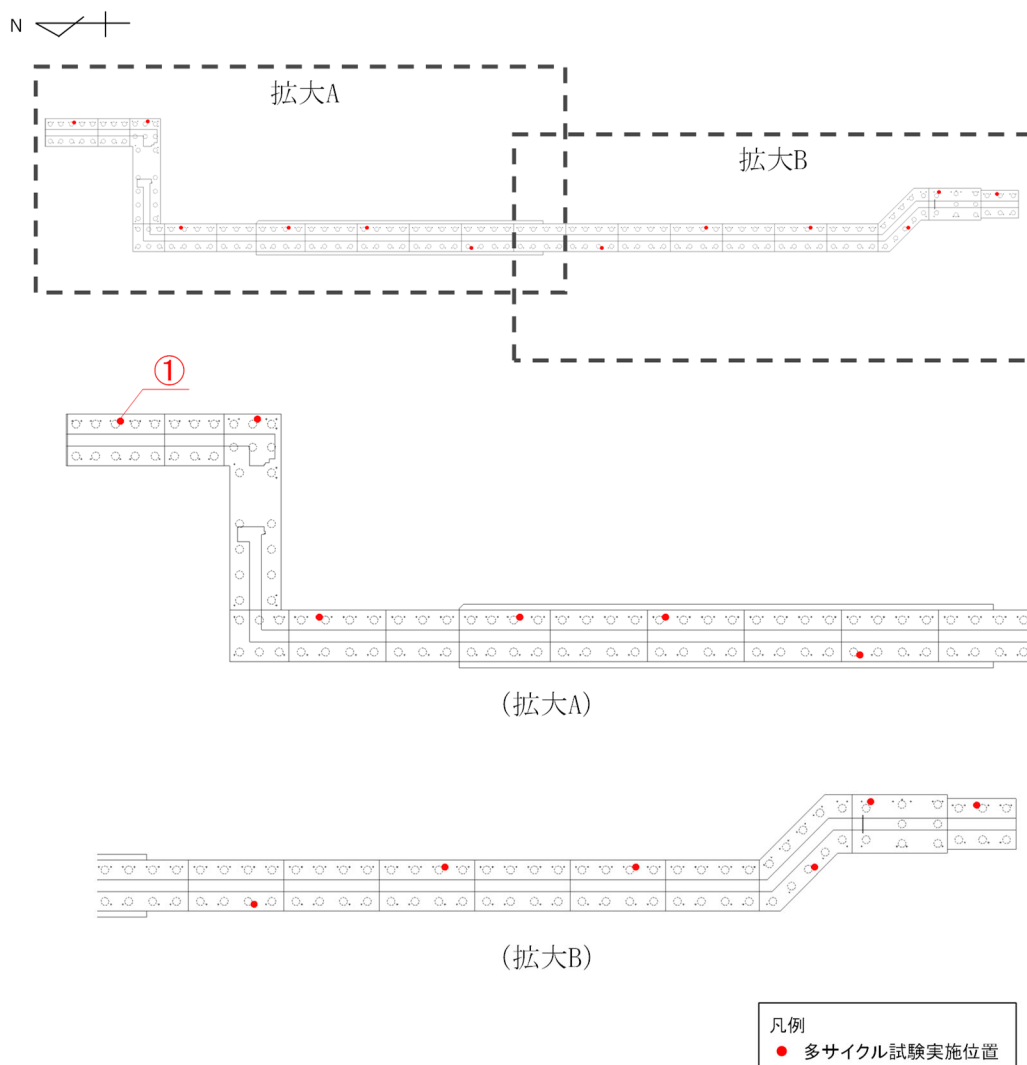


図5-2 多サイクル試験を実施したグラウンドアンカー位置

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し、連続して荷重と変位を測定する。

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5-3に示す。

計画最大荷重
(設計アンカー力の1.5倍)

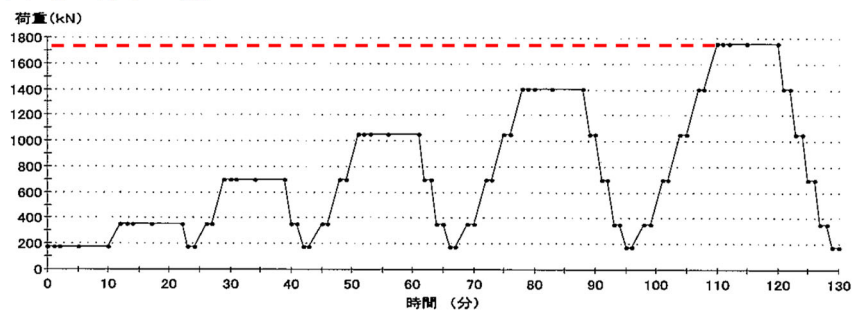


図5-3 多サイクル試験における荷重サイクル

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。

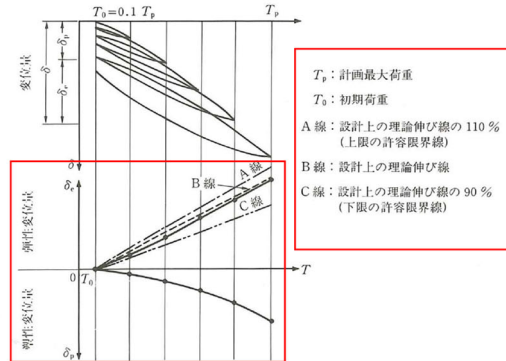
i) 設計アンカー力に対して安全かどうか。

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15min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、安定してからデータで評価するとよい。

1~10 min: $\Delta c < 1$ 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。

$\Delta c < 1$ mmを満足できない場合には、クリープ係数(Δc)が1mm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 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 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

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

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

$$\begin{aligned} \text{下限値} : \delta_{et}'' &= \delta_{et} \times 0.90 \\ &= 60.81 \times 0.90 \\ &= 54.73\text{mm} \end{aligned}$$

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 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：2min以上の一定時間 岩盤・砂質土：1min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1mm未満(1~10min)とする。

図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 5-2 に示す①のグラウンドアンカの試験結果を示す。

図 5-8 に荷重-変位曲線を図 5-9 に荷重-弾・塑性変位量曲線、図 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 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-変位量関係が適正かどうか

図 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 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 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。

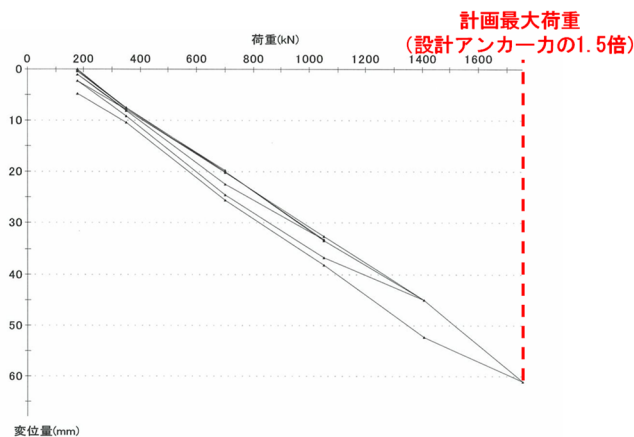


図 5-8 荷重-変位曲線

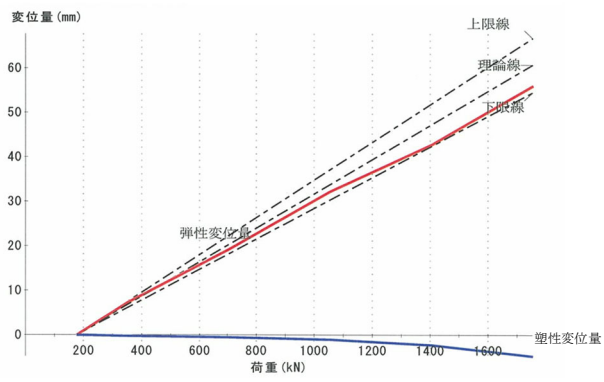


図 5-9 荷重-弾塑性変位量曲線

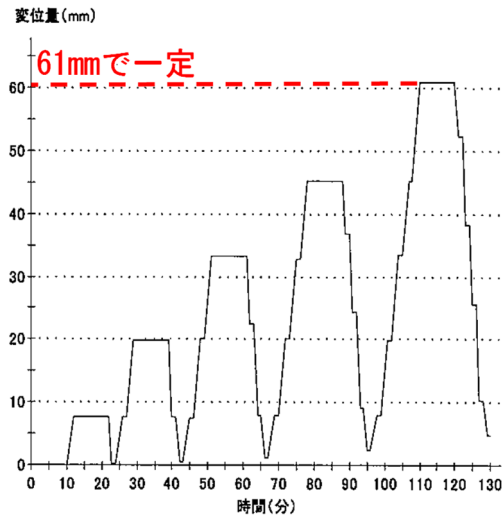


図 5-10 時間-変位量曲線

(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 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 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。

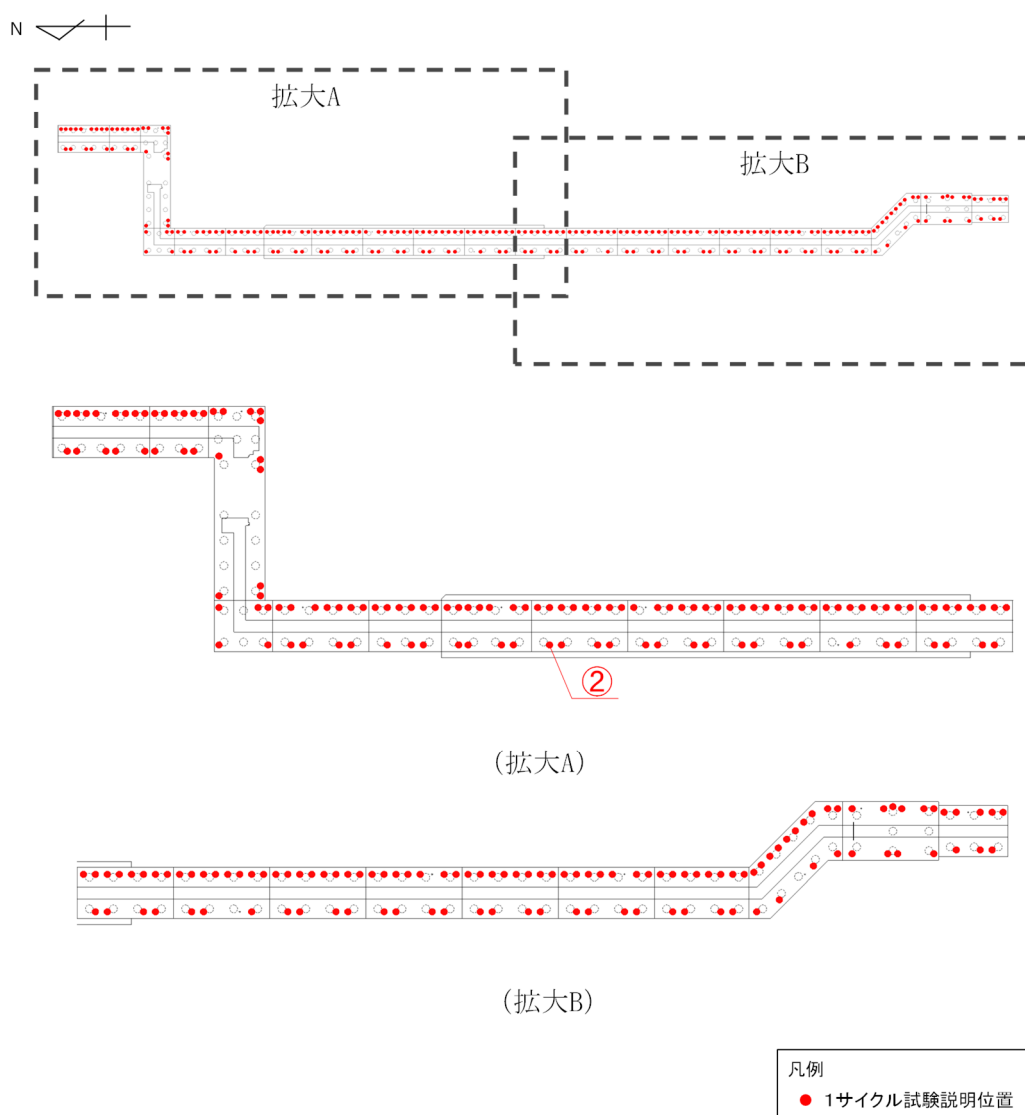


図 5-11 1 サイクル試験結果説明位置

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 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。

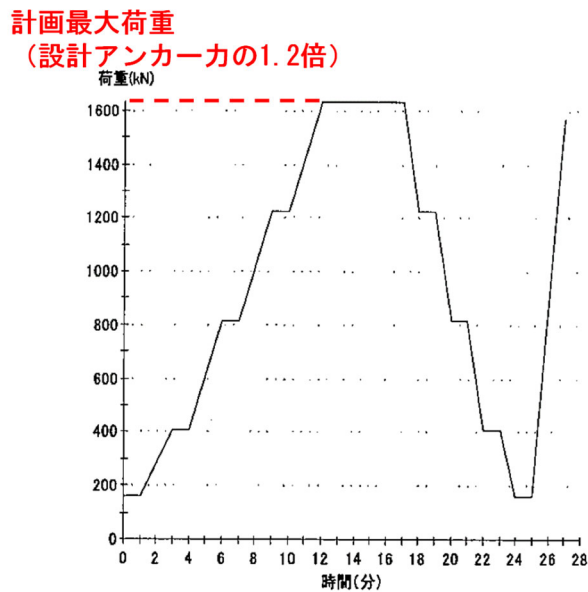


図 5-12 確認試験における荷重サイクル

c. 判定基準

設計・施工基準 (図 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-変位置関係 (計画最大荷重時の変位置、初期荷重まで除荷したときの塑性変位置) 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、 $\pm 10\%$ とする。

図 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 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 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 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 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 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 5-16 に荷重-変位曲線を、図 5-17 に荷重-弾・塑性変位量曲線を示す。

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 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-変位量関係が適正かどうか

図 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。

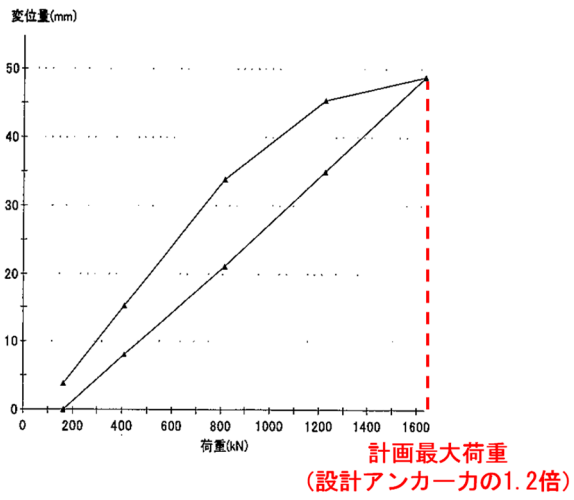


図 5-16 荷重-変位曲線

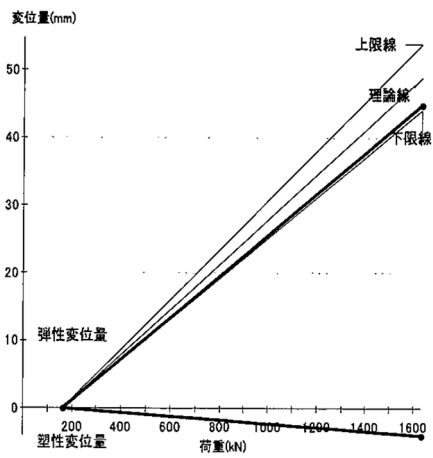
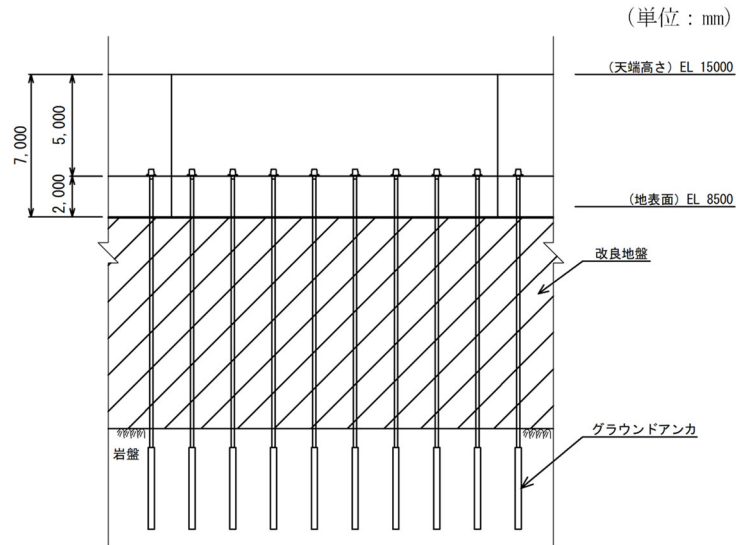


図 5-17 荷重-弾・塑性変位量曲線

6. 解析モデル・解析用物性値の設定

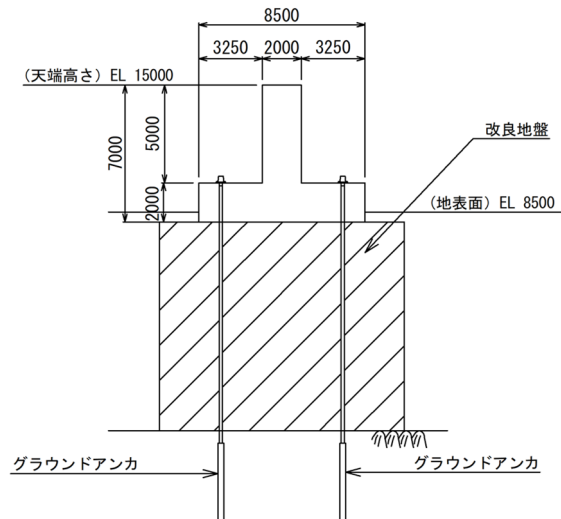
(1) 解析モデルの設定

グラウンドアンカは、図 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 6-1、概念図を図 6-2、解析モデルを図 6-3 に示す。



(正面図)

(単位：mm)



(横断方向)

図 6-1 逆 T 擁壁の構造概要図

表 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。

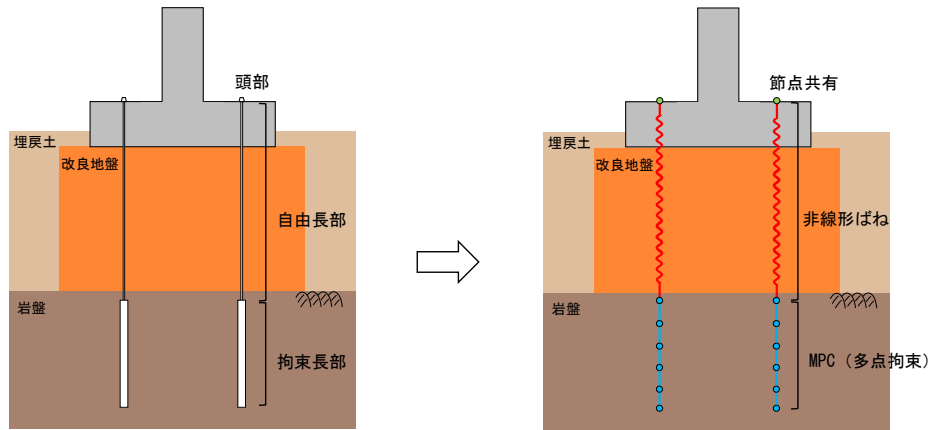
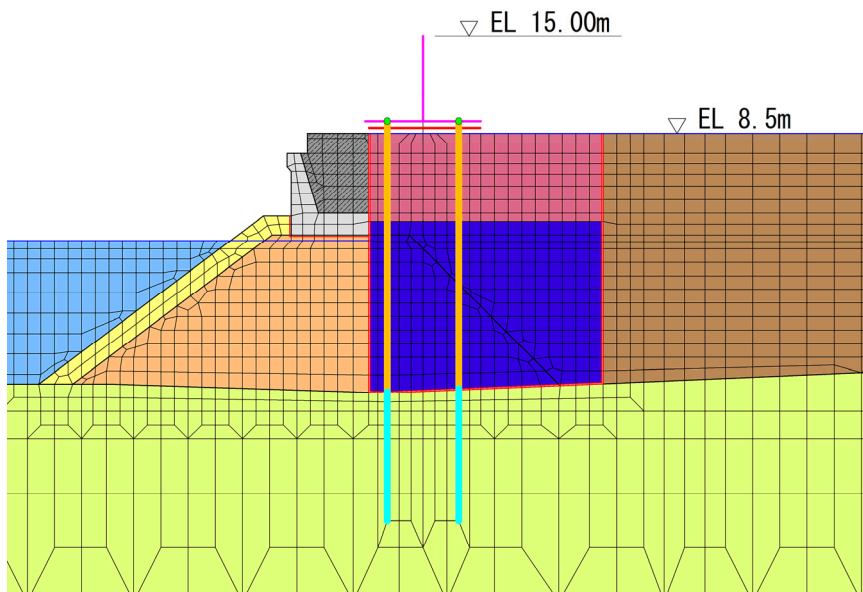


図 6-2 モデル化概念図



【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 6-3 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 6-2 に示す。

また、グラウンドアンカ（自由長部）における非線形ばねモデルの概念図を図 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 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)
⑤-⑤断面	14064 (陸側)	2400 (陸側)	1650	117
	28128 (海側)	4800 (海側)		

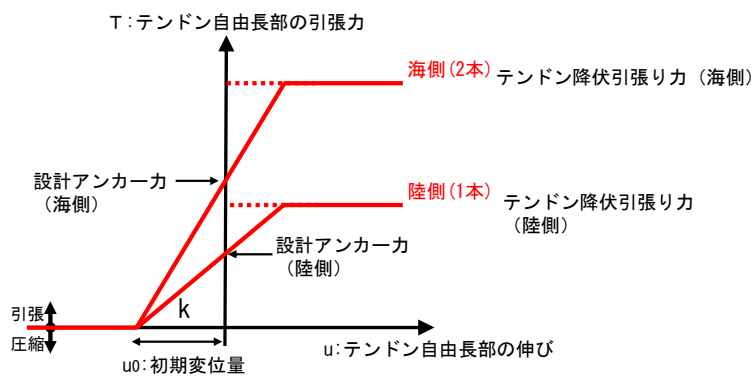


図 6-4 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

引張剛性は設計・施工基準記載の式（図 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 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 6-5 設計・施工基準記載の引張剛性設定方法（赤で加筆）

図 6-5 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 : テンドン自由長部の引張り力 (kN)

u : テンドン自由長部の伸び (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

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

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

表 6-3 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
緊張時自由長 L_{sf} (m)	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)	117
アンカー本数	陸側 1 本, 海側 2 本

(3) グラウンドアンカのモデル化方法の妥当性確認

グラウンドアンカの解析モデルの妥当性を確認するため、「3. 試験施工（基本調査試験）」で示した，引抜き試験を再現した解析を実施し，解析により得られた荷重-変位関係と引抜き試験結果の荷重-変位関係を比較することで，グラウンドアンカのモデル化方法が妥当であることを確認する。

a. 解析条件

(a) 解析モデルの設定

解析モデルは図 6-7, 6-8 に示す引抜き試験実施位置の速度層構造を考慮し, 図 6-6 のとおり解析モデルを作成した。

引抜き試験は, 逆 T 擁壁設置前に実施した試験であるため, 逆 T 擁壁はモデル化しない。図 6-7 に引抜き試験実施時の状況写真を示す。また, 引抜き試験実施位置は, 図 6-8 に示すとおり評価候補断面の⑥-⑥断面近傍に位置し, 図 6-9 の⑥-⑥断面の地質断面図に示すとおり, 当該位置の速度層構造は概ね東西水平成層であることから, 速度層の分布は水平でモデル化した。

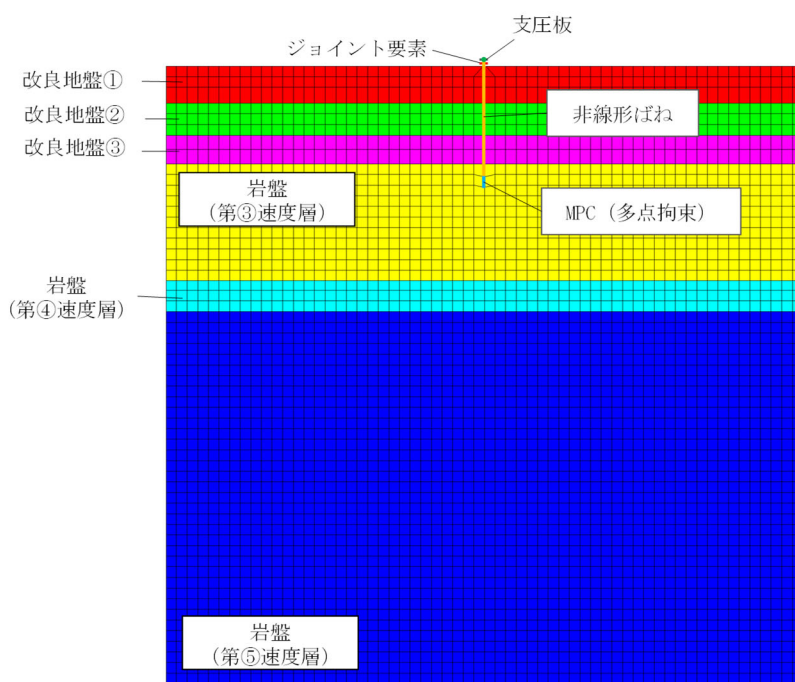
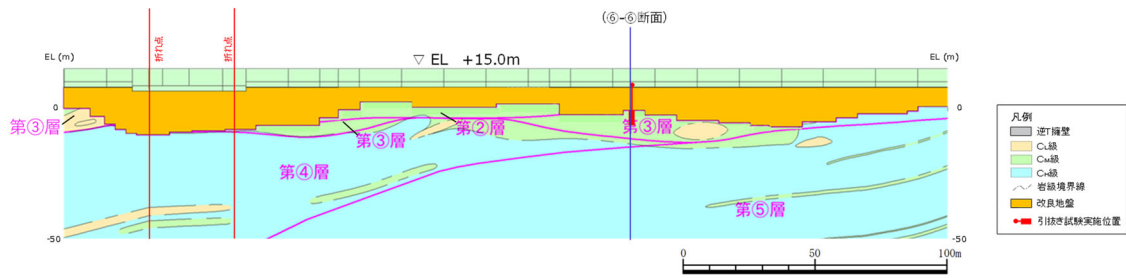


図 6-6 解析モデル図



図 6-7 引抜き試験実施状況写真 (2011 年実施)



注*：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6-8 引抜き試験実施位置

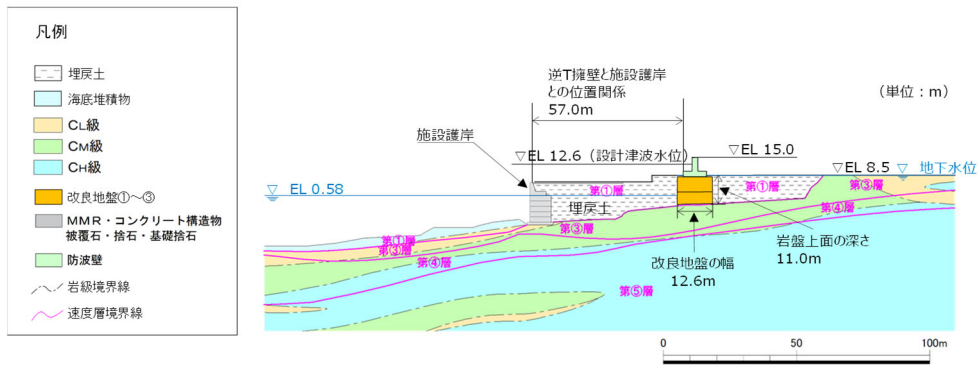


図6-9 防波壁（逆T擁壁）の横断面図（⑥-⑥断面）

(b) 解析用物性値

再現解析に使用する解析用物性値を表 6-4 に示す。再現解析で使用する改良地盤の物性値は、引抜き試験実施当時（2011 年）に実施した PS 検層の結果より設定した。改良地盤の物性値設定に使用した PS 検層実施位置を図 6-10 に示す。

また、グラウンドアンカの諸元及び物性値を表 6-5～表 6-6 に示す。

表 6-4 再現解析に使用する改良地盤の解析用物性値

	密度 ρ (g/cm^3)	せん断波速度 V_s (m/s)	静弾性係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν
改良地盤①	2.11	440	1087000	0.33
改良地盤②	2.11	400	898000	0.33
改良地盤③	2.11	610	2088000	0.33

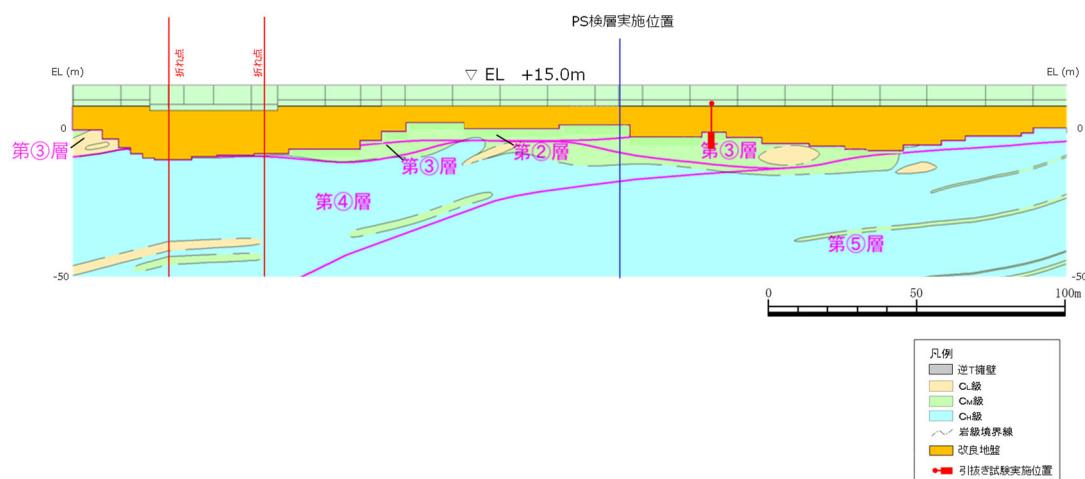


図 6-10 改良地盤の物性値設定に使用した PS 検層実施位置

表 6-5 引抜き試験使用アンカーの諸元

	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
テンドン弾性係数 (kN/mm ²)	191.0
鋼材断面積 (mm ²)	296.1
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

表 6-6 再現解析におけるグラウンドアンカの物性値

	引張剛性 k (kN/m)	テンドン降伏引張り力 (kN)
引抜き試験	5433.0	468

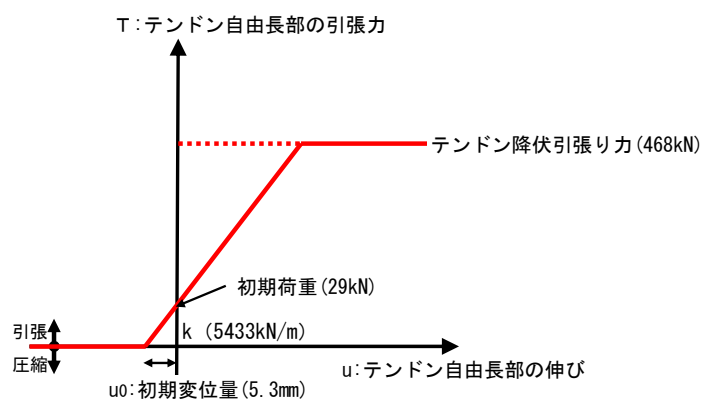


図 6-11 再現解析におけるグラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

(c) 荷重パターン

荷重パターンは引抜き試験の荷重パターンを再現し、動的に荷重することで引抜き試験を再現する。再現解析における荷重パターンを図6-12に示す。

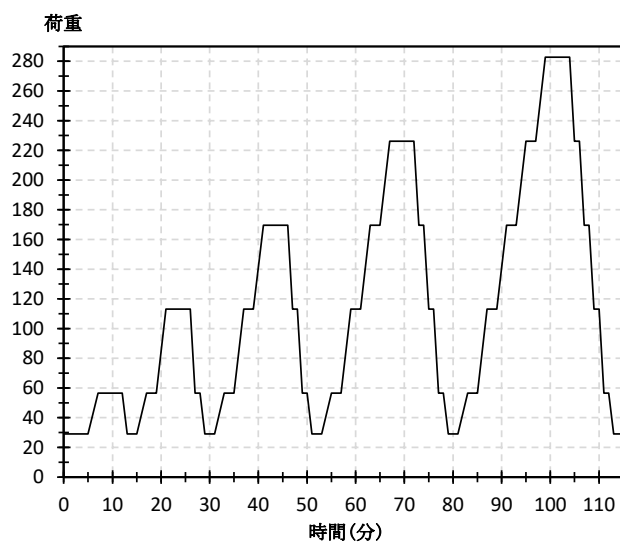


図6-12 再現解析における荷重パターン

b. 評価結果

以下の理由から，グラウンドアンカのモデル化方法が妥当であることを確認した。

- ・ 図 6-13 に示す引抜き試験結果の荷重-変位関係と再現解析による荷重変位関係により，再現解析による荷重-変位関係は引抜き試験結果と同等であること，再現解析による荷重-変位関係が弾性的な挙動を示していることを確認した。
- ・ 図 6-14 に示す⑤—⑤断面の常時応力分布図により，グラウンドアンカの初期緊張力による地盤応力の高まりを確認した。

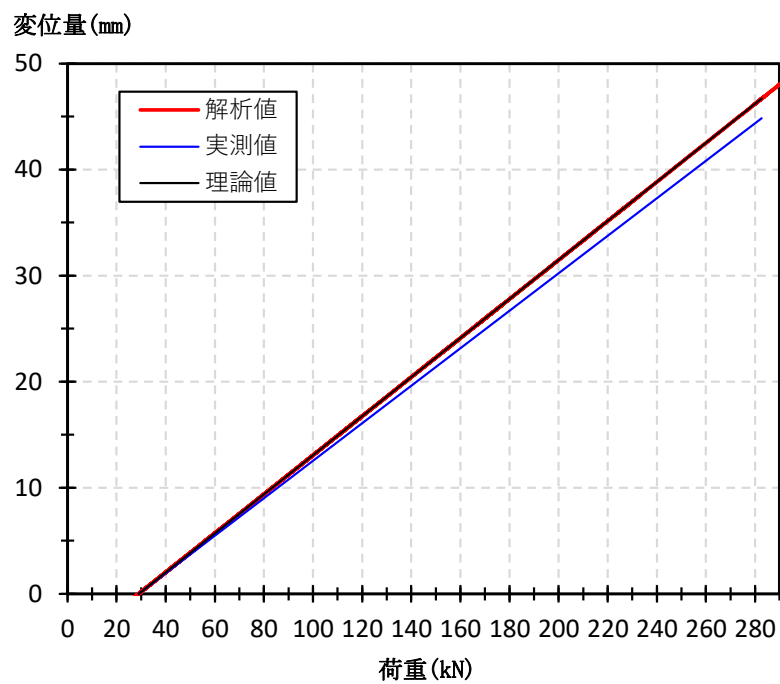
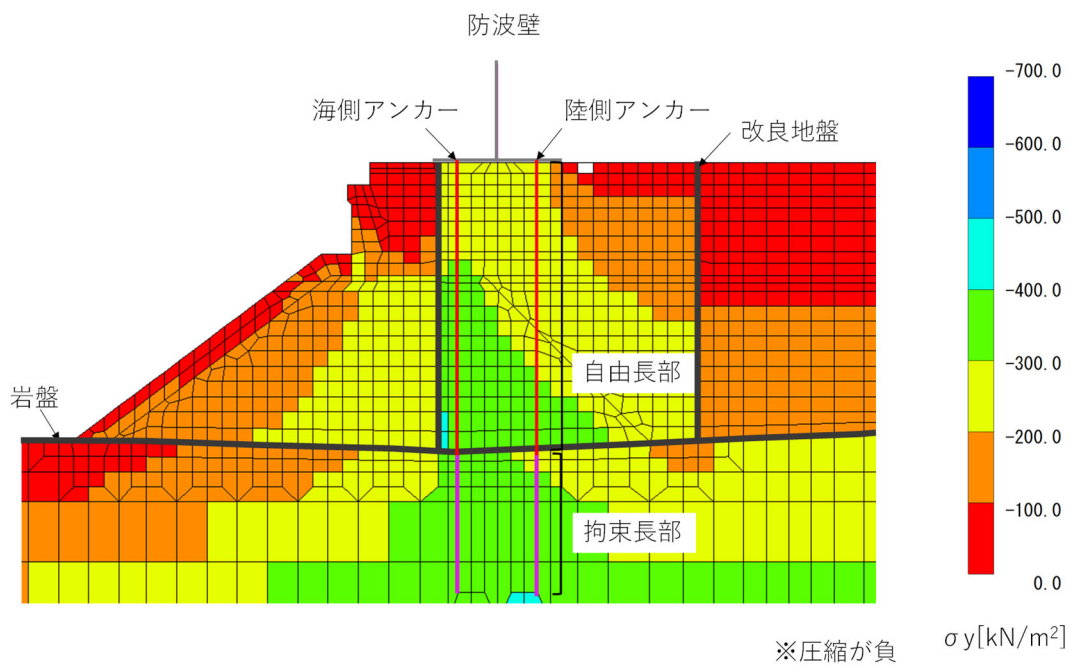
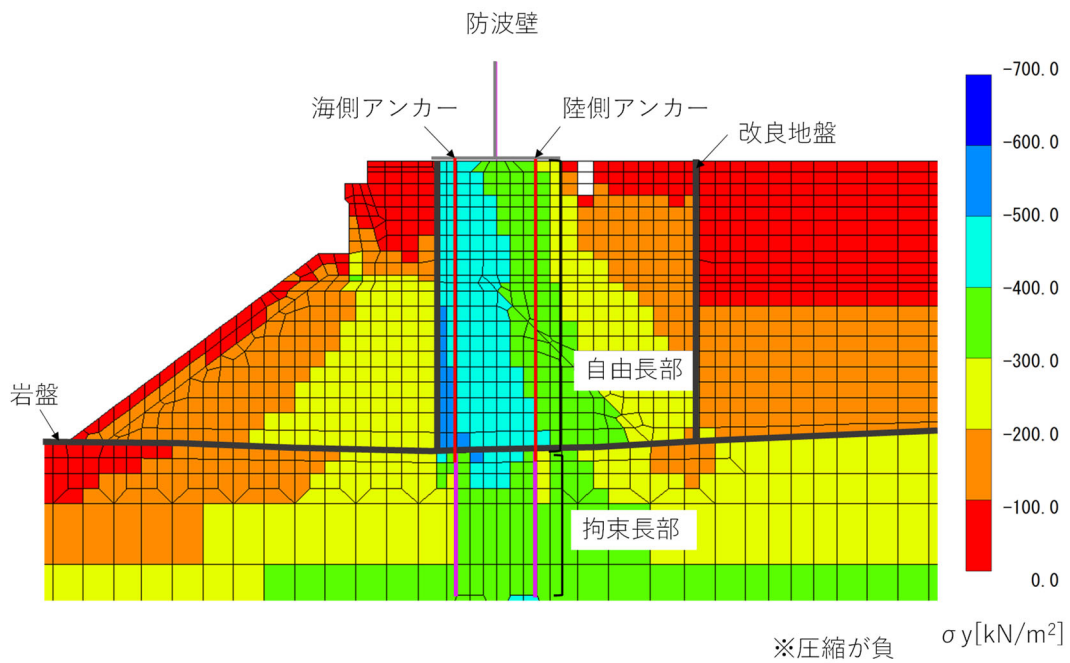


図 6-13 引抜き試験と再現解析による荷重-変位関係の比較



【グラウンドアンカーなし】



【グラウンドアンカーあり】

図 6-14 ⑤-⑤断面の常時応力分布図

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、「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7-1 許容アンカー力の設定

	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)	2076
アンカーの許容引抜き力 (kN)	2120
許容アンカー力 (kN)	2076
(参考) 設計アンカー力 (kN)	1650

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。

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補足説明資料本編「4. 耐震評価結果」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。

(参考資料 2) 鋼管杭の影響検討について

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 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 1-1, 図 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、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 1-1 鋼管杭に係る申し送り事項

申し送り事項	説明方針
<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>	<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 5 に対応）
<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>	<ul style="list-style-type: none"> 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 1, 3 に対応）
<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>	<ul style="list-style-type: none"> 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>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、経済性など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 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、接合方法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 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 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。

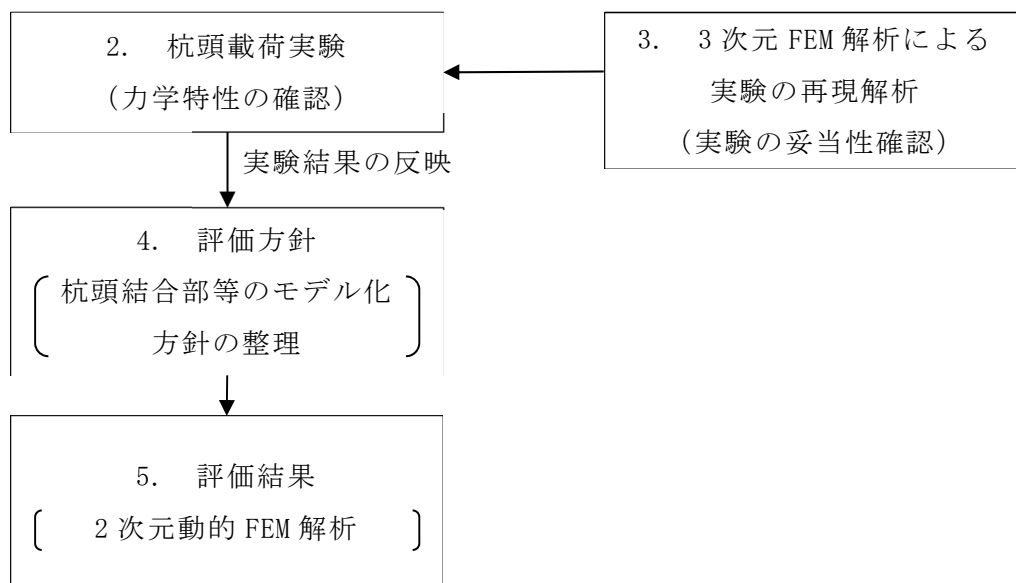


図 1-3 鋼管杭の影響検討フロー

2. 杭頭載荷実験

2.1 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 2.1-1 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载荷を実施する。図 2.1-2 に実験概要図を示す。

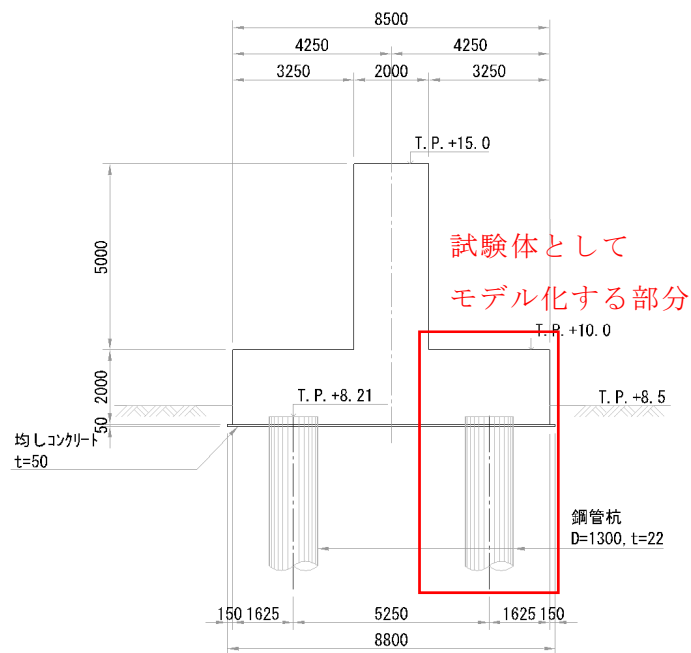


図 2.1-1 逆 T 擁壁の概要図（実構造物）

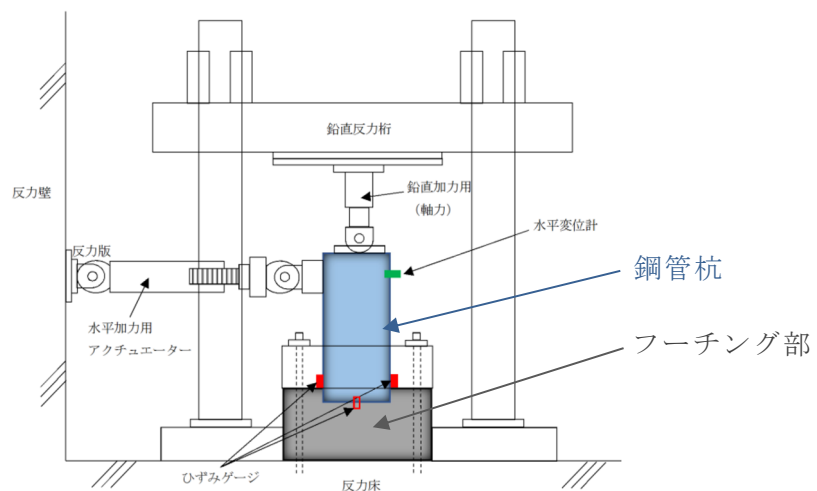


図 2.1-2 実験概要図

2.2 試験方法

2.2.1 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 2.2.1-1 に実験の縮尺を示し、表 2.2.1-2 に実構造物及び試験体の使用材料を示す。

表 2.2.1-1 実験の縮尺

	長さ α	荷重 α^2
縮尺	6/13	$(6/13)^2$

表 2.2.1-2 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 2.2.1-1 に杭頭載荷実験試験体を示す。また、図 2.2.1-2 に試験体構造図及び杭頭部詳細図を示す。



図 2.2.1-1 杭頭載荷実験試験体 (2020 年実施)

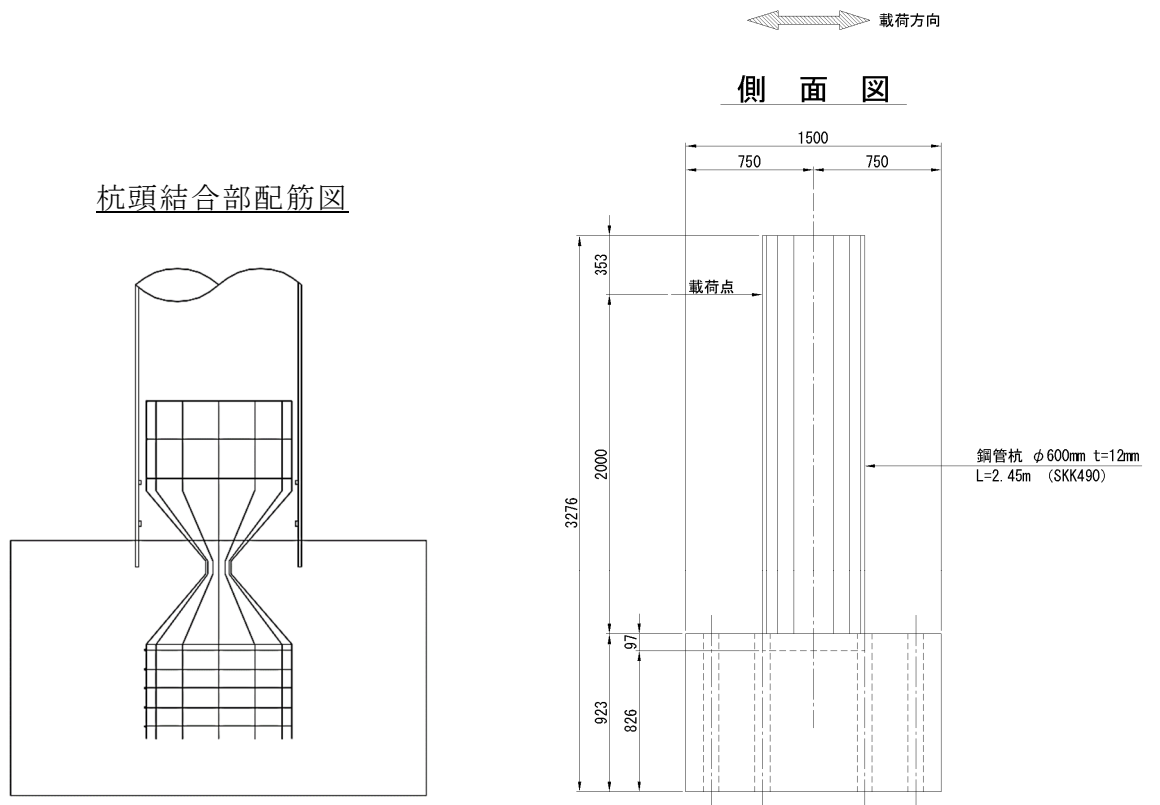


図 2.2.1-2 試験体構造図及び杭頭結合部配筋図

2.2.2 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 2.2.2-1 に荷重実験の概要図を、図 2.2.2-2 に荷重実験状況を示す。

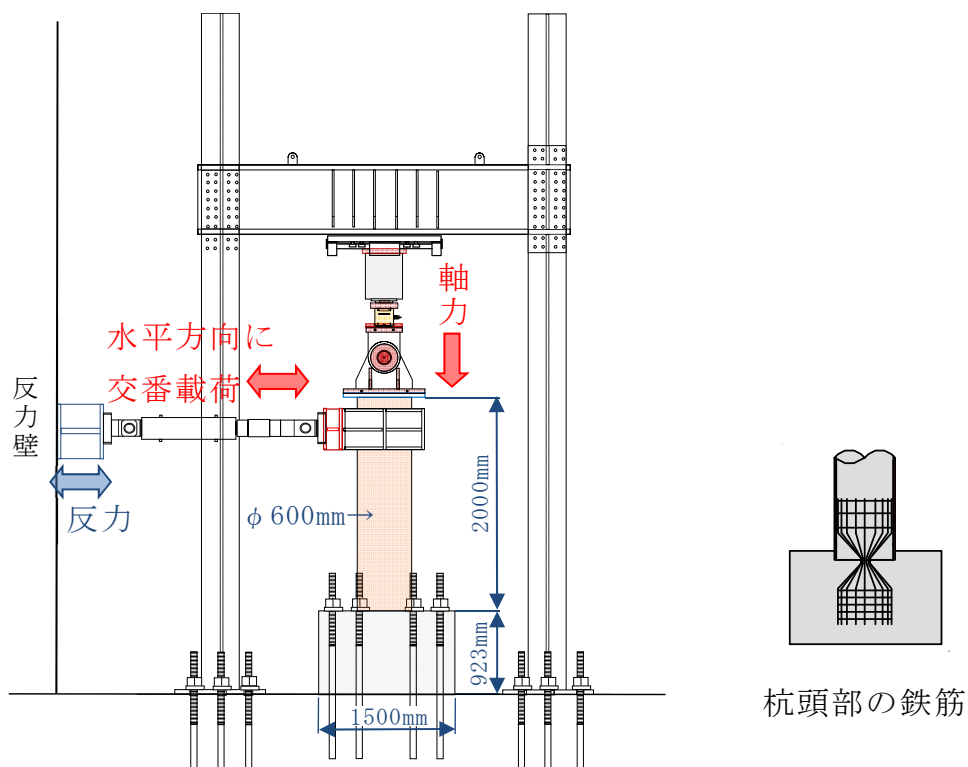


図 2.2.2-1 荷重実験の概要図



図 2.2.2-2 荷重実験状況

2.2.3 水平加力パターン

水平加力パターンを図 2.2.3-1 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 2.2.3-1 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。

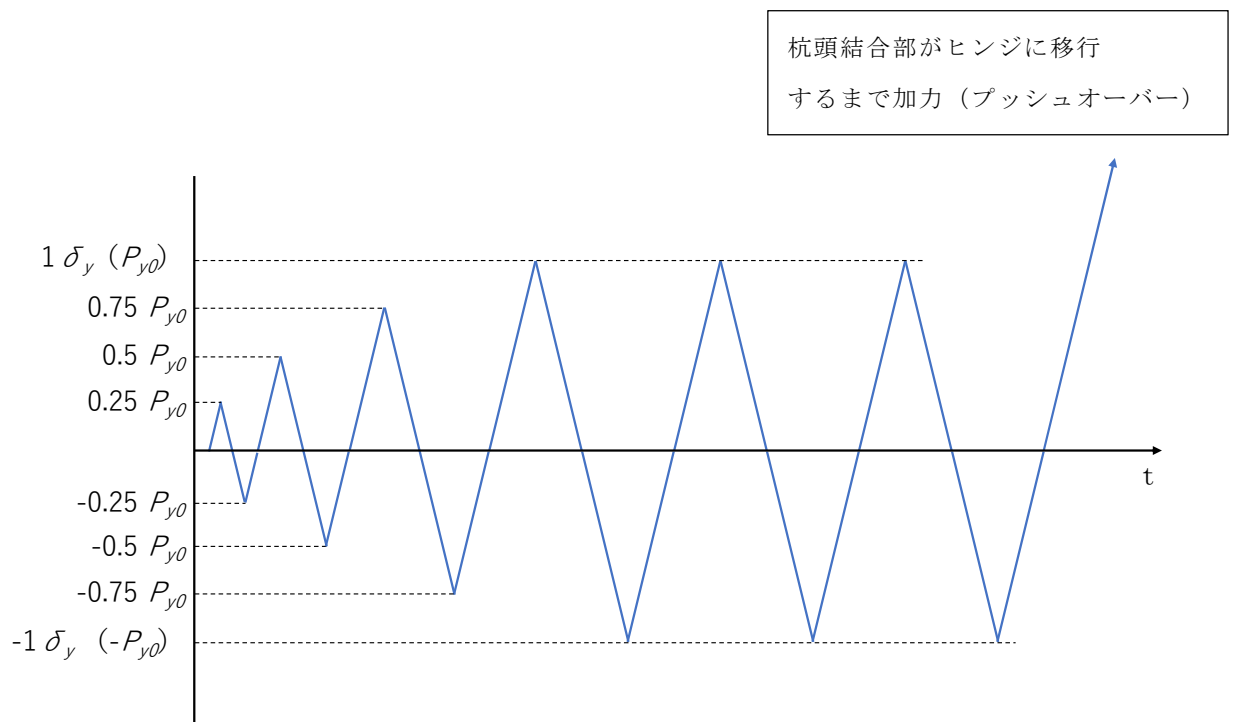


図 2.2.3-1 水平加力パターン

2.2.4 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 2.2.4-1 に示す 4 ケースの軸力について試験を行う。

表 2.2.4-1 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 $6,995\text{kN} \times (6/13)^2 = 1,490\text{kN} \approx 1,500\text{kN}$

*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。

2.3 試験結果

2.3.1 水平荷重—水平変位

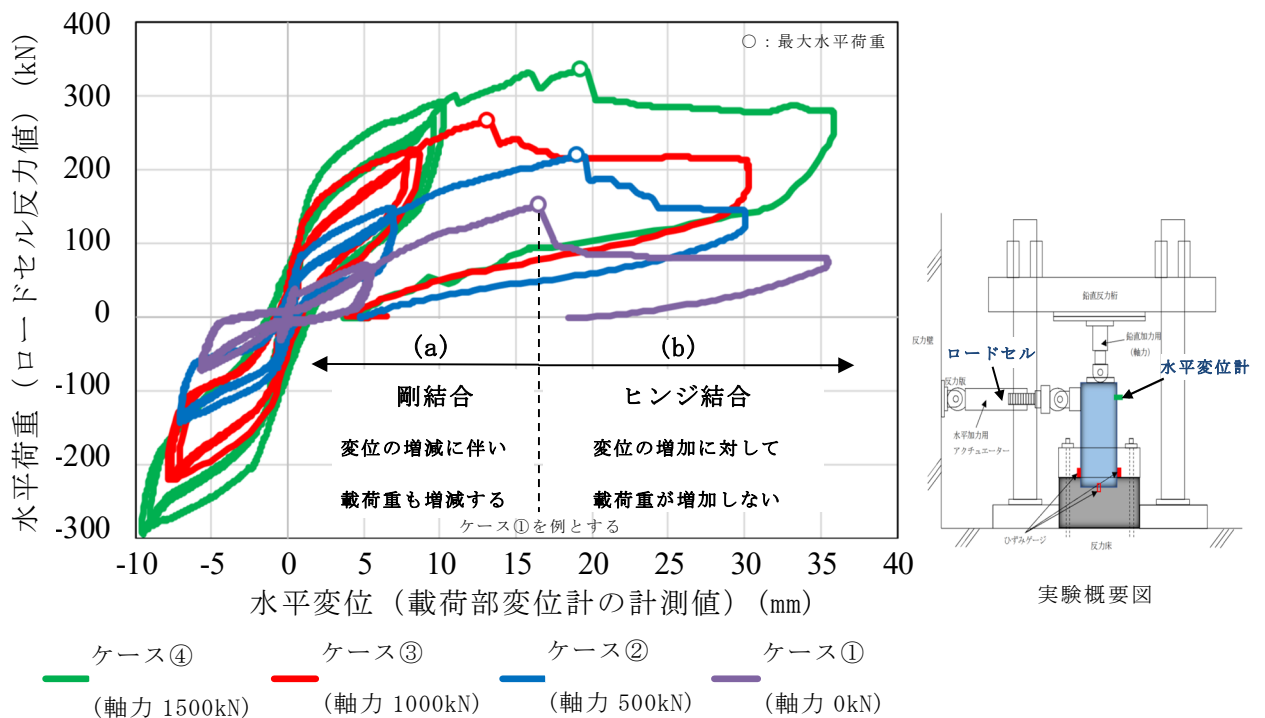
実験ケース①～④の水平荷重（水平载荷によるロードセル反力値）と水平変位（载荷部水平変位計による計測値）の関係を図 2.3.1-1 に示す。実験の結果及び考察は以下のとおりであり，当初の設計通り，大きな曲げモーメントが作用する際に剛結合からヒンジ結合に移行する力学特性を確認した。

(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。



2.3.2 杭頭結合部におけるひび割れ状況

杭頭載荷実験により杭頭結合部に発生したフーチング上面のひび割れ状況を図 2.3.2-1～図 2.3.2-3 に示す。フーチング上面に生じたひび割れは、 $1\delta_y$ までの載荷では載荷側（北側）に対し 90° 及び 270° 方向（東西方向）に数本のひび割れを確認し、その後のプッシュオーバー時には載荷側（北側）を中心にひび割れを確認した。

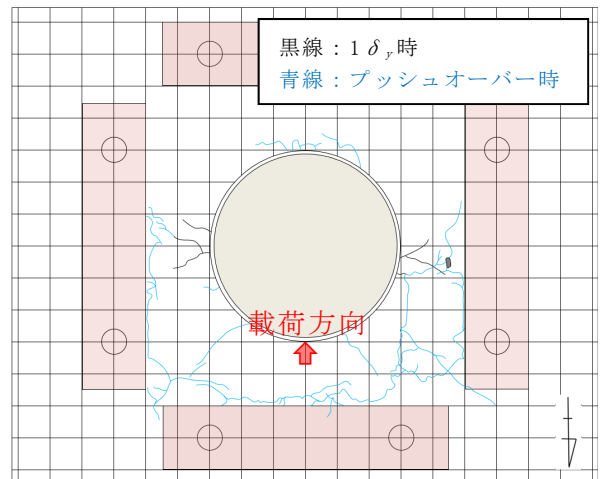
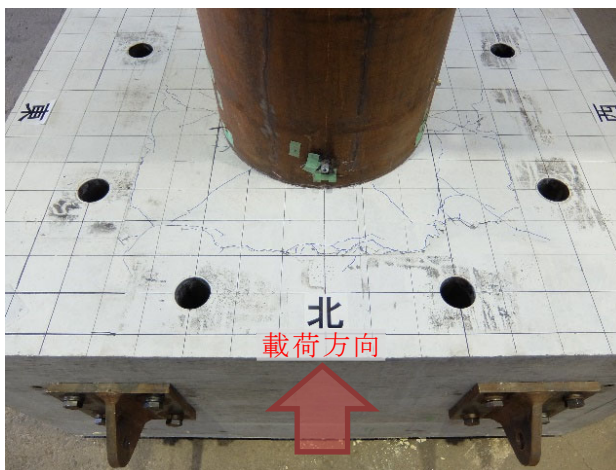


図 2.3.2-1 フーチング上面のひび割れ状況（ケース④）

図 2.3.2-2 フーチング上面のひび割れ状況図（ケース④）

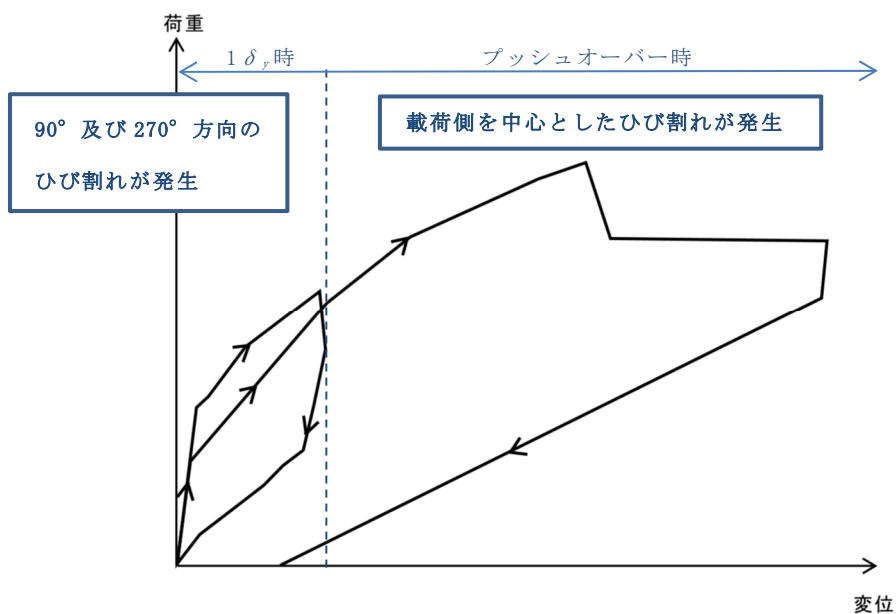


図 2.3.2-3 荷重変位関係とひび割れ状況

実験後に試験体をワイヤーソーで図 2.3.2-4 に示す方向で輪切りにし、杭頭内部のひび割れ状況を確認した。写真及びひび割れイメージ図を図 2.3.2-5 及び図 2.3.2-6 に示す。杭頭内部では、鉄筋くびれ部から鋼管下端に向かう水平方向のひび割れと鋼管下端からフーチング表面の固定プレートに向かう斜め方向のひび割れを確認した。

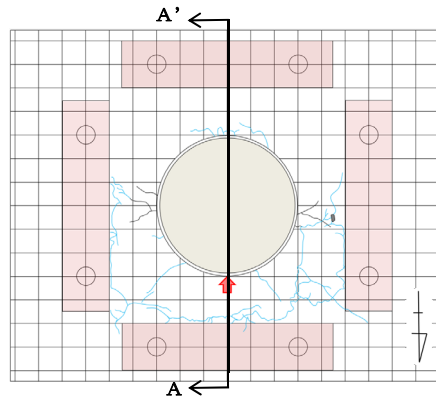


図 2.3.2-4 試験体輪切り方向



図 2.3.2-5 杭頭内部のひび割れ状況

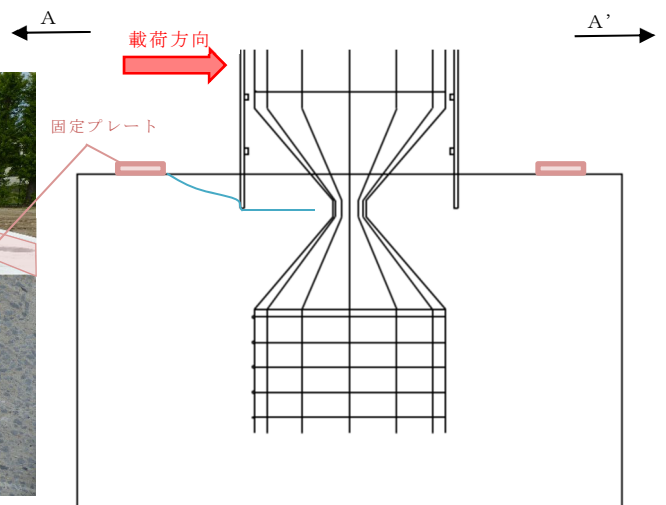
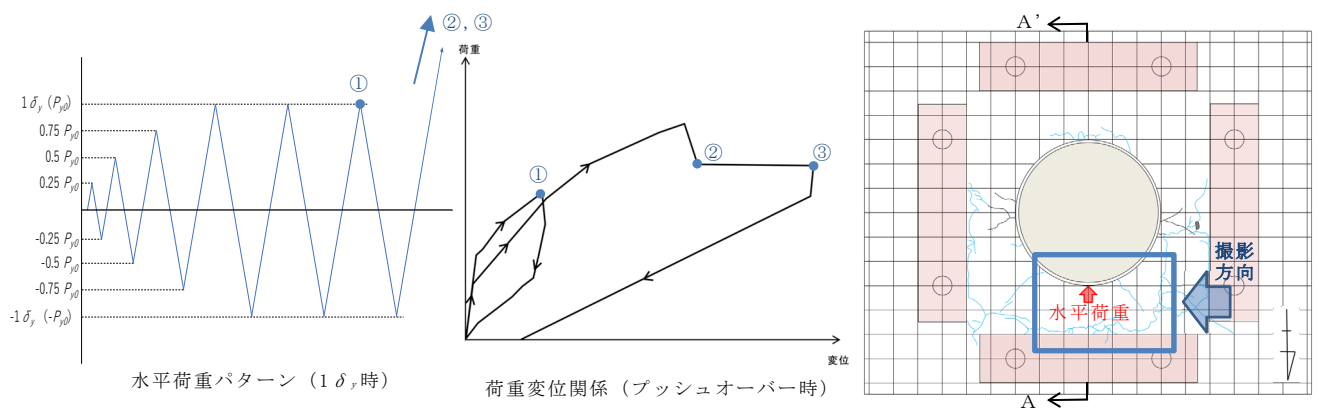


図 2.3.2-6 杭頭内部のひび割れ状況図

図 2.3.2-7 に杭頭結合部の荷重側のひび割れ進展状況を示す。プッシュオーバー時に初めて荷重側にひび割れが発生し、杭頭内部ではその他の損傷は認められないことから、荷重側のひび割れによる損傷により、杭頭部が剛結合からヒンジ結合に移行したと考えられる。

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、当該ひび割れが発生しない（ヒンジ結合に移行しない）ことを確認する。



	撮影写真	断面ひび割れイメージ図 (A-A')
①		
②		
③		

図 2.3.2-7 杭頭結合部のひび割れ進展状況

3. 3次元静的FEM解析による実験の再現解析

3.1 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3.1-1に再現解析対象の試験体を示す。

表 3.1-1 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

3.2 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3.2-1に示す。

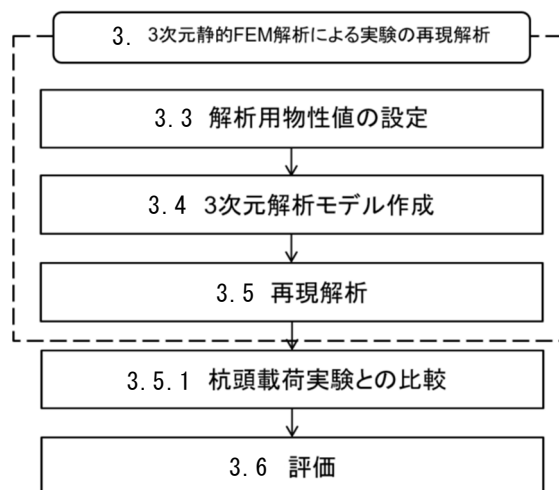


図 3.2-1 3次元FEM解析の評価フロー

3.3 解析用物性値の設定

3.3.1 コンクリート

表 3.3.1-1 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 3.3.1-2 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 3.3.1-1 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 3.3.1-2 コンクリートのヤング係数 (示方書(2018)p. 43 より引用)

f'_{ck} (N/mm ²)		18	24	30	40	50	60	70	80
E_c (kN/mm ²)	普通コンクリート	22	25	28	31	33	35	37	38
	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

(1) 圧縮応力-ひずみ関係

コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係には、図 3.3.1-1 に示す G_c/h より圧縮軟化曲線が定義される Feenstra の放物線型モデルを用い、引張応力-ひずみ関係には図 3.3.1-2 に示す G_f/h より引張軟化曲線が定義される Hordijk モデルを用いる。ここで、圧縮破壊エネルギー G_c 、引張破壊エネルギー G_f 及び要素の等価長さ h は以下により算定する。

- ・ 圧縮破壊エネルギー G_c

$$G_c = 8.77 \sqrt{f_c} \quad (\text{N/mm})$$

ここに、 f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

- ・ 引張破壊エネルギー G_f

$$G_f = 1/100 \cdot d_{\max}^{1/3} \cdot f_c^{1/3} \quad (\text{N/mm})$$

ここに、 d_{\max} : 粗骨材最大寸法 (mm) (=13mm)

- ・ 要素の等価長さ h

$$h = \sqrt[3]{V}$$

ここに、 V : 要素の体積 (mm³)

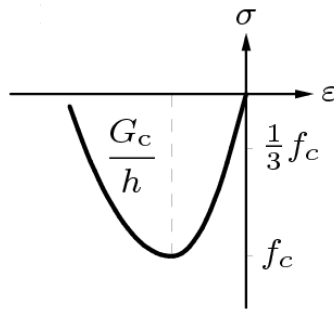


図 3.3.1-1 圧縮応力-ひずみ関係 (Feenstra の放物線型モデル)

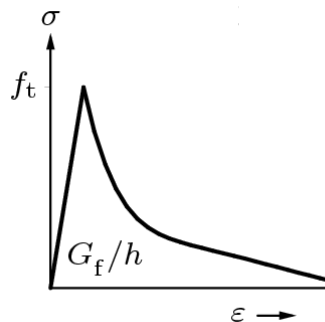


図 3.3.1-2 引張応力-ひずみ関係 (Hordijk モデル)

(2) ひび割れ面でのせん断伝達

ひび割れ発生後のひび割れ面でのせん断伝達モデルには、図 3.3.1-3 に示す Al-Mahaidi モデルを用いる。

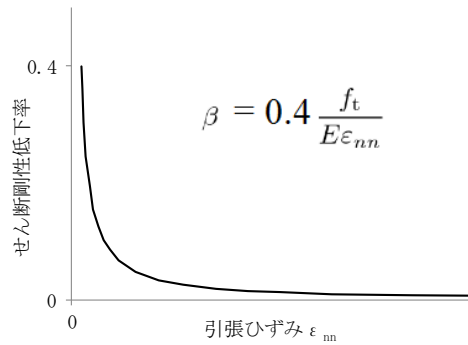


図 3.3.1-3 ひび割れ面でのせん断伝達モデル (Al-Mahaidi モデル)

(3) ひび割れによる圧縮強度低減

ひび割れたコンクリートの圧縮強度低減モデルには、図 3.3.1-4 に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。

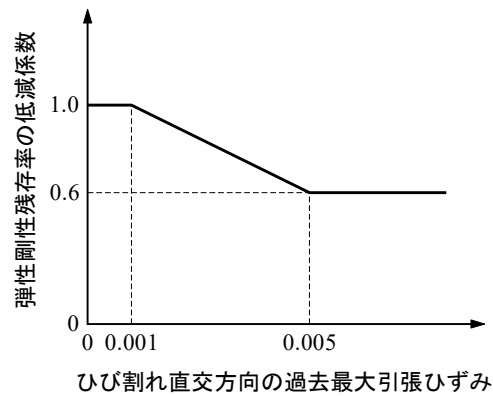


図 3.3.1-4 弾性剛性残存率の低減係数
(「コンクリート標準示方書 2012」より引用)

3.3.2 鋼材

表 3.3.2-1 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 3.3.2-1 に示す von Mises の降伏規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 3.3.2-1 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。

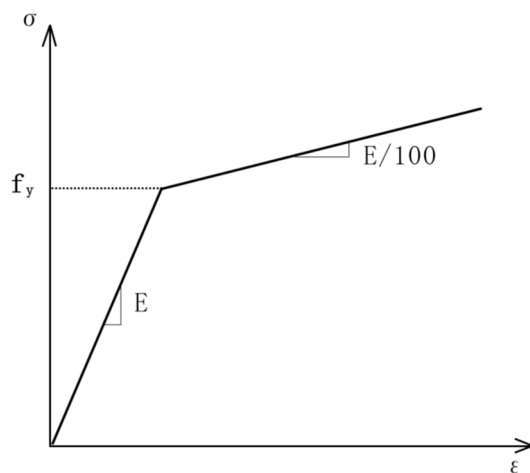


図 3.3.2-1 von Mises の降伏規準を適用したバイリニアモデル

3.3.3 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 3.3.3-1 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 3.3.3-1 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 3.3.3-2 に示す。

表 3.3.3-1 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 3.3.3-1 鋼管柱と充填コンクリート間要素の物性値
 （「複合構造標準示方書〔設計編〕」より引用に一部加筆）

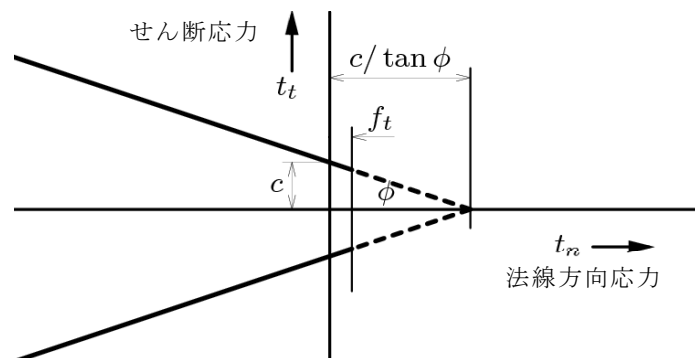


図 3.3.3-2 鋼管とコンクリート間のクーロン摩擦モデル

3.3.4 鉄筋とコンクリート間

鉄筋とコンクリート間の付着特性には図 3.3.4-1 に示す付着応力-すべり-ひずみ関係を適用する。

$$\tau_d = 0.73 f_{cd}' \frac{(\ln(1 + 5000 S / \phi))^3}{1 + 10^5 \times \varepsilon}$$

ここに、 τ_d : 鉄筋軸に沿った各点における局所付着応力 (N/mm²)

$$f_{cd}' = f_{ck}' / \gamma_c$$

f_{ck}' : コンクリートの圧縮強度の特性値 (N/mm²)

γ_c : コンクリートの材料係数

S : 検討する点における鉄筋とコンクリートの相対変位 (mm)

ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

ε : 検討する点における鉄筋のひずみ

図 3.3.4-1 付着応力-すべり-ひずみ関係
(「コンクリート標準示方書 2012」より引用)

3.4 3次元解析モデル作成

3.4.1 解析領域の設定

杭頭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3.4.1-1に3次元FEM解析モデルの概形を、表3.4.1-1に使用要素を示す。

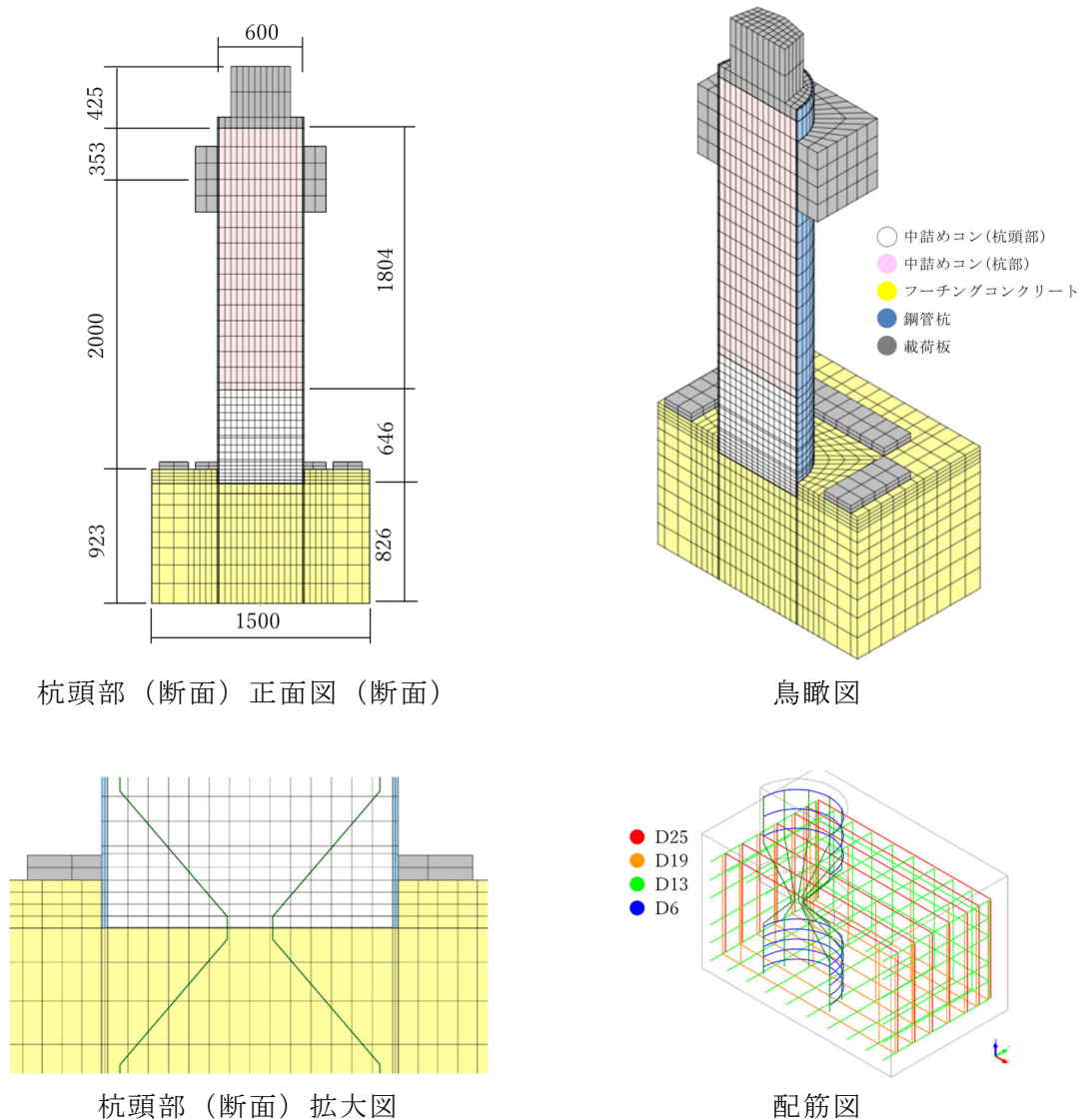


図 3.4.1-1 3次元 FEM 解析モデルの概形

表 3.4.1-1 解析モデル使用要素

部材	使用要素
中詰めコン, フーチングコンクリート 鋼管杭, 載荷板	8 節点ソリッド要素
鉄筋	埋め込み鉄筋要素 (トラス要素)
鋼管杭-コンクリート間	インターフェース要素

3.4.2 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 3.4.2-1 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。

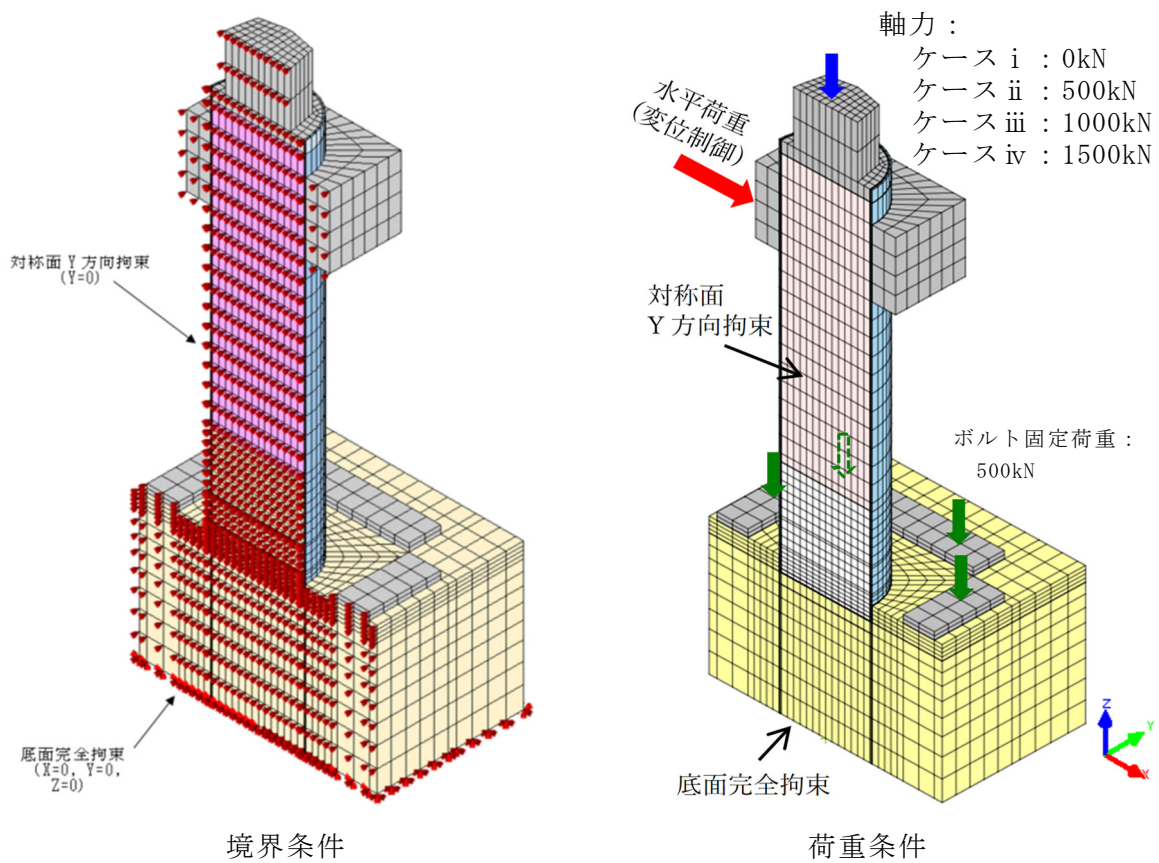


図 3.4.2-1 境界条件及び荷重条件

3.5 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。実験と同じ高さでX方向に強制変位を与えた際の反力を水平荷重として取り出す。このとき、解析モデルが半分であることを考慮し反力を2倍した値を水平荷重としている。

3.5.1 杭頭載荷実験との比較

図3.5.1-1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。

一方で、最大荷重レベル以降は再現できていない。これは「2.3.2 杭頭結合部におけるひび割れ状況」に示すように、実験では載荷側にひび割れが発生し、不連続面が形成されており、これを解析で表現できなかったためと考えられる。

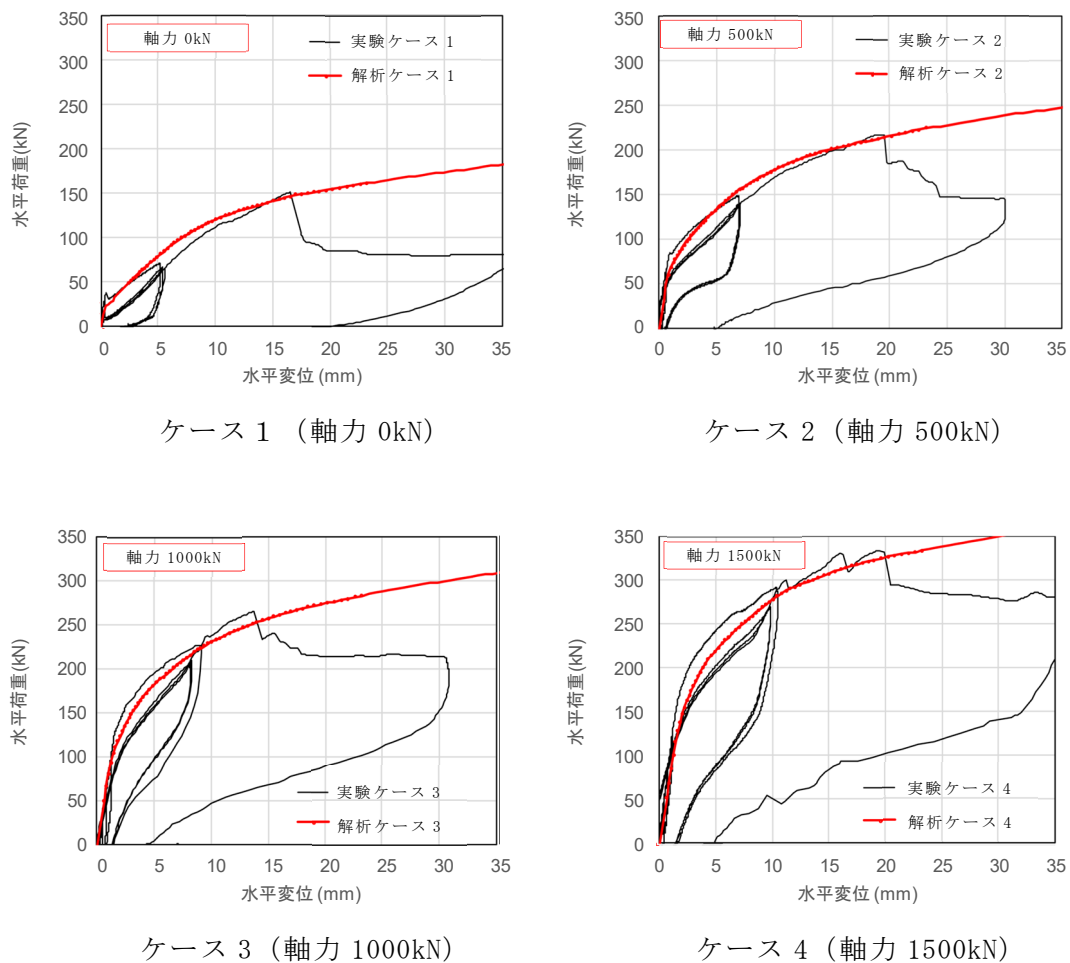


図 3.5.1-1 実験と3次元FEM解析の荷重-変位関係の比較

3.6 再現解析結果

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。

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、当該ひび割れが発生しない（ヒンジ結合に移行しない）ことを確認する。

4. 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，耐震計算書の「4. 耐震評価結果」のうち解析ケース①（基本ケース）において，照査結果が最も厳しい「⑤－⑤断面， $S_s - D(-)$ 」とする。鋼管杭をモデル化し，鋼管杭による地震時の耐震評価への影響を確認する。

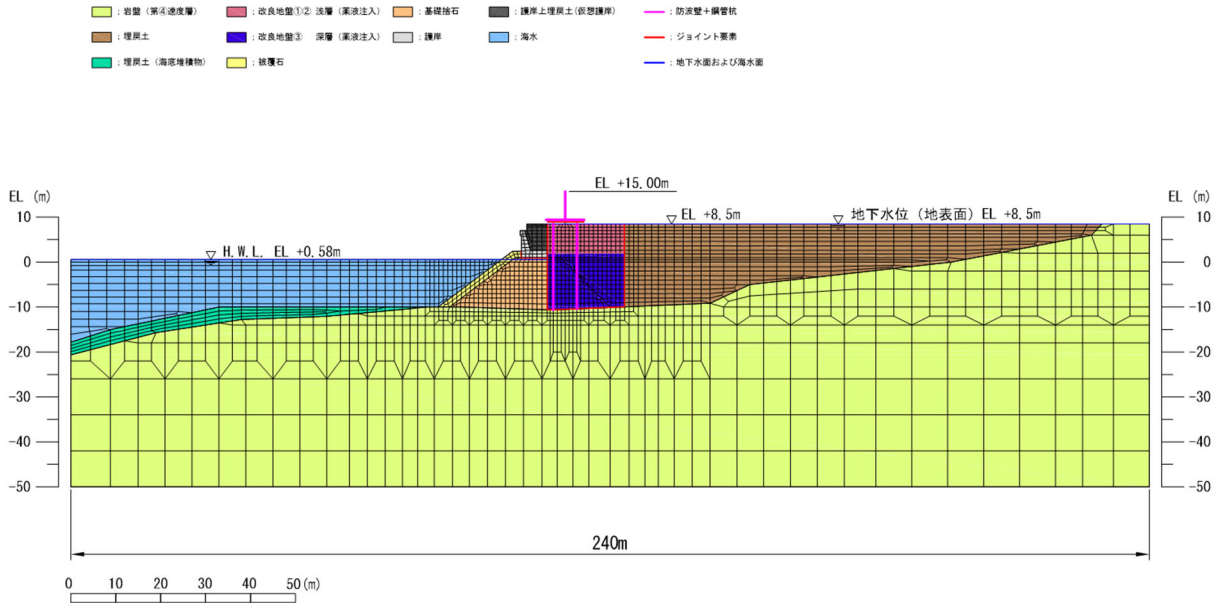


図 4-1 鋼管杭周辺の解析モデル

4.1 鋼管杭のモデル化

4.1.1 杭頭結合部

「2. 杭頭載荷実験」に示す実験結果及び「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すため，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，杭頭結合部のひび割れの発生に伴い，ヒンジ結合に移行することを確認している。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，当該ひび割れが発生しない（ヒンジ結合に移行しない）ことを確認する。

4.1.2 杭支持部

表 4.1.2-1 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 4.1.2-1 に示し，ジョイント要素のばね定数及び物性値を表 4.1.2-2 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 4.1.2-1 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)

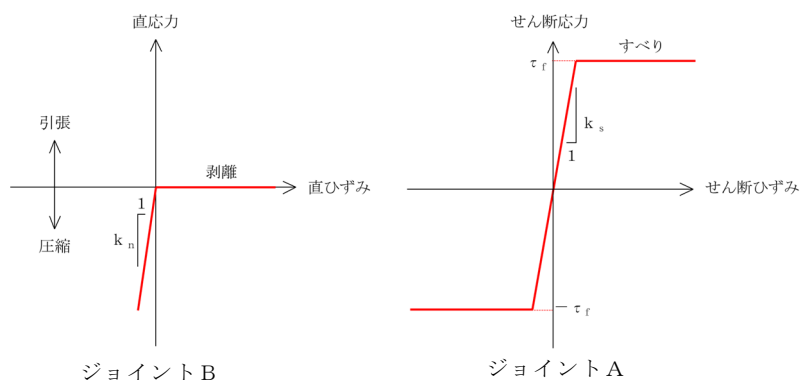


図 4.1.2-1 ジョイント要素の力学特性

表 4.1.2-2 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	—	—

4.1.3 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、地震時に鋼管杭の間を埋戻土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。

鋼管杭の使用材料を表 4.1.3-1 に、材料の物性値を表 4.1.3-2 に示す。また、鋼管杭モデルを図 4.1.3-1 に示す。中詰めコンクリートは鋼管杭と一体化していないことから剛性は考慮せず、単位体積重量のみ考慮する。

表 4.1.3-1 使用材料

材料	諸元
鋼管杭 φ 1300mm	t = 22mm (SKK490)
中詰めコンクリート	設計基準強度 f' _{ck} = 18N/mm ² (杭部) 24N/mm ² (杭頭結合部)

表 4.1.3-2 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 2.0×10⁵ 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。

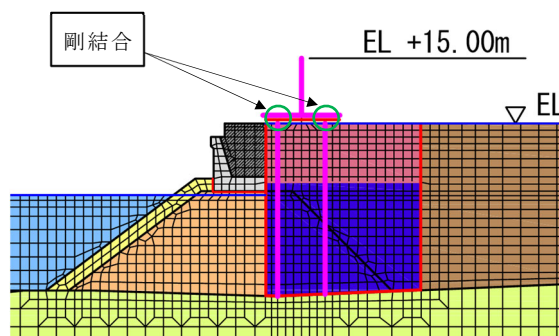


図 4.1.3-1 鋼管杭モデル

4.2 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、「4. 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，解析ケース①，S s - D (- -)」とする。

表 4.2-1 解析ケース

	鋼管杭	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)
「4. 評価結果」 にて評価済み	無	ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
		ケース②	平均値 + 1 σ	平均値
		ケース③	平均値 - 1 σ	平均値
影響検討	有	ケース①	平均値	平均値

4.3 部材照査

鋼管杭による地震時の耐震評価への影響確認は、地震応答解析に基づいて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と支圧応力が許容限界以下であることを確認する。

4.3.1 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 4.3.1-1 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* ² (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$)	許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}	0.90
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。)

4.3.2 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。

(1) 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 4.3.2-1 に示す算定される垂直支圧応力 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 4.3.2-2 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

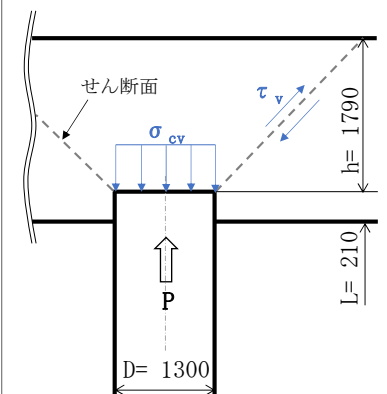
$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h) h} \leq \tau_a \dots\dots\dots(\text{III.6.2})$$


図 4.3.2-1 押し込み力に対する照査

図 4.3.2-2 押し込み力に対する照査図

(「杭基礎設計便覧 2007 年」より引用に一部加筆)

(2) 水平力に対する照査

鋼管杭の水平力に対する照査は、図 4.3.2-3 に示す水平支圧応力 σ_{ch} 及び水平方向の押抜きせん断応力 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 4.3.2-4 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 4.3.2-3 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)

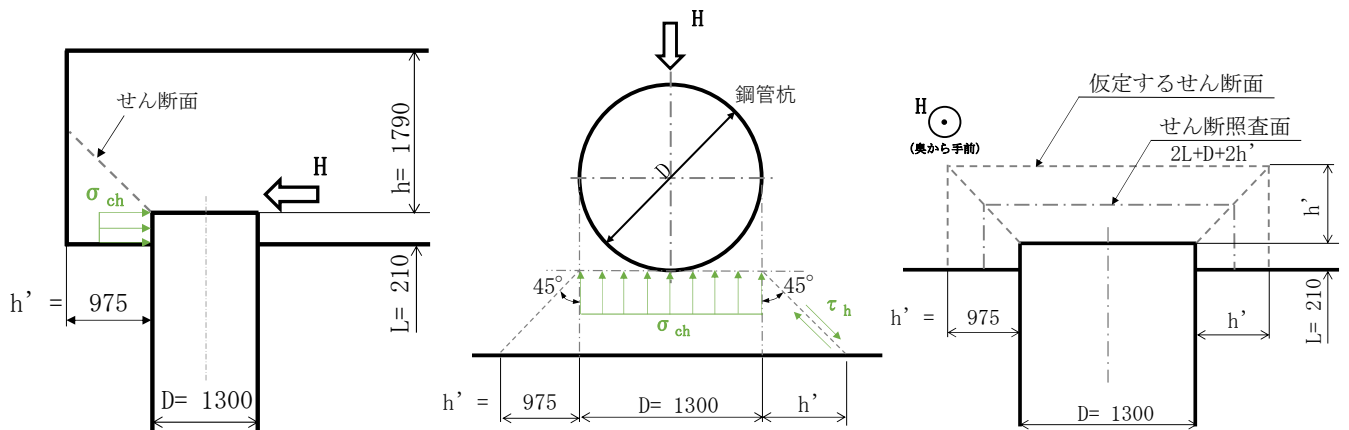


図 4.3.2-4 水平力に対する照査図

5. 評価結果

5.1 鋼管杭の影響検討

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5.1-1及び表5.1-2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いることから、鋼管杭による影響が軽微であることを確認した。

表 5.1-1 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) 2.5	(σ_{ca}) 13.5	σ_c / σ_{ca}	0.186
		(σ_s) 89.9	(σ_{sa}) 294	σ_s / σ_{sa}	0.306
	せん断	(τ) 0.57	(τ_a) 0.67	τ / τ_a	0.851
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	(σ_{cv}) 2.1	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{cv} / \sigma_{ba}$	0.195
		(τ_v) 0.16	(τ_{va}) 0.90	τ_v / τ_{va}	0.178
	水平力 に対する 照査	(σ_{ch}) 4.0	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$	0.371
		(τ_h) 0.31	(τ_{ha}) 0.90	τ_h / τ_{ha}	0.345

表 5.1-2 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) 2.5	(σ_{ca}) 13.5	σ_c / σ_{ca}	0.186
		(σ_s) 87.8	(σ_{sa}) 294	σ_s / σ_{sa}	0.299
	せん断	(τ) 0.58	(τ_a) 0.67	τ / τ_a	0.866
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	(σ_{cv}) 2.1	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{cv} / \sigma_{ba}$	0.195
		(τ_v) 0.16	(τ_{va}) 0.90	τ_v / τ_{va}	0.178
	水平力 に対する 照査	(σ_{ch}) 4.1	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$	0.380
		(τ_h) 0.31	(τ_{ha}) 0.90	τ_h / τ_{ha}	0.345

5.2 杭頭結合部の応力状態の確認

「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、ヒンジ結合に移行していないことを確認する。応力の比較に用いる杭頭拘束モーメントの算定方法を以下に示す。

(1) 杭頭拘束モーメントの算定方法

2次元FEM解析結果（FLIP）から得られる杭頭部の断面力から杭頭部の状態を評価するために、載荷実験結果から「軸力－杭頭拘束モーメント関係」について整理する。ここで「杭頭拘束モーメント」とは、載荷実験における水平荷重に図5.2-1に示す載荷点と杭頭部間のアーム長2.097mを乗じ、軸力による付加モーメント（軸力×水平変位）を加算することで算出したモーメントを指す。

$$\text{杭頭拘束モーメント} = \text{水平荷重} \times 2.097\text{m} + \text{軸力} \times \text{水平変位}$$

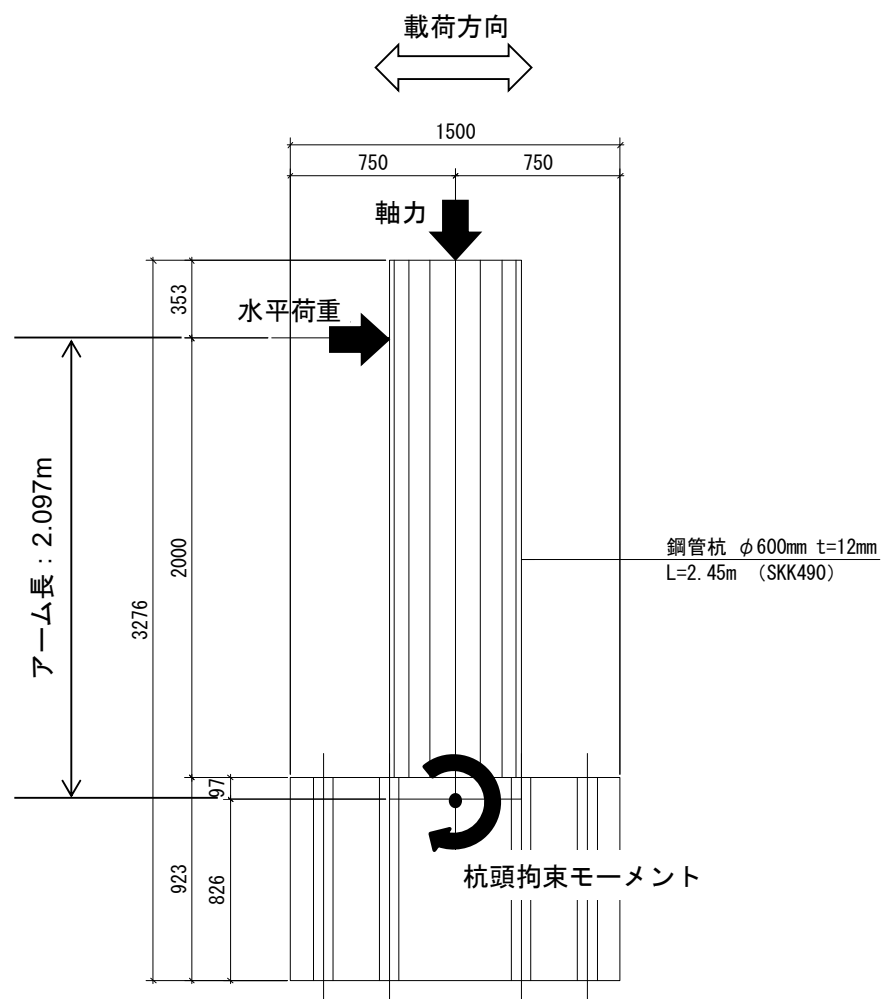


図 5.2-1 供試体側面図

杭頭部がヒンジ結合に移行した際の杭頭拘束モーメントは、図 5.2-2 に示す杭頭
 載荷実験結果のうち、保守的に水平荷重が低下し荷重を保持したまま変位が進行し
 始めた時 (①) と、実験終了時 (②) の水平荷重及び水平変位の平均値を用いて算
 出するものとする。ヒンジ結合移行時の杭頭拘束モーメントの算出結果を表 5.2-1
 に示す。

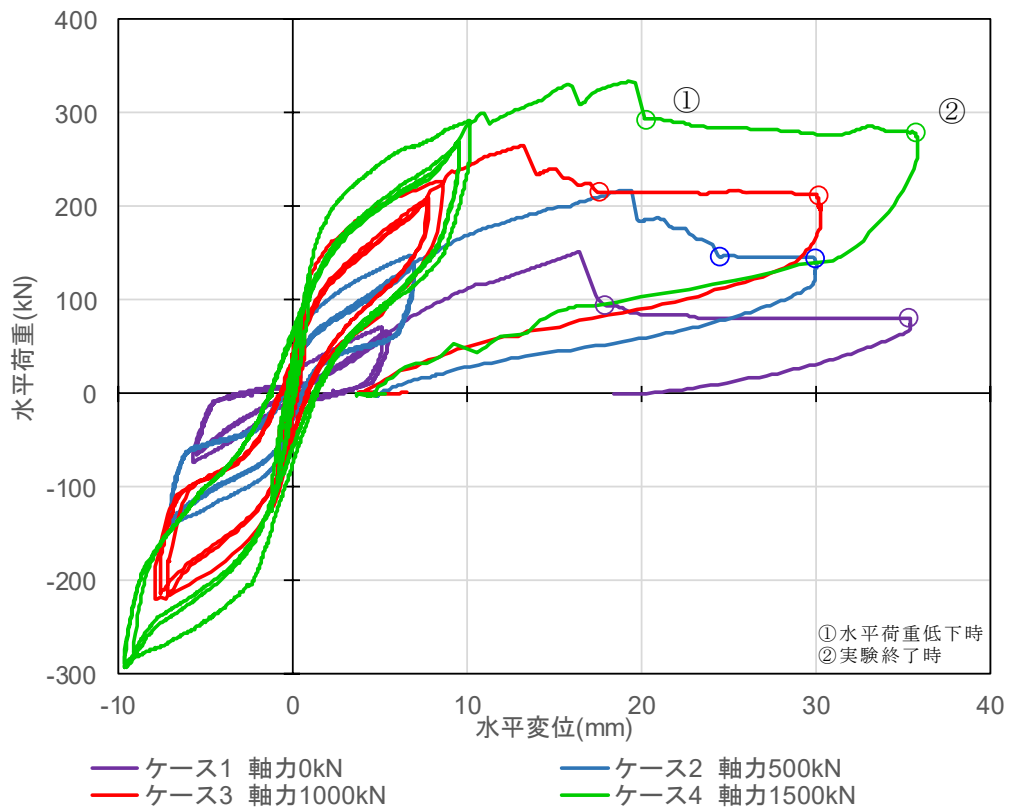


図 5.2-2 杭頭載荷実験結果 (水平荷重-水平変位関係) ヒンジ結合移行時

表 5.2-1 ヒンジ結合移行時の杭頭拘束モーメント (実験値)

ケース	軸力	①水平荷重低下時		②実験終了時		平均		アーム長	杭頭拘束 モーメント
		水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位		
—	—	kN	mm	kN	mm	kN	mm	m	kN・m
1	0	95.2	17.87	80.9	35.29	88.1	26.58	2.097	185
2	500	146.9	24.49	145.6	29.93	146.3	27.21	2.097	320
3	1000	216.0	17.56	212.8	30.11	214.4	23.84	2.097	473
4	1500	294.0	20.24	279.5	35.68	286.8	27.96	2.097	643

表 5.2-1 で求めた杭頭載荷実験値の杭頭拘束モーメントを実構造物のスケールに換算する。表 5.2-2 に軸力及び杭頭拘束モーメントを示す。杭頭載荷実験の縮尺 $\alpha = 6/13$ より、実構造物換算値の軸力は実験値の $\alpha^2 = (13/6)^2$ 倍とし、モーメントは $\alpha^3 = (13/6)^3$ 倍としている。図 5.2-3 に換算した軸力-杭頭拘束モーメント関係を示す。

表 5.2-2 軸力及び杭頭拘束モーメント

ケース	実験値		実構造物換算値	
	軸力 (kN)	杭頭拘束 モーメント (kN・M)	軸力 (kN)	杭頭拘束 モーメント (kN・M)
(縮尺)	×1	×1	×(13/6) ²	×(13/6) ³
1	0	185	0	1882
2	500	320	2347	3255
3	1000	473	4697	4811
4	1500	643	7042	6540

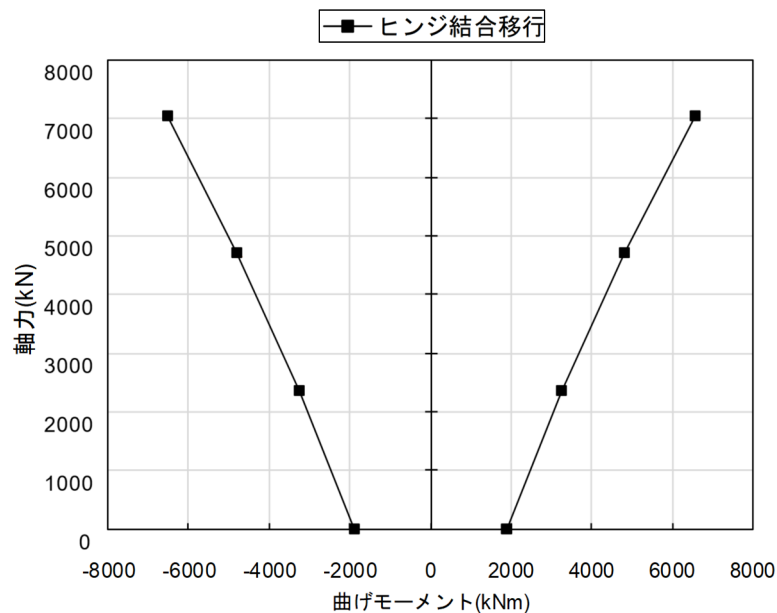


図 5.2-3 軸力-杭頭拘束モーメント関係 (実構造物換算)

(2) 解析結果との比較による応力状態の確認

「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、ヒンジ結合に移行してい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5.2-4に示す。解析結果を図5.2-4にプロットした結果、発生曲げモーメントは、ヒンジ結合に移行する曲げモーメント線の内側にあるため、杭頭部はヒンジ結合に移行していないと考えられる。

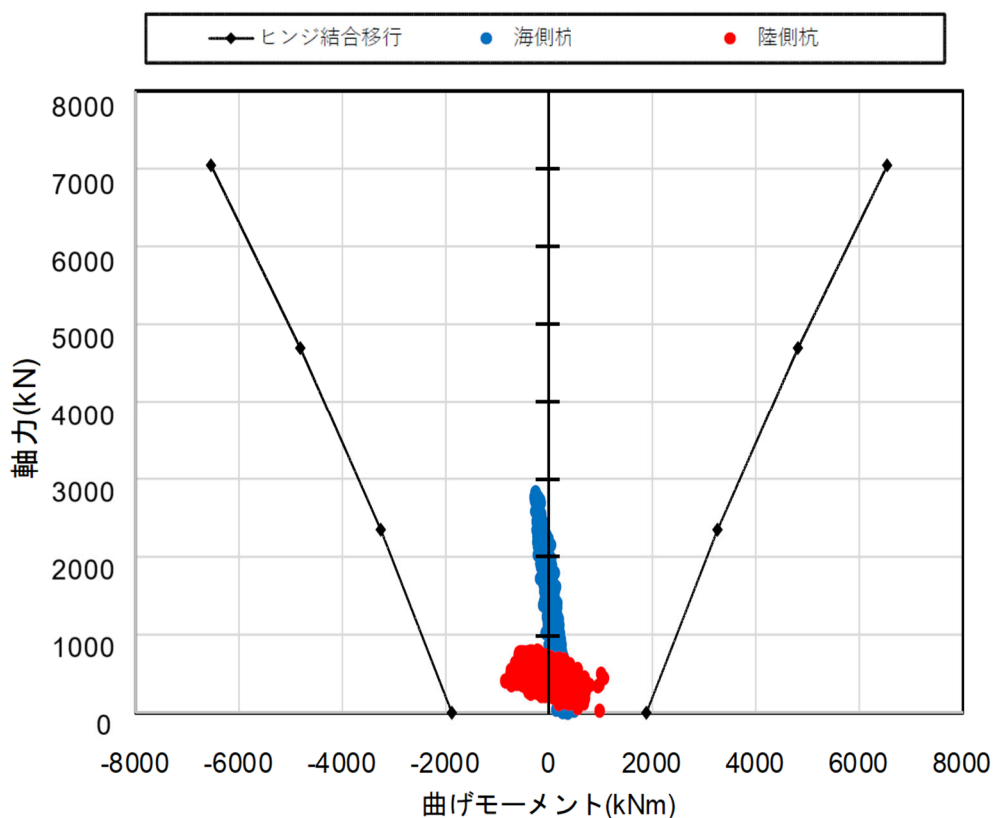


図 5.2-4 杭頭載荷実験結果と2次元FEM解析結果の応力比較

(参考資料 3) 改良地盤①～③の物性値の設定方法について

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。

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。

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 2-1 及び図 2-2 に改良地盤①～③の配置図を示す。

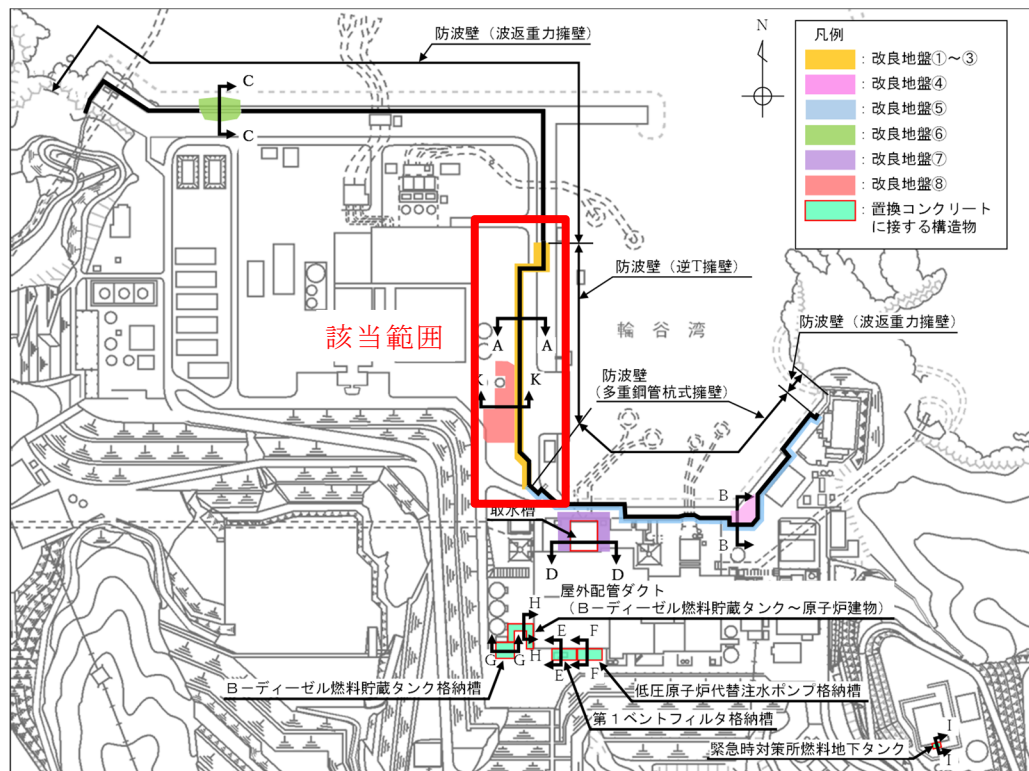


図 2-1 改良地盤①～③の平面配置図

(単位 : m)

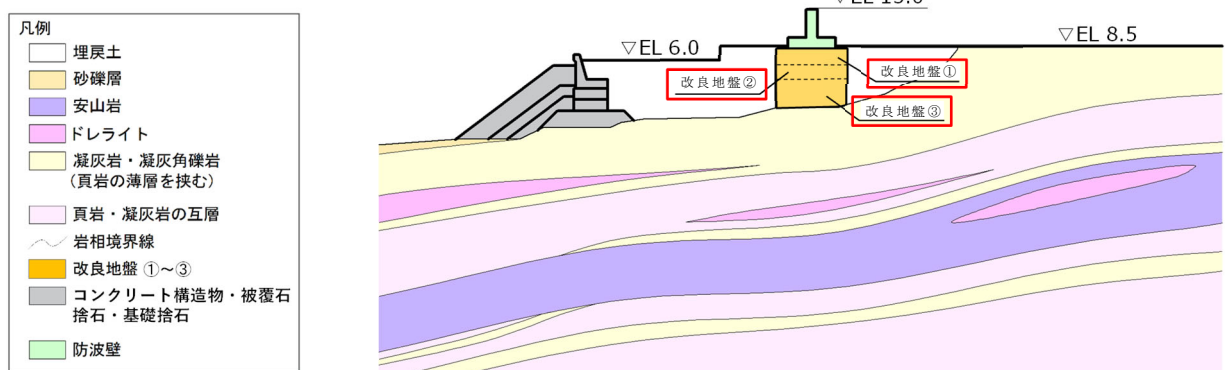


図 2-2 改良地盤①～③の配置図

(防波壁 (逆 T 擁壁), A-A 断面)

(参考) 3-2

2.1 室内試験を踏まえた解析用物性値の設定

2.1.1 試験方法

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

表 2.1.1-1 改良地盤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

2.1.2 解析用物性値の設定方法

(1) 残留強度

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

(2) 引張強度 σ_t

引張強度については、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 2.1.2-1 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 2.1.2-1 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_{50} 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 2.1.2-2 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 2.1.2-2 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 × 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 × 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 × q_{usg}

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

*2: $\sigma_{tsg} \Rightarrow$ 引張強度 (= σ_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。

2.1.3 解析用物性値の設定

(1) 試験結果

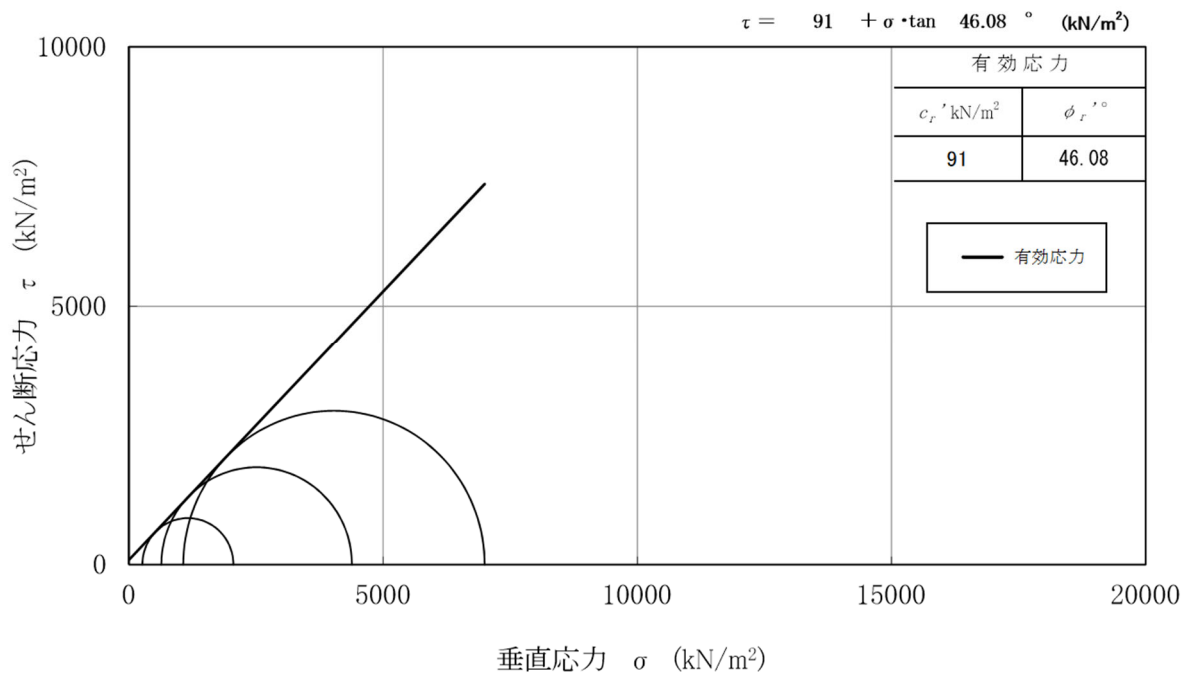
改良地盤①～③の室内試験における試験数量を表 2.1.3-1 に示す。また、試験結果を表 2.1.3-2 及び図 2.1.3-1 に示す。

表 2.1.3-1 改良地盤①～③の室内試験における試料数量

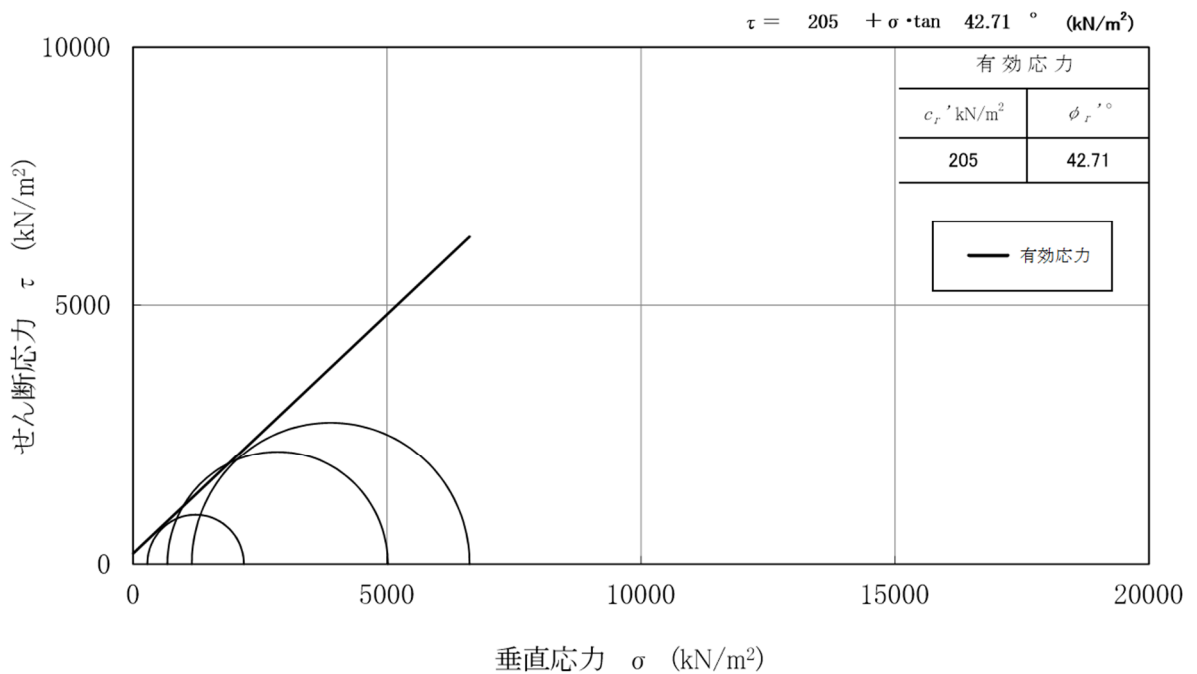
項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量	
			供試体 1 (W/C=200%)	供試体 2 (W/C=300%)
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3	3
残留強度 (粘着力, 内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3	3

表 2.1.3-2 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 2.1.3-1 改良地盤①～③における三軸圧縮試験結果

(2) 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 2.1.3-3 に示す。

表 2.1.3-3 残留強度の物性値

	粘着力 c' [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ' [°]
改良地盤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 2.1.3-4 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 2.1.3-4 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

2.2 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 2.2-1 に、その設定根拠を表 2.2-2 に示す。

表 2.2-1 改良地盤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 2.2-2 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