

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 08
提出年月日	2022年11月17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11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
 - （参考資料1）被覆コンクリート壁及び鋼管杭の仕様を踏まえた評価対象断面の確認について
 - （参考資料2）1次元地震応答解析による地震時応答加速度の比較について
 - 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。

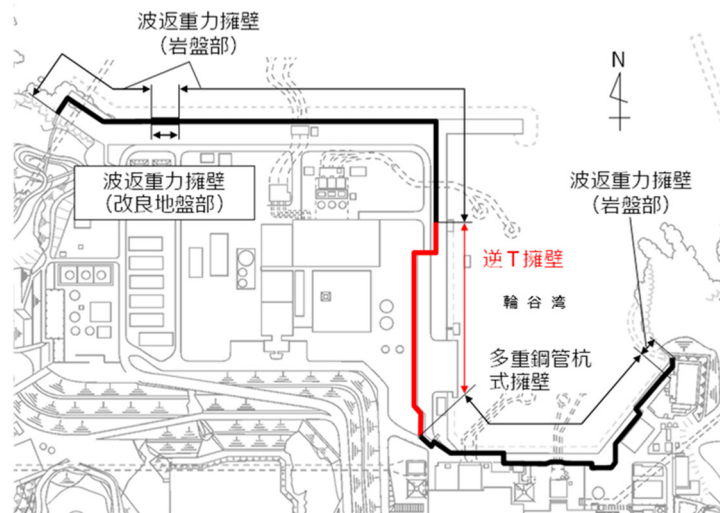


図1.8.2-1 防波壁（逆T擁壁）の平面配置図

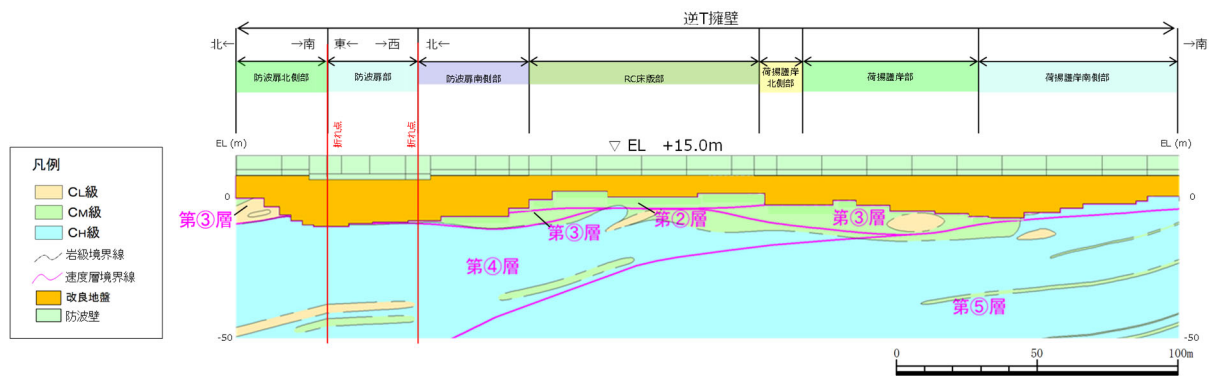
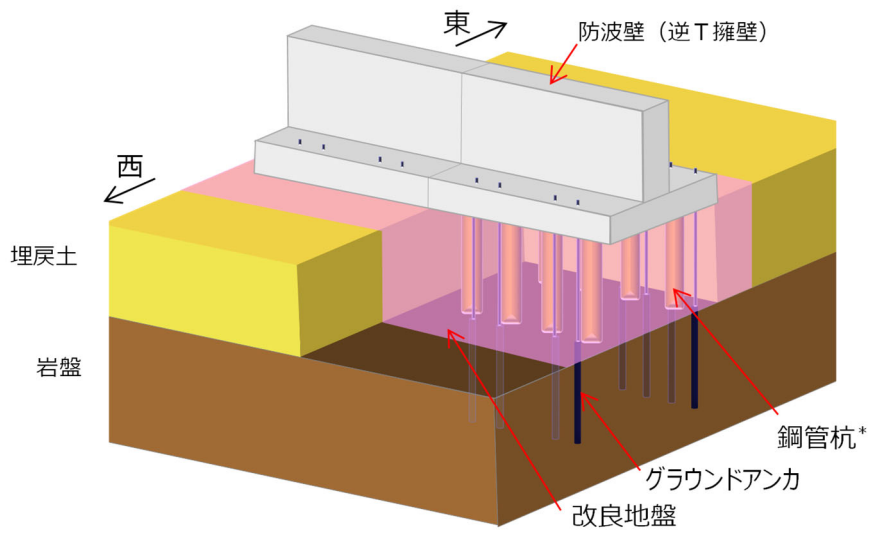
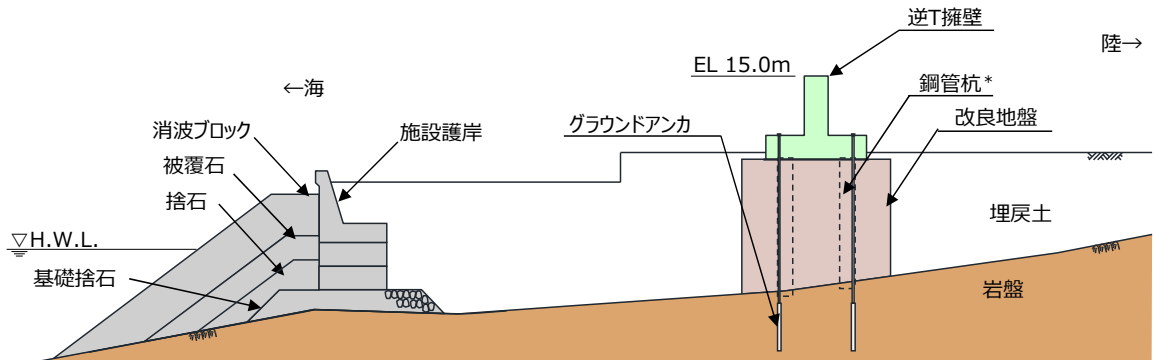


図 1.8.2-2 防波壁（逆 T 擁壁）の縦断面図



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 1.8.2-3 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。

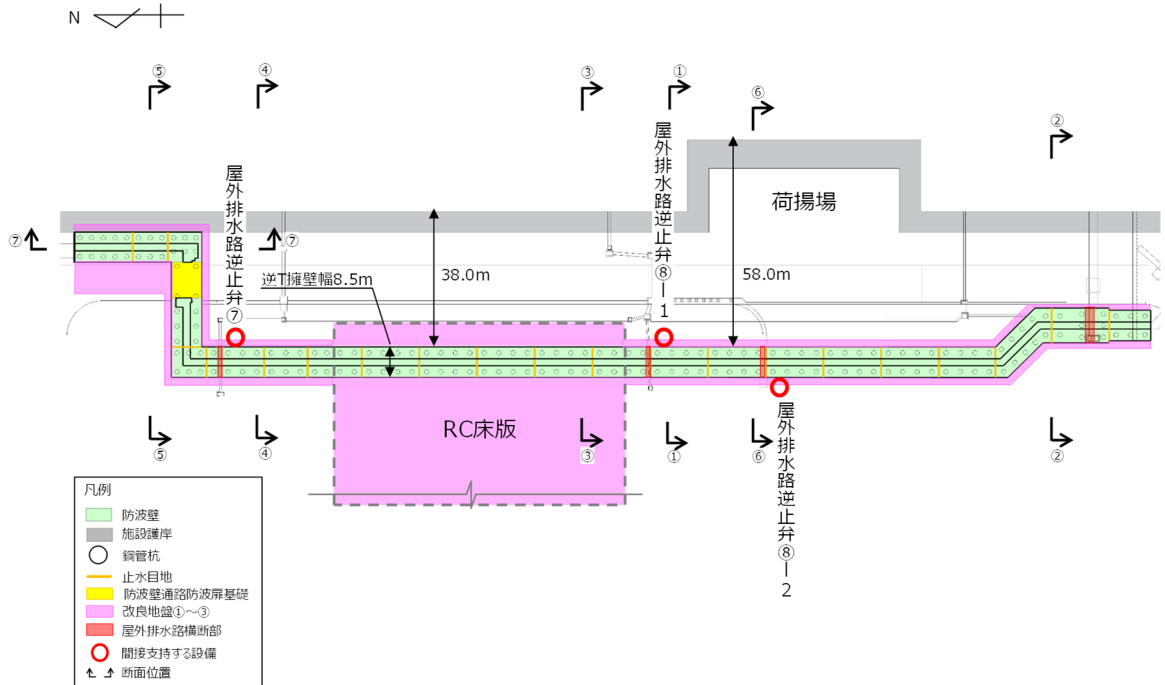


図 1.8.2-5 防波壁（逆 T 擁壁）平面配置図

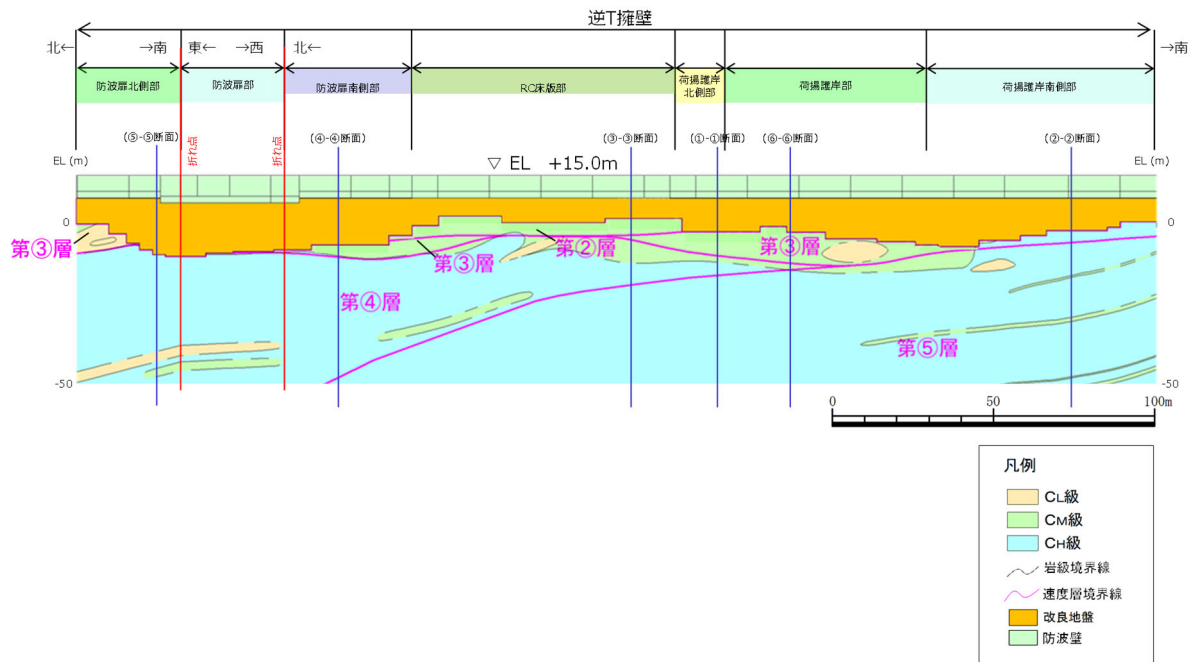


図 1.8.2-6 防波壁（逆 T 擁壁）縦断面図

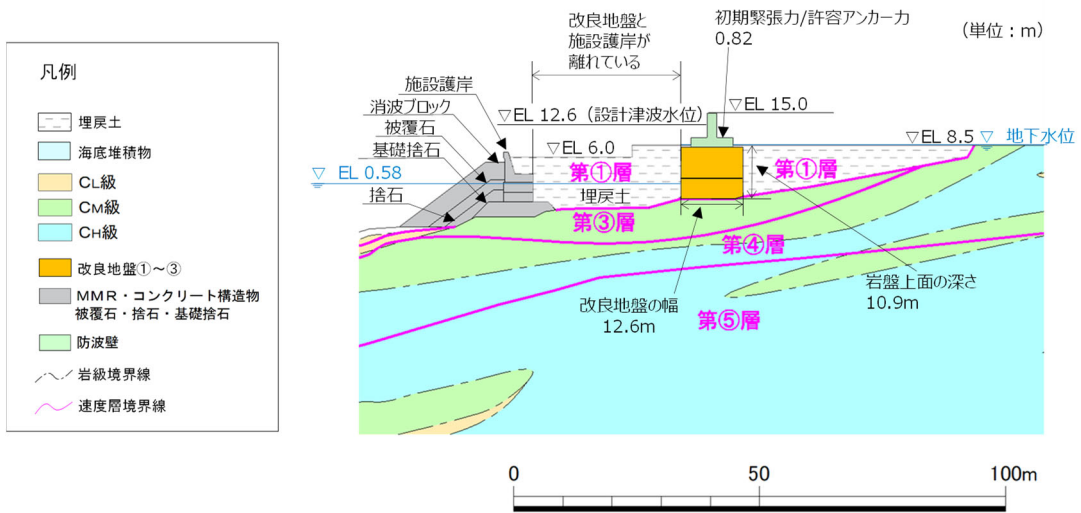


図 1.8.2-7 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（①-①断面）

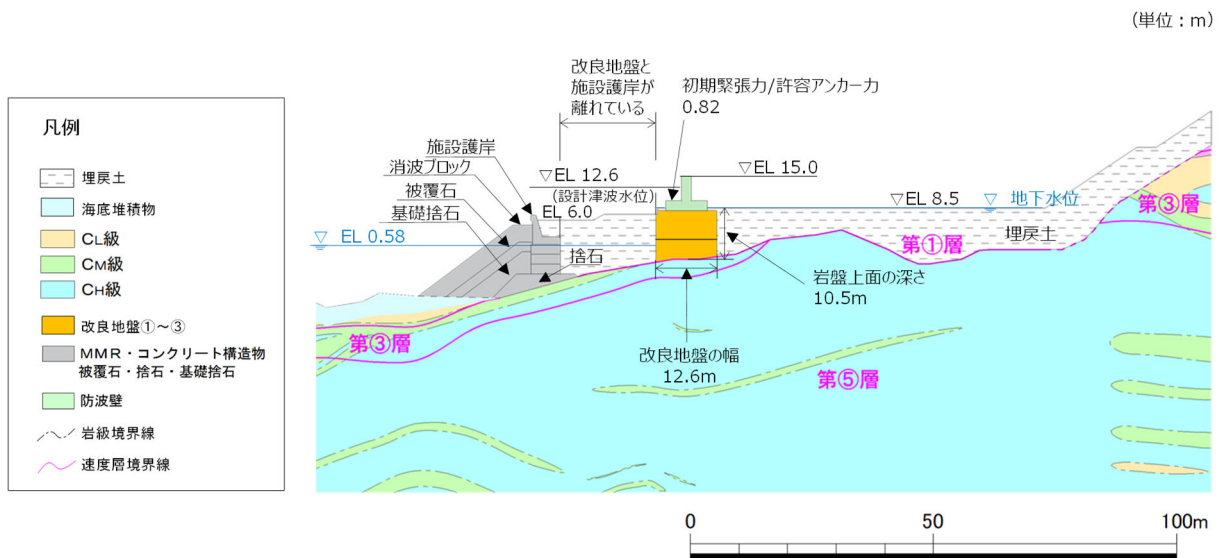


図 1.8.2-8 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（②-②断面）

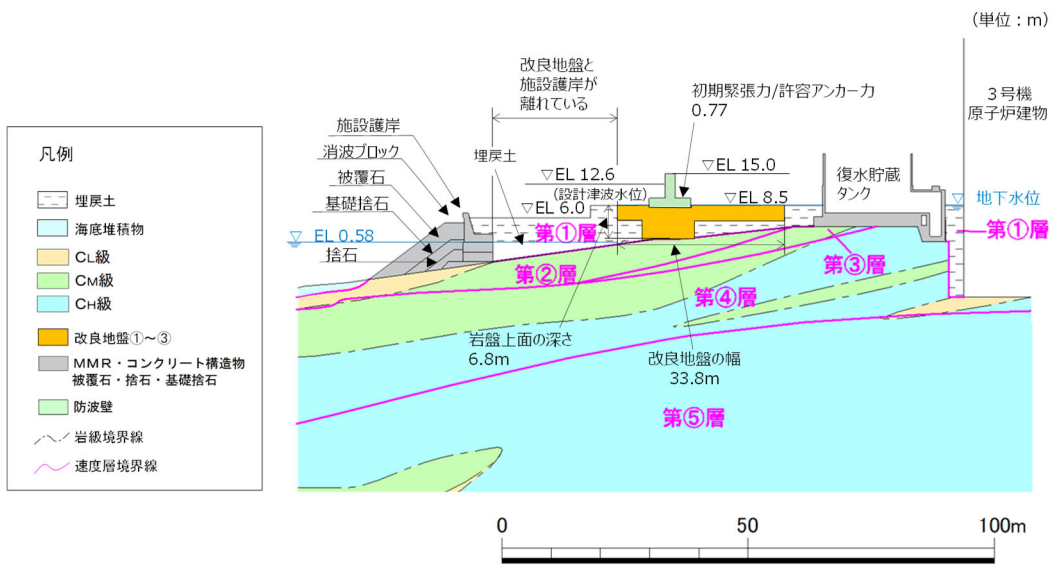


図 1.8.2-9 防波壁（逆T擁壁）の横断面図（③-③断面）

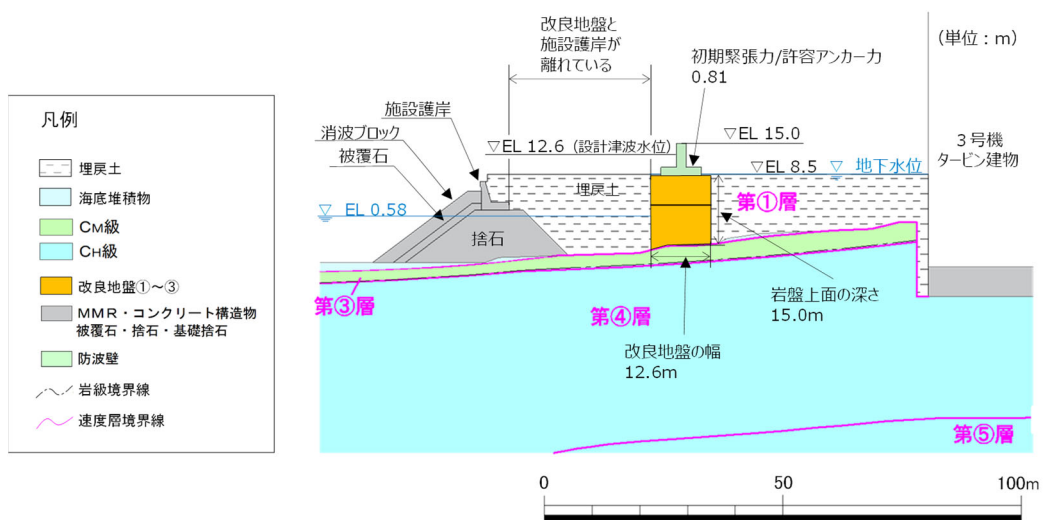


図 1.8.2-10 防波壁（逆T擁壁）の横断面図（④-④断面）

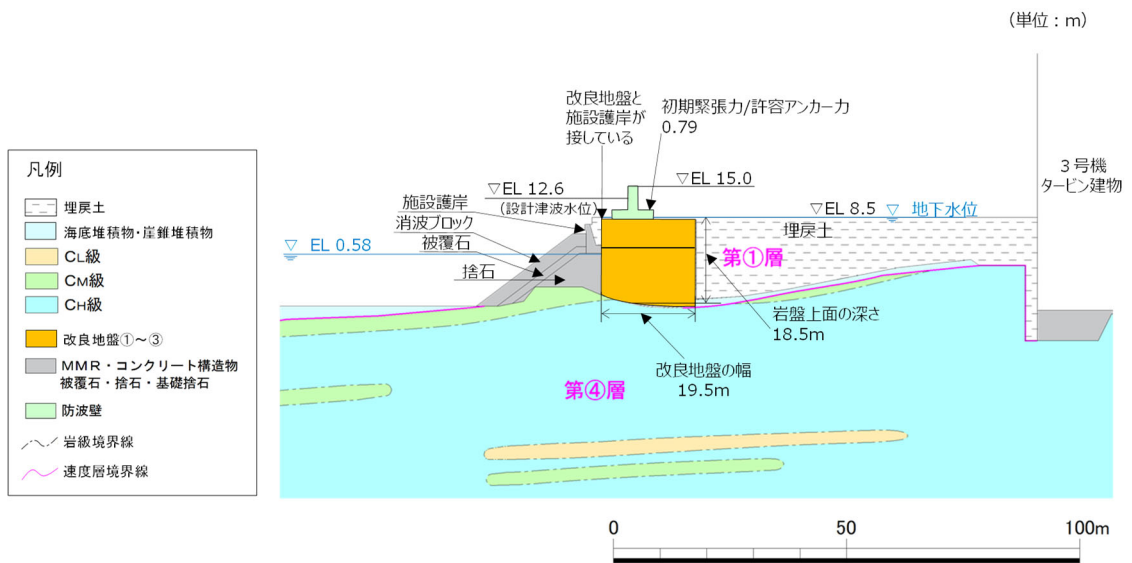


図 1.8.2-11 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑤-⑤断面）

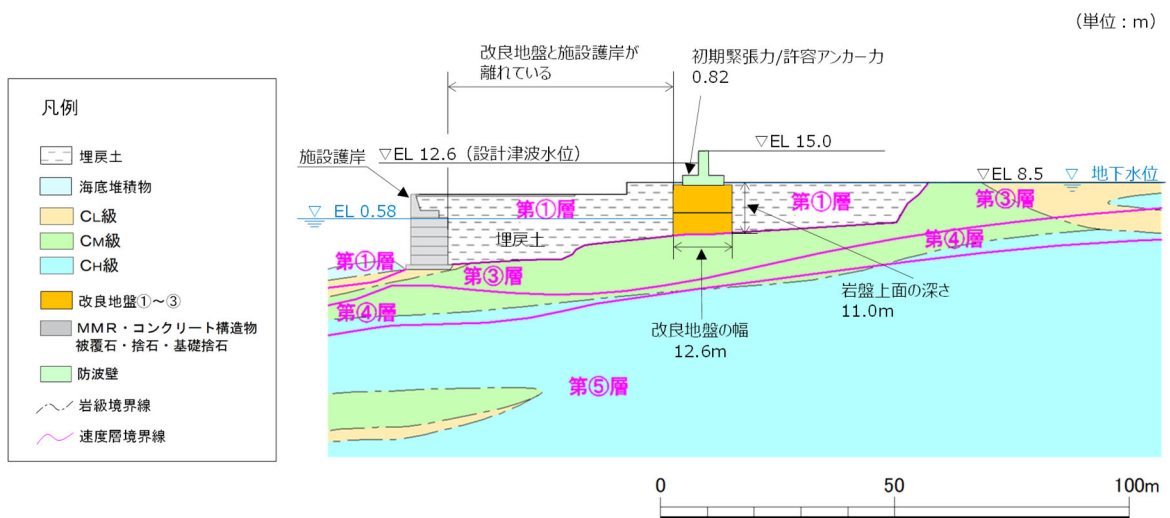


図 1.8.2-12 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑥-⑥断面）

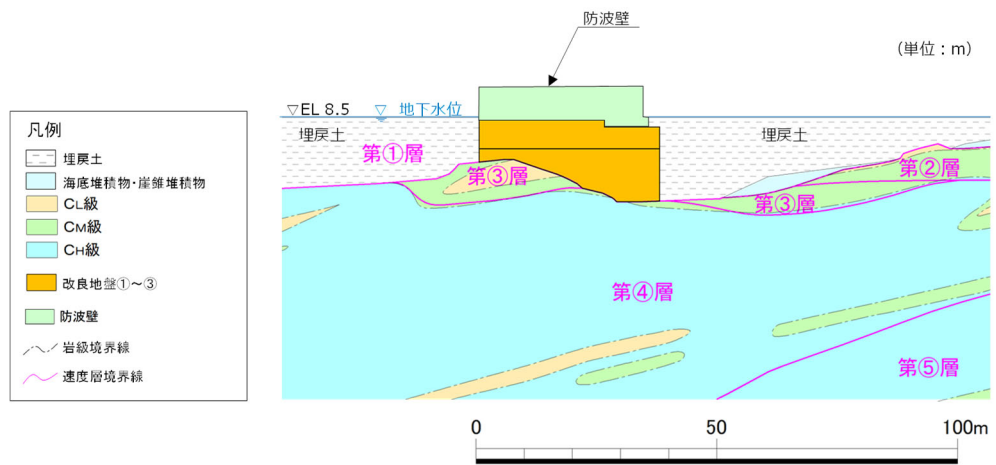


図 1.8.2-13 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑦-⑦断面）

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 *1	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)	
	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)
	グラウンド ドアンカ			引張	
				(許容アンカー力以下) *4	
地盤	改良 地盤 *2	支持力	すべり安全率 (基礎地盤)	—	すべり安全率
					(1.2 以上)
	岩盤	(極限支持 力度以下) *3	(1.5 以上)		—

注記 *1：漂流物対策工については，追而とする。

*2：RC 床版については，保守的に改良地盤として扱う。

*3：妥当な安全余裕を考慮する。

*4：グラウンドアンカを考慮した滑動・転倒に対する照査も実施する。

(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、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。
- ・岩盤上面の傾斜については、一様に東方の海側に 5～10° 傾斜しており、大きな差異は認められないため、選定上の観点としない。
- ・逆 T 擁壁背面の埋戻土については、液状化により傾斜方向（海側）に流動化し、逆 T 擁壁の地震応答に影響すると考えられるが、その土圧は岩盤の上面深さに依存すると考えられることから、岩盤上面の深さの影響に包含されるため、選定上の観点としない。

- ・改良地盤と施設護岸との位置関係については、改良地盤と施設護岸との間に分布する埋戻土は液状化により傾斜方向（海側）に流動するため、改良地盤と施設護岸が離れている場合、改良地盤及び逆 T 擁壁の地震時応答加速度等への影響は小さくなると考えられる。改良地盤と施設護岸が近接している場合、施設護岸の改良地盤及び逆 T 擁壁の地震時応答加速度等への影響は大きくなると考えられることから、選定上の観点とする。
 なお、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、これらが無い場合を不確かさケースとして評価する。
- ・岩級については、地震時応答加速度及び地盤変位への影響がないことから、選定上の観点としない。

【許容アンカー力に占める初期緊張力の割合】

- ・グラウンドアンカの照査に用いる発生アンカー力は、初期緊張力（設計アンカー力）に地震時緊張力増分を加えたものであり、大半を初期緊張力が占め、地震時増分は微小と考えられることから、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合は、照査値と同等になる。
 初期緊張力については、耐津波評価において、逆 T 擁壁が転倒しないよう、エリア毎に異なる値を設定している。
 一方で、初期緊張力に応じてアンカー体長を変更することで、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合が 0.8 程度となるように設計している。（図 1.8.2-14 参照）
 以上のことから、グラウンドアンカの照査値は、どの地点でも同等になると考えられるが、上記割合に若干の差異があること、照査値が 0.8 以上と厳しくなると想定されることから、選定上の観点とする。

【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】

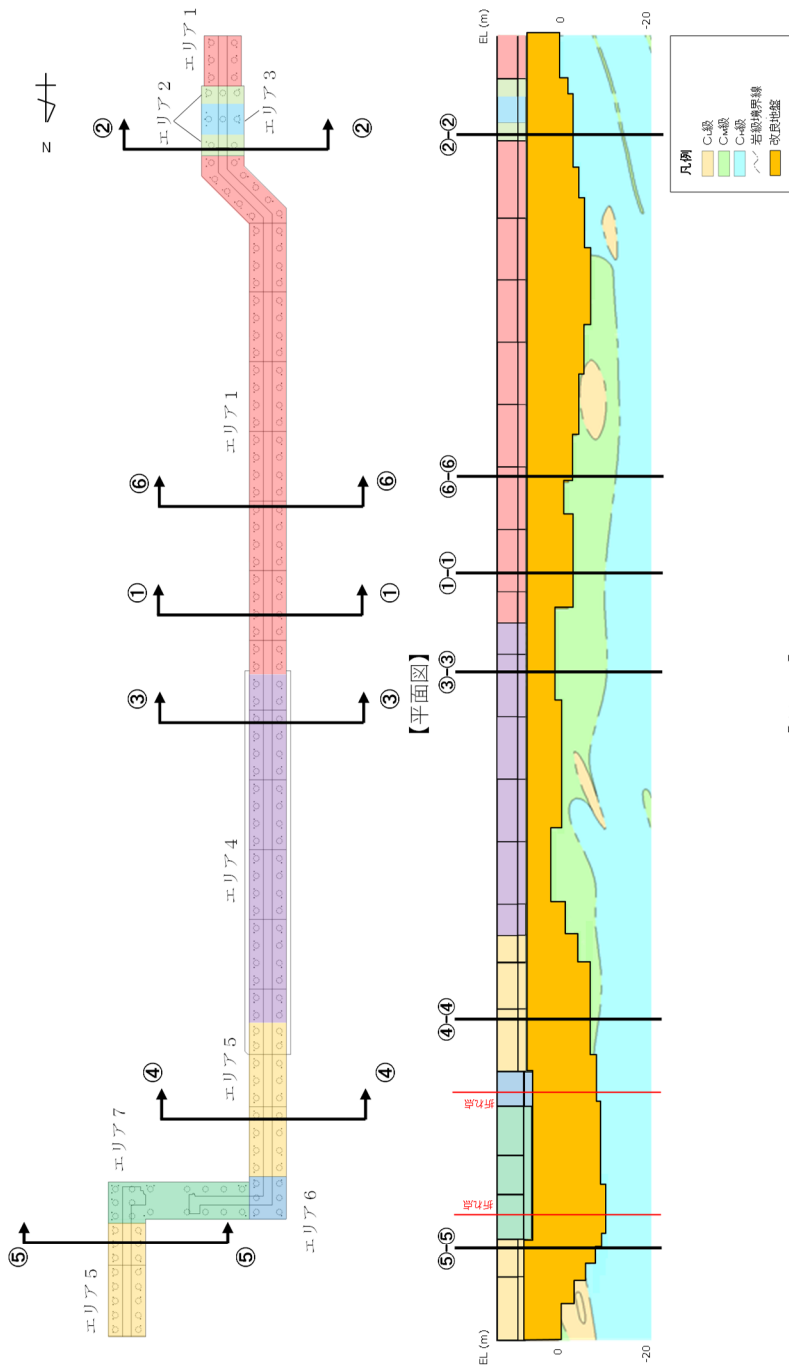
- ・入力津波については、図 1.8.2-6～図 1.8.2-12 に示すとおり、逆 T 擁壁における設計津波水位は EL 12.6m で一定であるため、選定上の観点としない。

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。	○
	岩盤上面の傾斜	・岩盤上面の傾斜については、一様に東方の海側に 5~10° 傾斜しており、大きな差異は認められないため、選定上の観点としない。	—
	逆 T 擁壁周辺の埋戻土	・液状化により傾斜方向（海側）に流動化し、逆 T 擁壁の地震応答に影響すると考えられるが、その土圧は岩盤の上面深さに依存すると考えられることから、岩盤上面の深さの影響に包含されるため、選定上の観点としない。	—
	改良地盤と施設護岸との位置関係	<ul style="list-style-type: none"> ・改良地盤と施設護岸との位置関係については、改良地盤と施設護岸との間に分布する埋戻土は液状化により傾斜方向（海側）に流動するため、改良地盤と施設護岸が離れている場合、改良地盤及び逆 T 擁壁の地震時応答加速度等への影響は小さくなると考えられる。改良地盤と施設護岸が近接している場合、施設護岸の改良地盤及び逆 T 擁壁の地震時応答加速度等への影響は大きくなると考えられることから、選定上の観点とする。 ・なお、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、これらが無い場合を不確かさケースとして評価する。 	○
	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。	—
許容アンカー力に占める初期緊張力の割合		<ul style="list-style-type: none"> ・グラウンドアンカの照査に用いる発生アンカー力は、初期緊張力（設計アンカー力）に地震時緊張力増分を加えたものであり、大半を初期緊張力が占め、地震時増分は微小と考えられることから、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合は、照査値と同等になる。 ・初期緊張力については、耐津波評価において、逆 T 擁壁が転倒しないよう、エリア毎に異なる値を設定している。 ・一方で、初期緊張力に応じてアンカー体長を変更することで、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合が 0.8 程度となるように設計している。（図 1.8.2-14 参照） ・以上のことから、グラウンドアンカの照査値は、どの地点でも同等になると考えられるが、上記割合に若干の差異があること、照査値が 0.8 以上と厳しくなると想定されることから、選定上の観点とする。 	○

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*
地下水位	<ul style="list-style-type: none"> 逆T擁壁における設計用地下水位は、防波壁より陸側はEL 8.5m、防波壁より海側はEL 0.58mで一定であるため、選定上の観点としない。 	—
隣接構造物の有無	<ul style="list-style-type: none"> 隣接構造物は無いため、選定上の観点としない。 逆T擁壁には、液状化抑制を目的とした自主的な裕度向上対策として、流動化処理工法による改良地盤⑧が隣接している。改良地盤⑧は、埋戻土よりも剛性が高いため、大きな影響はないと考えられるが、念のため、改良地盤⑧をモデル化した場合の影響確認を行う。 	△
間接支持される機器・配管系の有無	<ul style="list-style-type: none"> 屋外排水路逆止弁を支持する。屋外排水路逆止弁の耐震評価に用いる加速度応答抽出断面の選定については、「補足-027-08 浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」のうち「屋外排水路逆止弁に関する補足説明」に示す。 	—
入力津波	<ul style="list-style-type: none"> 逆T擁壁における設計津波水位はEL 12.6mで一定であるため、選定上の観点としない。 	—

注記*：○；観点とする。—；観点としない。△；影響確認を行う。



アンカー種別	伸孔径 (mm)	PC鋼φ (mm)	PC鋼本数 (本)	テンドン自由長* (mm)	アンカー一体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの極限引張り力 (kN)	テンドンの降伏引張り力 (kN)	テンドンの見かけの周長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	海側のグラウンドアンカー設置間隔 (mm)	設計アンカー力/許容アンカー力
エリア1				8000~18000	8500				1440	1764	2000	0.82
エリア2				11000~13500	10000				1700	2076	1650	0.82
エリア3				12500~13000	9000				1500	1868	1535	0.80
エリア4				7000~11500	8500	2800	2400	138.4	1360	1764	2000	0.77
エリア5	135	15.2	11	10000~20500	7000				1170	1453	1625 (北側) 2000 (南側)	0.81
エリア6				17000~18500	9500				1550	1972	1650	0.79
エリア7				17500~20000	10000				1650	2076	1650	0.79

注記* : テンドン自由長部はアンカー一体が岩盤に確実に定着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

図 1.8.2-14 逆 T 擁壁に設置されたグラウンドアンカーの諸元

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 1.8.2-15 に、縦断位置図を図 1.8.2-16 に示す。

①-①断面は、逆 T 擁壁直下の改良地盤の幅が 12.6m と狭いこと、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合が 0.82 と最も高いこと及び設置変更許可段階における構造成立性評価断面であることから、施設・地盤の健全性評価（逆 T 擁壁の曲げ・せん断・アンカーによる支圧，グラウンドアンカの引張，改良地盤の内的安定），基礎地盤の支持性能評価（改良地盤及び岩盤の支持力）及び変形性評価（止水目地の変形）の評価対象断面に選定した。

④-④断面は、岩盤上面の深さが 15.0m と深いこと、逆 T 擁壁直下の改良地盤の幅が 12.6m と狭いこと及び許容アンカー力に占める初期緊張力の割合が 0.81 と高いことから、施設・地盤の健全性評価，基礎地盤の支持性能評価及び変形性評価の評価対象断面に選定した。

⑤-⑤断面は、逆 T 擁壁直下の改良地盤の幅は 19.5m と広いが、岩盤上面の深さは 18.5m と最も深く、改良地盤と施設護岸が接していることから、施設・地盤の健全性評価，基礎地盤の支持性能評価及び変形性評価の評価対象断面に選定した。

なお、⑥-⑥断面は、①-①断面と比べ、岩盤上面の深さ、改良地盤の幅、許容アンカー力に占める初期緊張力の割合及び地表面最大加速度が同等である（参考資料 2 参照）ことから、設置変更許可段階における構造成立性評価断面である①-①断面に代表させる。

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

□ : 番号を付与する観点

□ : 観点の番号付与が多い

□ : 選定した評価対象断面

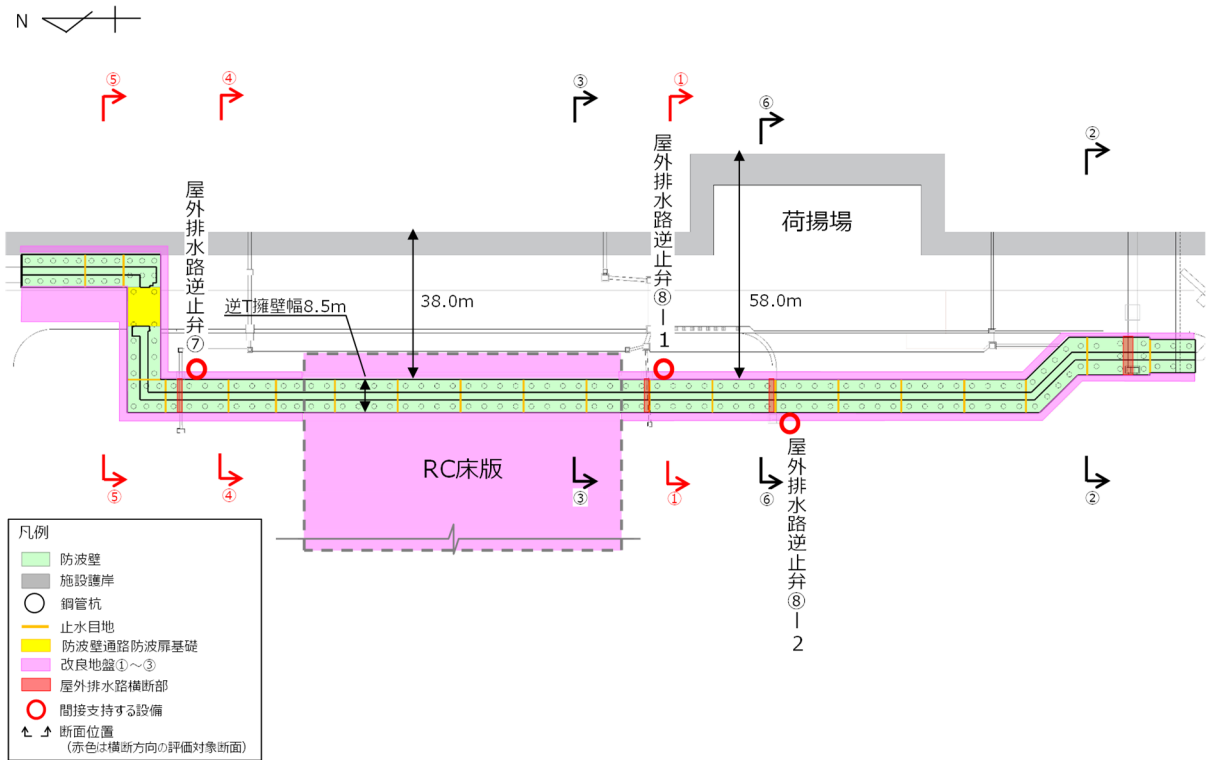


図 1.8.2-15 評価対象断面（横断方向）の平面位置図

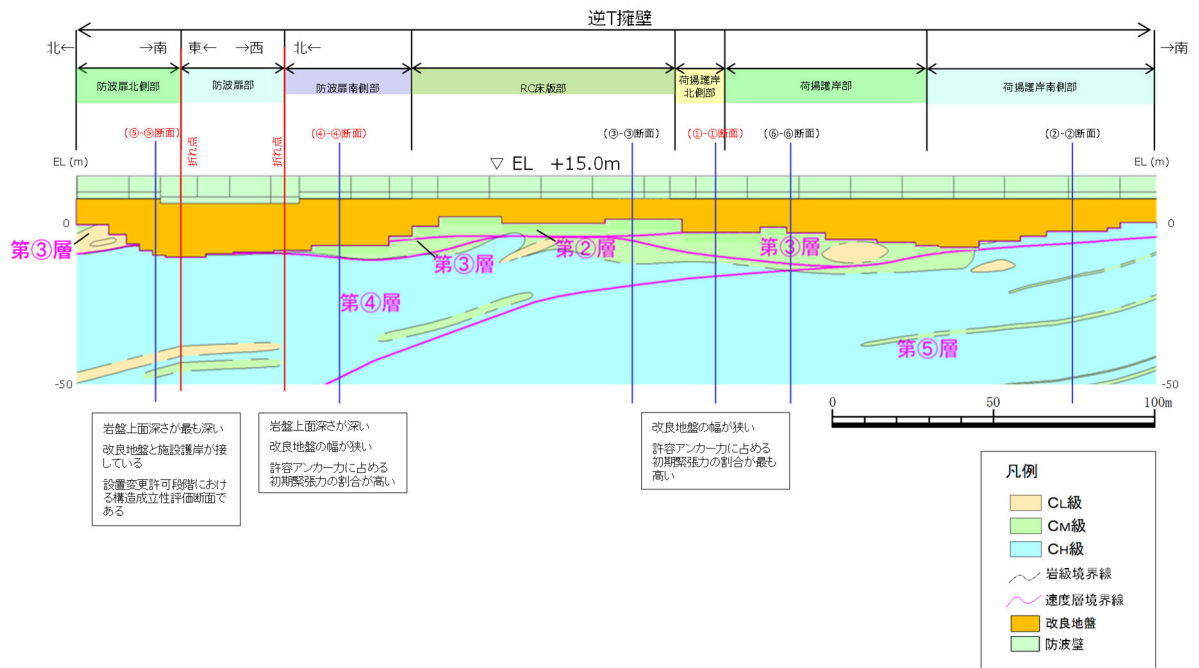


図 1.8.2-16 評価対象断面（横断方向）の縦断位置図

施設の健全性評価のうち隣接する躯体同士の支圧評価については、隣接する躯体をモデル化して支圧応力度を算定するため、縦断方向に評価対象断面を選定する。

表 1.8.2-5 に示す横断方向の評価対象断面の選定結果を踏まえると、⑤-⑤断面位置が最も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ことから、⑤-⑤断面に直交する⑦-⑦断面を隣接する躯体同士の支圧評価の評価対象断面に選定した。

また、変形性評価（止水目地の変形）については、3次元的な止水目地の変形量を算定するため、横断方向に加え、上記で選定した⑦-⑦断面を用いる。

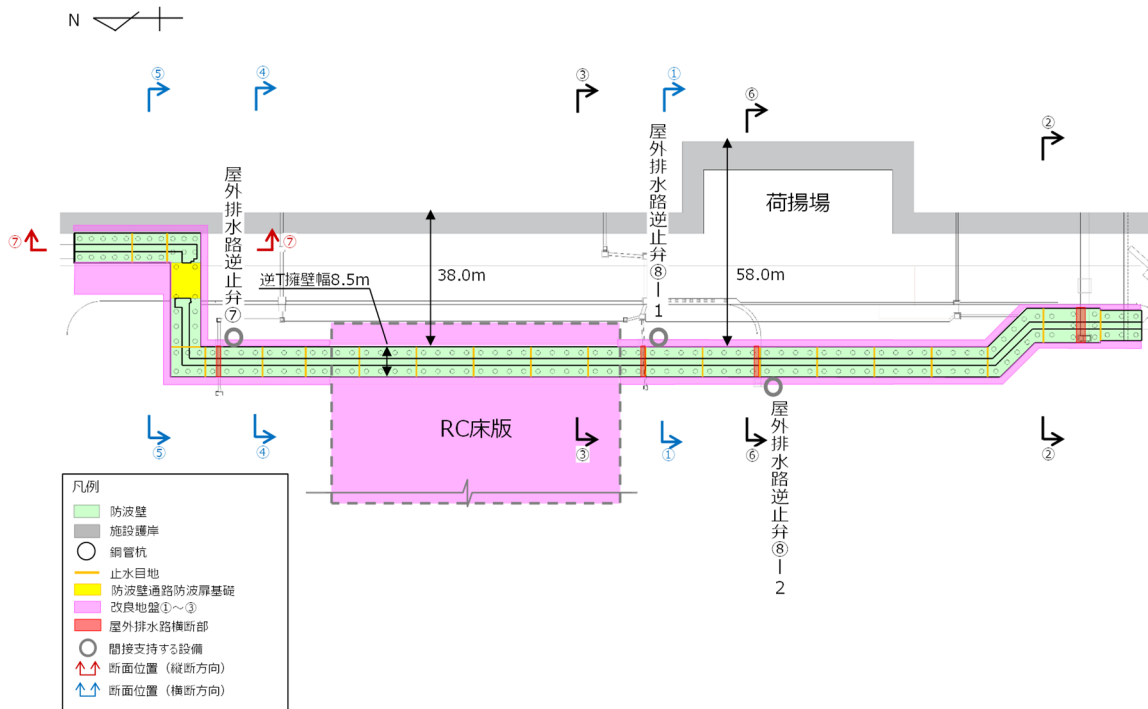


図 1.8.2-17 評価対象断面（縦断方向）の平面位置図

c. 影響確認断面の選定

(a) 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。

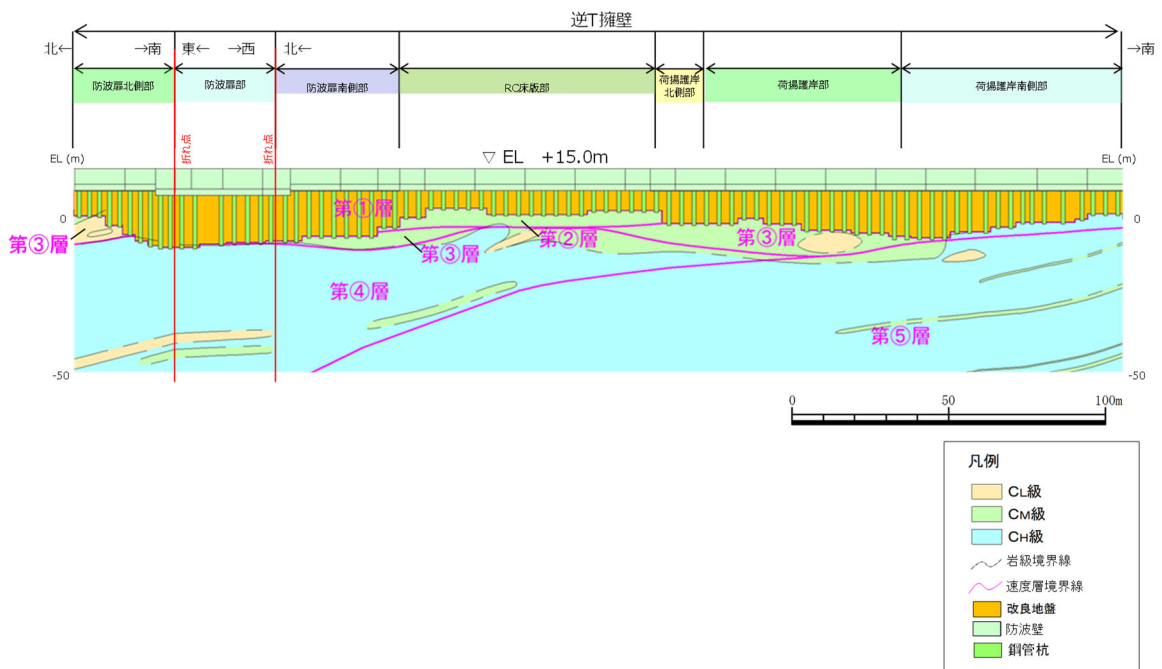


図 1.8.2-18 鋼管杭の位置図

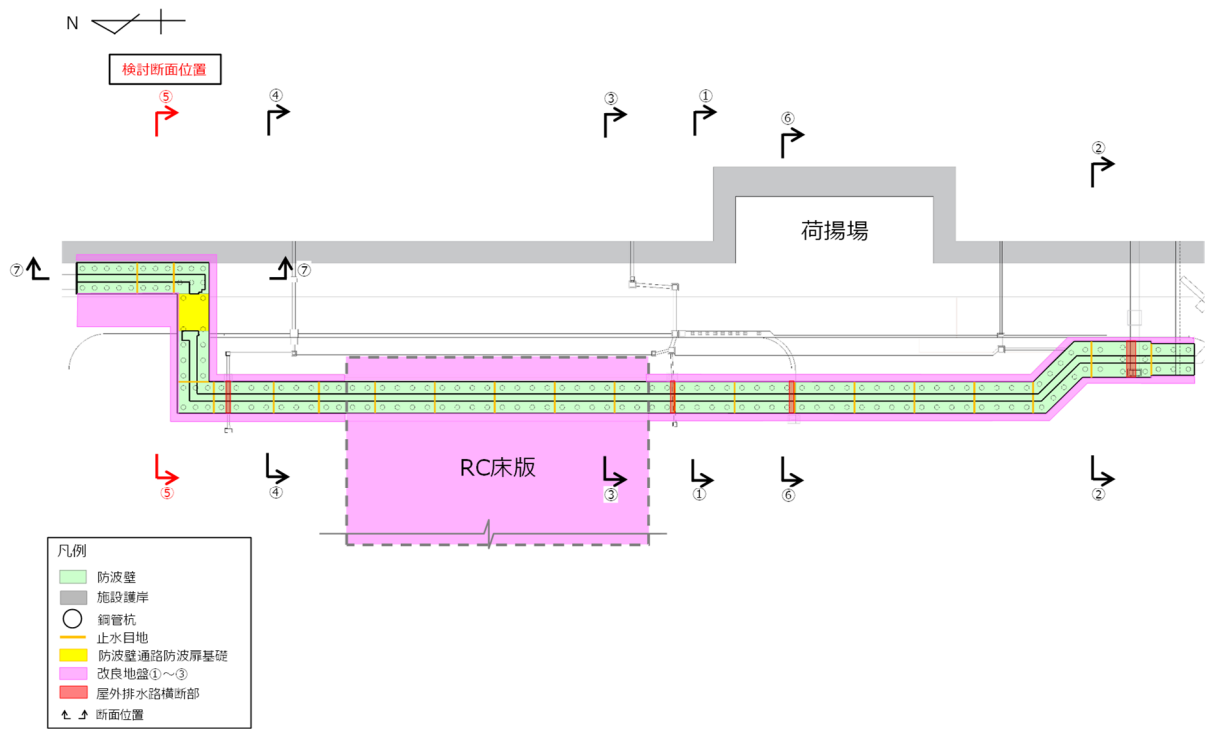


図 1.8.2-19 影響確認断面位置図

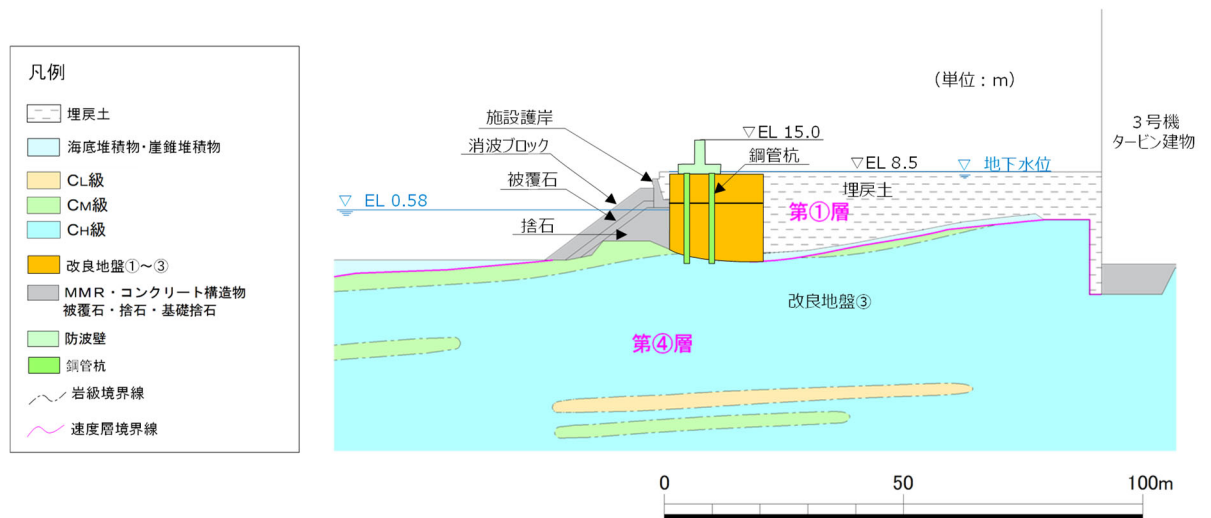


図 1.8.2-20 影響検討断面の地質断面図 (⑤-⑤断面)

(b) 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。

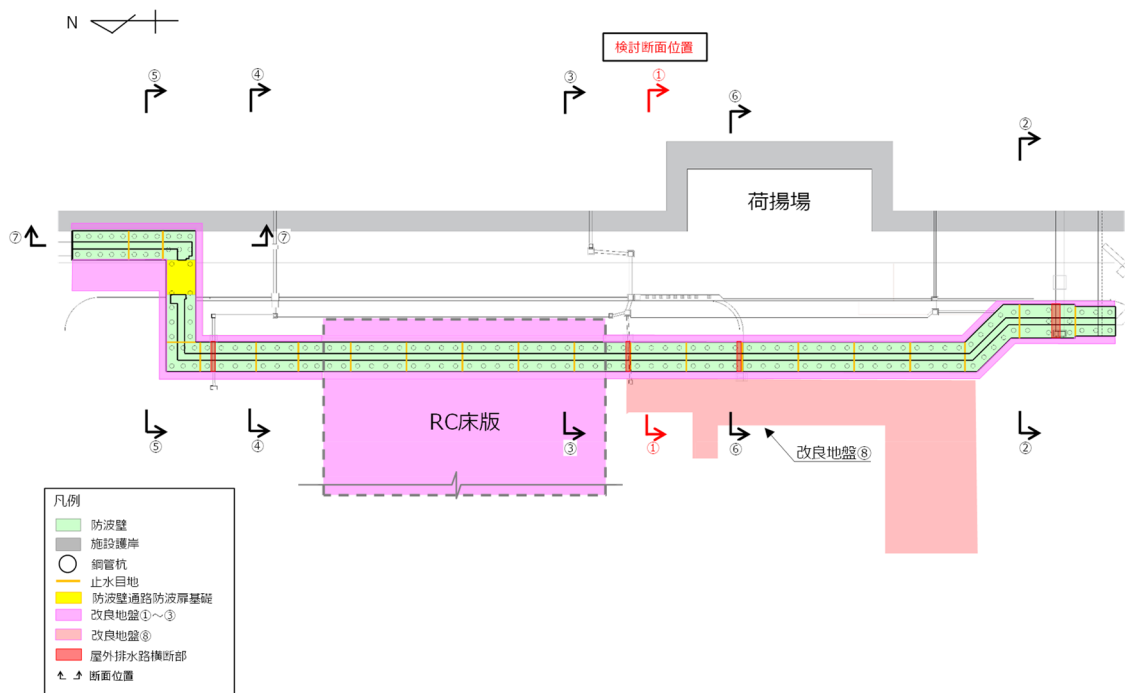


図 1.8.2-21 改良地盤⑧の位置図

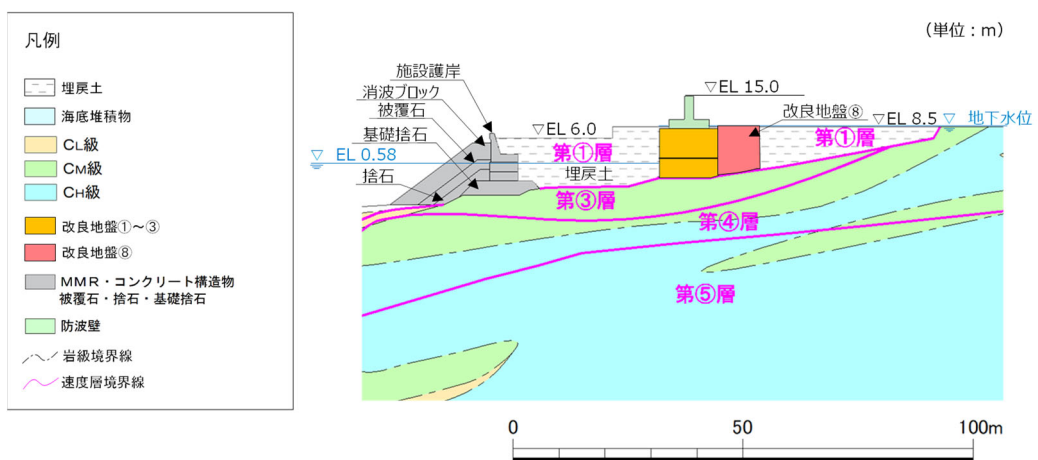


図 1.8.2-22 影響確認断面の地質断面図（①-①断面）

(c) 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。

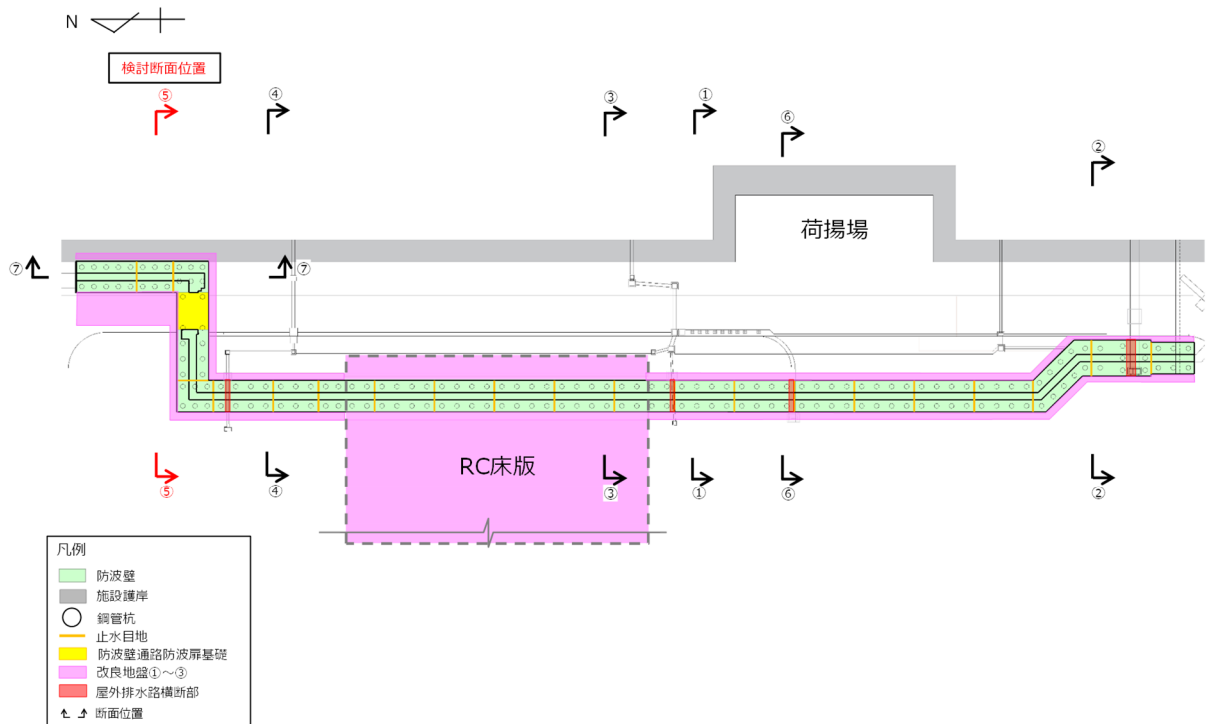


図 1.8.2-23 影響確認断面位置図

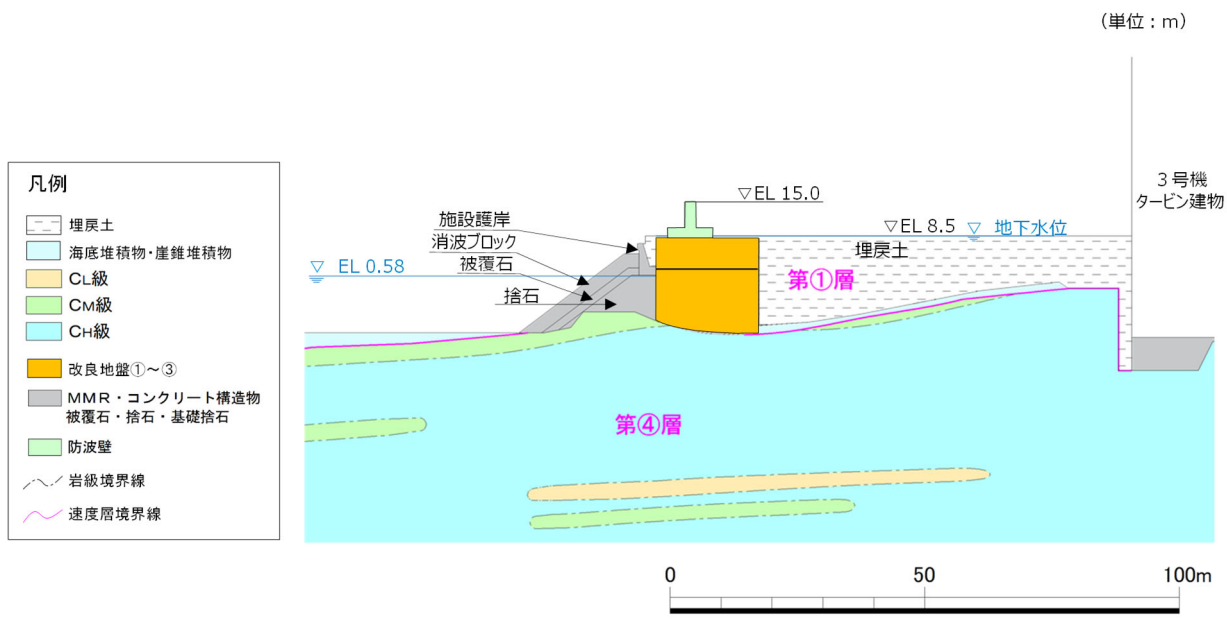


図 1.8.2-24 影響確認断面の地質断面図 (⑤-⑤断面)

1 次元地震応答解析における地震応答加速度の比較について

1. 概要

防波壁（逆 T 擁壁）の評価対象断面の選定にあたり，評価対象断面整理上の観点の影響が同等である①－①断面及び⑥－⑥断面において 1 次元地震応答解析 (SHAKE) を実施し，地震応答加速度の比較検討を行う。

2. 評価方法及び解析結果

実施位置図を図 2-1 に，解析モデル図を図 2-2 に示す。

1 次元地震応答解析は，「2.1.3 防波壁（逆 T 擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明 3.4 入力地震動」に記載の入力地震動の算定と同じ手法とした。

地震動抽出位置は，地表面とした。

地震動は Ss-D（水平）とした。

1 次元地震応答解析の解析結果を表 2-1 に示す。

①－①断面及び⑥－⑥断面の地表面最大加速度は同等であることを確認した。

以上より，表 1.8.2-5 に記載のとおり，⑥－⑥断面は，①－①断面と比べ，岩盤上面の深さ，改良地盤の幅，許容アンカー力に占める初期緊張力の割合及び地表面最大加速度が同等であることから，設置変更許可段階における構造成立性評価断面である①－①断面に代表させる。

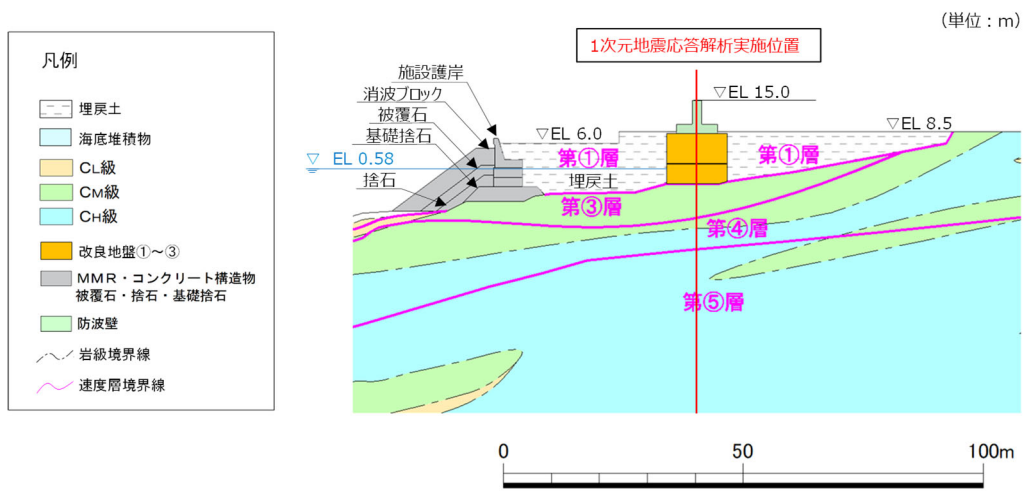


図 2-1(1) 1次元地震応答解析実施位置 (①-①断面)

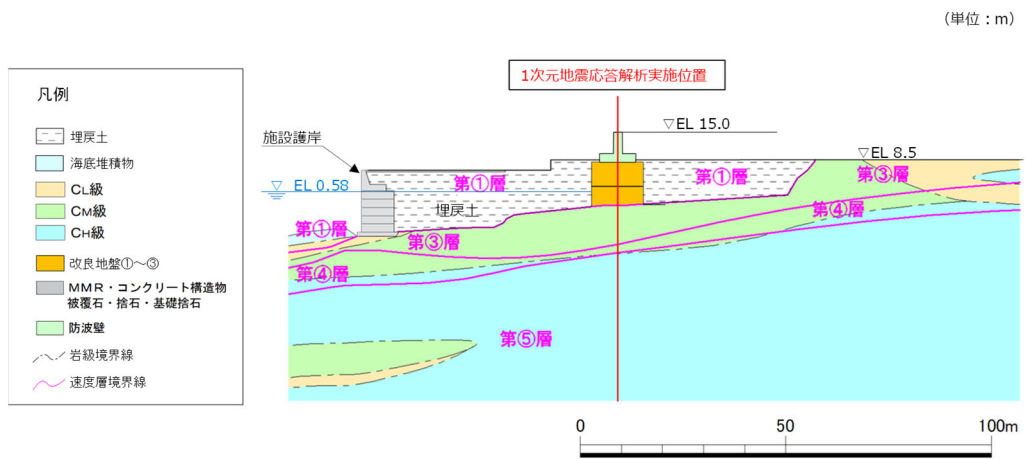


図 2-1(2) 1次元地震応答解析実施位置 (⑥-⑥断面)

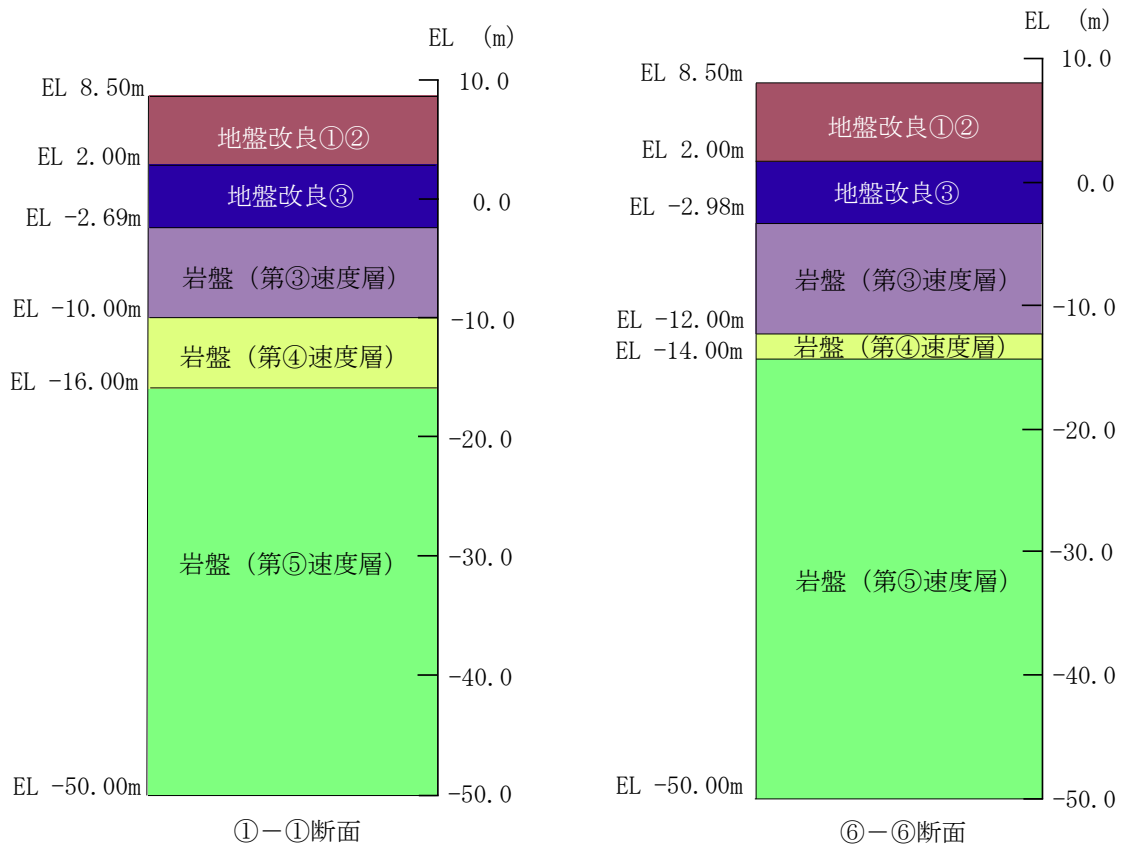


図 2-2 1次元地震応答解析モデル

表 2-1 1次元地震応答解析結果

断面	1次元地震応答解析による 地表面最大加速度 S _{s-D} (水平) (cm/s ²)
①-①断面	1232
⑥-⑥断面	1219

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.1 防波壁に関する補足説明

2.1.1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

今回提出範囲：

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	8
2.4 適用規格・基準等	13
3. 耐震評価	15
3.1 評価対象断面	15
3.2 解析方法	21
3.2.1 地震応答解析手法	22
3.2.2 施設	23
3.2.3 材料物性及び地盤物性のばらつき	23
3.2.4 減衰定数	24
3.2.5 解析ケース	25
3.2.6 荷重及び荷重の組合せ	26
3.2.7 入力地震動	28
3.2.8 解析モデル及び諸元	67
3.2.9 評価対象部位	102
3.2.10 許容限界	103
3.2.11 評価方法	105
3.3 3次元構造解析	108
3.3.1 解析方法	108
3.3.2 荷重及び荷重の組み合わせ	108
3.3.3 解析モデル及び諸元	109
3.3.4 照査時刻の設定	118
3.3.5 入力値の設定	119
3.3.6 評価対象部位	127
3.3.7 許容限界	127
3.3.8 評価方法	128

4.	耐震評価結果	131
4.1	地震応答解析結果	131
4.1.1	解析ケースと照査値	132
4.1.2	鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査	147
4.1.3	鋼管杭のせん断破壊に対する照査	150
4.1.4	杭頭連結材の引張破壊に対する照査	153
4.1.5	過剰間隙水圧分布	154
4.1.6	最大せん断ひずみ分布	157
4.1.7	鋼管杭	160
4.1.8	改良地盤④	169
4.1.9	岩盤	170
4.1.10	止水目地	171
4.1.11	基礎地盤	174
4.1.12	施設護岸等の損傷による不確かさの検討	178
4.2	3次元構造解析結果	187
4.2.1	3次元構造解析の地震動及び各照査時刻の選定	187
4.2.2	作用荷重分布図	193
4.2.3	評価対象位置と照査値	205
4.2.4	断面力分布（被覆コンクリート壁の曲げ・軸力系破壊に対する照査）	212
4.2.5	断面力分布（被覆コンクリート壁のせん断破壊に対する照査）	217
4.3	被覆コンクリート壁	219
4.3.1	曲げ照査	219
4.3.2	せん断力照査	223
5.	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性に関する影響検討	225
5.1	砂礫層の解析用物性値に関する影響検討	225
5.1.1	概要	225
5.1.2	評価内容	229
5.1.3	評価結果	230
5.2	埋戻土（粘性土）の解析用物性値に関する影響検討	231
5.2.1	概要	231
5.2.2	評価内容	234
5.2.3	評価結果	235

(参考資料 1) 多重鋼管杭の許容限界の妥当性

(参考資料 2) 改良地盤④及び改良地盤⑤の物性値の設定方法について

(参考資料 3) ①－①断面の耐震評価

(参考資料1) 多重鋼管杭の許容限界の妥当性

1. 概要

防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の多重鋼管杭については、「道路橋示方書(平成14年3月)」(以下「道路橋示方書」という。)を基に降伏モーメントを許容限界として耐震評価及び耐津波評価を実施している。

本資料では、表1-1に記載のとおり、申送り事項となっている、「道路橋示方書」を基に降伏モーメントを許容限界として用いることの妥当性について、多重鋼管杭の水平載荷実験及び実構造物スケールの3次元FEM解析を行うことにより説明する。

表1-1 多重鋼管杭に係る申送り事項

申送り事項	説明方針
1. 東海第二発電所の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針を適用しているが、許容限界、セメントミルクの位置付け等、違いがある項目については選定理由を資料に記載の上説明すること。	・設置変更許可審査において、防波壁(多重鋼管杭式擁壁)と他プラントの津波防護施設との相違点として、多重鋼管杭の採用、道路橋示方書に基づく許容限界(降伏モーメント等)の設定、鋼管杭間のセメントミルクによる止水性確保を抽出し、設計への反映事項を整理した。
2. 今回指摘した島根特有の技術的課題については、事業者自らが提示する課題であり、先行炉の課題解決のプロセスが考慮されるべきものであるため、今後の説明においては今回の指摘事項と先行炉の実績を踏まえて資料を十分に作り込んで提出して説明すること。	・設計への反映事項のうち、多重鋼管杭の許容限界の妥当性について、多重鋼管杭の水平載荷試験及び3次元静的FEM解析を用いて説明する。

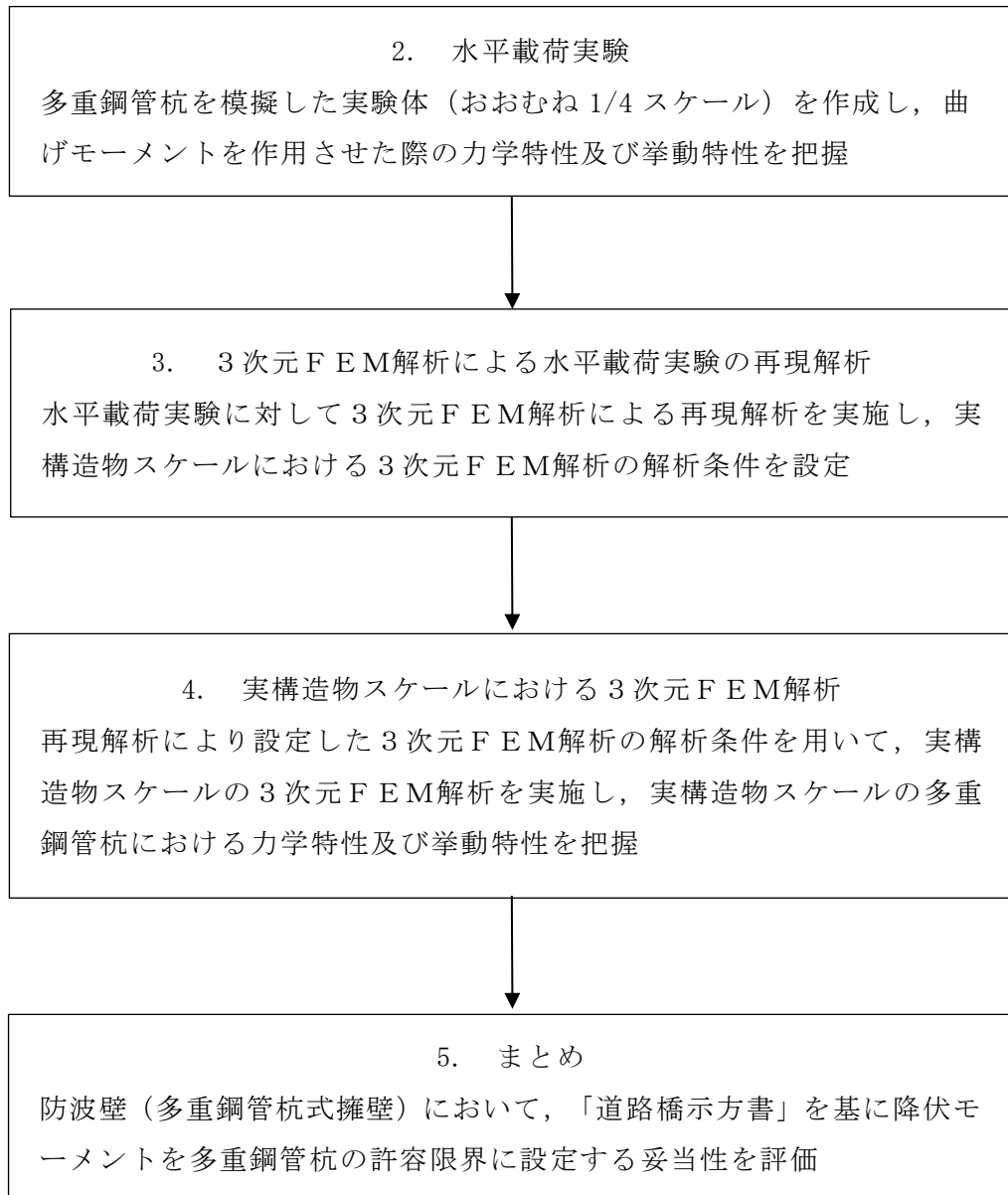


図 1-1 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における多重鋼管杭の許容限界の妥当性検討フロー

1.1 多重鋼管杭の構造概要及び設計概要

多重鋼管杭は、図 1-2 の構造概要図で示すとおり、径の異なる 4 本または 3 本の鋼管杭を外側から内側に多重で建て込み、鋼管間はモルタルで充填し、最内管内にはコンクリートを地表面付近まで打設している。施工中の杭頭部の状況を図 1-3 に示す。

多重鋼管杭の設計においては、「道路橋示方書」を基に降伏モーメントを許容限界とし、耐震評価及び耐津波評価を実施する方針とした。

中詰コンクリート及びモルタル（充填材）は設計上考慮していないが、これらを施工することで、多重鋼管杭に曲げモーメントが作用した際に、多重鋼管杭の局部座屈の進行を抑制し、延伸度が向上されることにより、局部座屈が発生後も直ちに耐力が低下しない粘り強い構造を有している（参考 1 参照）。

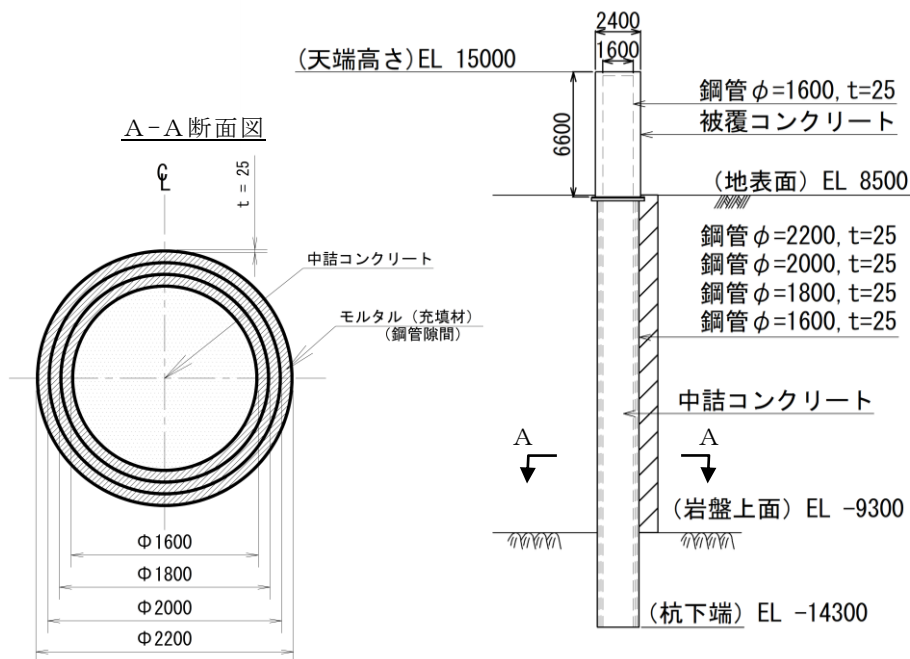
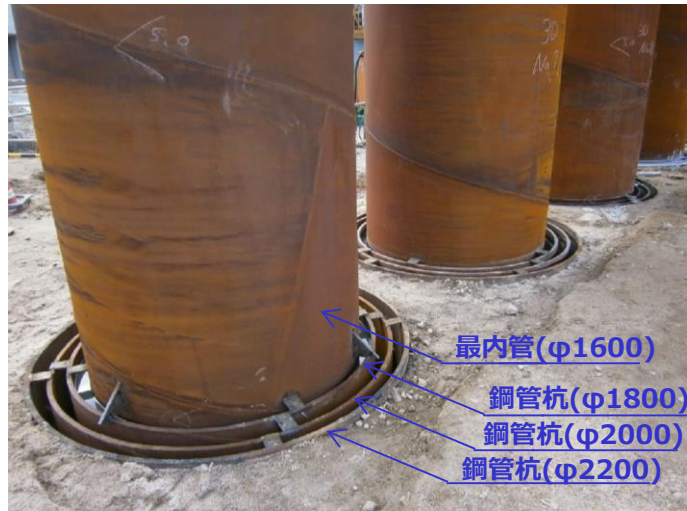


図 1-2 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造概要図



多重鋼管杭建込み状況
(モルタル(充填材)打設前)
図 1-3(1) 杭頭部の状況



多重鋼管杭建込み状況
(モルタル(充填材)打設後)
図 1-3(2) 杭頭部の状況

2. 水平載荷実験

2.1 実験概要

現地に施工された、鋼管杭、中詰コンクリート及びモルタル（充填材）で構成される多重鋼管杭を模擬した実験体を製作し、曲げモーメントを作用させた際の力学特性及び挙動特性を把握する。なお、力学特性及び挙動特性に関してスケール効果の影響が小さいことから、おおむね 1/4 スケールで模擬する。

水平載荷実験で使用する実験体で模擬する範囲を図 2-1 に示す。水平載荷実験においては、実構造物のうち杭下端から杭頭部までの範囲を模擬した実験体を製作する。

多重鋼管杭の降伏モーメントは、「道路橋示方書」を基に鋼管杭 1 本当たりの降伏モーメントを合算した値とし、中詰コンクリート及びモルタル（充填材）は考慮しない。実験体の降伏モーメントの算出方法を表 2-1 に示す。

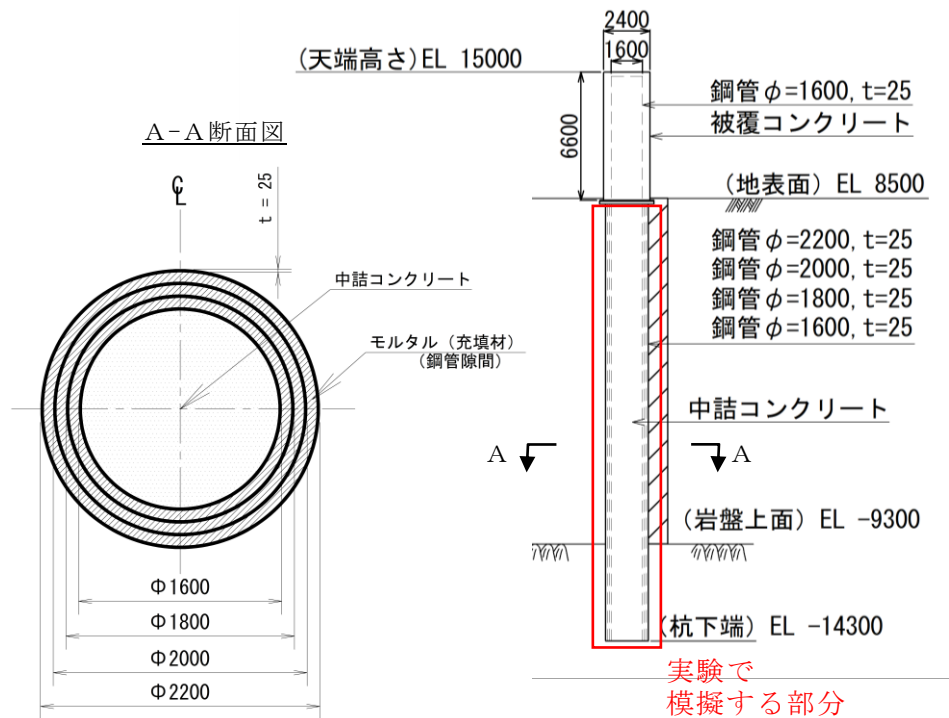


図 2-1 水平載荷実験で使用する実験体で模擬する範囲

表 2-1 実験体の降伏荷重の算出方法

杭径 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	肉厚 (mm)	断面係数 (cm ³)	降伏モーメント (kN・m)		アーム長 (mm)	降伏荷重 (kN)
φ 528	400	6	1270	508	1528	2800	546
φ 480			1046	418			
φ 432			843	337			
φ 384			663	265			

降伏モーメント : $M_y = (\sigma_y - N/A) Z_e$

M_y : 降伏モーメント (kN・m)

N : 作用軸力 (kN)

σ_y : 鋼材の強度 (N/mm²)

Z_e : 鋼管の断面係数 (m³)

A : 鋼管の断面積 (m²)

上記により算出した降伏モーメントをアーム長（固定端から荷重の載荷位置までの距離）で除すことで、降伏モーメントに相当する荷重（以下「降伏荷重」という。）を算出する。

降伏荷重 : $P_y = M_y/L$

P_y : 降伏荷重 (kN)

M_y : 降伏モーメント (kN・m)

L : アーム長 (m)

2.2 実験方法

2.2.1 実験体

実験体は鋼管，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）から構成され，実験体の寸法は実構造物のおおむね1/4スケールとし，材料強度は同等の材料を使用する。表2-2に実構造物及び実験体の使用材料を示す。

表 2-2 実構造物及び実験体の使用材料

材料	仕様	
	実構造物	実験体（1/4スケール）
構造	4重管	4重管
	φ2200	φ528
	φ2000	φ480
	φ1800	φ432
	φ1600	φ384
材質	鋼管 SKK490	鋼管 SM490A
肉厚	25mm	6mm
引張強度	490N/mm ² 以上	490N/mm ² 以上
降伏強度	315N/mm ² 以上	315N/mm ² 以上
中詰コンクリート 一軸圧縮強度	24N/mm ² 以上	24N/mm ² 以上
モルタル（充填材） 一軸圧縮強度	24N/mm ² 以上	24N/mm ² 以上

図 2-2 に実験体を示す。また、図 2-3 に実験体構造図を示す。



図 2-2 実験体

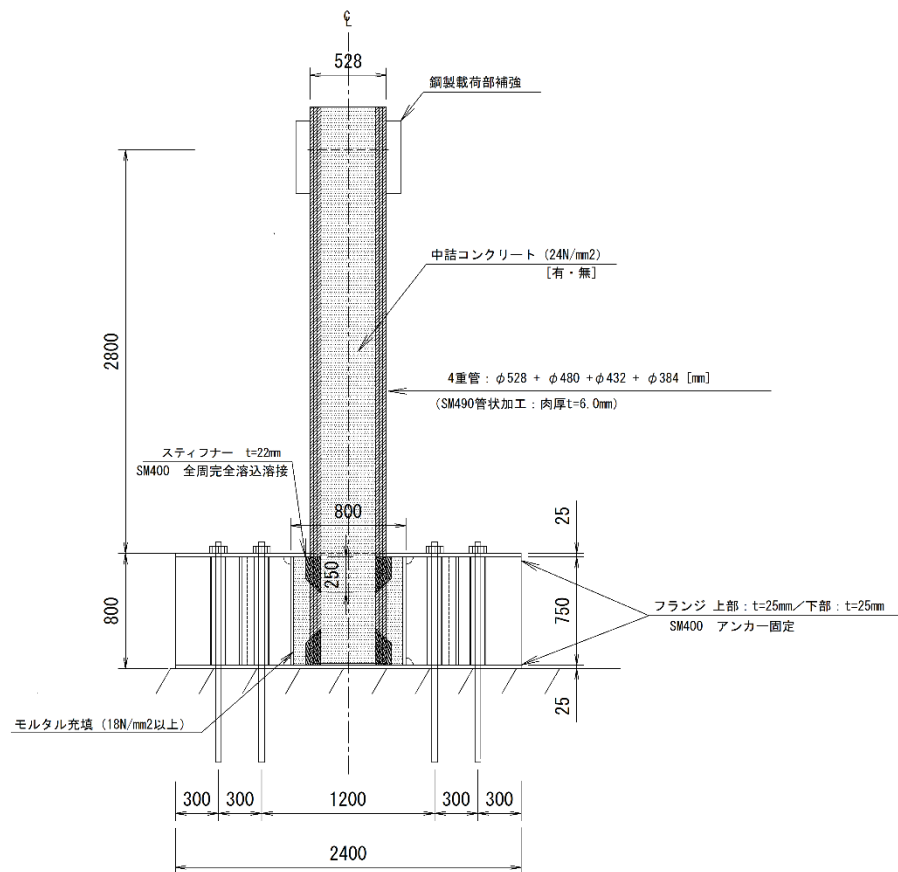


図 2-3 実験体構造図

2.2.2 実験ケース

実験は、表 2-3 に示す 2 ケースについて行う。なお、各実験ケースにおける実験体の仕様は同一とする。

実験ケース①では、水平一方向に載荷することにより、多重鋼管杭の挙動特性及び力学特性を確認する。多重鋼管杭の挙動特性及び力学特性を把握する上で製作過程におけるばらつきの影響を抑制するために、3つの実験体を製作する。

実験ケース②では、地震動による繰返し荷重が多重鋼管杭に与える影響を確認するために正負交番載荷を実施する。その後、実験ケース①と同様に水平一方向載荷する。

各実験ケースの実験体の諸元を図 2-4 に示す

表 2-3 実験ケース

実験 ケース	鋼管 構造	中詰 コンクリート	載荷方法	実験数
①	4重管 φ 528 φ 480	有	水平一方向載荷	3
②	φ 432 φ 384	有	正負交番載荷後 水平一方向載荷	1

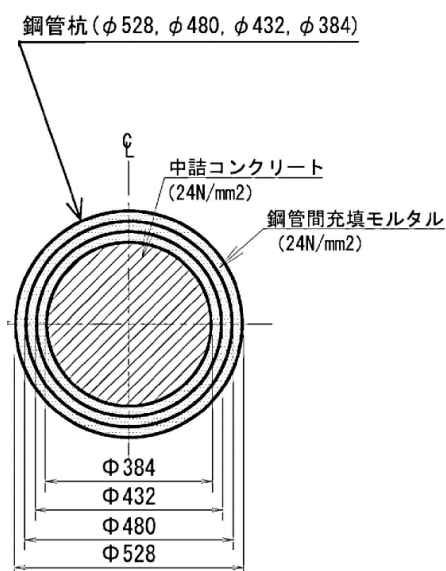


図 2-4 実験体の諸元

2.2.3 載荷方法

実験体及び載荷装置の概要図を図 2-5 に、載荷状況を図 2-6 に示す。

(1) 水平一方向載荷

実験ケース①において、高さ 2800mm の位置で水平に設置した 2000kN 油圧ジャッキにより、最大荷重が確認されるまで水平一方向に載荷する。

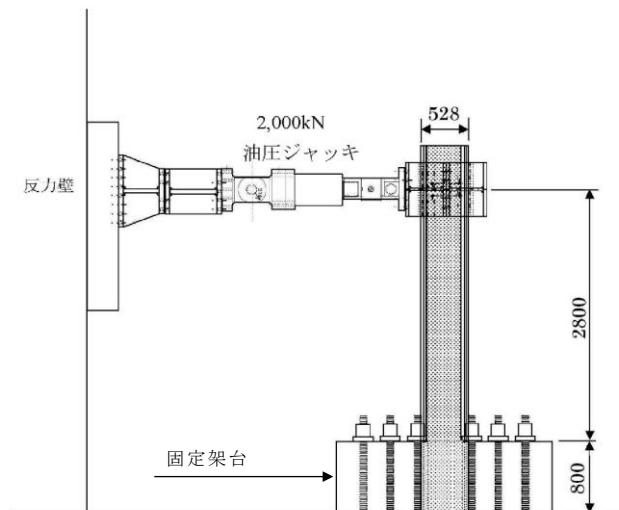


図 2-5 実験体及び載荷装置



図 2-6 載荷状況

(2) 正負交番載荷

実験ケース②において、地震動による繰返し荷重の作用が多重鋼管杭の耐力に与える影響を確認するため、正負交番載荷を実施する。正負交番載荷は図 2-7 及び表 2-4 に示すように、 $1 \delta_y$ 、 $2 \delta_y$ 、 $3 \delta_y$ をそれぞれ 3 回繰返し載荷する。その後、実験ケース①と同様に最大荷重が確認されるまで水平一方向載荷し、正負交番載荷後の多重鋼管杭の耐力を確認する。

δ_y は実験ケース①より得られた多重鋼管杭の最外管の降伏時変位を指す。鋼管杭の降伏判定は、 $\sigma = E \cdot \varepsilon_y$ より得られる計算上 ε_y (降伏ひずみ) に到達した時点とした。

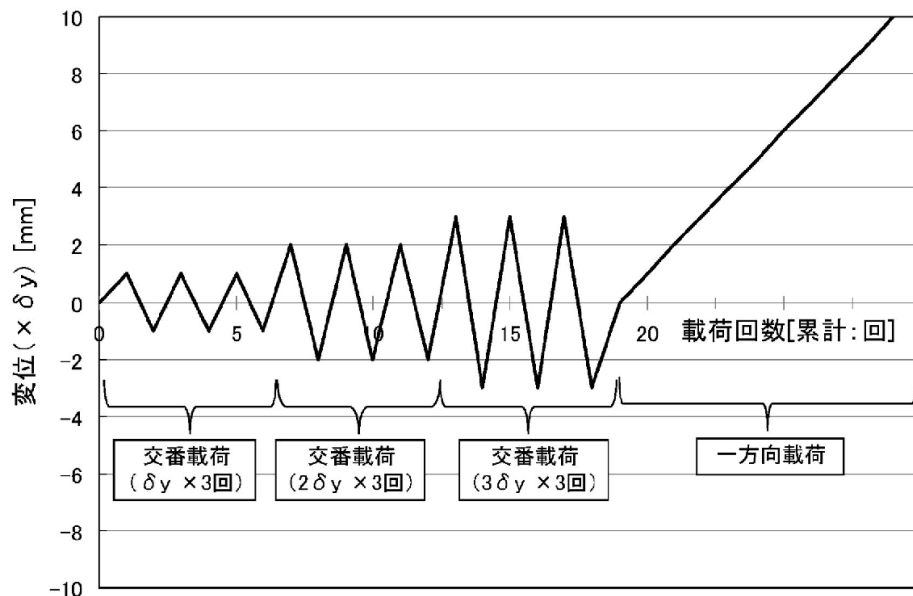


図 2-7 正負交番載荷の方法

表 2-4 正負交番載荷の振幅

	$1 \delta_y$	$2 \delta_y$	$3 \delta_y$
正負交番載荷の振幅	15mm	30mm	45mm

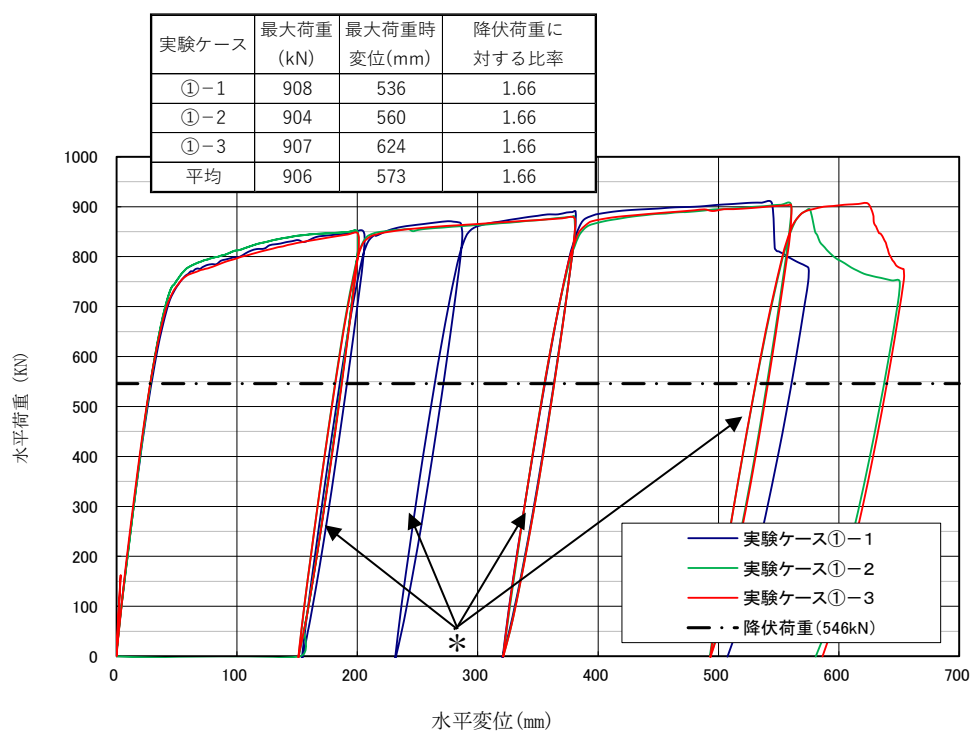
2.2.4 計測方法

計測は荷重計及び変位計により実施し、荷重計及び変位計は載荷位置に設置する。

2.3 実験結果

2.3.1 実験ケース①（水平一方向載荷）

実験ケース①の水平荷重と水平変位の関係を図 2-8 に、実験終了時の状況を図 2-9～11 に示す。降伏荷重に至るまで弾性挙動を示していることを確認した。降伏荷重の 1.2 倍付近で最外管の圧縮縁に局部座屈が発生した後に、荷重は緩やかに増加し、最大荷重到達後に最外管の引張縁で破断が生じて荷重が低下した。なお、本実験においては、荷重作用位置の水平変位 530～620mm で最大荷重 904～908kN となり、降伏荷重 546kN に対して 3 つの実験体の平均で 1.66 倍であった。



注記*：実験装置の制約上、水平変位 200mm までしか載荷できないため、荷重低下が確認されない場合には一度除荷し、調整材（100～200mm）を設置後に載荷を継続した。

図 2-8 水平荷重と水平変位の関係（実験ケース①）

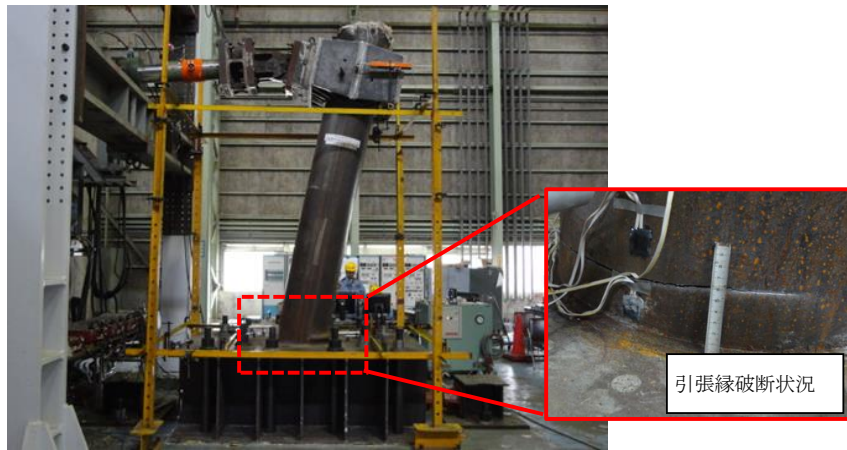


図 2-9 水平載荷実験終了時の状況（実験ケース①-1）



図 2-10 水平載荷実験終了時の状況（実験ケース①-2）

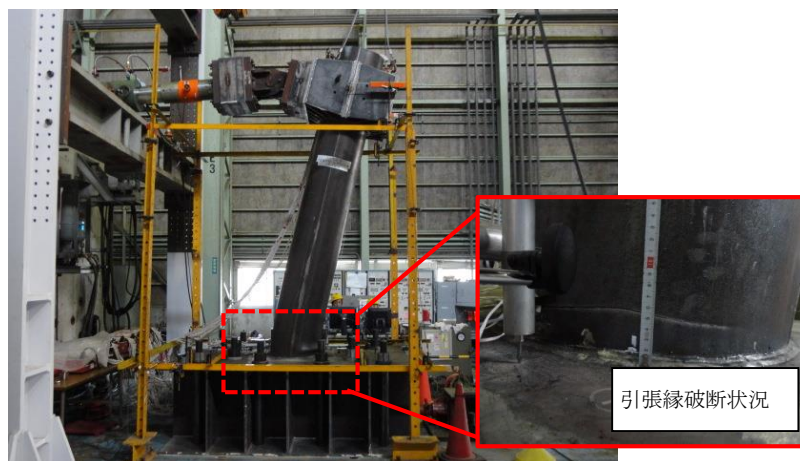
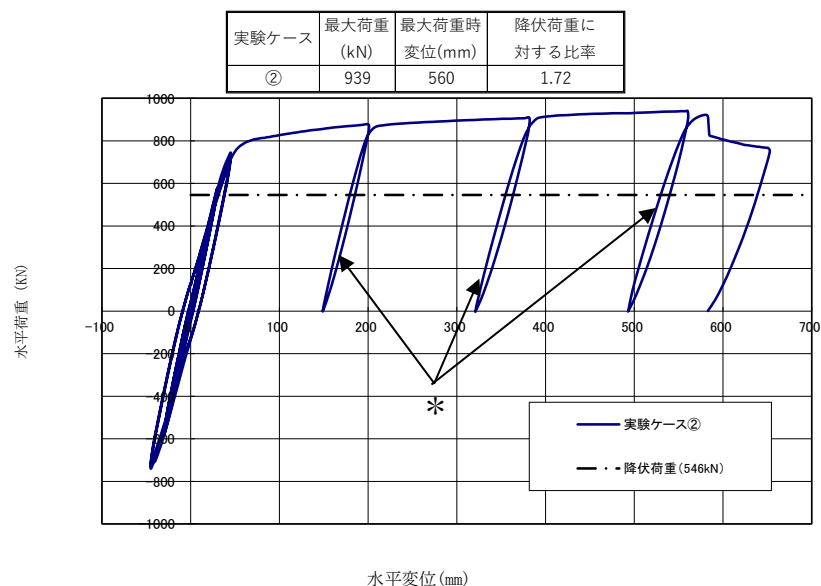


図 2-11 水平載荷実験終了時の状況（実験ケース①-3）

2.3.2 実験ケース②（正負交番载荷）

実験ケース②の水平荷重と水平変位の関係を図 2-12 に、実験終了時の状況を図 2-13 に示す。降伏荷重に至るまで弾性挙動を示していることを確認した。実験ケース①と同様に降伏荷重の 1.2 倍付近で最外管に局部座屈が発生した後に、荷重は緩やかに増加し、最大荷重到達後に最外管の引張縁で破断が生じて荷重が低下した。なお、本実験においては、荷重作用位置の水平変位 560mm で最大荷重 939kN となり、降伏荷重 546kN に対して、1.72 倍であった。



注記*：実験装置の制約上、水平変位 200mm までしか载荷できないため、荷重低下が確認されない場合には一度除荷し、調整材（100～200mm）を設置後に载荷を継続した。

図 2-12 水平荷重と水平変位の関係（実験ケース②）



図 2-13 水平载荷実験終了時の状況（実験ケース②）

2.4 実験結果のまとめ

- 実験ケース①（水平一方向載荷）より，多重鋼管杭の力学特性としては，「道路橋示方書」を基にした降伏モーメントを上回る耐力を有していることを確認した。
- 実験ケース①（水平一方向載荷）より，多重鋼管杭の挙動特性としては，降伏モーメントに至るまでは弾性挙動を示すことを確認した。
- 実験ケース②（正負交番載荷）より，繰返し荷重を作用させることによる多重鋼管杭の耐力への影響については，降伏モーメントに至るまで弾性挙動を示すことから，実験ケース①（水平一方向載荷）により確認された挙動特性及び力学特性と同等であることを確認した。

3. 3次元FEM解析による実験の再現解析

3.1 概要

水平載荷実験に対して3次元FEM解析による再現解析を実施し、実構造物スケールにおける3次元FEM解析の解析条件を設定する。

3.2 評価フロー

水平載荷実験の実験体を再現した解析モデルを用いて3次元FEM解析を実施し、水平載荷実験結果と比較することで解析条件及び解析モデルの妥当性を評価する。水平載荷実験に対する再現解析の評価フローを図3-1に示す。

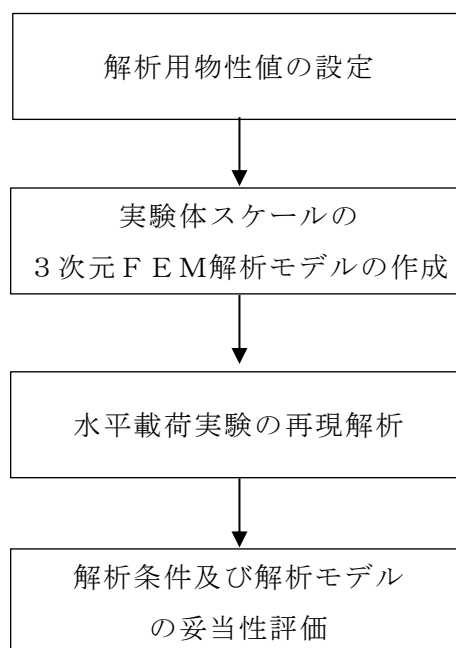


図3-1 水平載荷実験に対する再現解析の評価フロー

3.3 解析用物性値の設定

3.3.1 中詰コンクリート及びモルタル（充填材）

表 3-1 に中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の解析用物性値を示す。圧縮強度は実験体打設時に採取した供試体の強度実験結果（参考 2 参照）を用い，その他の物性値は「コンクリート標準示方書（土木学会，2007 年改定）」により設定する。ただし，中詰コンクリートの弾性係数は設計基準強度 24N/mm^2 に基づき設定し，モルタル（充填材）は強度試験結果から中詰コンクリート以上の強度を有しているが，厚さが薄く影響が小さいことから中詰コンクリートと同等とした。

表 3-1 中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の解析用物性値

材料	弾性係数	一軸圧縮強度	ポアソン比
中詰コンクリート	$2.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$	29N/mm^2	0.2
モルタル（充填材）	$2.5 \times 10^4 \text{N/mm}^2$	53N/mm^2	0.2

3.3.2 鋼材

表 3-2 に鋼材の解析用物性値を示す。解析においては、降伏モーメントを超え、多重鋼管杭が破壊するまで行った実験を再現するため、鋼材の応力-ひずみ関係には図 2.3-2 に示すバイリニアモデルを用いる。

ここで、鋼材の降伏強度については「軸力と水平力を受ける鉄骨系柱材の弾塑性挙動に関する研究，津田圭吾，九州大学博士論文（建築），1993 年）」によると、水平載荷実験で使用した実験体と同程度の径厚比で、ほとんど軸力が発生しない場合の全塑性モーメントは 0.9 倍になるとされている。水平載荷実験の再現を行うことで解析条件の妥当性を確認するとの目的を踏まえ本解析における降伏強度は鋼材の材料実験結果から得られた降伏強度を 0.9 倍して用いる。また、鋼管の剛性低下率は材料実験結果から算出する。

表 3-2 鋼材の解析用物性値

	鋼管径 (mm)	肉厚 (mm)	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比	降伏強度 (N/mm ²)	剛性 低下率
ケース①	4 重管 φ 528	6.0	2.08×10 ⁵	0.3	360	0.004
	φ 480					
ケース②	φ 432					
	φ 384					

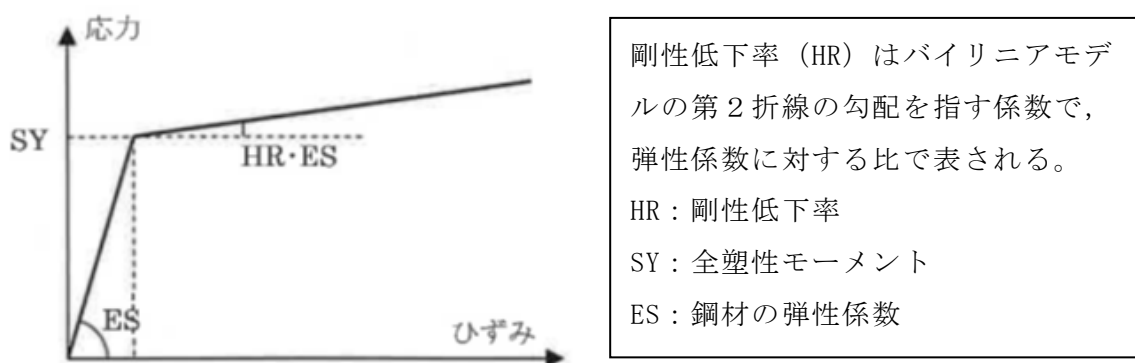


図 3-2 解析で適用するバイリニアモデル

3.3.3 鋼管と中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の境界設定

鋼管と中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の境界設定に用いる解析用物性値を表 3-3 に示す。鋼管と中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の付着強度として「水平力を受ける鋼管・コンクリート複合構造橋脚の挙動評価（土木学会論文集 Vo. 648/V-47, 89-108, 2000.5）」で得られた結果を用いる。本論文では、コンクリートと鋼管の間で生じる付着強度を実験的に確認するとともに、得られた付着強度を用いて、水平力を受けた鋼管及びコンクリートの複合構造体（鋼管内部をコンクリートにより中詰めする）の挙動を解析的に再現している。

本解析モデルにおいては、鋼管と中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の境界要素の水平方向（引張方向）に付着強度を設定し、付着強度以上の引張応力が発生した場合には剥離する設定とした。

また、鋼管と充填材に設定した境界要素の鉛直方向について、剥離後の鋼管とコンクリートの境界で生じる摩擦抵抗は考慮しない。

なお、耐震計算書及び強度計算書において、鋼管杭の照査として 2次元動的 FEM を実施しており、被覆コンクリート壁の照査として 2次元動的 FEM で抽出した応答を用いて 3次元静的 FEM を実施している。2次元動的 FEM における多重鋼管杭は、はり要素でモデル化し、鋼管杭のみの剛性を考慮する。中詰コンクリート及びモルタル（充填材）はモデル化せず、自重を考慮するため境界設定を行わない。3次元静的 FEM における多重鋼管杭は、シェル要素で鋼管杭をモデル化し、中詰コンクリート及びモルタル（充填材）はモデル化せず自重を考慮するため、境界設定を行わない。本解析は、水平載荷実験の再現を行うことで解析条件の妥当性を確認することが目的であることを踏まえ、鋼管とコンクリートの境界には付着強度を設定する。

表 3-3 鋼管とコンクリートの境界設定に用いる解析用物性値

付着強度
0.49N/mm ²

3.3.4 解析モデル及び諸元

実験体の3次元モデルを図3-3に示す。

(1) 構造物のモデル化

鋼管杭は3次元シェル要素でモデル化する。

中詰コンクリート及びモルタル（充填材）はソリッド要素でモデル化する。

(2) 境界条件

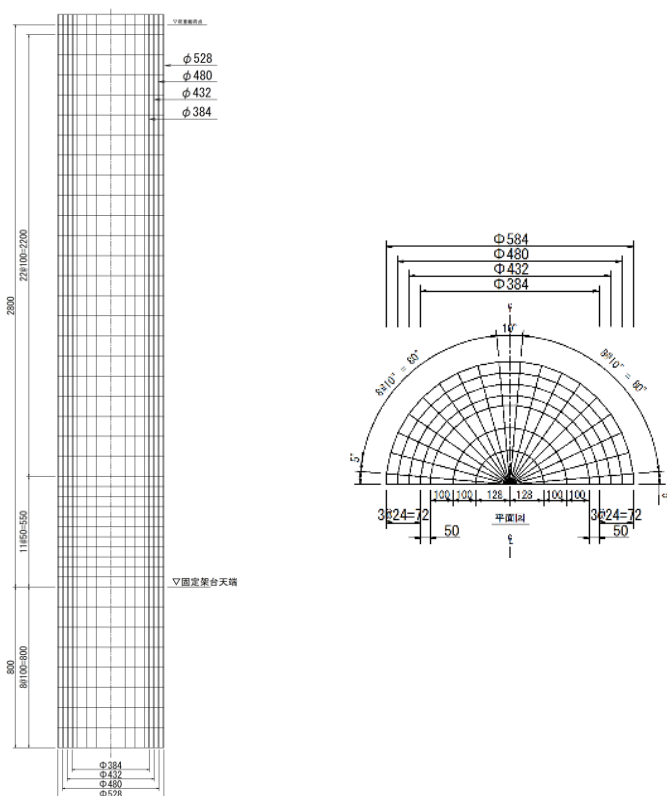
水平載荷実験では、実験体下端は実験架台により拘束しているため、モデル底面及び実験架台天端までの側面は完全拘束とする。

(3) 荷重条件

多重鋼管杭が降伏モーメントに達する荷重等を参考に荷重増分法で載荷する。

(4) 解析コード

解析コードは「FINAL」を使用する。



正面図（断面）

図3-3 3次元FEM解析モデルの概形

3.3.5 解析結果

実験ケース①及び②の実験結果と3次元FEM解析の荷重－変位関係の比較を図3-4及び図3-5に示す。解析結果は、実験結果とおおむね同じ挙動を示し、降伏荷重に至るまで弾性挙動を示していることを確認した。なお、実験ケース①の再現解析結果については、最大荷重908kNとなり、実験時の最大荷重平均値906kNに対して、同等の結果であった。実験ケース②の再現解析結果についても、最大荷重930kNとなり、実験時の最大荷重939kNに対して、同等の結果であった。

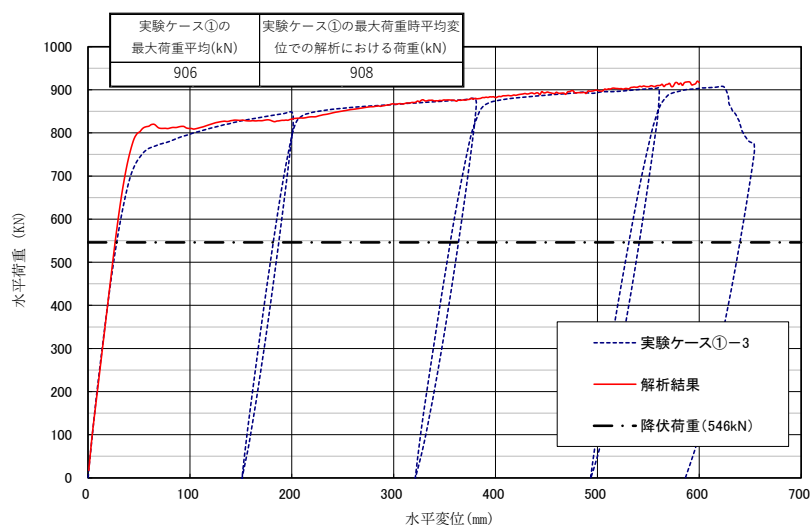


図3-4 実験ケース①と3次元FEM解析の荷重－変位関係の比較

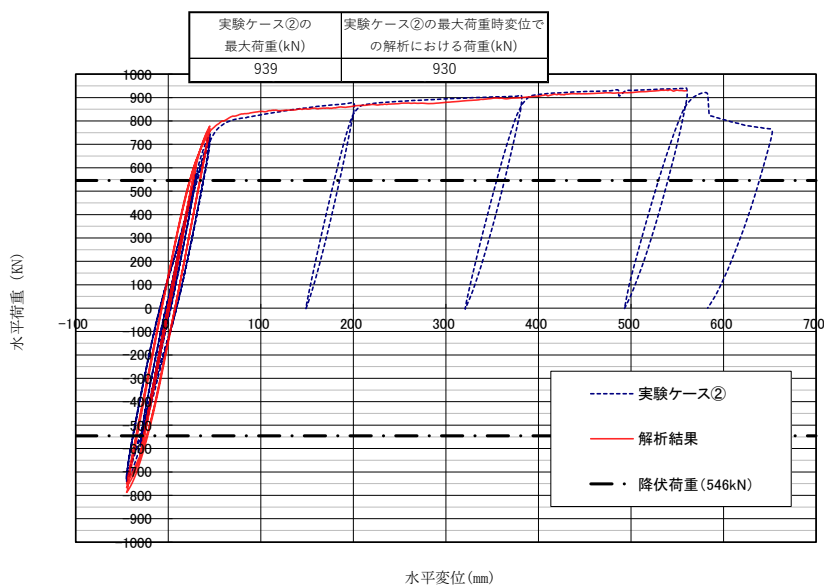


図3-5 実験ケース②と3次元FEM解析の荷重－変位関係の比較

実験ケース①の再現解析結果について、図 3-6 に示すとおり、降伏モーメント到達時における鋼管杭、中詰コンクリート及びモルタルの応力状態を確認する。

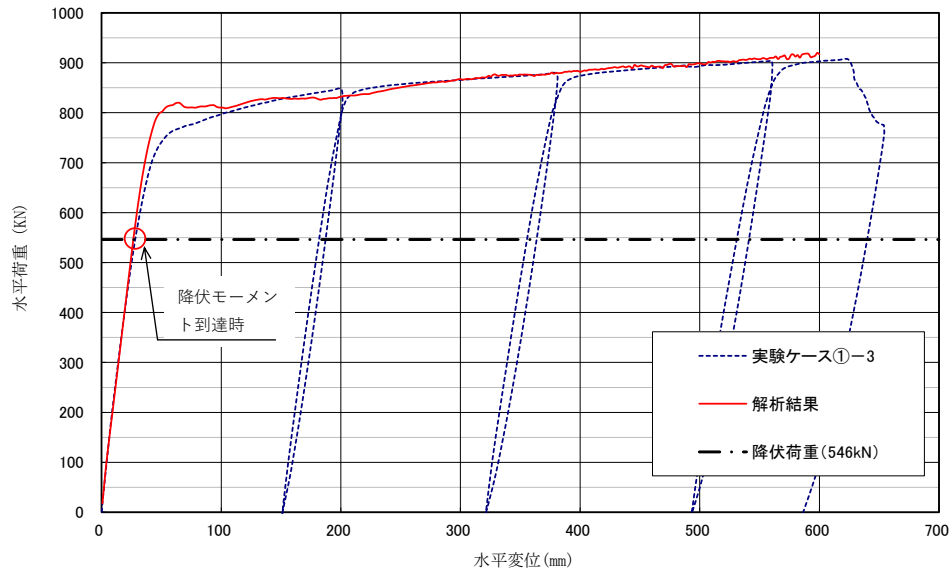


図 3-6 鋼管杭及びコンクリートの応力状態確認時点

降伏モーメント到達時の鋼管杭の応力状態を図 3-7 に、鋼管杭の降伏範囲図を図 3-8 に、中詰コンクリート及びモルタルの応力状態を図 3-9 に示す。

降伏モーメント到達時の鋼管杭の応力状態について、岩盤を模擬した固定架台上面付近において引張応力が、鋼管杭引張側の広い範囲に発生している（図 3-7）。降伏応力 360N/mm^2 を超えたのは、図 3-8 に示すとおり、多重管のうち最外管のみであり、最外管の降伏範囲は全体の一部であること、及び内側から 1 番目、2 番目、3 番目の杭には降伏は生じていないことを確認した。

図 3-9 に示す降伏モーメント到達時の中詰コンクリート及びモルタルの応力状態から、中詰コンクリート及びモルタルは降伏に至っていないことを確認した。

上記より、降伏モーメント到達時において、鋼管杭はおおむね弾性状態にとどまることを確認できた。

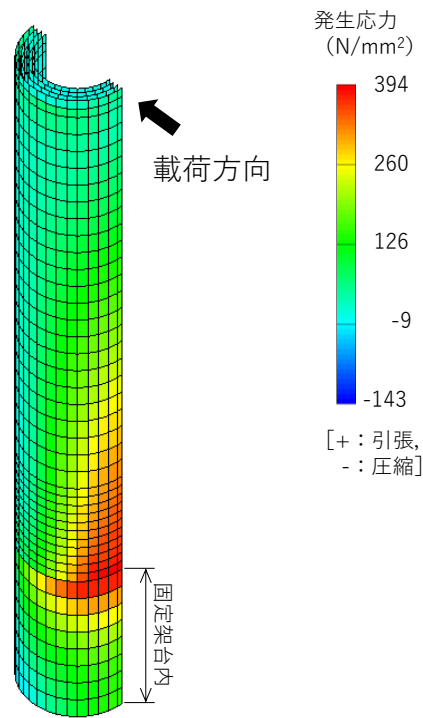


図 3-7 鋼管杭の応力状態
(実験ケース①再現解析, 降伏モーメント到達時, 最大主応力)

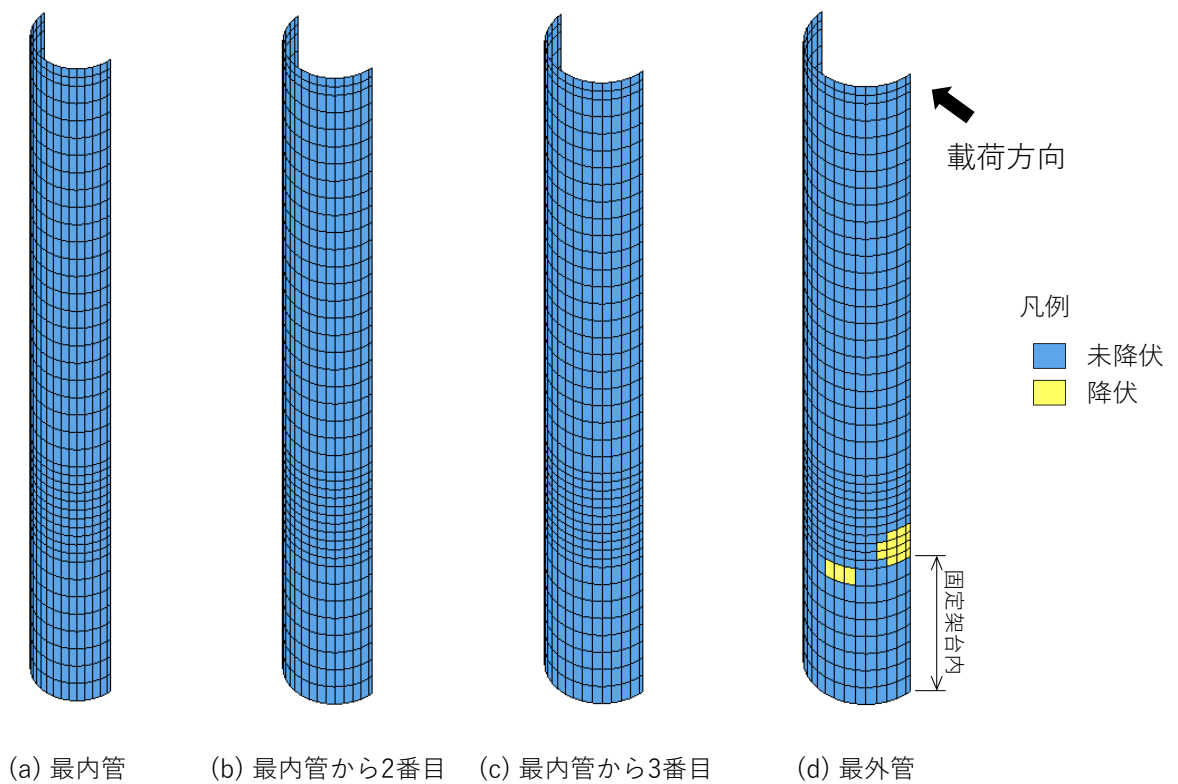


図 3-8 鋼管杭の降伏範囲図
(実験ケース①再現解析, 降伏モーメント到達時)

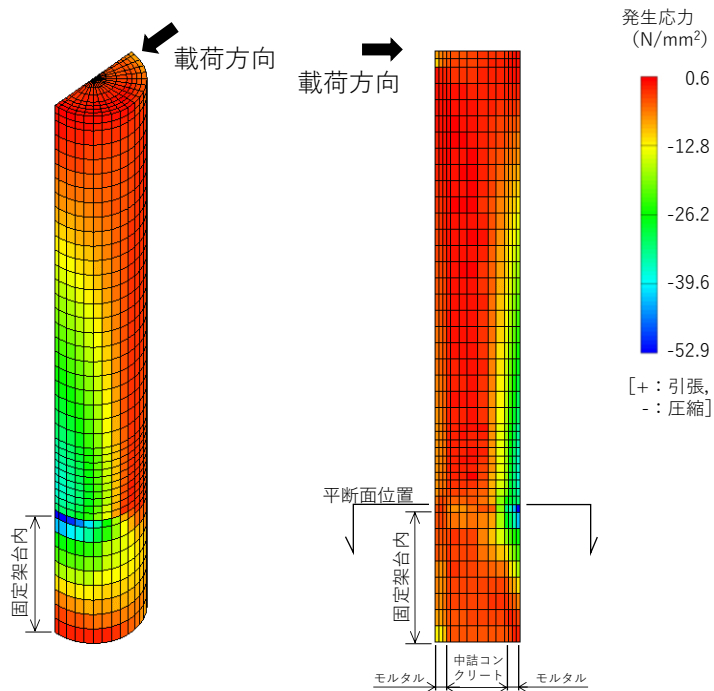


図 3-9(1) 中詰コンクリート及びモルタルの応力図（鳥観図及び断面図）
 （実験ケース①再現解析，降伏モーメント到達時，最小主応力）

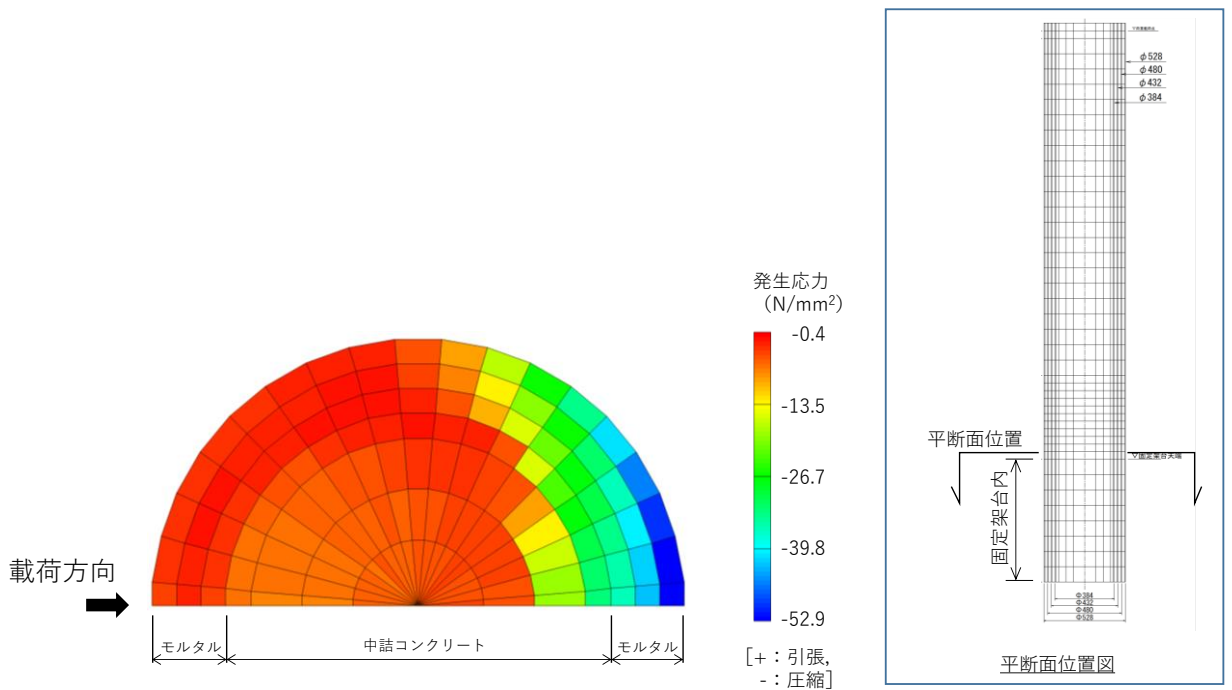


図 3-9(2) 中詰コンクリート及びモルタルの応力図（平断面図）
 （実験ケース①再現解析，降伏モーメント到達時，最小主応力）

3.3.6 3次元FEM解析モデルの妥当性評価

水平載荷実験の多重鋼管杭の挙動特性及び力学特性をおおむね再現するとともに、多重鋼管杭の耐力が実験値と解析値でおおむね一致することを確認した。本検討で得られた解析条件を用いて実構造物スケールの3次元FEM解析を行い、実構造物の設計の許容限界として降伏モーメントを設定する妥当性検討を行う。

4. 実構造物スケールにおける 3次元 FEM解析

4.1 概要

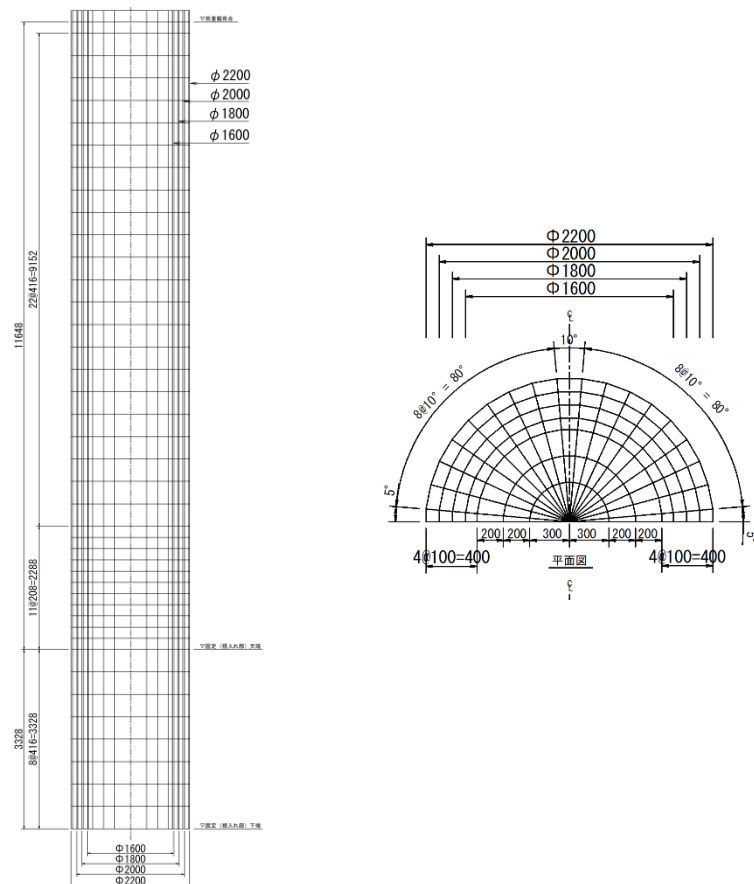
「2.3 3次元 FEM解析による実験の再現解析」の検討結果より、実験の再現解析で使用した条件を用いて、実構造物スケールの多重鋼管杭の設計に用いる許容限界の妥当性を確認する。

4.2 解析用物性値の設定

「3. 3次元 FEM解析による実験の再現解析」の条件と同様とする。

4.3 解析モデル及び諸元

実構造物の 3次元モデルを図 4-1 に 3次元 FEM解析モデルを示す。各種条件は「2.3 3次元 FEM解析による実験の再現解析」の条件と同様とする。



正面図及び平断面図

図 4-1 3次元 FEM解析モデル

4.4 実構造物スケールの降伏モーメント

実構造物スケールの降伏モーメントの算出方法を表 4-1 に示す。

表 4-1 実構造物スケールの降伏荷重の算出方法

杭径 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	肉厚 (mm)	断面係数 (cm ³)	降伏モーメント (kN・m)		アーム長 (mm)	降伏荷重 (kN)
φ 2200	400	25	91842	36737	110583	11648	9494
φ 2000			75643	30257			
φ 1800			61015	24406			
φ 1600			47958	19183			

4.5 解析結果

実構造物の解析結果を図 4-2 に示す。実験及び実験の再現解析結果と同様に、降伏荷重に至るまでは弾性挙動を示すことが確認された。なお、本解析においては、荷重作用位置の水平変位 2369mm で最大荷重 15830kN となり、降伏荷重 9494kN に対して、1.67 倍であった。

実構造物スケールにおける 3次元 FEM解析による結果より、「道路橋示方書」を基にした降伏モーメントに至るまでは、多重鋼管杭は弾性挙動を示しており、降伏モーメントを上回る耐力を有していることを確認した。

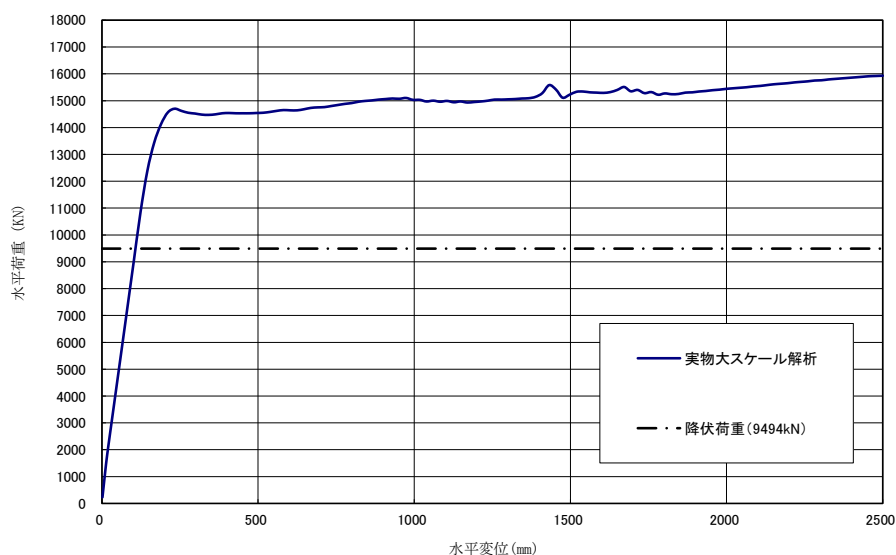


図 4-2 3次元 FEM解析の荷重－変位関係の比較

実構造物スケール解析の結果について、図 4-3 に示すとおり、降伏モーメント超過時及び実構造物の全塑性モーメント到達時における鋼管杭、中詰コンクリート及びモルタルの応力状態を確認する。

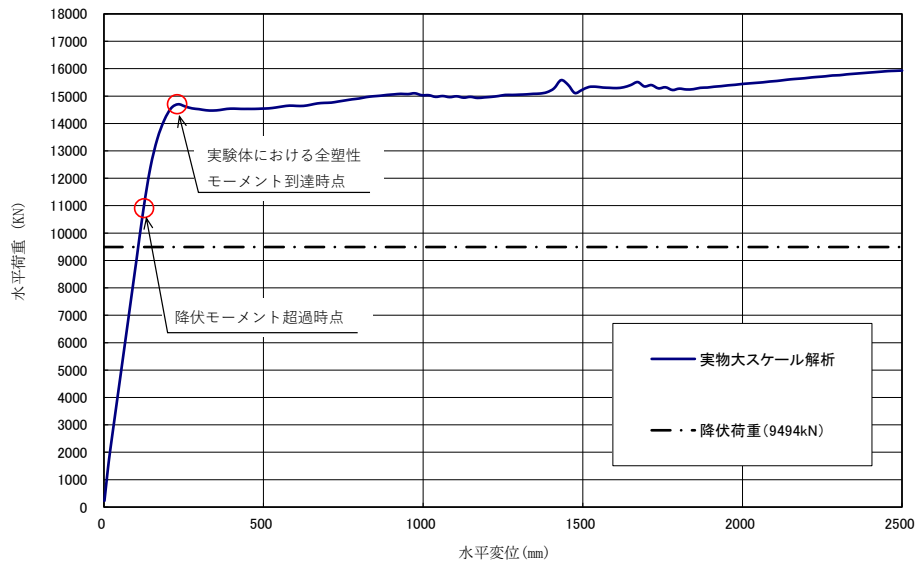


図 4-3 鋼管杭及びコンクリートの応力状態確認時点

降伏モーメント超過時の鋼管杭の応力状態を図 4-4 に、鋼管杭の降伏範囲図を図 4-5 に、中詰コンクリート及びモルタルの応力状態を図 4-6 に示す。解析ステップの都合上、降伏モーメント超過時の前後における応力状態が確認できるため、降伏モーメント超過後の 1 ステップ目の結果を確認した。

降伏モーメント超過時の鋼管杭の応力状態について、岩盤を模擬した固定架台上面付近において鋼管杭の引張応力が引張側の広い範囲に発生している（図 4-4）。降伏応力 360N/mm^2 を超えたのは、図 4-5 に示すとおり、多重管のうち内側から 3 番目、4 番目の鋼管杭のみであり、最外管の降伏範囲は全体の一部であること、及び内側から 1 番目、2 番目の鋼管杭には降伏は生じていないことを確認した。

図 4-6 に示す降伏モーメント超過時の中詰コンクリート及びモルタルの応力状態中詰コンクリート及びモルタルは降伏に至っていないことを確認した。

上記より、多重鋼管杭の水平載荷試験を模擬した実構造物スケール解析によって、降伏モーメント発生時において、鋼管杭はおおむね弾性状態にとどまることが確認できたため、多重鋼管杭の許容限界として「道路橋示方書」を基に算定する降伏モーメントを許容限界とすることができると判断した。

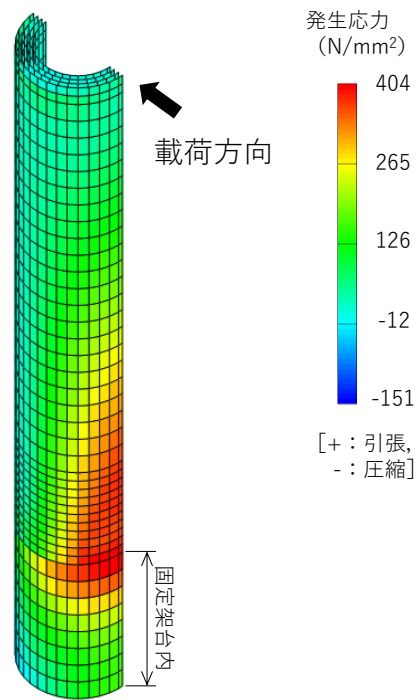


図 4-4 鋼管杭の応力状態
 (実構造物スケール解析, 降伏モーメント超過時, 最大主応力)

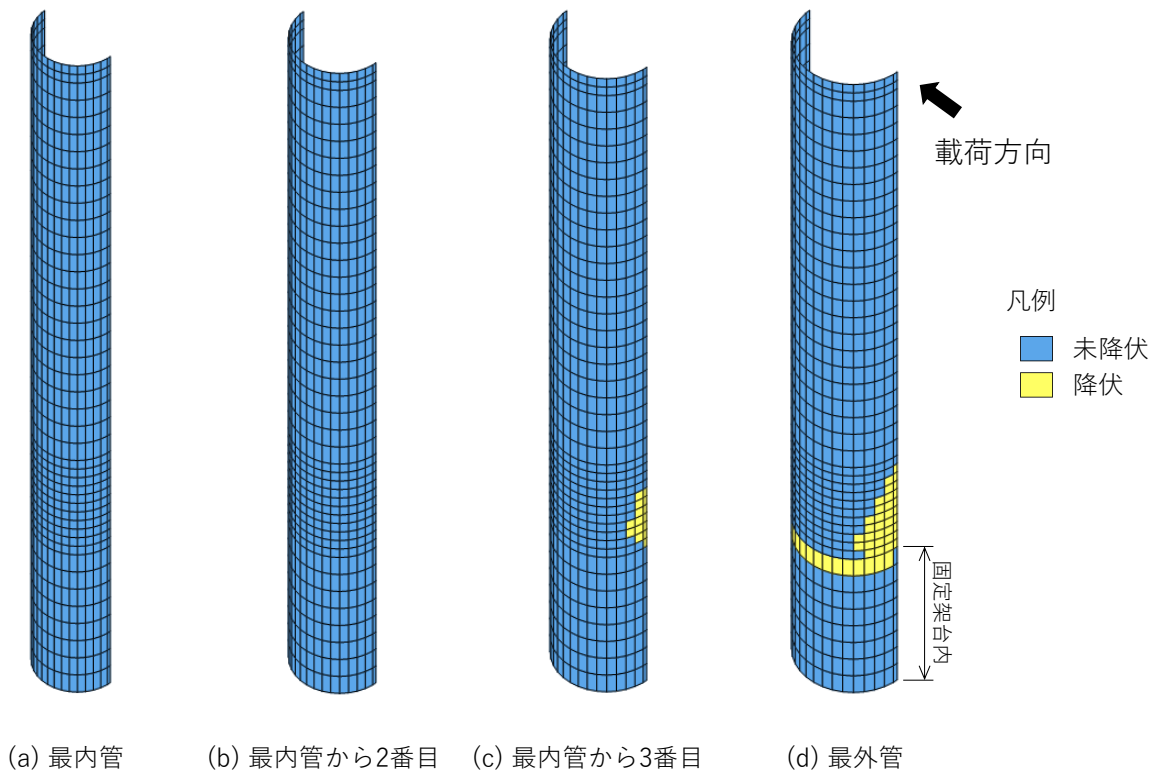


図 4-5 鋼管杭の降伏範囲図
 (実構造物スケール解析, 降伏モーメント超過時)

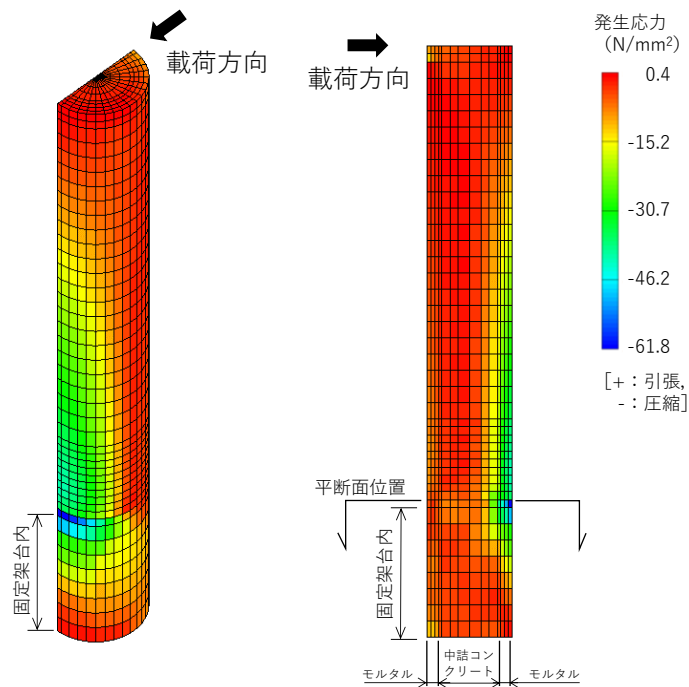


図 4-6(1) 中詰コンクリート及びモルタルの応力図（鳥観図及び断面図）
 （実構造物スケール解析，降伏モーメント超過時，最小主応力）

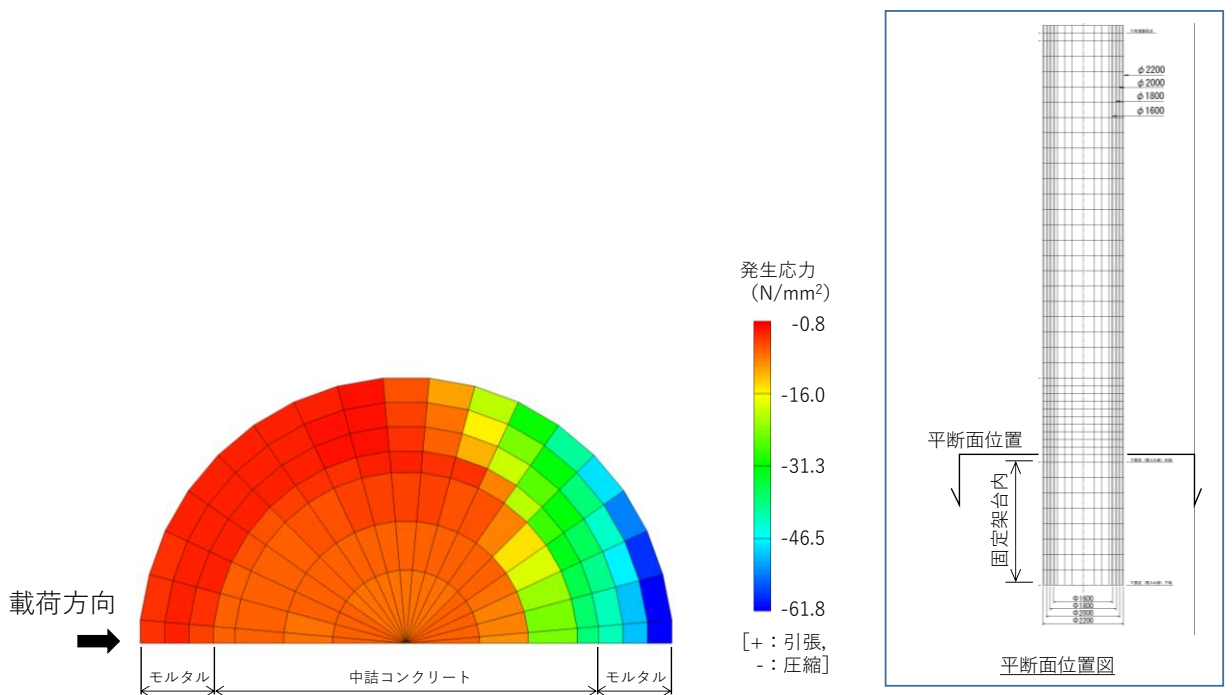


図 4-6(2) 中詰コンクリート及びモルタルの応力図（平断面図）
 （実構造物スケール解析，降伏モーメント超過時，最小主応力）

また、多重鋼管杭の許容限界として設定する降伏モーメントを超える、実構造物スケール解析における全塑性モーメント到達時の鋼管杭の応力状態を図 4-7 に、鋼管杭の降伏範囲図を図 4-8 に示す。

実構造物スケール解析における全塑性モーメント到達時点の鋼管杭には、岩盤を模擬した固定架台上面付近において、図 4-7 に示すとおり広範囲に引張応力が発生しており、降伏モーメント超過時の鋼管杭より発生引張応力は大きい。また、図 4-8 に示すとおり、すべての鋼管杭において降伏していることを確認した。

上記より、多重鋼管杭の許容限界として設定する降伏モーメントを超える、実構造物スケール解析における全塑性モーメント到達時においては、すべての鋼管杭において降伏しており、多重鋼管杭の全断面において塑性化しているため、多重鋼管杭の許容限界として「道路橋示方書」を基に算定する降伏モーメントを許容限界とすることは妥当と判断した。

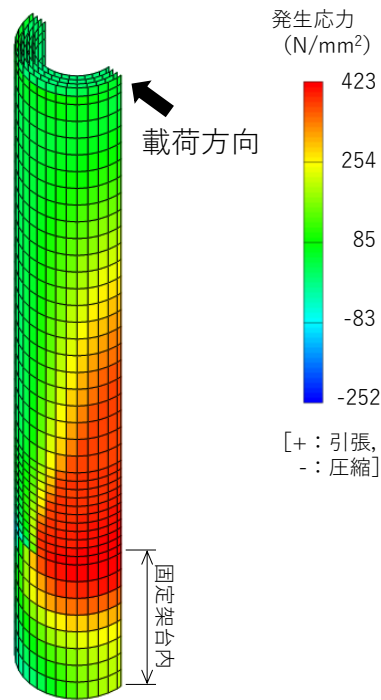


図 4-7 鋼管杭の応力状態
 (実構造物スケール解析, 全塑性モーメント到達時, 最大主応力)

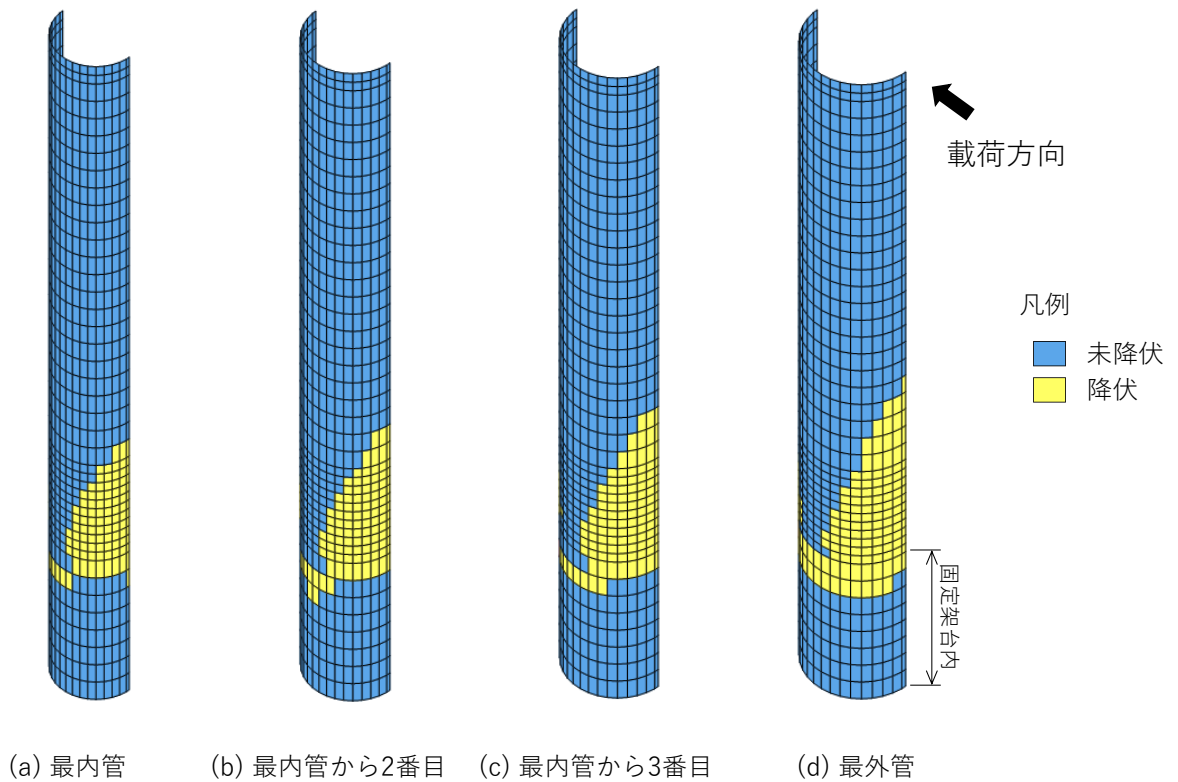


図 4-8 鋼管杭の降伏範囲図
 (実構造物スケール解析, 全塑性モーメント到達時)

5. まとめ

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の設計における多重鋼管杭の許容限界について、水平載荷実験結果及び実構造物スケールの3次元FEM解析の結果から、以下の事項を確認した。

- ・多重鋼管杭は、「道路橋示方書」を基にした降伏モーメントを上回る耐力を有している。
- ・多重鋼管杭は、載荷開始から「道路橋示方書」を基に算定した降伏モーメントが作用するまで弾性挙動を示す。
- ・降伏モーメント作用時の多重鋼管杭の応力状態について、鋼管杭の大部分は弾性状態にある。

以上より、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の設計において、地震後及び津波後の再使用性を確保するために鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまることを確認できるため、「道路橋示方書」を基に算定した降伏モーメントを許容限界として設定することは妥当と判断できる。

また、中詰コンクリート及びモルタル（充填材）により、鋼管杭の局部座屈の進行を抑制し、延伸度が向上していると考えられる。設計で用いる降伏モーメントには、中詰コンクリート及びモルタル（充填材）による延伸度の向上は考慮していないため、現地に施工された多重鋼管杭は、より安全裕度を有している。

(参考1) 中詰コンクリートによる最大荷重への影響

中詰コンクリートの有無が多重鋼管杭に作用する最大荷重に与える影響を確認する。中詰コンクリートを充填している「2.2.3 実験結果」に示した実験ケース①と、別途実施した中詰コンクリートを充填していない実験ケース（以下「実験ケース③」という。）との比較を図1に示す。

なお、実験ケース①は3つの実験体で同様な挙動であることから、実験ケース①-3で代表する。

中詰コンクリートの有無に関わらず降伏モーメントを上回る耐力を有していること、降伏モーメントに至るまでは弾性挙動を示すことを確認した。実験ケース③での最大荷重は圧縮縁の局部座屈発生後に確認され、最大荷重発生後は荷重の低下が確認されたが、実験ケース①では圧縮縁の局部座屈発生後に荷重の低下は確認されず、緩やかに荷重が増加し続け、最終的には鋼管の引張縁の破断に伴い荷重が低下した。実験ケース①は実験ケース③と比較して、最大荷重が1.19倍、最大変位が約5倍であった。

中詰コンクリート及びモルタル(充填材)により、鋼管杭の局部座屈の進行が抑制され、延伸度が向上していると考えられる。設計では、「道路橋示方書」を基に降伏モーメントを許容限界とし、安全側の設計とするために、中詰コンクリート及びモルタル(充填材)を考慮しない方針であることから、現地に施工された実構造物は、地震又は津波に対して、より安全裕度を有すると考えられる。

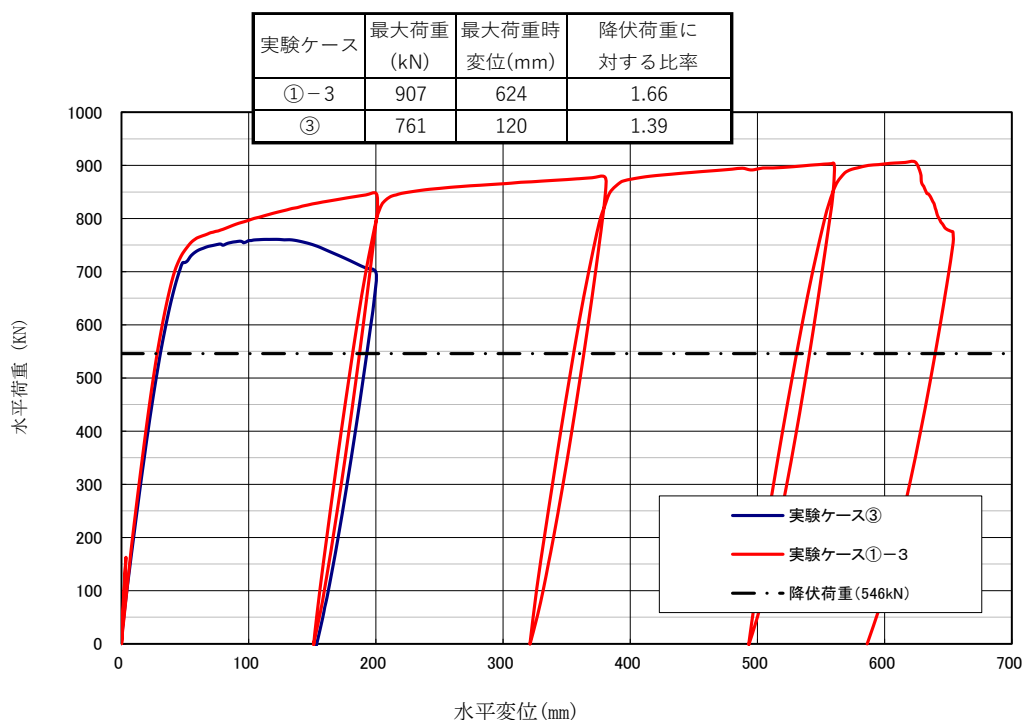


図1 水平荷重と水平変位の関係（実験ケース①及び実験ケース③）

(参考2) 中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の圧縮強度試験結果

実験で使用した中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の圧縮強度試験結果の一覧を表1に示す。中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の解析用物性値は、実験ケース①の平均値を採用し、中詰コンクリートは 29N/mm^2 、モルタル（充填材）は 53N/mm^2 とした。

表1 実験で使用した中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の圧縮強度試験結果

実験 ケース	鋼管 構造	荷重方法	圧縮強度（材令 28 日） （ N/mm^2 ）			
			中詰コンクリート		モルタル（充填材）	
①-1	4重管 $\phi 528$ $\phi 480$ $\phi 432$ $\phi 384$	水平一方向荷重	30.4	29.2	52.1	53.3
①-2			29.5		55.6	
①-3			27.8		52.2	
②		正負交番荷重後 水平一方向荷重	34.0		53.6	

(参考3) 多重鋼管杭の一体挙動特性の把握

多重鋼管内部の変状から荷重伝達機能を把握するために、実験ケース②の実験後の実験体を鉛直方向に切断した。切断面の状況を図1～3に示す。

切断面の状況として、圧縮側のコンクリートにひび割れは確認されず、圧縮側の鋼管杭の座屈による変形量は内側ほど小さく、外側から内側にかけて順番に座屈が発生したと考えられる。引張側の鋼管破断は最外管のみであり、さらに曲げ変形が進んだ場合、順次内側が破断するものと考えられる。

多重鋼管は、最外管から内側の鋼管への荷重伝達機能を有しており、一体構造として挙動し、各鋼管が荷重分担すると考えられる。また、降伏変位を大きく超える大変形に対しても段階的に最大荷重が低下する粘り強い構造であると考えられる。



図1 実験体切断面



図2 切断面拡大図（圧縮縁）



図3 切断面拡大図（引張縁）

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	10
2.4	適用規格・基準等	15
3.	耐震評価	17
3.1	評価対象断面	17
3.2	解析方法	21
3.3	荷重及び荷重の組合せ	24
3.4	入力地震動	26
3.5	解析モデル及び諸元	65
3.5.1	解析モデル	65
3.5.2	使用材料及び材料の物性値	90
3.5.3	地盤の物性値	95
3.5.4	地下水位	98
3.6	評価対象部位	98
3.6.1	施設・地盤の健全性評価	98
3.6.2	施設の変形性評価	98
3.6.3	基礎地盤の支持性能評価	98
3.7	許容限界	99
3.7.1	逆T擁壁	99
3.7.2	グラウンドアンカ	99
3.7.3	改良地盤	100
3.7.4	止水目地	100
3.7.5	基礎地盤	100
3.8	評価方法	101
3.8.1	逆T擁壁	101
3.8.2	グラウンドアンカ	103
3.8.3	改良地盤	105

3.8.4	止水目地	106
3.8.5	基礎地盤	107
4.	耐震評価結果	108
4.1	地震応答解析結果	108
4.2	逆 T 擁壁	160
4.2.1	曲げ・軸力照査	160
4.2.2	せん断力照査	166
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	169
4.2.4	隣接する躯体同士の支圧照査	172
4.3	グラウンドアンカ	176
4.4	改良地盤	193
4.5	止水目地	205
4.6	基礎地盤	211
4.7	防波壁前面の施設護岸，基礎捨石等の損傷による不確かさの検討	221
5.	防波壁（逆 T 擁壁）の耐震性に関する影響検討	240
5.1	鋼管杭の影響検討	240
5.2	改良地盤⑧の影響検討	252
5.3	⑤－⑤断面位置でのグラウンドアンカを反映した影響検討	258
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。

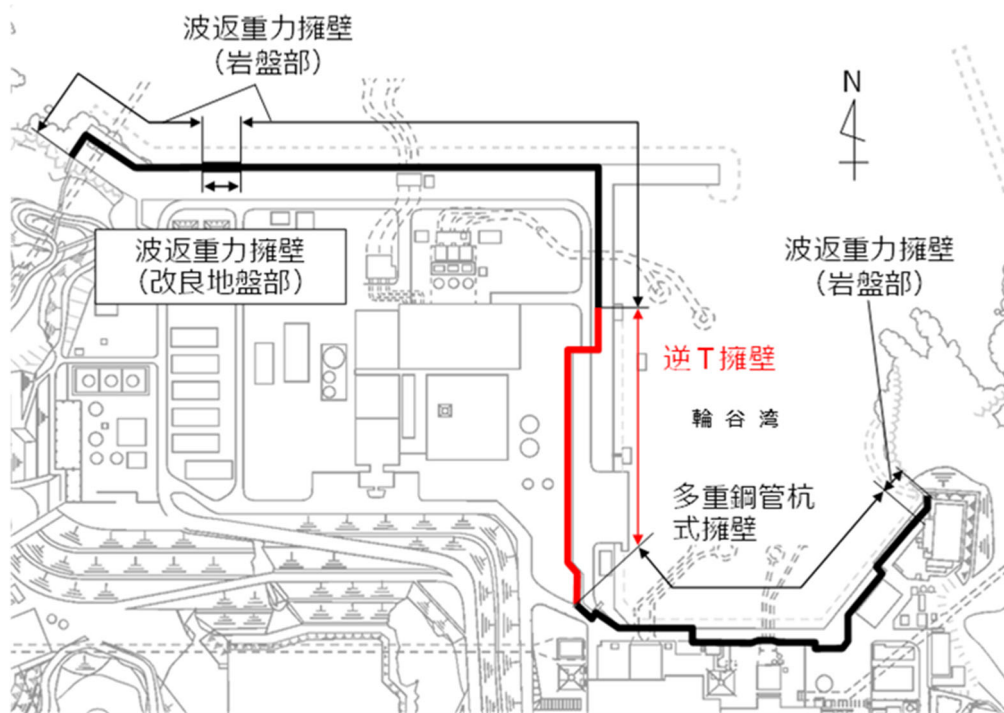


図 2.1-1 防波壁（逆 T 擁壁）の範囲

2.2 構造概要

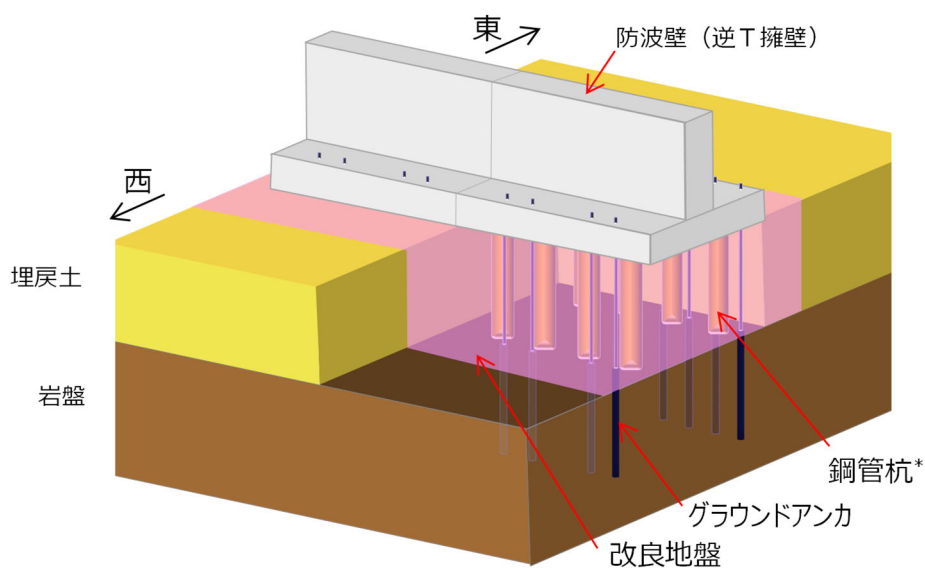
防波壁（逆 T 擁壁）の構造概要図及び構造図を図 2.2-1～図 2.2-4 に、目地材写真を図 2.2-5 に、概略配筋図を図 2.2-6 に、グラウンドアンカの配置図を図 2.2-7 に、止水目地の概念図及び配置位置図を図 2.2-9 及び図 2.2-10 に示す。

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

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

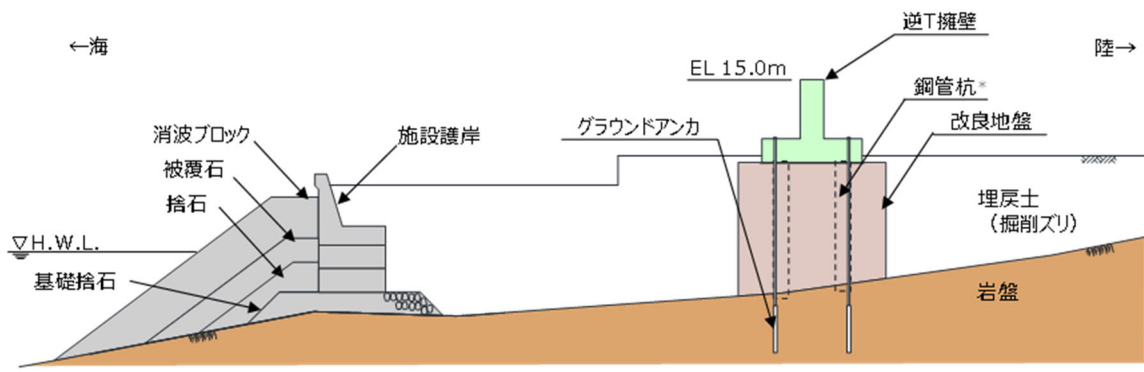
止水目地は、岩盤深さが深く、目地間の変位量が大きくなると考えられる北側ではシートジョイントを設置し、それ以外の範囲ではゴムジョイントを設置する。

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



注記*：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)

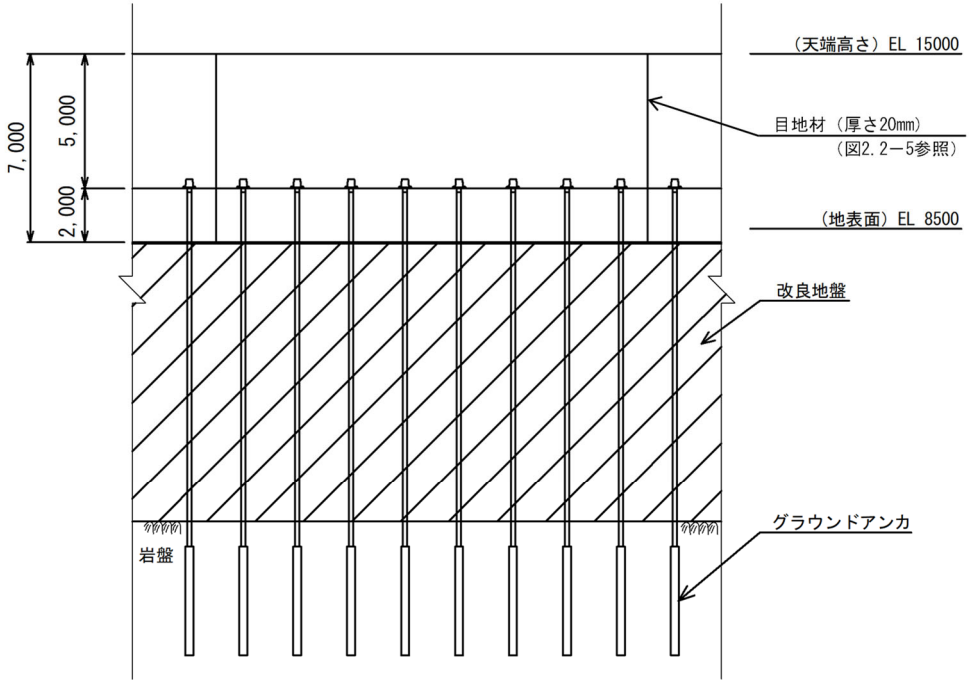


図 2.2-3 防波壁 (逆 T 擁壁) の構造図 (正面図)

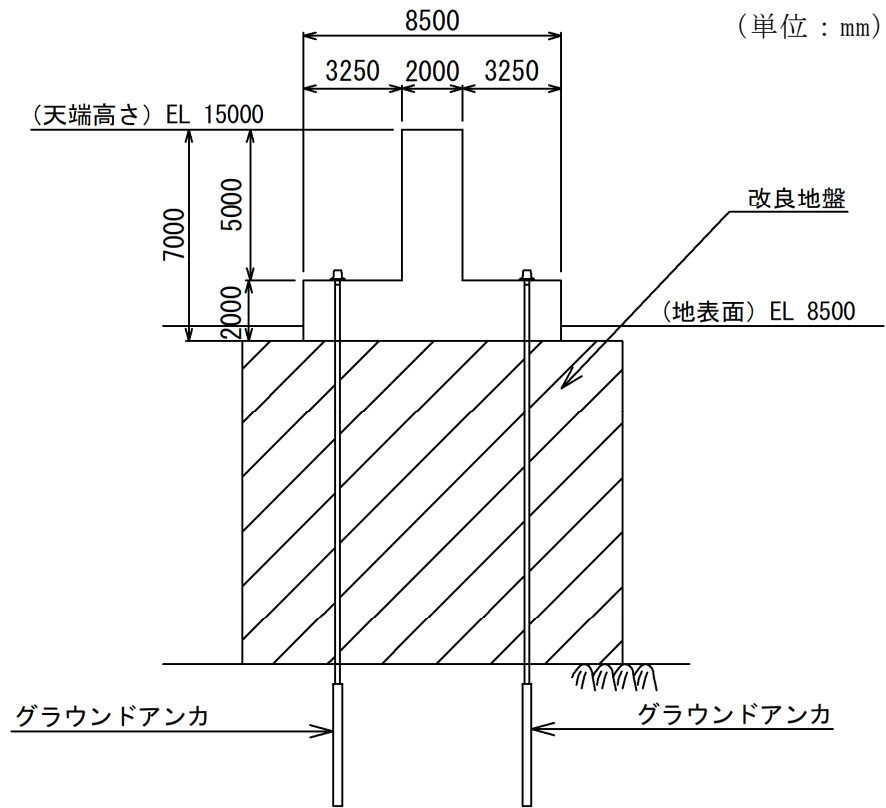


図 2.2-4 防波壁（逆 T 擁壁）の構造図（断面図）

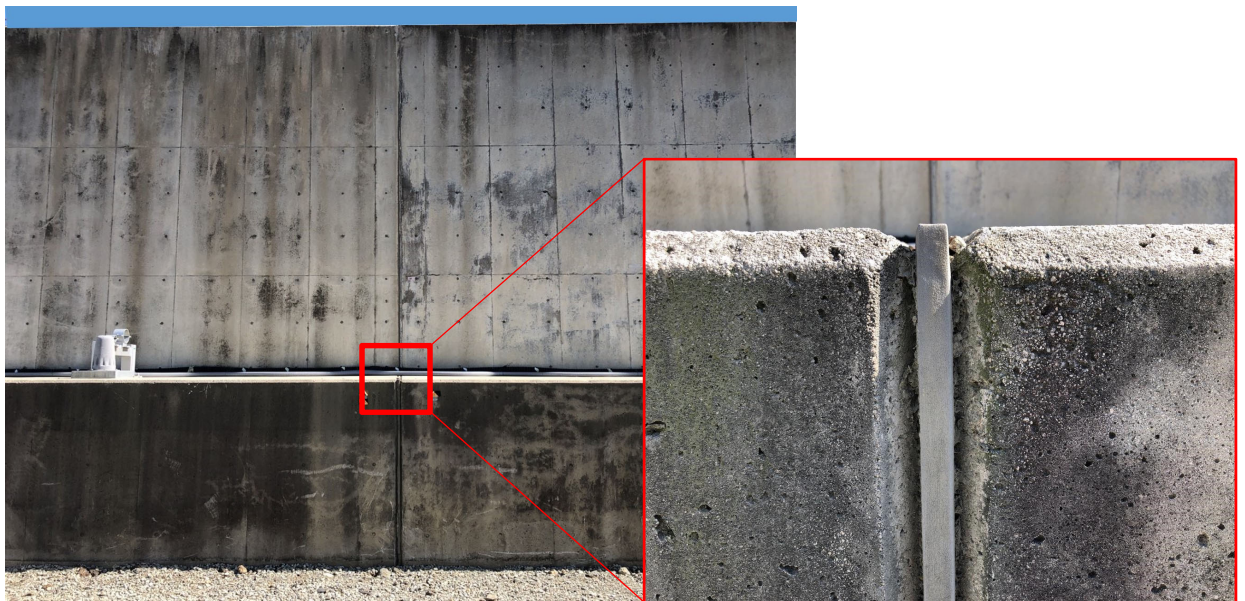


図 2.2-5 目地材写真（樹脂発泡体目地材，厚さ 20mm）

(単位：mm)

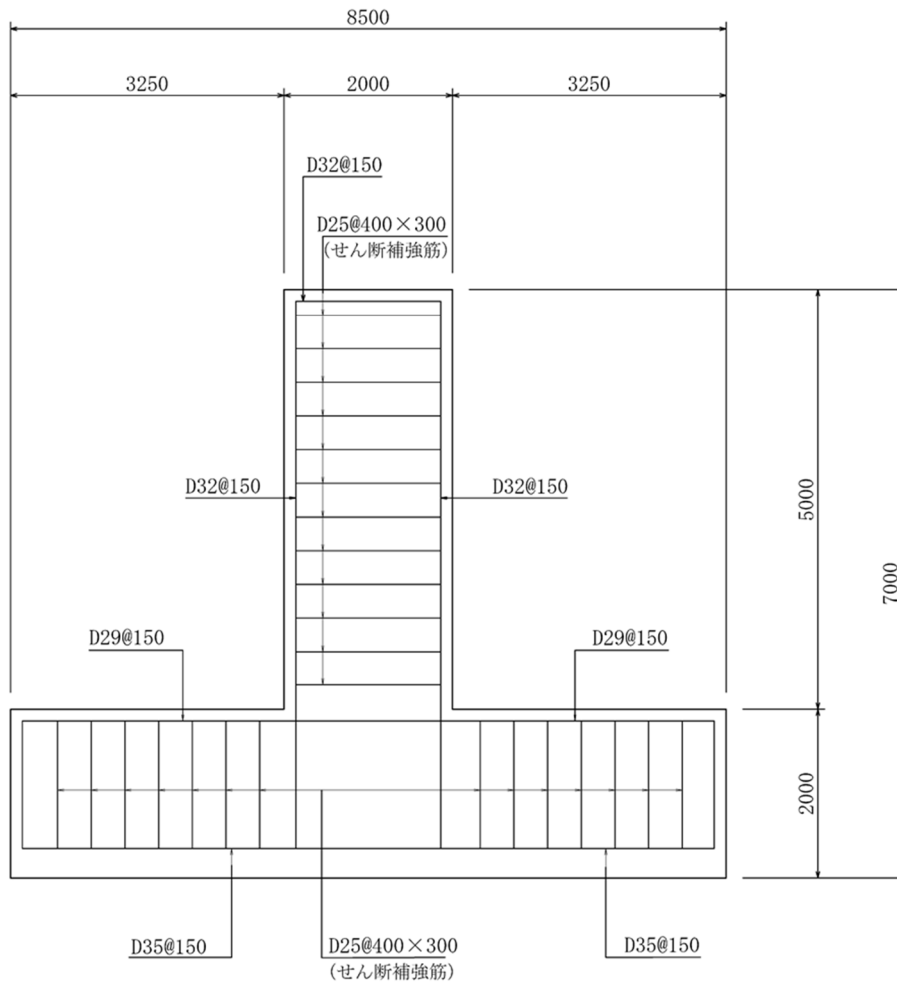
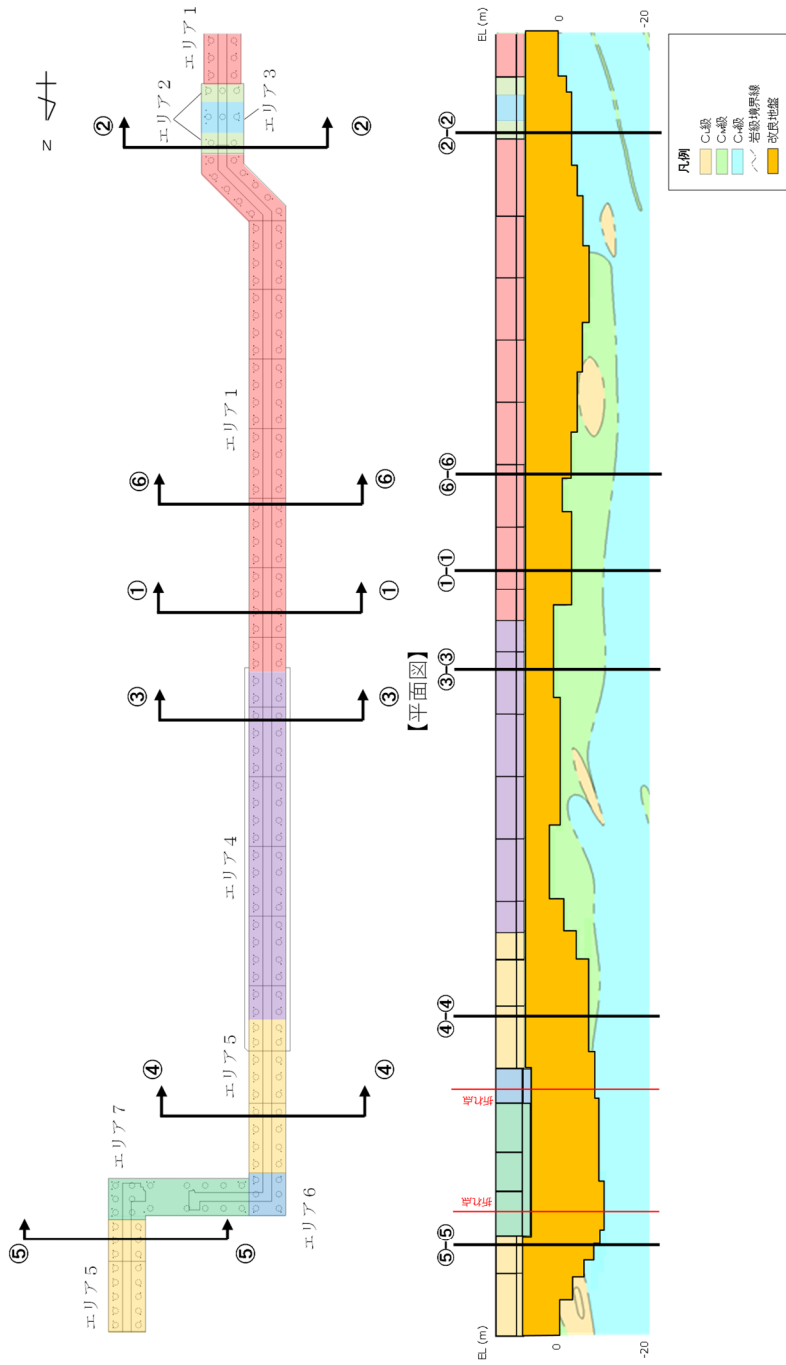


図 2.2-6 防波壁（逆 T 擁壁）の概略配筋図



【断面図】

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

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

図 2.1.3-8 逆 T 擁壁に設置されているグラウンドアンカーの諸元

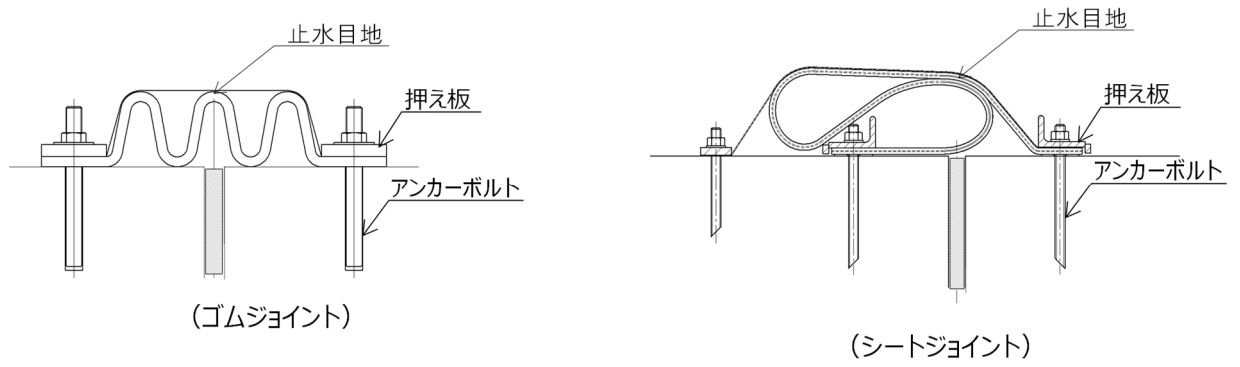


図 2.2-9 防波壁（逆 T 擁壁）の止水目地の概念図

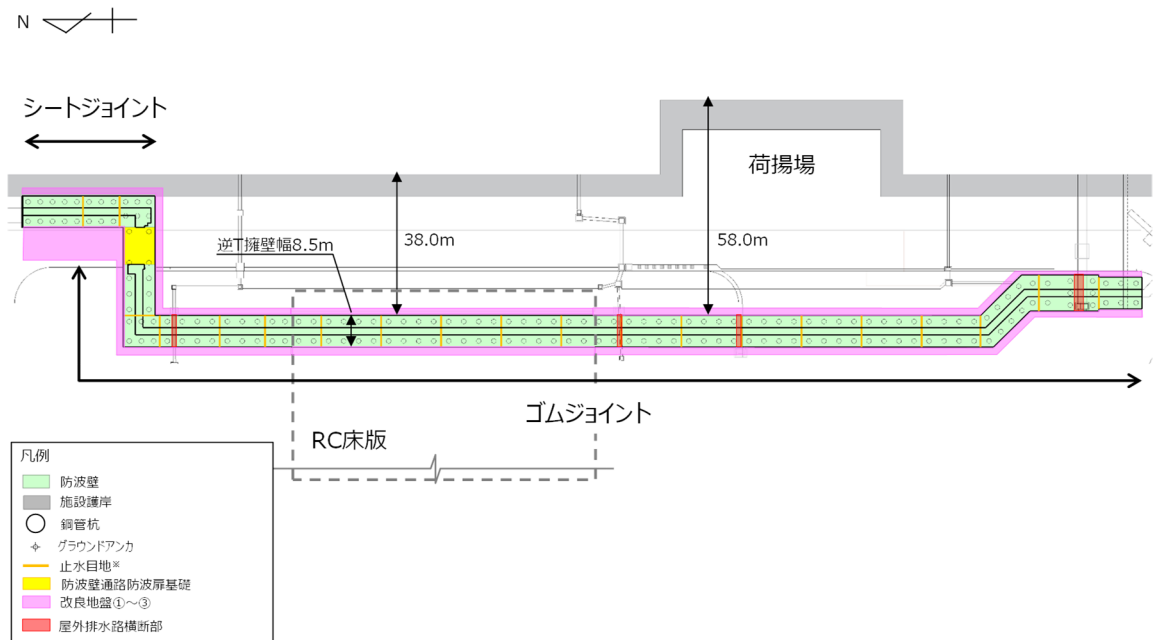


図 2.2-10 止水目地の設置位置図

2.3 評価方針

防波壁（逆 T 擁壁）は，S クラス施設である津波防護施設に分類される。

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

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 ^{*3}	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	許容アンカー力
		改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性	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 ^{*3}	発生するアンカー力が許容限界以下であることを確認	許容アンカー力
		改良地盤①～③	すべり破壊しないこと（内的安定を保持）を確認	すべり安全率 1.2 以上
	基礎地盤の支持性	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。

*3：グラウンドアンカを考慮した滑動・転倒に対する照査も実施する。

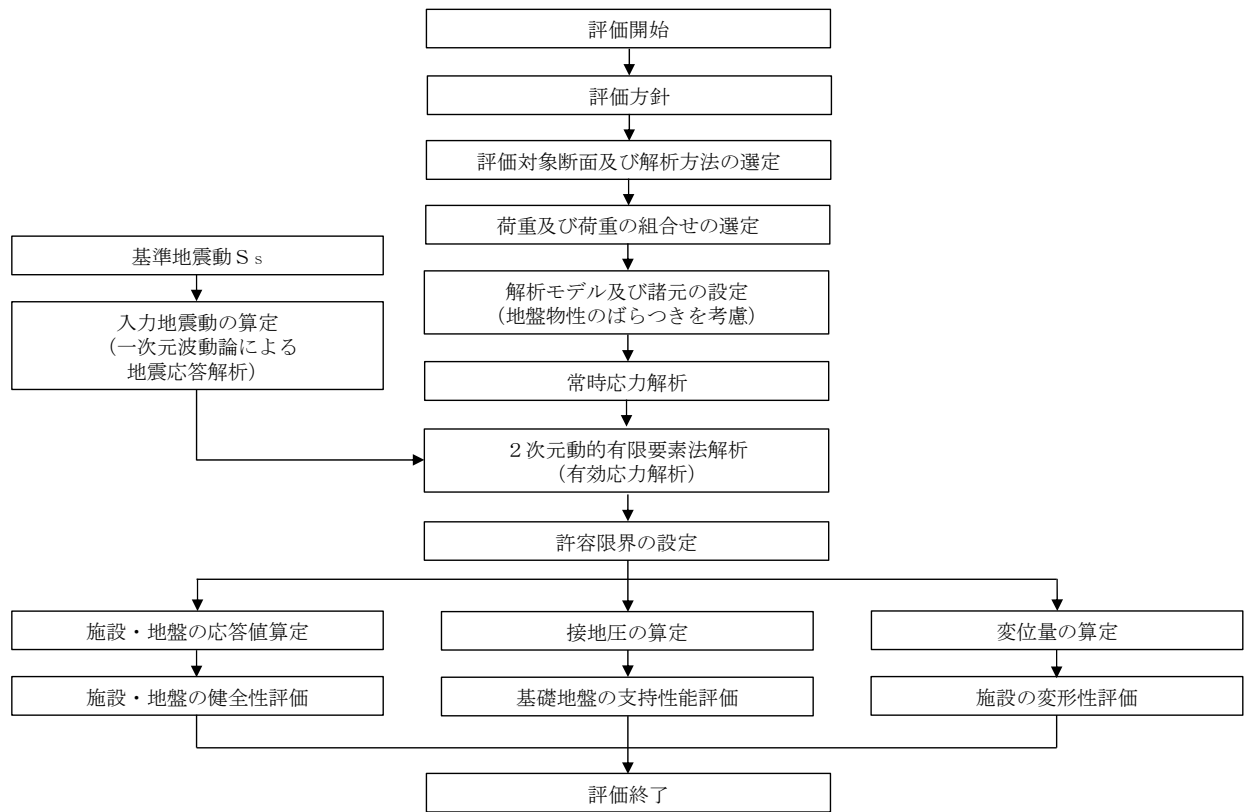


図 2.3-1 防波壁(逆 T 擁壁)の耐震評価フロー

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～図 3.1-6 に示す。

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

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

□: 番号を付与する観点

□: 観点の番号付与が多い

□: 選定した評価対象断面

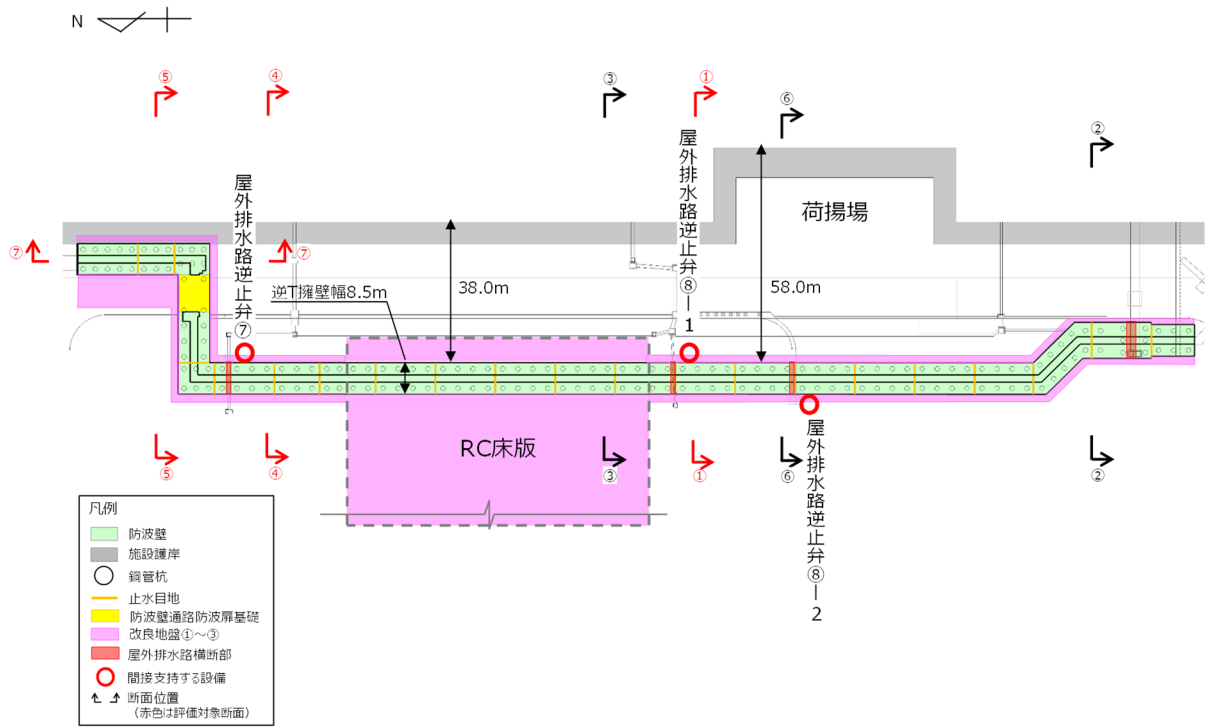


図 3.1-1 防波壁（逆 T 擁壁）平面配置図

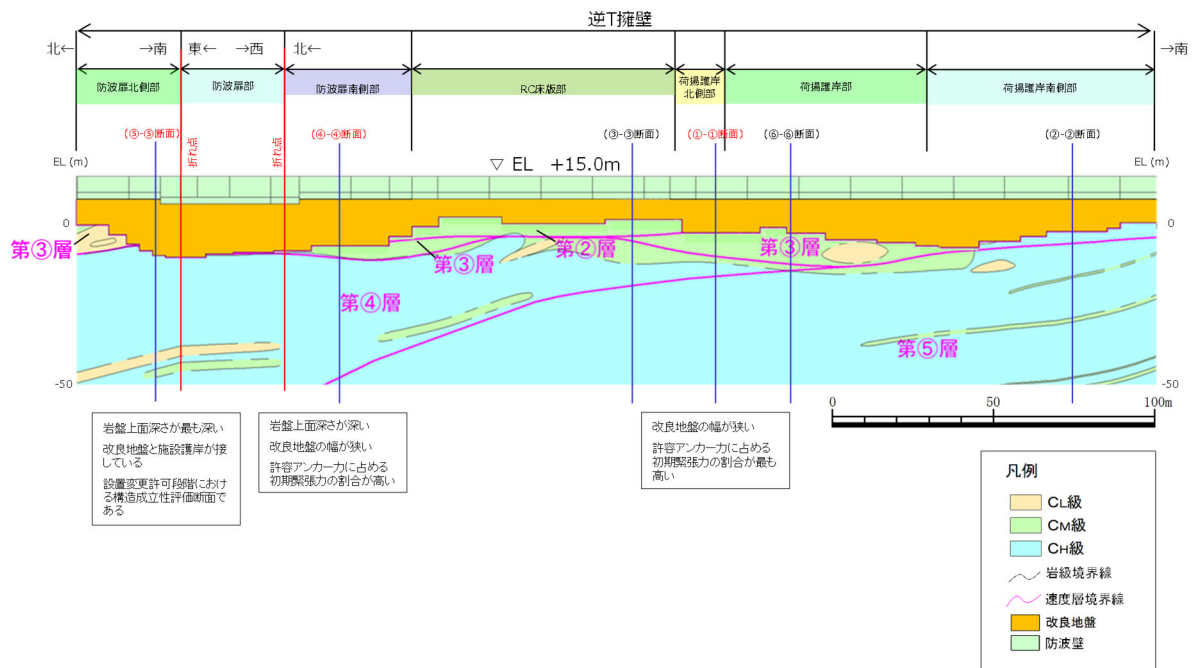


図 3.1-2 防波壁（逆 T 擁壁）縦断面図

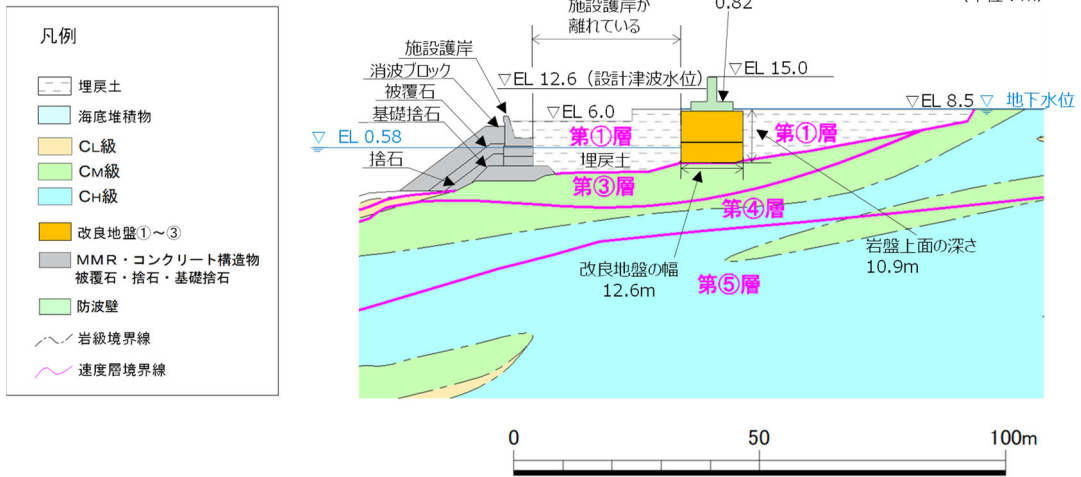


図 3.1-3 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（①-①断面）

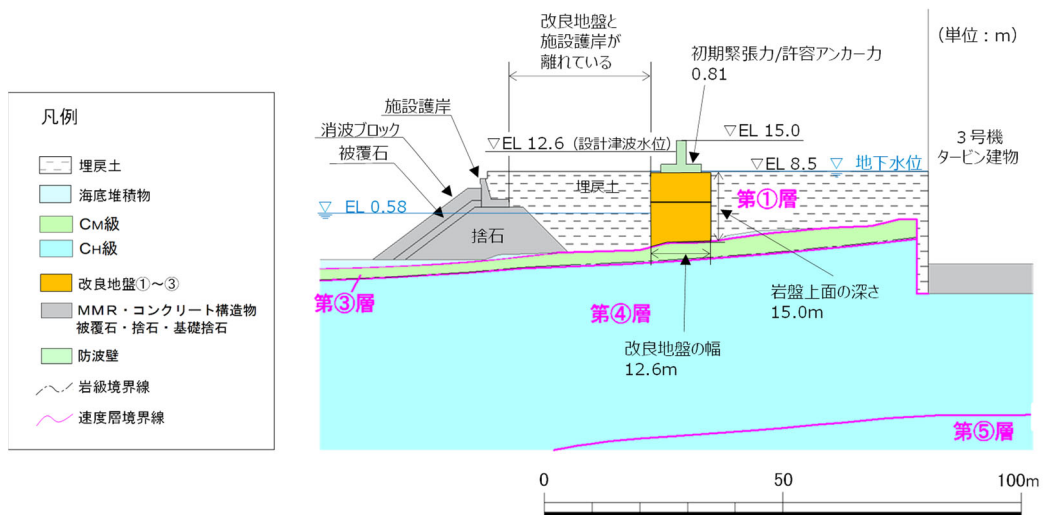


図 3.1-4 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（④-④断面）

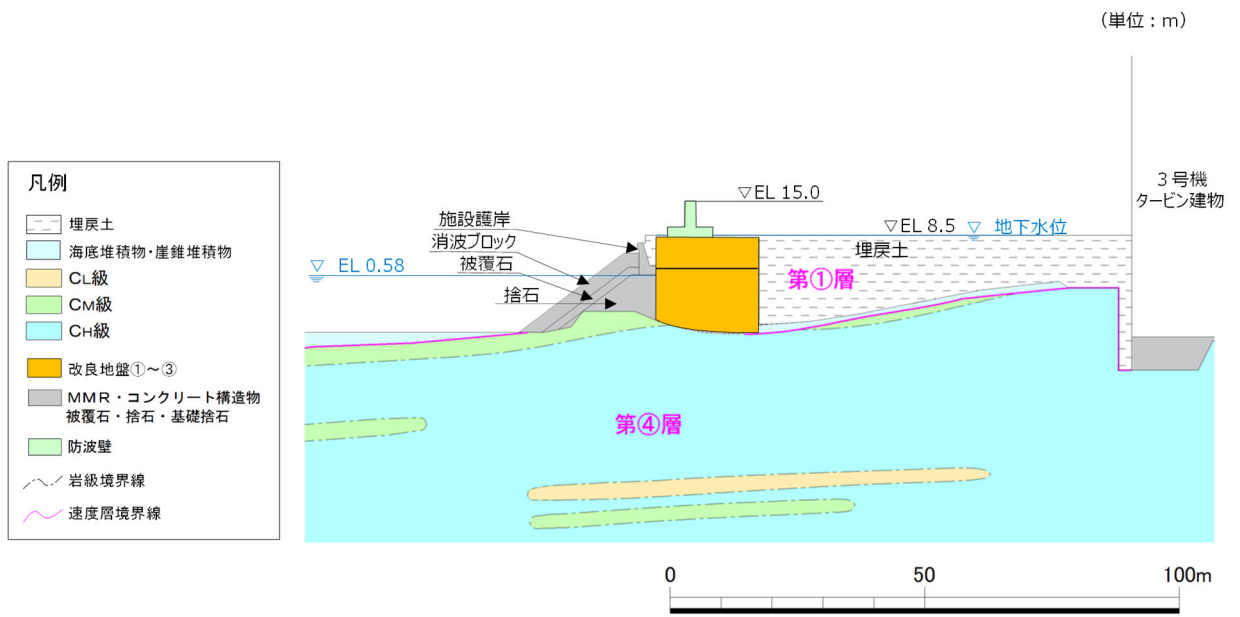


図 3.1-5 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑤-⑤断面）

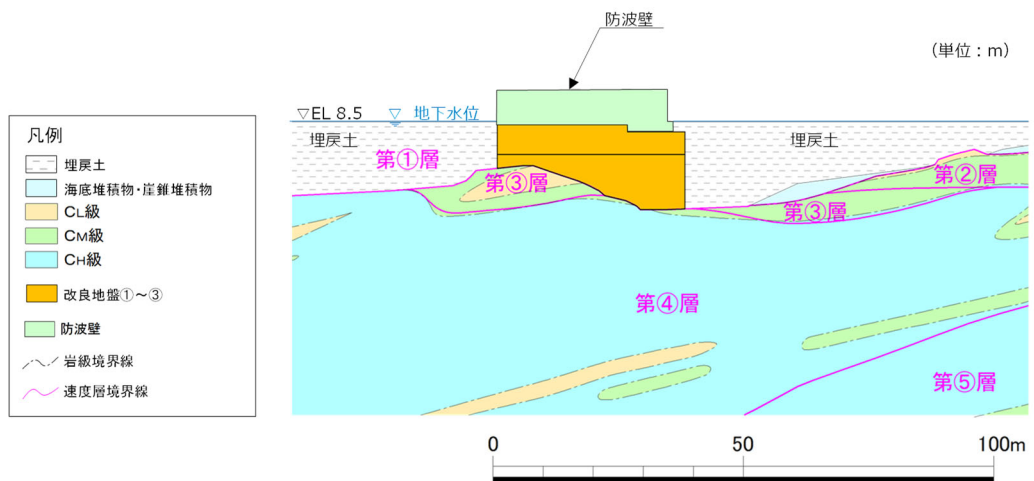


図 3.1-6 防波壁（逆 T 擁壁）の横断面図（⑦-⑦断面）

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。

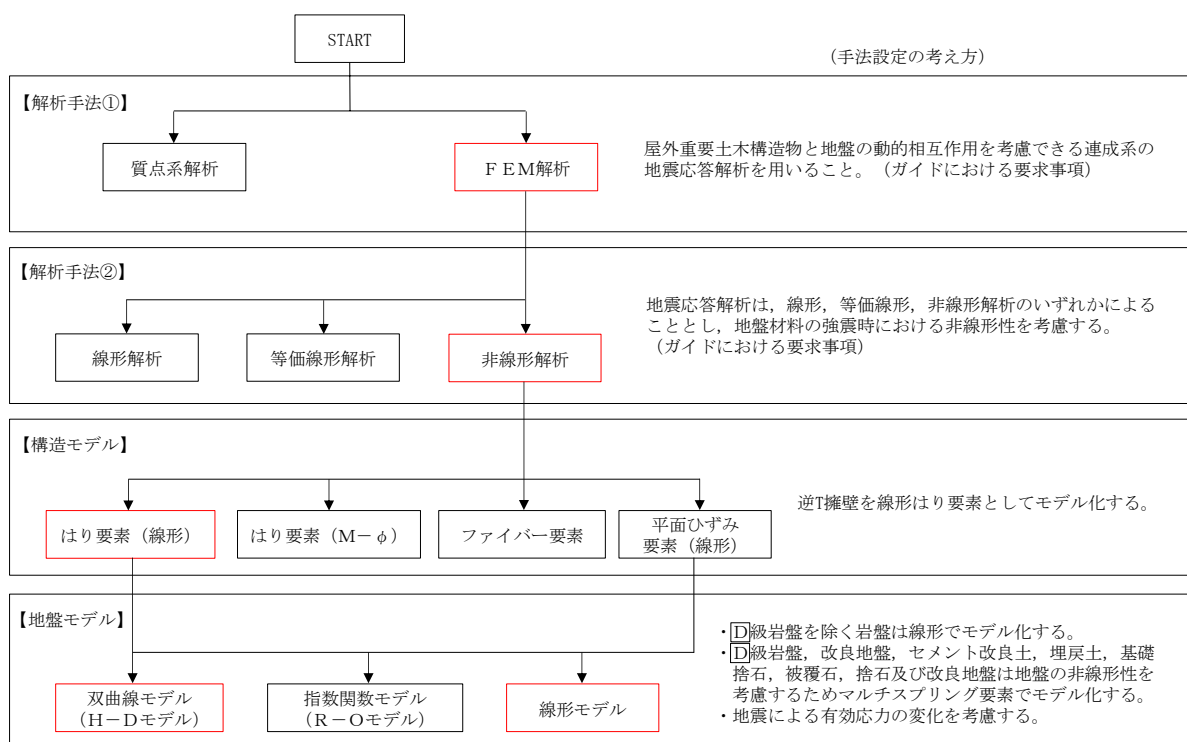


図 3.2.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

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。

以下の理由から、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。

- ・ 広範囲に分布しており、動的変形特性にひずみ依存性があるため、地震時の繰返し载荷により剛性低下することから、剛性の違いが地盤応答に影響し、逆 T 擁壁の応答に影響する。
- ・ 地震時の繰返し载荷により液状化し、有効応力が低下することから、剛性の違いが改良地盤に対する主動土圧に影響し、逆 T 擁壁の応答に影響する。

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、全ての評価対象断面及び基準地震動 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。

また、改良地盤と施設護岸、基礎捨石等が近接しており、施設護岸、基礎捨石等が改良地盤の変形抑制に寄与する可能性が高いと考えられる⑤-⑤断面については、ケース①～③のうち照査値が最も厳しくなるケースで、防波壁前面の施設護岸、基礎捨石等の損傷を考慮した解析ケースを実施する（「4.7 防波壁前面の施設護岸、基礎捨石等の損傷による不確かさの検討」参照）。

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	ケース④
		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	防波壁前面の施設護岸、基礎捨石等の損傷を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ	改良地盤と施設護岸、基礎捨石等が近接しており、施設護岸、基礎捨石等が改良地盤の変形抑制に寄与する可能性が高いと考えられる⑤-⑤断面において、ケース①～③のうち照査値が最も厳しくなるケースで実施する。
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）に平均的な積雪荷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。

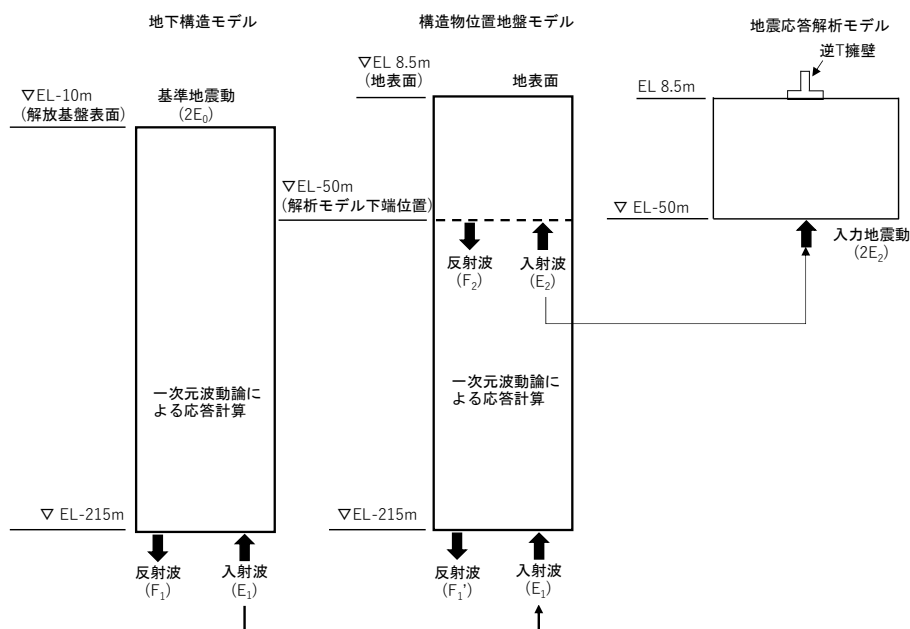
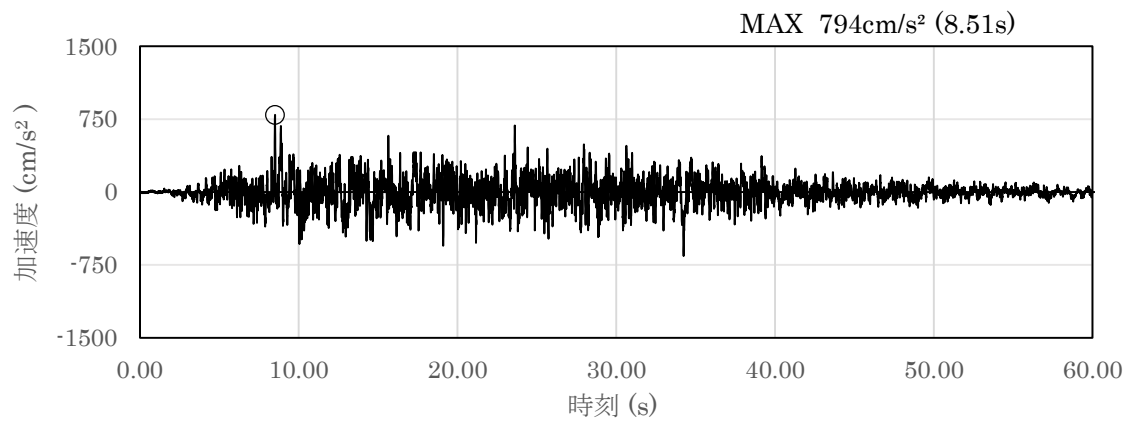
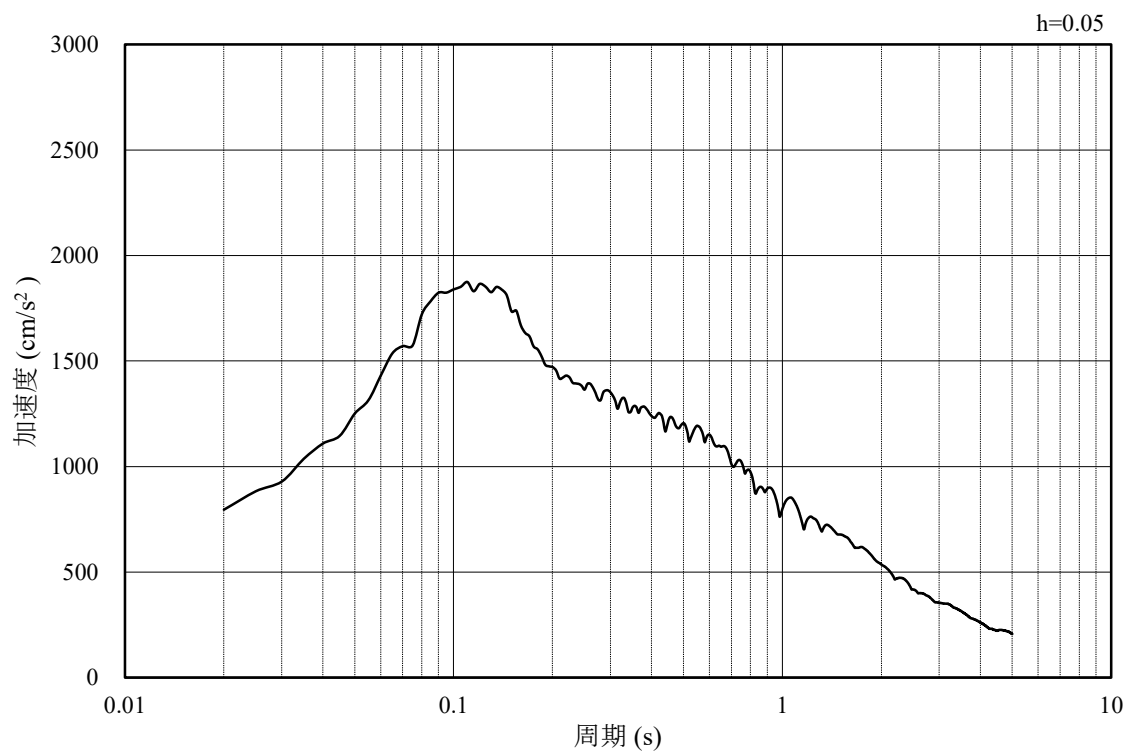


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

3.4.1 ①-①断面

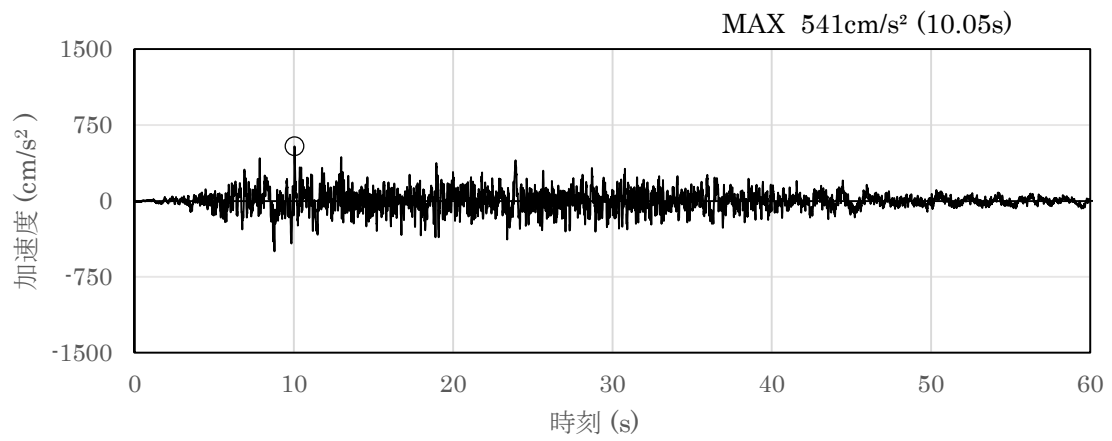


(a) 加速度時刻歴波形

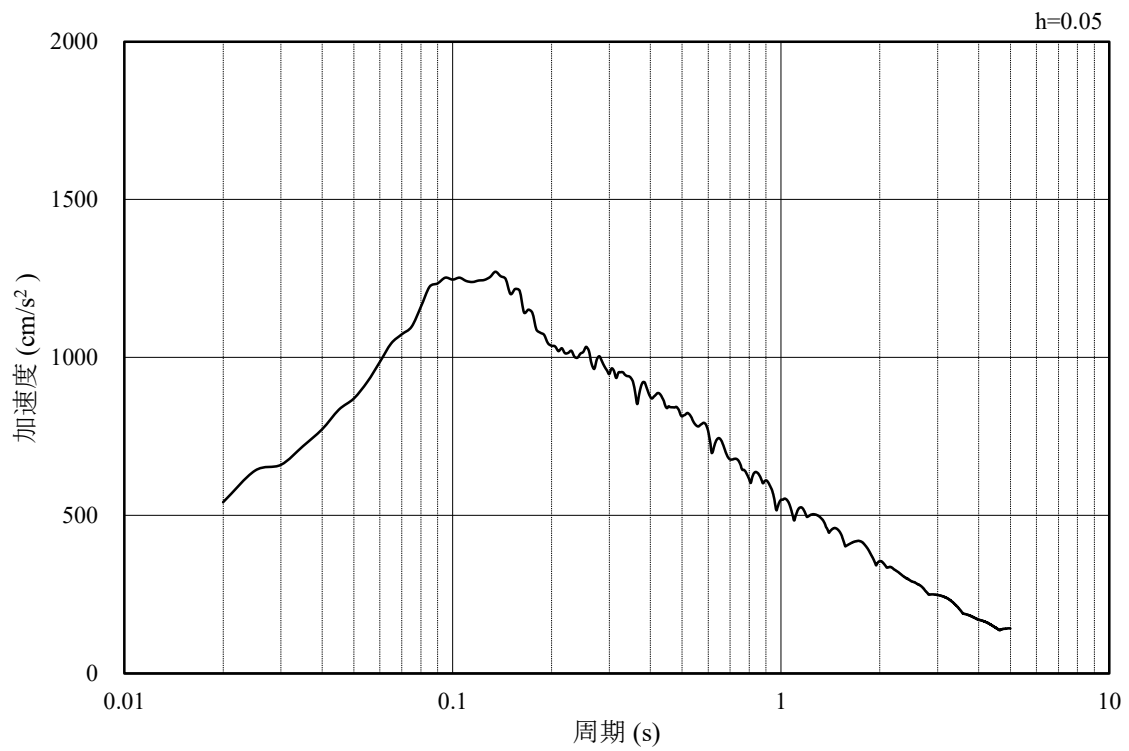


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-1 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 - D)

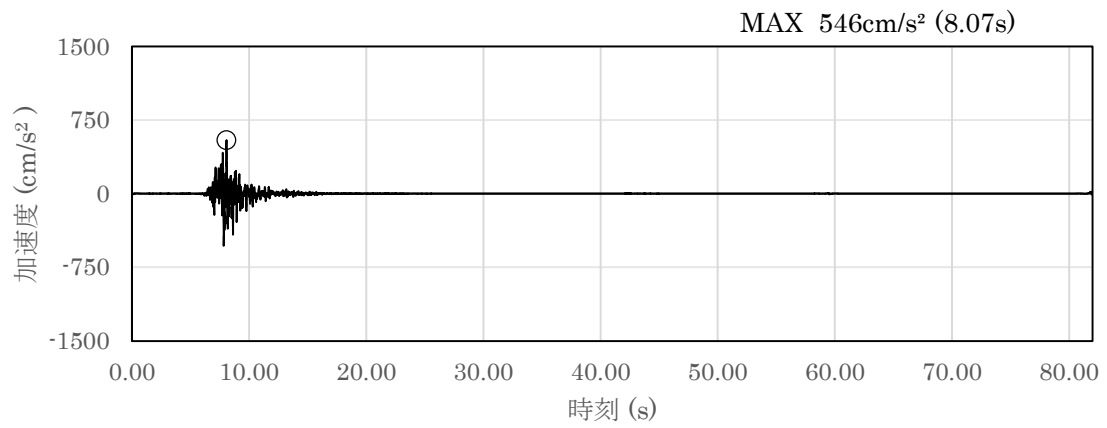


(a) 加速度時刻歴波形

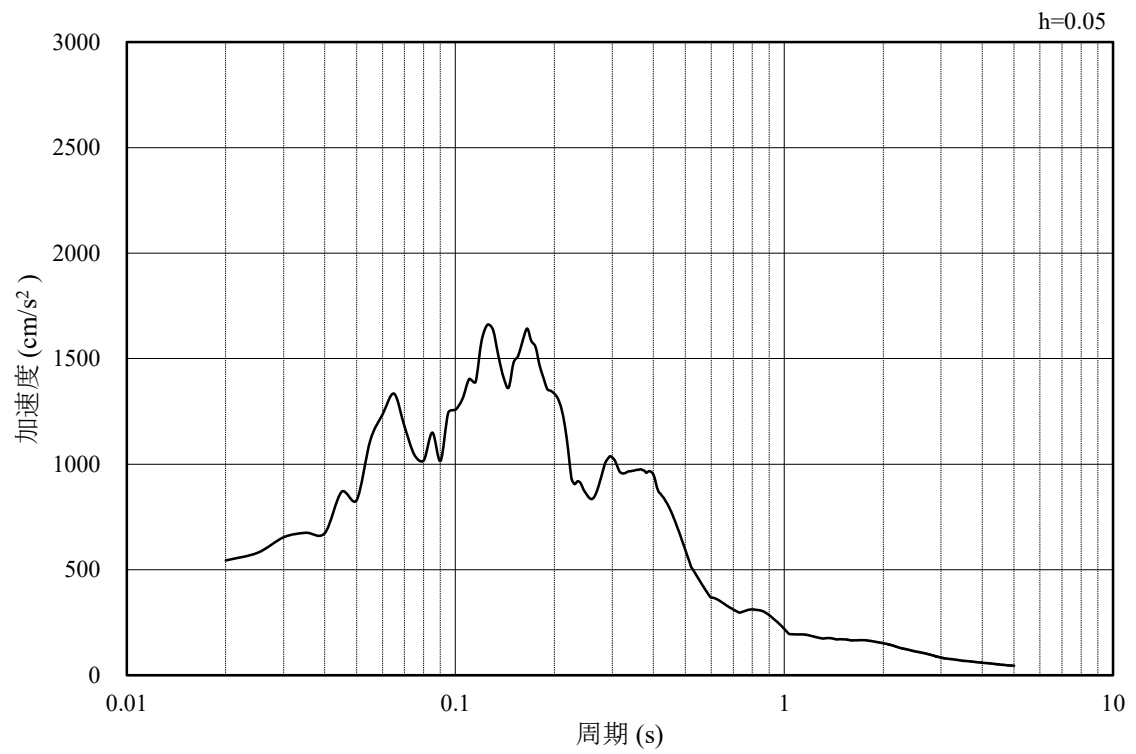


(b) 加速度応答スペクトル

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)

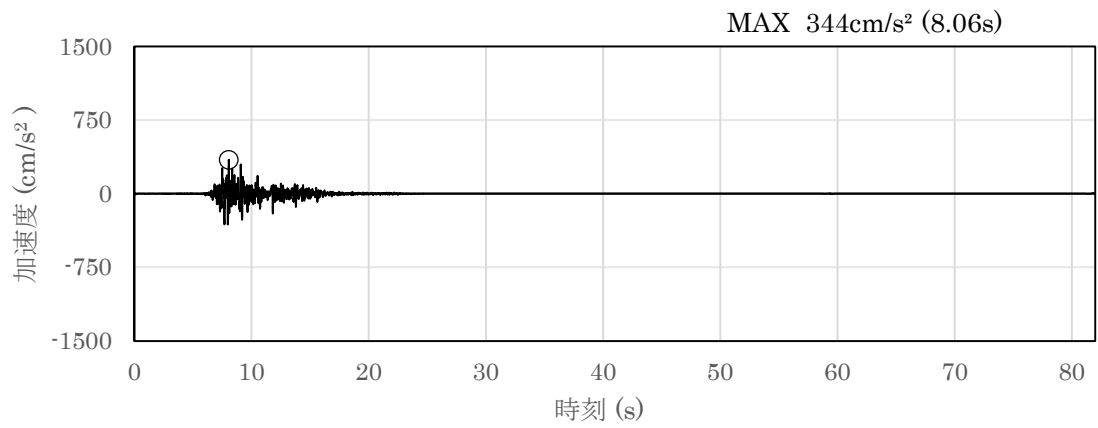


(a) 加速度時刻歴波形

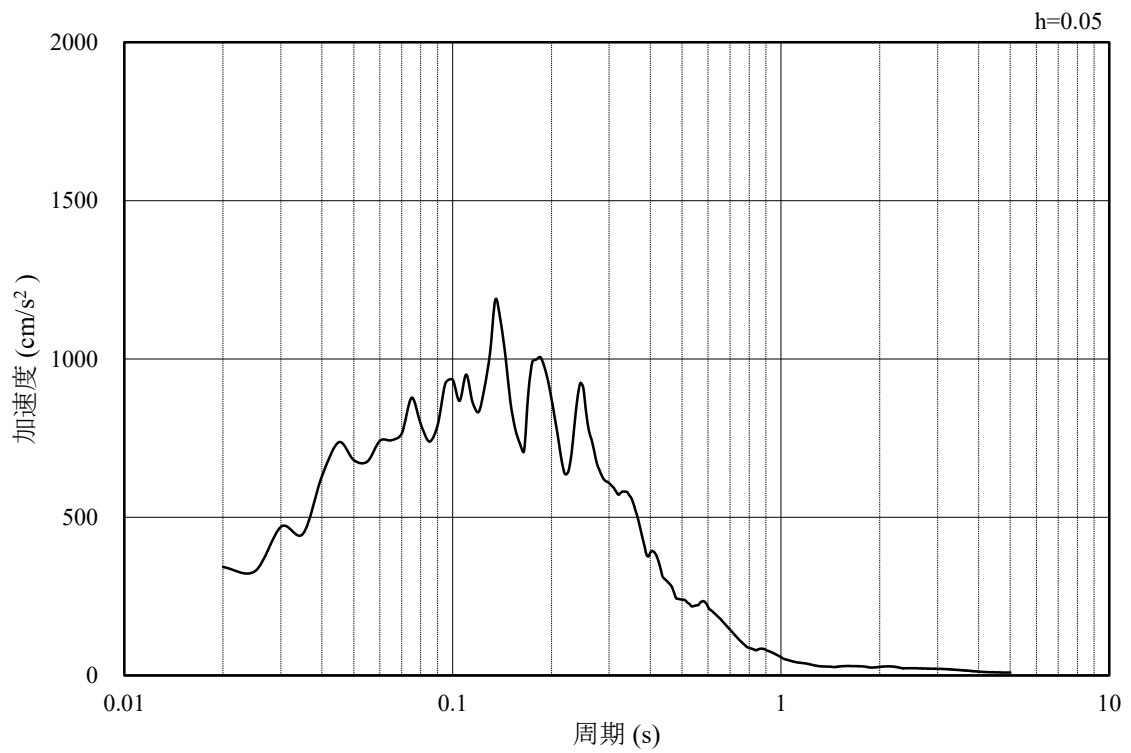


(b) 加速度応答スペクトル

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, E W方向)

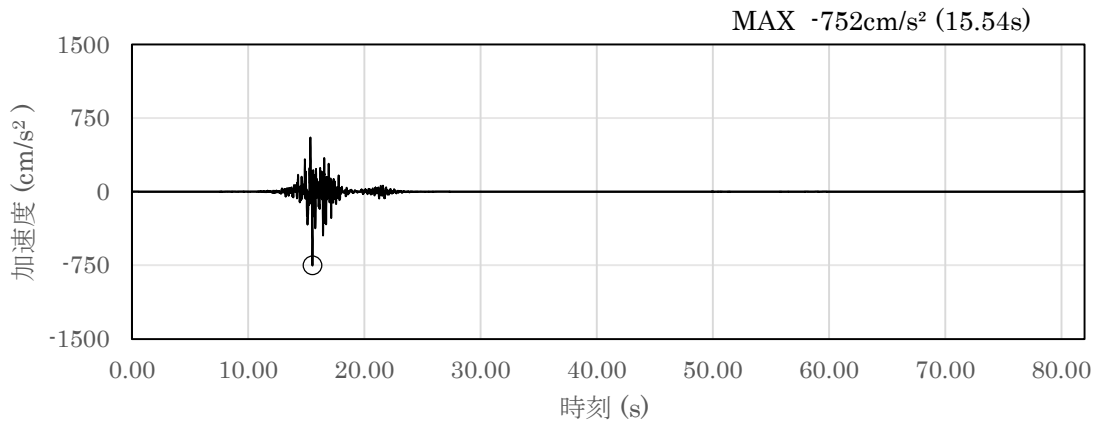


(a) 加速度時刻歴波形

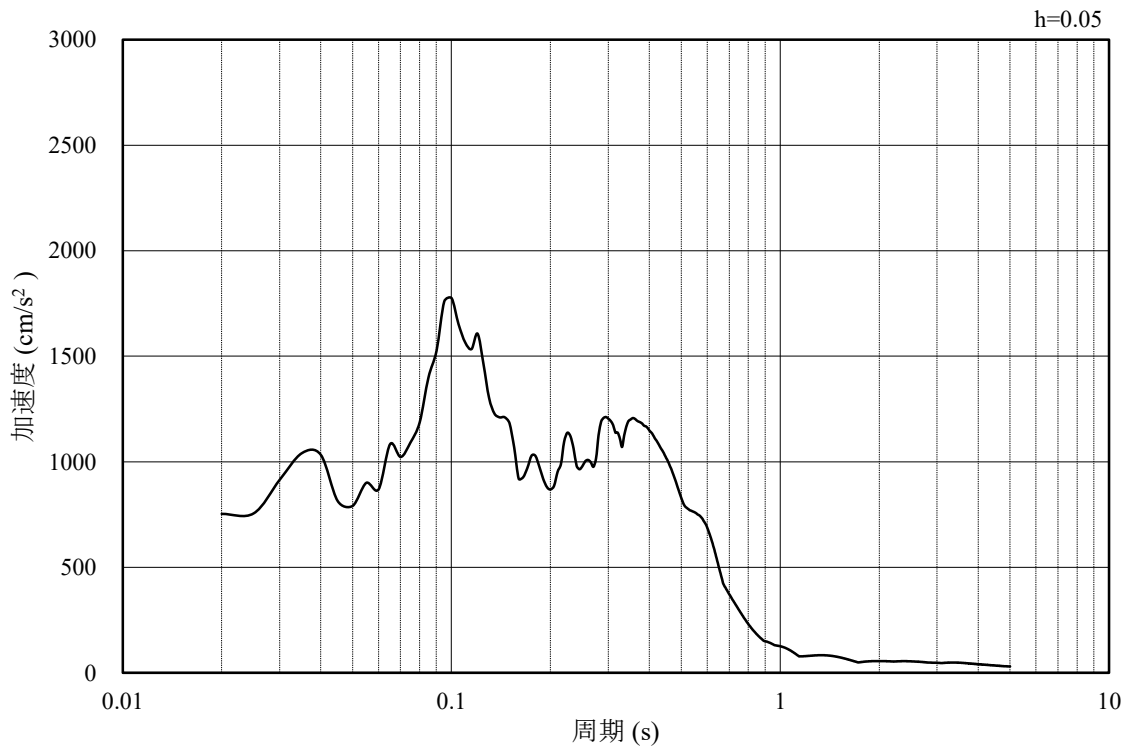


(b) 加速度応答スペクトル

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)

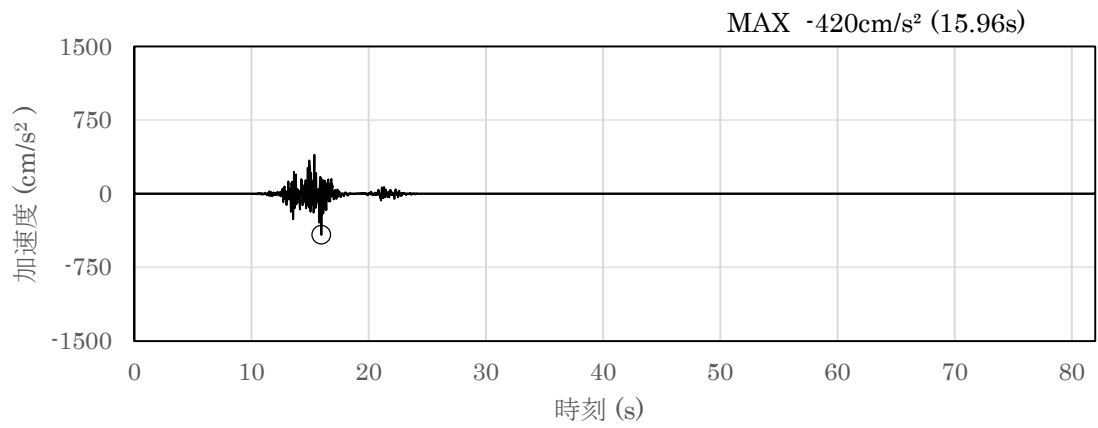


(a) 加速度時刻歴波形

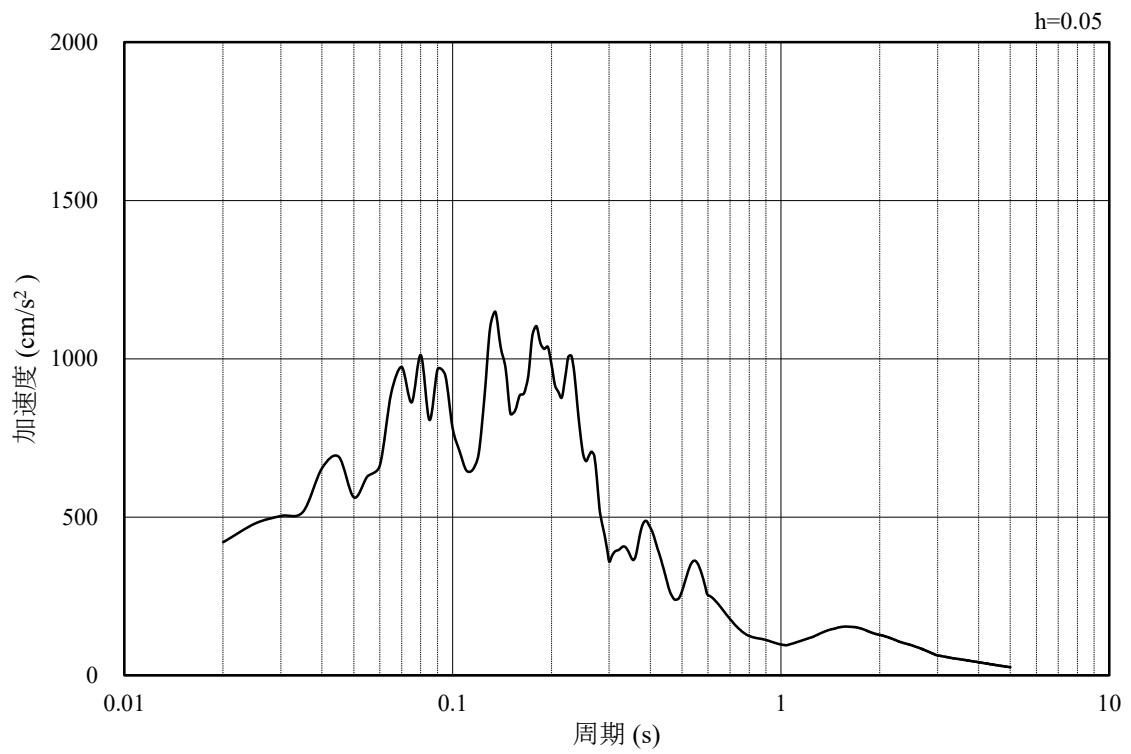


(b) 加速度応答スペクトル

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：S s - F 2, E W方向)

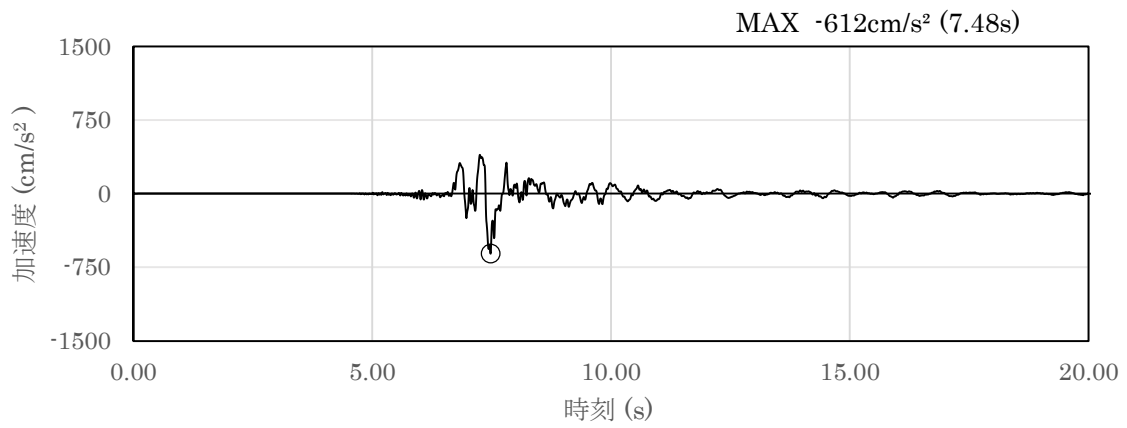


(a) 加速度時刻歴波形

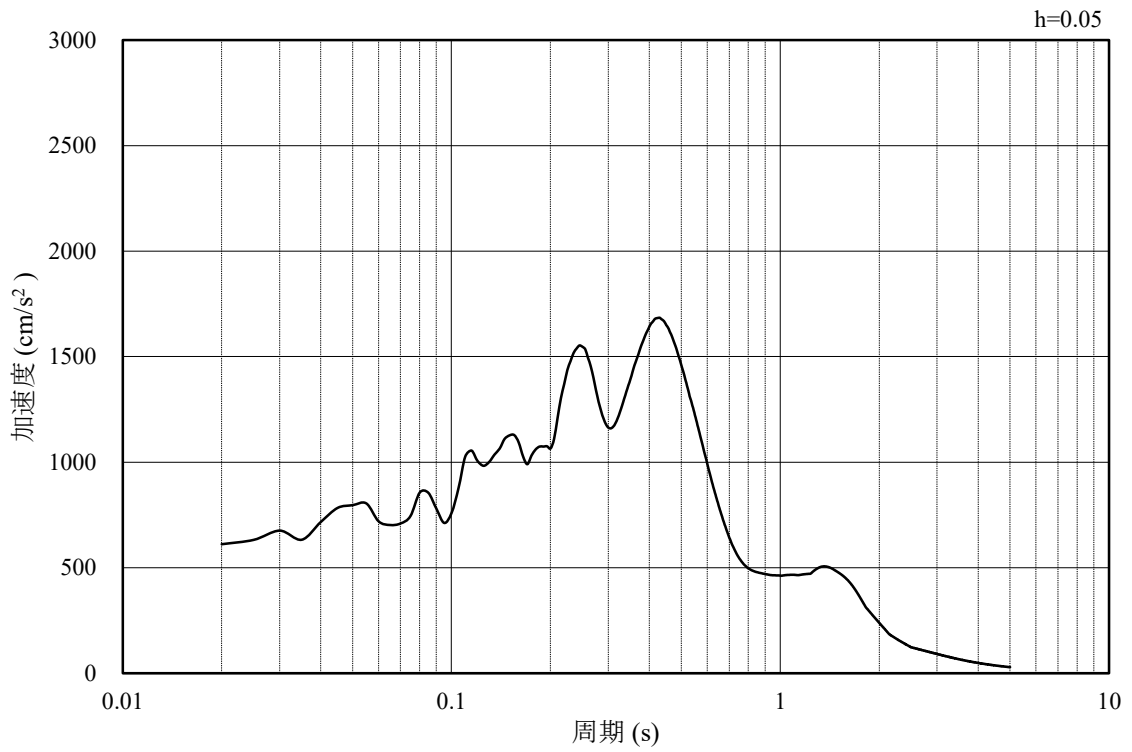


(b) 加速度応答スペクトル

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)

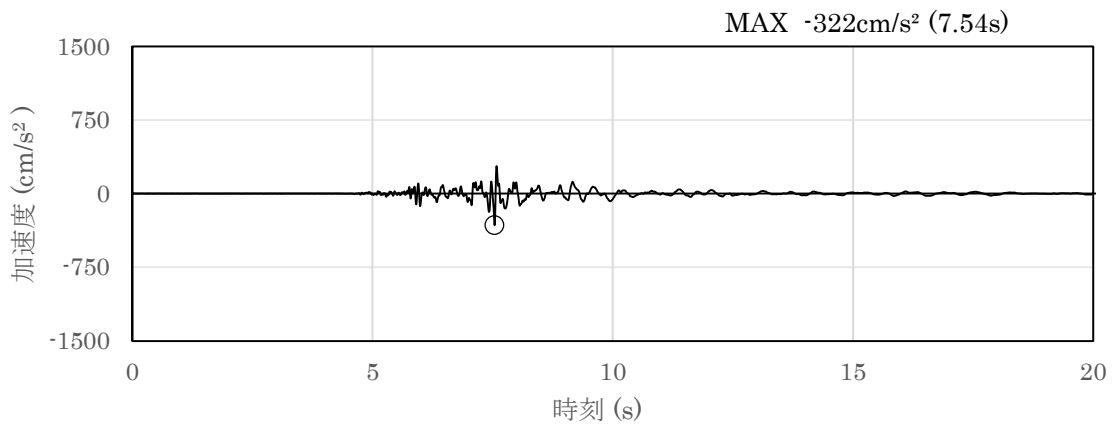


(a) 加速度時刻歴波形

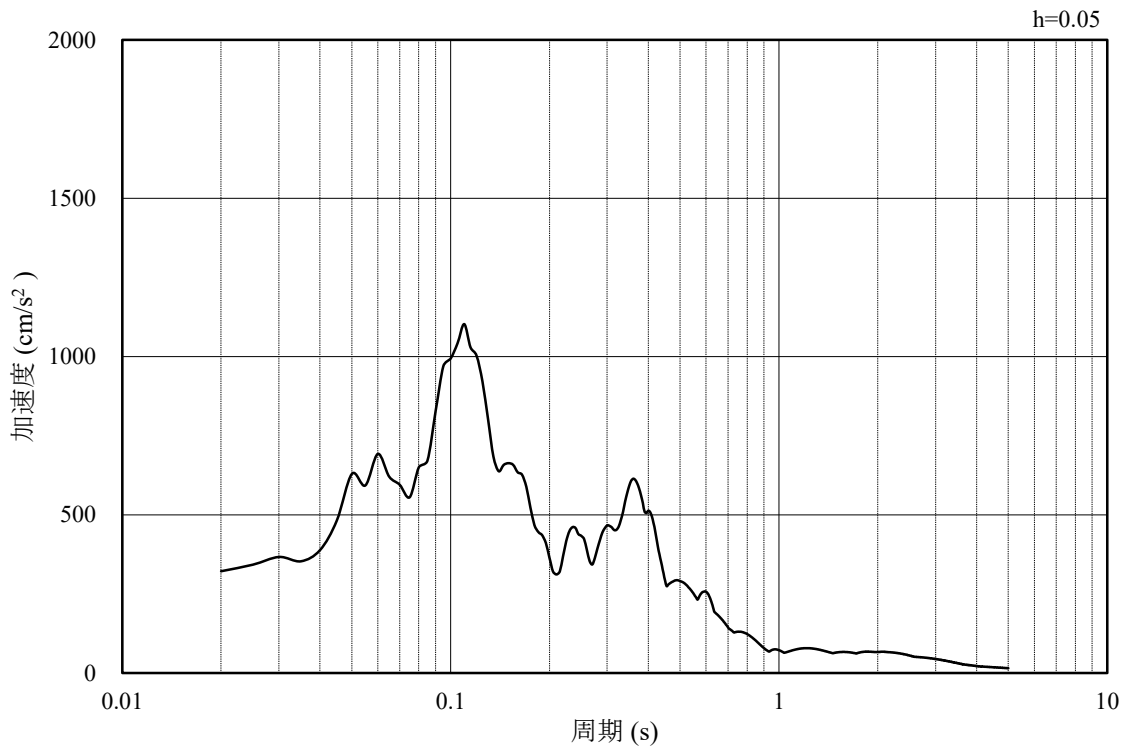


(b) 加速度応答スペクトル

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)

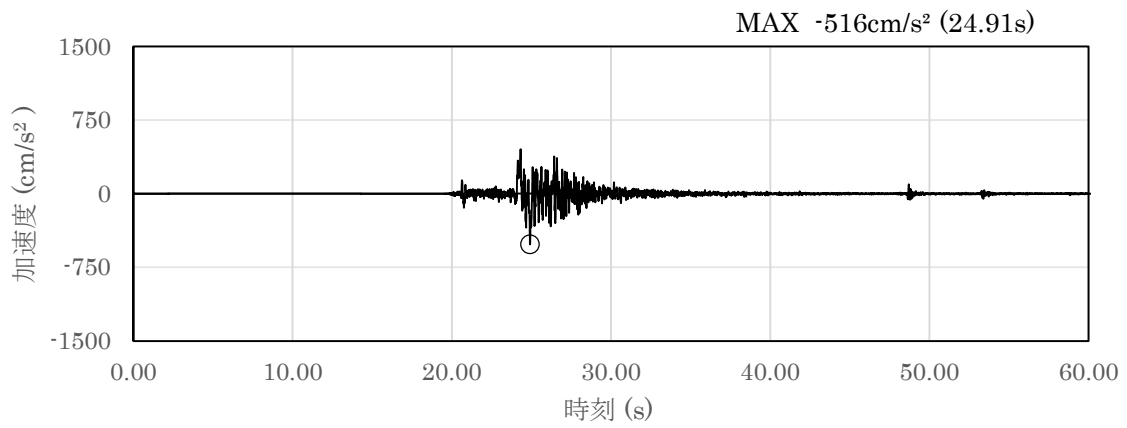


(a) 加速度時刻歴波形

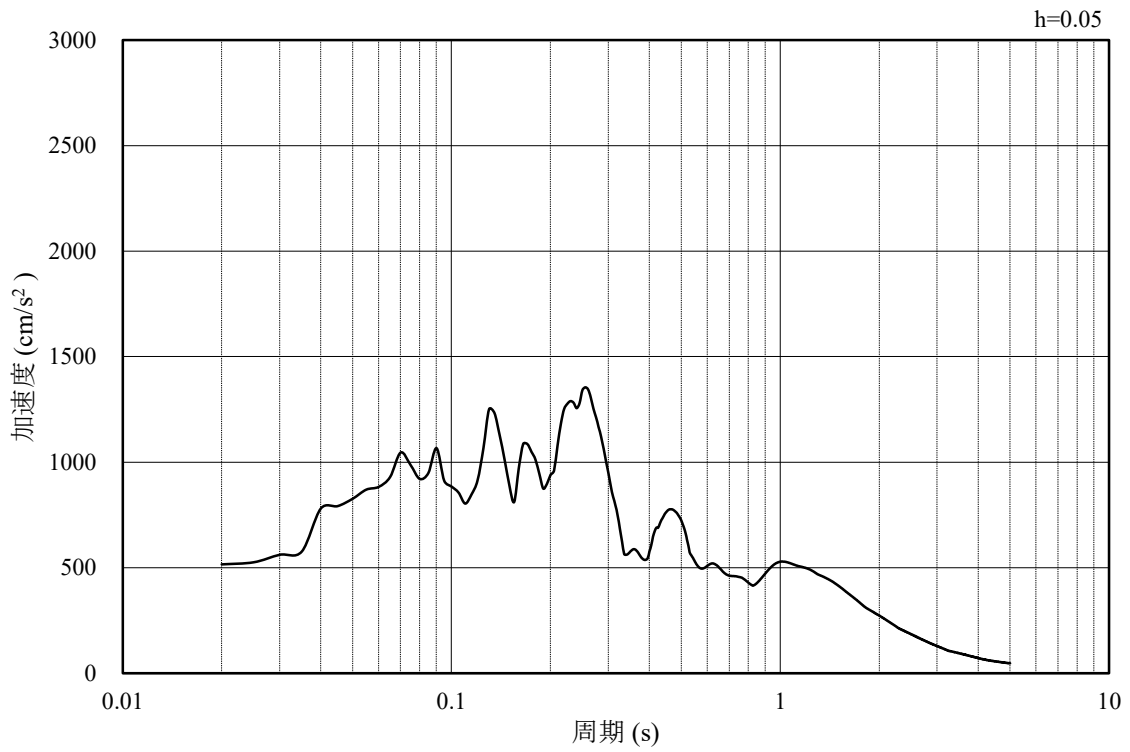


(b) 加速度応答スペクトル

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 - N 1)

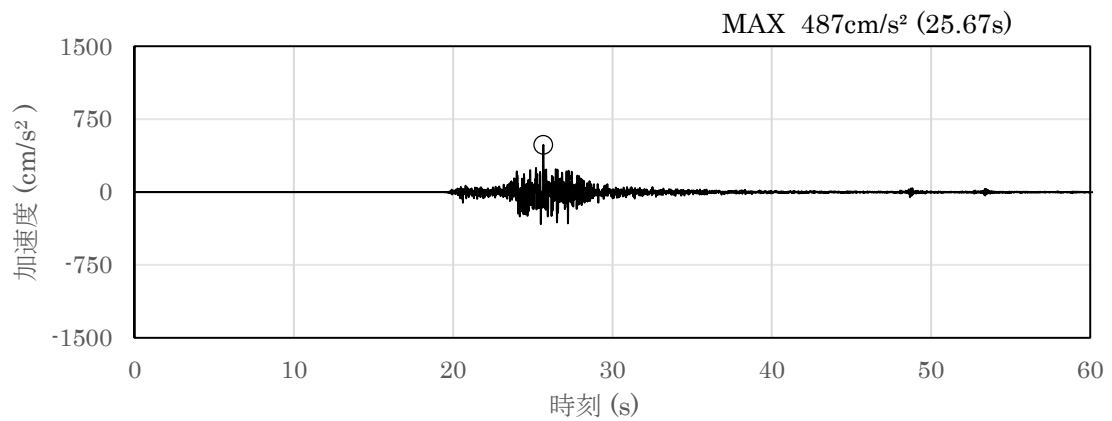


(a) 加速度時刻歴波形

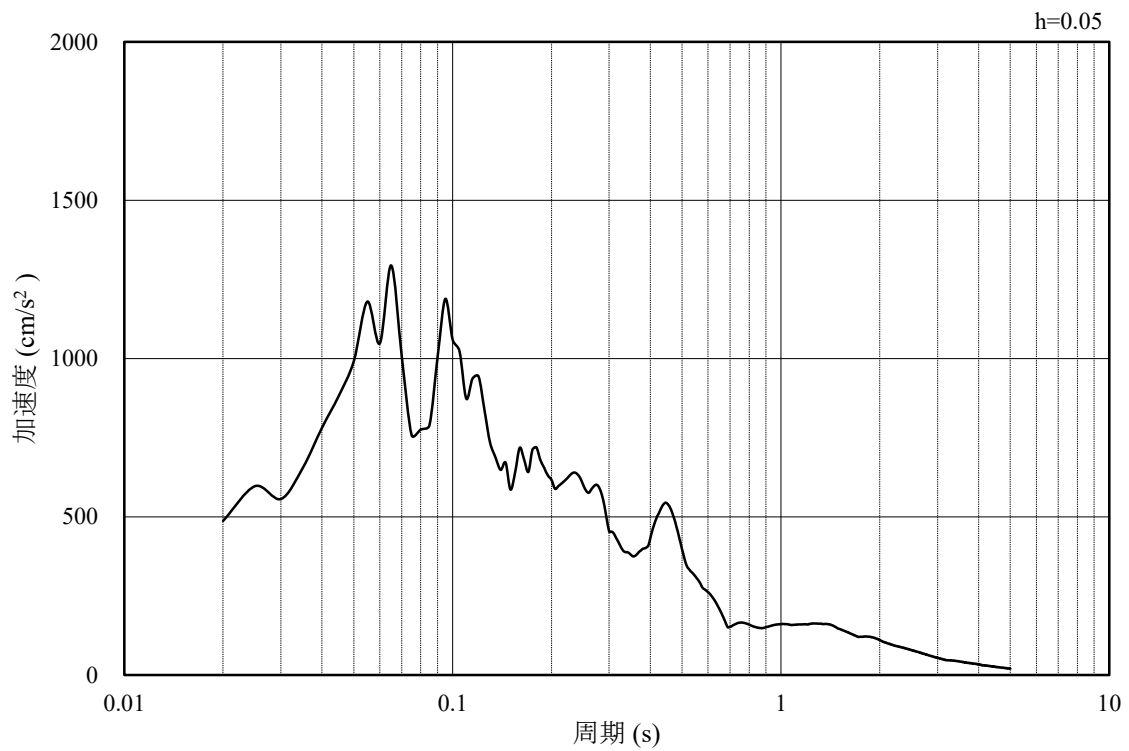


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-9 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：S_s-N₂，NS方向)

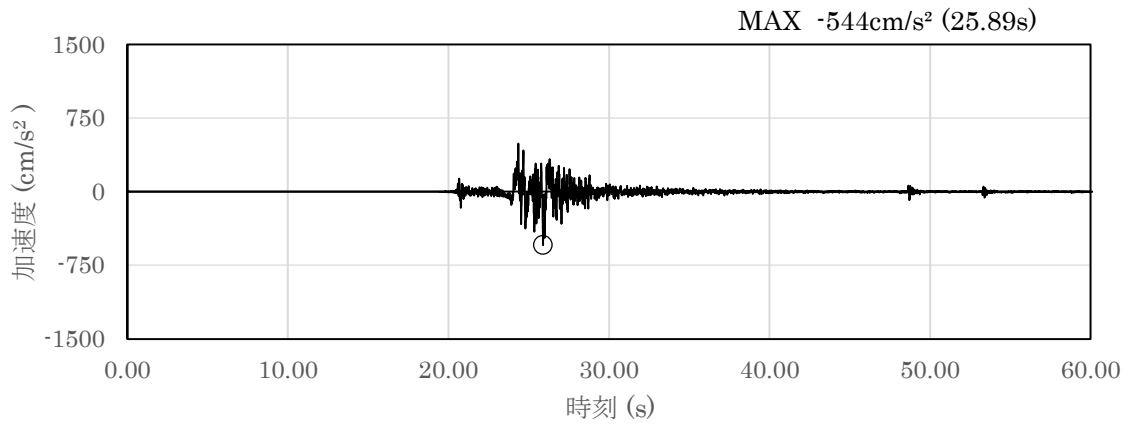


(a) 加速度時刻歴波形

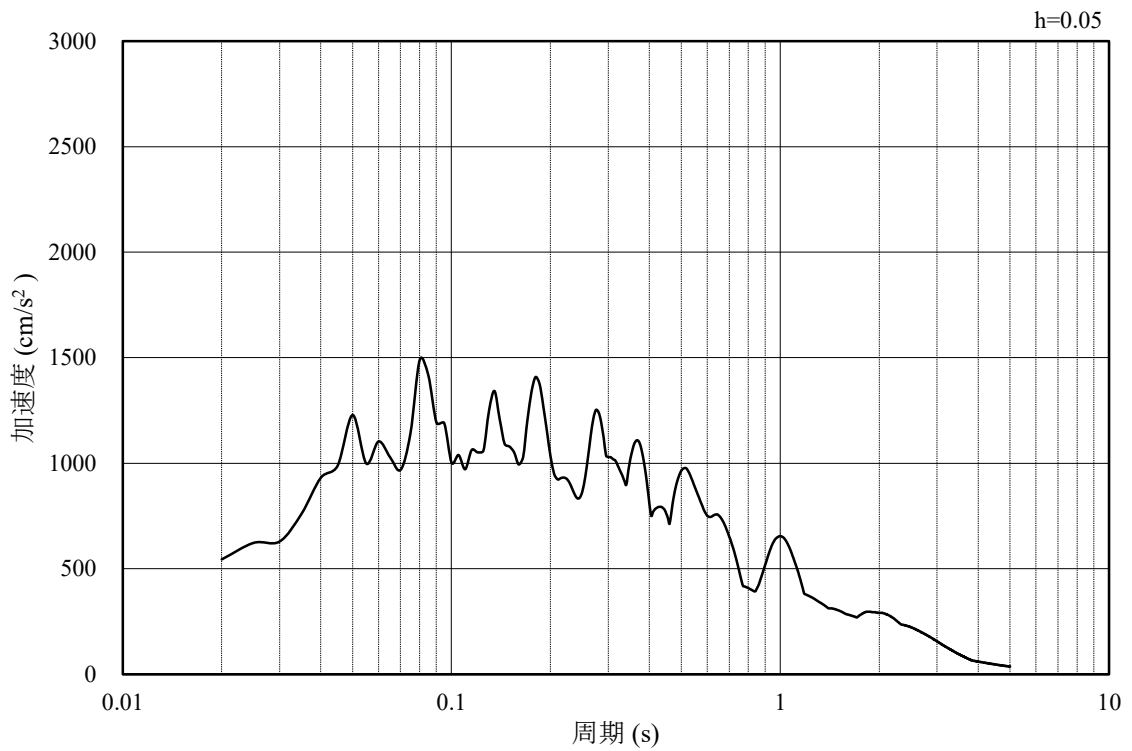


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.1-10 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)

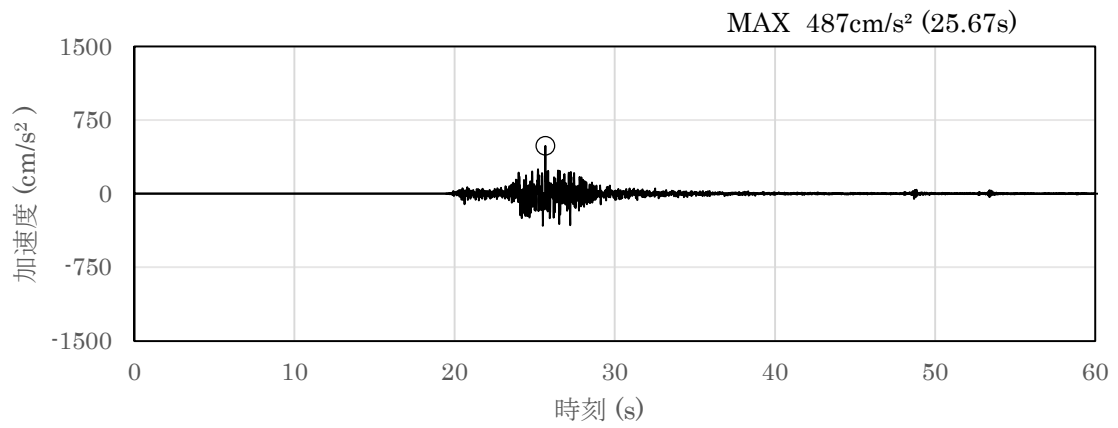


(a) 加速度時刻歴波形

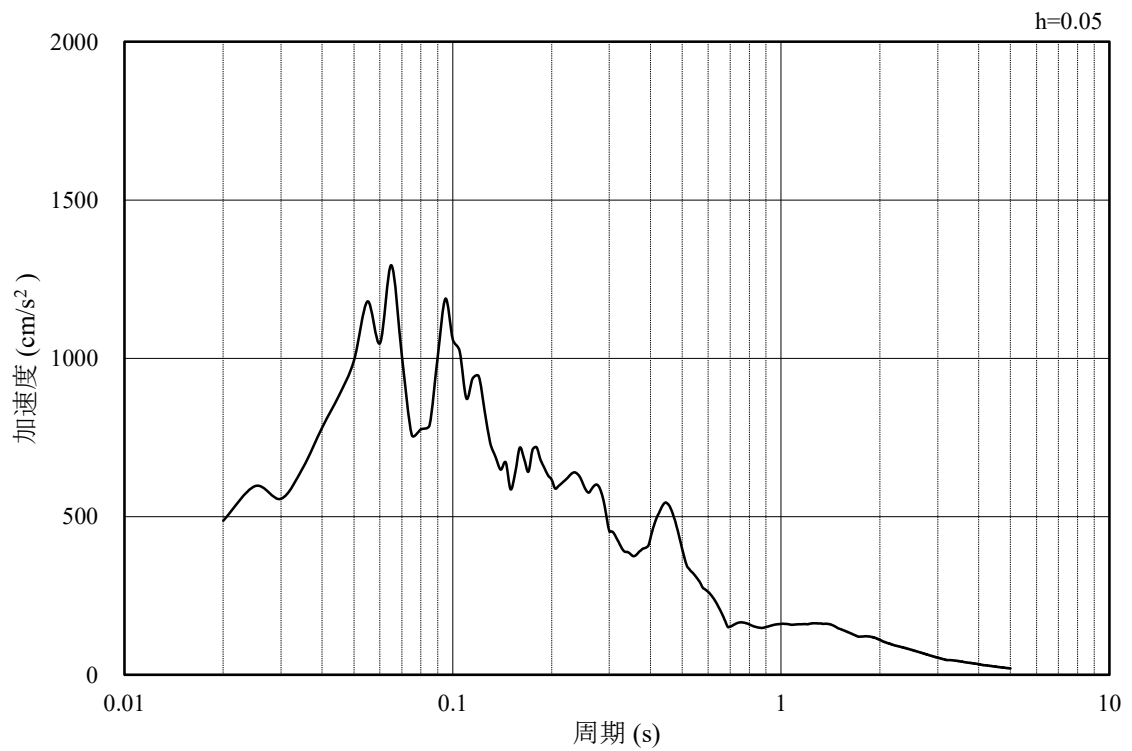


(b) 加速度応答スペクトル

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 - N 2, E W方向)



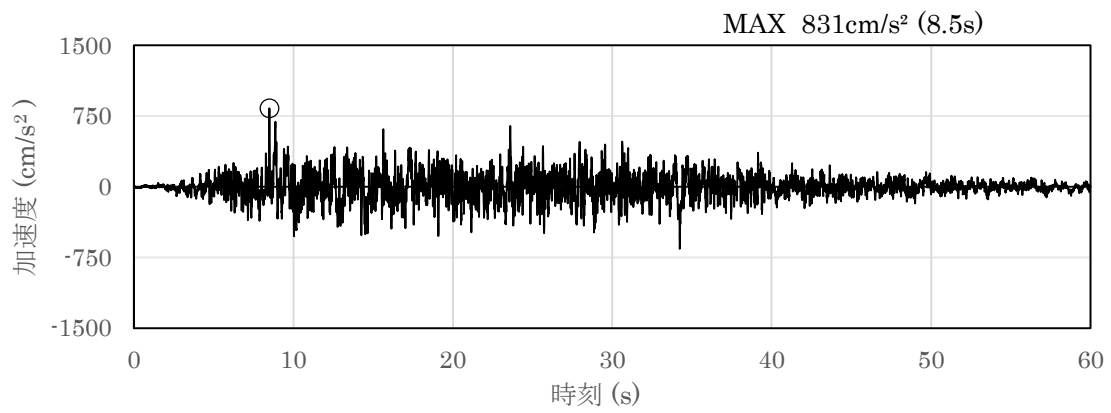
(a) 加速度時刻歴波形



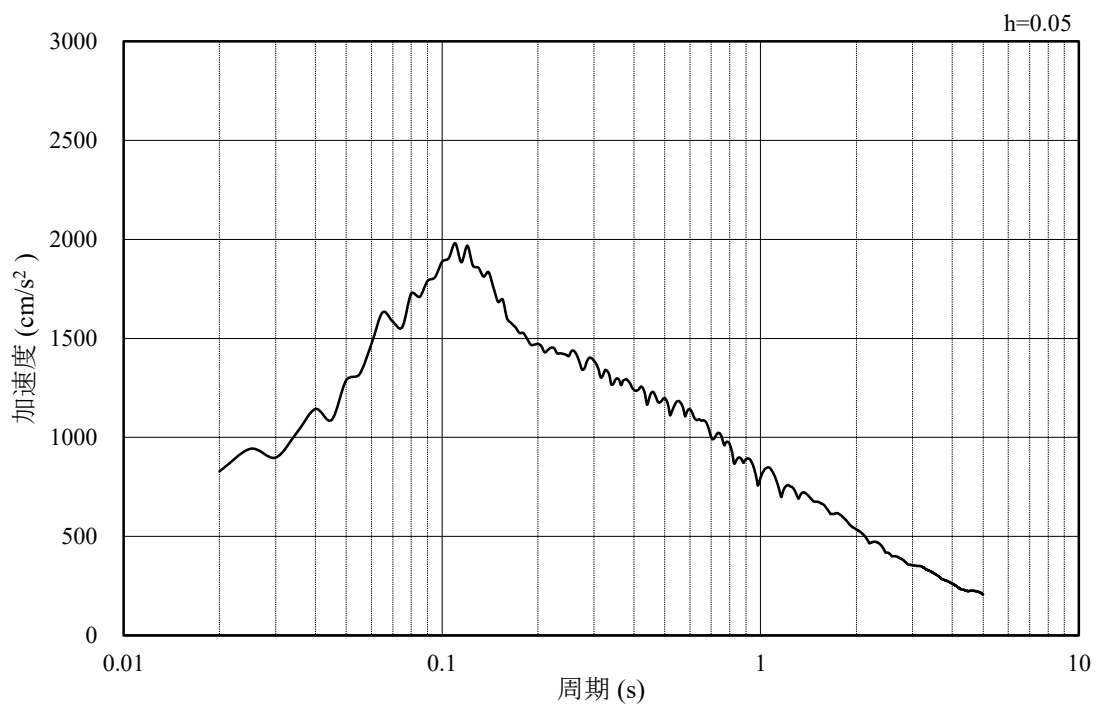
(b) 加速度応答スペクトル

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 ④－④断面

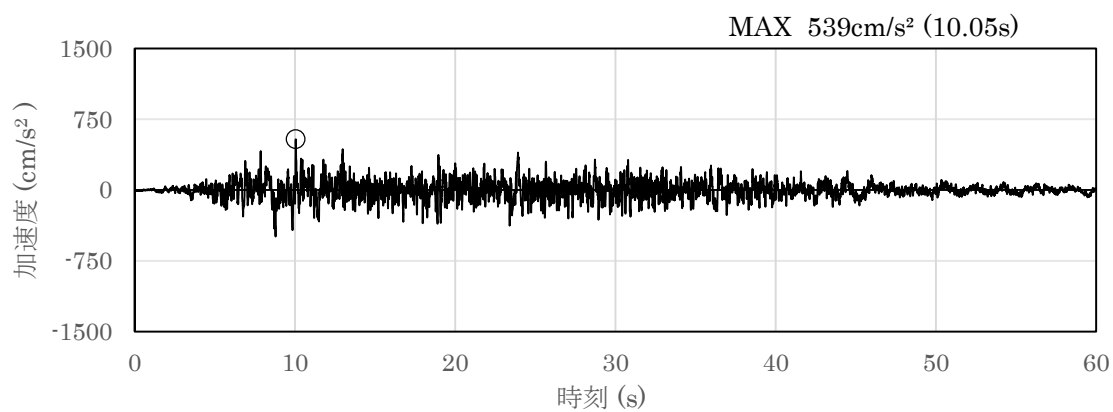


(a) 加速度時刻歴波形

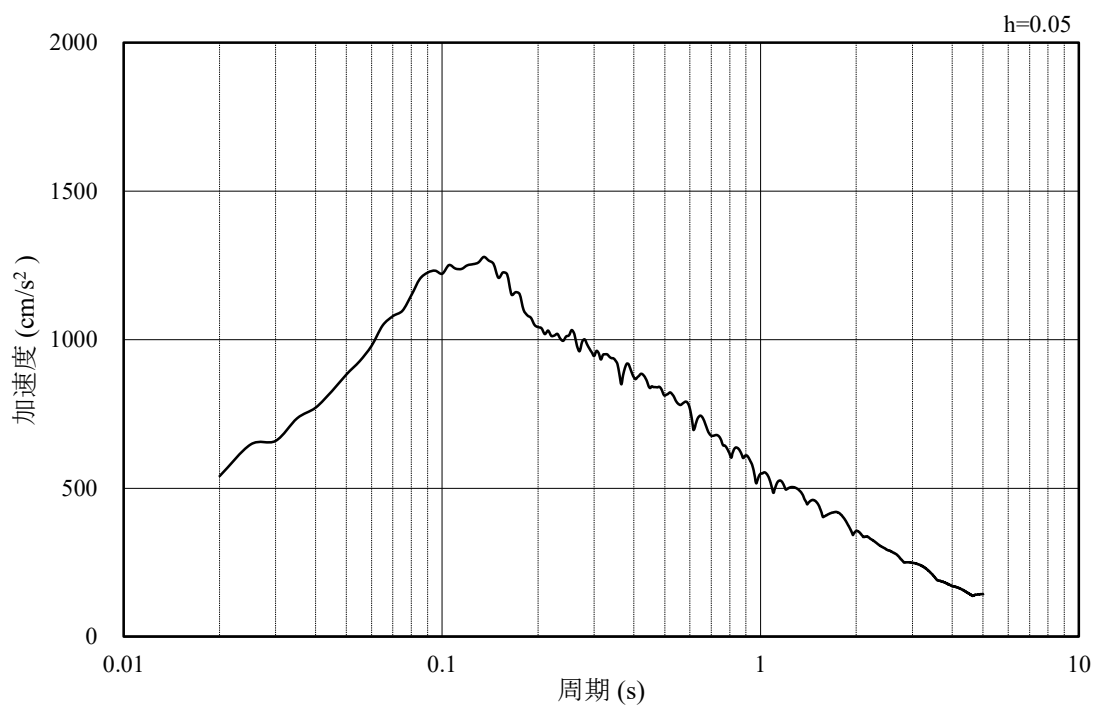


(b) 加速度応答スペクトル

図 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 - D)

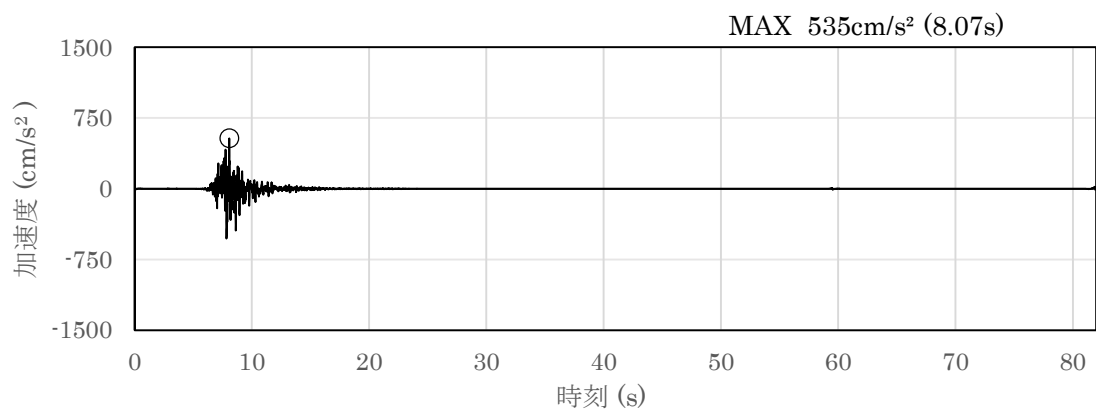


(a) 加速度時刻歴波形

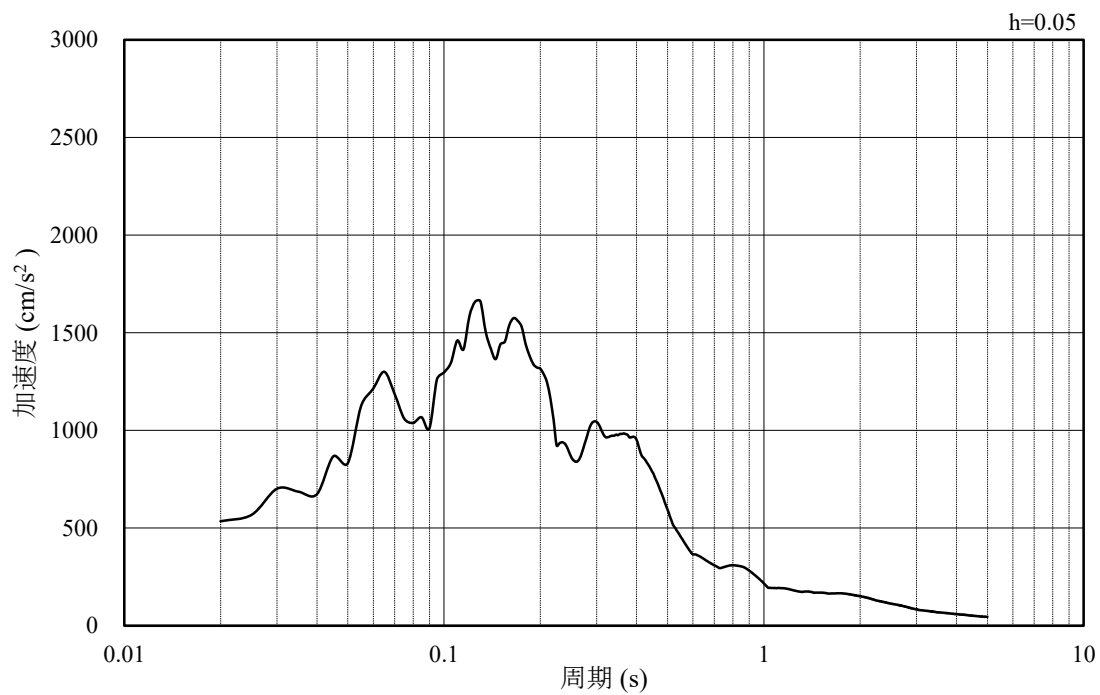


(b) 加速度応答スペクトル

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
(鉛直成分：S s - D)

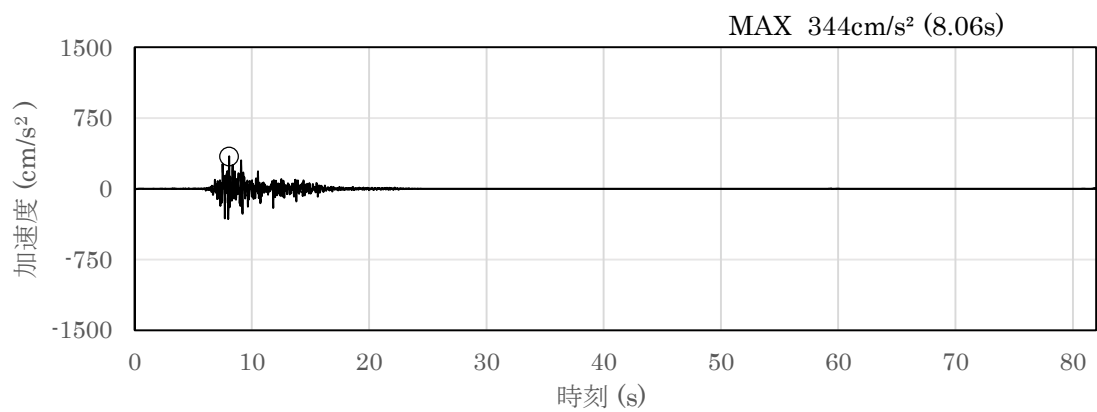


(a) 加速度時刻歴波形

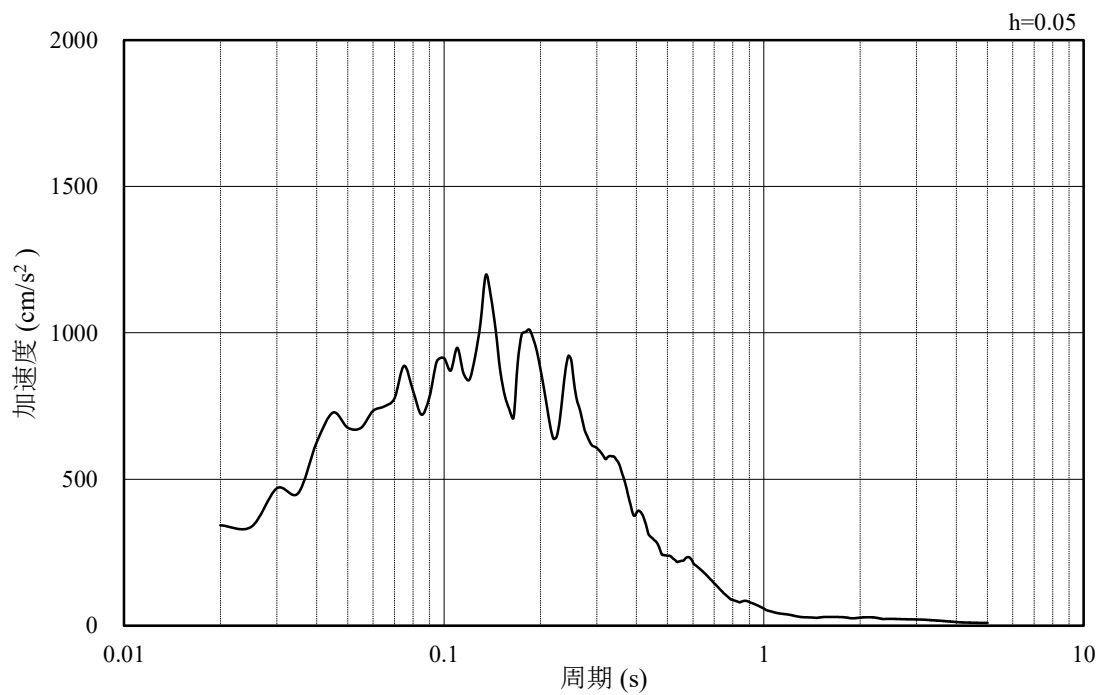


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-F1, EW方向)

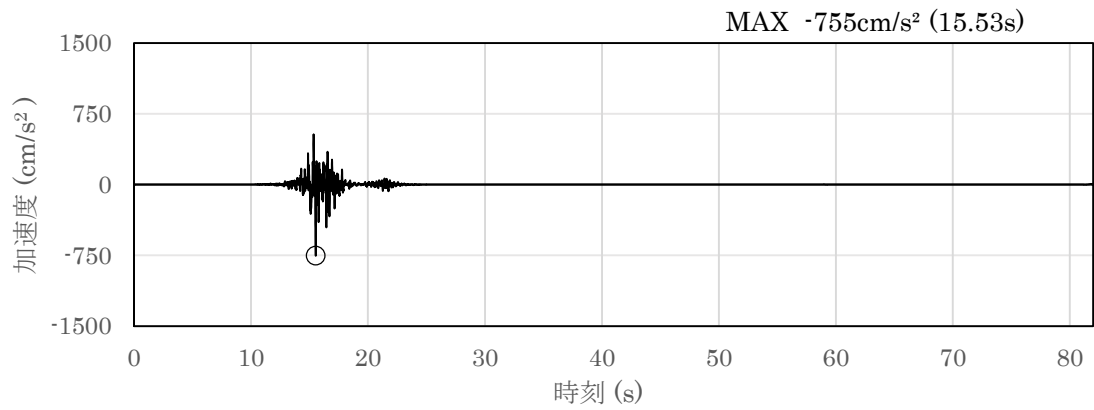


(a) 加速度時刻歴波形

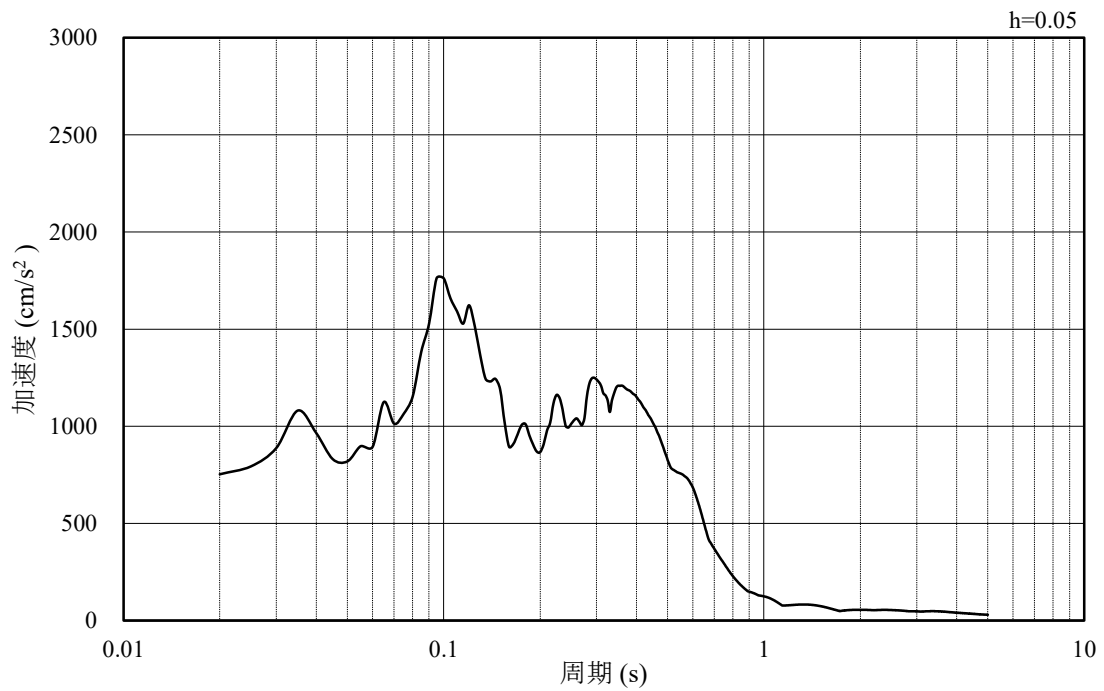


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-F1)

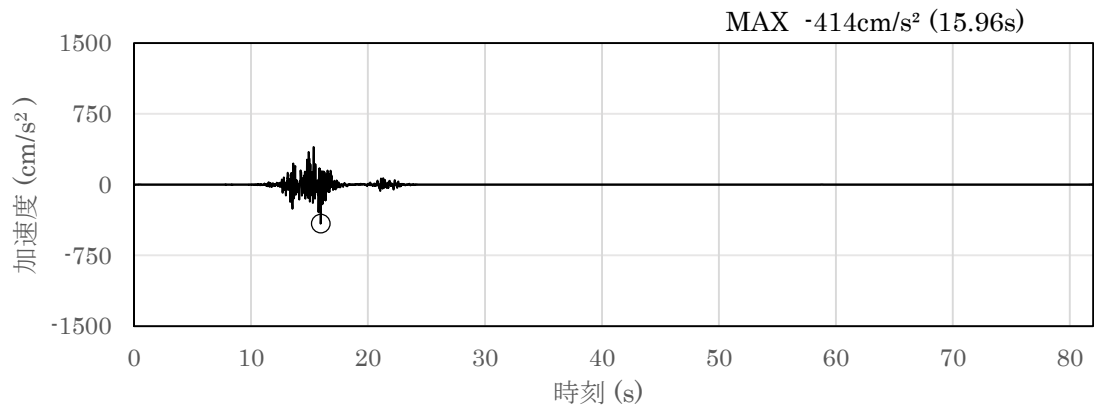


(a) 加速度時刻歴波形

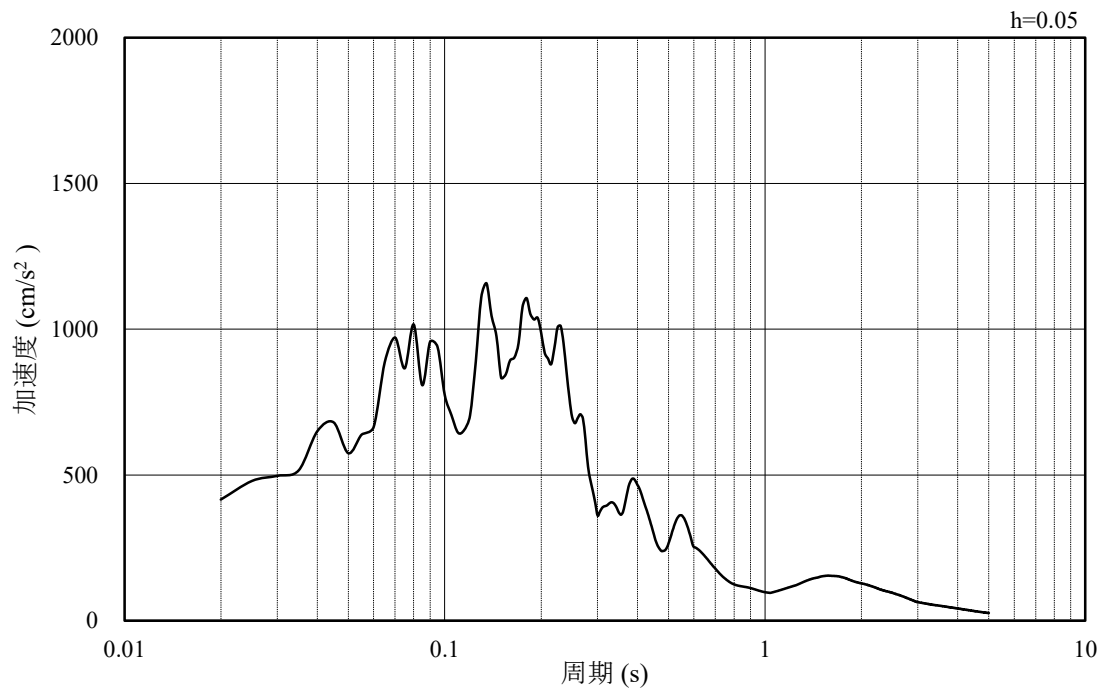


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-F₂, EW方向)

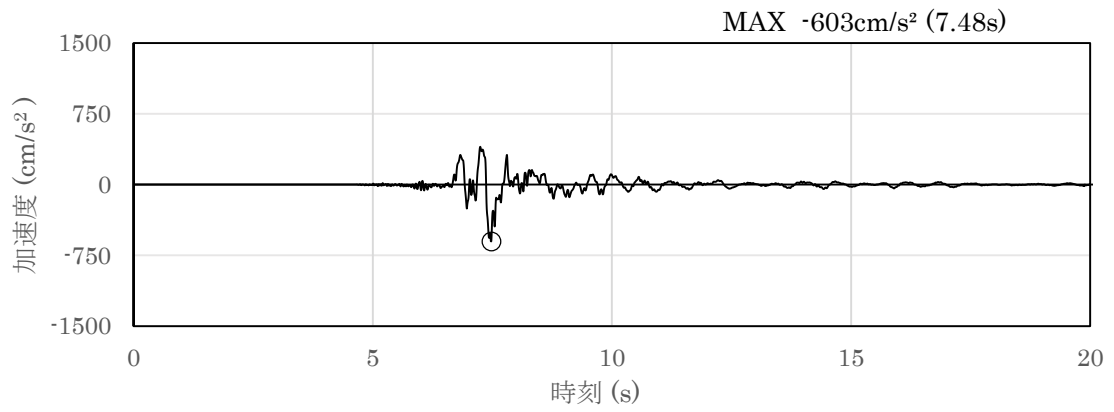


(a) 加速度時刻歴波形

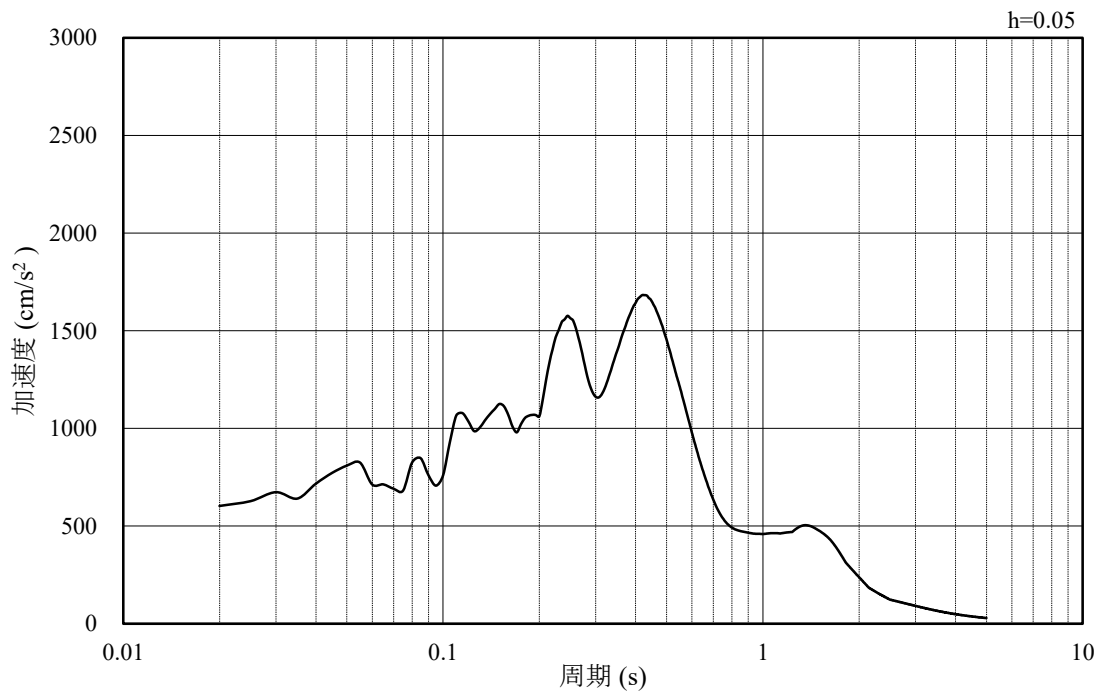


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-F₂)

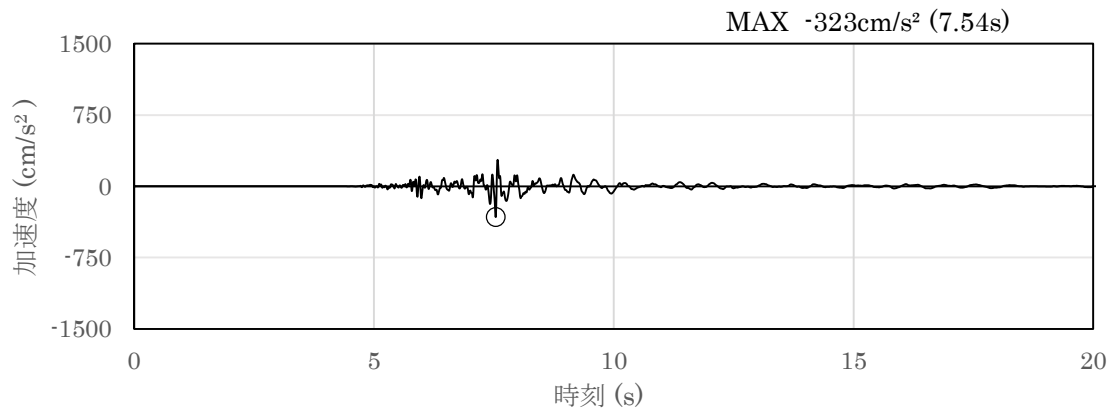


(a) 加速度時刻歴波形

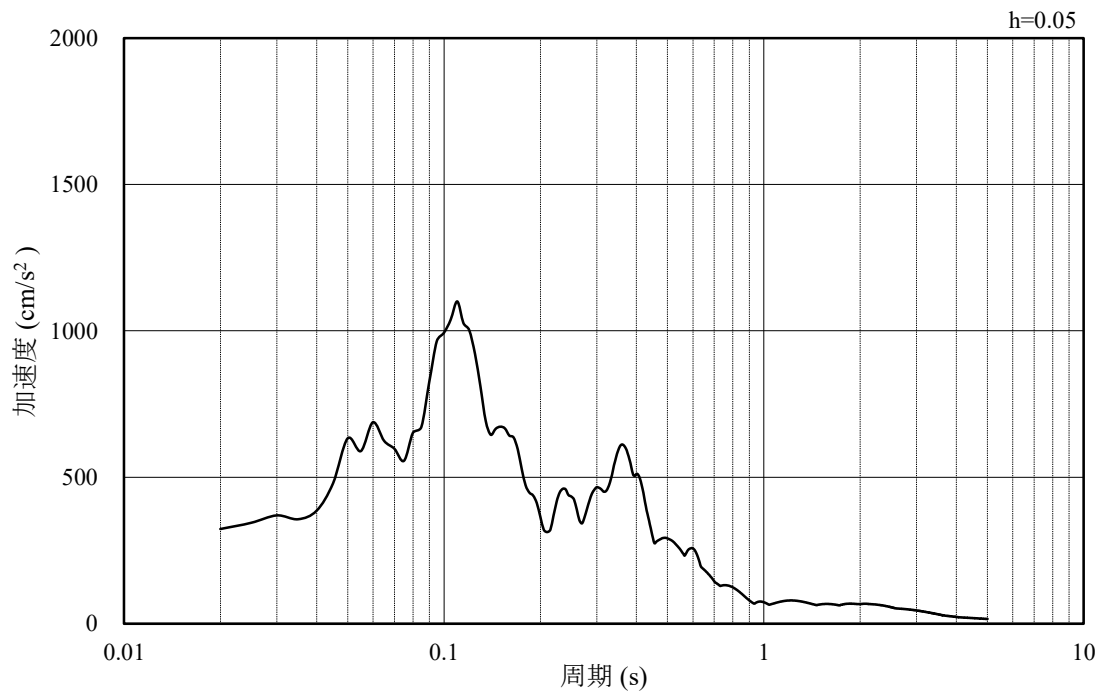


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-7 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)

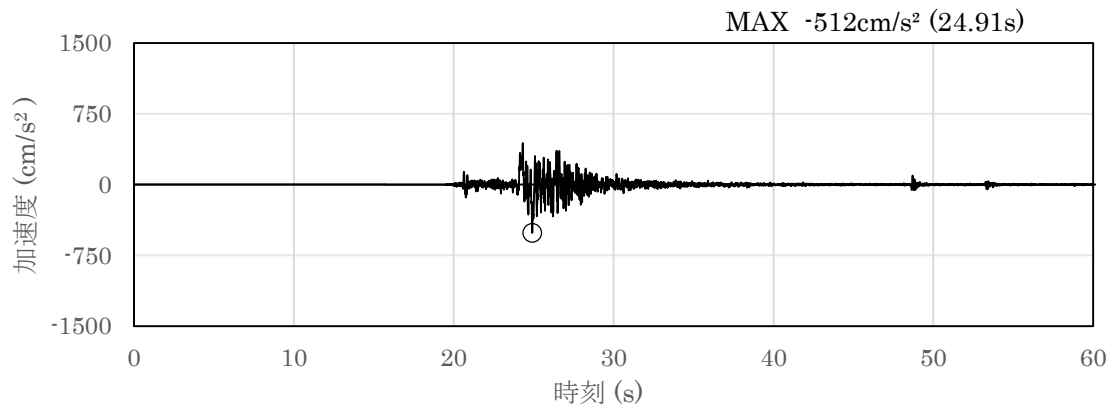


(a) 加速度時刻歴波形

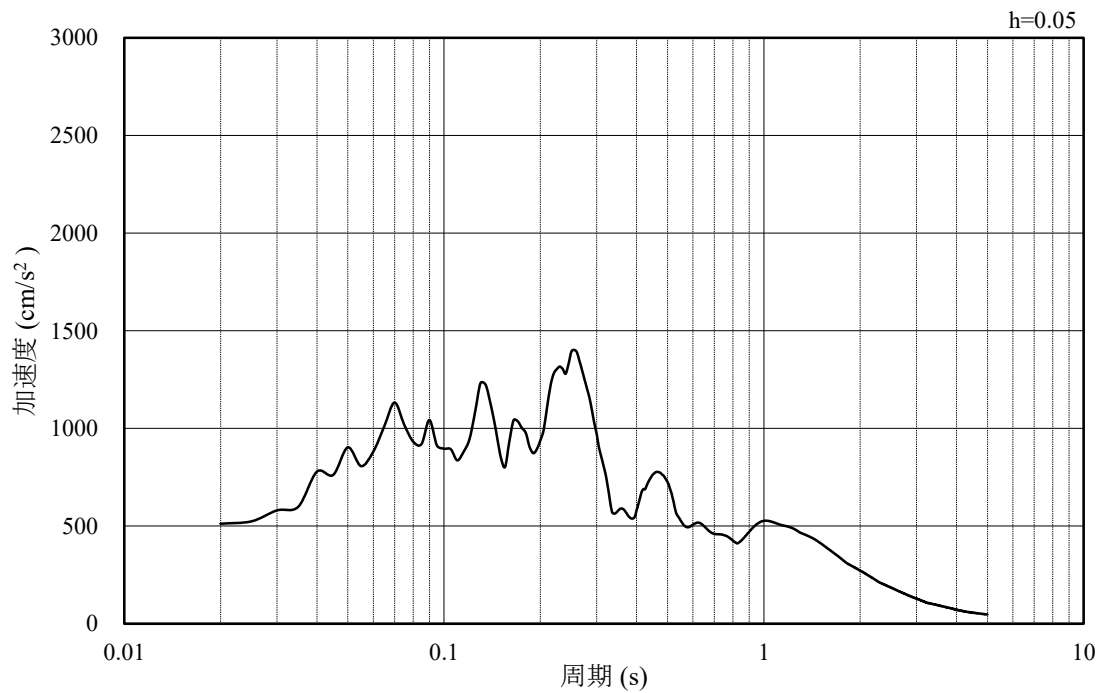


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-8 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 - N 1)

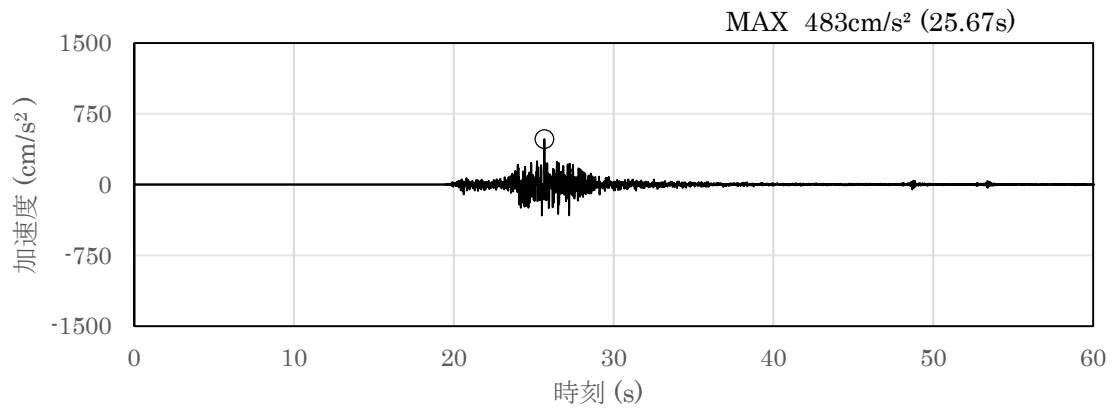


(a) 加速度時刻歴波形

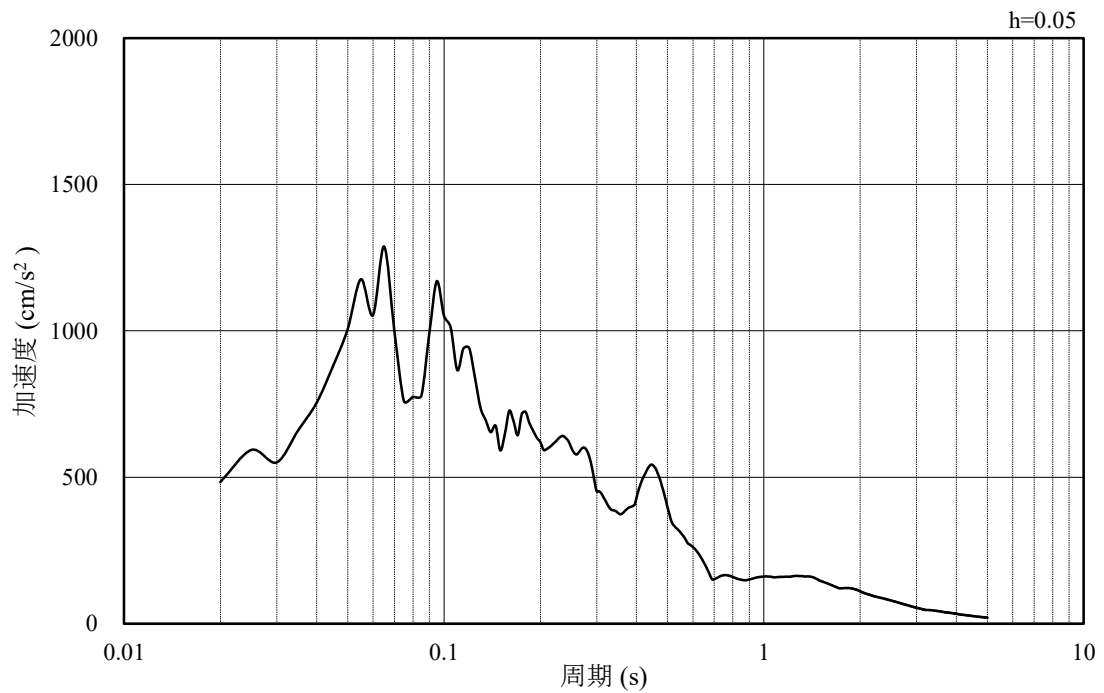


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-9 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：S s - N 2, N S 方向)

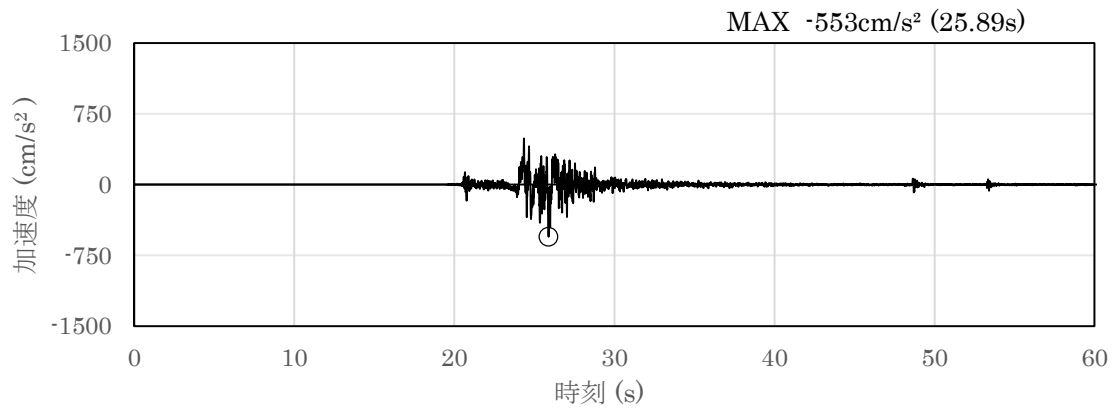


(a) 加速度時刻歴波形

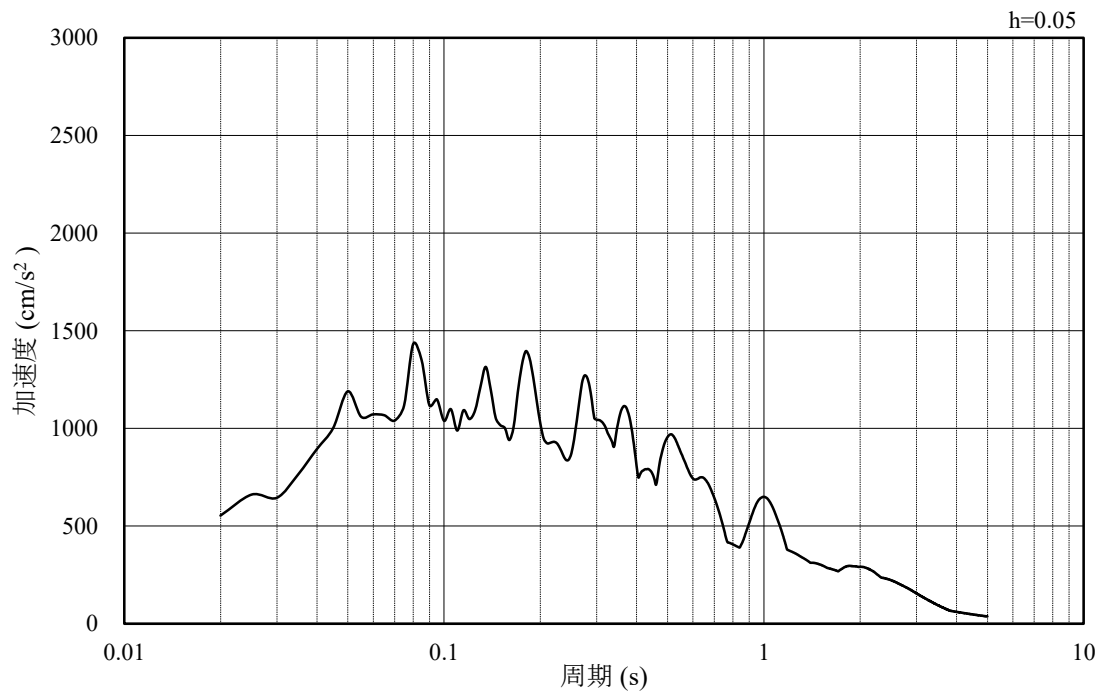


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-10 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)

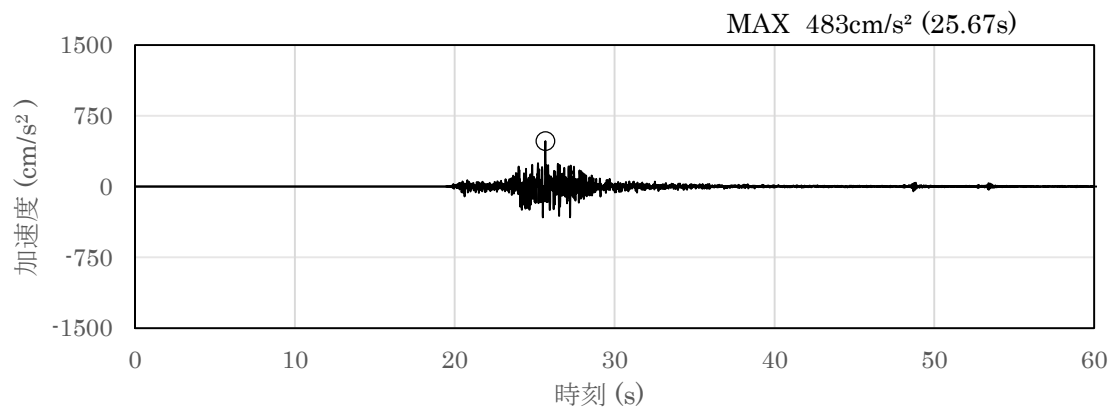


(a) 加速度時刻歴波形

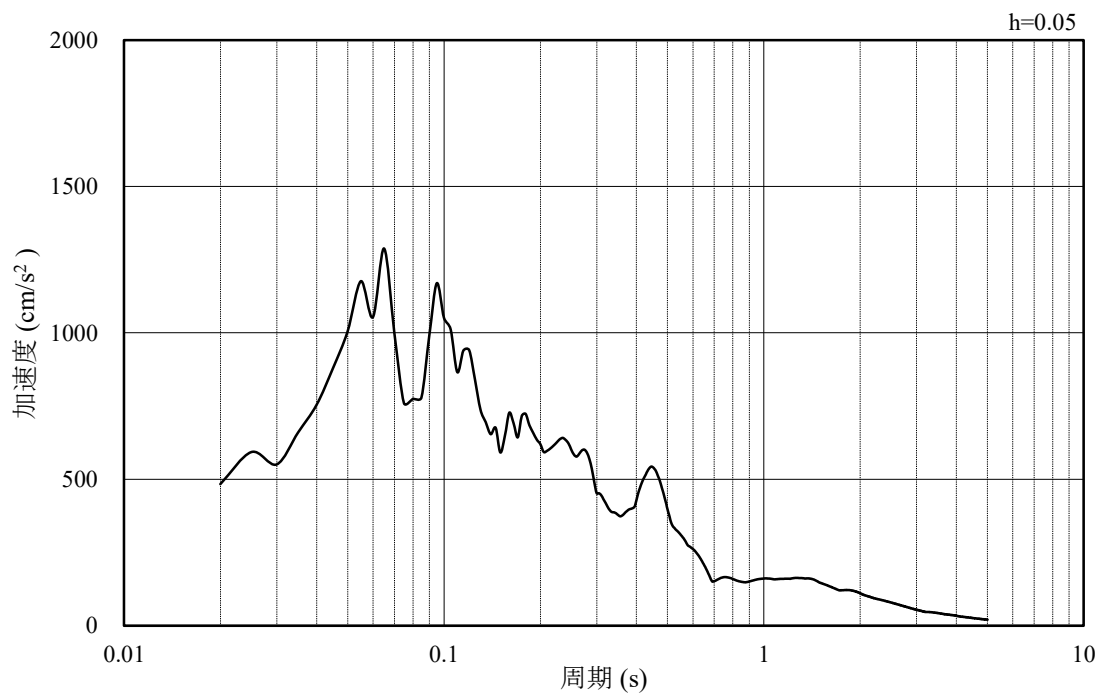


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-11 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)



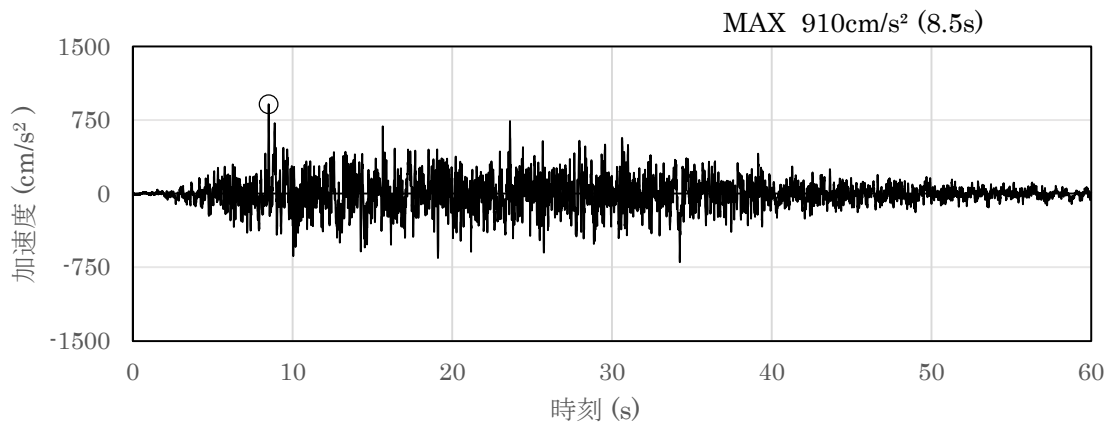
(a) 加速度時刻歴波形



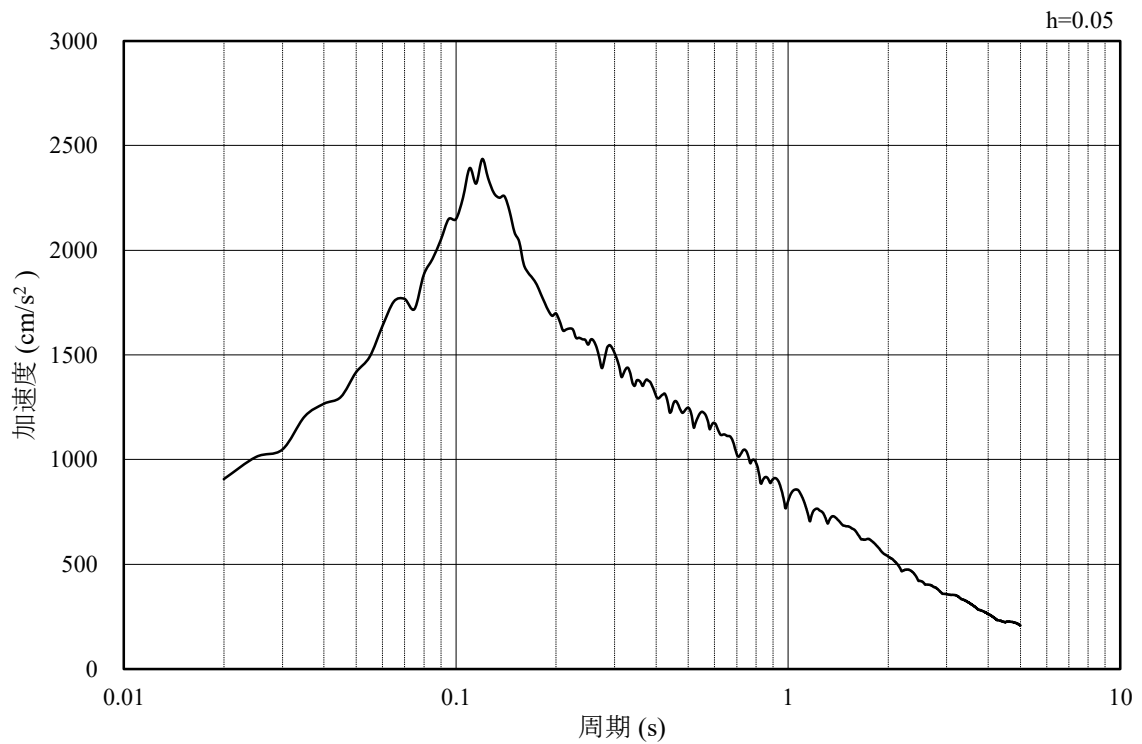
(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.2-12 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)

3.4.3 ⑤-⑤断面

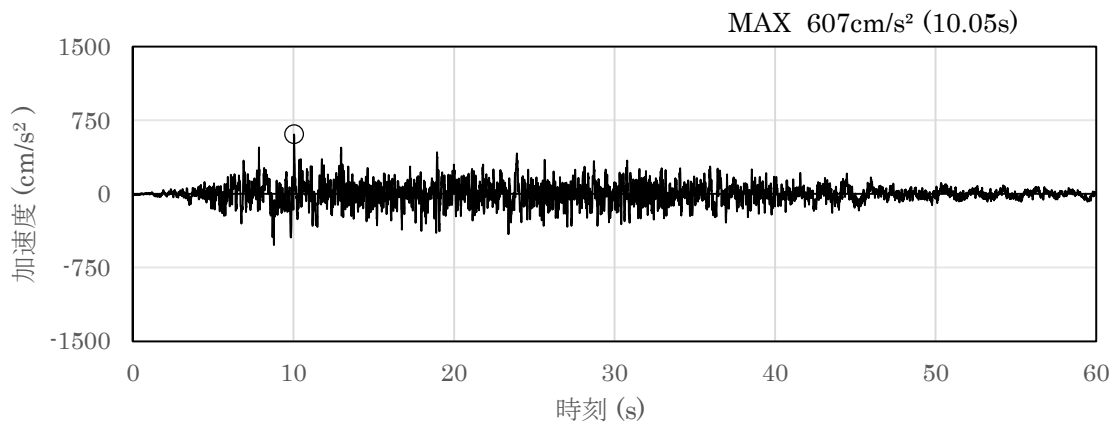


(a) 加速度時刻歴波形

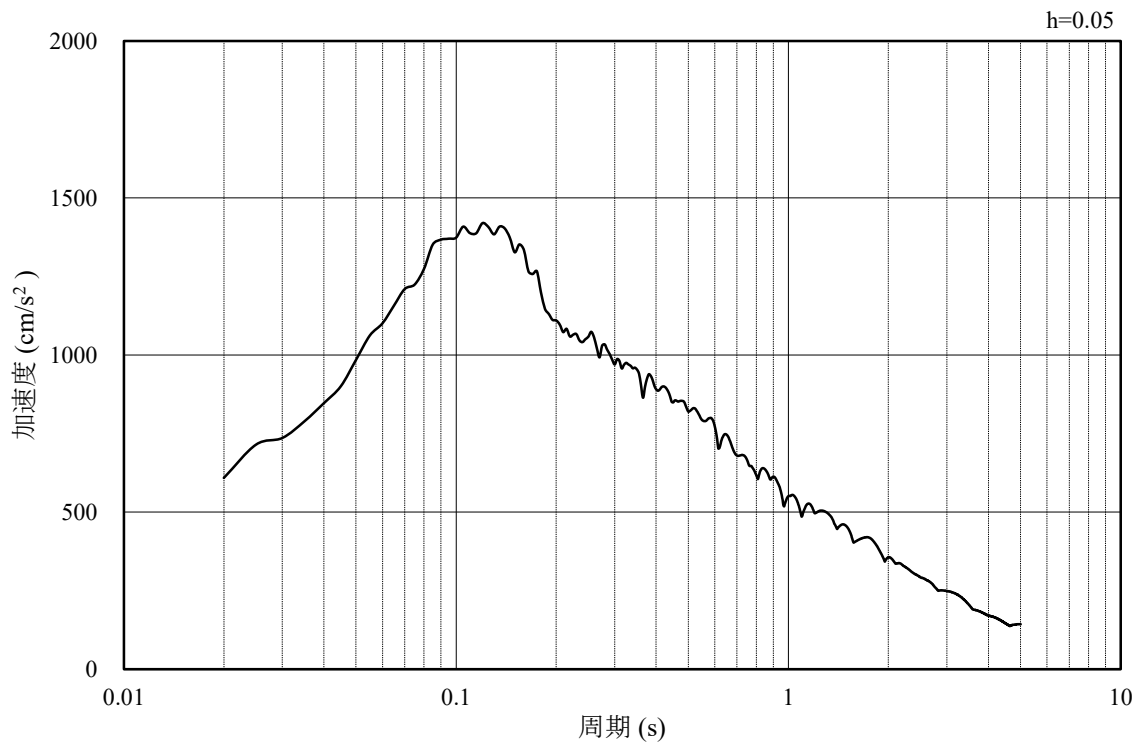


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-1 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-D)

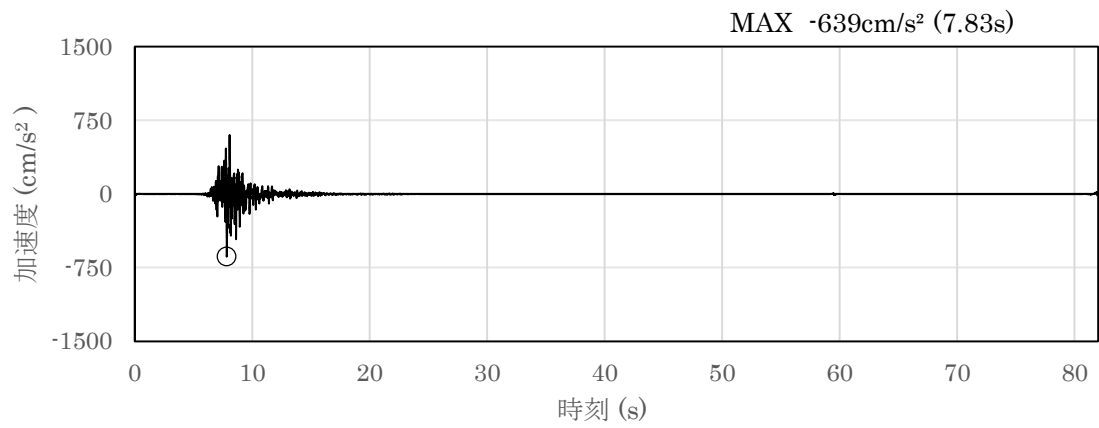


(a) 加速度時刻歴波形

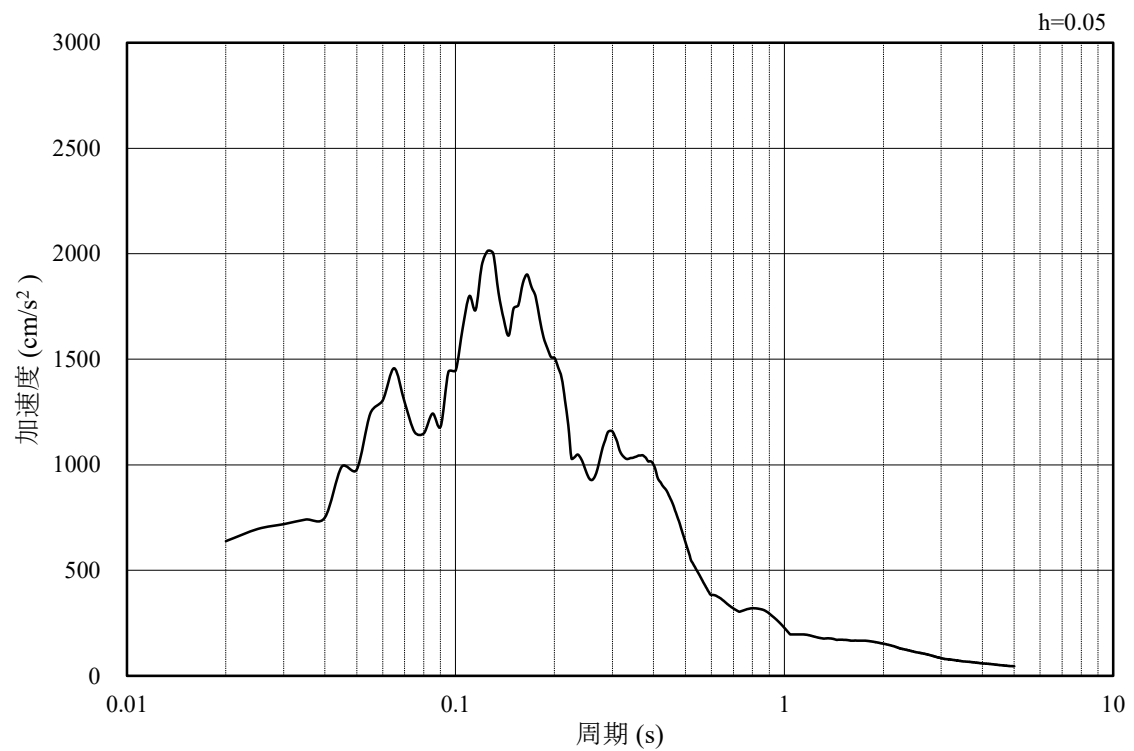


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-2 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)

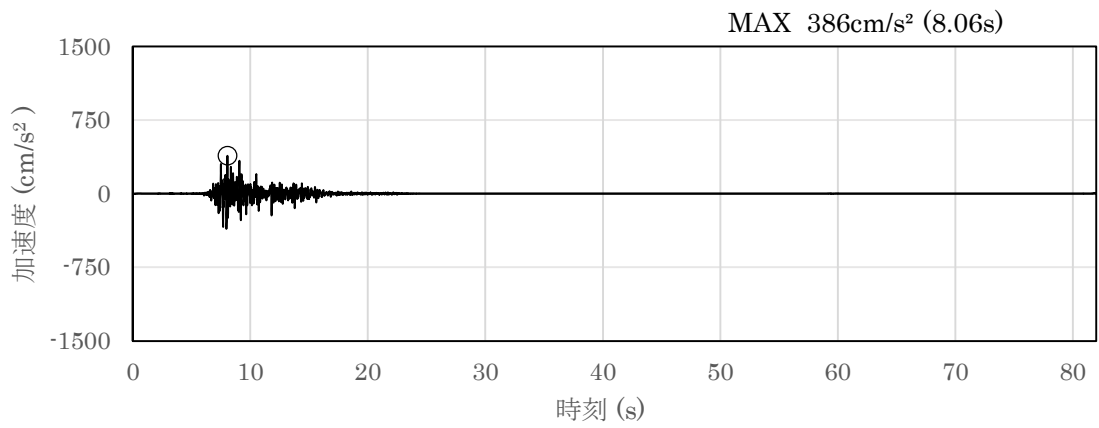


(a) 加速度時刻歴波形

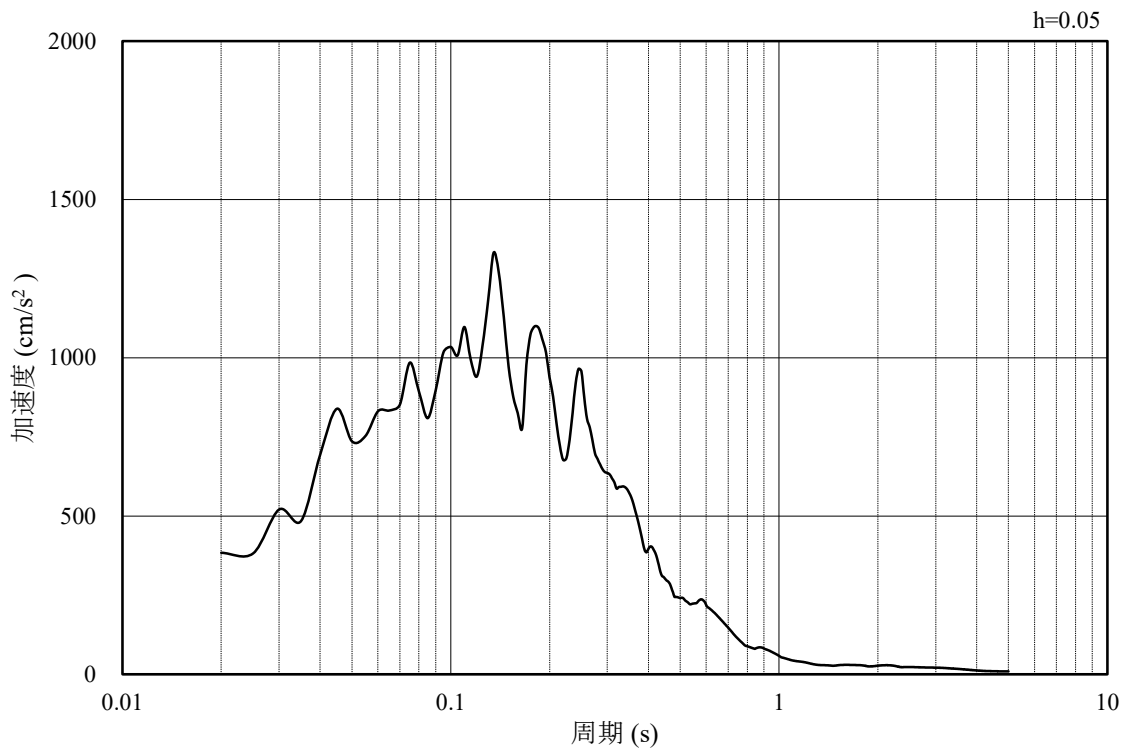


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-3 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, E W方向)

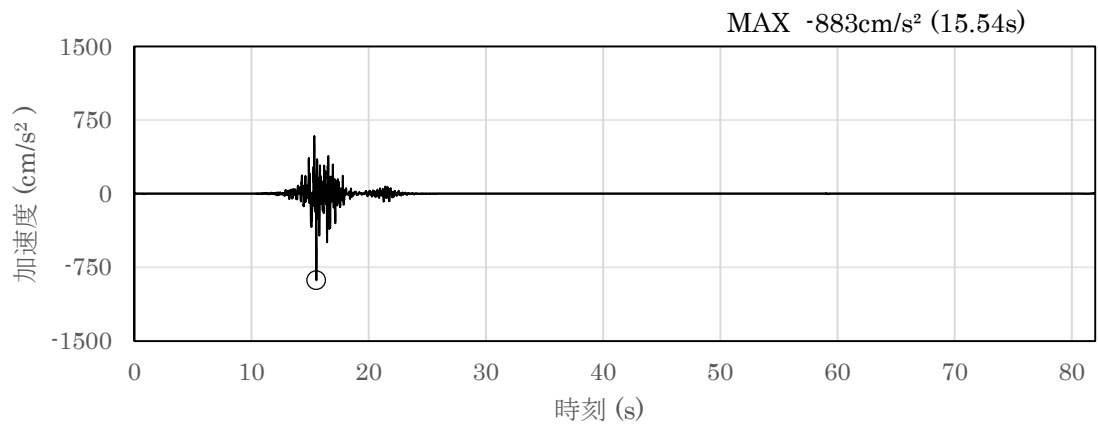


(a) 加速度時刻歴波形

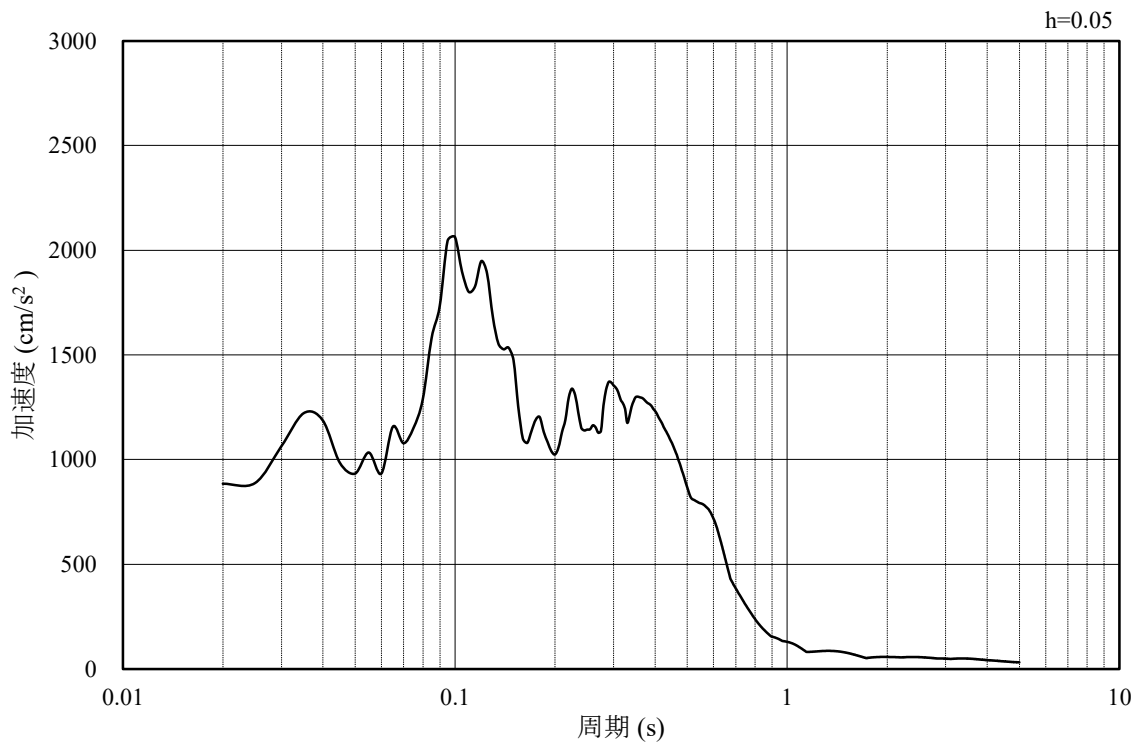


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-4 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)

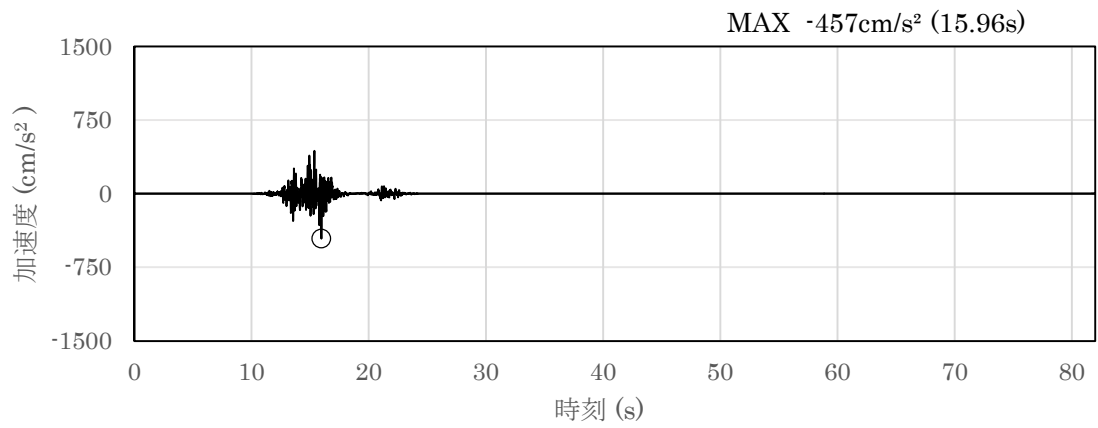


(a) 加速度時刻歴波形

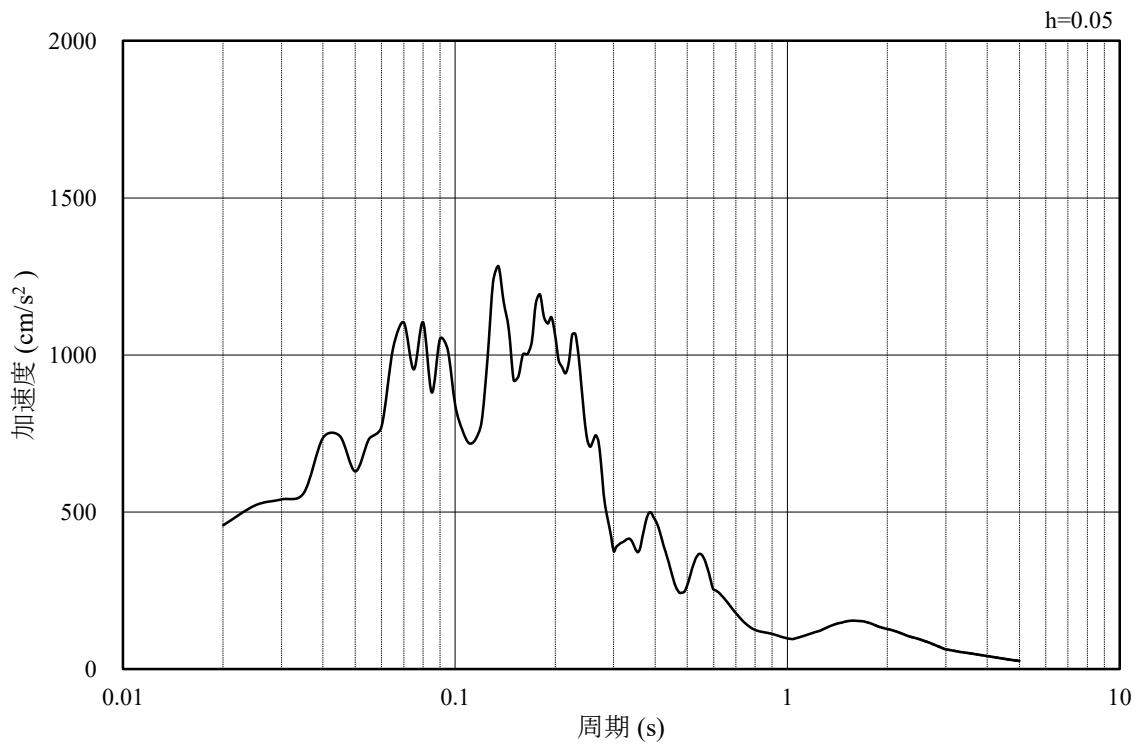


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-5 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)

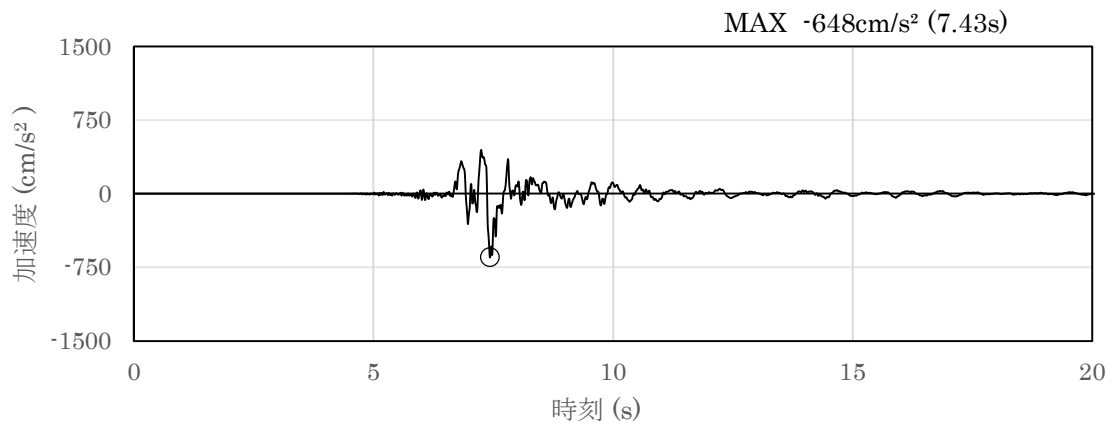


(a) 加速度時刻歴波形

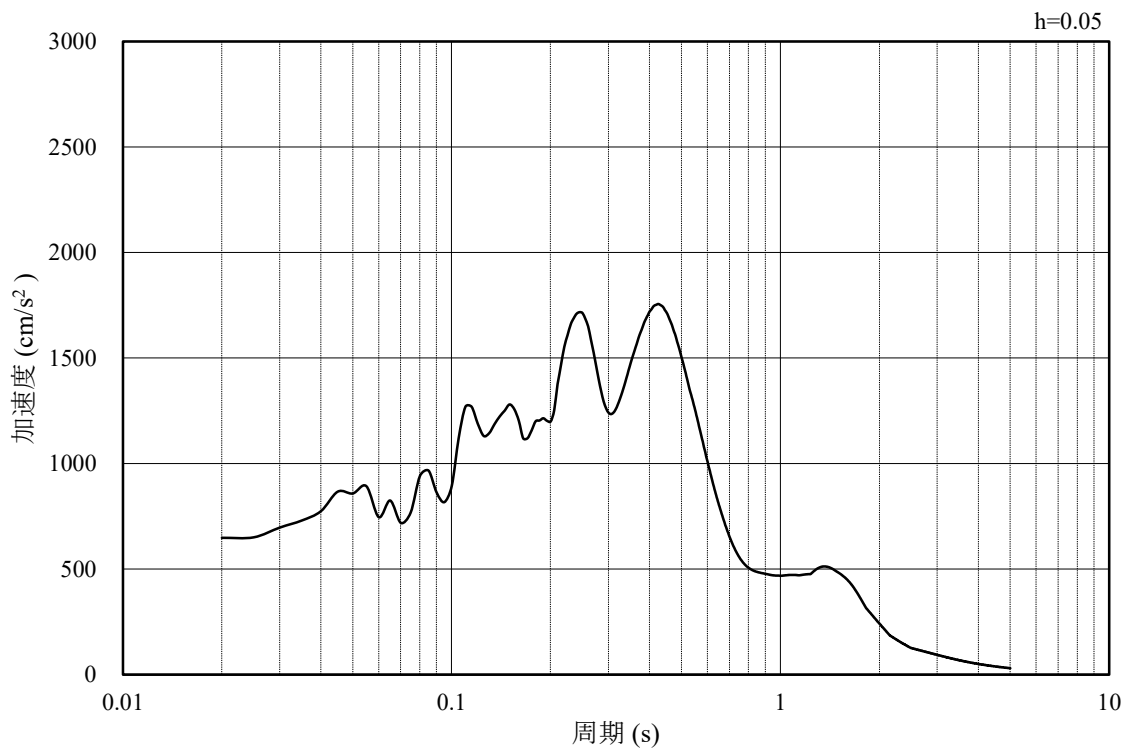


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-6 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)

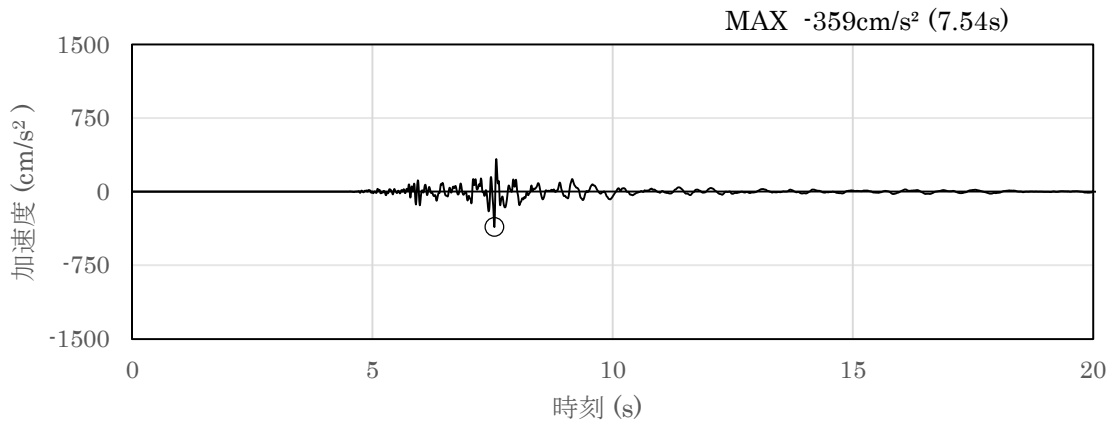


(a) 加速度時刻歴波形

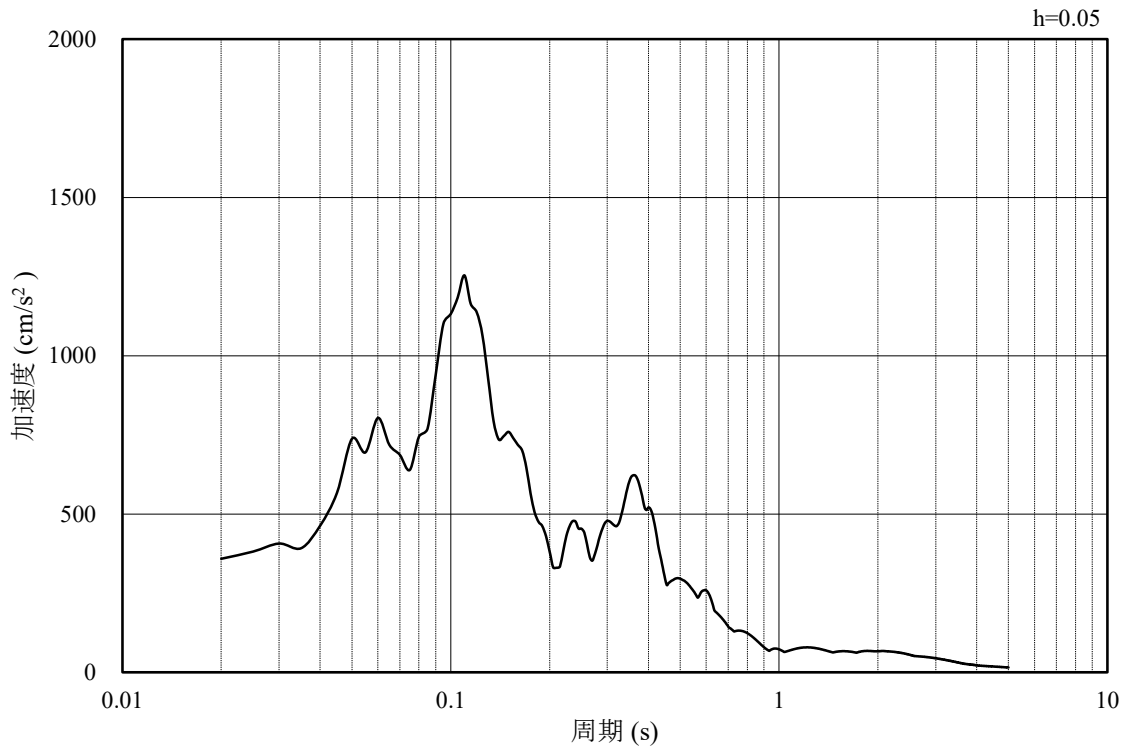


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-7 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-N1)

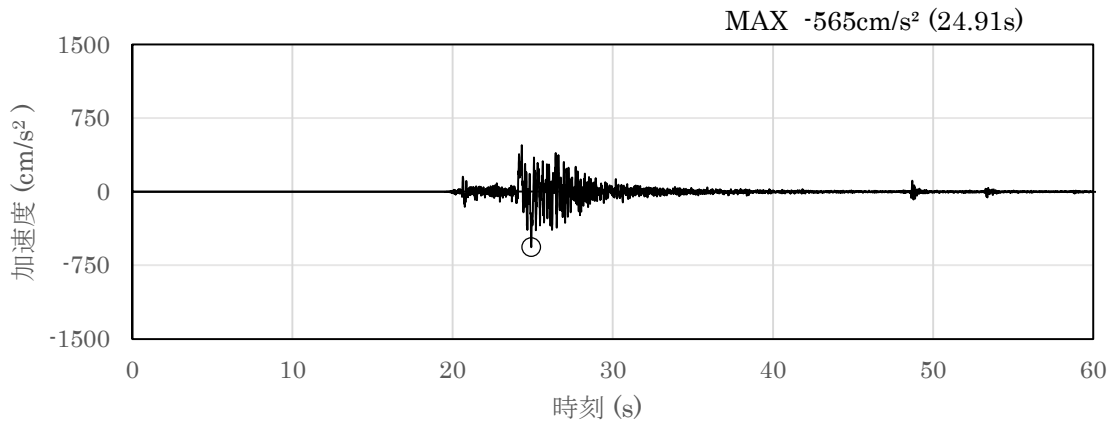


(a) 加速度時刻歴波形

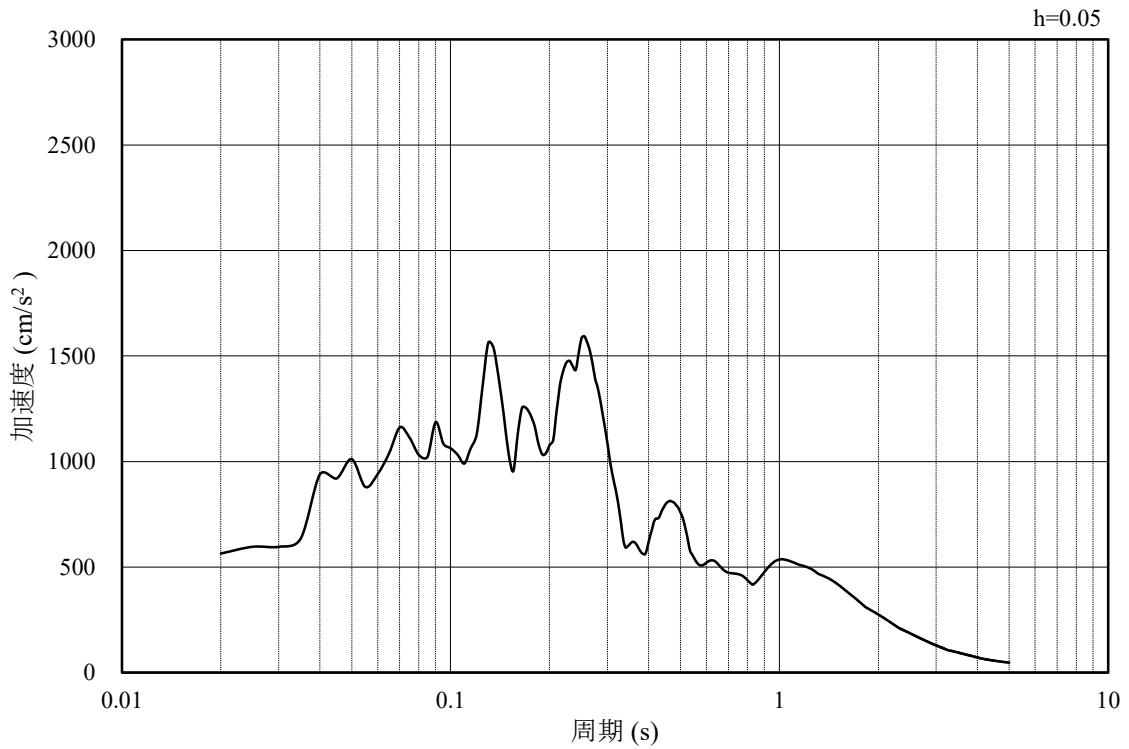


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-8 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)

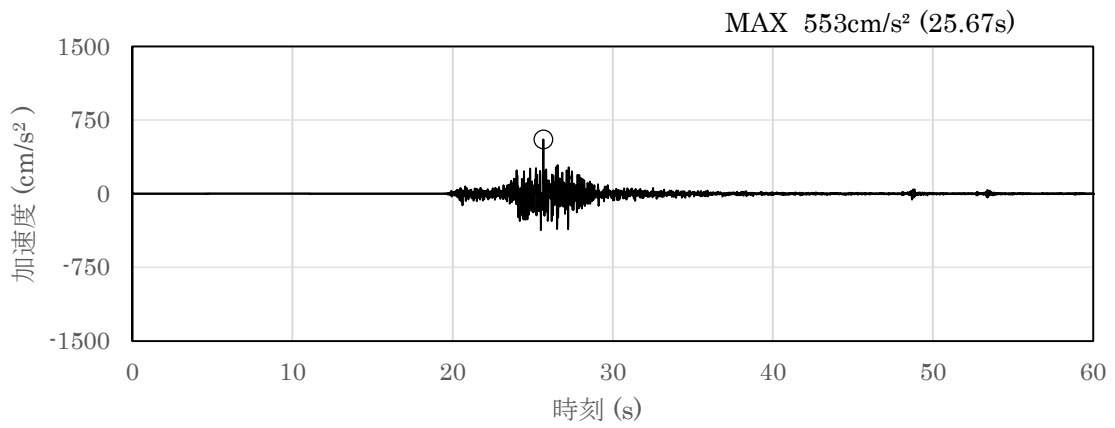


(a) 加速度時刻歴波形

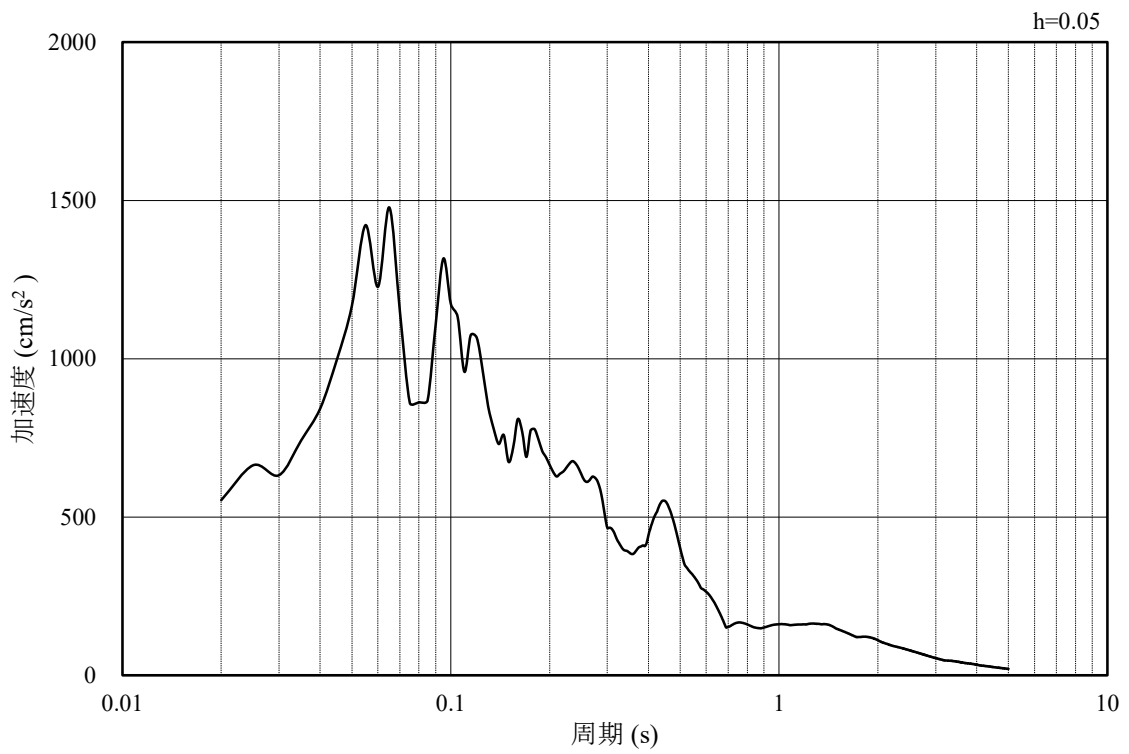


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-9 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)

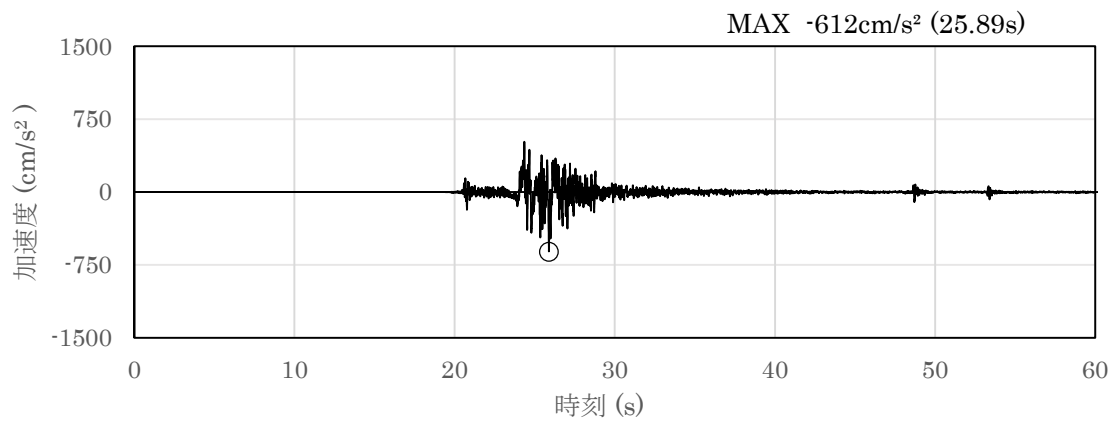


(a) 加速度時刻歴波形

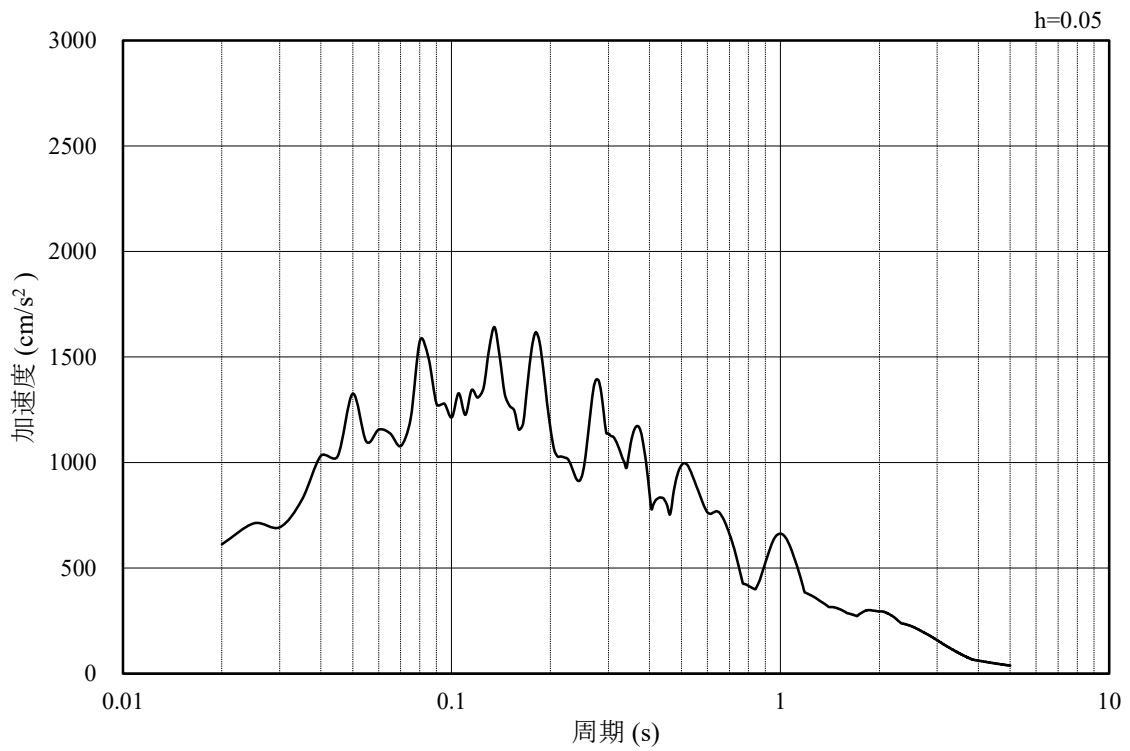


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-10 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-N 2, N S 方向)

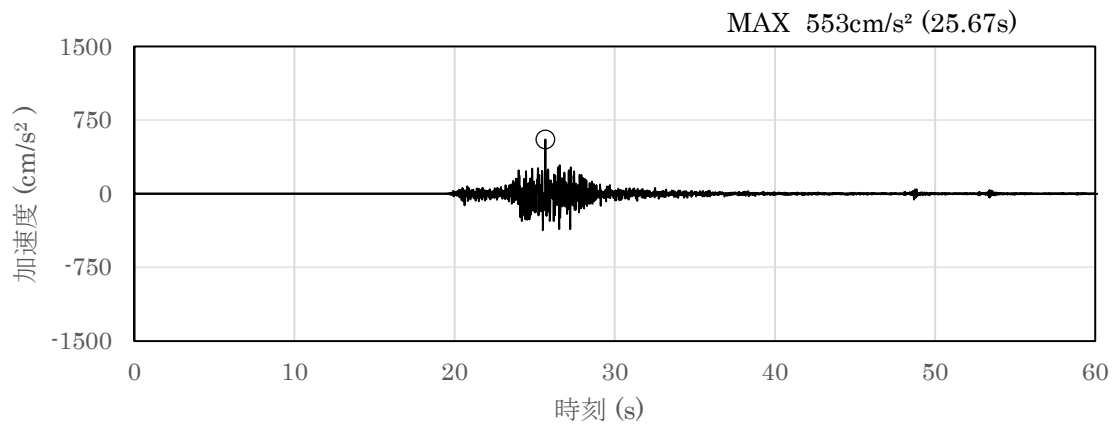


(a) 加速度時刻歴波形

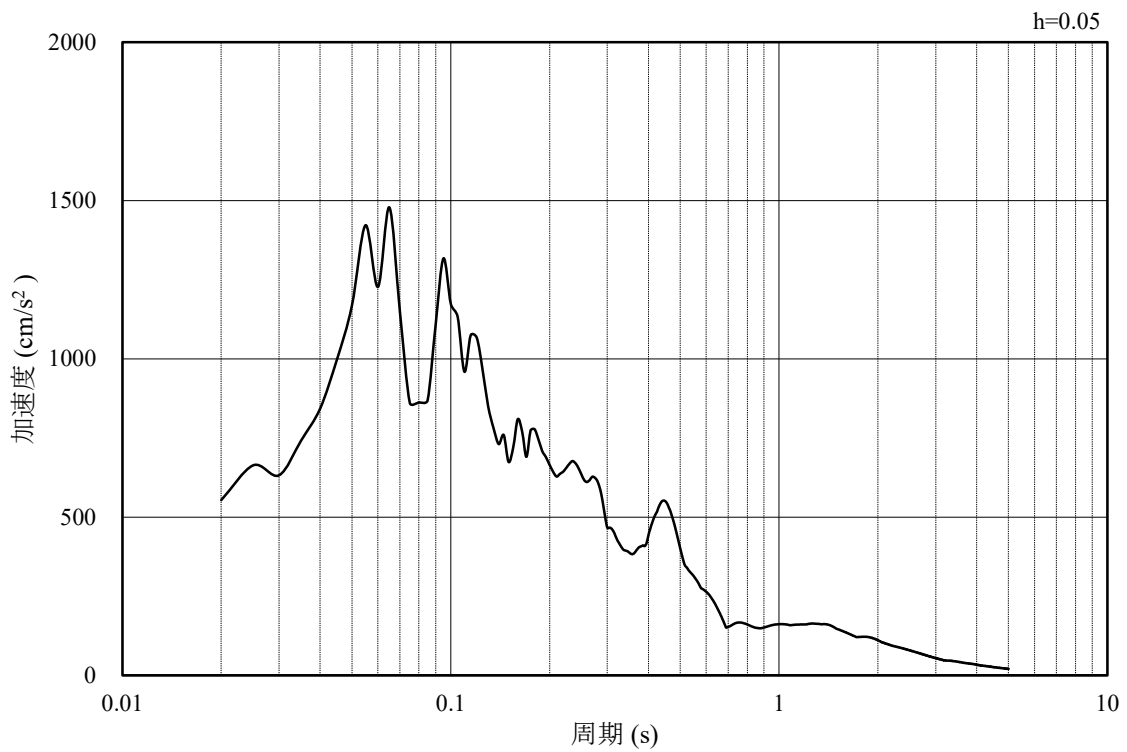


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-11 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)



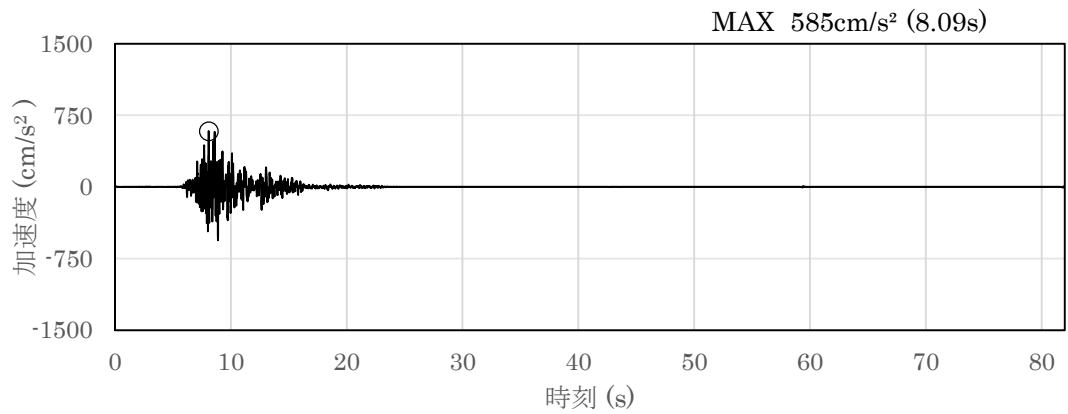
(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4.3-12 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)

3.4.4 ⑦-⑦断面



(a) 加速度時刻歴波形

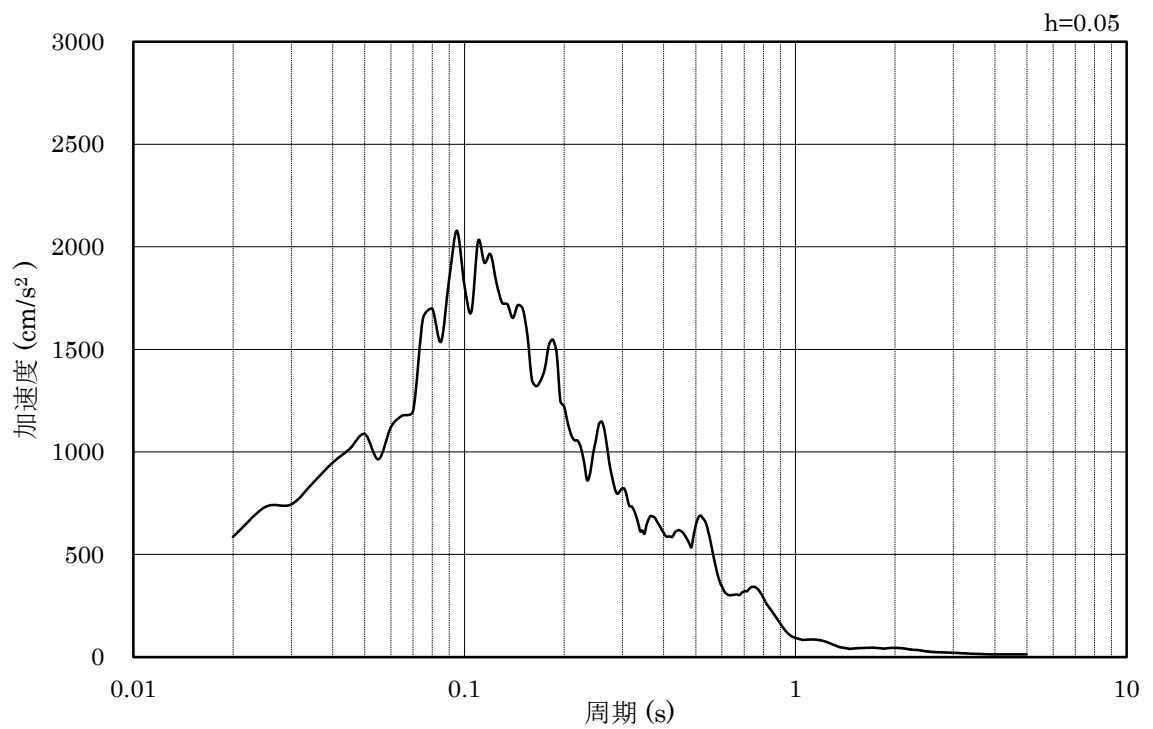
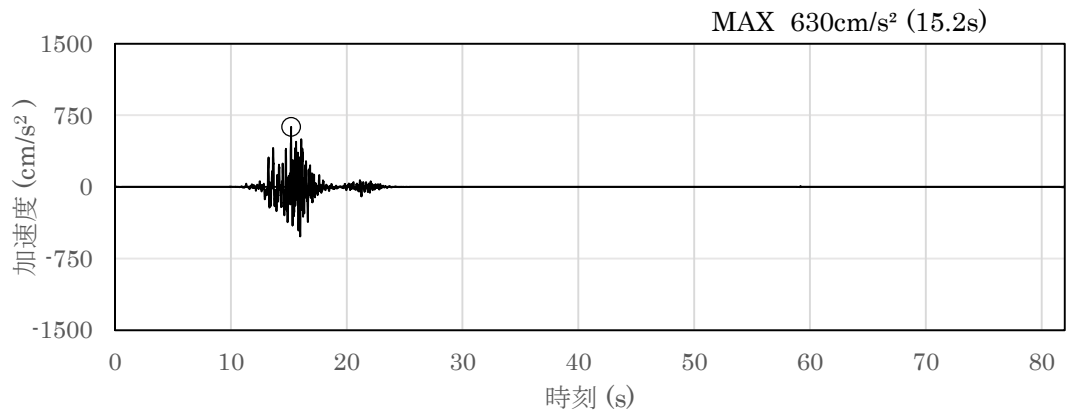


図 3.4.4-1 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1, N S 方向)



(a) 加速度時刻歴波形

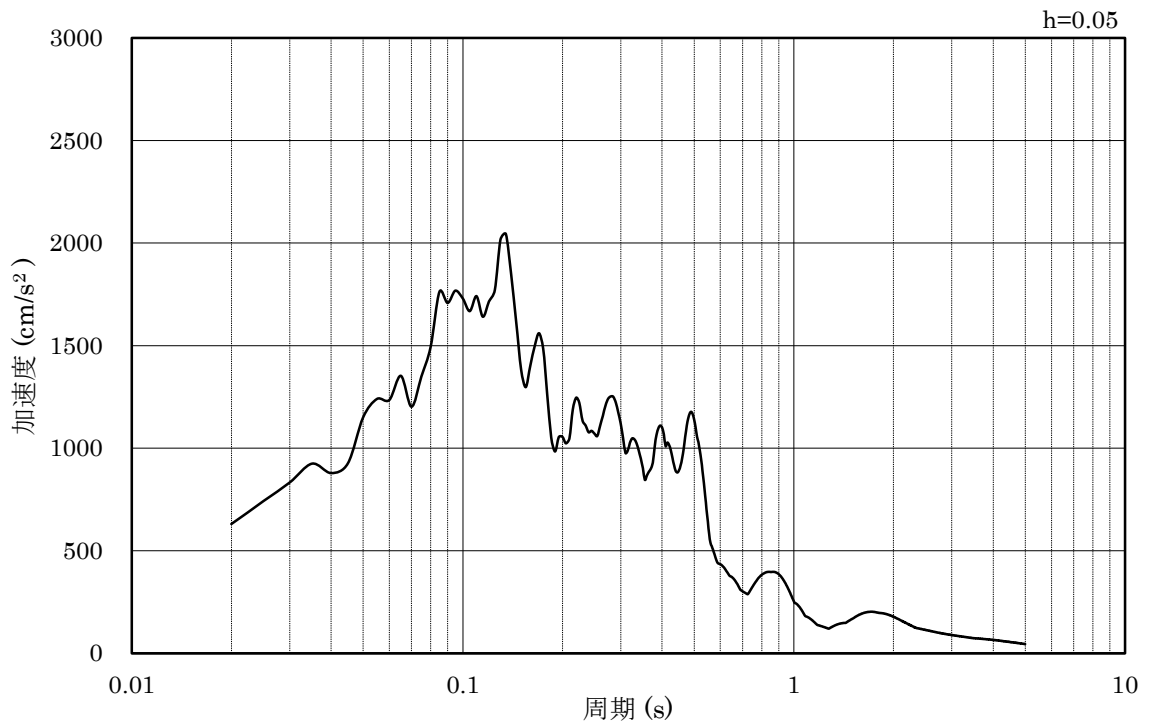


図 3.4.4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2, N S 方向)

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、図3.5.1-3、図3.5.1-5及び図3.5.1-7に、地質断面図を図3.5.1-2、図3.5.1-4、図3.5.1-6及び図3.5.1-8に示す。

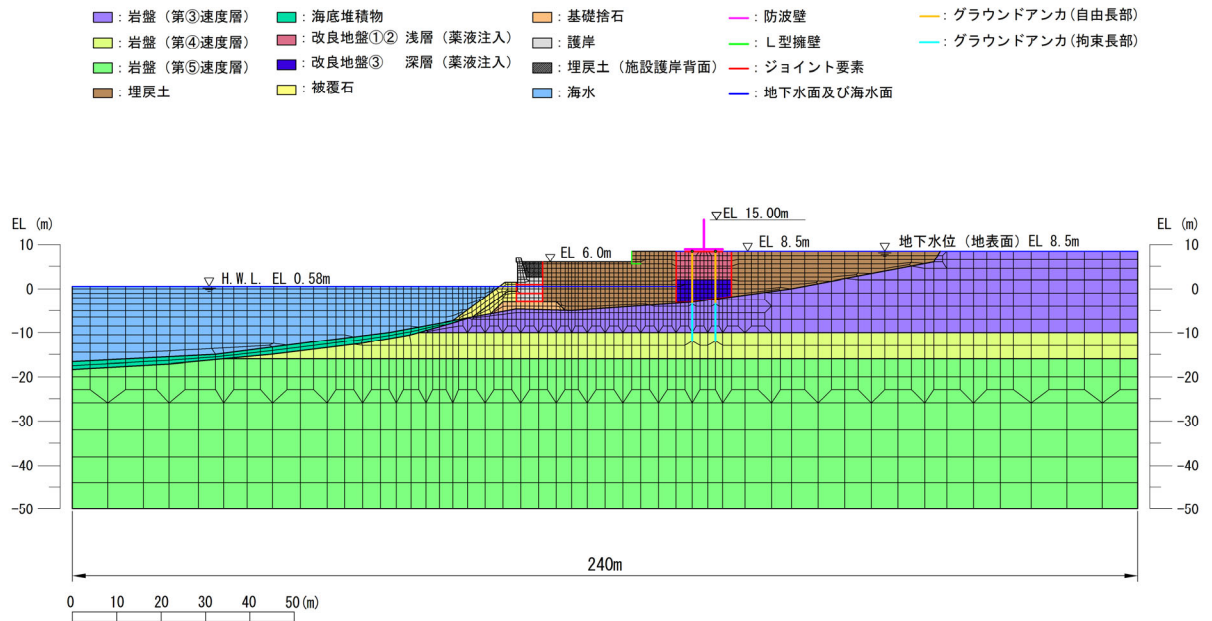


図 3.5.1-1 地震応答解析モデル（①-①断面）

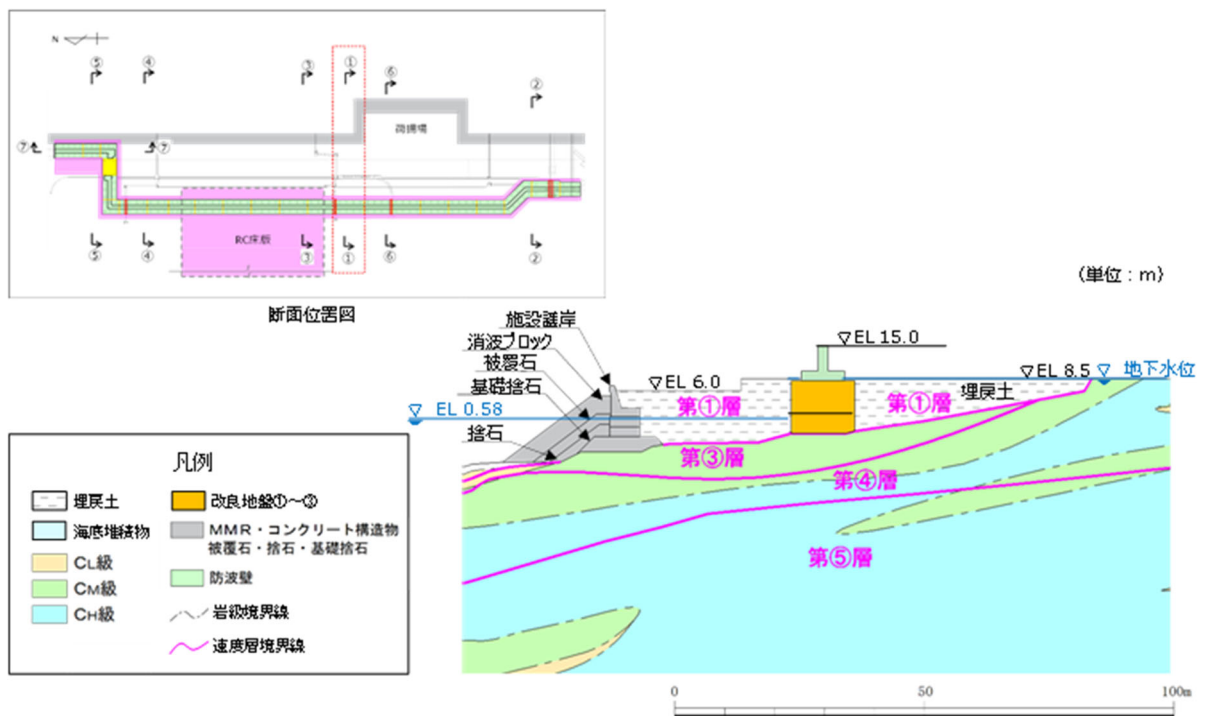


図 3.5.1-2 地質断面図（①-①断面）

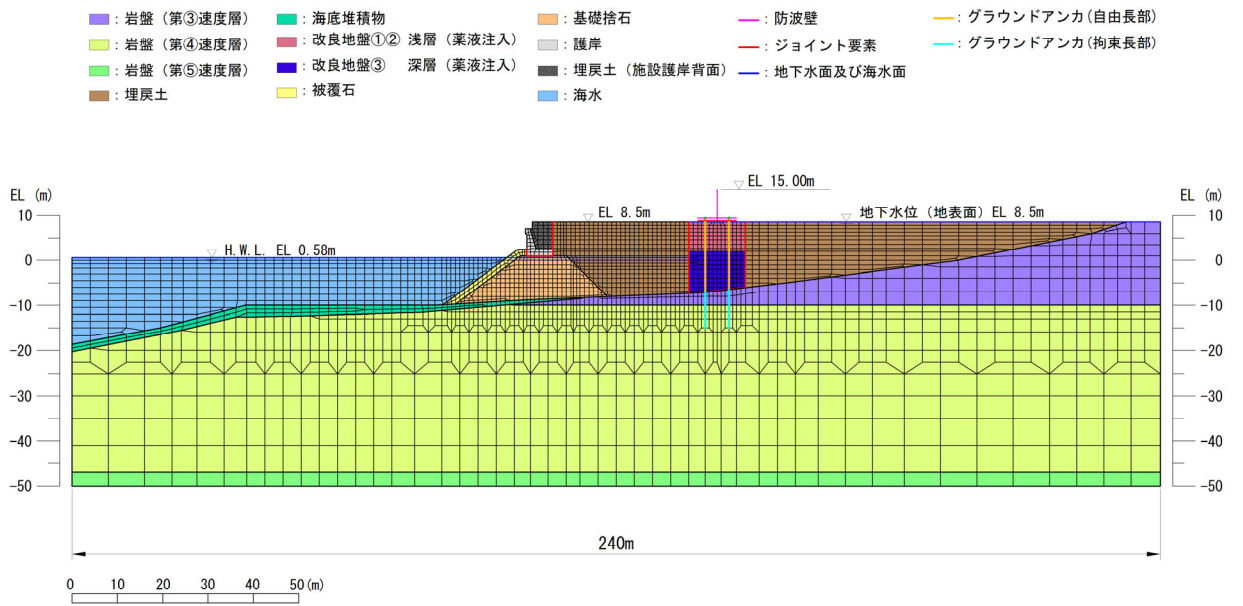


図 3.5.1-3 地震応答解析モデル (④-④断面)

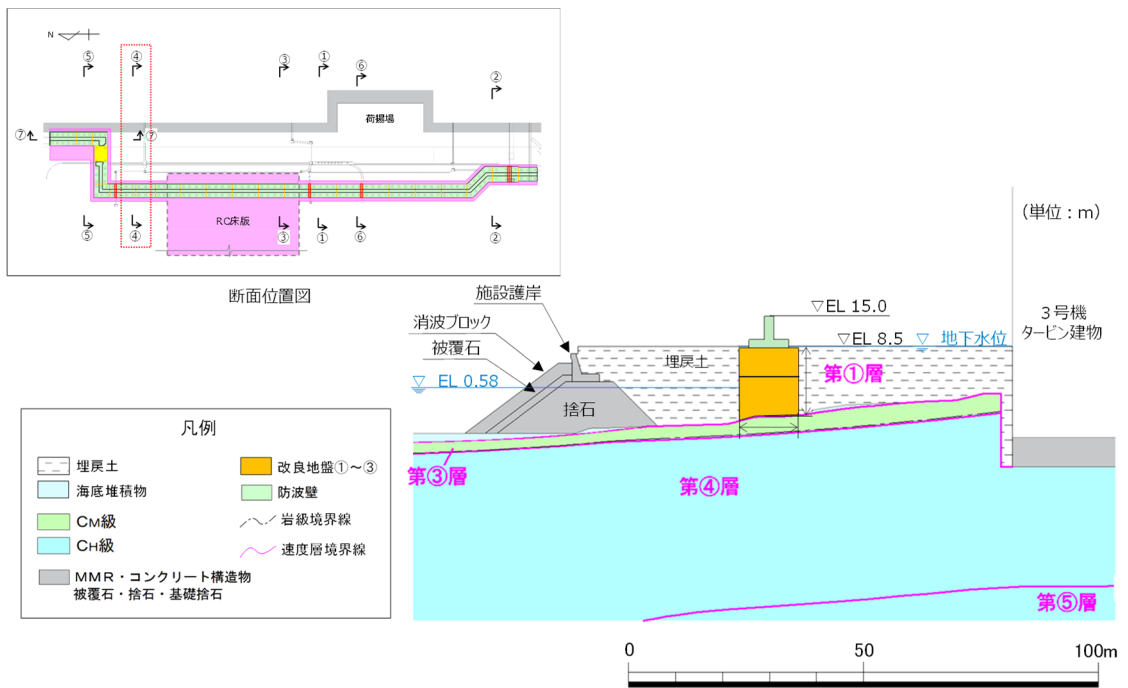


図 3.5.1-4 地質断面図 (④-④断面)

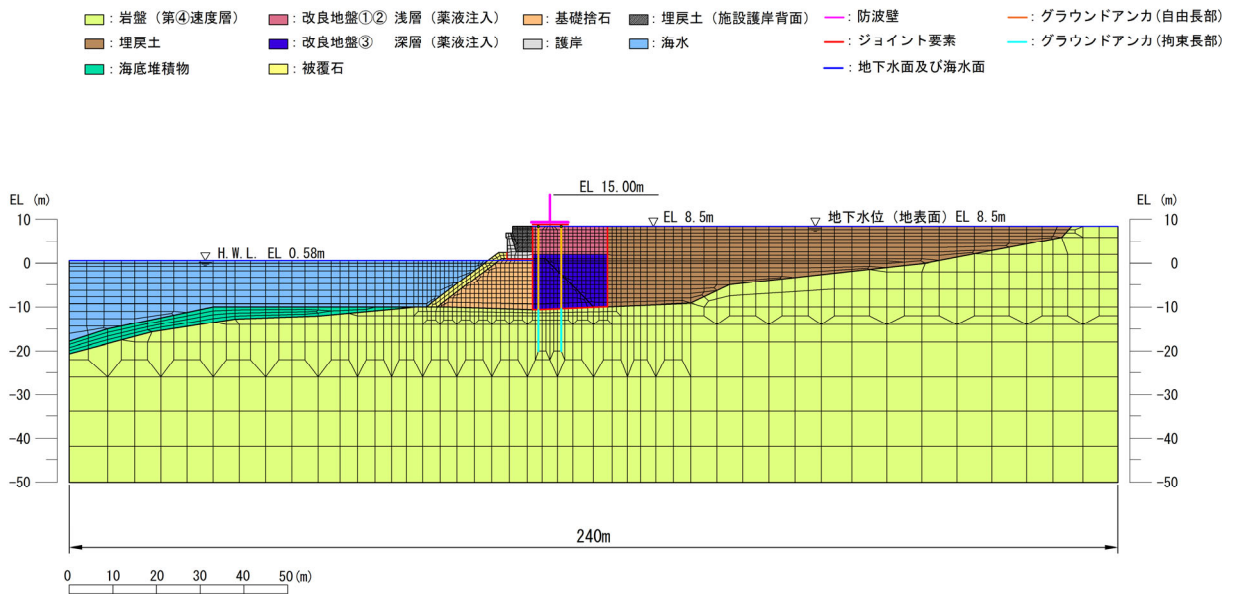


図 3.5.1-5 地震応答解析モデル (⑤-⑤断面)

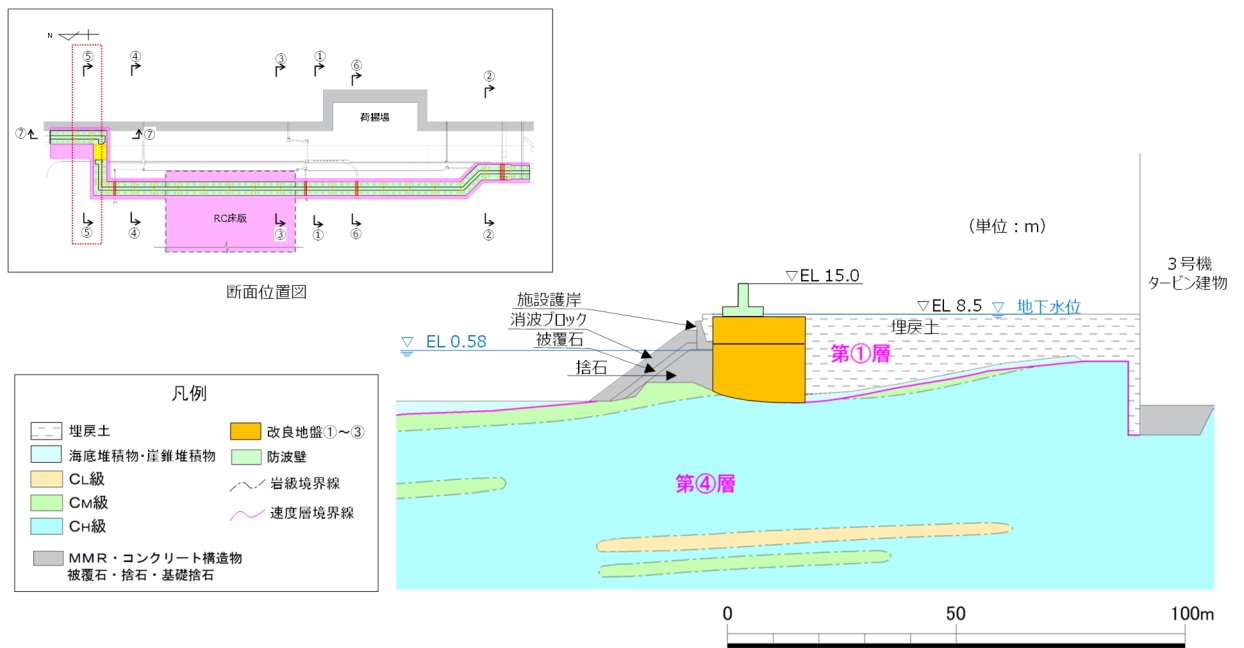


図 3.5.1-6 地質断面図 (⑤-⑤断面)

- | | | | |
|----------------|----------------------|-------------|--------------------|
| ■ : 岩盤 (第2速度層) | ■ : 埋戻土 | ■ : L型擁壁 | ■ : グラウドアンカ (自由長部) |
| ■ : 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 | ■ : グラウドアンカ (拘束長部) |
| ■ : 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 | | |

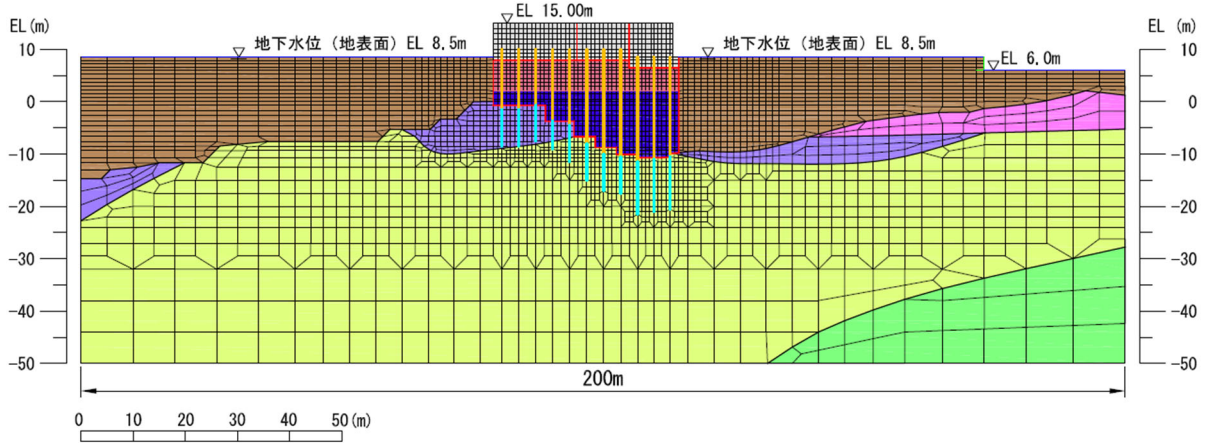


図 3.5.1-7 地震応答解析モデル (7-7断面)

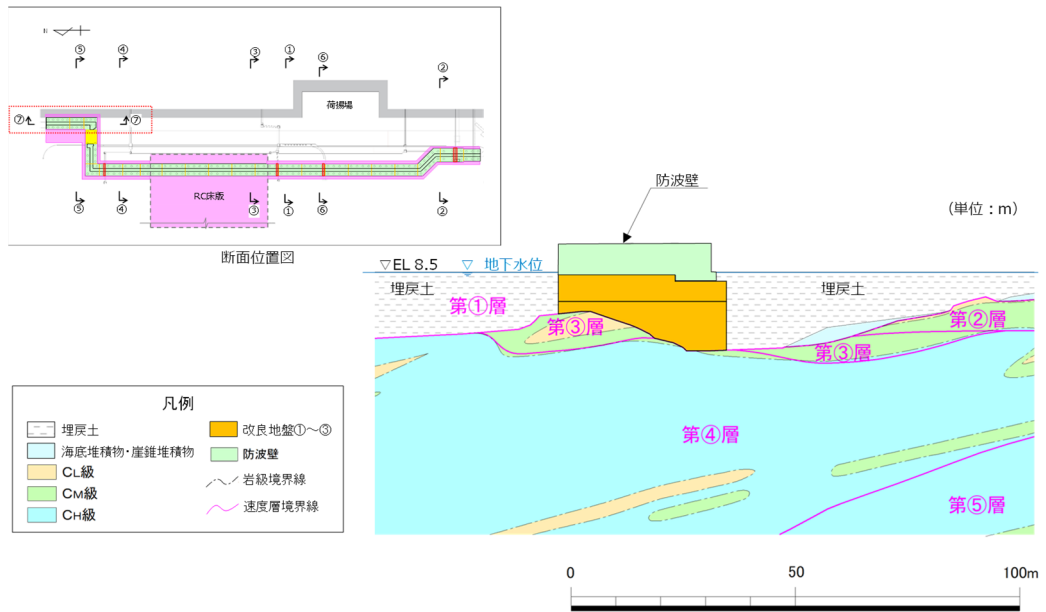


図 3.5.1-8 地質断面図 (7-7断面)

(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 3.5.1-9 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 3.5.1-10 に示す。

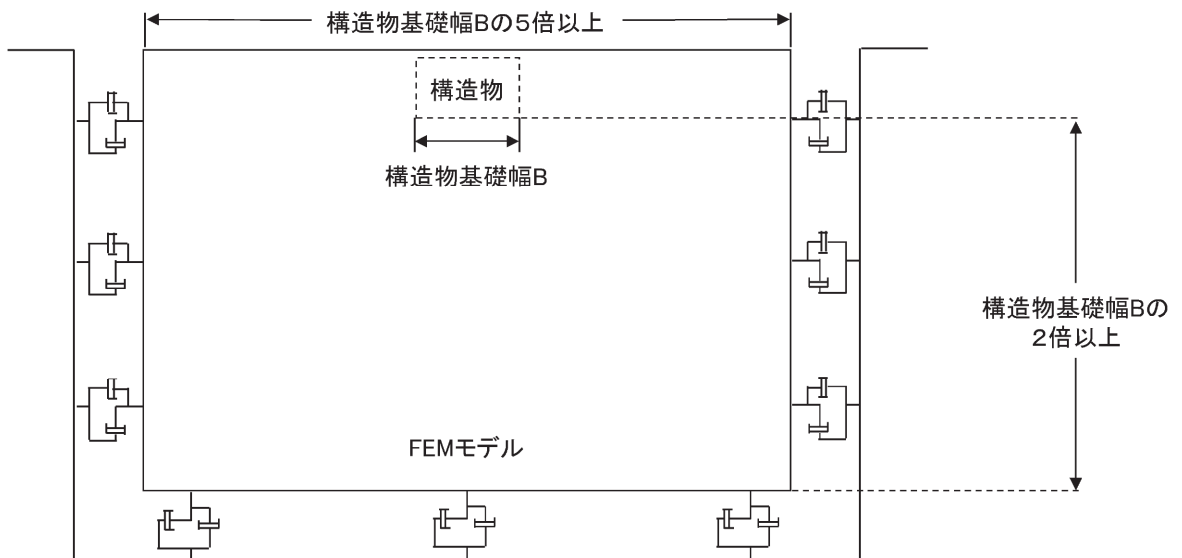


図 3.5.1-9 モデル化範囲の考え方

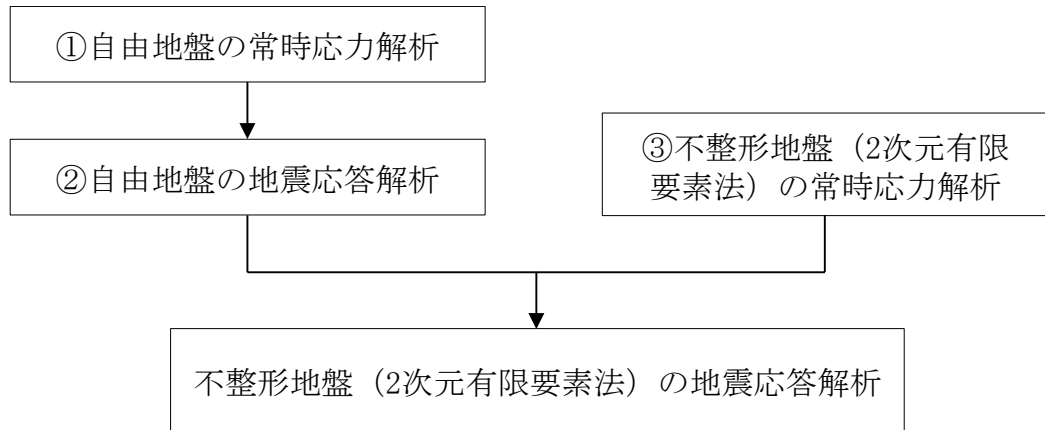


図 3.5.1-10 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(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 3.5.1-11 に示す。

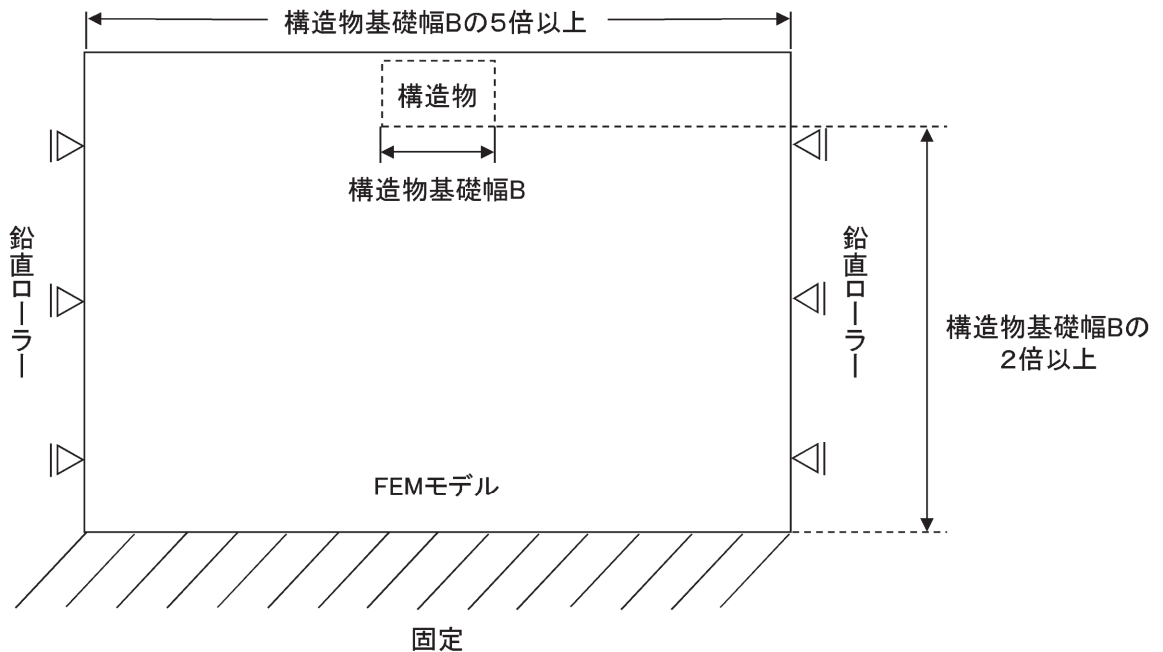


図 3.5.1-11 常時応力解析における境界条件の概念図

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ドを設定する。境界条件の概念図を図 3.5.1-12 に示す。

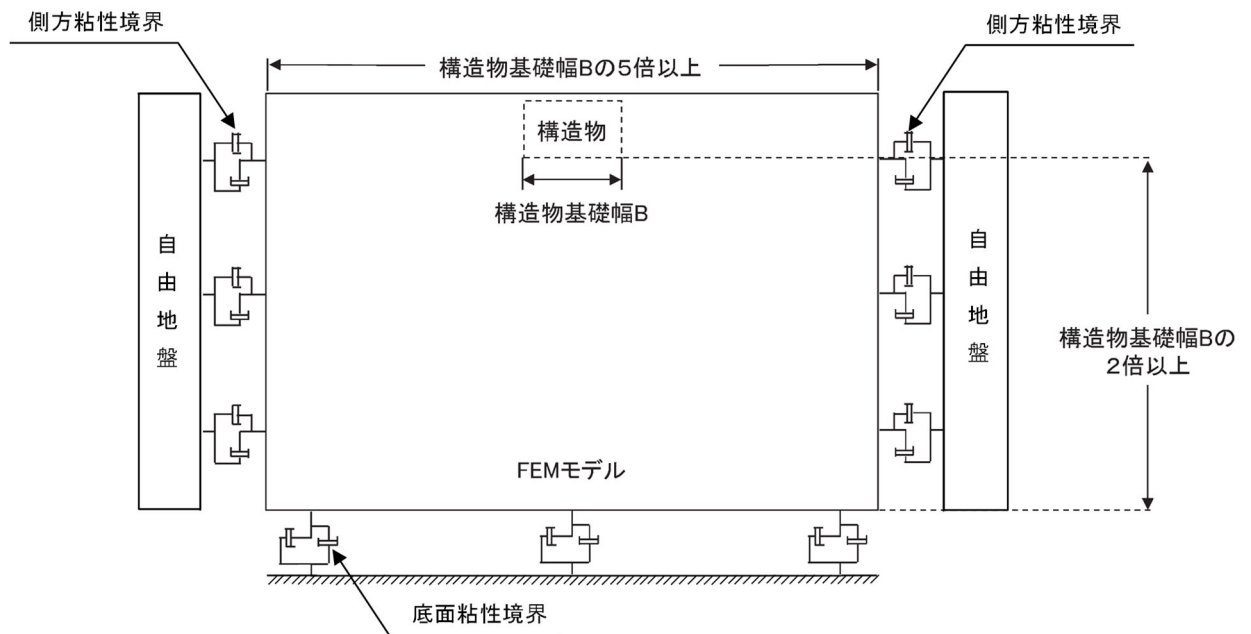


図 3.5.1-12 地震応答解析における境界条件の概念図

(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、底版の軸心の高さ（EL9.0m）でモデル化するより堅壁のアーム長が長くなり、曲げ応力度の照査が保守的になると考えられることから、地表面（EL8.5m）の高さでモデル化する。逆 T 擁壁の堅壁と底版の交差部においては、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 14 年 3 月）」（以下「道路橋示方書」とする。）（図 3.5.1-13 参照）に準拠し、図 3.5.1-14 に示すとおり、部材端から部材厚さの 1/4 入った断面より内側を剛域とする。

曲げ応力度の照査実施範囲は、道路橋示方書及びコンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）（図 3.5.1-15，図 3.5.1-16）に基づき、部材端までとする。

堅壁のせん断の照査実施範囲については、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002 年制定）（図 3.5.1-16）に記載されている柱の照査を準用し、底版の上面（部材端）までとする。底版のせん断の照査実施範囲については、コンクリート標準示方書に記載されているはりの照査を準用すると、堅壁前面（部材端）から部材高さ D （=2m）の 1/2 だけ離れた位置となるが、保守的に堅壁前面までとする。

剛域は、一般に次により定めることとする。

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

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

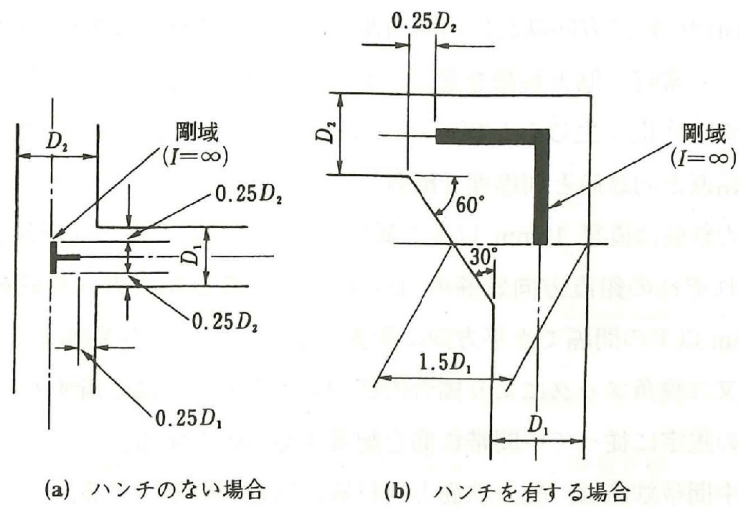


図-解 8.3.4 剛域の取り方

図 3.5.1-13 剛域の設定（道路橋示方書抜粋）

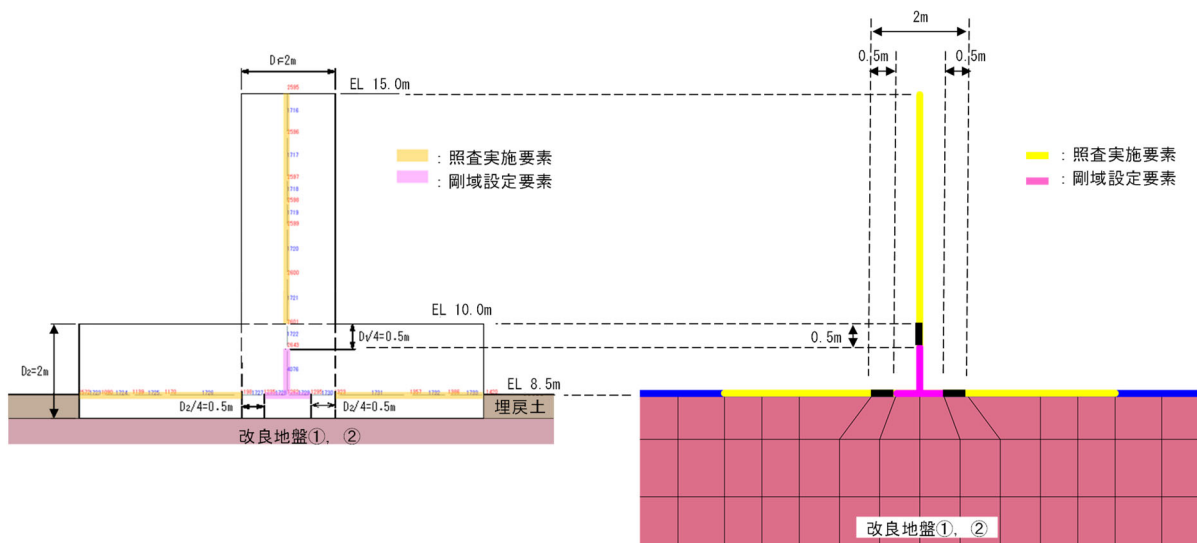


図 3.5.1-14 剛域設定の概念図及び照査範囲

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

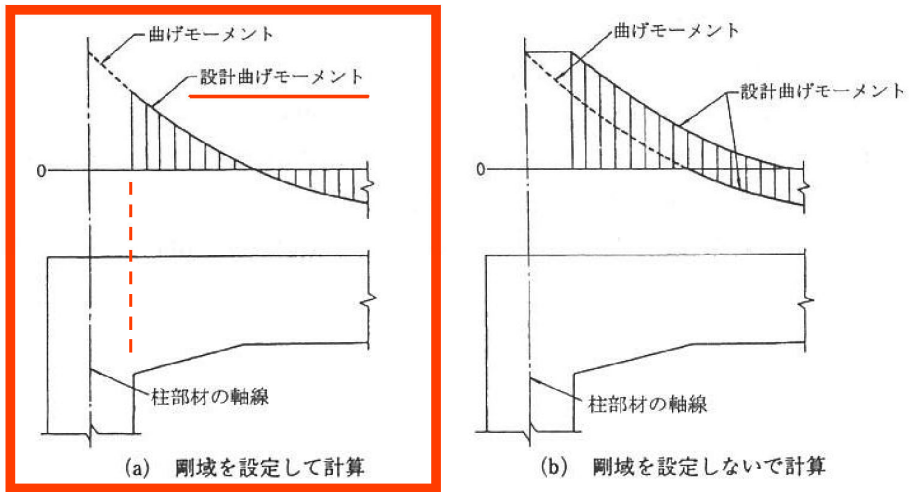


図-8.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

図 3.5.1-15 照査に用いる断面力の算定位置の根拠（道路橋示方書）

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

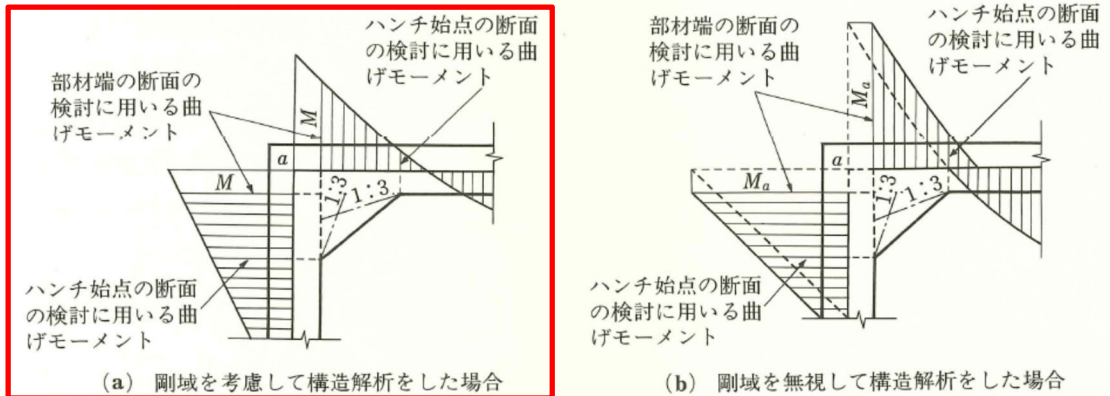


図 12.3.1 部材端の断面の検討に用いる曲げモーメント

図 3.5.1-16 照査に用いる断面力の算定位置の根拠（コンクリート標準示方書）

グラウンドアンカは、非線形ばね及び MPC（多点拘束）でモデル化する。グラウンドアンカの各部位のモデル化方法について表 3.5.1-1 及び図 3.5.1-17 に示す。モデル化の妥当性の検証の詳細については、「（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。

表 3.5.1-1 グラウンドアンカのモデル化方法及びその考え方

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

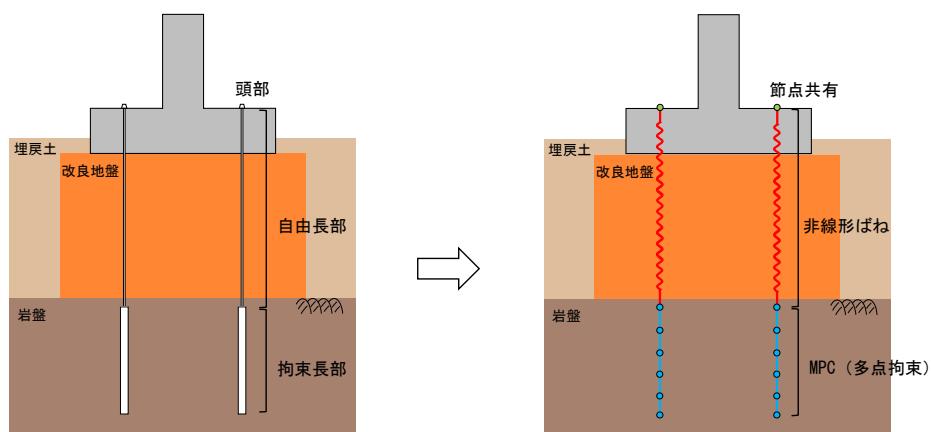


図 3.5.1-17 モデル化概念図

また、モデル化したグラウンドアンカの緊張力は以下の図 3.5.1-18 のとおり与えている。

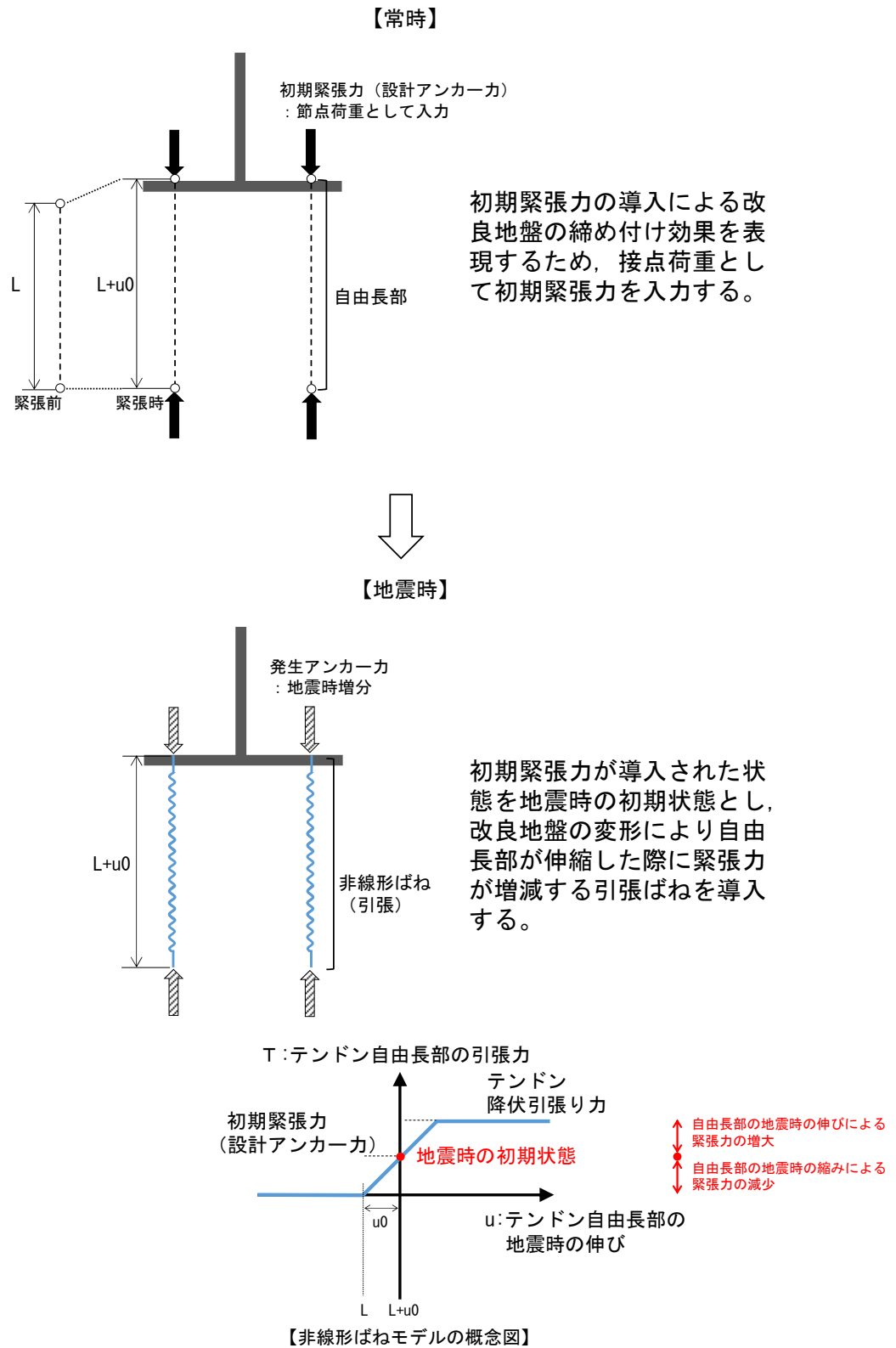


図 3.5.1-18 モデル化したグラウンドアンカの緊張力

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 3.5.1-19 参照）に準拠し、施設護岸の一部として、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は施設護岸と同じ値を用い、背後の埋戻土及び改良地盤との境界にジョイント要素を設定する。

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

(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。

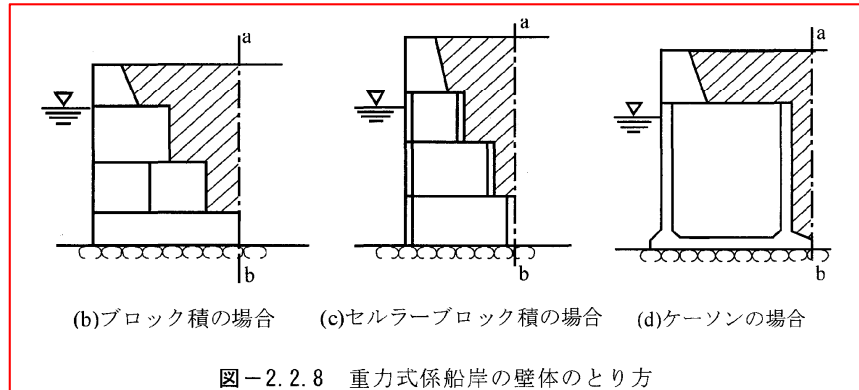


図-2.2.8 重力式係船岸の壁体のとり方

図 3.5.1-19 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 3.5.1-20 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 3.5.1-21 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 3.5.1-22 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 3.5.1-2 に、ジョイント要素の配置を図 3.5.1-25 に示す。

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

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

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

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

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

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

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 3.5.1-20 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 3.5.1-21 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 3.5.1-22 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 3.5.1-2 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

		接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩 擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	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、φ=15°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			
	埋戻土	岩盤				
		埋戻土(施設護岸背面)				
	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(μ=0.50)より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57
		岩盤	改良地盤③			
		施設護岸上部工	セルラーブロック			
		セルラーブロック	セルラーブロック			
	境界 4	セルラーブロック	基礎捨石	0	34.99	
境界 5	施設護岸上部工	基礎捨石	0	30.96	施設護岸上部工(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(μ=0.60)より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒30.96	

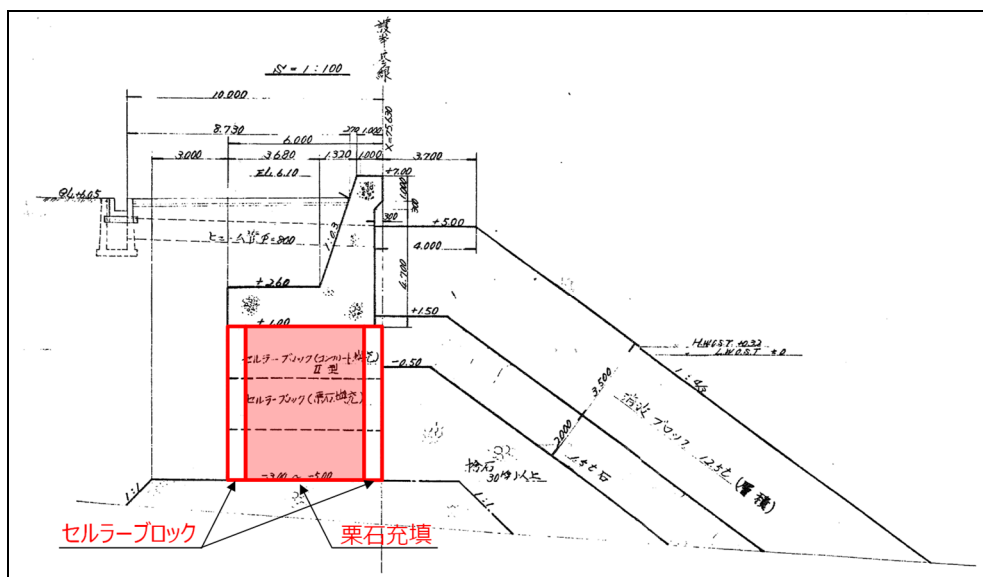


図 3.5.1-23 施設護岸断面図 (①-①断面)

(8) セルラーブロックの性能照査

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

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

ここに、

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

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

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

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

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

③ 部分係数の値

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

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

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

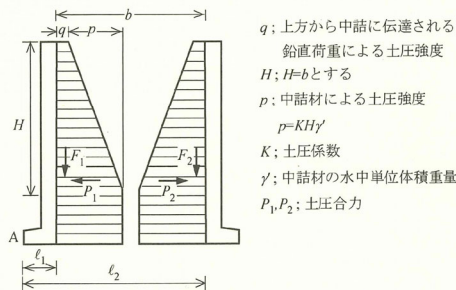
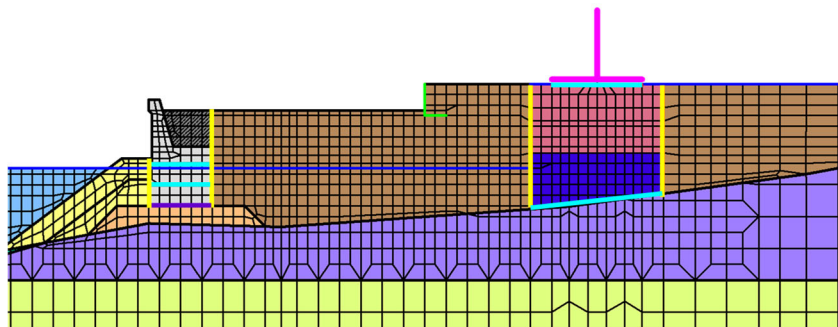


図-2.2.14 壁面摩擦抵抗の求め方

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

図 3.5.1-24 境界4の物性値の設定根拠 (港湾基準抜粋)

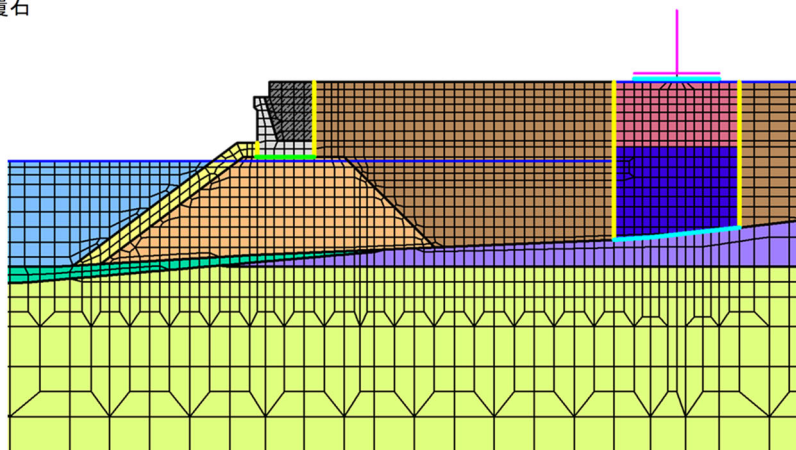
- : 岩盤 (第③速度層)
- : 岩盤 (第④速度層)
- : 埋戻土
- : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入)
- : 改良地盤③ 深層 (薬液注入)
- : 被覆石
- : 基礎捨石
- : 護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : 海水
- : 防波壁
- : L型擁壁
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素(境界1)
- : ジョイント要素(境界3)
- : ジョイント要素(境界4)



項目		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
鉛直方向	境界 1	0	15.0
水平方向	境界 3	0	26.57
	境界 4	0	34.99

図 3.5.1-25(1) ①-①断面におけるジョイント要素の配置図

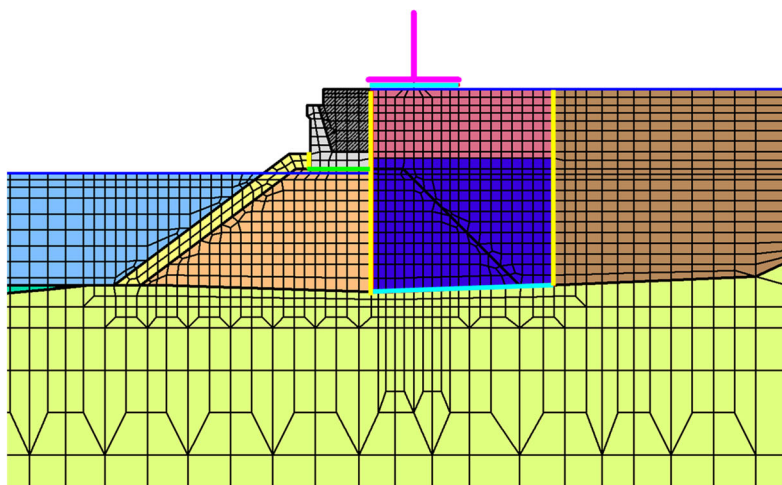
- : 岩盤 (第③速度層)
- : 岩盤 (第④速度層)
- : 埋戻土
- : 海底堆積物
- : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入)
- : 改良地盤③ 深層 (薬液注入)
- : 被覆石
- : 基礎捨石
- : 護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : 海水
- : 防波壁
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素 (境界1)
- : ジョイント要素 (境界3)
- : ジョイント要素 (境界5)



項目		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)
鉛直方向	境界 1	0	15.0
水平方向	境界 3	0	26.57
	境界 5	0	30.96

図 3.5.1-25(2) ④-④断面におけるジョイント要素の配置図

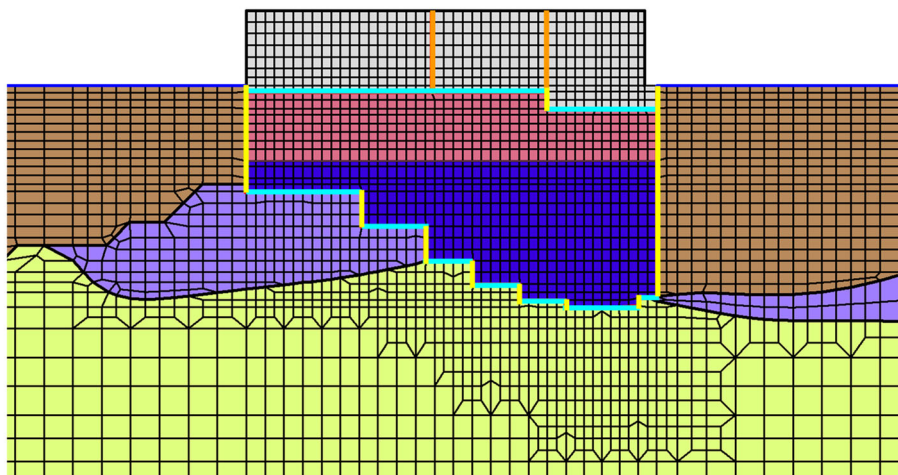
- : 岩盤 (第④速度層)
- : 埋戻土
- : 海底堆積物
- : 基礎捨石
- : 護岸
- : 埋戻土 (施設護岸背面)
- : 海水
- : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入)
- : 改良地盤③ 深層 (薬液注入)
- : 被覆石
- : 防波壁
- : 地下水面及び海水面
- : ジョイント要素(境界1)
- : ジョイント要素(境界3)
- : ジョイント要素(境界5)



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 5	0	30.96

図 3.5.1-25(3) 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 3.5.1-25(4) ⑦-⑦断面におけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、港湾構造物設計事例集を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3.5.1-3 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 3.5.1-26 に示す。

表 3.5.1-3 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 k_s (k N/m^3)	圧縮剛性 k_n (k N/m^3)
境界 1, 3, 4, 5	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。

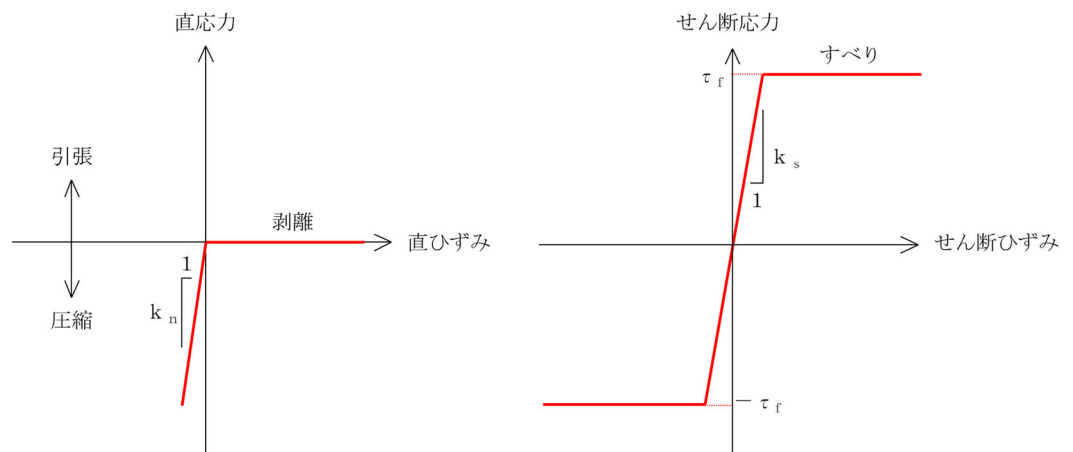


図 3.5.1-26 ジョイント要素の力学特性

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 に、グラウンドアンカの解析用物性値を表 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。

なお、岩盤上面深さが 17.9m と深く、逆 T 擁壁の地震応答加速度等が厳しくなると考えられる⑤-⑤断面のモデル化にあたっては、更なる保守性を考慮するため、図 3.5.2-2 のとおり、岩盤上面深さが 18.5m とさらに深い⑤'-⑤'断面位置での地質断面図及びアンカー仕様を用いている。

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

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

表 3.5.2-1 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：17.5m～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 グラウンドアンカの解析用物性値

		引張剛性 k (kN/m)	テンドン降伏 引張り力 (kN)	設計アンカー力 (kN)	初期変位量 (mm)
①-①断面	陸側(アンカー1本)	20493	2400(アンカー1本) 4800(アンカー2本)	1440	70
	海側(アンカー2本)	40986		2880	
④-④断面	陸側(アンカー1本)	15567		1170	75
	海側(アンカー2本)	31134		2340	
⑤-⑤断面	陸側(アンカー1本)	14064		1650	117
	海側(アンカー2本)	28128		3300	
⑦-⑦断面	77(アンカー3本)	44331		4950	112
	78(アンカー1本)	14412		1650	114
	79(アンカー3本)	42192		4950	117
	80(アンカー3本)	41199		3510	85
	81(アンカー3本)	42192	3510	83	
	82(アンカー3本)	46701	3510	75	
	83(アンカー3本)	57438	3510	61	
	84(アンカー3本)	68727	3510	51	
	85(アンカー3本)	77916	3510	45	
	86(アンカー3本)	71541	3510	49	
	87(アンカー3本)	71541	3510	49	

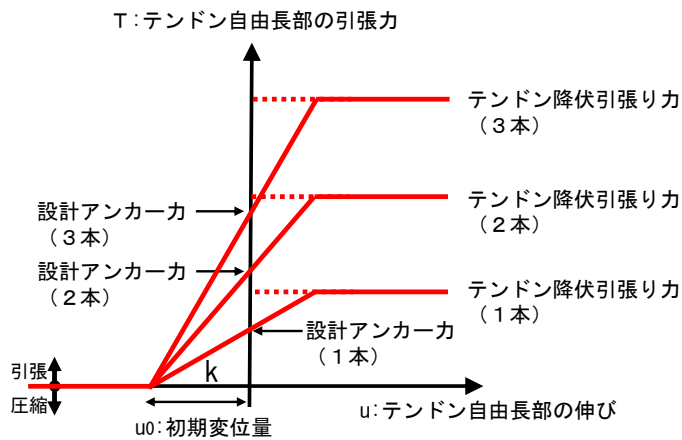
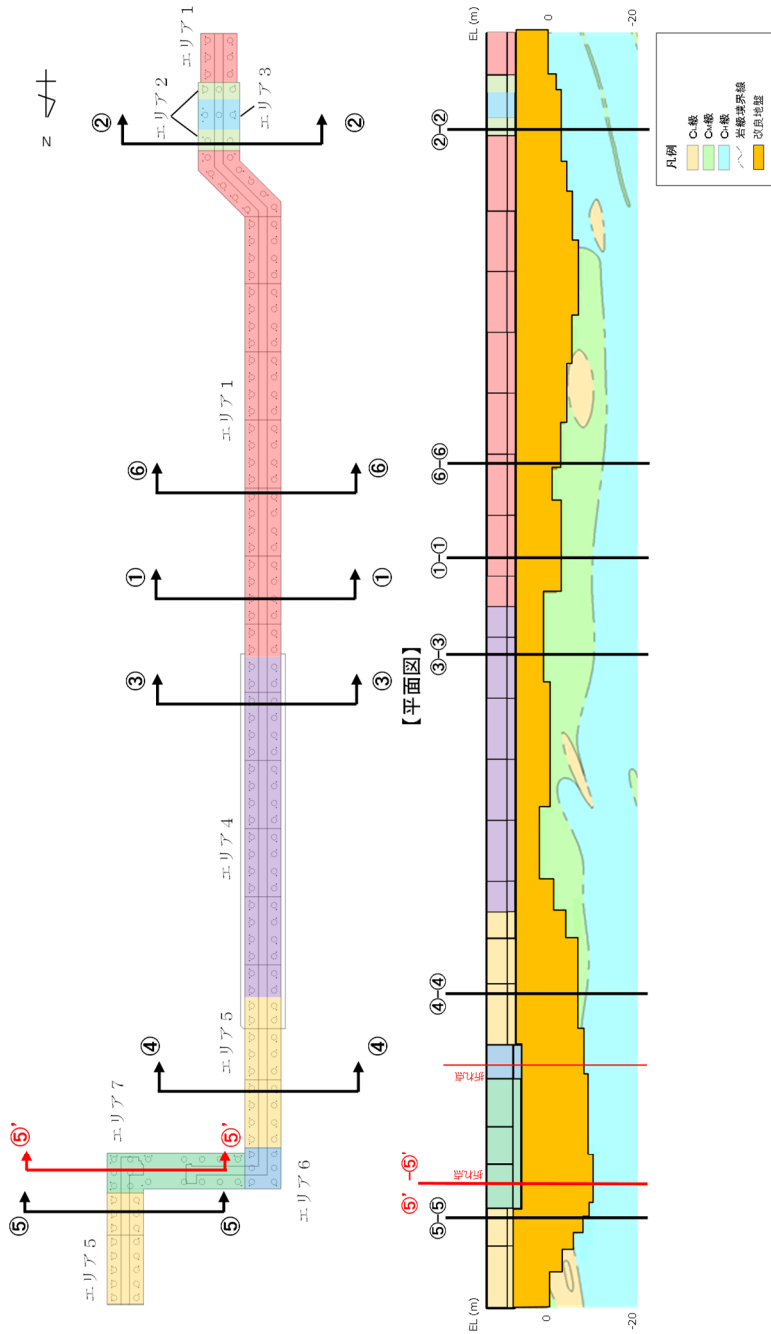


図 3.5.2-1 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

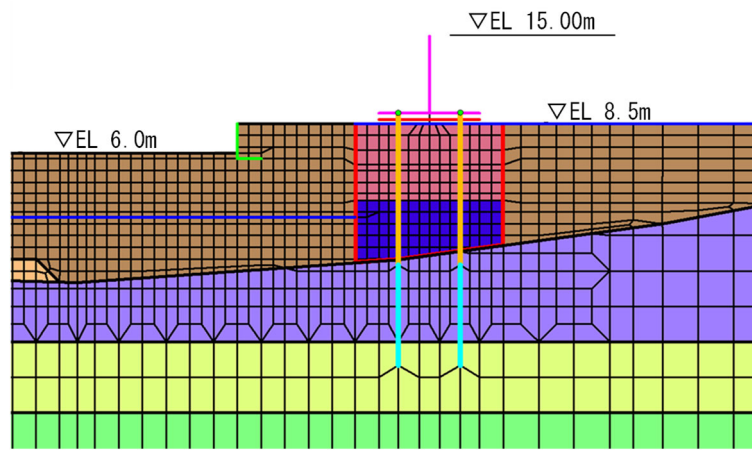


【断面図】

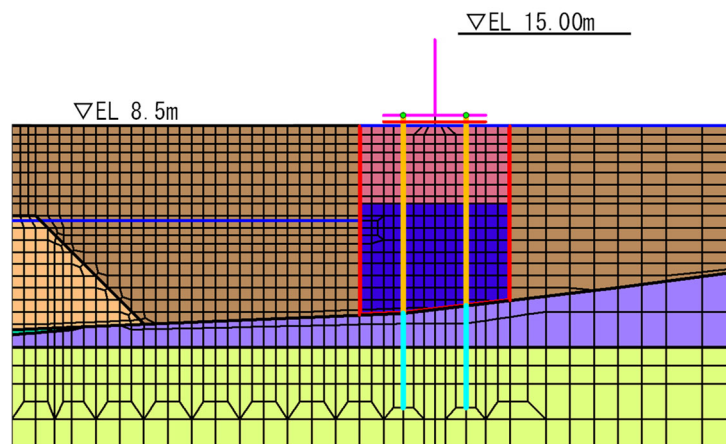
アンカー種別	削孔径 (mm)	PC細径 (mm)	PC鋼本数 (本)	テンドン自由長* (mm)	アンカー一体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの極限引張り力 (kN)	テンドンの降伏引張り力 (kN)	テンドンの見かけの周長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	海側のグラウンドアンカー設置間隔 (mm)	設計アンカー力/許容アンカー力
エリア1				8000~18000	8500				1440	1764	2000	0.82
エリア2				11000~13500	10000				1700	2076	1650	0.82
エリア3				12500~13000	9000				1500	1868	1535	0.80
エリア4	135	15.2	11	7000~11500	8500	2800	2400	138.4	1360	1764	2000	0.77
エリア5				10000~20500	7000				1170	1453	1625(北側) 2000(南側)	0.81
エリア6				17000~18500	9500				1550	1972	1650	0.79
エリア7				17500~20000	10000				1650	2076	1650	0.79

注記*：テンドン自由長部はアンカー一体が岩盤に確実に定着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

図 3.5.2-2 ⑤-⑤断面及び⑤'-⑤'断面の位置図

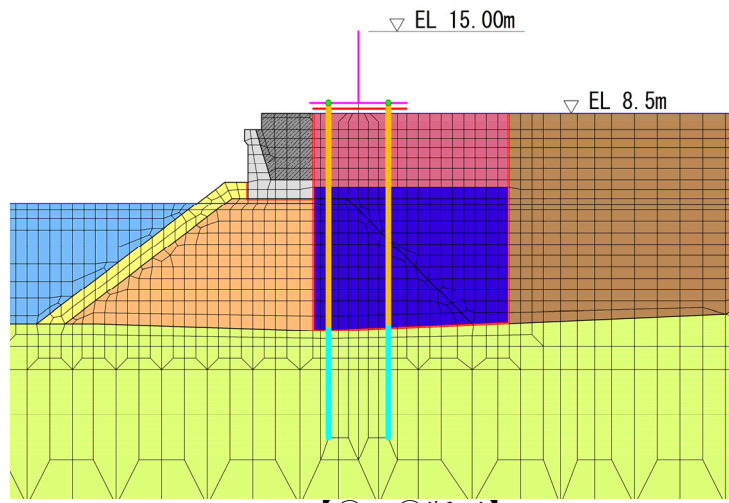


【①-①断面】

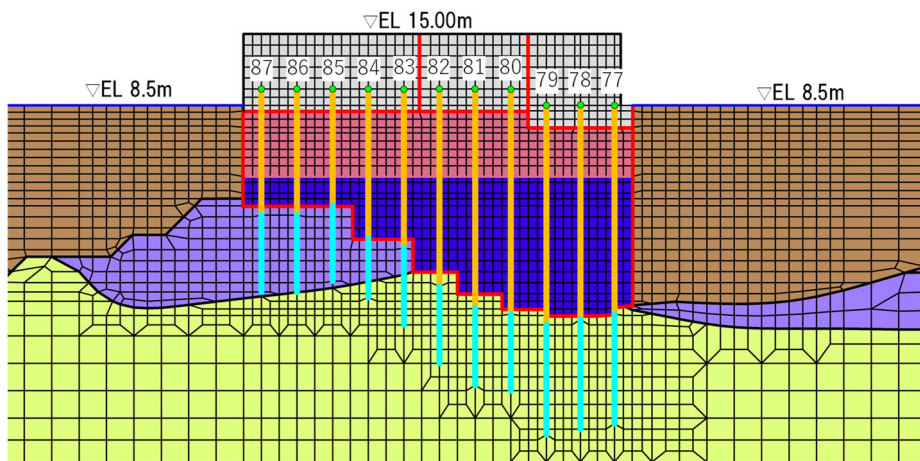


【④-④断面】

図 3.5.2-3(1) 各解析モデルにおけるグラウンドアンカ位置



【⑤－⑤断面】



【⑦－⑦断面】

図 3.5.2-3(2) 各解析モデルにおけるグラウンドアンカ位置

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 1：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。

注 2：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字を示す。

注 3：海底堆積物は，埋戻土の物性を流用し，液状化影響を考慮する。

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' (°)	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	13.5
	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)		
	①-①断面	④-④断面	⑤-⑤断面
テンドンの許容引張力 T_{as}	2160	2160	2160
テンドンの許容拘束力 T_{ab}	1764 (採用)	1453 (採用)	2076 (採用)
テンドンの許容引抜力 T_{ag}	1802	1484	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、メーカ規格、漏水試験及び変形試験により、有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。評価対象断面である①-①断面におけるゴムジョイントの許容限界及び⑤-⑤断面におけるシートジョイントの許容限界を表 3.7.4-1 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)	
	①-①断面, ④-④断面	⑤-⑤断面
変形量	ゴムジョイント : 449	シートジョイント : 1960

3.7.5 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。

水平方向の地震時荷重を算出する際には、逆T擁壁縦壁の天端の水平方向の変形量が最大となる時刻において、縦壁及び底版の全要素の水平方向の加速度を加算し、要素数で除して平均化した躯体全体の平均加速度により、水平方向の地震時荷重を求める。

鉛直方向については、上記と同一時刻において、同様の算出方法により算出する。

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

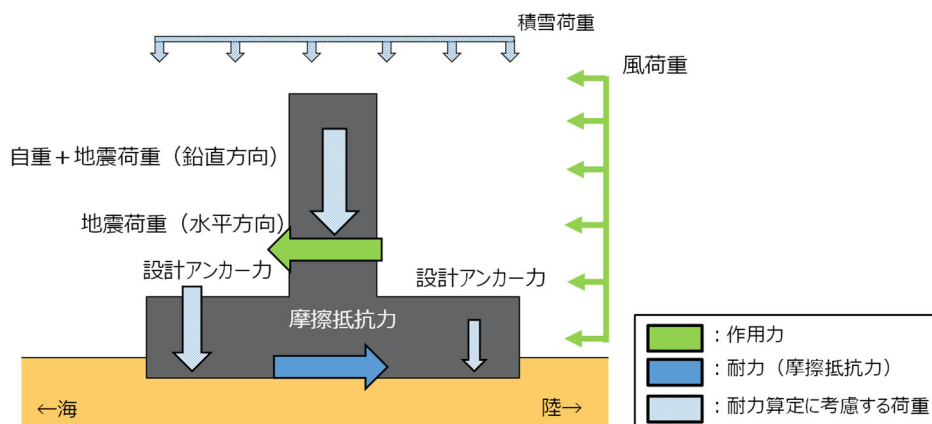


図 3.8.2-1 滑動の照査における荷重イメージ

(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重（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。

地震時荷重の算出方法は、滑動の照査と同様とする。

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重（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

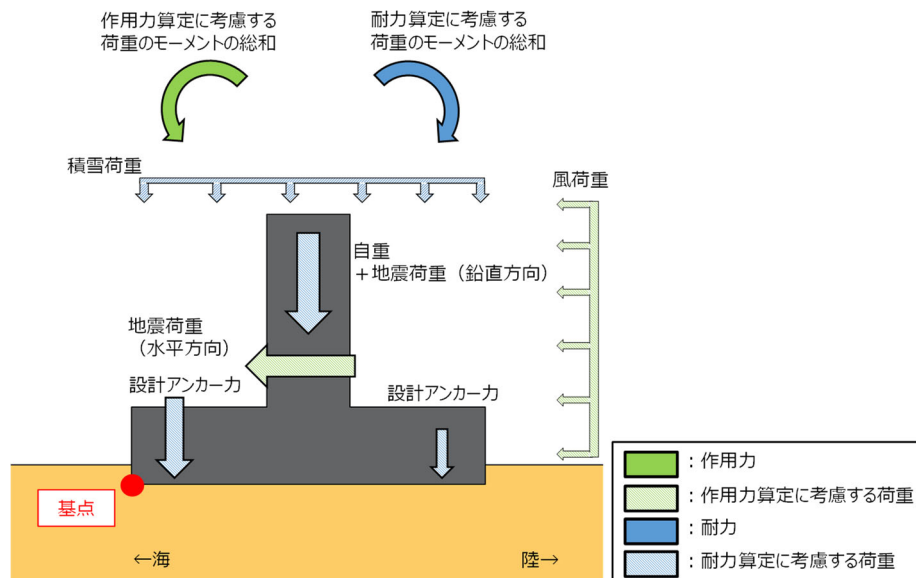


図 3.8.2-2 転倒の照査における荷重イメージ

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 3.8.4-1 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。

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

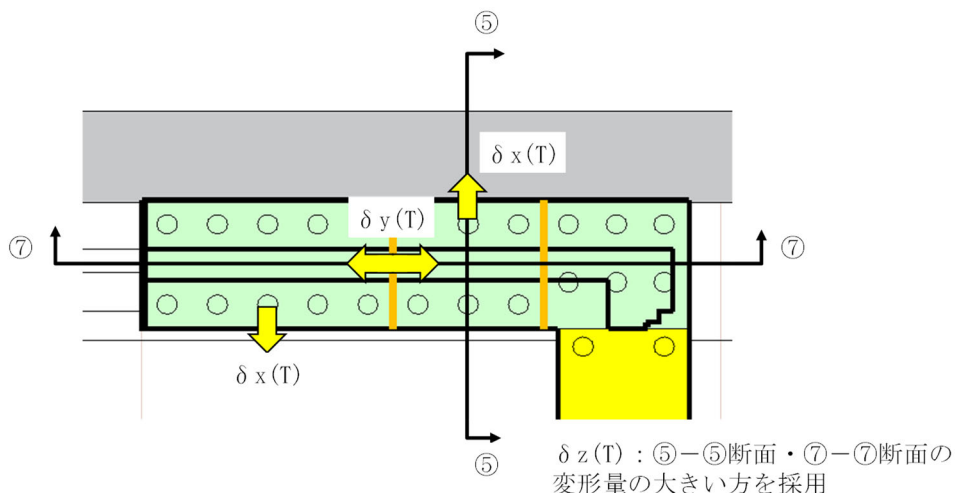


図 3.8.4-1 地震時の変位の概念図

「1.8 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定 1.8.2 防波壁 (2)防波壁 (逆 T 擁壁)」に記載のとおり、⑤-⑤断面は、①-①断面より止水目地の変形量が大きくなると考えられることから、⑤-⑤断面に直交する法線方向の断面として⑦-⑦断面を選定している。

したがって、表 3.8.4-1 のとおり、①-①断面の法線方向の変形量についても、保守的に⑦-⑦断面の変形量を用いて算定する。

表 3.8.4-1 止水目地の変形量の算定方法

	δ_x, δ_z	δ_y
①-①断面	①-①断面の逆 T 擁壁天端の最大変位 ($\delta_x(T)$ 及び $\delta_z(T)$) の 2 倍	⑦-⑦断面の隣接する逆 T 擁壁の天端間の相対変位 $\delta_y(T)$
④-④断面	④-④断面の逆 T 擁壁天端の最大変位 ($\delta_x(T)$ 及び $\delta_z(T)$) の 2 倍	
⑤-⑤断面	⑤-⑤断面の逆 T 擁壁天端の最大変位 ($\delta_x(T)$ 及び $\delta_z(T)$) の 2 倍	

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。