

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-027-10-106 改 02
提出年月日	2023年5月11日

土留め工（親杭）の耐震性についての計算書に関する
補足説明資料

2023年5月

中国電力株式会社

本資料のうち、枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

目 次

1.	評価方法	1
2.	評価条件	4
2.1	適用規格	4
2.2	構造概要	6
2.3	評価対象断面の選定	16
2.4	使用材料及び材料の物性値	20
2.5	地盤物性値	21
2.6	評価対象部位	23
2.7	地下水位	24
2.8	耐震評価フロー	25
3.	地震応答解析	28
3.1	地震応答解析手法	28
3.2	地震応答解析モデルの設定	30
3.2.1	解析モデル領域	30
3.2.2	境界条件	31
3.2.3	構造物のモデル化	34
3.2.4	隣接構造物等のモデル化	37
3.2.5	地盤，埋戻コンクリート及びMMRのモデル化	37
3.2.6	解析モデル	40
3.2.7	ジョイント要素の設定	42
3.3	減衰定数	46
3.4	荷重及び荷重の組合せ	52
3.4.1	外水圧	53
3.4.2	積雪荷重	53
3.5	地震応答解析の解析ケース	54
3.5.1	耐震評価における解析ケース	54

4.	評価内容	57
4.1	入力地震動の設定	57
4.1.1	③-③'断面の入力地震動	58
4.2	許容限界の設定	62
4.2.1	親杭に対する許容限界	63
4.2.2	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	63
4.2.3	グラウンドアンカの発生アンカー力に対する許容限界	64
5.	評価方法	69
5.1	施設の損傷、転倒による影響評価方法	69
5.1.1	構造部材の健全性に対する評価方法	69
5.1.2	基礎地盤の支持性能に対する評価方法	69
5.1.3	グラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価方法	69
6.	評価結果	70
6.1	施設の損傷、転倒による影響評価結果	70
6.1.1	構造部材の健全性に対する評価結果	70
6.1.2	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	75
6.1.3	グラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価結果	76
	(参考資料 1) 土留め工（親杭）の仮説耐震構台への影響検討について	77
	(参考資料 2) 土留め工（親杭）の設置間隔による影響の確認	85

1. 評価方法

土留め工（親杭）については、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、土留め工（親杭）が上位クラス施設である2号機原子炉建物、2号機廃棄物処理建物、第1ベントフィルタ格納槽、第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に対して、波及的影響を及ぼさないことを確認する。

その波及的影響の評価では、上位クラス施設の有する機能が保持されることを確認するため、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析を行い、土留め工（親杭）の構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価により、施設が損傷及び転倒しないことを確認する。また、常時応力解析におけるグラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価を行う。

安全対策工事に伴う掘削を図 1-1 の平面図のとおり実施しており、掘削箇所には、土留め工を残置している。本資料は、図 1-2 に示す掘削による地盤の安定性の検討経緯フローのうち、残置する土留めの上位クラス施設への波及的影響評価を実施するものであり、掘削後の状態、及び掘削箇所周辺における追加対策工（改良地盤、埋戻コンクリート）実施後の状態を前提とする。



図 1-1 安全対策工事に伴う掘削平面位置図

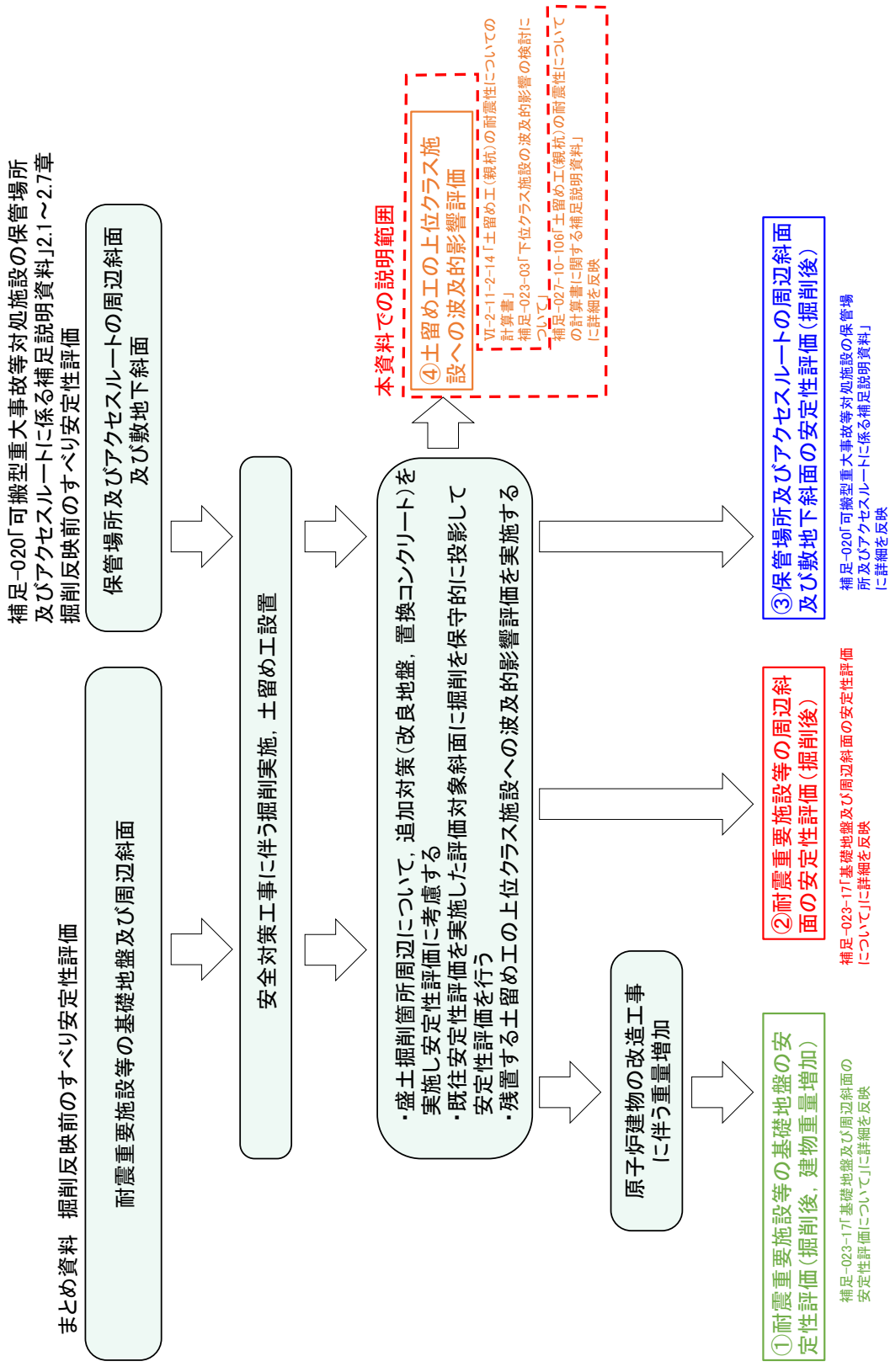


図 1-2 掘削による地盤の安定性評価の検討経緯フロー

2. 評価条件

2.1 適用規格

土留め工（親杭）の耐震評価にあたっては、道路橋示方書・同解説（下部構造編）（日本道路協会平成14年3月）、グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（地盤工学会 2012年制定）、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（社団法人 日本電気協会 電気技術基準調査委員会）を適用するが、構造部材の曲げ・軸力系及びせん断破壊の許容限界については、道路橋示方書・同解説（下部構造編）（日本道路協会平成14年3月）を適用する。また、グラウンドアンカの発生アンカー力の許容限界については、グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説（地盤工学会 2012年制定）を適用する。

表 2-1 に適用する規格，基準類を示す。

表 2-1 適用する規格，基準類

項目	適用する規格，基準類	備考
使用材料及 び材料定数	道路橋示方書・同解説 (下部構造編)(日本道 路協会平成 14 年 3 月)	親杭，矢板及び腹起しの材料 諸元
	グラウンドアンカー設 計・施工基準，同解説 (地盤工学会，2012 年)	グラウンドアンカの材料諸元
荷重及び荷 重の組合せ	道路橋示方書・同解説 (下部構造編)(日本道 路協会平成 14 年 3 月)	永久荷重，偶発荷重等の適切 な組合せを検討
許容限界	道路橋示方書・同解説 (下部構造編)(日本道 路協会平成 14 年 3 月)	親杭に発生する応力(曲げ軸 力，せん断力)が許容限界を超 えないことを確認
	グラウンドアンカー設 計・施工基準，同解説 (地盤工学会，2012 年)	発生アンカー力が許容限界を 超えないことを確認
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 (社団法人 日本電気協会 電気技 術基準調査委員会)	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

2.2 構造概要

土留め工（親杭）は、のH形鋼及びグラウンドアンカで構成される構造物であり、十分な支持性能を有する岩盤に設置されている。

土留め工（親杭）の転倒イメージを図2-1に、土留め工（親杭）の位置図を図2-2に、土留め工（親杭）の断面位置図を図2-3に、概略断面図を図2-4に、土留め工（親杭）を構成する部材の破壊モードを図2-5に、土留め工（親杭）が損傷・転倒した場合に影響を及ぼす範囲を図2-6に、検討対象断面位置図を図2-7に、**検討対象断面図付近の正面図**を図2-8に示す。

図2-5のとおり、土留め工（親杭）のうち、親杭以外の土留めを構成する部材は、損傷、落下を想定しても、上位クラス施設への離隔が十分確保できていることから、波及的影響評価の対象外とする。親杭については、図2-6に示す範囲において、上位クラス施設までの離隔距離が確保できないことから、図2-7に示す**③-③'断面**、**④-④'断面**及び**⑥-⑥'断面**を検討対象断面とした。

グラウンドアンカのうち、頭部を埋戻土部に設置しているものについては、「2.8 耐震評価フロー」で後述するとおり、追加対策工（改良地盤、埋戻コンクリート）の施工時において撤去する。

なお、土留め⑥の鋼管矢板についても親杭と同様に転倒のおそれがあるが、図2-6に示すとおり、鋼管矢板Aと施設の間は薬液注入工法を施工しているため、鋼管矢板Aは、上位クラス施設の方向に転倒しないことから、波及的影響評価の対象外とする。

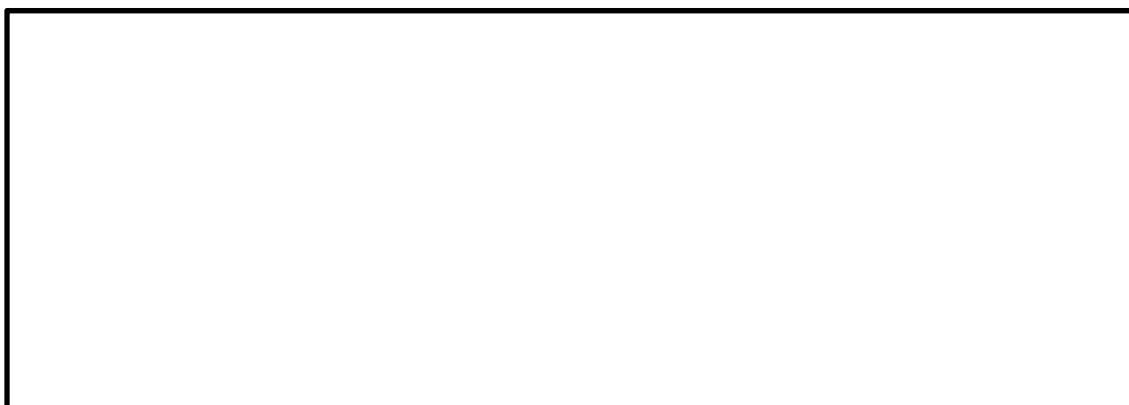


図2-1 土留め工（親杭）の転倒イメージ

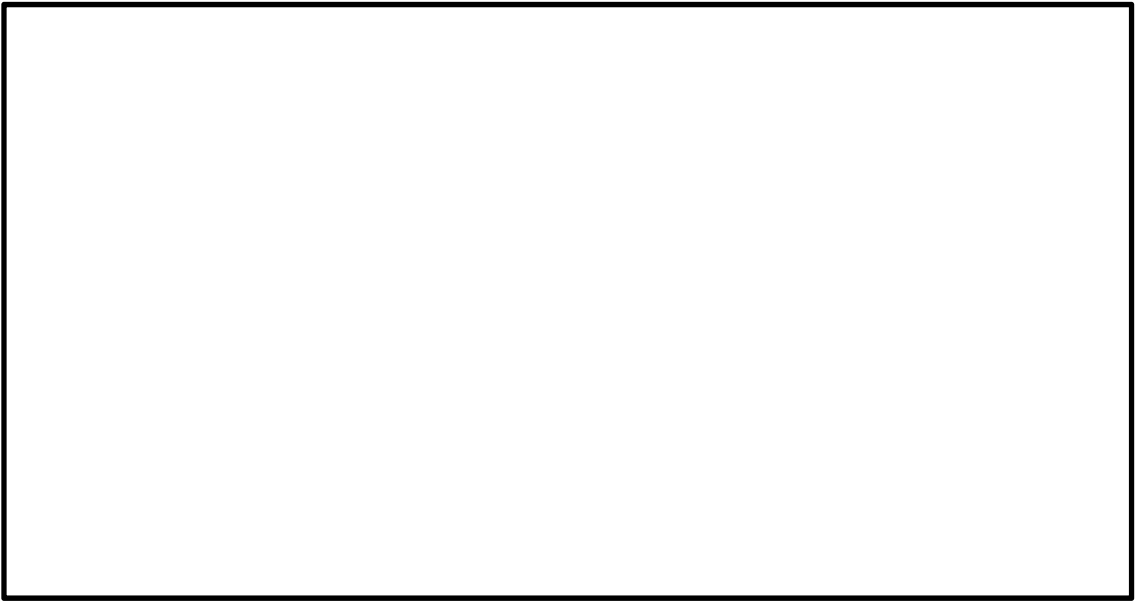


図 2-2 土留め工（親杭）位置図

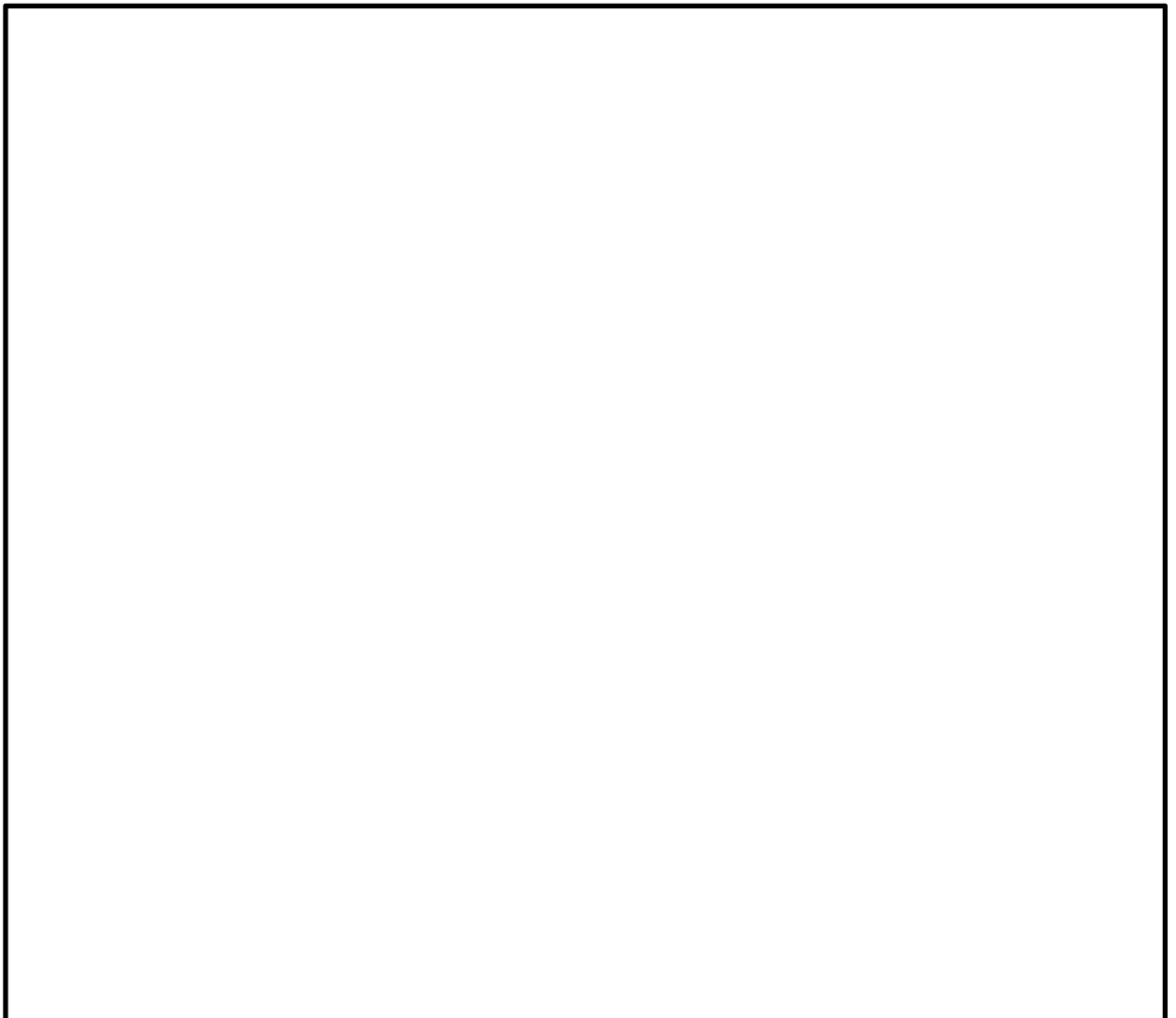


図 2-3 土留め工（親杭）断面位置図

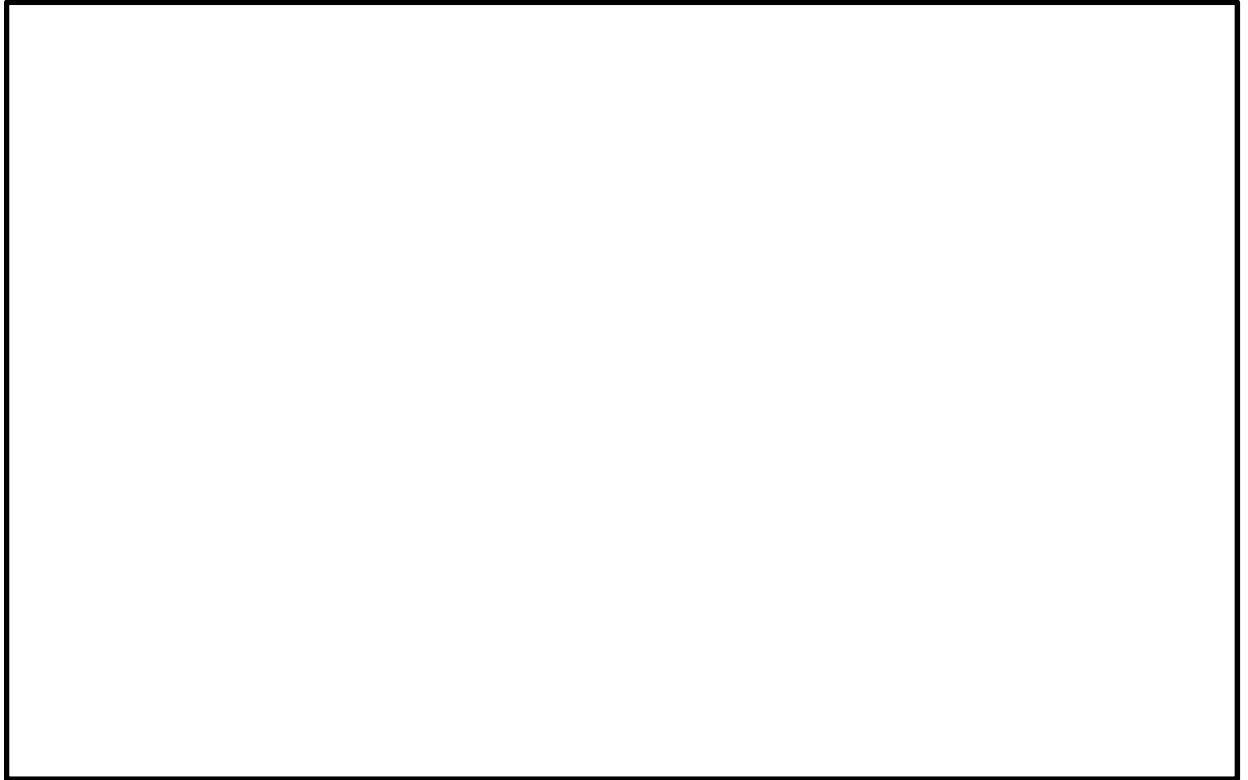


図 2-4(1) 土留め工（親杭） 概略断面図（①-①' 断面）

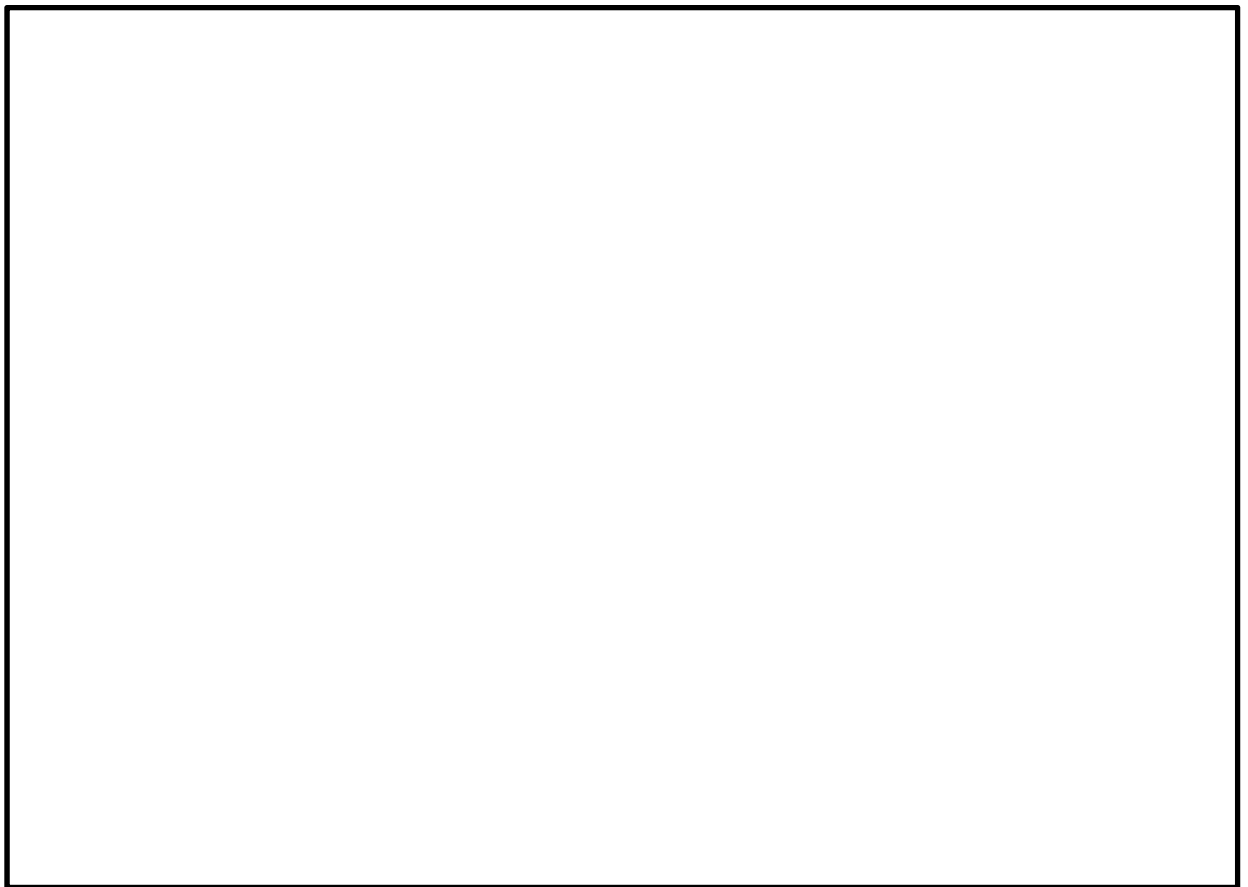


図 2-4(2) 土留め工（親杭） 概略断面図（②-②' 断面）

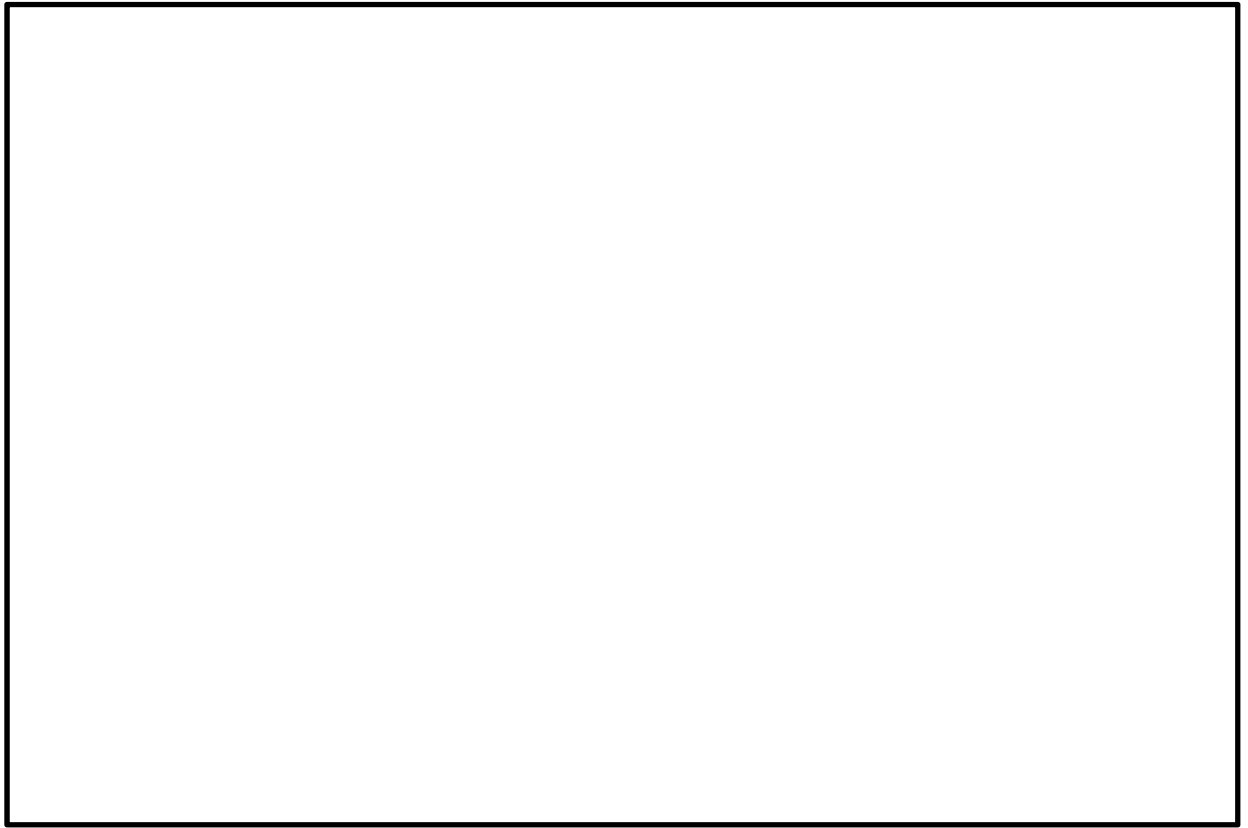


図 2-4(3) 土留め工（親杭） 概略断面図（③-③' 断面）

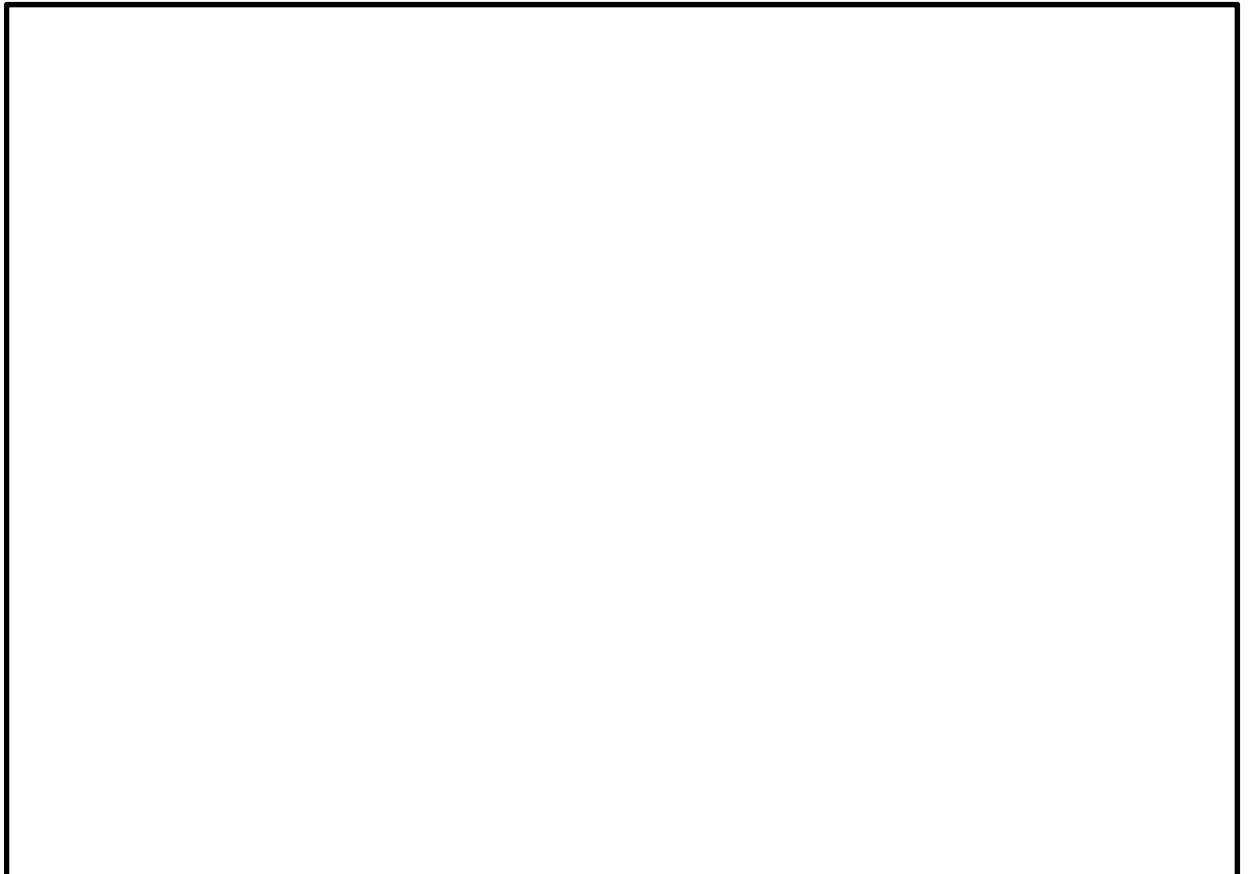


図 2-4(4) 土留め工（親杭） 概略断面図（④-④' 断面）

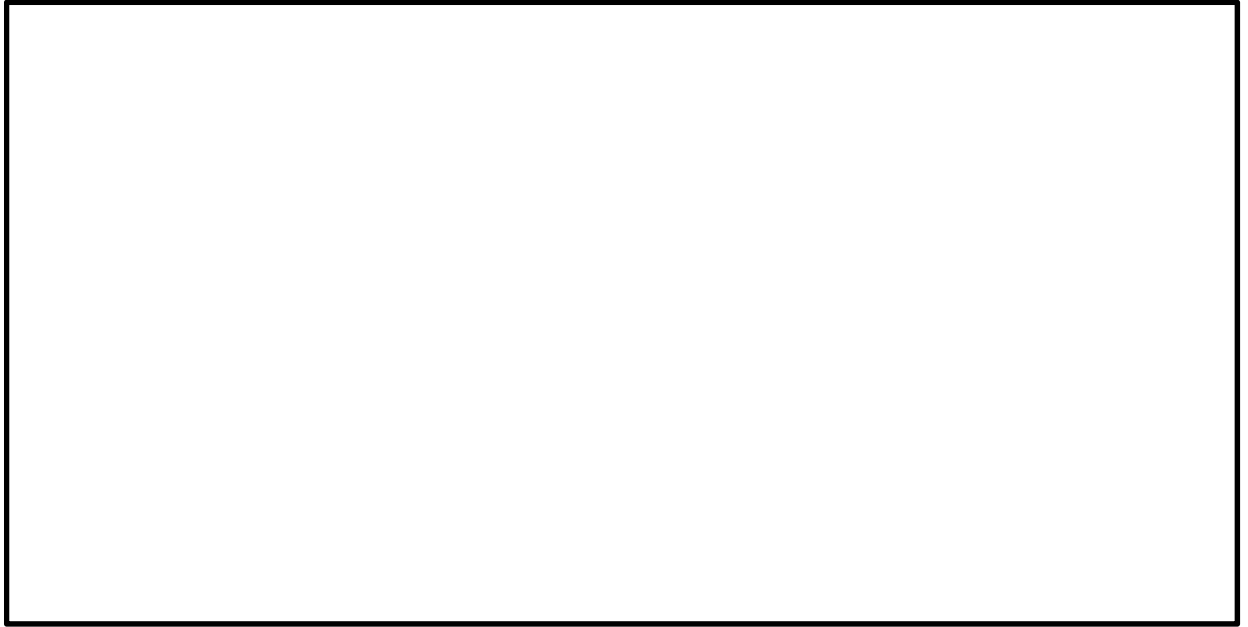


図 2-4(5) 土留め工（親杭） 概略断面図（⑤-⑤' 断面）

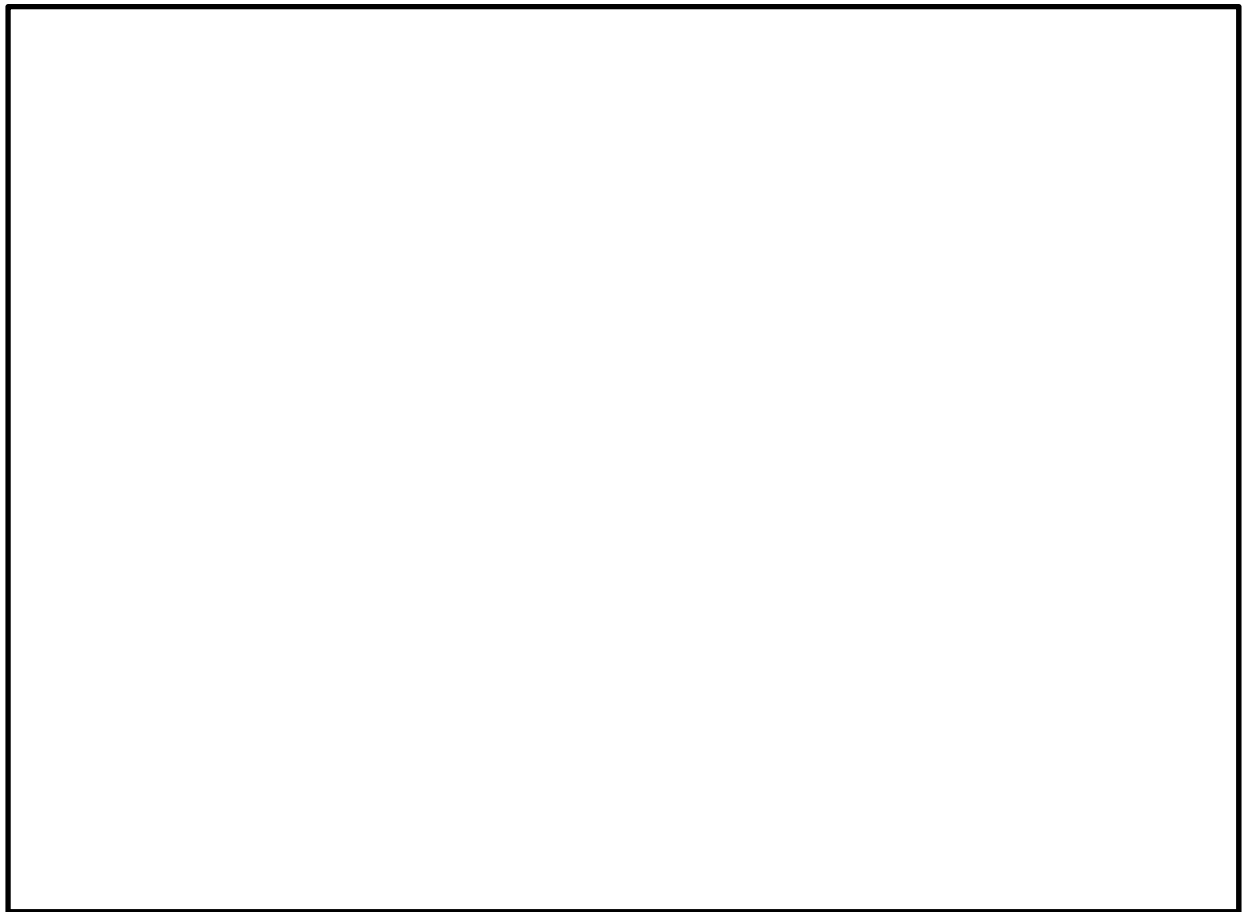


図 2-4(6) 土留め工（親杭） 概略断面図（⑥-⑥' 断面）

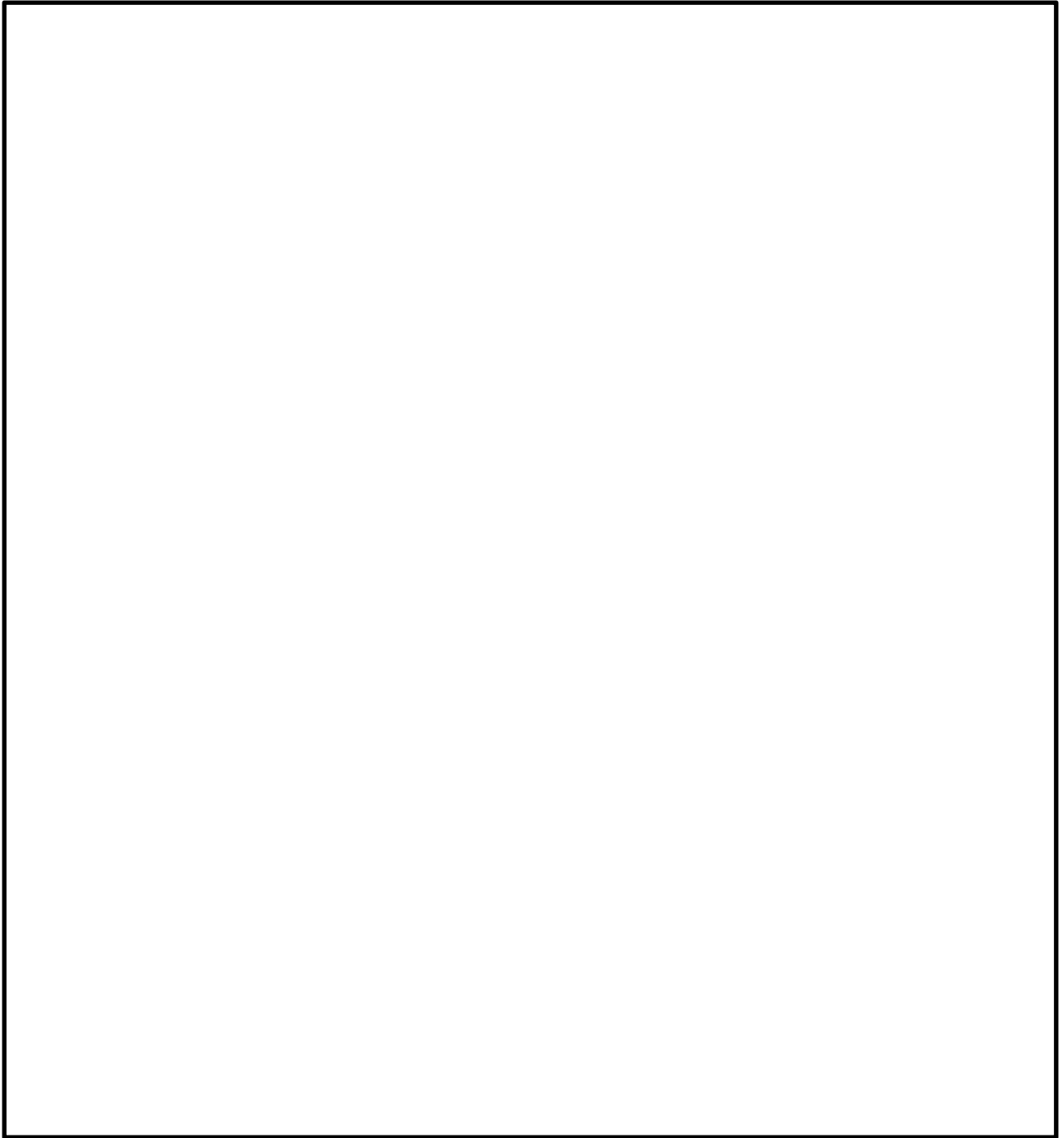


図 2-5 土留め工（親杭）を構成する部材の破壊モード

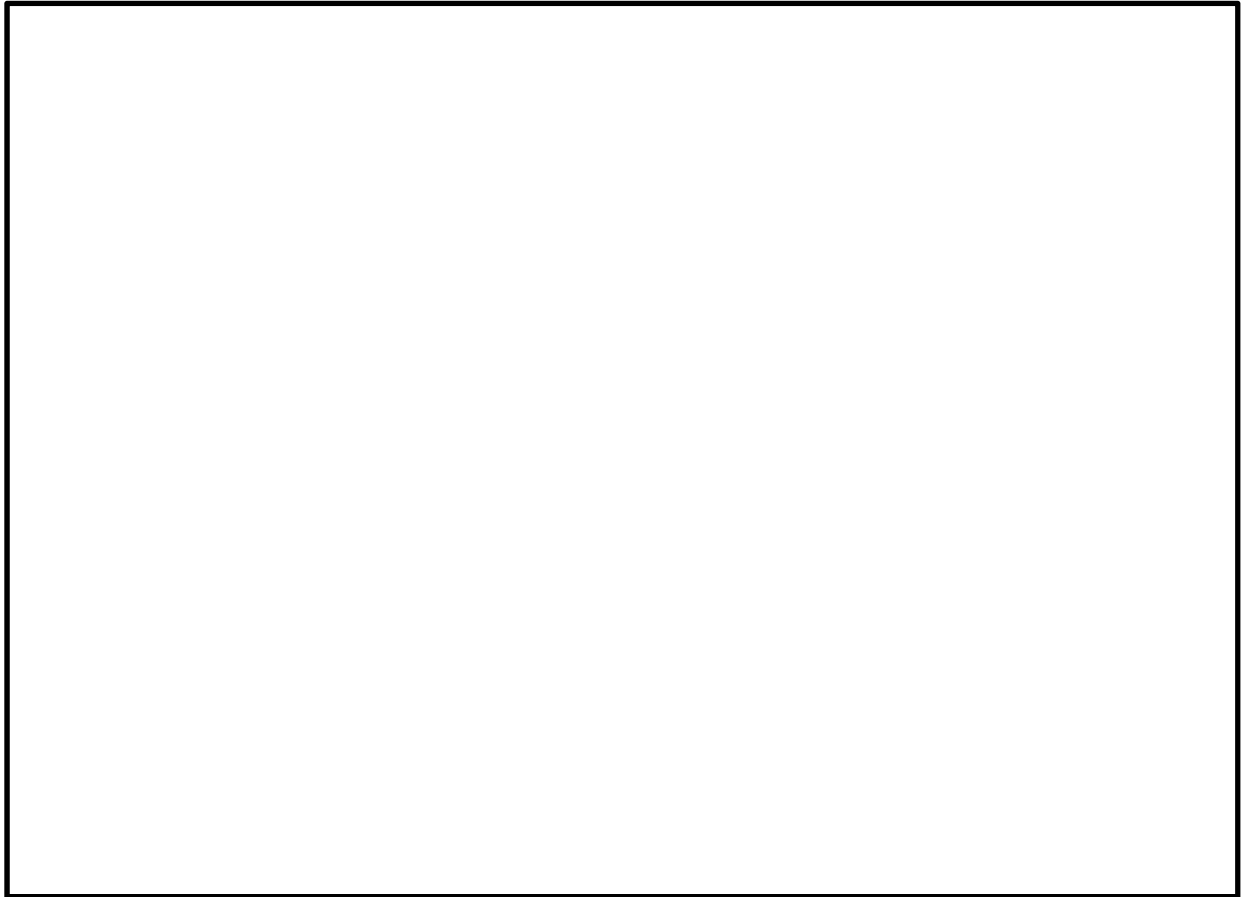


図 2-6 土留め工が損傷・転倒した場合に影響を及ぼす範囲

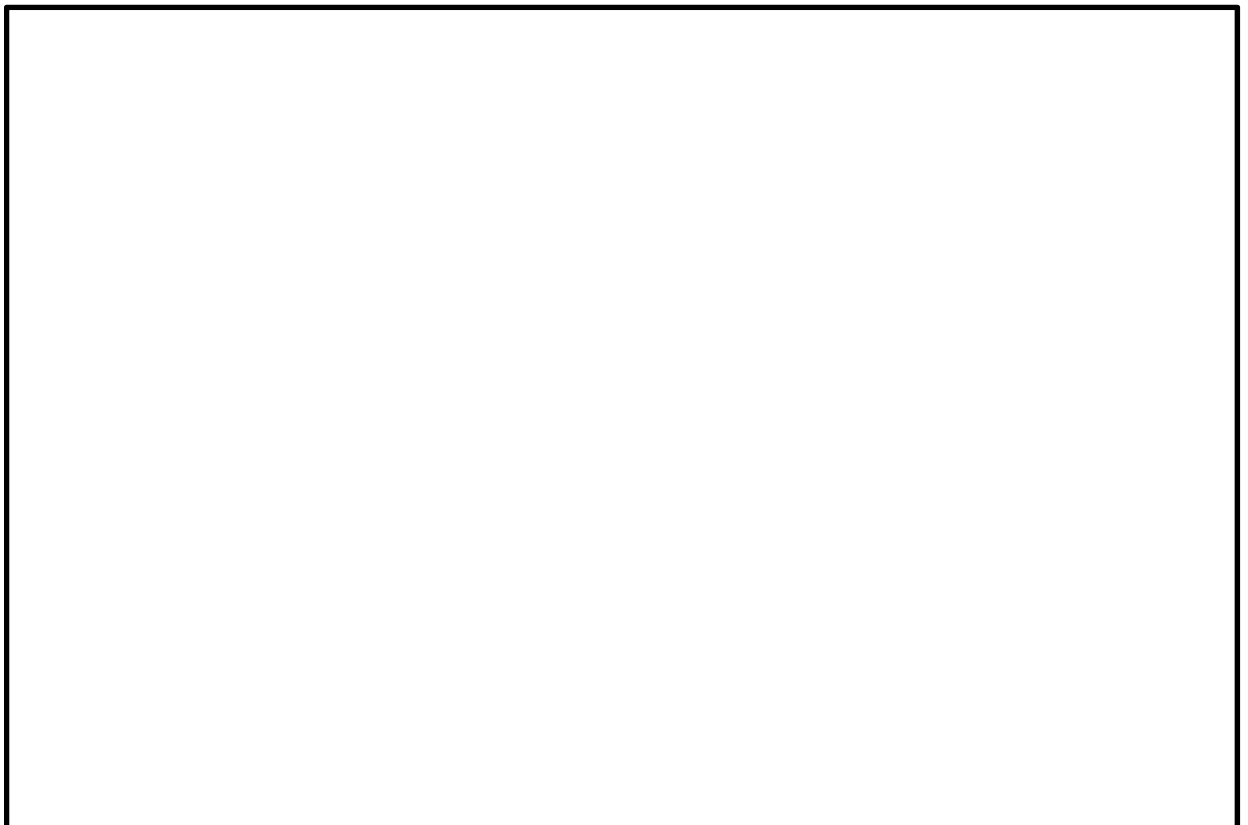


図 2-7 土留め工（親杭） 検討対象断面位置図

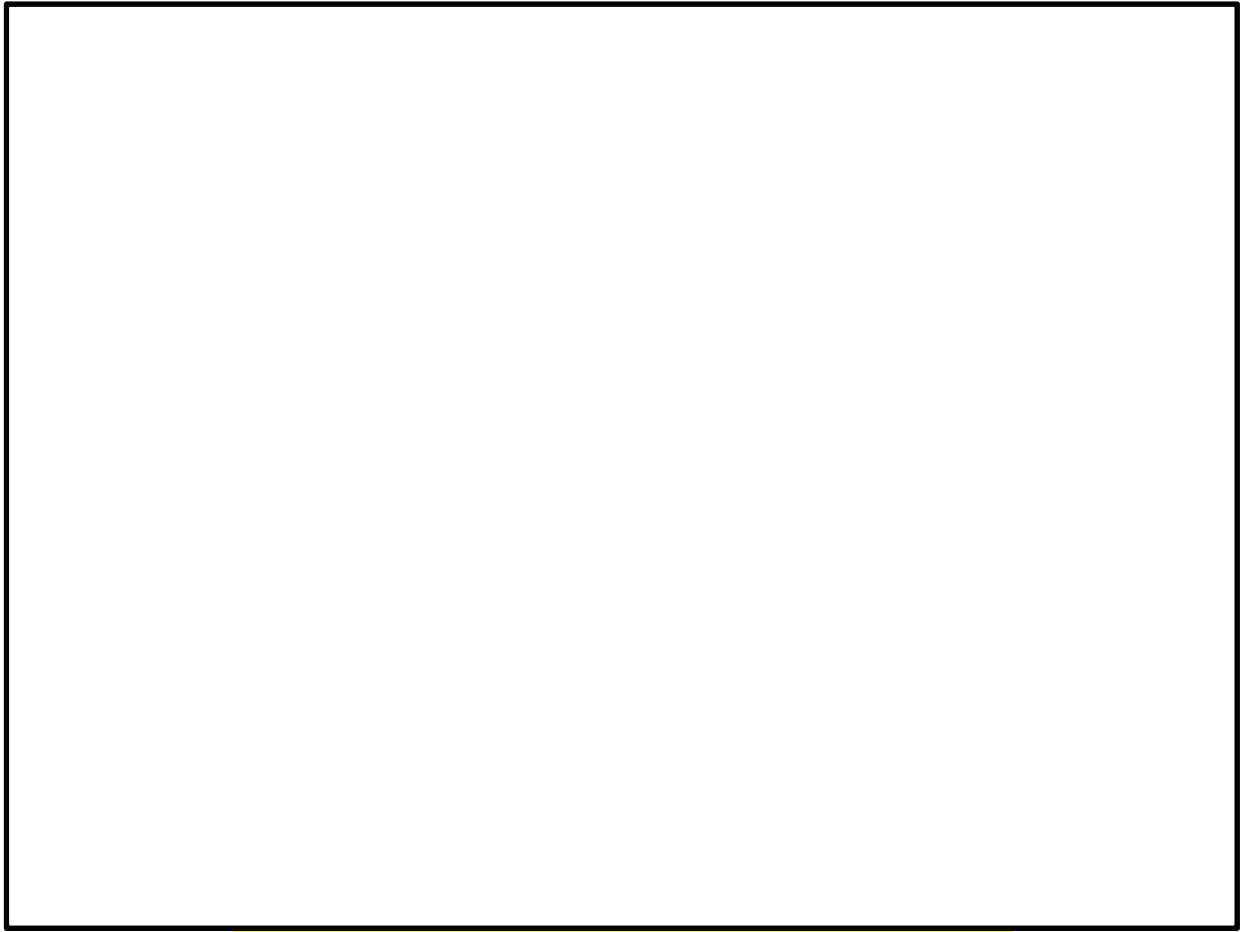


図 2-8(1) 土留め工（親杭） 正面図（③-③' 断面）

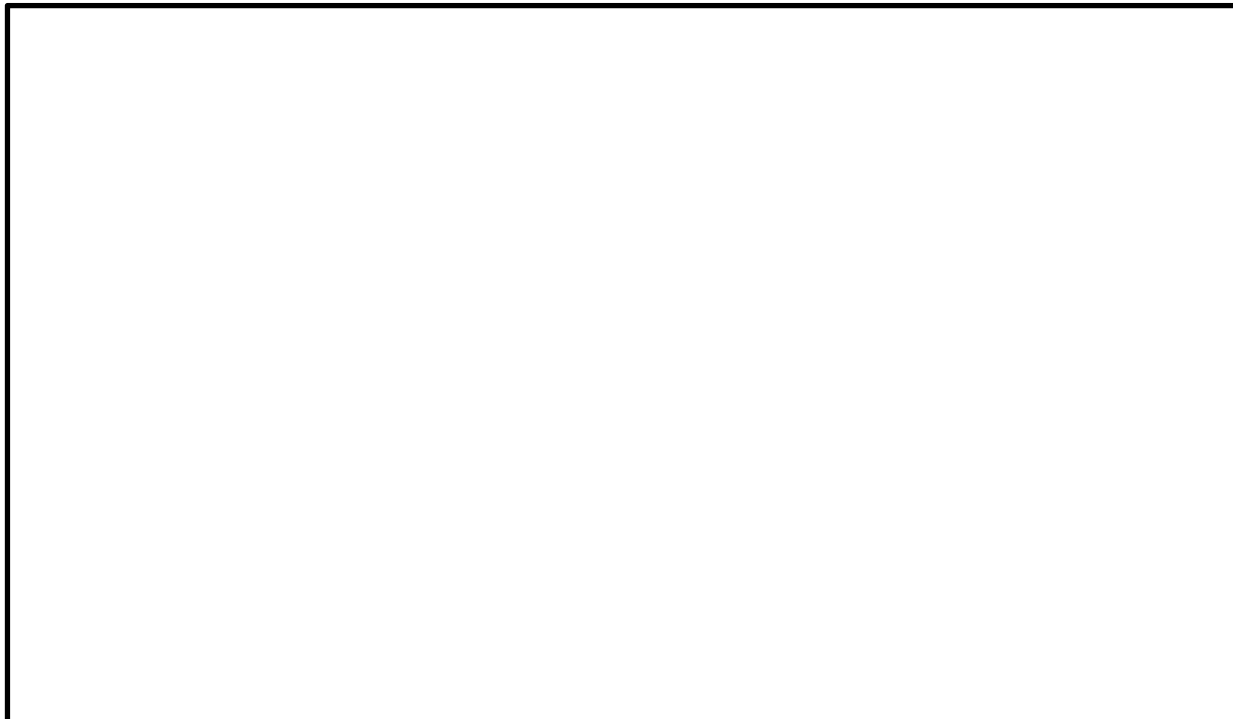


図 2-8(2) 土留め工 (親杭) 正面図 (㊤-㊤' 断面)

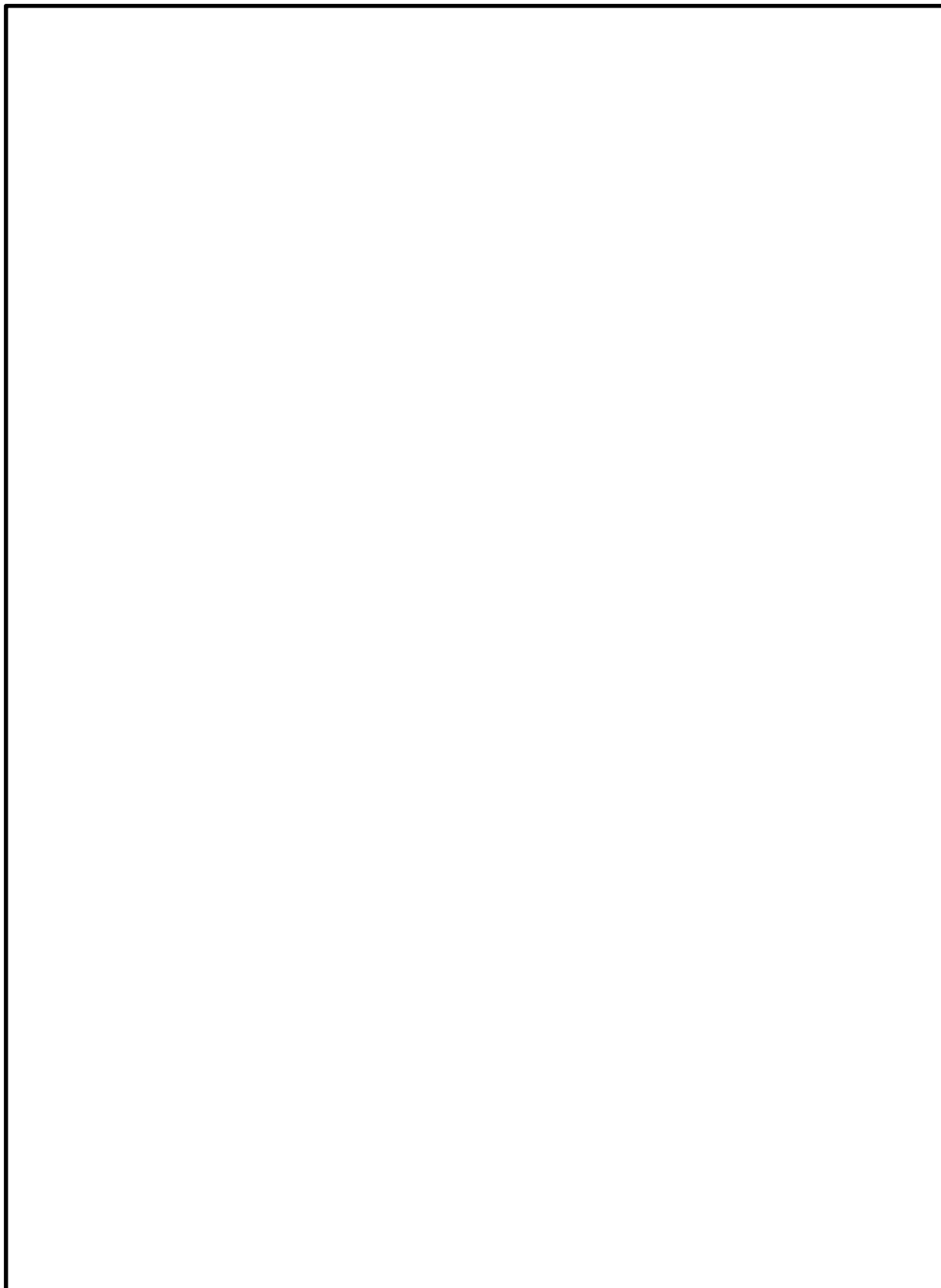


図 2-8(3) 土留め工 (親杭) 正面図 (㊦-㊦' 断面)

2.3 評価対象断面の選定

③-③' 断面、④-④' 断面及び⑥-⑥' 断面について、構造的特徴、周辺地盤状況等の影響要因を比較し、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。

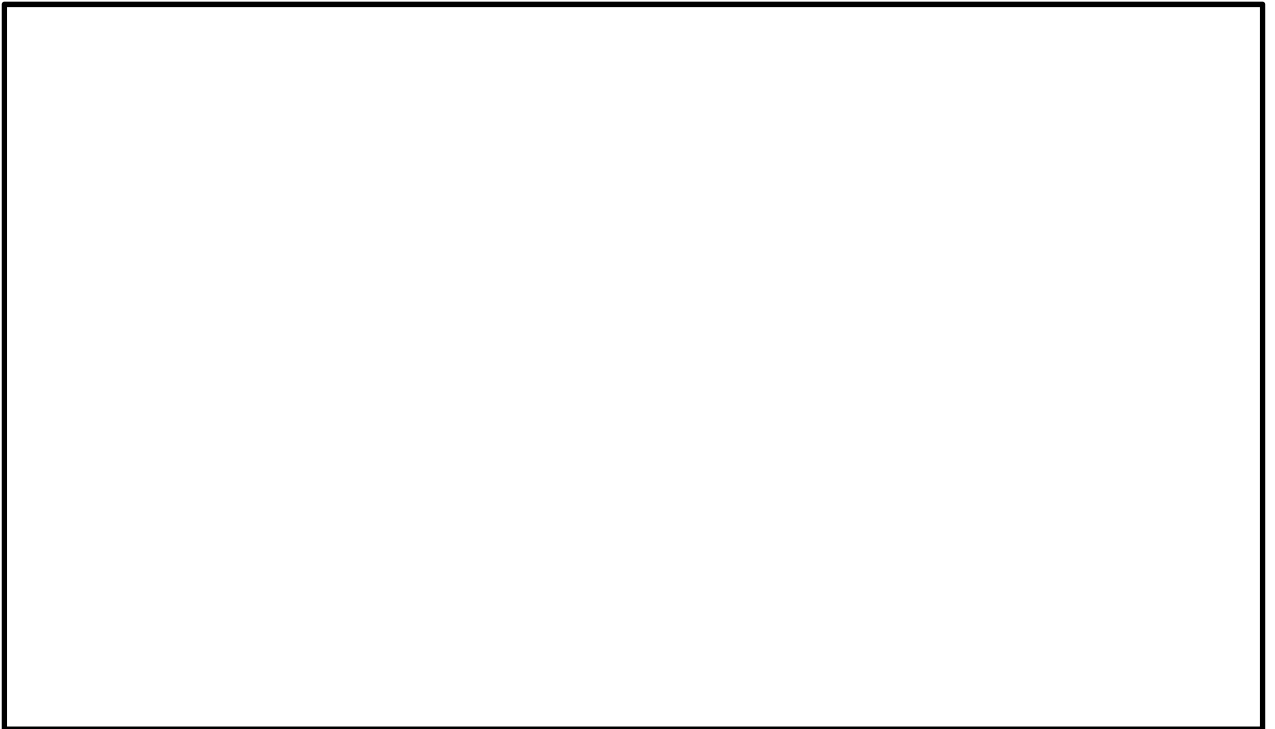
表 2-2 のとおり、③-③' 断面は、根入れが浅く、背面の による土圧が想定されることから、評価対象断面に選定する。

検討対象地質断面図を図 2-9～図 2-11 に示す。

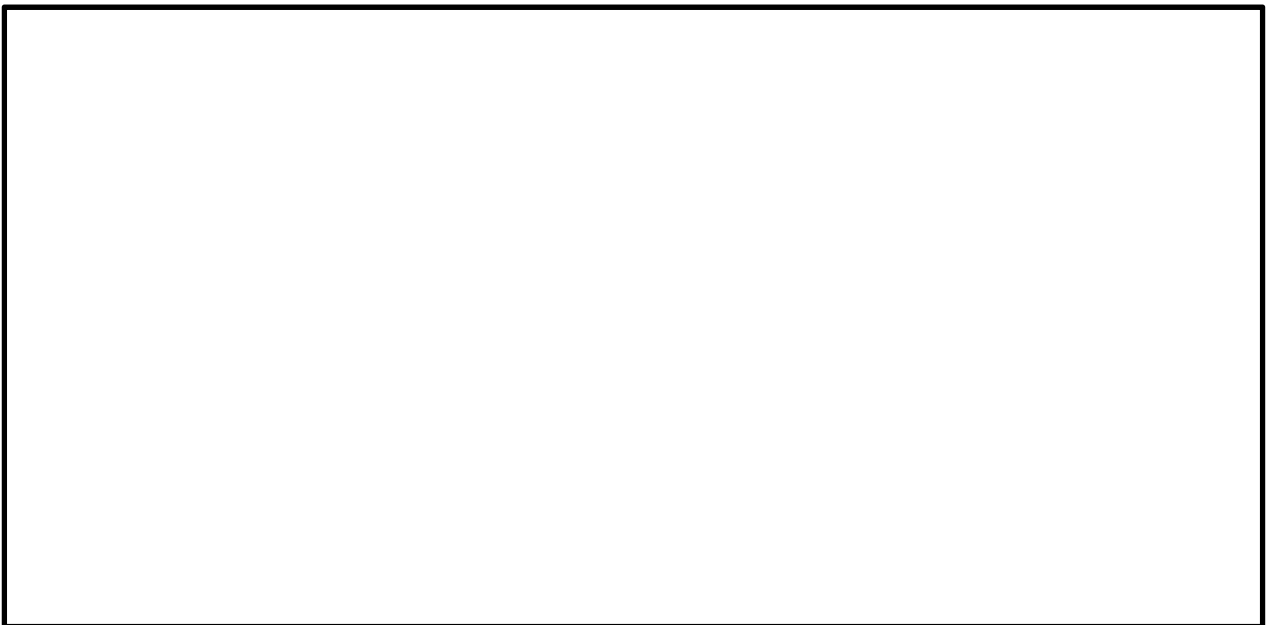
なお、③-③' 断面より南西には、図 2-8 のとおり、親杭の設置間隔が 1.5m と他の箇所よりも広がっている箇所がある。当該箇所は、グラウンドアンカが 1 段目にも設置されていることから（③-③' 断面位置は 2 段目と 3 段目のみ）、③-③' 断面よりも耐震裕度が高いと考えられるが、念のため、親杭の設置間隔が広い箇所をモデル化した影響検討を実施する。（参考資料 2 参照）

表 2-2 評価対象断面の選定結果

--

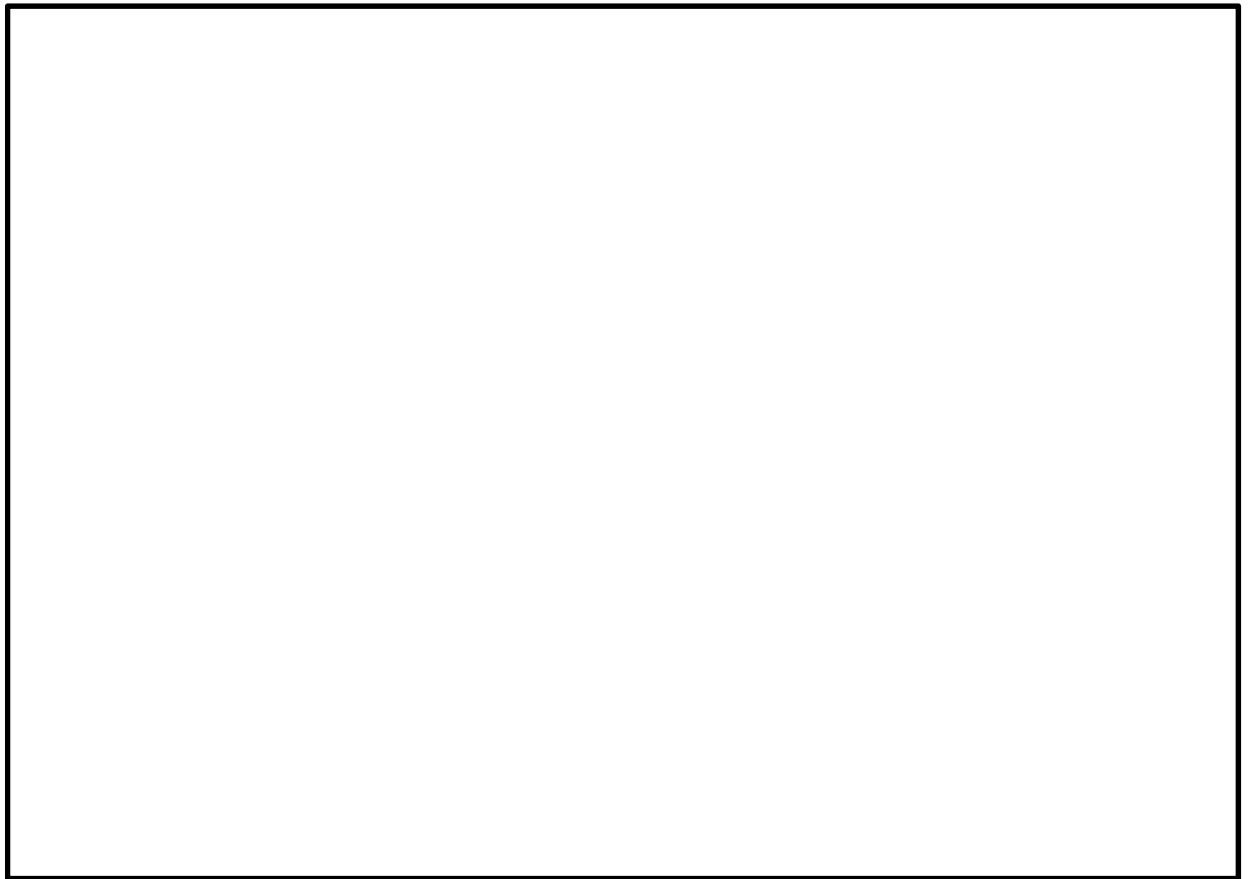


(岩級図)



(速度層図)

図 2-9 土留め工（親杭） 検討対象断面図（③-③' 断面）

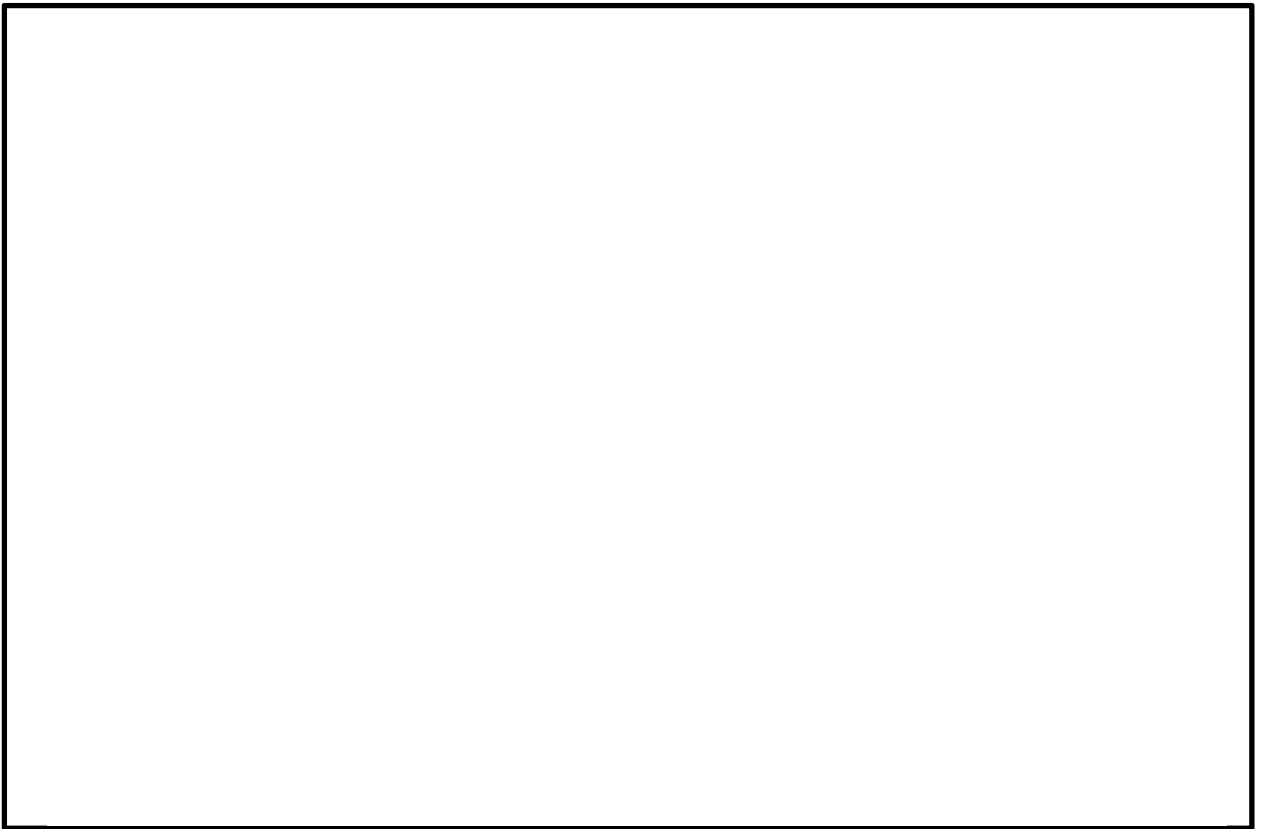


(概略断面図)

図 2-10 土留め工（親杭） 検討対象断面図（㊤-㊤' 断面）



(岩級図)



(速度層図)

図 2-11 土留め工（親杭） 検討対象断面図（⑥-⑥' 断面）

2.4 使用材料及び材料の物性値

構造物の使用材料を表 2-3 に、材料の物性値を表 2-4 に示す。

矢板及び腹起しは、保守的に重量のみ考慮する。

表 2-3 使用材料

材料		仕様
親杭	H700×300×13×24	SM490
矢板	軽量鋼矢板 (LSP-5)	SS400
腹起し (1 段目)	H400×400×13×21	SS400
腹起し (2 段目)	H500×500×25×25	SS400
腹起し (3 段目)	H300×300×10×15	SS400
グラウンドアンカ (2 段目)	アンカー体長 6.5(m)	SWPR7B
グラウンドアンカ (3 段目)	アンカー体長 3.0(m)	SWPR7B

表 2-4(1) 材料の物性値 (親杭)

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
土留め工 (親杭)	2.0×10 ⁵	77.0	0.3
矢板	—	77.0	—
腹起し	—	77.0	—

表 2-4(2) 材料の物性値 (グラウンドアンカ)

	グラウンドアンカ	
	2 段目	3 段目
アンカー種別	SWPR7B	SWPR7B
削孔径 (mm)	135	135
テンドンの見かけの周長 (mm)	166.9	90.7
PC 鋼 φ (mm)	12.7	12.7
PC 鋼本数 (本)	10	4
緊張時自由長 (mm)	11570	5680
アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	6500	3000
テンドンの極限引張り力 (kN)	1830	732
テンドンの降伏引張り力 (kN)	1560	624

2.5 地盤物性値

地盤については、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2-5に示す。

表2-5(1) 地盤の解析用物性値（岩盤）

層番号	S波速度 V_s (m/s)	P波速度 V_p (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
①層	250	800	20.6	0.446	1.31	3
②層	900	2100	23.0	0.388	19.0	3
③層	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
④層	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
⑤層	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
⑥層*	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

注記*：入力地震動の算定においてのみ用いる解析用物性値

表2-5(2) 地盤の解析用物性値（埋戻土）

		解析用物性値
物理特性	密度 ρ_s (g/cm ³)	2.11
強度特性	初期せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	0.22
	内部摩擦角 ϕ (°)	22
動的変形特性	初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)	$G_0 = 749 \sigma^{0.66}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00027)$
	動ポアソン比 ν_d	0.45*
減衰特性	減衰定数 h	$h = 0.0958 \times (1 - G/G_0)^{0.85}$

注記*：常時応力解析においては、土木学会マニュアル2005に基づき、静止土圧 ($K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0.5$) を作用させるため、 $\nu = 0.333$ とする。

表 2-5(3) 地盤の解析用物性値 (改良地盤⑦)

			解析用物性値
物理特性	密度	ρ (g/cm ³)	2.11
強度特性	初期せん断強度	τ_0 (N/mm ²)	1.25
	内部摩擦角	ϕ (°)	0.00
動的変形特性	初期せん断弾性係数	G_0 (N/mm ²)	$G_0=1135$ $G/G_0=1/(1+\gamma/0.0011)$
	動ポアソン比	ν_d	0.33
減衰特性	減衰定数	h	$h=0.0958 \times (1-G/G_0)^{1.007}$

2.6 評価対象部位

③-③' 断面の評価対象部位は、親杭及びグラウンドアンカとする。

土留め工（親杭）の評価対象部位とその仕様を表 2-6 に評価部位の位置図を図 2-12 に示す。

グラウンドアンカは「2.8 耐震評価フロー」で後述するとおり、追加対策工（改良地盤）施工時に撤去するため、常時応力解析時にのみ考慮し、地震応答解析に考慮しない。

表 2-6 評価対象部位とその仕様（③-③' 断面）

部位		使用材料
親杭	H700×300×13×24	SM490
グラウンドアンカ(2 段目)	アンカー体長 6.5(m)	SWPR7B
グラウンドアンカ(3 段目)	アンカー体長 3.0(m)	SWPR7B



（③-③' 断面）

図 2-12 評価対象部位 位置図

2.7 地下水位

設計地下水位は，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。設計地下水位を表 2-7 に示す。

表 2-7 設計地下水位の一覧

施設名称	解析断面	設計地下水位 (EL m)
土留め工 (親杭)	③-③' 断面	<input type="text"/>

2.8 耐震評価フロー

土留め工（親杭）の上位クラス施設に対する波及的影響の評価は、基準地震動 S_s に対する評価を行う。

波及的影響の評価にあたっては、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価を行う。施設の損傷、転倒及び落下等による影響では、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

土留め工（親杭）の背面は、安全対策工事に伴う掘削を考慮した基礎地盤及び斜面の耐震安全性評価の裕度向上を目的とし、高圧噴射攪拌工法により地盤改良することとしているが、土留め工（親杭）については、地盤改良前に設置されており、背面埋戻土の緩みによる主働土圧を負担し、変形及び断面力が発生している。

このため、土留め工（親杭）の構造部材の健全性評価については、土留め工（親杭）背面が地盤改良前の常時応力と、地盤改良後の地震時増分応力の足し合わせにより健全性評価を実施することとし、常時応力解析では、図 2-13 のとおり、施工順序を考慮し、以下の理由から、土留め工背面が地盤改良前の埋戻土の状態での常時応力解析を実施する。

【土留め工背面が埋戻土の状態での常時応力解析を実施する理由】

- 1) 埋戻土及び岩盤に親杭を設置後、段階的に掘削しながら腹起し、矢板及びグラウンドアンカを設置するが、この際に、埋戻土の掘削による応力解放に伴い、親杭に変形及び断面力が発生する。（施工順序 B）
- 2) その後、土留め工背面においては、高圧噴射攪拌工法により、埋戻土を攪拌しながらセメントを混合して改良するため、掘削による応力解放の影響は解消されるが、親杭には施工順序 A の時の応力解放に伴う変形及び断面力は残存すると考えられる。改良地盤の施工に伴い、改良地盤内のグラウンドアンカは撤去する。（施工順序 C）
- 3) 親杭背面が改良地盤である施工順序 C で常時応力解析を実施すると、親杭に残存する断面力を考慮できないため、親杭背面が埋戻土である施工順序 B で常時応力解析を実施する。

また、グラウンドアンカについては、常時応力解析時のみ、引張力を考慮するため、常時応力解析時の発生アンカー力により照査を実施する。

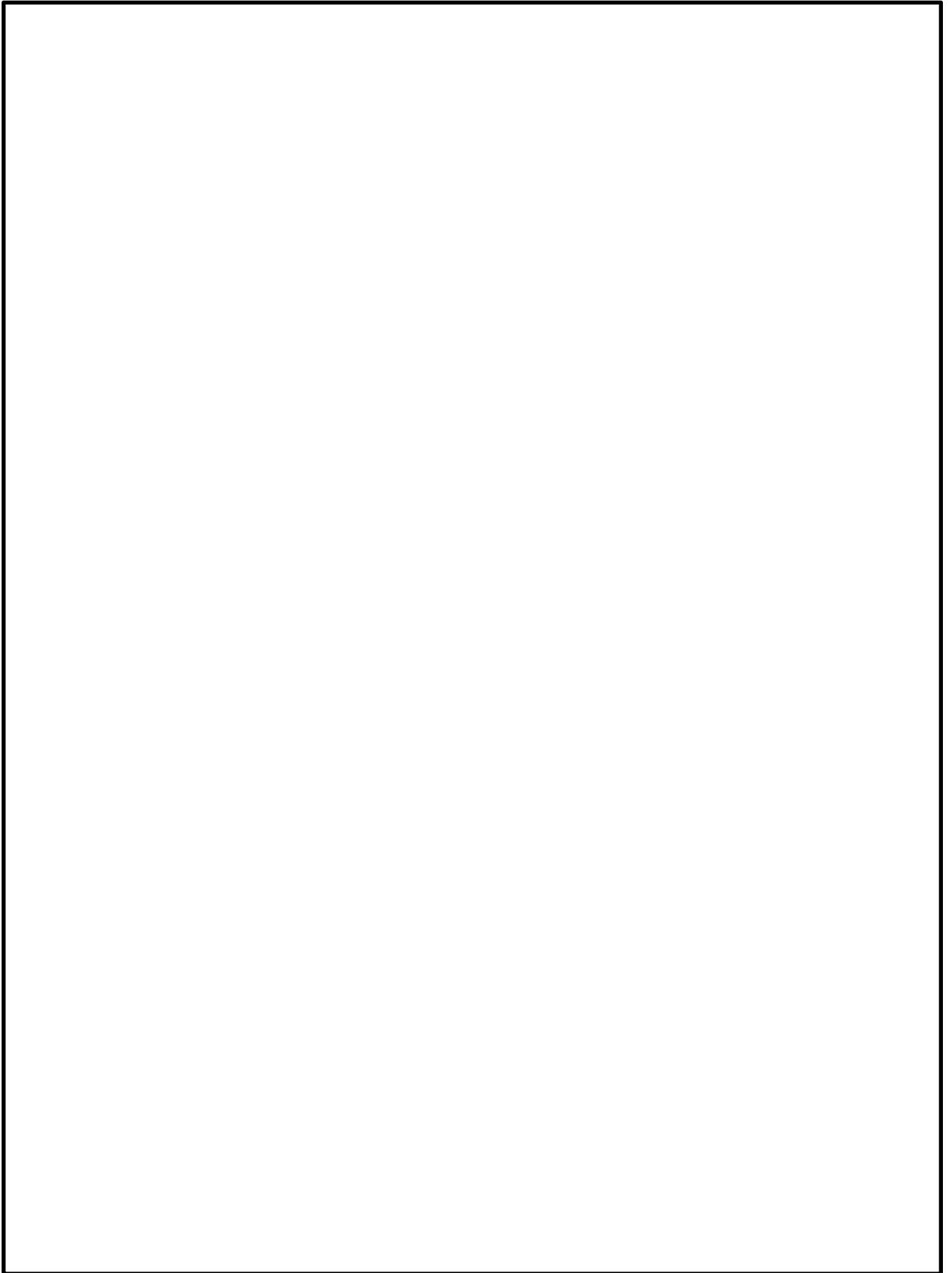
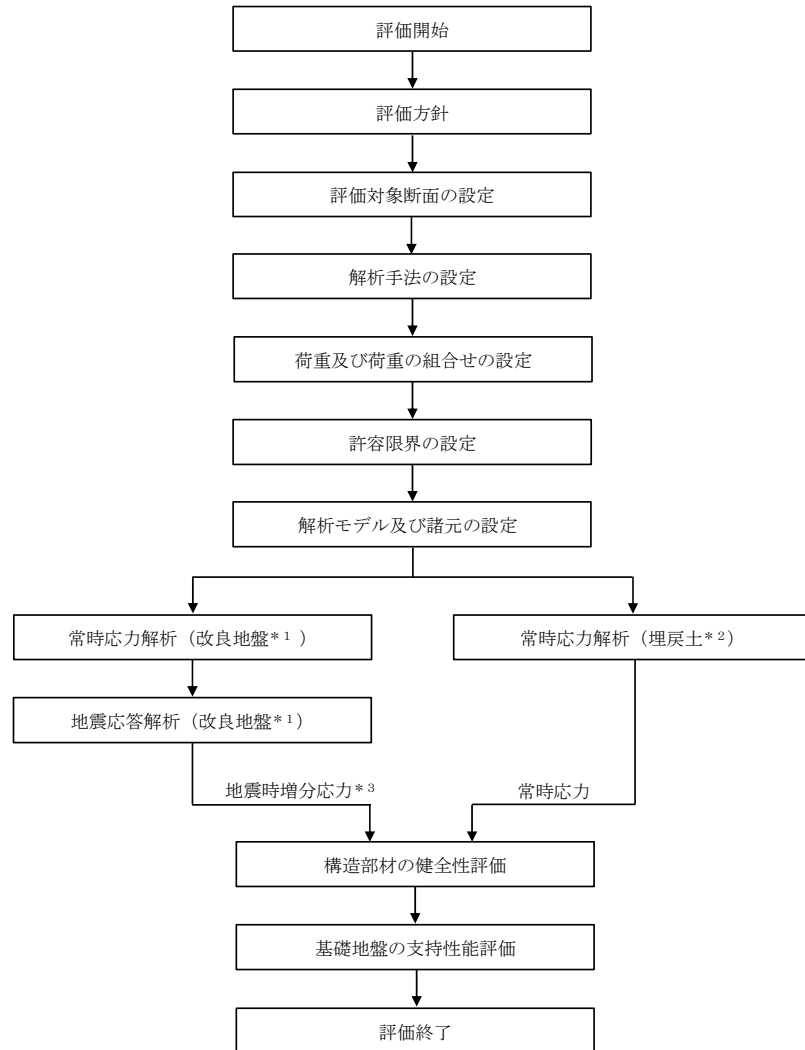


図 2-13 施工状況及び常時応力解析のモデル

土留め工（親杭）の評価フローを図 2-14 に示す。



注記*1：土留め工（親杭）背面が改良地盤の状態

*2：土留め工（親杭）背面が埋戻土の状態

*3：地震時増分応力は、地震応答解析（改良地盤）の応力から、常時応力解析（改良地盤）の応力を差し引いた応力

図 2-14 土留め工（親杭）の評価フロー

3. 地震応答解析

3.1 地震応答解析手法

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次元有限要素法により、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。

土留め工（親杭）周辺の地下水位は親杭下端より高いが土留め工（親杭）周辺に地下水位以深の液状化対象層が存在しないため「全応力解析」を選定する。

構造部材のうち評価対象部位については、線形はり要素によりモデル化する。また、地盤については、平面ひずみ要素でモデル化することとし、岩盤は線形でモデル化する。埋戻土及び改良地盤については、地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようマルチスプリングモデルを用いることとし、ばね特性は双曲線モデル（修正 GHE モデル）を用いて非線形性を考慮する。なお、MMR 及び埋戻コンクリートについては線形の平面ひずみ要素でモデル化する。地震応答解析については、解析コード「TDAPIII」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。

地震応答解析手法の選定フローを図 3-1 に示す。

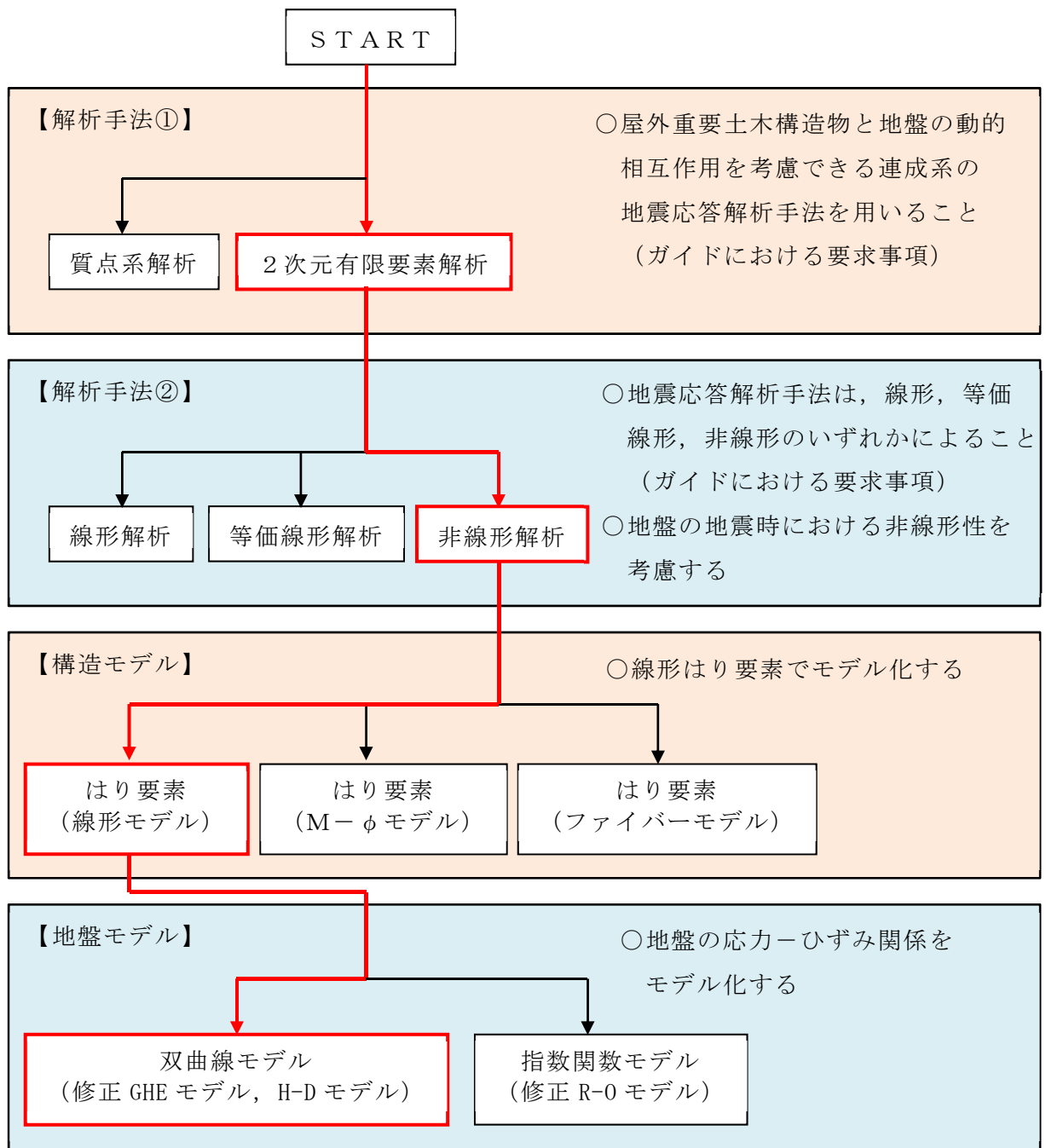


図 3-1 地震応答解析手法の選定フロー

3.2 地震応答解析モデルの設定

評価対象断面である③-③'断面は、
に親杭及び改良地盤を反映してモデル化することとする。

3.2.1 解析モデル領域

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。J E A G 4 6 0 1 -1987を参考に、図3-2に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の5倍以上、モデル高さを構造物基礎幅の1.5倍～2倍以上とする。

上記の考え方に加えて、隣接構造物外側の地盤応答を適切に表現できる範囲までモデル化領域を拡大して設定する。

なお、解析モデルの境界条件は、側面及び底面ともに粘性境界とする。

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程度まで細分割して設定する。

構造物の要素分割については、土木学会マニュアル2005に従い、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの2.0倍以下とし、1.0倍程度まで細分して設定する。

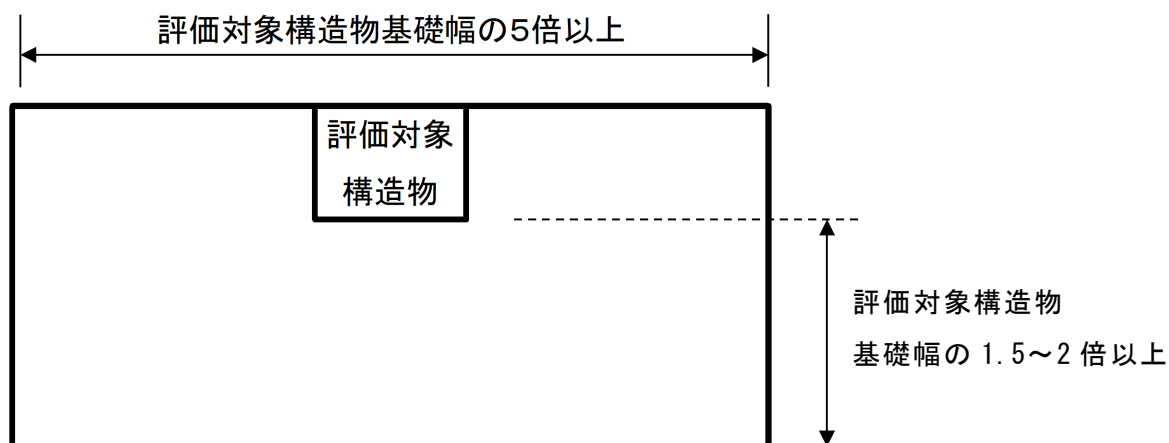


図3-2 モデル化範囲の考え方

3.2.2 境界条件

(1) 固有値解析時

固有値解析は、土留め工（親杭）背後の埋戻土を地盤改良した後の解析モデルにより実施する。

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側方境界はフリーとする。境界条件の概念図を図 3-3 に示す。

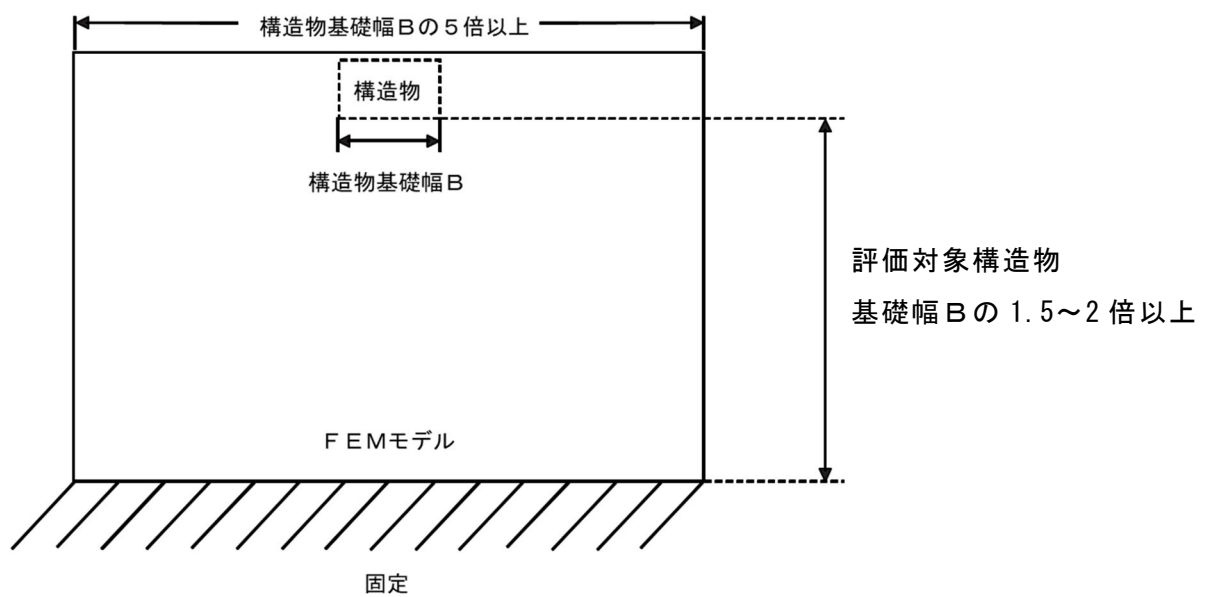


図 3-3 固有値解析における境界条件の概念図

(2) 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3-4 に示す。

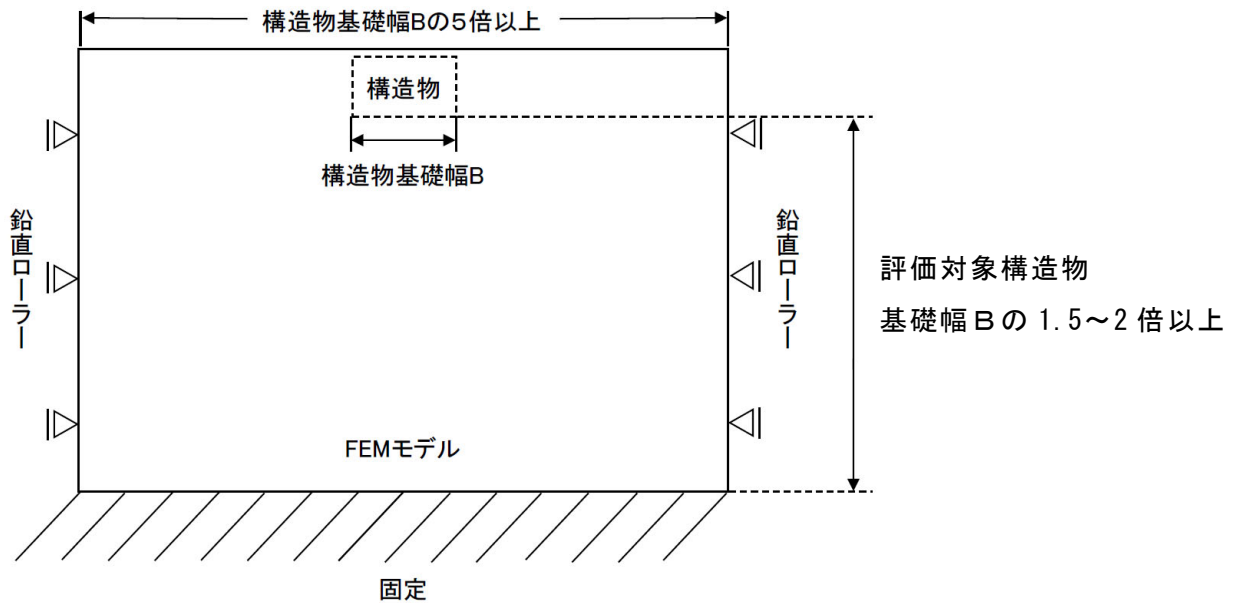


図 3-4 常時応力解析における境界条件の概念図

(3) 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半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

境界条件の概念図を図 3-5 に示す。

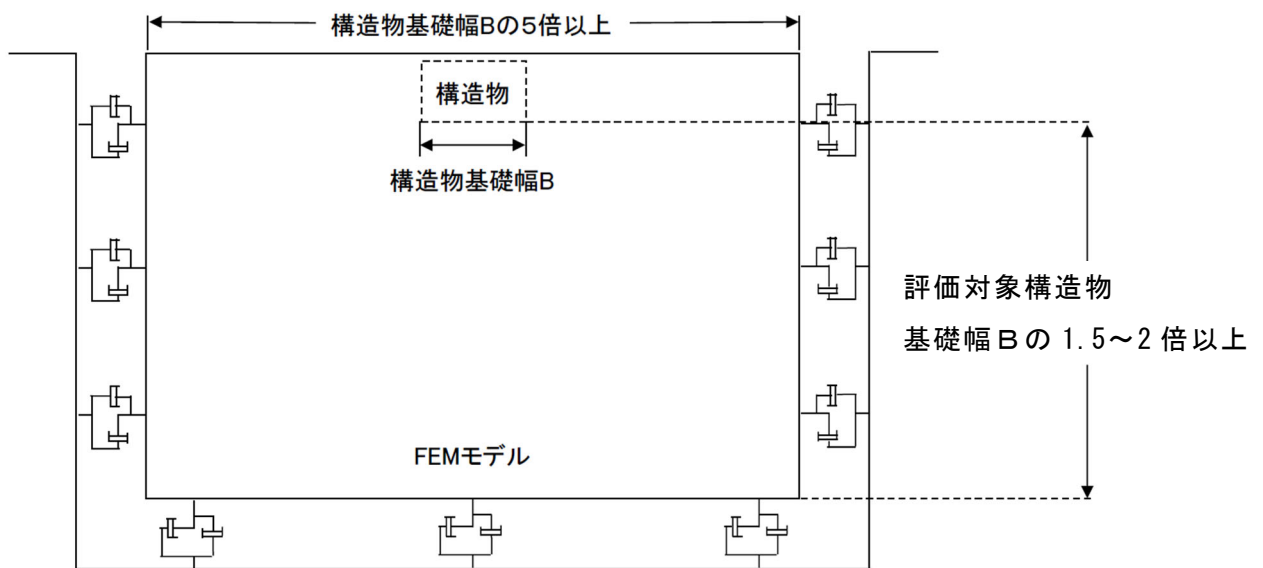


図 3-5 地震応答解析における境界条件の概念図

3.2.3 構造物のモデル化

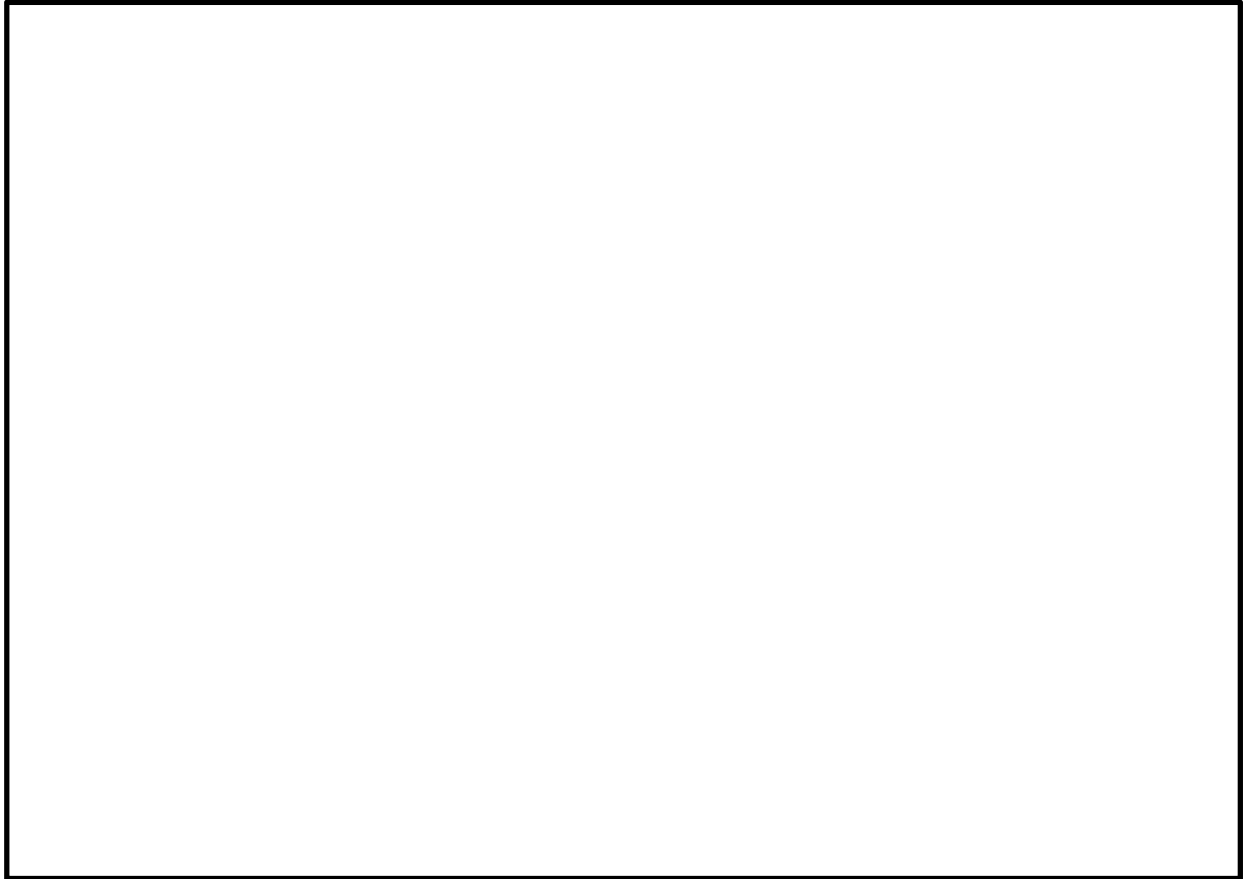
評価対象部位（親杭）を線形はり要素によりモデル化する。

「2.8 耐震評価フロー」に記載のとおり，親杭の構造部材の健全性評価にあたっては，背後が埋戻土時点での常時応力解析による応力と，地盤改良後の地震応答解析による地震時増分応力を足し合わせた応力により照査を実施する。

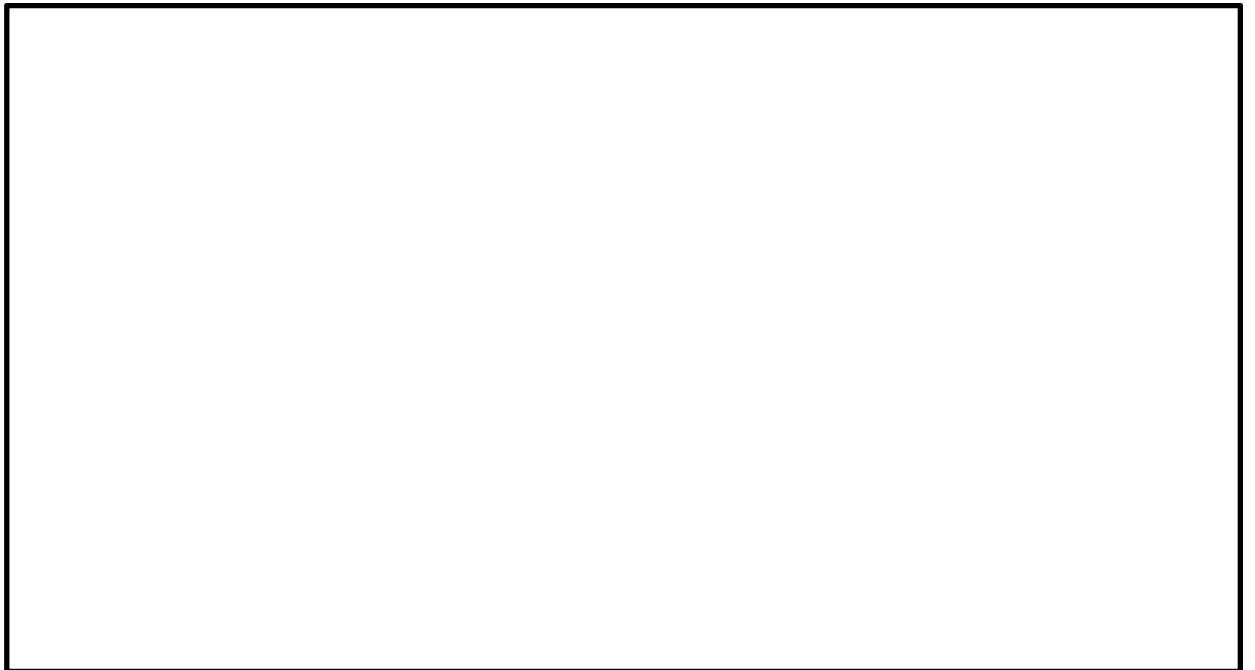
グラウンドアンカについては，常時応力解析でのみモデル化し，地盤改良後の地震時の解析モデルではモデル化しない。グラウンドアンカのモデル化方法については，補足-027-08「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」のうち，2.1.3「防波壁（逆 T 擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に基づき，頭部を節点共有，自由長部を非線形ばね，拘束長部を MPC によりモデル化する。グラウンドアンカについては，図 2-8(1)のとおり③-③' 断面位置において，1 段目のグラウンドアンカが撤去されているため，2 段目，3 段目のグラウンドアンカのみモデル化する。

なお，矢板及び腹起しについては，線形はり要素の節点に付加重量として与えることで，保守的に重量のみ考慮する。

③-③' 断面の解析モデル図を図 3-6 に，解析モデルの仕様及び物性値を表 3-1 に，図 3-7 にグラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図を示す。



(地盤改良前)



(地盤改良後)

図 3-6 解析モデル図 (③-③' 断面)

表 3-1(1) 解析モデルの仕様及び物性値 (③-③' 断面)

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	断面積 (cm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	減衰定数
親杭	77.0	231.5	2.0×10^5	0.3	0.03
矢板	77.0 *1	— *2	— *2	— *2	— *2
腹起し	77.0 *1	— *2	— *2	— *2	— *2

注記*1：設置位置を考慮し、節点に負荷荷重として与えることで考慮する。

*2：矢板及び腹起しについては保守的に重量のみを考慮し、腹起しについては1段当り2本の重量を考慮する。

表 3-1(2) 解析モデルの仕様及び物性値 (③-③' 断面) (グラウンドアンカ)

	引張剛性 k (kN/m)	テンドン 降伏引張り力*2 (kN)	設計 アンカー力*2 (kN)
グラウンドアンカ*1 (2段目)	5687	520	150
グラウンドアンカ*1 (3段目)	4634	208	30

注記*1：グラウンドアンカについては常時応力解析のみモデル化する。

*2：テンドン降伏引張り力及び設計アンカー力は単位奥行当たりの値とする。

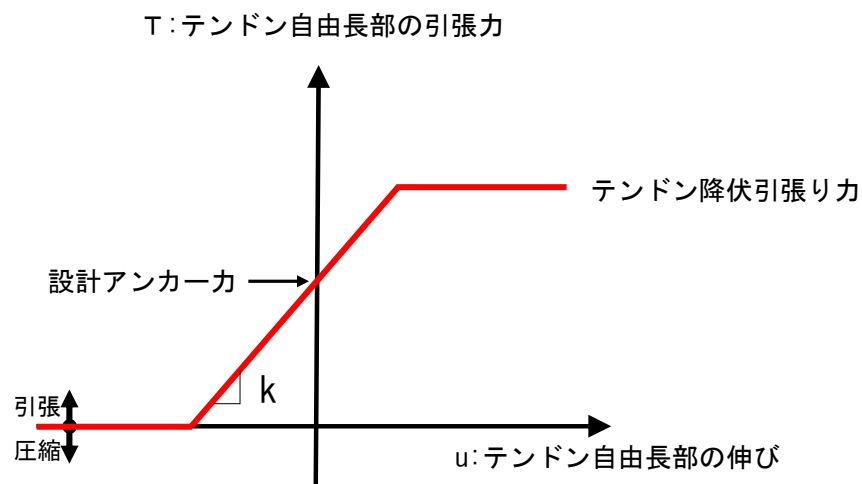


図 3-7 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

3.2.4 隣接構造物等のモデル化

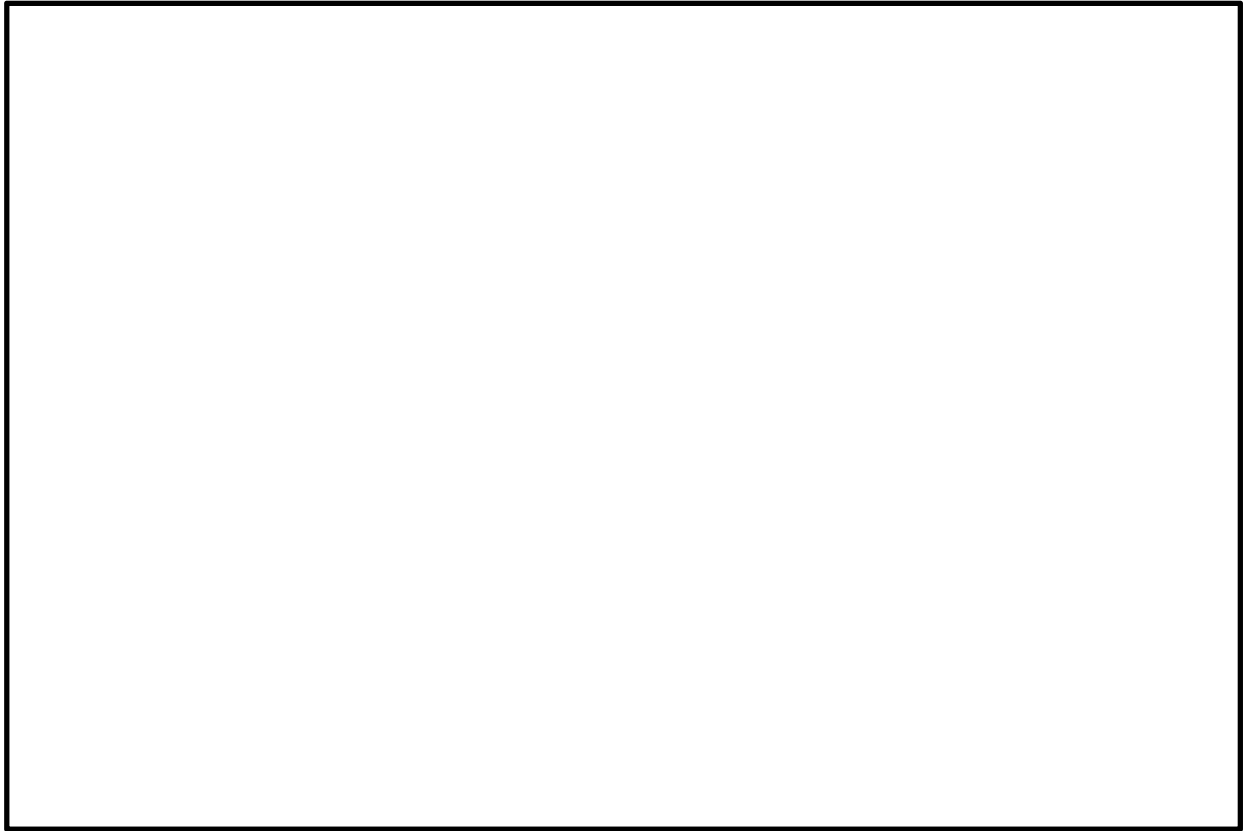


3.2.5 地盤，埋戻コンクリート及びMMRのモデル化

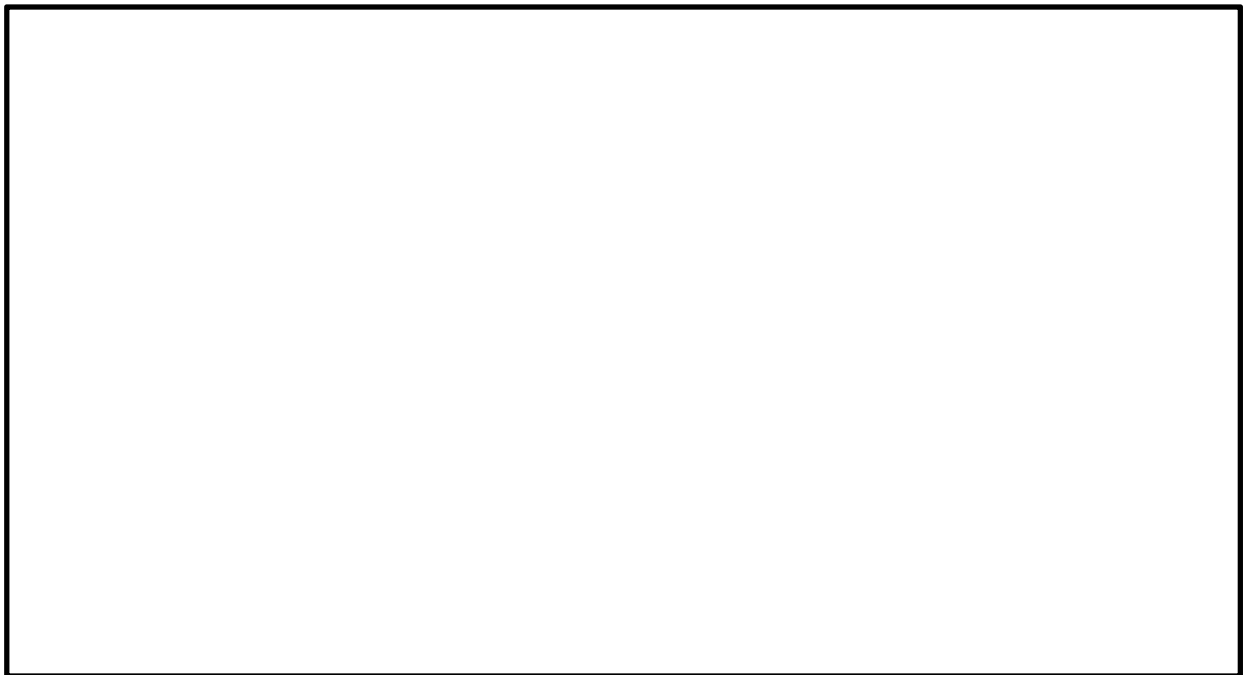
岩盤，埋戻コンクリート及びMMRは線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

埋戻土及び改良地盤は，地盤の非線形性をマルチスプリング要素で考慮した平面ひずみ要素でモデル化する。なお，掘削箇所の耐震評価については，VI-1-1-7-別添1「可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」に記載する。

地盤のモデル化に用いる，地質断面図を図3-8に示す。



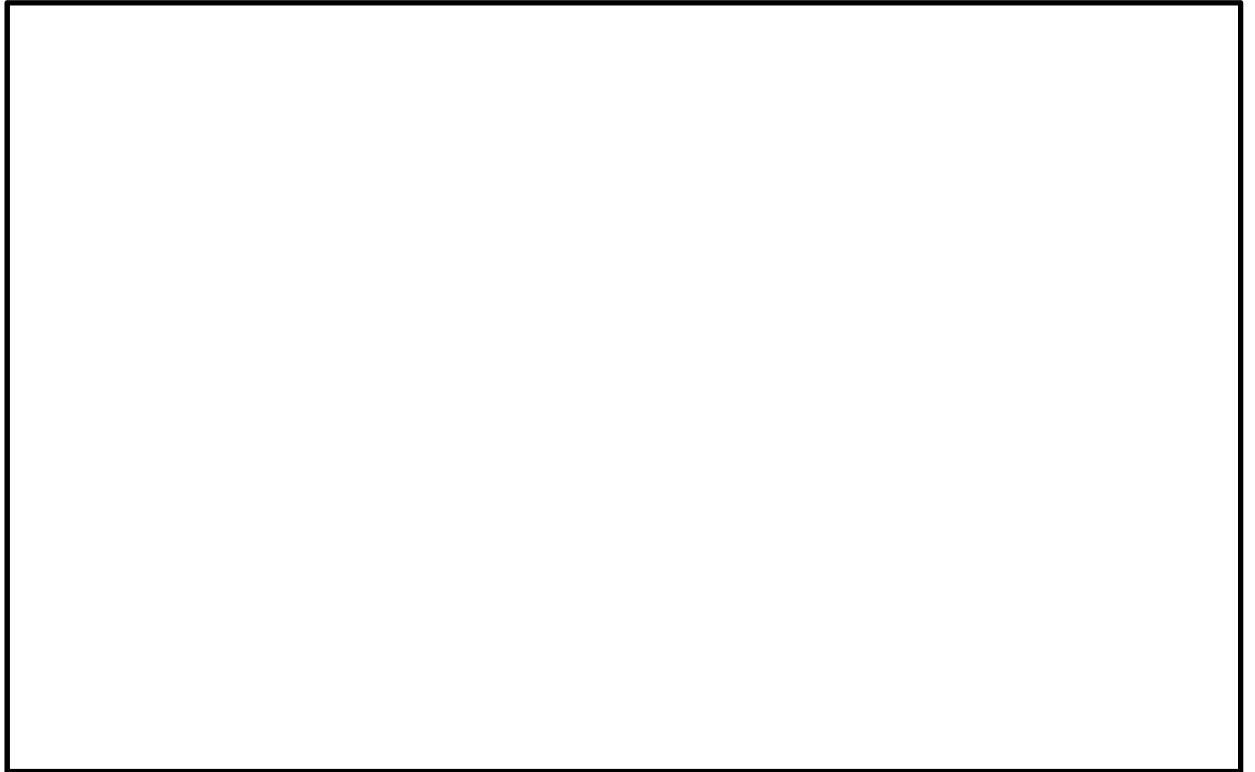
(岩級図)



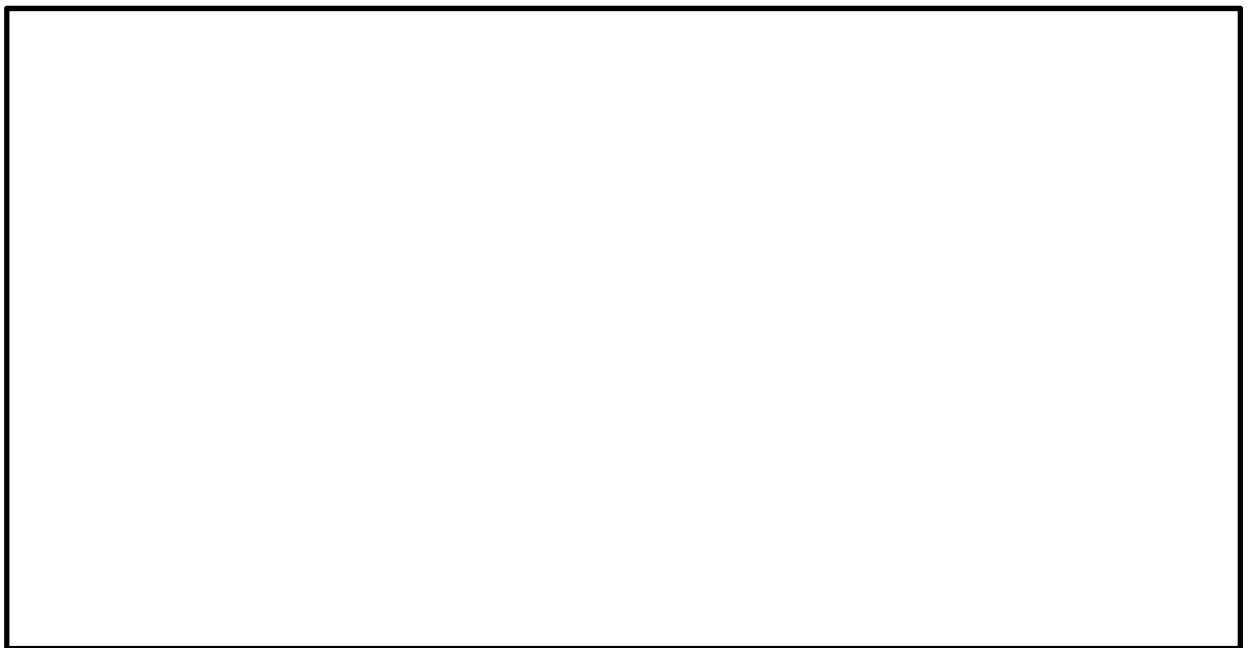
(速度層図)

図 3-8(1) 評価対象地質断面図 (③-③' 断面)

(地盤改良前)



(岩級図)



(速度層図)

図 3-8(2) 評価対象地質断面図 (③-③' 断面)

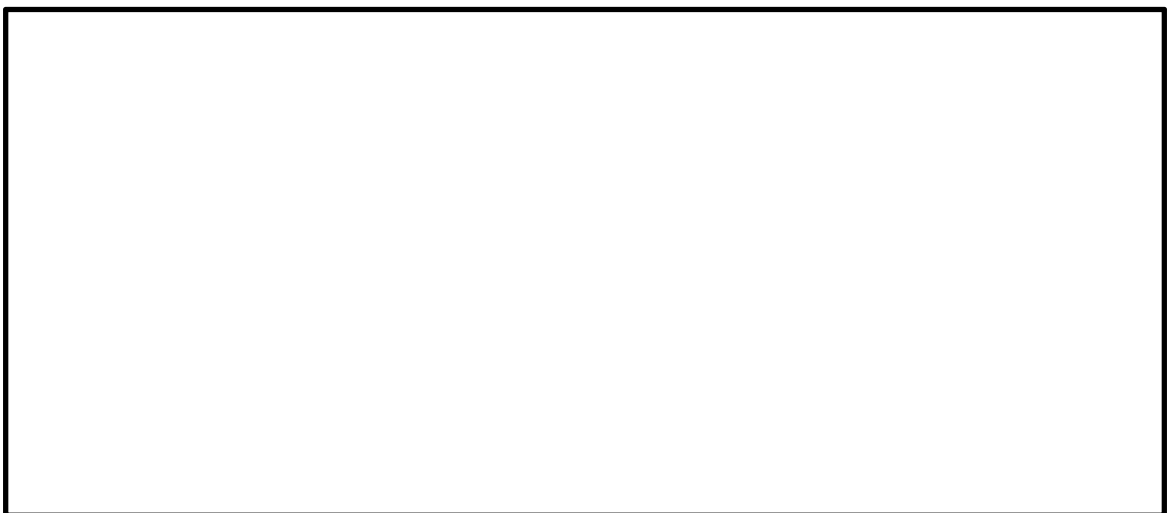
(地盤改良後)

3.2.6 解析モデル

評価対象地質断面図を踏まえて設定した常時応力解析モデル図及び地震応答解析モデル図を図 3-9 に示す。

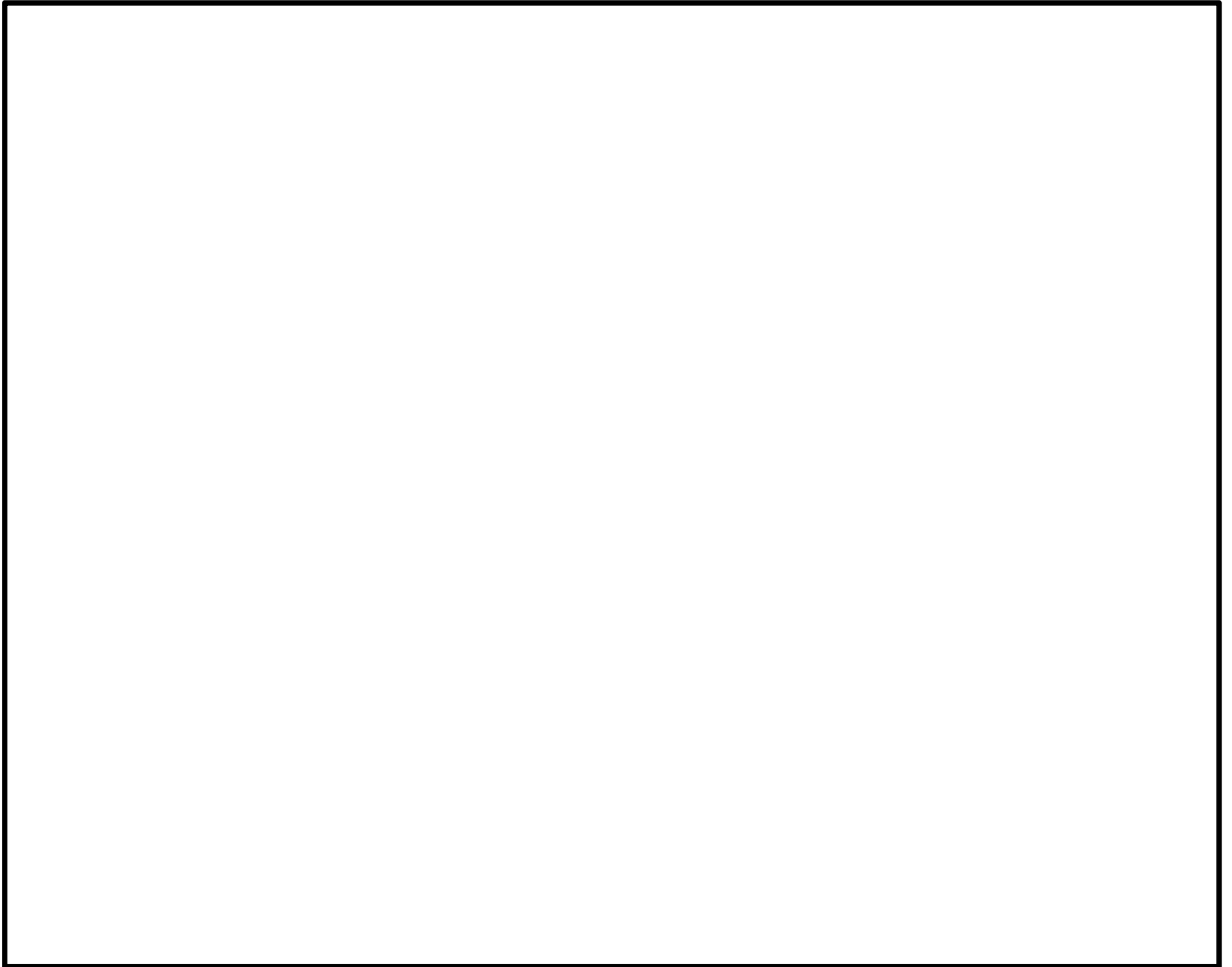


(全体図)

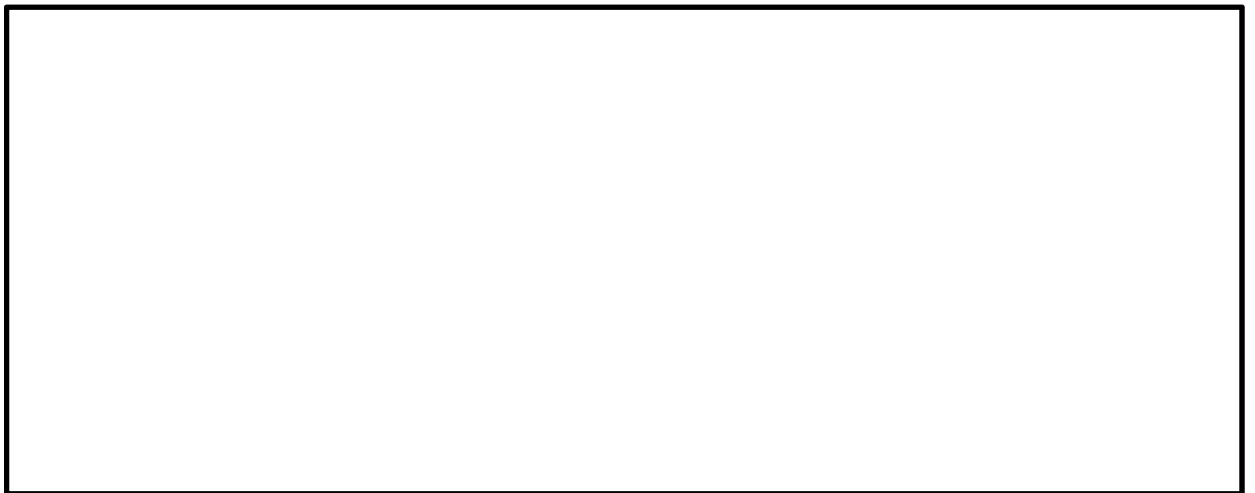


(拡大図)

図 3-9(1) 常時応力解析モデル図
(③-③' 断面, 地盤改良前)



(全体図)



(拡大図)

図 3-9(2) 地震応答解析モデル図

(③-③' 断面, 地盤改良後)

3.2.7 ジョイント要素の設定

地盤と構造物との接合面にジョイント要素を設けることにより、地震時の地盤と構造物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、地盤と構造物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、地盤と構造物の接合面におけるせん断強度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。粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は周辺地盤の c 、 ϕ とし、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき表 3-2 のとおりとする。また、要素間の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、表 3-3 のとおり設定する。

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

ここに、 τ_f : せん断強度

c : 粘着力 (= 初期せん断強度 τ_0)

ϕ : 内部摩擦角

表 3-2 周辺地盤との境界に用いる強度特性

地盤	粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
岩盤 (C _H 級)	1.62	53
岩盤 (C _M 級)	1.23	52
岩盤 (C _L 級)	0.56	37
改良地盤	1.25	0
埋戻コンクリート・MMR ($f'_{ck} = 18.0 \text{ N/mm}^2$)	3.58	40

表 3-3 要素間の粘着力と内部摩擦角

接合条件		粘着力 c (N/mm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)
材料 1	材料 2		
構造物	無筋コンクリート*1	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	改良地盤	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
改良地盤	C_H 級・ C_M 級岩盤	材料 1 の c	材料 1 の ϕ
	C_L 級岩盤	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
無筋コンクリート*1	無筋コンクリート*1	設計基準強度が 小さい材料の c	設計基準強度が 小さい材料の ϕ
	埋戻土	材料 2 の c	材料 2 の ϕ
	岩盤	—*2	—*2

注記*1：MMR，置換コンクリート及び埋戻コンクリートの総称

*2：表面を露出させて打継処理が可能である箇所については，ジョイント要素を設定しない。

ジョイント要素のばね定数は，土木学会マニュアル 2005 を参考に，数値計算上，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 3-4 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 3-10 に，ジョイント要素の配置を図 3-11 に示す。

表 3-4 ジョイント要素のばね定数

圧縮剛性 k_n (kN/m^3)	せん断剛性 k_s (kN/m^3)
1.0×10^7	1.0×10^7

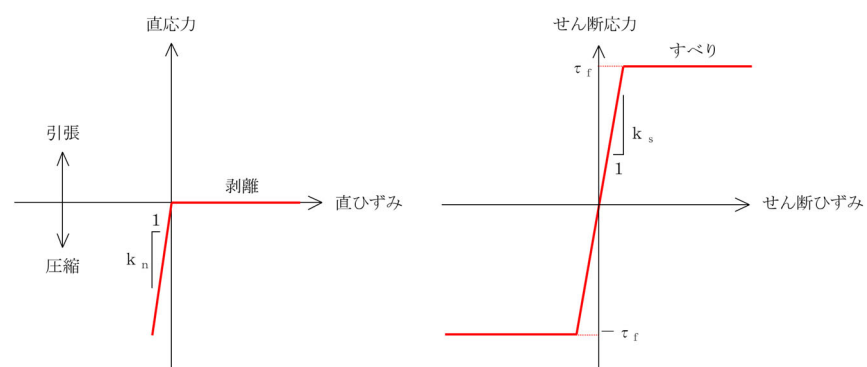
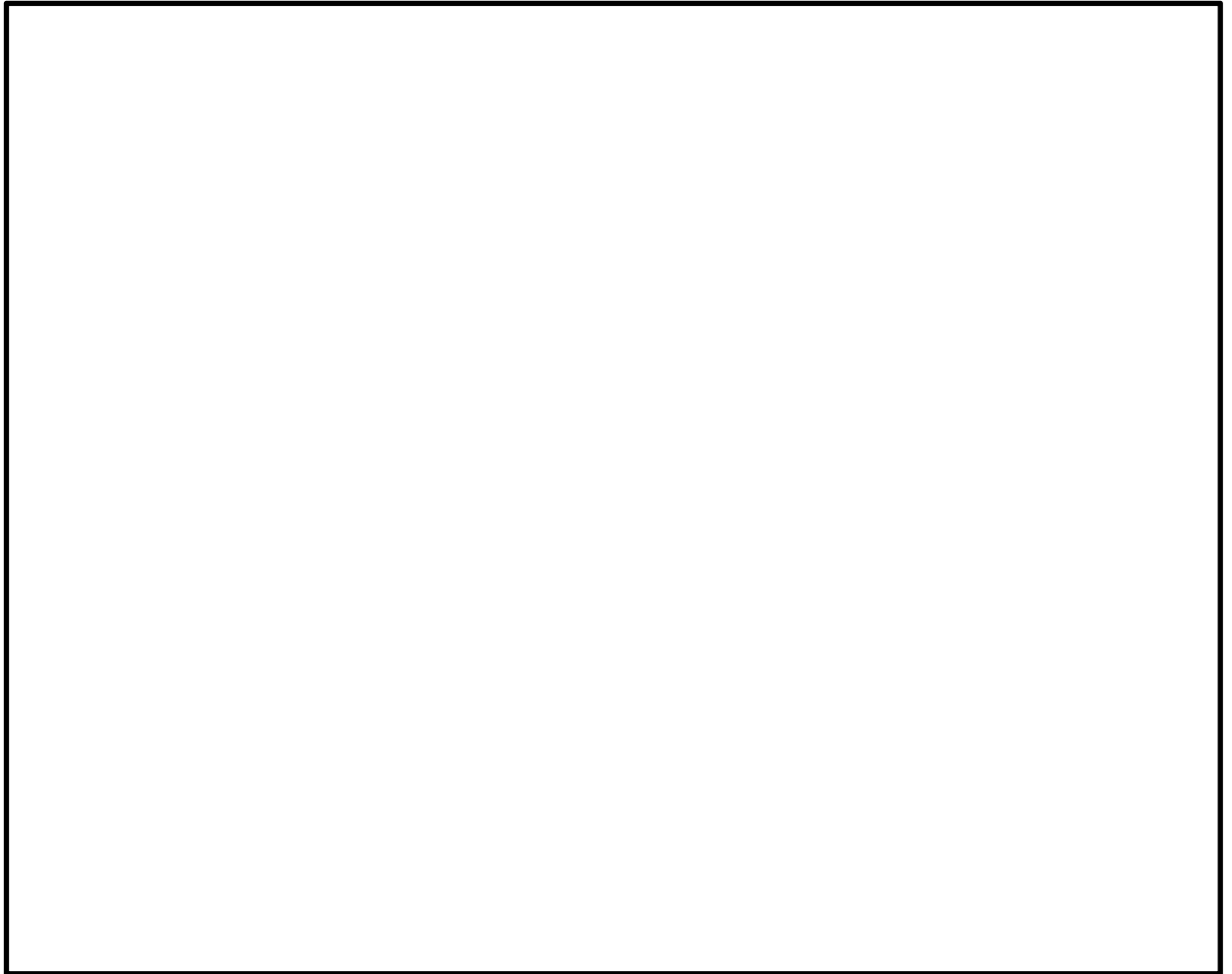


図 3-10 ジョイント要素の力学特性

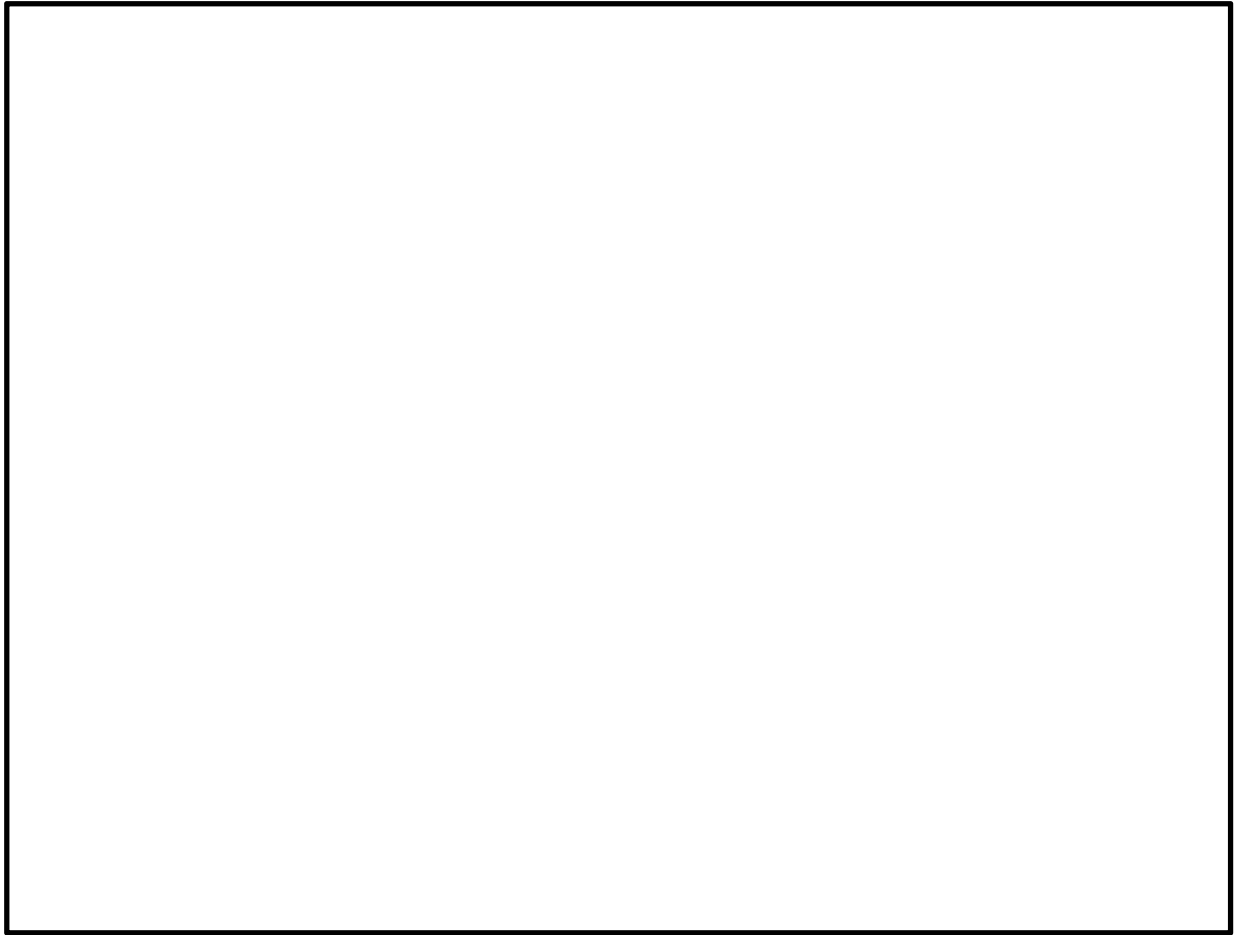


(全体図)



(拡大図)

図 3-11(1) ジョイント要素の配置 (③-③' 断面, 常時応力解析モデル図)



(全体図)



(拡大図)

図 3-11(2) ジョイント要素の配置 (③-③' 断面, 地震応答解析モデル図)

3.3 減衰定数

減衰定数は、粘性減衰及び履歴減衰で考慮する。

固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3-12 に示す。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α , β : 係数

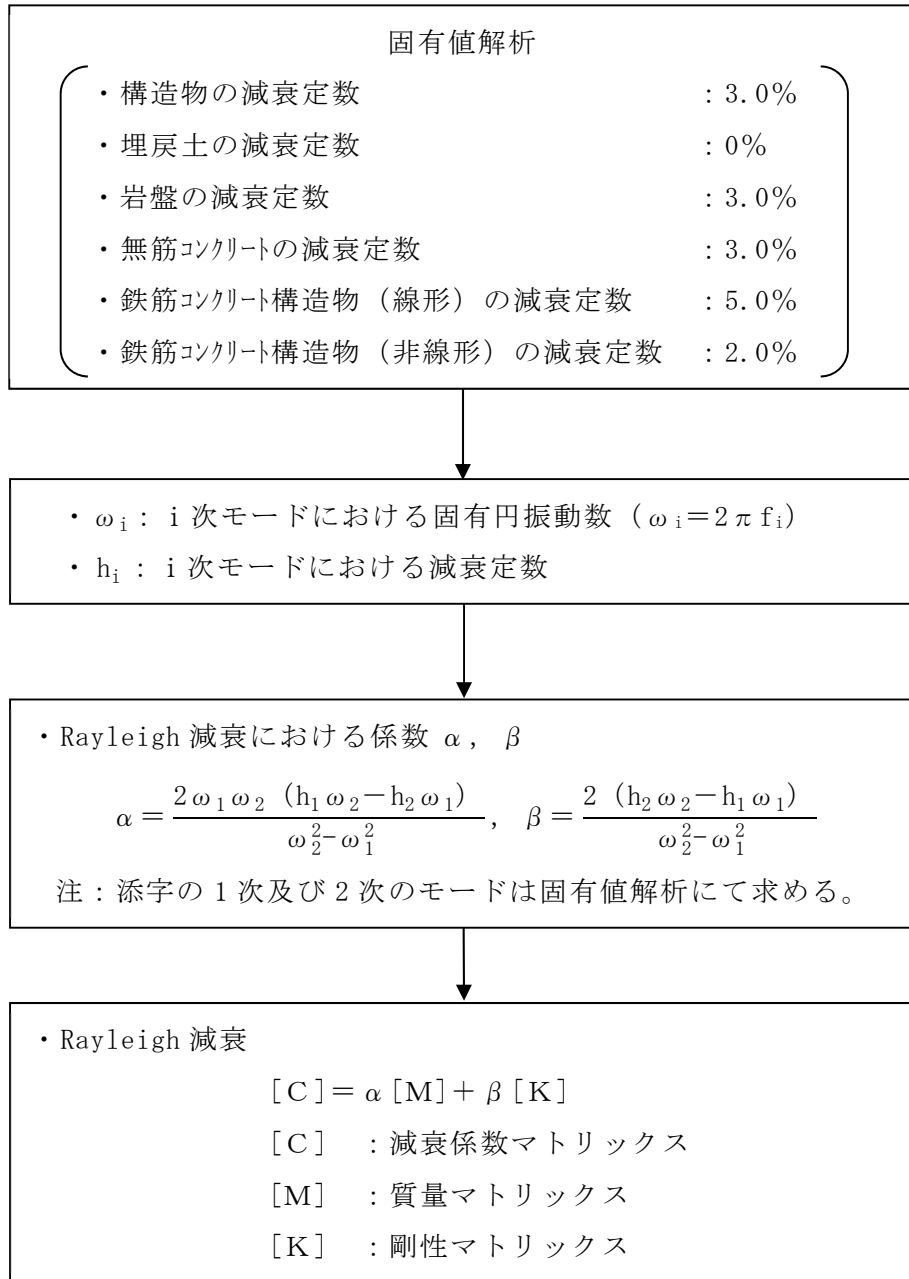


図 3-12 Rayleigh 減衰の設定フロー

Rayleigh 減衰における係数 α , β は、低次のモードの変形が支配的となる土留め工（親杭）に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮して、固有値解析結果より得られる卓越するモードの減衰と Rayleigh 減衰が一致するように設定する。なお、卓越するモードは全体系の固有値解析における刺激係数及びモード図にて決定するが、係数 α , β が負値となる場合は当該モードを選定しない。

$$h_i = \alpha / 2 \omega_i + \beta \omega_i / 2$$

h_i : 固有値解析により求められた i 次モードの減衰定数

ω_i : 固有値解析により求められた i 次モードの固有円振動数

固有値解析結果の一覧を表 3-5 に、固有値解析におけるモード図を図 3-13 に、係数 α , β を表 3-6 に、固有値解析結果に基づき設定した Rayleigh 減衰を図 3-14 に示す。

なお、卓越するモードの選定にあたっては、鉛直モードが卓越する場合及び Rayleigh 減衰が各モードの減衰より過度に大きくなる場合を除外した。

表 3-5 固有値解析結果 (③-③' 断面)

	固有振動数 (Hz)	有効質量比 (%)		刺激係数		備考
		Tx	Ty	β_x	β_y	
1	2.386	31	0	6.99	-0.56	1次として採用
2	2.936	36	0	-7.18	-0.50	
3	3.714	3	2	2.97	-2.23	
4	4.423	0	3	0.71	1.76	
5	4.986	4	13	1.64	2.86	
6	5.102	2	1	-1.96	1.20	2次として採用
7	5.510	2	7	-2.01	4.54	
8	5.816	0	15	-0.52	5.24	
9	5.937	3	1	1.89	-0.95	
10	6.152	1	2	-0.85	-1.01	

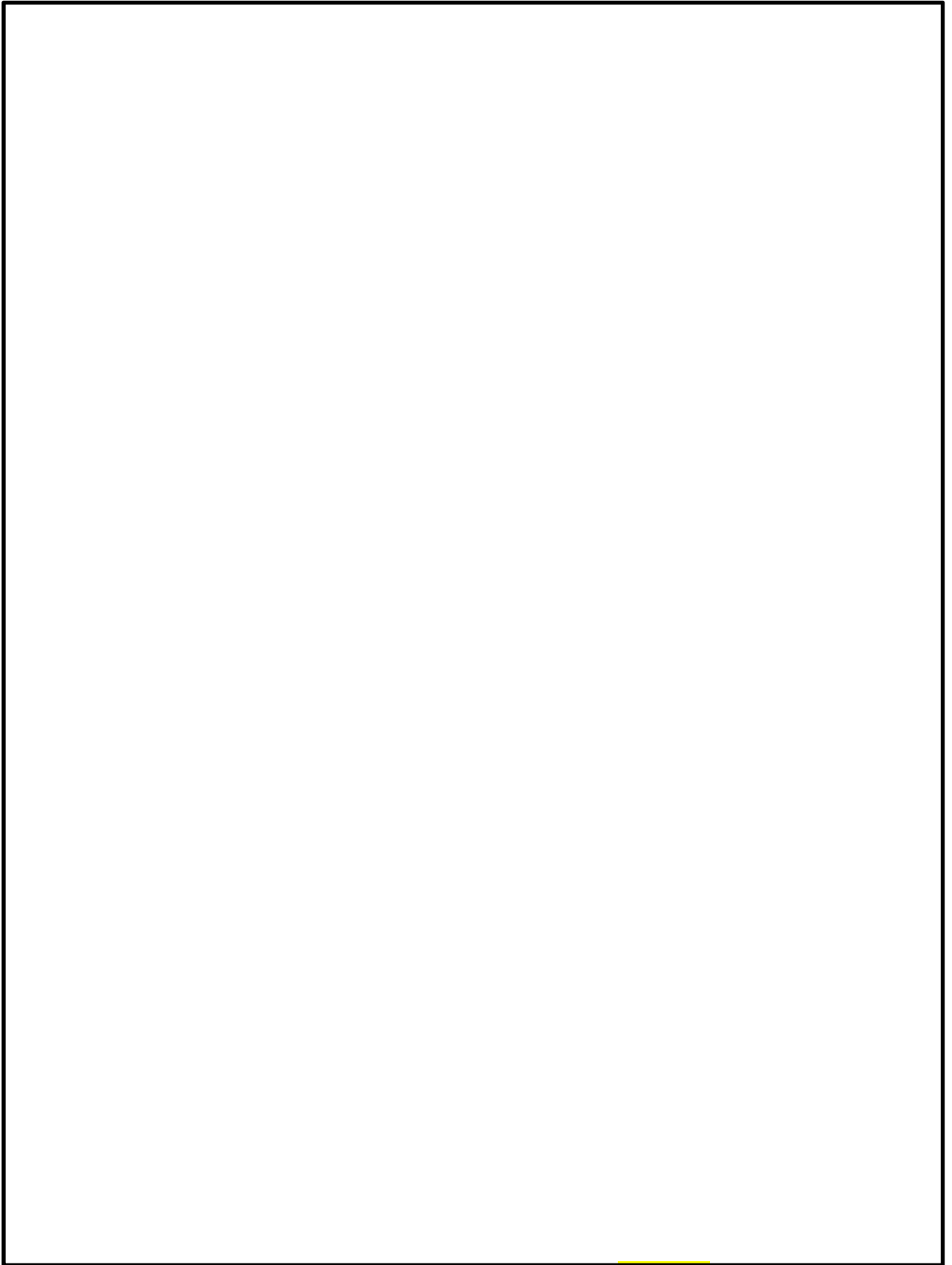


図 3-13(1) 固有値解析結果 (モード図) (③-③' 断面)

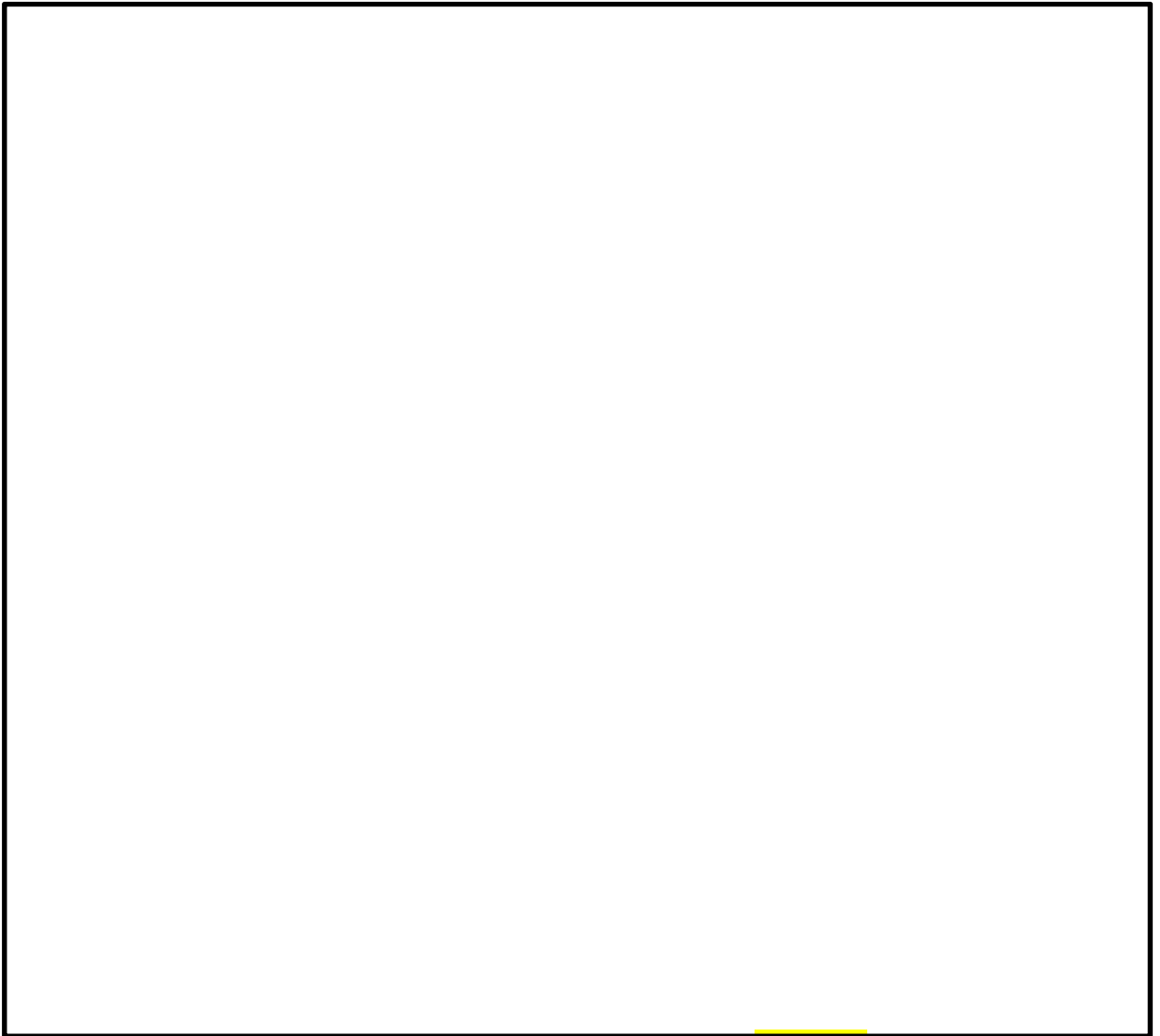


図 3-13(2) 固有値解析結果 (モード図) (③-③' 断面)

表 3-6 Rayleigh 減衰における係数 α , β の設定結果

評価対象断面	α	β
③-③' 断面	3.744×10^{-1}	8.753×10^{-4}

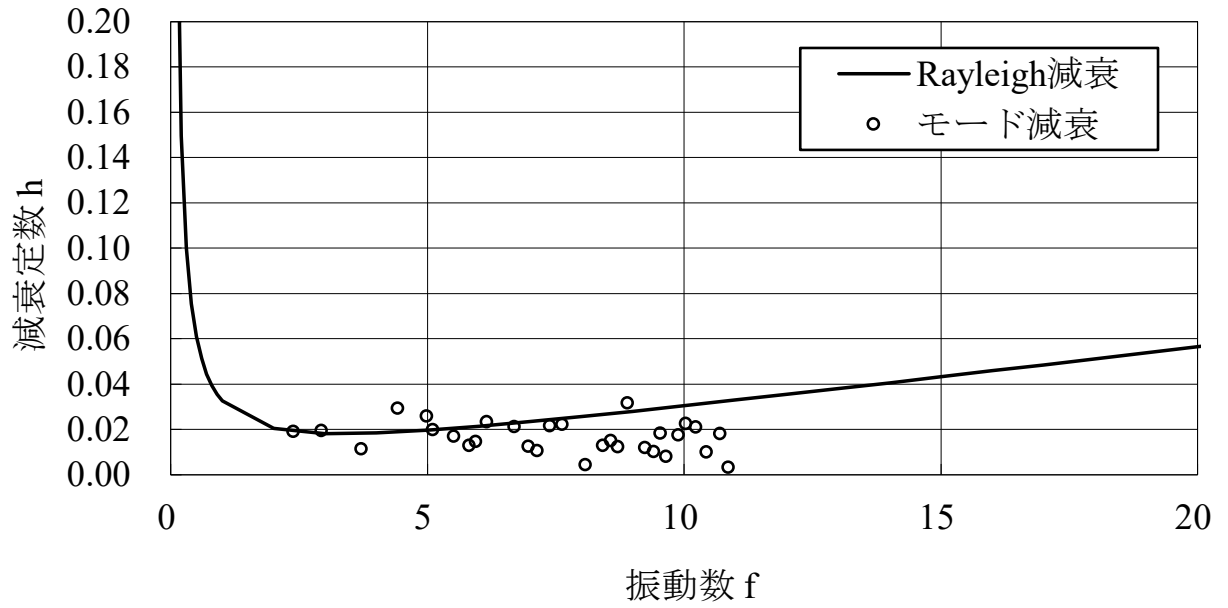


図 3-14 設定した Rayleigh 減衰 (③-③' 断面 (南北方向))

3.4 荷重及び荷重の組合せ

耐震評価にて考慮する荷重は、通常運転時の荷重（永久荷重）及び地震荷重を抽出し、それぞれを組み合わせで設定する。地震荷重には、地震時土圧及び機器・配管系からの反力による荷重が含まれるものとする。

荷重の組合せを表 3-7 に示す。

表 3-7 荷重の組合せ

種別	荷重		算定方法の概要
永久荷重 (常時荷重)	固定荷重	躯体自重	○ 設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。
		機器・配管荷重	— 機器・配管系がないことから考慮しない。
	積載荷重	静止土圧	○ 常時応力解析により設定する。
		外水圧	○ 地下水位に応じた静水圧として考慮する。 地下水の密度を考慮する。
		積雪荷重	○ 地表面に考慮する。
		風荷重	— <div style="border: 2px solid black; width: 100%; height: 100%;"></div> 地表面より下に設置されていることから、風荷重を考慮しない。
		土被り荷重	— 土被りが無いことから考慮しない。
		永久上載荷重	— 地表面に恒常的に置かれる設備等はないことから考慮しない。
偶発荷重 (地震荷重)	水平地震動	○	基準地震動 S_s による水平・鉛直同時加振を考慮する。
	鉛直地震動	○	

3.4.1 外水圧

外水圧は、地下水位に応じた静水圧を設定する。地下水位については、「2.7 地下水位」のとおりとし、地下水の密度として $1.00\text{g}/\text{cm}^3$ を考慮する。

3.4.2 積雪荷重

積雪荷重は、VI-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等における損傷の防止に関する基本方針」に基づき、発電所敷地に最も近い気象官署である松江地方気象台で観測された観測史上1位の月最深積雪100cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮し35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施行細則により、積雪量1cmごとに $20\text{N}/\text{m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

3.5 地震応答解析の解析ケース

3.5.1 耐震評価における解析ケース

地震応答解析に用いる埋戻土及び岩盤の物性は、平均物性を用いる。解析ケースを表 3-8 に示す。

土留め工（親杭）の耐震評価において支配的な改良地盤⑦については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のとおり、解析用物性値の設定において耐震評価上保守的になるように設定されていること、及び実施工において設計値を上回るように施工されることから、改良地盤のばらつきを踏まえても保守的な設定になっていると判断し、地盤のばらつきは考慮しないこととする。

表 3-8 解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	改良地盤⑦	岩盤
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値

土留め工（親杭）の耐震評価における解析ケースは、背面の改良地盤から作用する土圧の合力が土留め工（親杭）の損傷及び転倒に対して厳しくなるケースとする。

このため、「4.1 入力地震動の設定」に示す入力地震動のうち、水平動が卓越した $S_s - D$ 及び $S_s - N1$ とし、 $S_s - N1$ については、図 3-15 のとおり、水平加速度最大となる時刻において、土留め工（親杭）背後の山体に作用する慣性力の合力が、土留め工（親杭）の損傷及び転倒に対して厳しい方向となる $S_s - N1 (-)$ とする。

耐震評価における解析ケースは、表 3-9 に示す。

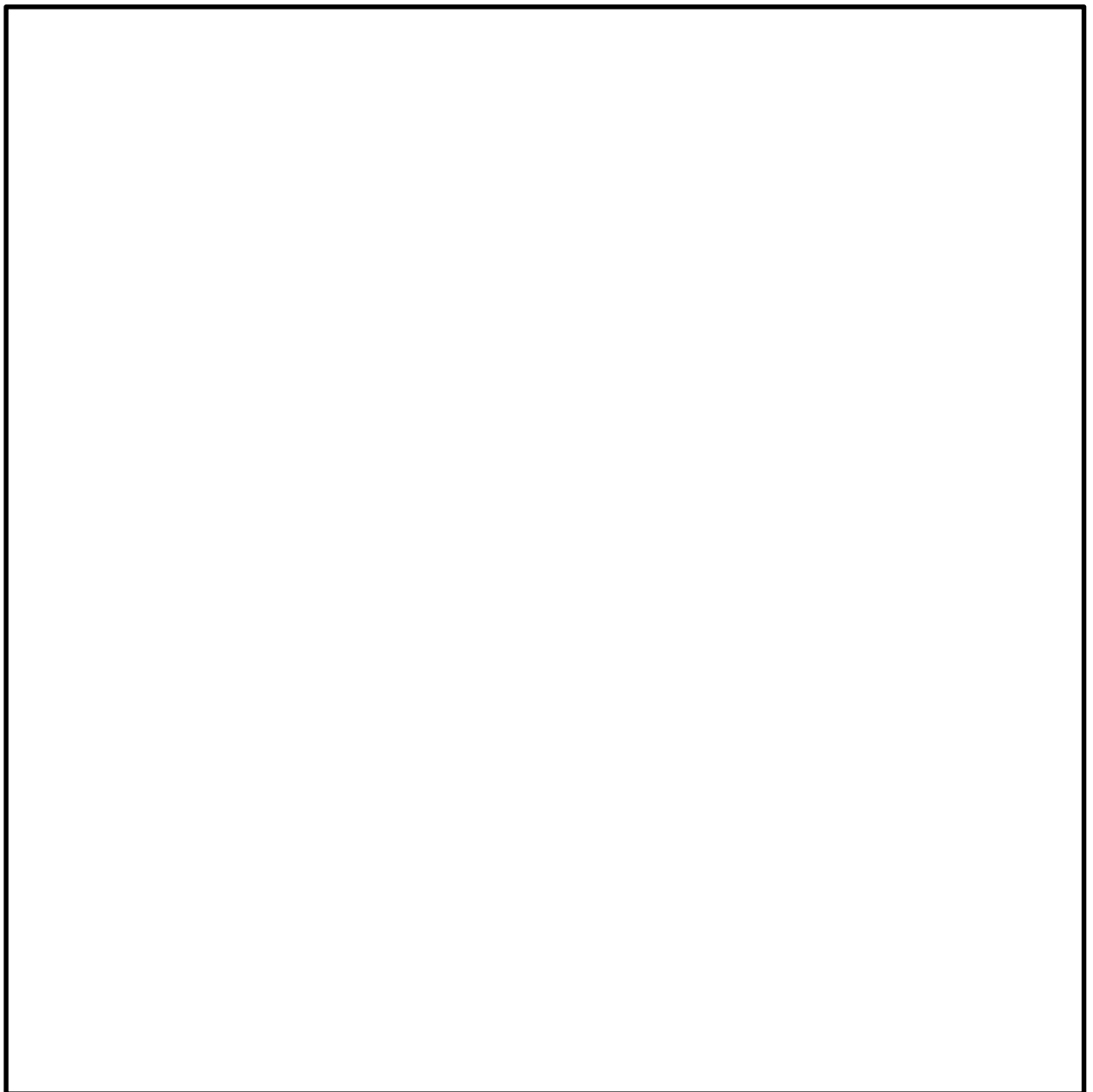


図 3-15 $S_s - N1$ の加速度時刻歴波形及び水平方向加速度最大時刻の慣性力の方向

表 3-9 耐震評価における解析ケース

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

注記*：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

4. 評価内容

4.1 入力地震動の設定

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「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

入力地震動算定の概念図を図4-1に示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

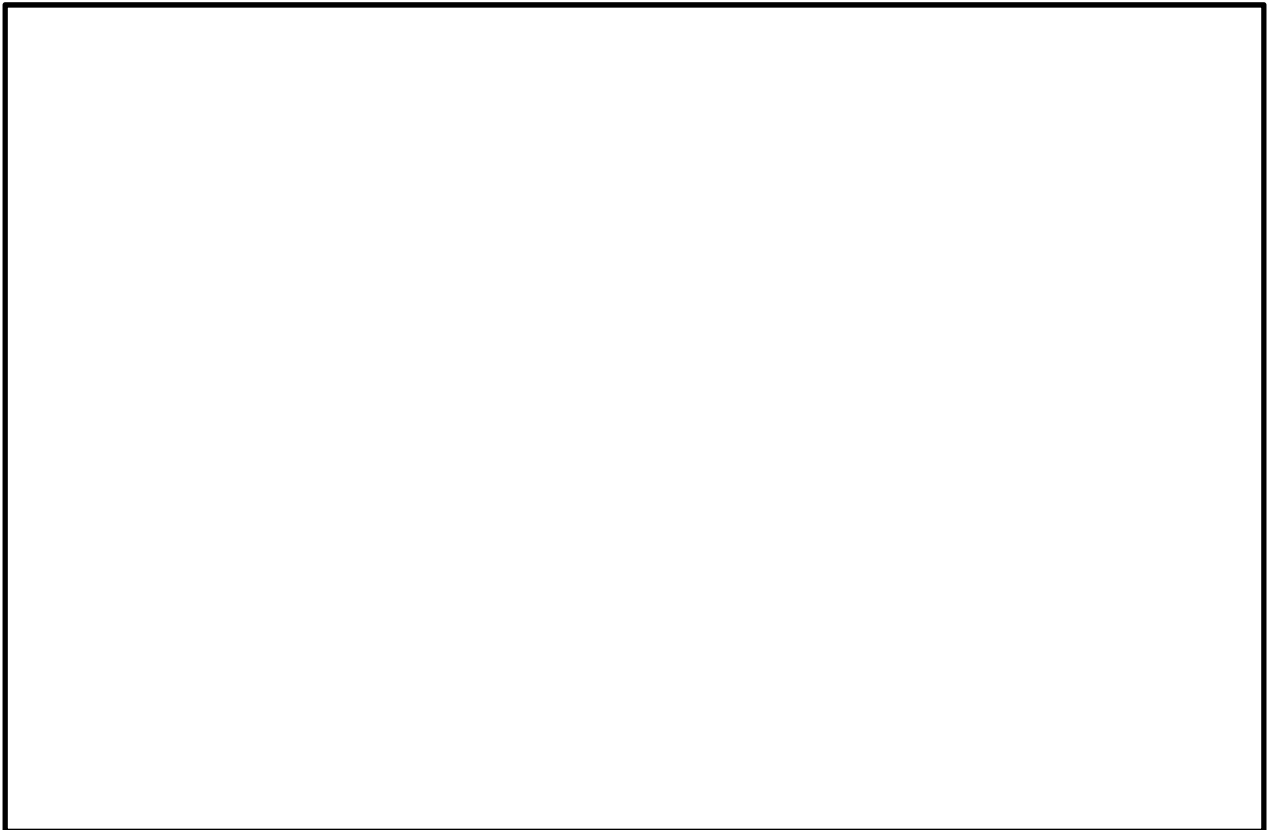
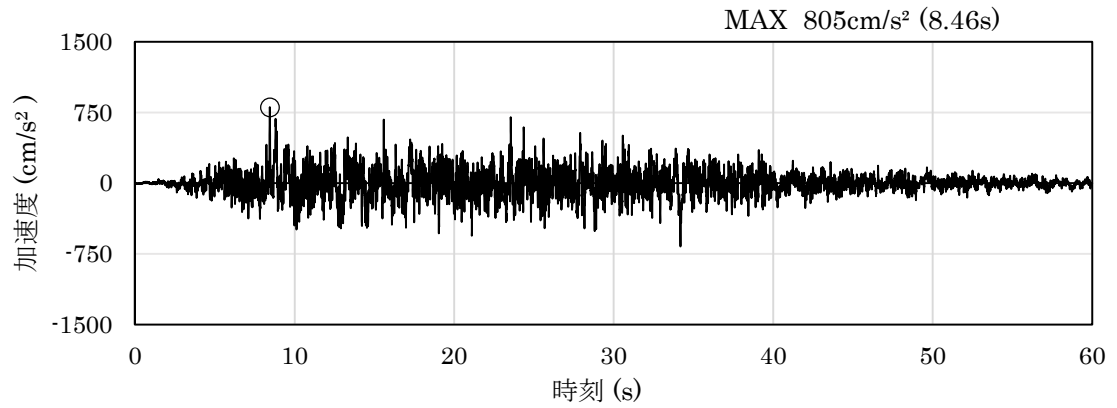


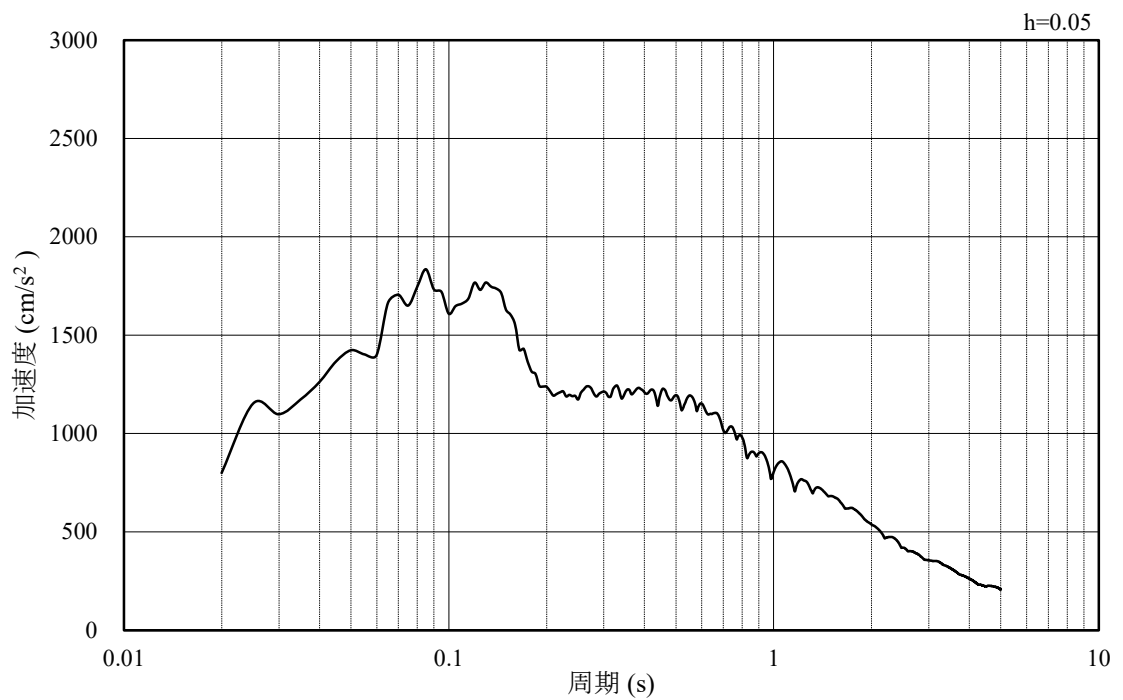
図 4-1 入力地震動算定の概念図

4.1.1 ③-③'断面の入力地震動

図4-2～図4-5に③-③'断面の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。



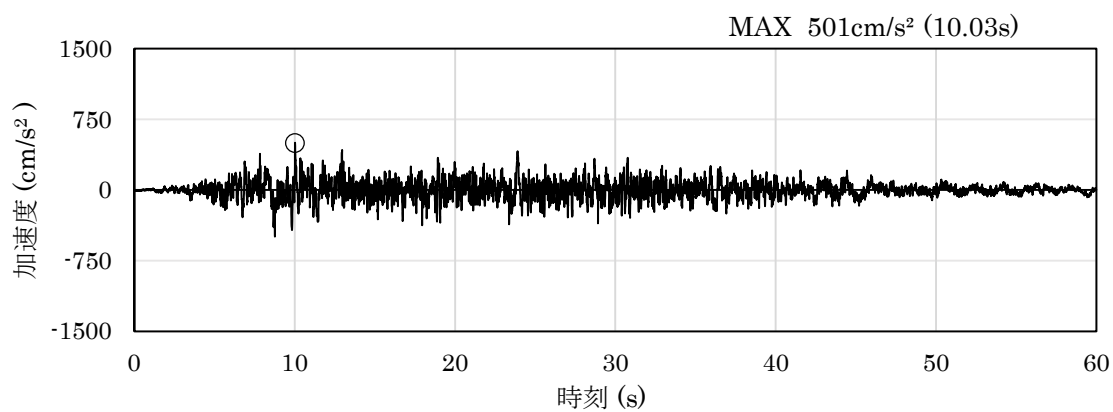
(a) 加速度時刻歴波形



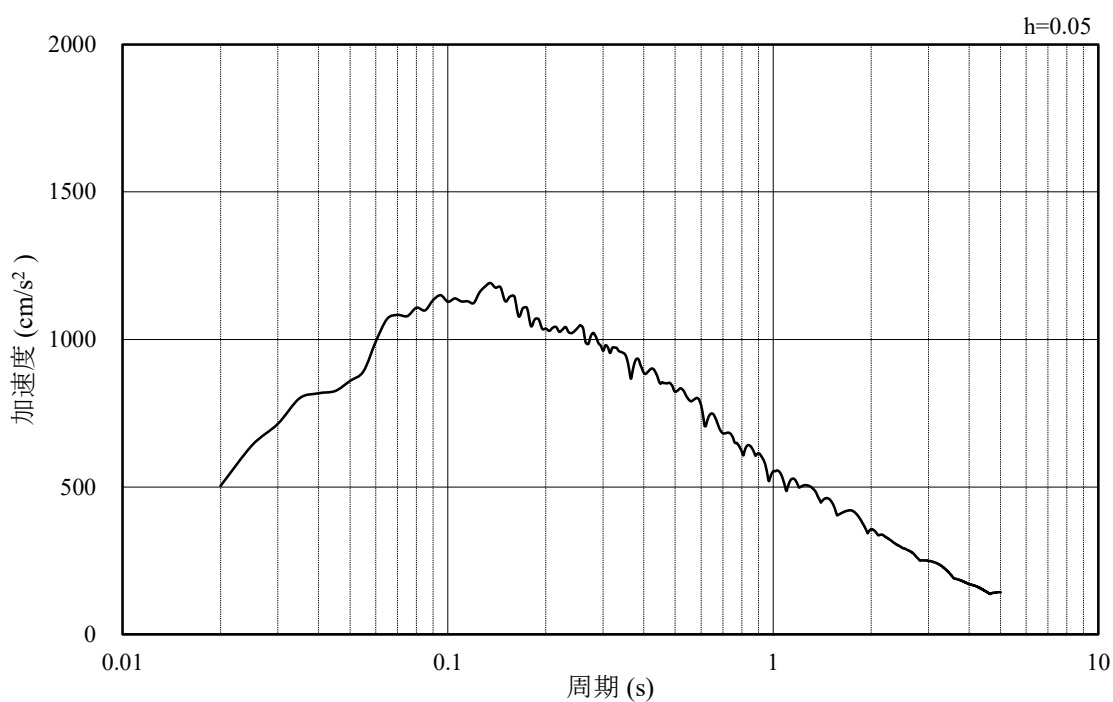
(b) 加速度応答スペクトル

図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 - D, EL-130m)

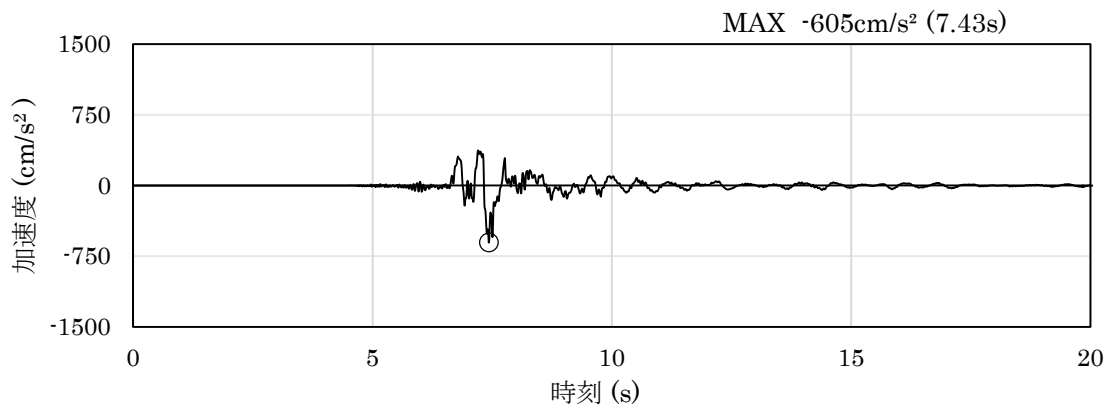


(a) 加速度時刻歴波形

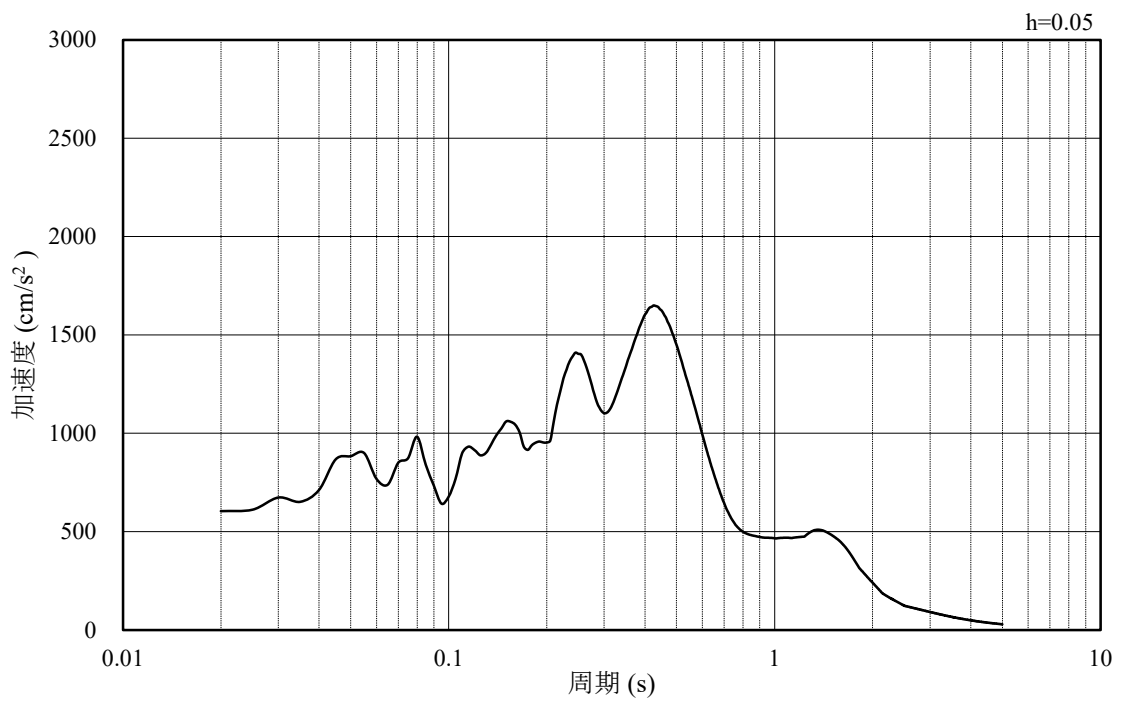


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-3 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
(鉛直成分：S s - D, EL-130m)

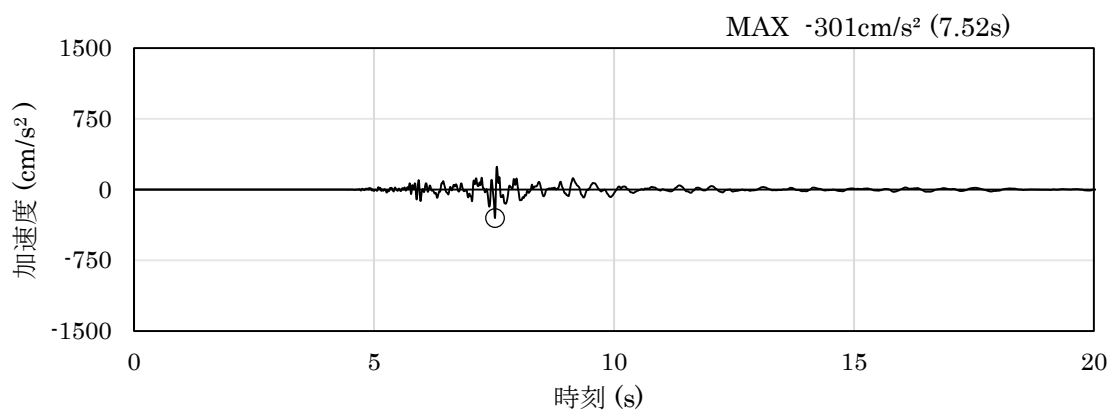


(a) 加速度時刻歴波形

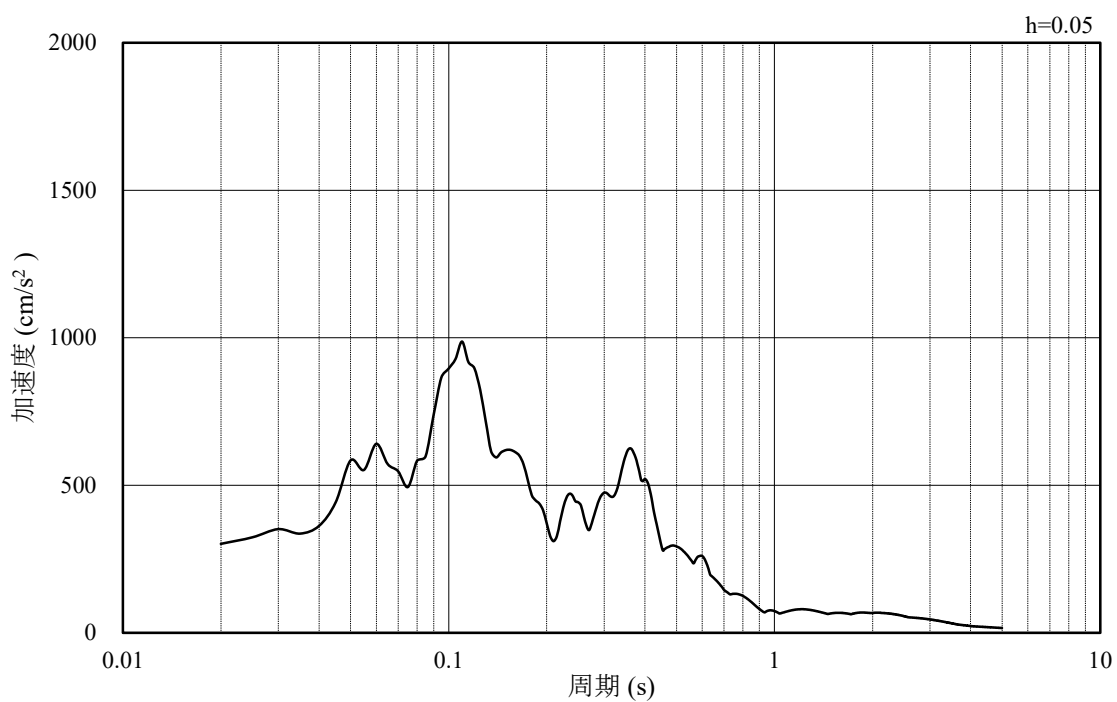


(b) 加速度応答スペクトル

図 4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - N 1, EL-130m)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 4-5 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
(鉛直成分：S s - N 1, EL-130m)

4.2 許容限界の設定

土留め工（親杭）の耐震評価における許容限界は、VI-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界を参考に設定する。

土留め工（親杭）の耐震評価における許容限界を表4-1に示す。

表4-1 土留め工（親杭）の耐震評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	断面	部位	機能維持のための考え方	許容限界
原子炉建物， 廃棄物処理建物， 第1ベントフィルタ格納槽， 第1ベントフィルタ格納槽遮蔽及び 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽に 波及的影響を及ぼさないこと	基準地震動 S _s	③-③' 断面	親杭	発生する応力（曲げ軸力，せん断力）が許容限界を超えないことを確認	短期許容曲げ圧縮応力度* ¹ 277.5N/mm ²
					短期許容せん断応力度* ¹ 157.5 N/mm ²
			基礎地盤	発生する接地圧が許容限界を超えないことを確認	極限支持力度* ² 9.8N/mm ²
	—* ⁴	グラウンドアンカ	グラウンドアンカの発生アンカー力が許容アンカー力を超えないことを確認	許容アンカー力別途算出* ³	

注記*1：「4.2.1 親杭に対する許容限界」に示す。

*2：VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す妥当な安全余裕を考慮する。

*3：「4.2.3 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する許容限界」に示す。

*4：「1. 評価方法」のとおり，常時応力解析による照査を行う。

4.2.1 親杭に対する許容限界

(1) 曲げ軸力に対する許容限界

親杭の曲げ軸力に対する許容限界は、「道路橋示方書・同解説 下部構造編 平成14年3月（日本道路協会）」に基づき、以下のとおり設定する。

表 4-2 評価対象部位（親杭）の曲げ軸力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容曲げ圧縮応力度	277.5

(2) せん断力に対する許容限界

親杭のせん断に対する許容限界は、「道路橋示方書・同解説 下部構造編 平成14年3月（日本道路協会）」に基づき、以下のとおり設定する。

表 4-3 評価対象部位（親杭）のせん断力に対する許容限界

評価項目	許容限界 (N/mm ²)
短期許容せん断応力度	157.5

4.2.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

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、岩盤の極限支持力度とする。

基礎地盤の支持性能に対する許容限界を表 4-4 に示す。

表 4-4 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	C _M 級岩盤	9.8

4.2.3 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する許容限界

グラウンドアンカの許容アンカー力は、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、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」と同様に「グラウンドアンカーの設計・施工基準、同解説（地盤工学会，2012年）」（以下 設計・施工基準）に基づき、テンドンの許容引張力，テンドンの許容拘束力，アンカーの許容引抜き力のうち，最も小さい値を設定する。

土留め工（親杭）に施工されたグラウンドアンカは仮設のグラウンドアンカであり，供用期間は2年程度であるため，設計・施工基準に基づきランクBのアンカーに分類した。（図4-6参照）。

構造物の種類	供用期間	
	2年未満	2年以上
一般の構造物	ランクB	ランクA
特殊な条件下にある構造物	ランクA	

図4-6 グラウンドアンカー設計・施工基準記載のアンカーの分類

(1) テンドンの許容引張力の設定

図 4-7 のとおり，テンドンの許容引張力は，テンドンの極限引張り力の 0.65 倍またはテンドンの降伏引張り力の 0.80 倍のうち，いずれか小さい値を採用する。

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

① 仮設アンカー
許容引張り力(T_{as})は， $0.65 T_{us}$ または $0.80 T_{ys}$ のいずれか小さい方をとる。

ここに， T_{us} ：テンドン極限引張り力
 T_{ys} ：テンドン降伏引張り力

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

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

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

図 4-7 テンドンの許容引張力の設定方法（設計・施工基準に赤枠で加筆）

上記を踏まえ，テンドンの許容引張力 T_{as} は表 4-5 のとおり設定した。

表 4-5 テンドンの許容引張力(単位奥行当たり)

		(A) 引張力 (kN)	(B) 乗率	(C) 設置間隔 (m)	(A×B/C)	採用値
2 段目	極限引張力	1830	0.65	3.0	396.5	396.5
	降伏引張力	1560	0.80		416.0	
3 段目	極限引張力	732	0.65		158.6	158.6
	降伏引張力	624	0.80		166.4	

(2) テンドンの許容拘束力の設定

図 4-7 の赤枠で示した式に基づき、次式により算定する。グラウトとテンドンの許容付着応力度はグラウトの設計基準強度が 24N/mm^2 であること及び図 4-8 の青枠に基づき、 1.2N/mm^2 に設定する。

$$T_{ab} = l_a \times U \times \tau_{ba} / d$$

$$= 6500(\text{mm}) \times 166.9(\text{mm}) \times 1.2(\text{N/mm}^2) / 3 = 433.9(\text{kN}) \quad (2 \text{ 段目})$$

$$= 3000(\text{mm}) \times 90.7(\text{mm}) \times 1.2(\text{N/mm}^2) / 3 = 108.8(\text{kN}) \quad (3 \text{ 段目})$$

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

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

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

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

注) ランク A, B の区分は、解説表-6.1による

図 4-8 テンドンの許容拘束力の設定方法（設計・施工基準に赤・青枠で加筆）

上記を踏まえ、テンドンの許容拘束力 T_{ab} は表 4-6 のとおり設定した。

表 4-6 テンドンの許容拘束力 T_{ab} (単位奥行当たり)

	テンドンの許容引張力 T_{ab} (kN)
2 段目	433.9
3 段目	108.8

(3) アンカーの許容引抜き力の設定

アンカーの許容引抜き力は図 4-9 の青枠に示す次式により算定する。安全対策工事に伴う掘削箇所に設置されたグラウンドアンカは仮設アンカーであり、ランク B のアンカーに分類されるため、図 4-9 の赤枠で示すとおり、安全率 1.5 を考慮する。また、アンカーの極限周面摩擦については、保守的に図 4-9 の緑枠に示す軟岩の摩擦抵抗 1.0N/mm^2 を採用する。

$$\text{Tag} = l_{sa} \times \pi \times d_a \times \tau / f_s / d$$

$$= 6500 \text{ (mm)} \times \pi \times 135 \text{ (mm)} \times 1.0 \text{ (N/mm}^2) / 1.5 / 3 = 612.6 \text{ (kN)} \quad (2 \text{ 段目})$$

$$= 3000 \text{ (mm)} \times \pi \times 135 \text{ (mm)} \times 1.0 \text{ (N/mm}^2) / 1.5 / 3 = 282.7 \text{ (kN)} \quad (3 \text{ 段目})$$

解説表-6.5 極限引抜き力 (T_d) に対する安全率 f_s

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

注) ランク A, B の区分は、解説表 6.1 による

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

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

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

解説表-6.6 アンカーの極限周面摩擦抵抗³⁾

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

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

図 4-9 アンカーの許容引張力の設定方法 (設計・施工基準に赤・青・緑枠で加筆)

上記のとおりアンカーの許容拘束力 T_{ag} は表 4-7 のとおり設定した。

表 4-7 アンカーの許容引抜き力の T_{ag} (単位奥行当たり)

	アンカーの許容引抜き力 T_{ag} (kN)
2 段目	612.6
3 段目	282.7

(4) 許容アンカー力及び設計アンカー力の設定

表 4-8 のとおり，テンドンの許容引張力，テンドンの許容拘束力，アンカーの許容引抜き力を考慮し，最も小さい値を許容アンカー力とする。設計アンカー力は許容アンカー力を超えない値に保守的に設定した。

表 4-8 許容アンカー力及び設計アンカー力の設定(単位奥行あたり)

	2 段目	3 段目
テンドンの許容引張力 (kN)	396.5	158.6
テンドンの許容拘束力 (kN)	433.9	108.8
アンカーの許容引抜き力 (kN)	612.6	282.7
許容アンカー力 (kN)	396.5	108.8
設計アンカー力 (kN)	150.0	30.0

5. 評価方法

土留め工（親杭）の耐震評価は、常時応力解析及び地震応答解析により算定した照査用応答値が「4.2 許容限界の設定」において設定した許容限界以下であることを確認する。

5.1 施設の損傷，転倒による影響評価方法

5.1.1 構造部材の健全性に対する評価方法

親杭に対する評価においては、地震時応答解析に基づく発生断面力に対する部材の曲げ軸力照査及びせん断力照査を行う。曲げ軸力照査については、「4.2.1 親杭に対する許容限界」の「(1) 曲げ軸力に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。せん断力照査については、「4.2.1 親杭に対する許容限界」の「(2) せん断力に対する許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

5.1.2 基礎地盤の支持性能に対する評価方法

基礎地盤の支持性能評価においては、地震時応答解析により基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力度に基づく許容限界以下であることを確認する。

5.1.3 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価方法

グラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価については、常時応力解析における発生アンカー力が許容限界以下であることを確認する。

6. 評価結果

6.1 施設の損傷，転倒による影響評価結果

6.1.1 構造部材の健全性に対する評価結果

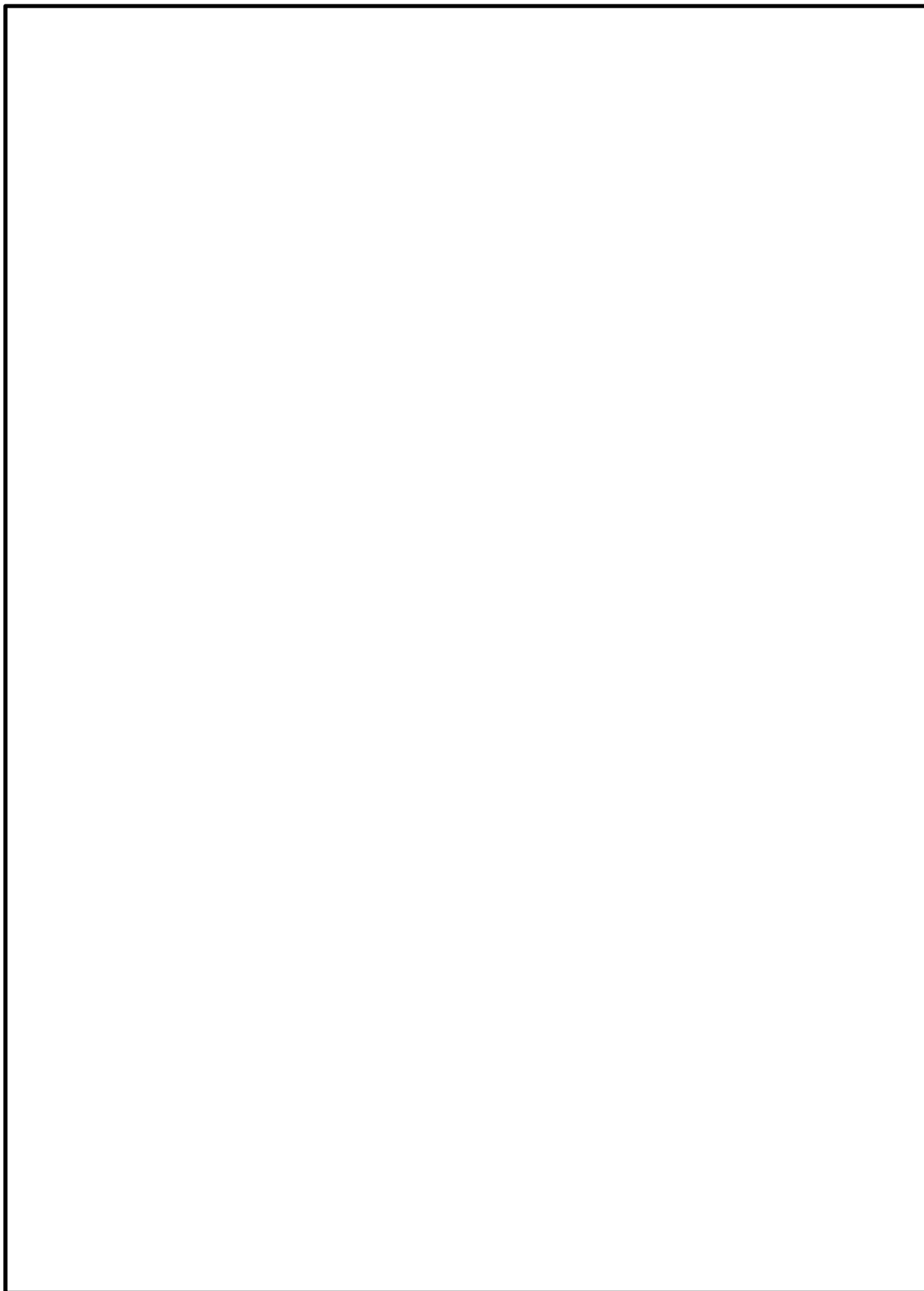
③－③' 断面の土留め工（親杭）の曲げ軸力に対する照査値を表 6-1 に，せん断力に対する照査値を表 6-2 に示す。曲げ軸力の最も厳しい照査値の断面力を図 6-1 に，せん断力の最も厳しい照査値の断面力を図 6-2 に示す。

③－③' 断面の土留め工（親杭）の評価対象部位に発生する曲げ軸力及びせん断力が許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 曲げ軸力に対する照査値（親杭）

解析 ケース	地震動		発生断面力		照査値
			曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
①	S s - D	++*	1321	708.0	0.72
	S s - D	+ - *	1324	781.4	0.73
	S s - D	- + *	1315	689.3	0.72
	S s - D	--*	1309	654.6	0.71
	S s - N 1	--*	1309	672.0	0.71

注記*：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。



(親杭 曲げモーメント $S_s - D (+)$, $t = 8.91s$)

図 6-1 曲げ軸力の最も厳しい照査値となったケースの断面力

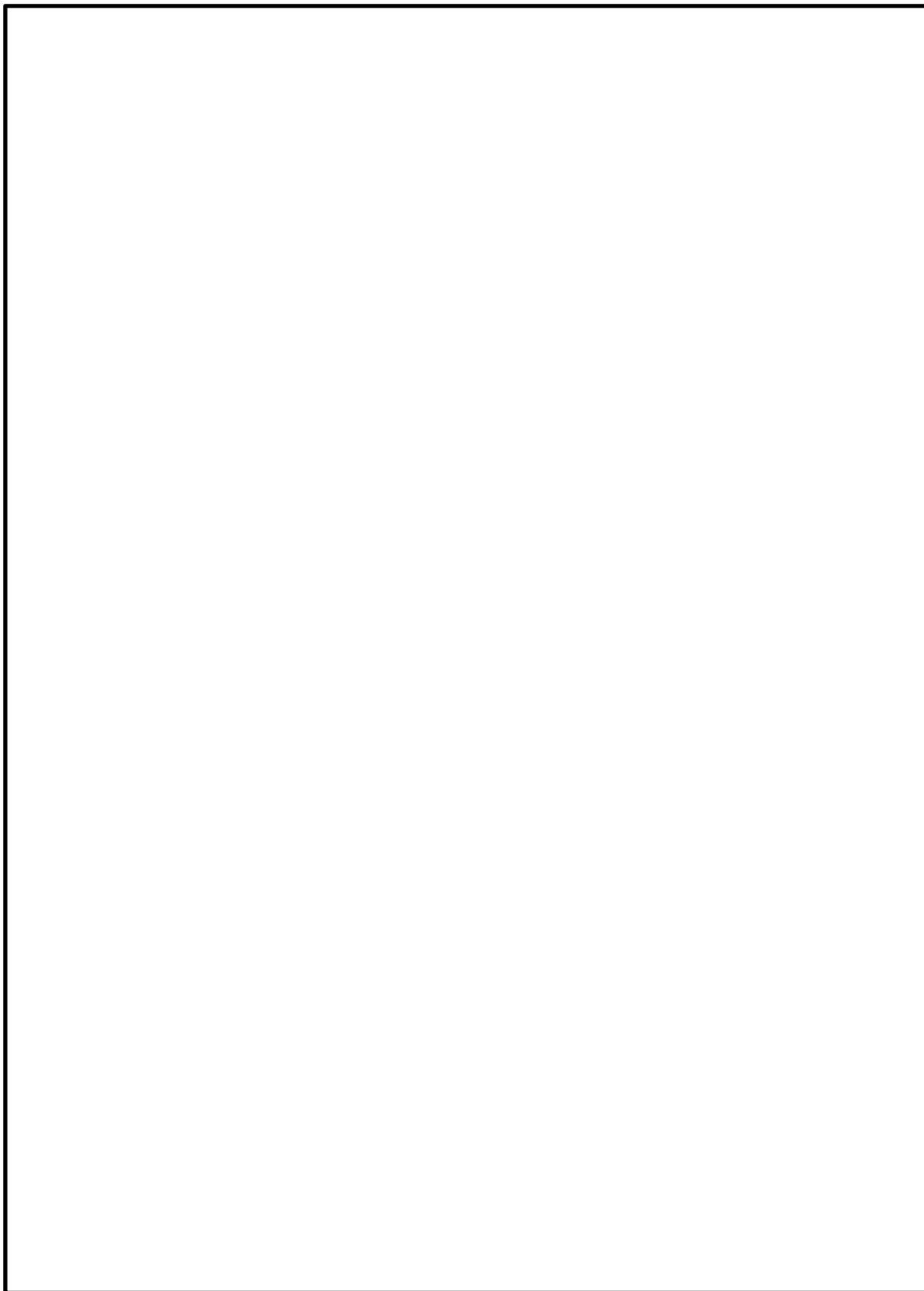
表 6-2 せん断力に対する照査値（親杭）

解析 ケース	地震動		発生応力度*2 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力度 (N/mm ²)	照査値
	S s - D	++*1			
①	S s - D	++*1	146.8	157.5	0.94
	S s - D	+-*1	147.3		0.94
	S s - D	-+*1	145.4		0.93
	S s - D	--*1	143.9		0.92
	S s - N 1	--*1	143.6		0.92

注記*1：地震動の位相について，左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

*2：発生応力度 τ は親杭の設置間隔（0.75m）を考慮し，発生断面力 Q から次式によって算定している。

$$\tau = Q/A_w, \quad A_w : \text{親杭ウェブ断面積} = ((700 - 2 \times 24) / 13) \text{ mm}^2 / 0.75 \text{ m} = 11301 \text{ (mm}^2/\text{m)}$$



(親杭 せん断力 $S_s - D (+)$, $t = 8.91s$)

図 6-2 せん断力の最も厳しい照査値となったケースの断面力

6.1.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

③-③' 断面の基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 6-3 に示す。

③-③' 断面の土留め工（親杭）の基礎地盤に生じる最大接地圧が許容限界以下であることを確認した。

また、図 6-3 に親杭根入れ部周辺の岩盤の局所安全係数分布図を示す。図 6-3 のとおり、根入れ部周辺の岩盤は健全であることを確認した。

表 6-3 基礎地盤の支持性能評価結果（③-③' 断面）

解析 ケー ス	地震動		軸力 Nmax (kN)	軸応力度 R _d (N/mm ²)	極限 支持力度 R _u (N/mm ²)	照査値 R _d /R _u
①	S _s -D	++*	622	0.41	9.8	0.05
	S _s -D	+ - *	610	0.40		0.05
	S _s -D	- + *	467	0.31		0.04
	S _s -D	--*	471	0.31		0.04
	S _s -N1	--*	422	0.28		0.03

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。



図 6-3 局所安全係数分布図（③-③' 断面）

（親杭に発生する曲げモーメント及びせん断力が最大となる S_s-D（+ - ）， t =8.91s）

6.1.3 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価結果

③-③' 断面の常時応力解析におけるグラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査結果を表 6-4 に示す。

③-③' 断面のグラウンドアンカの発生アンカー力が許容アンカー力以下であることを確認した。

表 6-4 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価結果 (③-③' 断面)

解析 ケース	配置	発生 アンカー力 T (kN)	許容 アンカー力 T _a (kN)	照査値 T/T _a
①	2 段目	286.4	396.5	0.73
	3 段目	87.6	108.8	0.81

(参考資料 1) 土留め工（親杭）の仮設耐震構台への影響検討について

1. 概要

土留め工（親杭）は、仮設耐震構台に近接していることから、仮設耐震構台に対する影響検討を実施する。

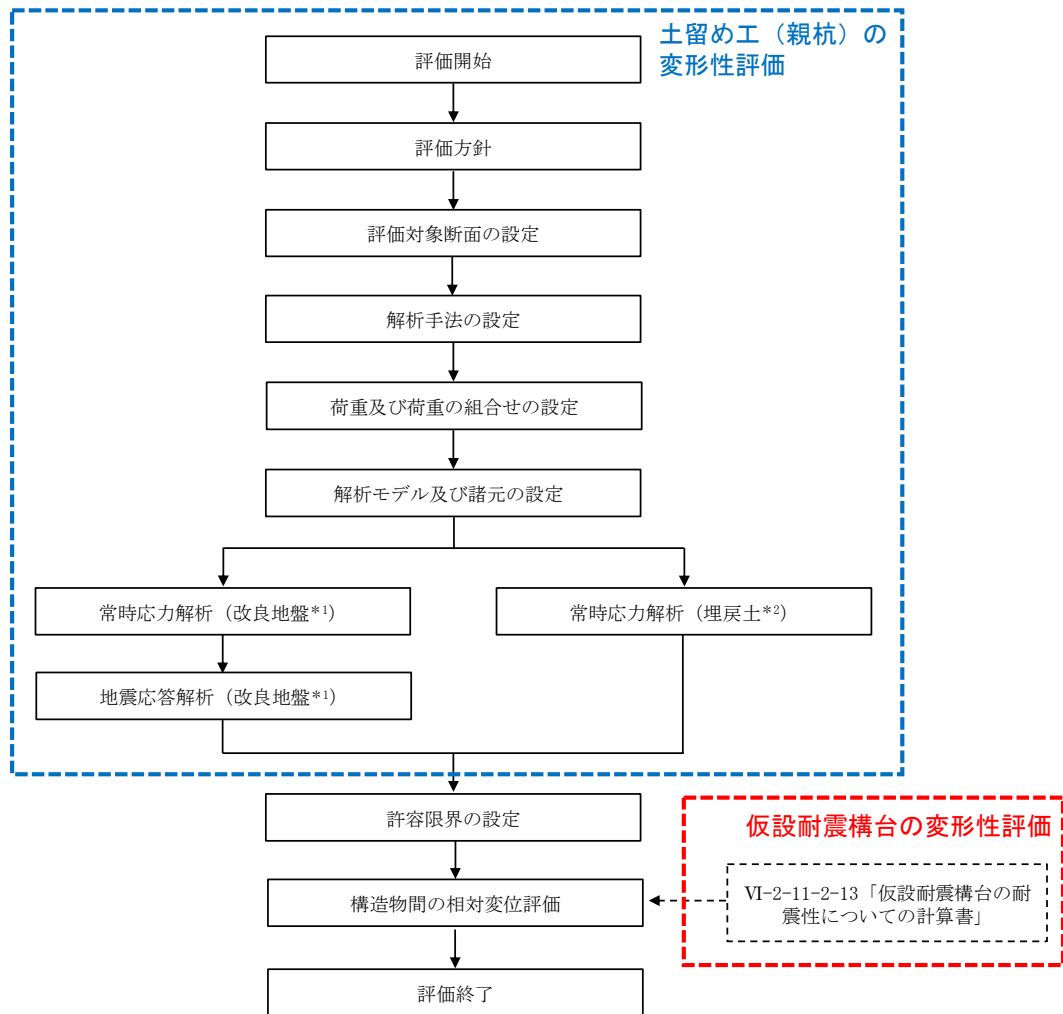
影響検討では、地震時応答解析により、土留め工（親杭）及び仮設耐震構台の相対変位を算出することで、両者の離隔が確保されており、土留め工（親杭）が仮設耐震構台に衝突しないことを確認する。

なお、低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽東側に施工された埋戻コンクリートについても、仮設耐震構台に近接しているが、NS2-補-027-10-93「仮設構台の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」に示すとおり、当該埋戻コンクリートが安定性を有することを確認している。

2. 評価方針及び評価方法

土留め工（親杭）及び仮設耐震構台について、変形性評価上厳しいと考えられる断面を選定し、地震時応答解析を実施し、相対変位量を算出することで、両者の離隔が確保されており、土留め工（親杭）が仮設耐震構台に衝突しないことを確認する。

評価フローを図1に示す。



注記*1：土留め工（親杭）背面が改良地盤の状態

*2：土留め工（親杭）背面が埋戻土の状態

図1 評価フロー

仮設耐震構台に影響を及ぼすおそれのある土留め工（親杭）の範囲を図2に示す。

図2の③-③'断面は、「2.3 評価対象断面の選定」に記載のとおり、耐震評価上厳しいと考えられる断面であり、変形性評価上も厳しいと考えられることから、土留め工（親杭）の変形性評価の対象断面として③-③'断面を選定する。

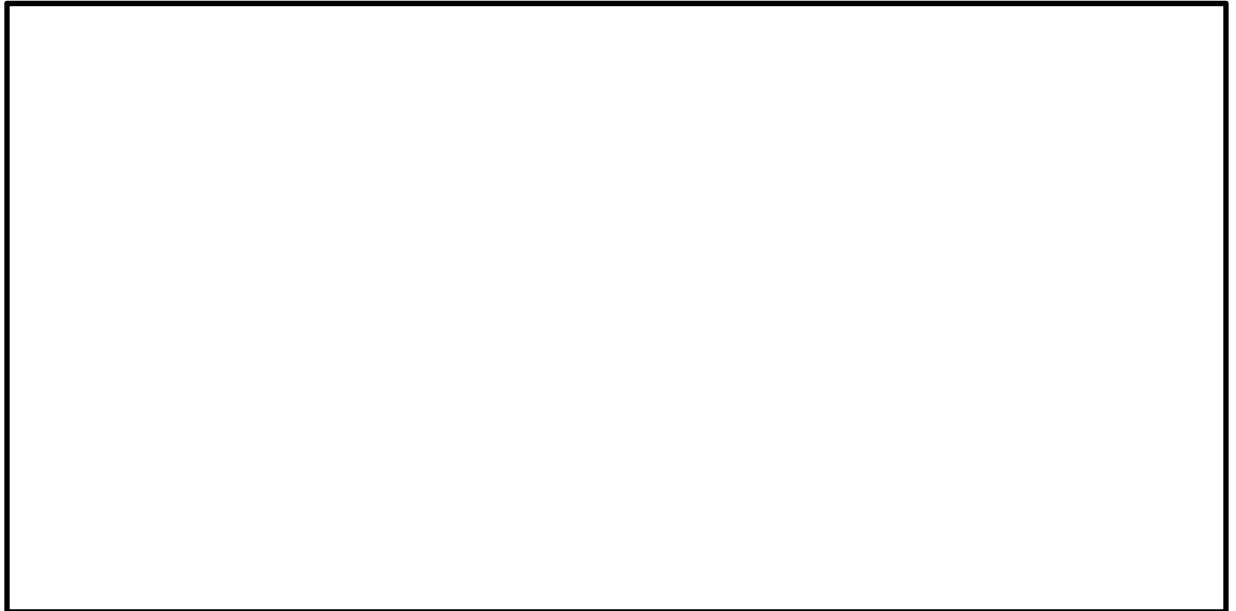


図2 仮設耐震構台に影響を及ぼすおそれのある土留め工（親杭）の範囲

仮設耐震構台でも、土留め工（親杭）と同様、耐震評価上厳しいと考えられる断面が、変形性評価においても厳しいと考えられることから、VI-2-11-2-13「仮設耐震構台の耐震性についての計算書」に基づく評価対象断面である⑦-⑦'断面を、変形性評価の対象断面として選定する。

以上より選定した変形性評価の対象断面を図3に示す。

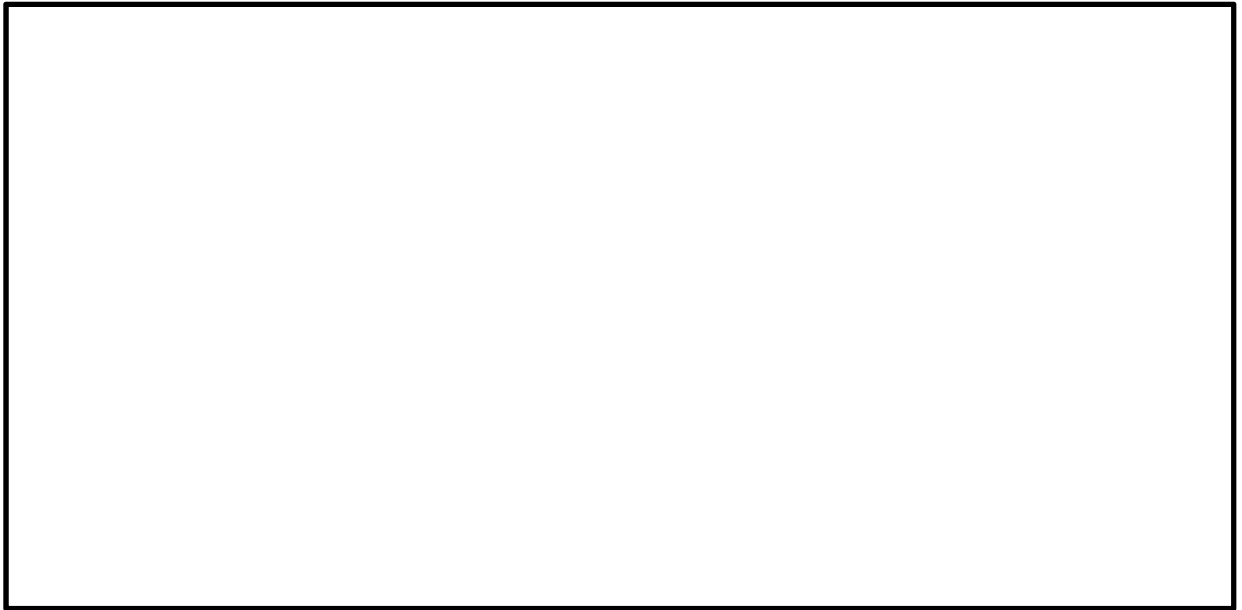


図3 変形性評価の対象断面位置図

解析ケースを表1及び表2に示す。

土留め工（親杭）は、「3.5 地震応答解析の解析ケース」に記載のとおり、 $S_s - D$ （++，+-，-+，--）及び $S_s - N1$ （--）の5波とする。

仮設耐震構台は、VI-2-11-2-13「仮設耐震構台の耐震性についての計算書」に記載のとおり、おおむね左右対称の構造物であり、水平動の位相反転の影響は軽微であること、及び水平方向の慣性力による影響が支配的であり、鉛直動の位相反転の影響は軽微であることから、 $S_s - D$ （++）， $S_s - F1$ （++）， $S_s - F2$ （++）， $S_s - N1$ （++）， $S_s - N2$ （NS）（++）及び $S_s - N2$ （EW）（++）の6波とする。

相対変位算出時は、土留め工（親杭）の $S_s - D$ （++，+-，-+，--）と仮設耐震構台の $S_s - D$ （++），土留め工（親杭）の $S_s - N1$ （--）と仮設耐震構台の $S_s - N1$ （++）をそれぞれ足し合わせて算出する。

表1 変形性評価における解析ケース（土留め工（親杭））

解析ケース			ケース①
			基本ケース
地盤物性			平均値
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○
	$S_s - D$	+ - *	○
	$S_s - D$	- + *	○
	$S_s - D$	--*	○
	$S_s - N1$	--*	○

注記*：地震動の位相について、左側は水平動，右側は鉛直動を表し，「++」は反転なしケースを示す。

表2 変形性評価における解析ケース（仮設耐震構台）

解析ケース		ケース①	
		基本ケース	
地盤物性		平均値	
地震動 (位相)	S _s -D	++*	○
	S _s -F1	++*	○
	S _s -F2	++*	○
	S _s -N1	++*	○
	S _s -N2 (NS)	++*	○
	S _s -N2 (EW)	++*	○

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

その他の評価方法，解析用物性値，解析モデル等は，「3. 地震応答解析」及び「4. 評価内容」並びにVI-2-11-2-13「仮設耐震構台の耐震性についての計算書」と同様とする。

3. 許容限界の設定

土留め工（親杭）と仮設耐震構台との離隔距離を図4に示す。

構造物間の相対変位に対する許容限界は、土留め工（親杭）と仮設耐震構台の離隔距離とする。構造物間の相対変位に対する許容限界を表3に示す。土留め工（親杭）と仮設耐震構台の最大相対変位が許容限界以下であることを確認する。



図4 土留め工（親杭）と仮設耐震構台の離隔距離

表3 構造物間の相対変位に対する許容限界

評価項目	許容限界 (mm)
構造物間の離隔距離 (土留め工（親杭）と仮設耐震構台)	370

4. 評価結果

基準地震動 S_s に対する土留め工（親杭）と仮設耐震構台の最大相対変位を表 4 に、各構造物の変位抽出位置を図 5 示す。

最大相対変位は、148.1mm であり、許容限界（370mm）を超えないことを確認した。

表 4 土留め工（親杭）と仮設耐震構台の最大相対変位

解析 ケース	地震動*1		土留め工（親杭） 最大変位 (mm)*2	仮設耐震構台 最大変位 (mm)*3	最大相対 変位*4 (mm)	離隔距離 (mm)
①	$S_s - D$	++*1	139.1	9.0*5	148.1	370
	$S_s - D$	+-*1	139.1		148.1	
	$S_s - D$	-+*1	139.1		148.1	
	$S_s - D$	--*1	134.4		143.4	
	$S_s - N1$	--*1	138.5	4.0*6	142.5	

注記*1：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

*2：北側（仮設耐震構台）への最大変位

*3：南側（土留め工（親杭）側）への最大変位

*4：時刻性を考慮していない最大変位の足し合わせによる最大相対変位

*5：「2. 評価方針及び評価方法」のとおり、 $S_s - D$ （++）の最大変位とする。

*6：「2. 評価方針及び評価方法」のとおり、 $S_s - N1$ （++）の最大変位とする。

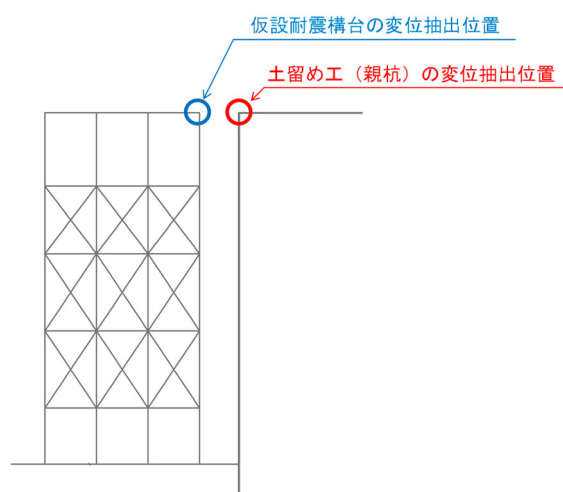


図 5 各構造物の変位抽出位置

(参考資料2) 土留め工(親杭)の設置間隔による影響の確認

1. 概要

土留め工(親杭)の上位クラス施設への波及的影響を及ぼすおそれのある範囲のうち、図1の赤枠で示す箇所において、親杭の設置間隔が1.5mと他の箇所よりも広がっている。当該箇所は、グラウンドアンカが1段目にも設置されていることから(③-③'断面位置は2段目と3段目のみ)、③-③'断面よりも耐震裕度が高いと考えられるが、念のため、親杭の設置間隔が広い箇所をモデル化した影響検討を実施する。

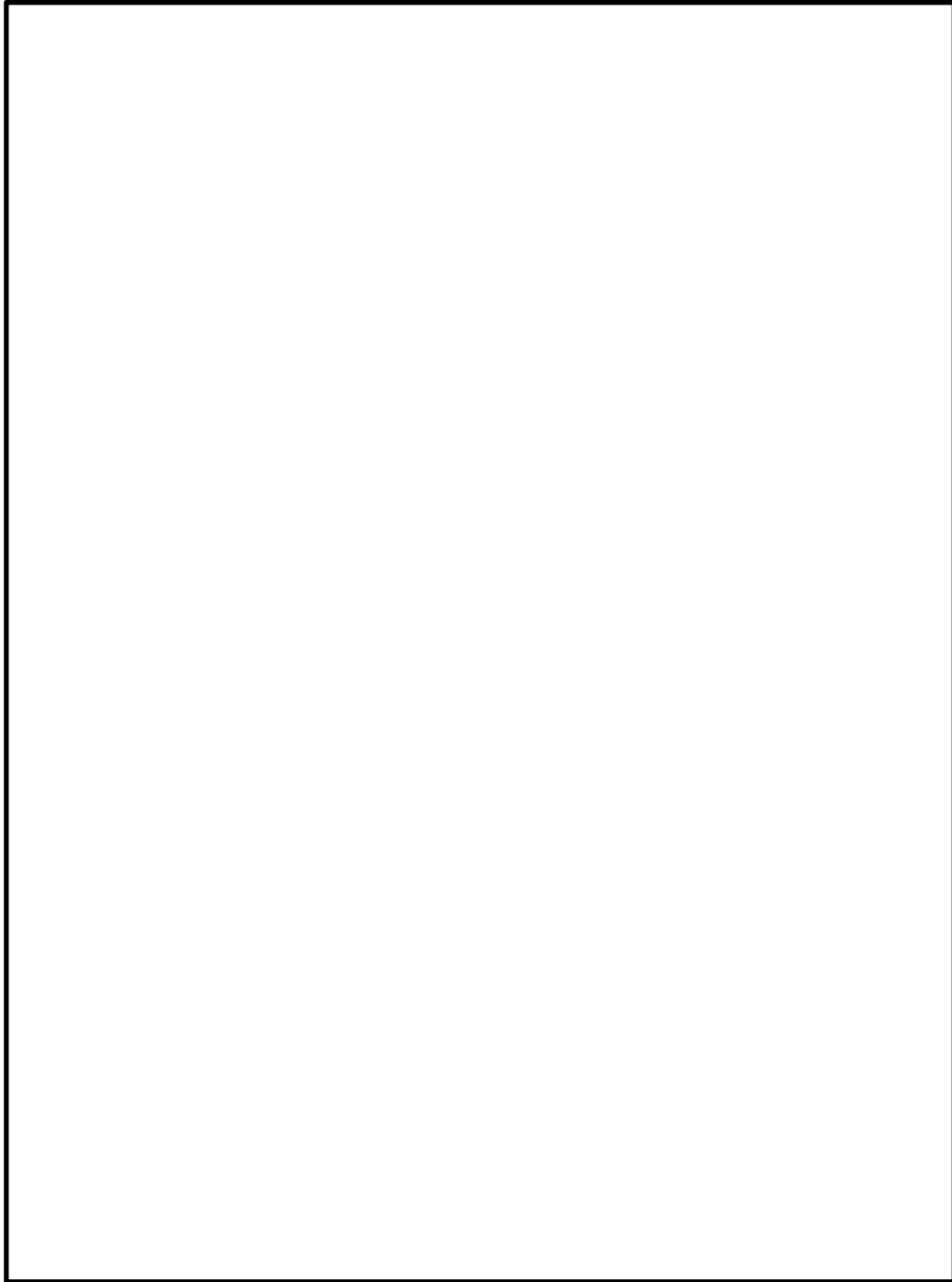


図1 ③-③'断面正面図

2. 評価方針及び評価方法

評価に用いる入力地震動については、「6. 評価結果」において、照査結果が最も厳しいケースの $S_s - D (+)$ とする。

モデル化する範囲は、図 1 に示す赤枠の範囲とする。モデル化対象範囲には、グラウンドアンカが 1 段目から 3 段目まで設置されており、親杭の根入れが 1.98m の範囲であるため、これらをモデルに反映する（本編のモデルでは、グラウンドアンカは 2 段目と 3 段目に設置されており、根入れは 0.98m となっている）。

解析モデル図を図 2 に示す。グラウンドアンカの解析モデルの仕様及び物性値を表 1 に示す。

解析条件及び評価方法は「2. 評価条件」及び「3. 地震応答解析」と同様とする。

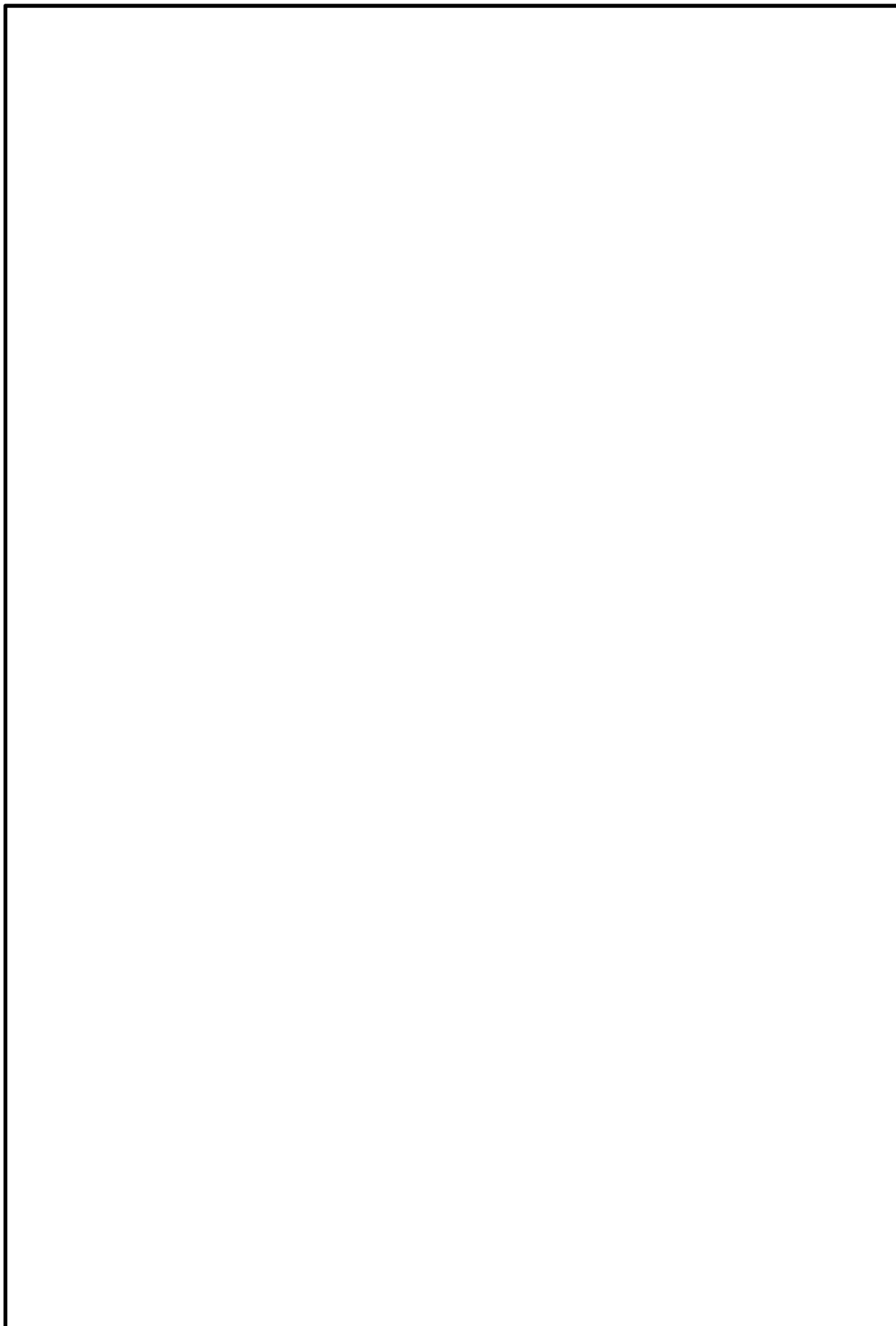


図 2 解析モデル図
87

表1 解析モデルの仕様及び物性値 (③-③' 断面) (グラウンドアンカ)

	引張剛性 k (kN/m)	テンドン 降伏引張り力* ² (kN)	設計 アンカー力* ² (kN)
グラウンドアンカ* ¹ (1 段目)	3118	416	105
グラウンドアンカ* ¹ (2 段目)	5687	520	150
グラウンドアンカ* ¹ (3 段目)	4634	208	30

注記*1：グラウンドアンカについては常時応力解析のみモデル化する。

*2：テンドン降伏引張り力及び設計アンカー力は単位奥行当たりの値とする。

3. 評価結果

親杭の設置間隔が広い範囲をモデル化した場合の評価結果を表2～表5及び図3に示す。

本検討の結果、親杭の設置間隔が広い箇所においても、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価により、施設が損傷及び転倒しないことを確認した。

表2 曲げ軸力に対する照査値（親杭）

解析 ケース	地震動		発生断面力		照査値
			曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)	
① (杭間隔 1.5m)	S s - D	+ - *	686.2	670.9	0.82
【参考】 ① (杭間隔 0.75m)	S s - D	+ - *	1324	781.4	0.73

注記*：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

表3 せん断力に対する照査値（親杭）

解析 ケース	地震動		発生応力度*2 (N/mm ²)	短期許容 せん断応力 度 (N/mm ²)	照査値
① (杭間隔 1.5m)	S s - D	+ - *1	89.5	157.5	0.57
【参考】 ① (杭間隔 0.75m)	S s - D	+ - *1	147.3	157.5	0.94

注記*1：地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

*2：発生応力度 τ は親杭の設置間隔（1.5m）を考慮し、発生断面力 Q から次式によって算定している。

$$\tau = Q/A_w, \quad A_w : \text{親杭ウェブ断面積} = ((700 - 2 \times 24) / 13) \text{ mm}^2 / 1.5 \text{ m} = 5651 \text{ (mm}^2/\text{m)}$$

表4 基礎地盤の支持性能評価結果 (③-③' 断面)

解析 ケース	地震動		軸力 Nmax (kN)	軸応力度 R _d (N/mm ²)	極限 支持力度 R _u (N/mm ²)	照査値 R _d /R _u
	S _s -D	+ - *				
① (杭間隔 1.5m)	S _s -D	+ - *	476	0.63	9.8	0.07
【参考】 ① (杭間隔 0.75m)	S _s -D	+ - *	610	0.40	9.8	0.05

注記* : 地震動の位相について、左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「++」は反転なしケースを示す。

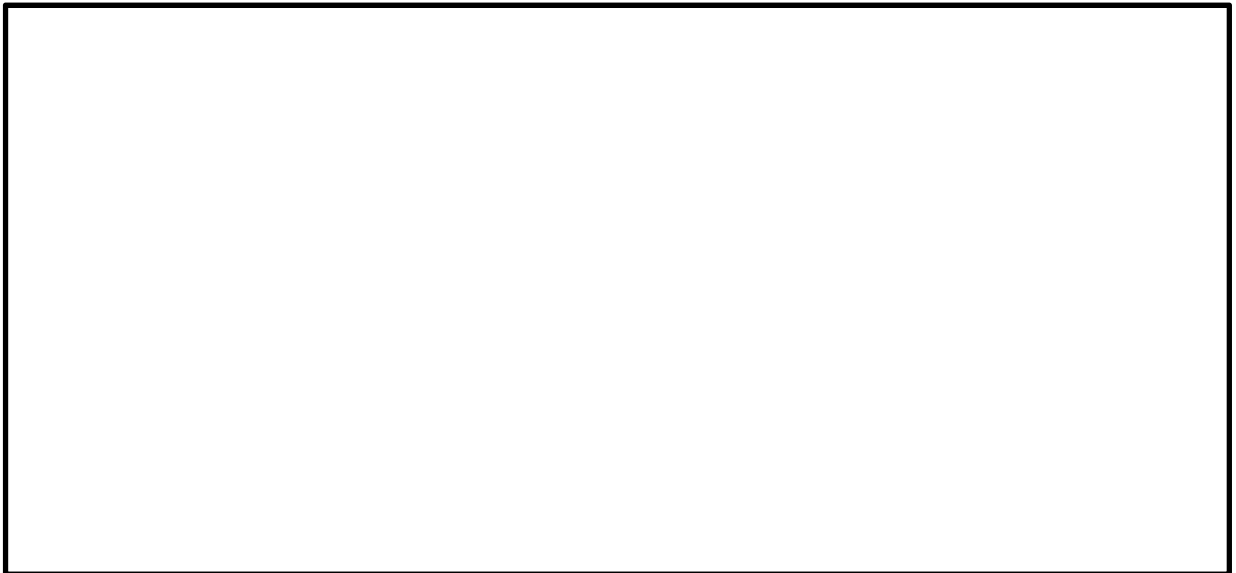


図3 局所安全係数分布図 (③-③' 断面)

(親杭に発生する曲げモーメント及びせん断力が最大となる S_s-D (+ -) , t =8.91s)

表5 グラウンドアンカの発生アンカー力に対する評価結果（③-③'断面）

解析 ケース	配置	発生 アンカー力 T(kN)	許容 アンカー力 T _a (kN)	照査値 T/T _a
① (杭間隔 1.5m)	1 段目	147.3	339.6	0.44
	2 段目	196.4	396.5	0.50
	3 段目	67.5	108.8	0.63
【参考】 ① (杭間隔 0.75m)	2 段目	286.4	396.5	0.73
	3 段目	87.6	108.8	0.81