

島根原子力発電所第 2 号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-020 改 52
提出年月日	2023 年 5 月 11 日

工事計画に係る補足説明資料
(安全設備及び重大事故等対処設備が使用される条件の
下における健全性に関する説明書)

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。

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料
 添付書類の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

資料No.	添付説明資料名	補足説明資料（内容）	備考
1	安全設備及び重大事故等 対処設備が使用される条件 の下における健全性に関する 説明書		
2	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	1. 送電鉄塔他の影響評価について 1.1 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 及び No. 2 鉄塔の耐震評価 1.1.1 解析手法 1.1.2 送電鉄塔解析手順 1.1.3 解析コード 1.1.4 解析モデルの設定 1.1.5 固有値解析結果 1.1.6 解析用入力地震波 1.1.7 解析条件 1.1.8 部材強度 1.1.9 解析結果 1.1.10 送電鉄塔基礎の耐震評価 1.1.11 解析結果 1.2 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔の耐震評価 1.2.1 解析手法 1.2.2 送電鉄塔解析手順 1.2.3 解析コード 1.2.4 解析モデルの設定 1.2.5 固有値解析結果 1.2.6 解析用入力地震波 1.2.7 解析条件 1.2.8 部材強度 1.2.9 解析結果 1.2.10 送電鉄塔基礎の耐震評価 1.2.11 解析結果 1.3 第2-66kV 開閉所屋外鉄構の耐震評価 1.3.1 解析手法 1.3.2 屋外鉄構解析手順 1.3.3 解析コード 1.3.4 解析モデルの設定 1.3.5 固有値解析結果 1.3.6 解析用入力地震波 1.3.7 解析条件 1.3.8 部材強度 1.3.9 解析結果 1.3.10 屋外鉄構基礎の耐震性確認 1.4 通信用無線鉄塔の耐震評価 1.4.1 解析手法 1.4.2 鉄塔の解析手順	今回提出 範囲

資料 No.	添付説明資料名	補足説明資料（内容）	備考
2	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	1. 4. 3 解析コード 1. 4. 4 解析モデルの設定 1. 4. 5 固有値解析結果 1. 4. 6 解析用入力地震波 1. 4. 7 解析条件 1. 4. 8 部材強度 1. 4. 9 解析結果 1. 4. 10 鉄塔基礎の耐震性確認 1. 5 鉄塔滑落評価 1. 5. 1 評価方針 1. 5. 2 評価対象鉄塔の抽出 1. 5. 3 地震による鉄塔倒壊事例の調査・分析による影響評価の前提条件整理 1. 5. 4 送電鉄塔の影響評価 1. 5. 5 まとめ 別紙－1 加速度応答スペクトル 別紙－2 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 及び No. 2 鉄塔部材仕様 別紙－3 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔 Ss-D 入力時における鉛直成分について 別紙－4 水平 2 方向及び鉛直方向の地震力の組合せによる鉄塔の耐震評価への影響 別紙－5 現状の鉄塔基礎耐震評価における妥当性確認について 別紙－6 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎の耐震補強について 別紙－7 解析コード「TDAP III」の検証及び妥当性確認等について 別紙－8 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔の地盤の支持性能について 別紙－9 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎の支持力算出結果 別紙－10 220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔基礎の支持力算出結果 (a 脚及び d 脚の場合) 別紙－11 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔部材仕様 別紙－12 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の耐震補強について 別紙－13 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構部材仕様 別紙－14 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構基礎材と基礎コンクリートの健全性について 別紙－15 通信用無線鉄塔部材仕様 別紙－16 500kV 及び 66kV 送電線保護装置について 別紙－17 当社送電鉄塔の倒壊事例 (66kV 1 導体) について 別紙－18 改良地盤⑦の物性値の設定方法について	今回提出範囲

資料 No.	添付説明資料名	補足説明資料（内容）	備考
2	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	<p>(参考資料) 500kV 島根原子力幹線 3 基が同時倒壊し滑落する場合の鉄塔滑落評価</p> <p>2. 保管場所及び屋外のアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面すべり安定性評価について</p> <p>2.1 概要</p> <p>2.2 評価フロー</p> <p>2.3 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面の網羅的な抽出</p> <p>2.3.1 離隔距離の考え方</p> <p>2.4 液状化範囲の検討</p> <p>2.4.1 液状化範囲の検討フロー</p> <p>2.4.2 液状化範囲の検討方法及び検討結果</p> <p>2.5 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面のグループ分け</p> <p>2.6 評価対象斜面の選定及び評価</p> <p>2.6.1 評価フロー（詳細）</p> <p>2.6.2 選定方針及び評価方法</p> <p>2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果</p> <p>2.7 対策工（抑止杭）に関する詳細検討</p> <p>2.7.1 基本方針</p> <p>2.7.2 抑止杭の設計</p> <p>2.7.3 抑止杭の耐震評価</p> <p>2.7.4 抑止杭を設置した斜面の安定性評価</p> <p>2.7.5 構造等に関する先行炉との比較</p> <p>2.7.6 対策工（抑止杭）を設置した斜面の抑止杭間の岩盤の健全性</p> <p>2.8 その他の検討</p> <p>2.8.1 鉄塔が設置されている斜面の安定性評価</p> <p>2.8.2 岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊検討</p> <p>2.8.3 応力状態を考慮した検討</p> <p>2.9 安全対策工事に伴う掘削を踏まえた周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価</p> <p>2.9.1 概要</p> <p>2.9.2 評価フロー</p> <p>2.9.3 評価対象斜面への掘削箇所の反映</p> <p>2.9.4 [] の安定性評価</p> <p>2.9.5 [] の安定性評価</p> <p>2.9.6 評価方法</p> <p>2.9.7 [] の安定性評価結果</p> <p>2.9.8 [] の安定性評価結果</p> <p>(参考資料 1) 各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠</p> <p>(参考資料 2) すべり安定性評価の基準値の設定について</p>	今回提出範囲

資料 No.	添付説明資料名	補足説明資料 (内容)	備考
2	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	(参考資料 3) 斜面のすべり安定性評価に用いた解析コードの適用性について (参考資料 4) D 級岩盤等の間隙率の設定について (参考資料 5) 入力地震動の設定に用いる地下構造モデルについて	今回提出範囲
3. 液状化及び揺すり込みによる沈下量及び傾斜の算定方法について			
4. 保管場所における液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜, 液状化に伴う浮き上がりによる影響評価について			
5. 保管場所における地盤支持力評価について			
6. 保管場所及び屋外のアクセスルート近傍の障害となり得る構造物と影響評価について			
7. 保管場所及び屋外のアクセスルート周辺構造物の耐震性評価について			
7.1 他資料において耐震性を確認している周辺構造物			
7.2 建物・構築物の耐震性評価			
7.2.1 免震重要棟の耐震性評価			
7.2.2 1号機原子炉建物の外装材の耐震性評価			
7.2.3 建物の外装材以外の部材の耐震性評価			
7.2.4 2号機開閉所防護壁の耐震性評価			
7.2.5 補助消火水槽の耐震性評価			
7.2.6 第二輪谷トンネルの耐震性評価			
7.2.7 連絡通路の耐震性評価			
7.2.8 重油タンク (No. 1, 2, 3) の溢水防止壁の耐震性評価			
7.3 機器・配管の耐震性評価			
7.3.1 第2 予備変圧器の耐震性評価			
7.3.2 重油移送配管 (防波壁乗り越え箇所) の耐震性評価			
7.3.3 送電鉄塔他の耐震性評価			
8. 屋外のアクセスルートの段差緩和対策等について			
9. 屋外のアクセスルートの側方流動評価について			
10. 屋内のアクセスルートの設定について			
11. 屋内のアクセスルート確保のための対策について			
12. 可搬型重大事故等対処設備の保管場所について			
13. 森林火災時における屋外のアクセスルートへの影響について			

資料 No.	添付説明資料名	補足説明資料（内容）	備考
2	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	14. 土石流による影響評価について 15. 主要変圧器の火災発生防止対策について 16. 屋外タンク等からの溢水影響評価について 17. 第4保管エリアの変更に伴う影響について 18. 重油移送配管の経路変更に伴う影響について 19. 防波壁通路防波扉に設置する漂流物対策工による屋外のアクセスルートへの影響について 20. 可燃物施設火災時の影響評価方法について 21. 安全対策工事に伴う西側工事エリア周辺の屋外のアクセスルートへの影響について	今回提出範囲
3	発電用原子炉施設への人の不法な侵入等の防止について		
4	ブローアウトパネル関連設備の設計方針		

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
係る補足説明資料

目 次

1. 送電鉄塔他の影響評価について	1
2. 保管場所及び屋外のアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面すべり安定性評価について	1
3. 液状化及び揺すり込みによる沈下量及び傾斜の算定方法について	
4. 保管場所における液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜、液状化に伴う浮き上がりによる影響評価について	
5. 保管場所における地盤支持力評価について	
6. 保管場所及び屋外のアクセスルート近傍の障害となり得る構造物と影響評価について	
7. 保管場所及び屋外のアクセスルート周辺構造物の耐震性評価について	
8. 屋外のアクセスルートの段差緩和対策等について	
9. 屋外のアクセスルートの側方流動評価について	
10. 屋内のアクセスルートの設定について	
11. 屋内のアクセスルート確保のための対策について	
12. 可搬型重大事故等対処設備の保管場所について	
13. 森林火災時における屋外のアクセスルートへの影響について	
14. 土石流による影響評価について	
15. 主要変圧器の火災発生防止対策について	
16. 屋外タンク等からの溢水影響評価について	
17. 第4保管エリアの変更に伴う影響について	
18. 重油移送配管の経路変更に伴う影響について	
19. 防波壁通路防波扉に設置する漂流物対策工による屋外のアクセスルートへの影響について	
20. 可燃物施設火災時の影響評価方法について	
21. 安全対策工事に伴う西側工事エリア周辺の屋外のアクセスルートへの影響について	

2. 保管場所及び屋外のアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価について

2.1 概要

保管場所及びアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価の詳細について説明する。

2.2 評価フロー

保管場所及びアクセスルート斜面の地震時の安定性評価のフローを図 2.2-1 に示す。

斜面のすべり安定性評価では、設置許可の審査実績を踏まえ、等価線形化法による全応力解析によりすべり安全率を算定し、評価基準値を上回ることを確認する。

すべり安全率の算定に当たっては、液状化の影響を考慮するため、液状化範囲の起動力及び抵抗力を考慮しない方針とする。液状化範囲については、3次元浸透流解析結果の地下水位分布を踏まえて検討する。盛土斜面については、より詳細に検討するため、2次元浸透流解析を実施して検討用地下水位を設定し、地下水位以深の埋戻土の分布を踏まえ、必要に応じて有効応力解析を実施し、液状化範囲を設定する。

すべり安全率の算定において液状化影響を考慮するため、液状化範囲において、すべり面上のせん断力及びせん断抵抗力を考慮せずに算定を行う。

以降の 2.3～2.7 章では、安全対策工事に伴う掘削を反映しないすべり安定性評価を行い、2.9 章において、当該掘削によりすべり安定性の低下が懸念される評価対象斜面に対し、掘削を保守的に反映した評価を行う。

なお、2.8 章は、鉄塔が設置されている斜面の安定性評価等であり、安全対策工事に伴う掘削の影響はないことから、図 2.2-1 の評価フローには反映しないこととする。

2.3 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面の網羅的な抽出

保管場所及びアクセスルートの周辺斜面の中で、すべり方向が保管場所及びアクセスルートに向いており、保管場所及びアクセスルートからの離隔距離がない斜面を尾根線・谷線で区切り、保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面として抽出した。なお、斜面の抽出に当たっては、鉄塔が設置されている斜面を含め、網羅的な抽出を行っている。

保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面を図2.3-1に示す。

なお、防災科学技術研究所により地滑り地形②が示される盛土斜面に関しては、地すべり土塊を撤去し、その上に盛土斜面を構築している。当該盛土斜面は、「2.8.2 岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊検討」において、地震時において岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊が発生しないこと、及び盛土斜面内の崩壊が発生しないことを確認しているため、保管場所及びアクセスルートへ影響がない。なお、仮に盛土斜面内の崩壊を想定した場合においても、アクセスルートからの離隔距離が確保できている。

また、保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面について、他の条文の斜面との関連並びに設置許可基準規則及び技術基準規則の該当項目を図2.3-2に示す。

保管場所及びアクセスルート周辺斜面が保管場所の敷地下斜面を兼ねることから、以降の評価では、保管場所及びアクセスルート周辺斜面の安定性を確認する。

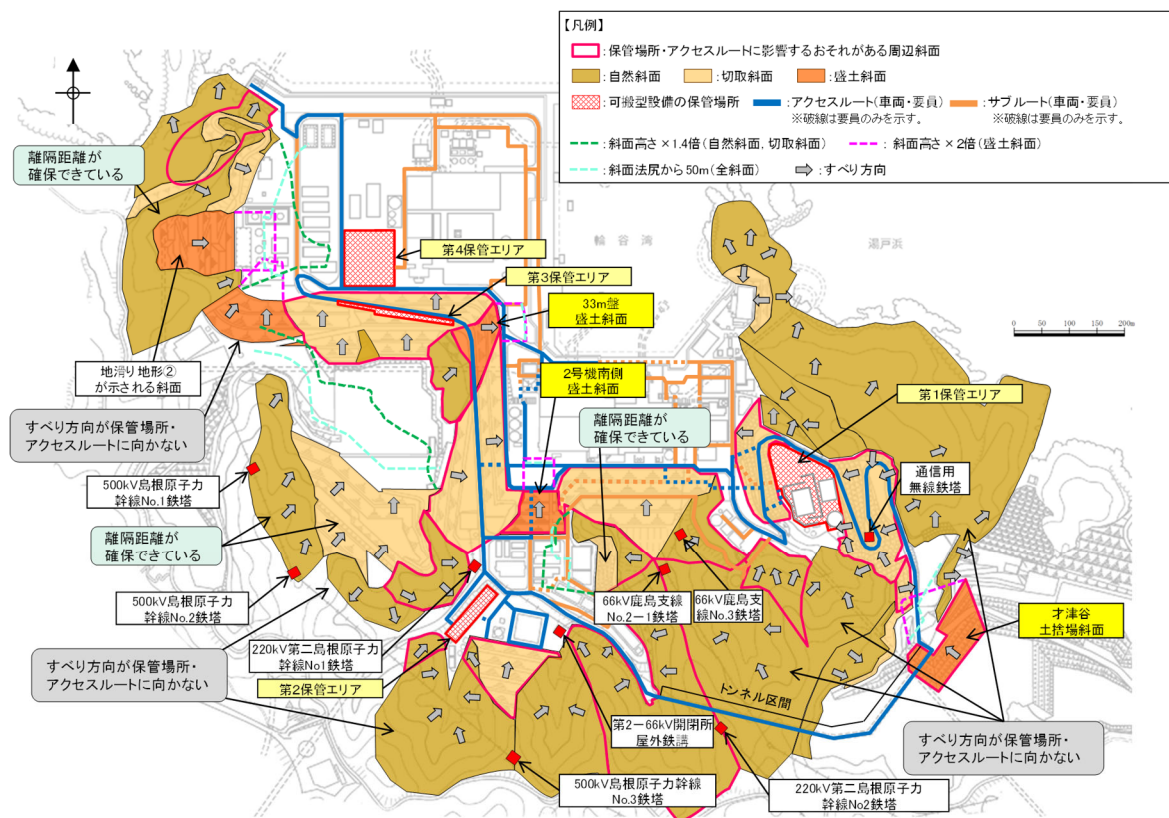
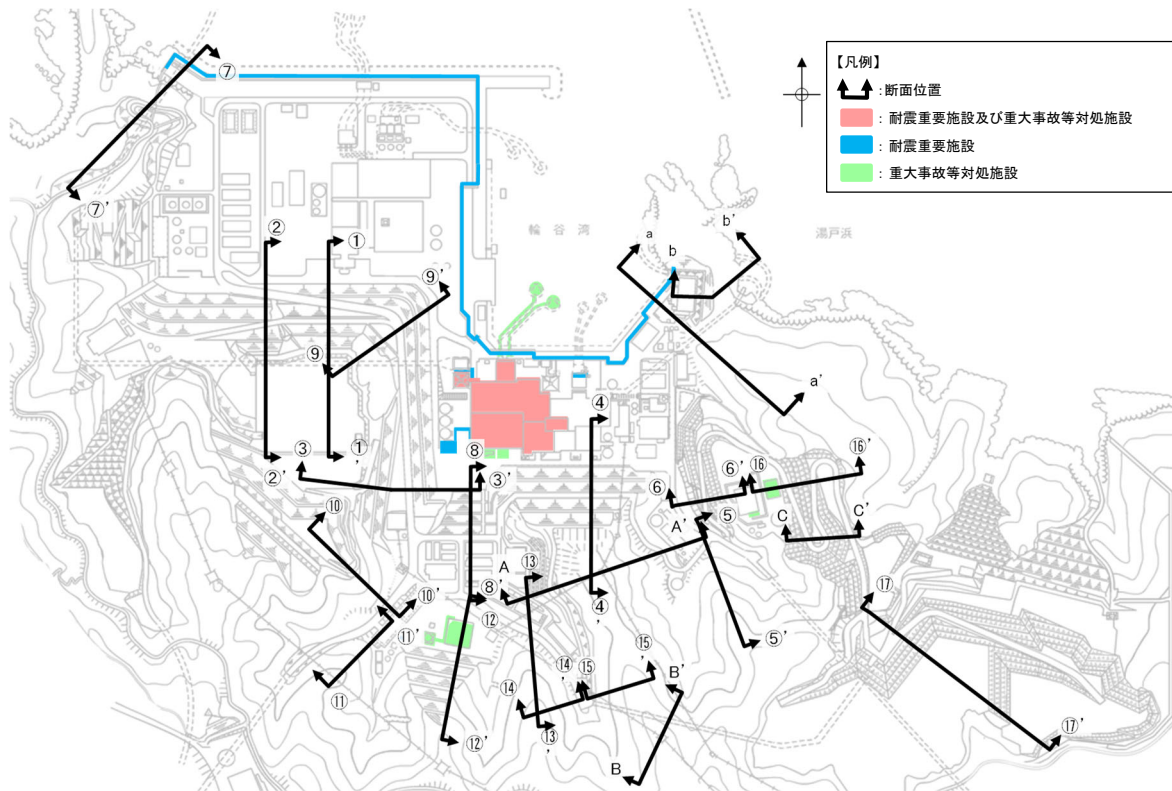


図2.3-1 保管場所等に影響するおそれのある斜面の平面位置図



斜面番号	規則の該当項目			影響するおそれのある施設 ((2), (3)関連)
	(1)保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面 設置許可基準規則 第43条第3項, 技術基準規則 第54条第3項	(2)耐震重要施設等の周辺斜面* 設置許可基準規則 第4条第4項, 第39条第2項	(3)上位クラス施設の周辺斜面* 設置許可基準規則 第4条第4項, 第39条第2項	
①-①'	○	—	—	—
②-②'	○	—	—	—
③-③'	○	○	○	2号機原子炉建物等
④-④'	○	○	○	2号機原子炉建物等
⑤-⑤'	○	—	—	—
⑥-⑥'	○	—	—	—
⑦-⑦'	○	○	○	防波壁
⑧-⑧'	○	○	○	第1ペントフィルタ格納槽
⑨-⑨'	○	—	—	—
⑩-⑩'	○	—	—	—
⑪-⑪'	○	—	—	—
⑫-⑫'	○	○	○	ガスタービン発電機建物等
⑬-⑬'	○	—	—	—
⑭-⑭'	○	—	—	—
⑮-⑮'	○	—	—	—
⑯-⑯'	○	○	○	緊急時対策所等
A-A'	鉄塔斜面	—	—	—
B-B'	鉄塔斜面	—	—	—
C-C'	鉄塔斜面	—	—	—
a-a'	—	○	○	防波壁
b-b'	—	○	○	防波壁

注記*：発電用原子炉設置変更許可申請許可（原規規発第2109152号，令和3年9月15日付け）

図 2.3-2 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面と他の条文の斜面との関連

2.3.1 離隔距離の考え方

離隔距離については、文献調査結果に基づき、岩盤斜面（自然斜面、切取斜面）は、法尻から「斜面高さ×1.4 倍以内」若しくは「50m」、盛土斜面は、法尻から「斜面高さ×2.0 倍以内」若しくは「50m」とした。

離隔距離の設定に用いた、土砂の到達距離に係る各種文献の記載は表 2.3.1-1 のとおり。

表 2.3.1-1 文献調査結果

文献名	記載内容	根拠	到達距離	文献における対象地盤	文献を踏まえた離隔距離
① J E A G 4 6 0 1 - 1987	原子炉建屋周辺斜面として安定性評価の対象とすべき斜面の考え方	実績	約50m以内 or 約 1.4H 以内	岩盤斜面 及び 盛土斜面	50m : 岩盤斜面 及び盛土斜面 1.4H : 岩盤斜面
② 原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>、土木学会原子力土木委員会、2009	2004 年新潟県中越地震による斜面崩壊事例からの分析結果		1.4H (斜面高×1.4 倍)		
③ 土質工学ハンドブック、(社)土質工学会、1982	昭和44~49 年の崖崩れの事例収集		1.4H (斜面高×1.4 倍)		
④ 土木工学ハンドブック、(社)土木学会、1989	1972~1982 年に発生した急傾斜地 3500 地区の調査結果		0.57~0.79H (崩壊高×0.57~0.79 倍)		
⑤ 土砂災害防止法令の解説、(一社)全国治水砂防協会、2016	土砂災害警戒区域	警戒区域*	2.0H (斜面高×2.0 倍)	土砂	2.0H : 盛土斜面
⑥ 宅地防災マニュアルの解説、宅地防災研究会、1998	急傾斜地崩壊危険箇所の考え方		2.0H (斜面高×2.0 倍)		

注記*：建築物に損壊が生じ、住民等の生命又は身体に著しい危害が生じるおそれがある区域。危険の周知、警戒避難体制の整備等が図られる。

以下に各文献の詳細および文献調査を踏まえた離隔距離の考え方を示す。

【文献①：J E A G 4 6 0 1 -1987】

当文献では、「原子炉建屋周辺斜面として安定性評価の対象とすべき斜面は、一般的に斜面のり尻と原子炉建屋の離隔距離が約 50m 以内あるいは斜面高さの約 1.4 倍以内の斜面と考えられる。」としている。

4.1.3 安全性評価の基本的な考え方

原子炉建屋基礎地盤、原子炉建屋周辺斜面の安定性評価に当たっては、地盤調査・試験結果をもとに適切な地盤モデルを定め、必要に応じてすべり面法等の慣用法による解析、有限要素法等による静的解析、動的解析を実施する。

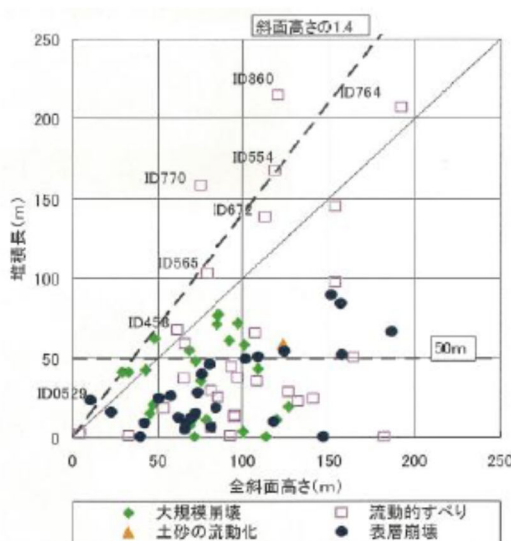
原子炉建屋基礎地盤は、原則として十分に支持力のある安定した地盤に求められるために、一般には安定性が問題となることは少ないが、特に卓越した異方性あるいは顕著な不均質性が認められる場合には、応力的な不均衡が生じる可能性があるため、例えば弱層等に沿った地盤のすべり、支持力、沈下等を詳細に検討することが必要となろう。

一方、周辺斜面の場合には、原子炉建屋との離隔距離、斜面の規模等を考慮して安定性評価の対象とすべき範囲を決めることが、まず必要となってくる。この点については「3.2.3 敷地内調査」で述べたように、既往の斜面崩壊事例の調査結果から、対象とすべき斜面は、一般に斜面のり尻と原子炉建屋の離隔距離が約50 m以内あるいは斜面高さの約1.4倍以内の斜面と考えられる。斜面には岩盤斜面、土質斜面、盛土斜面等があり、安定性評価に際しては、これら構成材料の特性をよく把握して、適切な解析方法を用いることが重要である。

図 2.3.1-1 J E A G 4 6 0 1 -1987 抜粋 (赤線で加筆)

【文献②：原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>】

当文献では、全 135 件の崩壊事例をもとに斜面高さと堆積長の関係を整理した上で、「J E A G 4 6 0 1 -1987 に定められる周辺斜面の離隔距離に関する目安値 (約 50m 以内あるいは斜面高さの約 1.4 倍以内) は、崩壊土塊が水の影響を顕著に受ける場合を除いて、十分に保守的なものとなっている。」としている。



崩壊事例 135 件における崩壊土砂の堆積長 (=到達距離) は、50m 以内あるいは斜面高さの 1.4 倍以内となっている*。

注記* : 図中の ID860, ID554 及び ID770 は、斜面上部で発生した崩壊土砂が谷に沿って流動している事例である。

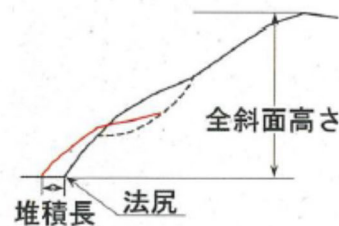
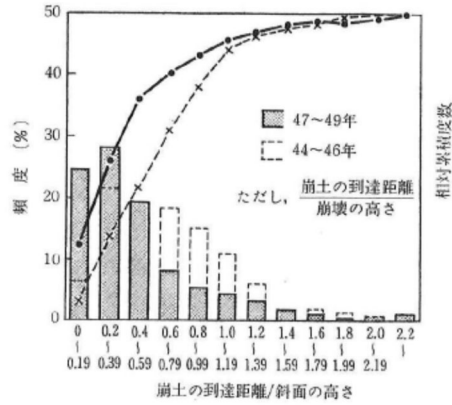


図 2.3.1-2 原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料> 抜粋 (赤字で加筆)

【文献③：土質工学ハンドブック】

当文献は、昭和 44～49 年の崖崩れの事例を収集し、（崩土の到達距離）／（斜面の高さ）を分析したもので、斜面の高さの 1.4 倍までに、全体の 94.2% が含まれるとしている。



⑤（崩土の到達距離）/（斜面の高さ）は、被災の範囲の実態を示す指標として重要なものであるが、図-29.79 に示すように、0.2～0.39 が最頻値で、0.6 以下で全体の 72.5% を占める。更に斜面の高さの 1.4 倍まで考えれば、全体の 94.2% が含まれる。実際問題では、斜面

図 2.3.1-3 土質工学ハンドブック抜粋（赤線で加筆）

【文献④：土木工学ハンドブック】

当文献は、1972～1982 年に発生した急傾斜地 3500 地区の調査結果を分析したもので、（崩土の到達距離）／（崩壊の高さ）は土質により異なり、表土及び崩積土で 0.57～0.79 であるとしている。

表-5.2 斜面構成土質ごとの崩壊規模（平均値）(1978～1982年)⁽⁶⁾
Magnitude of failures versus material (average: 1978 to 1982)

	崩壊の高さ h (m)	崩壊の幅 W (m)	崩壊の深さ d (m)	崩壊土量 V (m ³)	崩土の到達距離 L (m)	h/H	L/h
表土	14.3	15.5	1.2	287.0	8.1	0.69	0.57
崩積土	16.2	21.2	1.5	667.5	11.3	0.80	0.79
火山砕屑物	14.3	17.6	3.1	321.6	13.8	0.85	0.96
段丘堆積物	13.9	23.8	2.1	333.1	12.2	0.91	0.84
強風化岩	13.9	16.2	1.6	172.0	7.0	0.72	0.55
岩 (I)	13.7	13.9	1.4	249.8	6.0	0.60	0.43
岩 (II)	13.5	15.1	1.3	220.1	6.8	0.56	0.57
全体	14.6	17.0	1.4	361.2	8.8	0.71	0.63

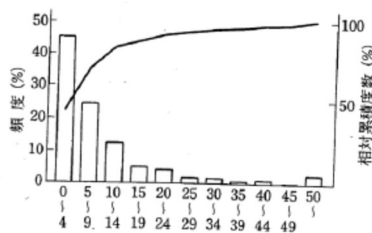


図-5.4 崩土の到達距離 (m) (1972～1982年)⁽⁶⁾
(Travel distance of failed materials)

図 2.3.1-4 土木工学ハンドブック抜粋（赤線で加筆）

【文献⑤：土砂災害防止法令の解説】

当法令では、急傾斜地の土砂災害警戒区域指定の基準として、急傾斜地の高さの2倍以内という指標が用いられている。

また、急斜面地の下端から水平距離が当該急斜面地の高さに相当する距離の2倍以内の範囲を土砂災害警戒区域としながらも、「50mを超える場合は50m」と記載されており、上限は50mとなっている。

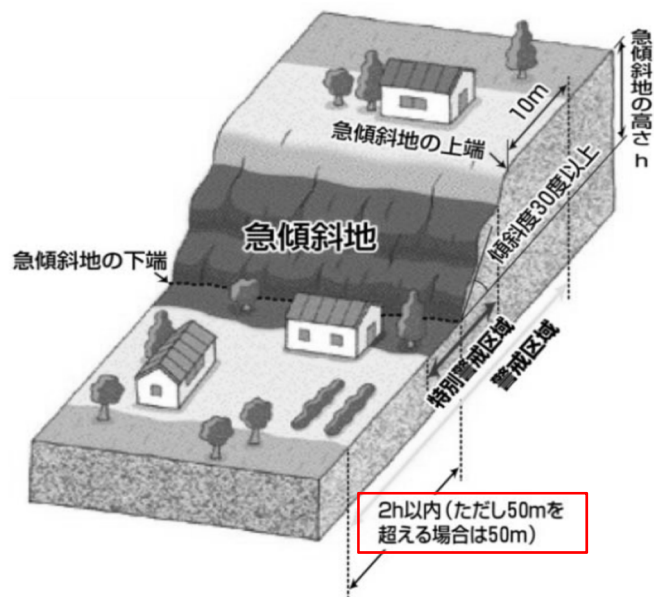


図 2.3.1-5 土砂災害防止法令の解説抜粋 (赤線で加筆)

【文献⑥：宅地防災マニュアルの解説】

当文献では、土砂災害に係る危険箇所のうち、宅地造成に伴う災害に最も関連の深い急傾斜地崩壊危険箇所の考え方が示されており、急傾斜地崩壊危険箇所としての要件を整理する中で設定する「斜面下部」の定義がなされている。

急傾斜地の下端から当該急傾斜地の高さの2倍程度の範囲を斜面下部としながらも、「概ね50mを限度とする。」と記載されており、上限は50mとなっている。

土砂災害に係る危険箇所のうち、宅地造成に伴う災害に最も関連の深い急傾斜地崩壊危険箇所の考え方を以下に示す。

【危険箇所としての要件】

- ① 水平面とのなす角度が30度以上であること。
- ② 斜面の高さが5m以上であること。
- ③ 斜面上部又は下部に人家が5戸以上あること（官公署、学校、病院、旅館等がある場合は5戸未満でも可）。

斜面上部又は下部とは、下図に示すように急傾斜地（傾斜30度以上のがけ）の下端及び上端から当該急傾斜地の高さの、それぞれ2倍及び1倍程度の範囲（概ね50mを限度とする）をいう。

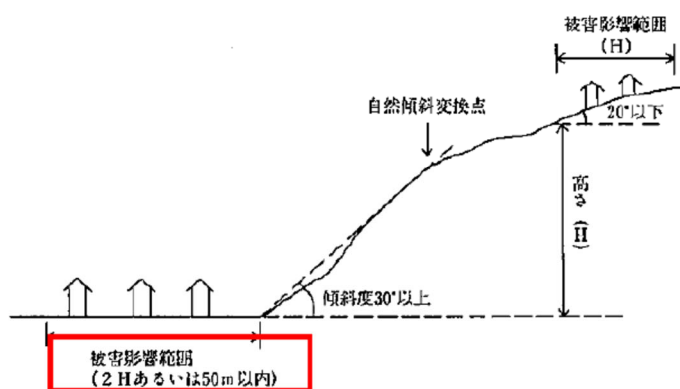


図 X.1 急傾斜地崩壊危険箇所の要件

図 2.3.1-6 宅地防災マニュアルの解説抜粋（赤線で加筆）

【文献①～⑥を踏まえた離隔距離の考え方】

- ・文献⑤及び⑥で示された到達距離 $2.0H$ については、土砂災害の警戒範囲を示したものである。盛土斜面については、土砂を対象とした文献⑤及び⑥を踏まえ、斜面法尻からの離隔として斜面高さの2倍を適用する。
- ・①～④の文献では、岩盤斜面及び盛土斜面のいずれも含んだ崩壊の考え方や実績が整理されており、対象斜面の大部分で到達距離は斜面高さの1.4倍に含まれるとされていることから、岩盤斜面については、斜面法尻からの離隔として斜面高さの1.4倍を適用する。

2.4 液状化範囲の検討

液状化範囲の検討に当たっては、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく3次元浸透流解析結果（図2.4-1）の地下水位分布を参照し、保守的に地下水位を設定する。

2号機南側盛土斜面及び33m盤盛土斜面の地下水位は法尻付近までの上昇に留まっているが、2次元浸透流解析により地下水位の分布をより保守的に検討し、液状化範囲を設定する。才津谷土捨場斜面は、近傍のモデル境界の地下水位がEL 28m程度であり、法尻標高（EL 88m）より十分低いですが、念のため2次元浸透流解析により地下水位の分布をより詳細に検討し、液状化範囲を設定する。

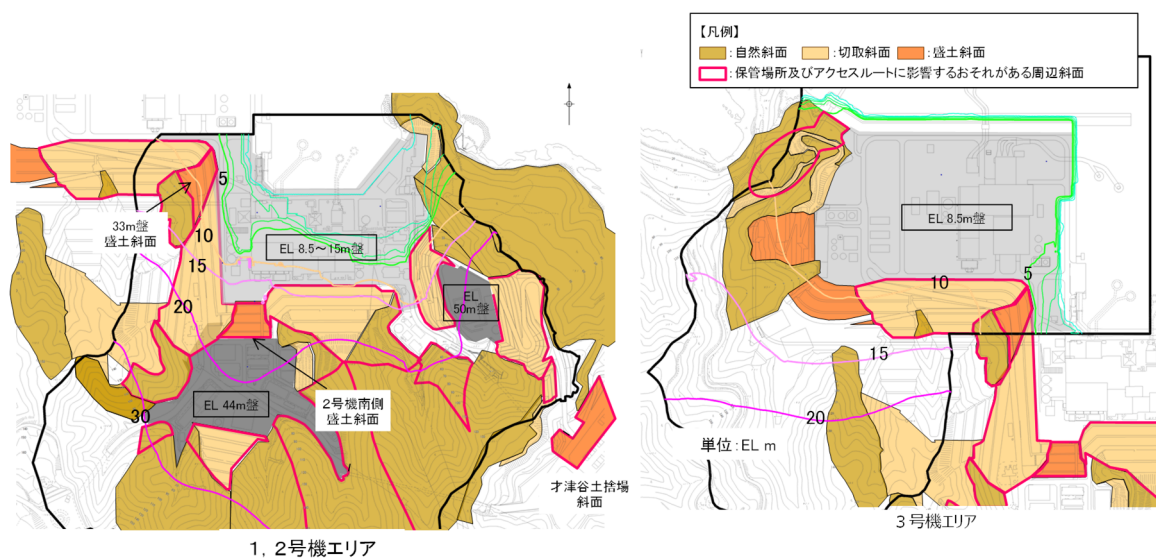


図2.4-1 3次元浸透流解析結果（定常解析）の等水位線図

2.4.1 液状化範囲の検討フロー

液状化範囲の検討フローを図 2.4.1-1 に示す。

盛土斜面の液状化範囲の設定方法は、設置（変更）許可申請書において 2 号機南側盛土斜面を対象に実施した方法と同様とした。

なお、時刻歴非線形解析（有効応力解析，FLIP）による液状化発生の有無の確認を行わない場合は、保守的に検討用地下水位以深の埋戻土を全て液状化範囲として設定する。

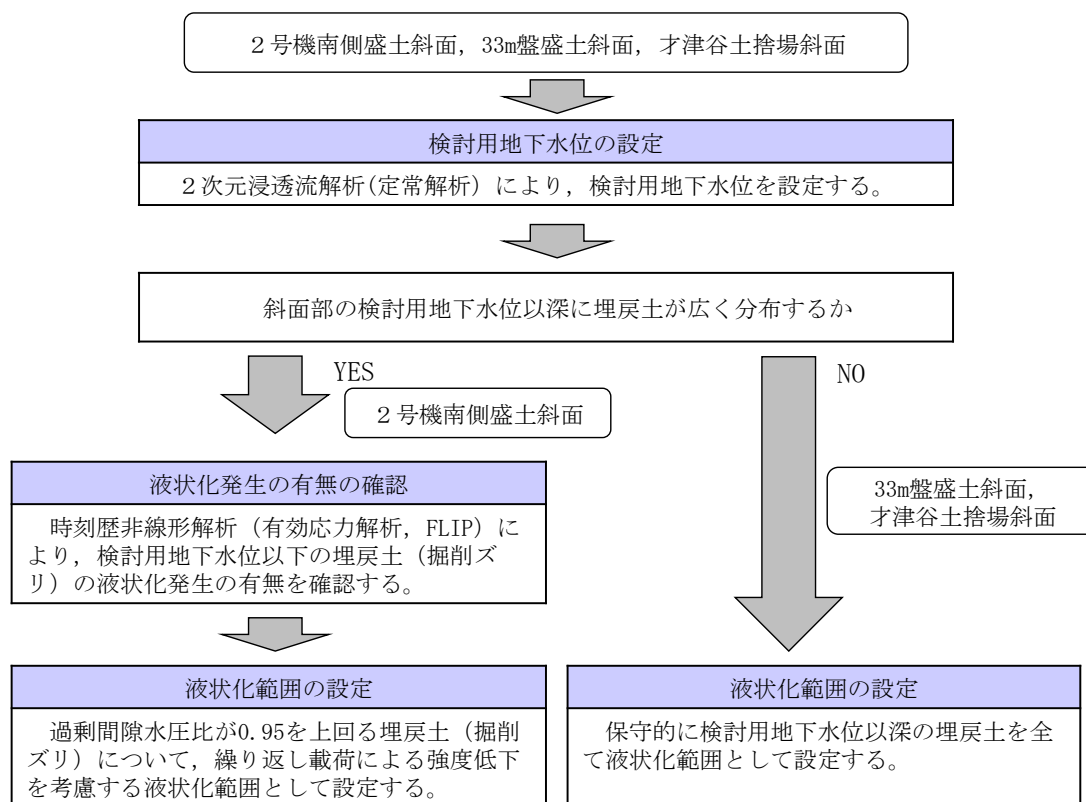


図 2.4.1-1 液状化範囲の検討フロー

2.4.2 液状化範囲の検討方法及び検討結果

2.4.2.1 2号機南側盛土斜面

(1) 2次元浸透流解析の検討方法

2号機南側盛土斜面の液状化影響検討用地下水位を設定するため、2次元浸透流解析（定常解析）を実施する。

解析モデル及び解析条件は、図2.4.2.1-1、図2.4.2.1-2のとおりとし、地下水位低下設備の機能に期待しない場合の地下水位（3次元浸透流解析結果）等を踏まえ、より保守的な条件となるよう、EL 8.5m 盤、EL 15m 盤及びEL 44m 盤の盛土と旧地形の境界部において、地表面に水頭固定境界を設定する。

地表面水頭固定境界に挟まれた検討用地下水位の計算領域は、IV-2-1-3「地盤の支持性に係る基本方針」に基づき、降雨考慮範囲として、松江地方気象台における年間降水量にばらつきを考慮した値に、今後の気候変動予測による降水量の変化を加味した降雨条件2400mm/年を考慮する。

2次元浸透流解析には、解析コード「AFIMEX」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、参考資料3に示す。



図2.4.2.1-1 2号南側盛土斜面の断面位置図

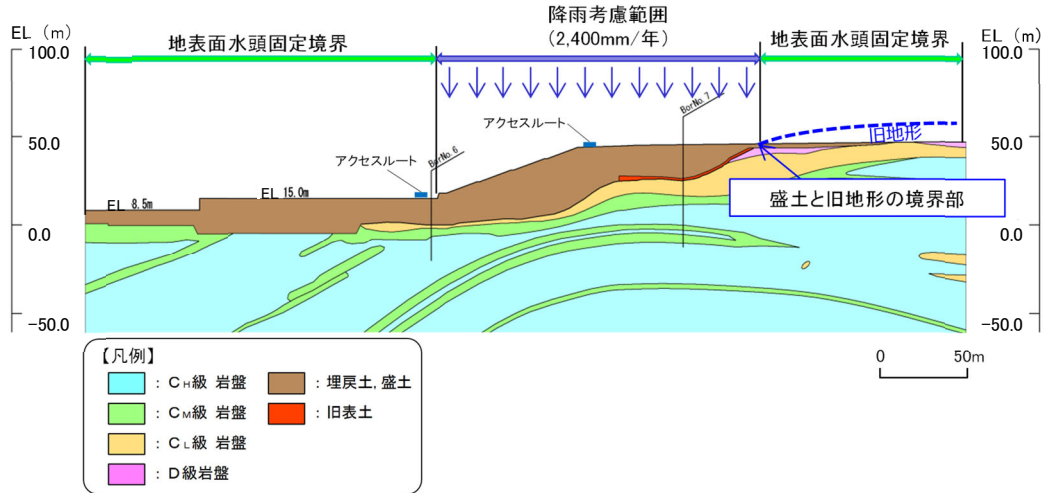


図 2.4.2.1-2 2次元浸透流解析（定常解析）の解析モデル及び解析条件

(2) 2次元浸透流解析の検討結果

2次元浸透流解析による検討用地下水位を図 2.4.2.1-3 に示す。2次元浸透流解析による検討用地下水位は、3次元浸透流解析による地下水位を上回っており、保守的な地下水位となっている。2次元浸透流解析の結果を踏まえ、有効応力解析における検討用地下水位を設定し、液状化発生の有無を検討した。

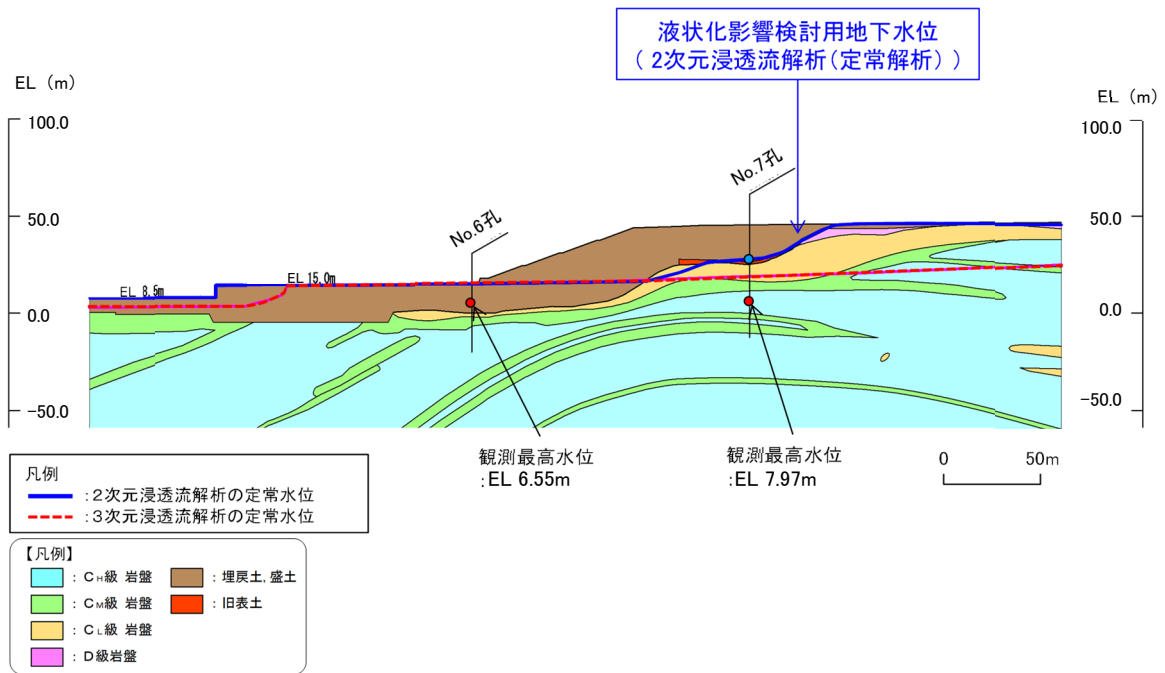


図 2.4.2.1-3 2次元浸透流解析による検討用地下水位

(3) 2次元有効応力解析の検討方法

2号機南側盛土斜面は、常設重大事故等対処施設の周辺斜面であることを踏まえ、有効応力解析による液状化発生の有無の確認を行っている。

検討用地下水位を用いた有効応力解析結果を踏まえ、過剰間隙水圧比が0.95以上となる地盤要素を、繰り返し载荷による強度低下を考慮する液状化範囲として設定する。

有効応力解析には、解析コード「FLIP」を使用する。

検討条件として、有効応力解析の結果、一度でも過剰間隙水圧比が0.95を超えた要素については、繰り返し载荷により強度低下が生じたものとみなし、2次元動的FEM解析においてすべり面上のせん断力及び抵抗力をゼロとする。なお、液状化影響を考慮する範囲については、基準地震動の反転を考慮して実施した有効応力解析結果それぞれにおいて、過剰間隙水圧が0.95を超えた全要素を包絡するように設定する。

2次元有効応力解析モデルを図2.4.2.1-4に示す。解析モデルは、全応力解析（等価線形解析）と同様に、岩級、岩相、埋戻土、旧表土及びシームをモデル化した。ただし、シームについては、ひずみ依存特性を考慮するため、ソリッド要素（平面ひずみ要素）でモデル化した。解析領域についても、全応力解析と同じにした。

常時応力解析時の境界条件については、底面を固定境界とし、自重による鉛直方向の変形を拘束しないよう、側面をローラー境界とする。

地震応答解析時の境界条件については、側方及び底面を粘性境界に設定する。

地震動は、応力レベル及び繰り返し载荷回数に着目し、最大水平加速度が最も大きく、かつ継続時間が最も長いこと、液状化評価において最も厳しいと考えられる基準地震動S_s-Dを採用し、水平地震動及び鉛直地震動の位相反転を考慮する。

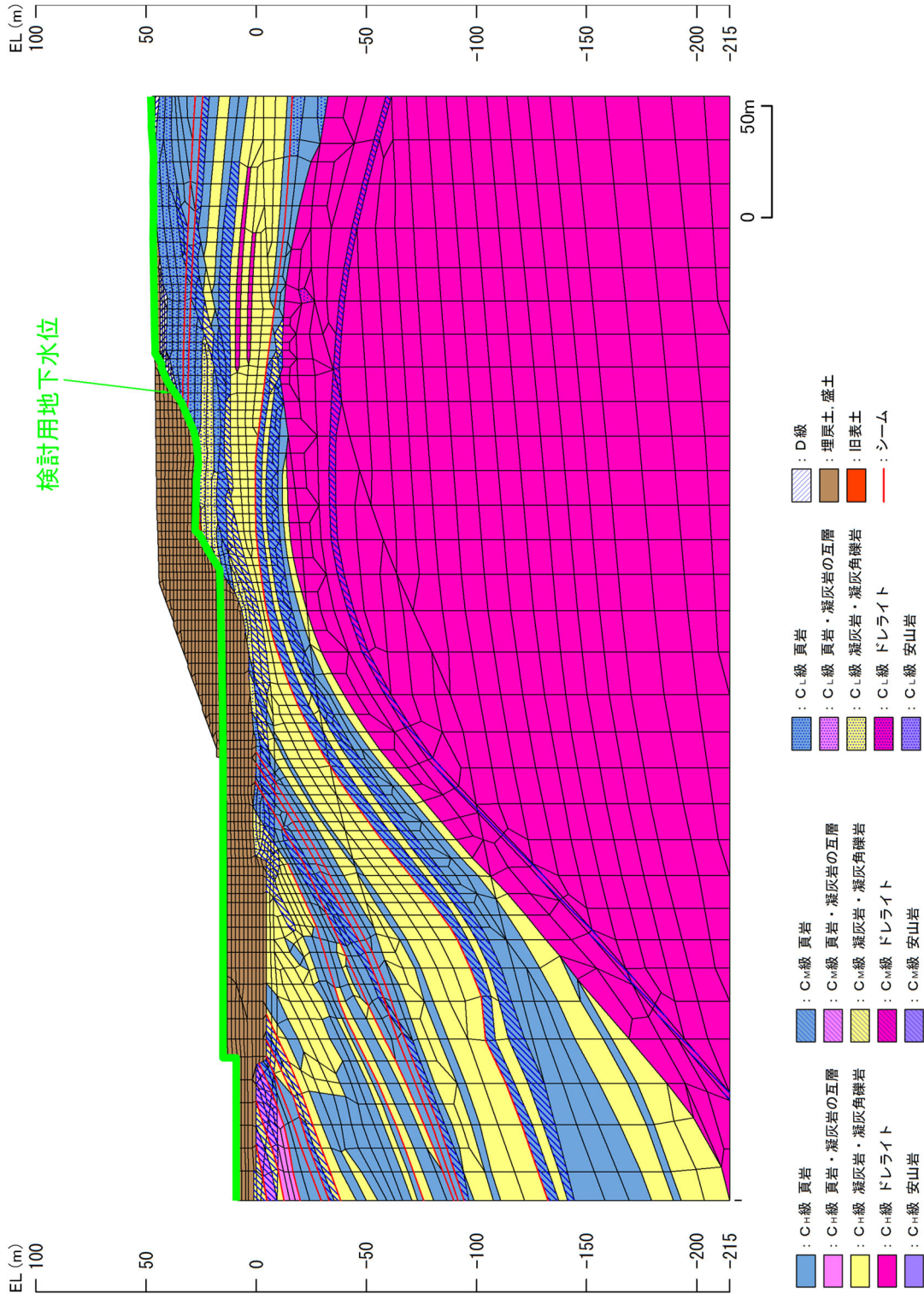


図 2.4.2.1-4 2次元有効応力解析モデル

解析用物性値の一覧を表 2.4.2.1-1 及び表 2.4.2.1-2 に示す。

C_H～C_L級岩盤の解析用物性値は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、全応力解析（等価線形解析）の物性値と同値に設定した。

埋戻土、D級岩盤、シーム及び旧表土の解析用物性値は、(a)～(f)のとおり設定した。

表 2.4.2.1-1 解析用物性値一覧表（2次元有効応力解析，埋戻土等）

		埋戻土	D級岩盤	シーム	旧表土
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11*	2.28	2.23	2.00
	間隙率 n	0.45	0.25	0.27	0.40
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	76,570	47,420	115,900	58,190
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98	98	98	98
	ポアソン比 ν	0.33	0.30	0.40	0.40
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24	0.15	0.24	0.20
強度特性	粘着力 C' (kN/m ²)	0	0	190	30
	内部摩擦角 ϕ (°)	39.35	17	18	21

注記*：地下水位以深の埋戻土は、常時応力解析時に水の単位体積重量9.8kN/m³を差し引いた水中重量を用いる。

表 2.4.2.1-2 解析用物性値一覧表（2次元有効応力解析，岩盤）

	物理特性	動せん断弾性係数 $G_d (\times 10^3 \text{ N/mm}^2)$						動ポアソン比 ν_d						減衰特性 減衰定数 h
		第1 速度層	第2 速度層	第3 速度層	第4 速度層	第5 速度層	第6 速度層	第1 速度層	第2 速度層	第3 速度層	第4 速度層	第5 速度層	第6 速度層	
頁岩	C _H 級	2.57	2.08	6.58	9.77	10.28	14.19							
	C _M 級	2.52	2.04	6.45	9.58	10.08	13.92							
	C _L 級	2.44	1.98	6.25	9.28	9.76	13.47							
岩盤 (成相寺層)	C _H 級	2.56	2.07	6.55	9.73	10.24	14.14							
	C _M 級	2.49	2.02	6.37	9.47	9.96	13.75							
	C _L 級	2.33	1.89	5.96	8.86	9.32	12.87							
凝灰岩・ 凝灰角礫岩	C _H 級	2.51	2.03	6.43	9.54	10.04	13.86							
	C _M 級	2.44	1.98	6.25	9.28	9.76	13.47	0.45	0.39	0.38	0.34	0.35	0.03	
	C _L 級	2.30	1.86	5.89	8.75	9.20	12.70							
ドレライト	C _H 級	2.78	2.25	7.12	10.57	11.12	15.35							
	C _M 級	2.60	2.11	6.66	9.89	10.40	14.36							
	C _L 級	2.53	2.05	6.48	9.62	10.12	13.97							
岩盤 (貫入岩)	C _H 級	2.68	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80							
	C _M 級	2.68	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80							
	C _L 級	2.59	2.10	6.63	9.85	10.36	14.30							

注記*：地下水位以深の岩盤は，常時応力解析時に水の単位体積重量9.8kN/m³を差し引いた水中重量を用いる。

(a) 密度・ポアソン比

D級岩盤，シーム及び旧表土は，IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，全応力解析（等価線形解析）の物性値と同値に設定した。

埋戻土は，密度は上記と同様であり，ポアソン比は，「港湾技研資料 No. 869 液化化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法（運輸省港湾技術研究所，1997年）」（以下，港湾技研資料とする）に基づき，式（1）により算定した。

$$\nu = K_0 / (1 + K_0) \quad \dots \dots \dots (1)$$

ν : ポアソン比

K_0 : 静止土圧係数 (=0.5)

(b) 間隙率

埋戻土は，港湾技研資料に基づき，0.45 に設定した。

D級岩盤，シーム及び旧表土の間隙率については，参考資料4に示すとおり，密度試験等により設定した。

(c) 動せん断弾性係数

D級岩盤，シーム及び旧表土は，IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の全応力解析（等価線形解析）の解析用物性値のうち，初期剛性 G_0 を用いて設定した。

埋戻土は，港湾技研資料に基づき，式（2）～（4）のとおり設定した。

$$(N)_{0.66} = (N - 1.828(\sigma_v' - 0.66)) / (0.399(\sigma_v' - 0.66) + 1) \quad \dots \dots (2)$$

$(N)_{0.66}$: 有効上載圧 $\sigma_v' = 0.66$ (kgf/cm²) の時のN値

N : 図 2.4.2.1-5 に示す敷地に分布する埋戻土を対象とした標準貫入試験によるN値 (N=15)

σ_v' : 有効上載圧 (kgf/cm²)

(図 2.4.2.1-6 に示す防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の有効上載圧 $\sigma_v' = 186.7\text{kN/m}^2 = 1.905\text{kgf/cm}^2$ を採用)

$$N_1 = (N)_{0.66} (0.399(\sigma_v' - 0.66) + 1) + 1.828(\sigma_v' - 0.66) \quad \dots \dots (3)$$

N_1 : 基準拘束圧 $\sigma_{ma}' = 1$ (kgf/cm²) の時のN値

この時， $\sigma_{ma}' = (\sigma_v' + \sigma_h') / 2 = (1 + K_0) \sigma_v' / 2$ ， $K_0 = 0.5$ より，

$\sigma_{ma}' = 1.333$ (kgf/cm²)

$$G_{ma} = 144 N_1^{0.68} \quad \dots \dots \dots (4)$$

G_{ma} : 基準せん断弾性係数 (kgf/cm²)

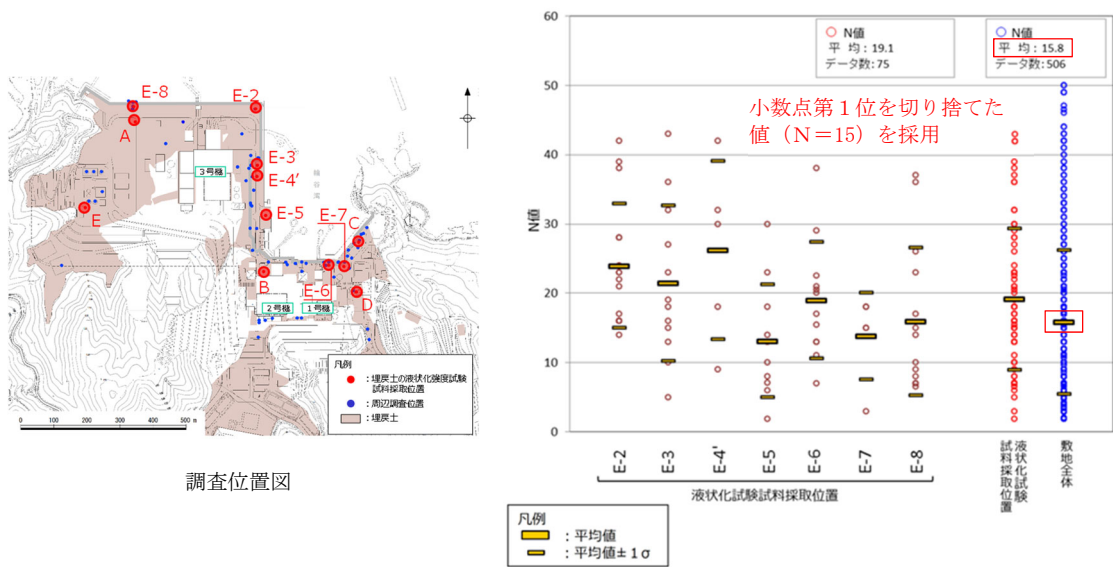


図 2.4.2.1-5 敷地に分布する埋戻土を対象とした標準貫入試験によるN値 (IV-2-1-3 「地盤の支持性能に係る基本方針」に朱記加筆)

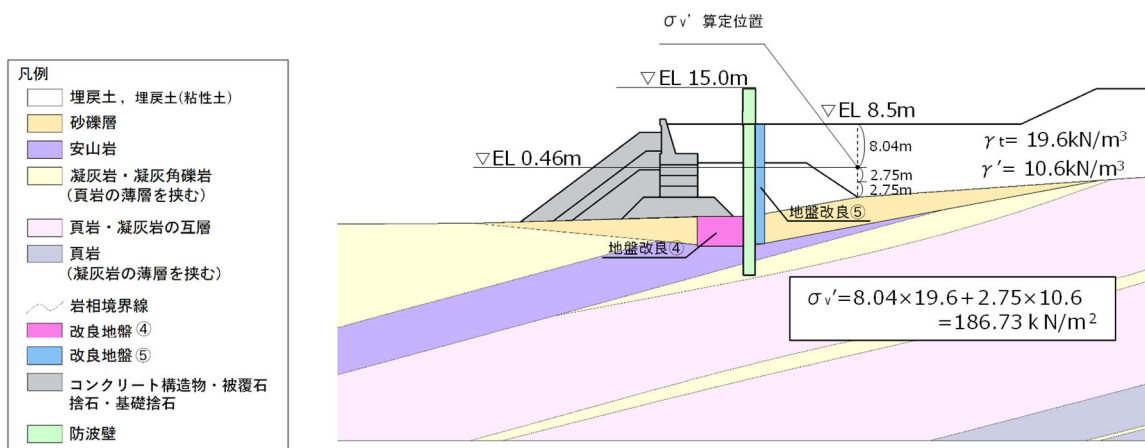
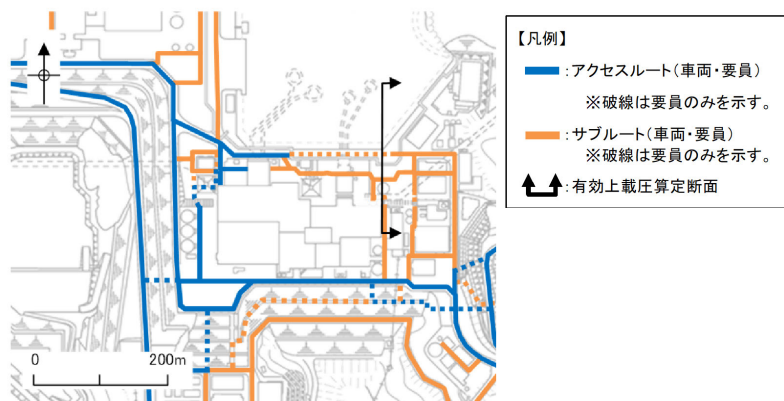


図 2.4.2.1-6 有効上載圧の算定位置

(d) 減衰定数の上限値

D級岩盤，シーム及び旧表土は，図 2.4.2.1-7 に示すとおり，IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の全応力解析のひずみ依存特性 $h \sim \gamma$ 曲線に概ねフイッティングするように H-D モデルにより設定した。

埋戻土は，港湾技研資料に基づいて設定した。

減衰定数は，NS2-補-026-01「屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に基づき，粘性減衰及び履歴減衰を用いて考慮する。

粘性減衰は，質量マトリクス及び剛性マトリクスの線形結合で表される式（5）の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad \dots \dots \dots (5)$$

[C] : 減衰係数マトリクス

[M] : 質量マトリクス

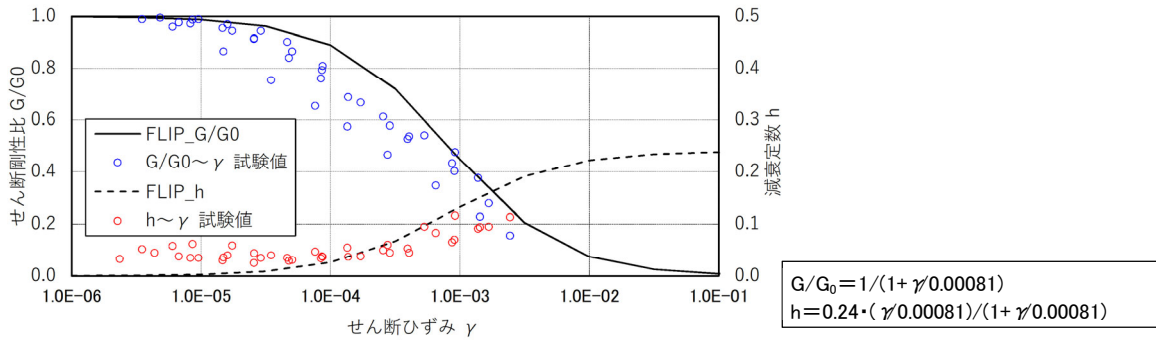
[K] : 剛性マトリクス

α, β : 係数

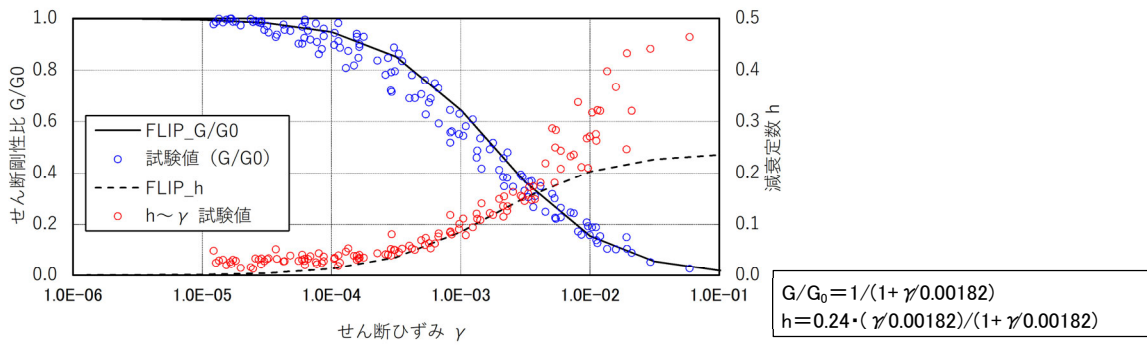
Rayleigh 減衰は，剛性比例型減衰 ($\alpha = 0, \beta = 0.002$) を考慮する。なお，係数 β の設定については，「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

なお，埋戻土のひずみ依存特性について，せん断ひずみ γ が 0.5% 以上は試験値がなく，曲線が外挿になっていることから，全応力解析における発生ひずみを確認した。

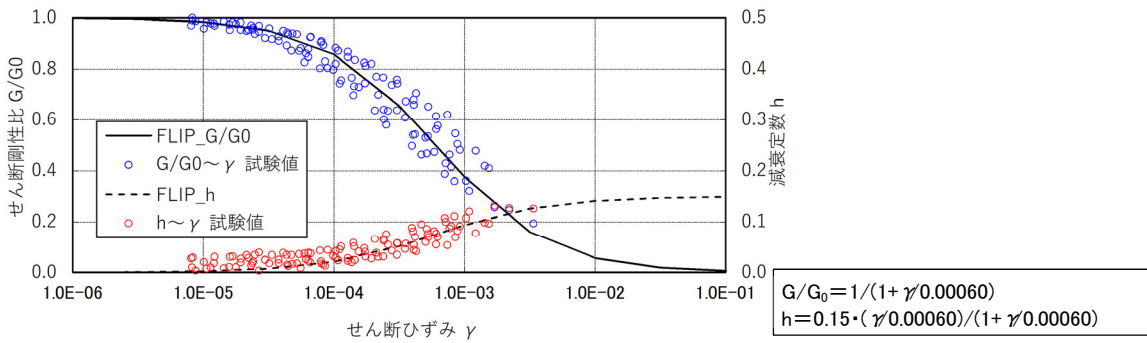
その結果，図 2.4.2.1-8 に示すとおり，局所的に 0.5% 以上のせん断ひずみが出る箇所もあるものの，概ね 0.5% 以下であることから，曲線が外挿であることは，液化化範囲に影響を及ぼさないと評価した。



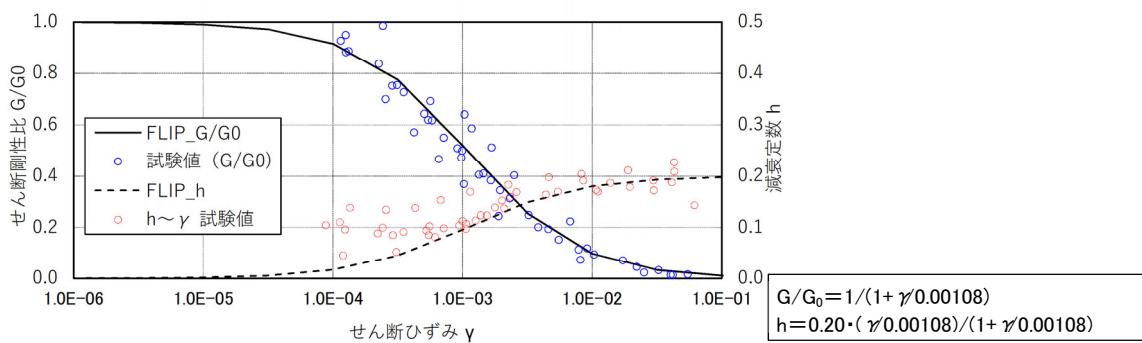
【埋戻土のひずみ依存特性】



【シームのひずみ依存特性】



【D級岩盤のひずみ依存特性】



【旧表土のひずみ依存特性】

図 2.4.2.1-7 有効応力解析 (FLIP) のひずみ依存特性 (埋戻土等)

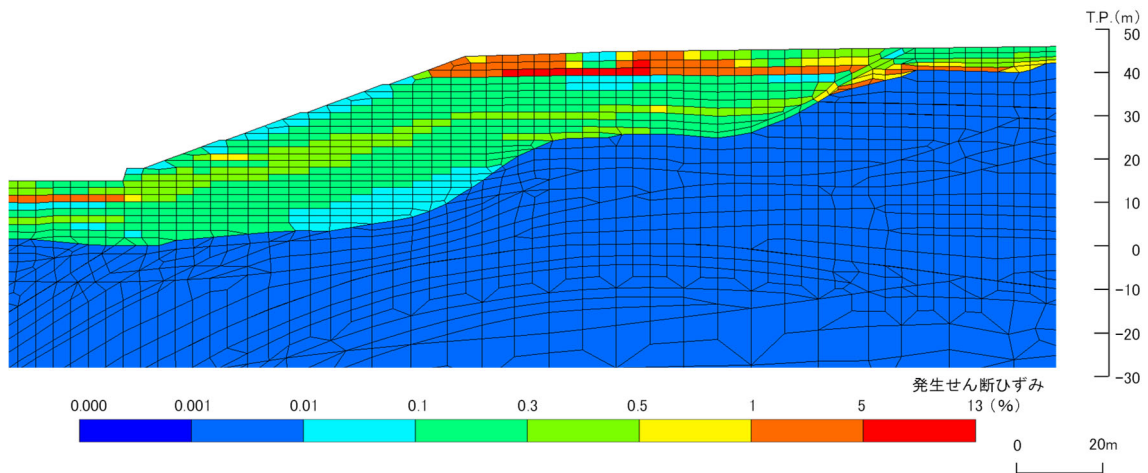


図 2.4.2.1-8 2号機南側盛土斜面における全応力解析の発生せん断ひずみ分布図（各要素の時刻歴最大）

(e) 液状化パラメータ

埋戻土の液状化特性については、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、図 2.4.2.1-9 に示す敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえたうえで実施した液状化強度試験結果よりも保守的な簡易設定法により決定される液状化強度を用いて設定した。

シーム及び旧表土については、粘性分に富むことから、非液状化層とした。

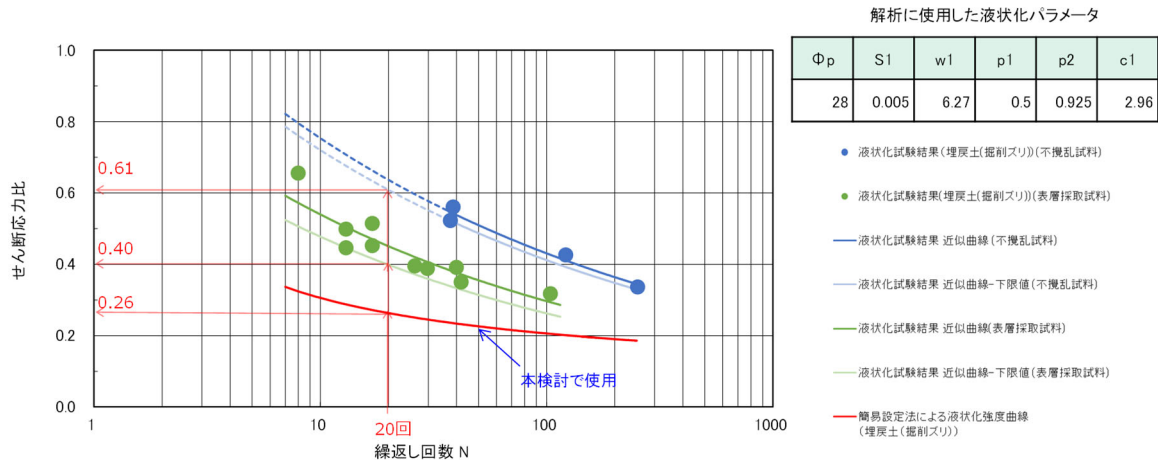


図 2.4.2.1-9 解析に用いた液状化強度曲線（埋戻土）

(f) 粘着力及び内部摩擦角

D級岩盤，シーム及び旧表土は，IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，全応力解析の解析用物性値を用いた。

ただし，D級岩盤は，全応力解析において三軸圧縮試験CUにより解析用物性値を設定していることから，有効応力表示とした。

埋戻土は，港湾技研資料に基づき，粘着力Cをゼロとし，内部摩擦角 ϕ_f については，式(6)により相対密度 D_r を算定し，図2.4.2.1-10に示す相対密度と内部摩擦角 ϕ_f の関係から読み取って設定した。

$$D_r = 21 \times \{N_1 / (1.333 + 0.7)\}^{0.5} \dots \dots \dots (6)$$

$$= 21 \times \{12.01 / (1.333 + 0.7)\}^{0.5} = 51\%$$

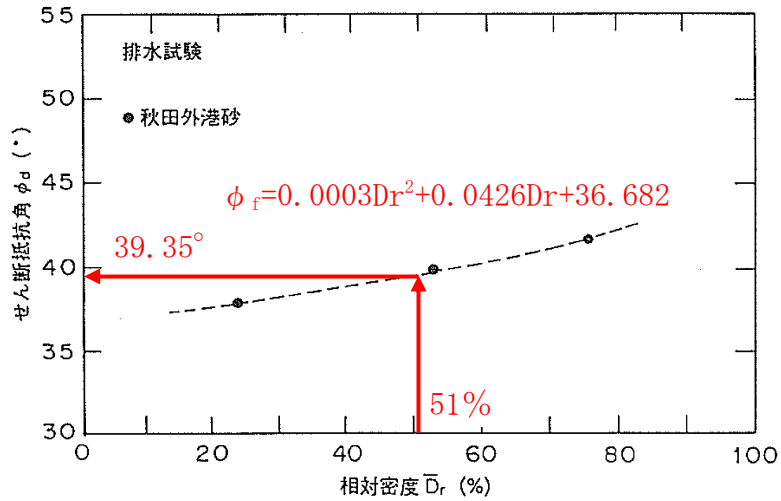


図 2.4.2.1-10 相対密度と内部摩擦角 ϕ_f の関係 (港湾技研資料，赤字で加筆)

(4) 2次元有効応力解析の検討結果

各地震動方向における最大過剰間隙水圧分布図を図 2.4.2.1-11, 包絡するよう設定した液状化範囲の分布図を図 2.4.2.1-12 に示す。

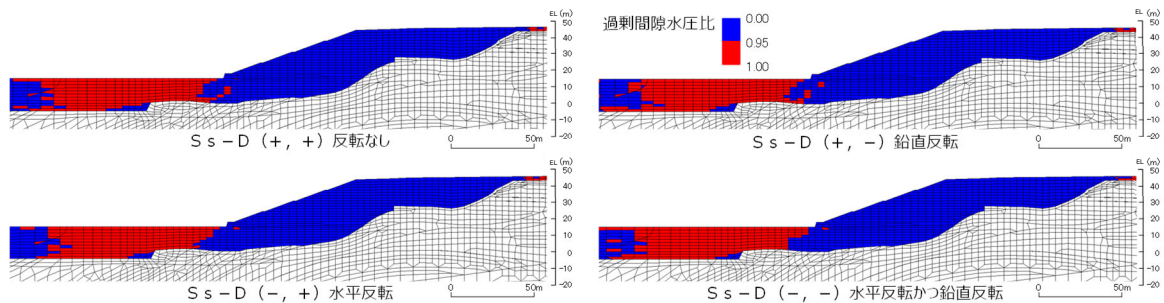


図 2.4.2.1-11 各地震動方向における最大過剰間隙水圧分布図

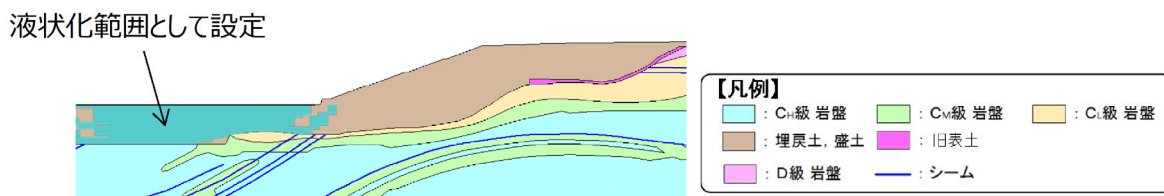


図 2.4.2.1-12 液状化範囲の分布図

(5) 地盤の支持性能に記載の解析用物性値との比較及び液状化範囲に対する影響検討

表 2.4.2.1-1 に記載している、本資料における 2 次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値は、設置許可審査において示したものである。一方で、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の 2 次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値は、動的三軸圧縮試験結果等を踏まえ、一部を変更している。

そのため、それぞれの解析用物性値及び設定方法の比較を行ったうえで、本資料における 2 次元有効応力解析の目的である「2 号機南側盛土斜面の液状化範囲の設定」において、埋戻土の解析用物性値を設置許可審査と同じ物性値とすることの妥当性を確認する。

a. 2 次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値及び設定方法の比較

2 次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値及び設定方法の比較を表 2.4.2.1-3 に示す。

埋戻土の解析用物性値について、設置許可審査において簡易設定法を基本として設定しており、基準せん断弾性係数 G_{ma} 及び減衰定数の上限値 h_{max} は港湾技研資料に基づいて設定していたが、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のとおり、埋戻土の動的三軸試験結果に基づいて変更している。ただし、基準せん断弾性係数 G_{ma} 及び減衰定数の上限値 h_{max} の変更に伴って設置許可審査で設定した液状化強度曲線が変わらないように、 $w1$ 等の液状化パラメータを変更している。

内部摩擦角 ϕ_f の設定方法は同様であるが、地下水位の変更に伴う有効上載圧の変更に伴い、数値を変更している。

表 2.4.2.1-3 埋戻土の解析用物性値及び設定方法の比較

		埋戻土の解析用物性値		設定方法		
		2.3章~2.7章 (設置許可審査 と同じ)	IV-2-1-3「地盤の 支持性能に係る 基本方針」	2.3章~2.7章 (設置許可審査と同じ)	IV-2-1-3「地盤の支持性能に 係る基本方針」	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11 ^{*1}		物理試験		
	間隙率 n	0.45		慣用値 ^{*2}		
変形特性	基準せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	76.570	154.600	港湾技研資料 ^{*2} に基づき、N値(原位置試験)と基準せん断弾性係数 G_{ms} との関係式から設定	動的三軸試験結果によりせん断弾性係数 G_m と平均有効拘束圧 σ'_m の関係式を求め、港湾技研資料 ^{*2} の算定式に基づき基準せん断弾性係数 G_{ms} を設定	
	基準平均有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	98		慣用値 ^{*2}		
	ポアソン比 ν	0.33		慣用値 ^{*2}		
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24	0.095	港湾技研資料 ^{*2} で用いられている $h_{max}=0.24$ を採用	動的三軸試験結果に概ね整合するように H-D モデルにより設定	
強度特性	粘着力 C' (kN/m ²)	0		慣用値 ^{*2}		
	内部摩擦角 ϕ_f (°)	39.35	40.17	港湾技研資料 ^{*2} に基づき、N値と有効上載圧により相対密度 D_r を求め、内部摩擦角 ϕ と相対密度 D_r との関係から設定		
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	28	港湾技研資料 ^{*2} に基づき、簡易設定法により決定される液状化強度を用いて設定	変形特性の変更に伴い、設置許可で設定した液状化強度曲線と合うよう $w1$, $p2$, $c1$ を調整	
	液状化パラメータ	S1	0.005			0.005
		w1	6.27			4.080
		p1	0.5			0.5
		p2	0.925			0.990
		c1	2.96			2.006

注記 *1: 地下水位が深い埋戻土は、常時応力解析時に水の単位体積重量 9.8kN/m^3 を差し引いた水中重量を用いる。

*2: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメータの簡易設定法 (港湾技研資料 No.869, 1997年6月)

表 2.4.2.1-3 に記載している，本資料における埋戻土の解析用物性値の設定方法の詳細は，前述する「2.4.2.1(3) 2次元有効応力解析の検討方法」に記載のとおりである。

IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」における埋戻土の解析用物性値の設定方法の詳細を以下に示す。

(a) 動せん断弾性係数

設置変更許可申請書の添付書類六に記載の埋戻土の動的三軸試験結果（式（a））及び港湾技研資料に基づく式（b）のとおり設定した。

$$G_m = 749 \sigma_m' ^{0.66} \dots \dots \dots (a)$$

G_m : せん断弾性係数 (N/mm²)

σ_m' : 平均有効拘束圧 (N/mm²)

この時， $\sigma_m' = (\sigma_v' + \sigma_h') / 2 = (1 + K_0) \sigma_v' / 2$ ， $K_0 = 0.5$ より，

$$\sigma_m' = 74.07 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(図 2.4.2.1-13 に示す防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の埋戻土層における $\sigma_v' = 98.76 \text{ kN/m}^2$ を採用)

$$G_{ma} = G_m \cdot (\sigma_{ma}' / \sigma_m') ^{0.5} \dots \dots \dots (b)$$

G_{ma} : 基準せん断弾性係数 (N/mm²)

σ_{ma}' : 基準平均有効拘束圧 (N/mm²)

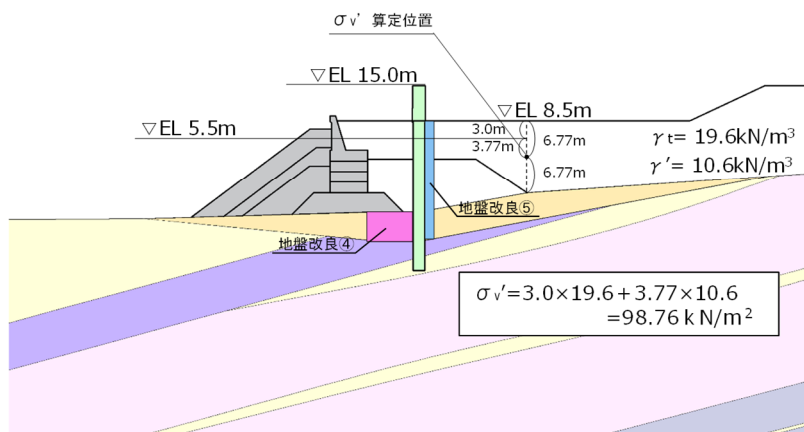
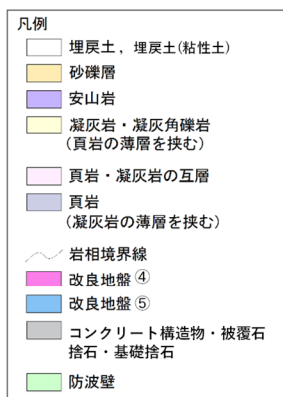
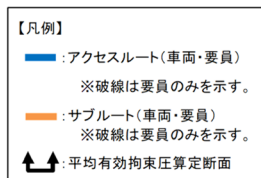
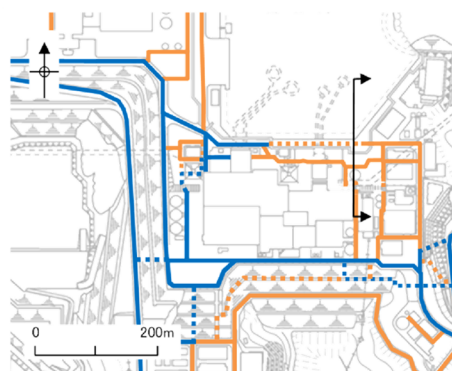


図 2.4.2.1-13 平均有効拘束圧の算定位置 (防波壁 (多重鋼管杭式擁壁) 改良地盤部)

(b) 減衰定数の上限値

図 2.4.2.1-14 に示すとおり，H-D モデルにより，設置変更許可申請書の添付書類六に記載の埋戻土の動的三軸試験結果のひずみ依存特性 $h \sim \gamma$ 曲線に概ねフィッティングするように設定した。

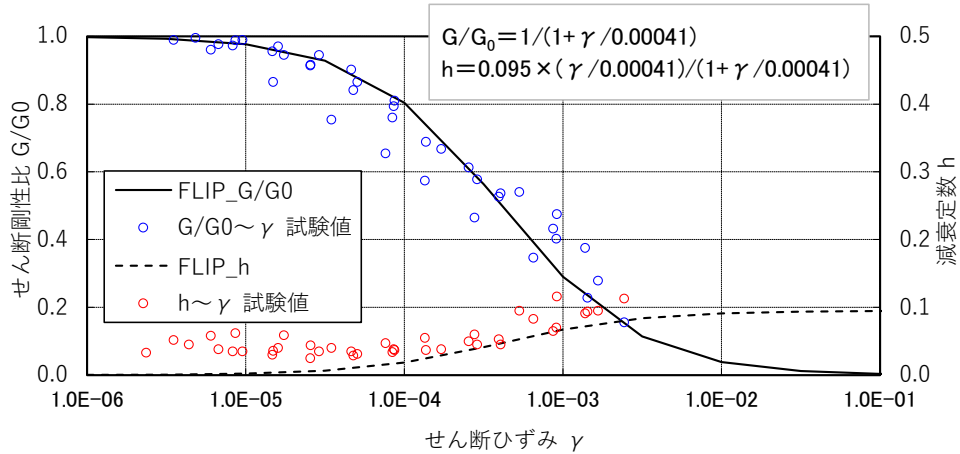


図 2.4.2.1-14 有効応力解析 (FLIP) のひずみ依存特性 (埋戻土)

(c) 液状化パラメータ

動せん断弾性係数 G_{ma} 及び減衰定数の上限値 h_{max} の変更に伴い，図 2.4.2.1-15 に示す設置許可審査の液状化強度曲線を変えないように液状化パラメータを再設定した。

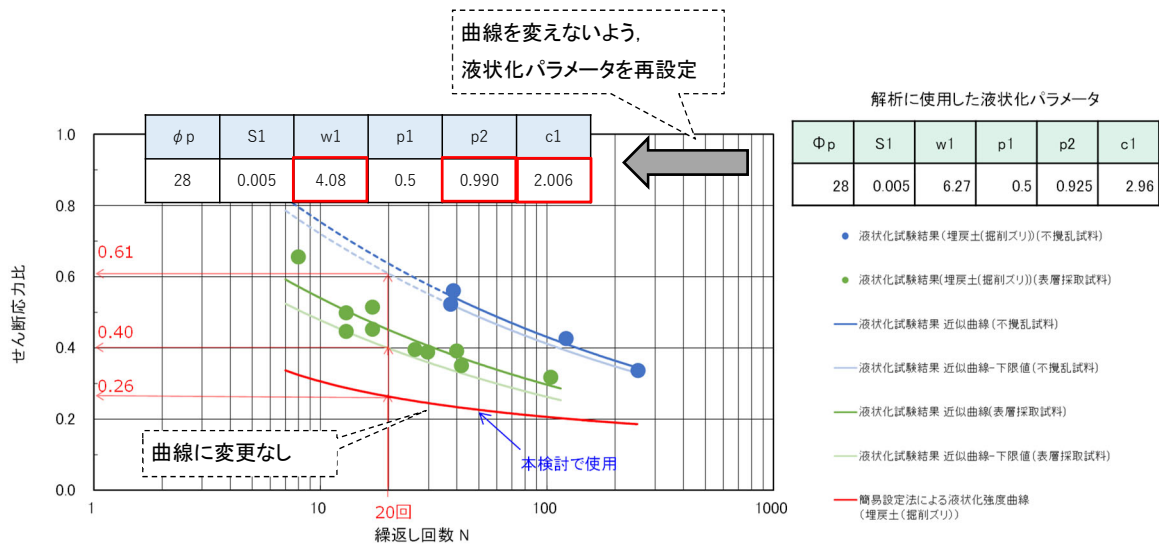


図 2.4.2.1-15 液状化パラメータの再設定

(d) 粘着力及び内部摩擦角

港湾技研資料に基づき、粘着力Cをゼロとし、内部摩擦角 ϕ_f については、図2.4.2.1-13で求めた有効拘束圧 σ_v' を用い、式(2)、式(3)及び式(6)により相対密度 D_r を算定し、図2.4.2.1-16に示す相対密度と内部摩擦角 ϕ_f の関係から読み取って設定した。

$$(N)_{0.66} = (N - 1.828(\sigma_v' - 0.66)) / (0.399(\sigma_v' - 0.66) + 1) \quad \dots (2) \text{ (再掲)}$$

$(N)_{0.66}$: 有効上載圧 $\sigma_v' = 0.66$ (kgf/cm²) の時のN値

N : 図2.4.2.1-5に示す敷地に分布する埋戻土を対象とした標準貫入試験によるN値 (N=15)

σ_v' : 有効上載圧 (kgf/cm²)

(図2.4.2.1-13に示す防波壁(多重鋼管杭式擁壁)の有効上載圧 $\sigma_v' = 98.76\text{kN/m}^2 = 1.008\text{kgf/cm}^2$ を採用)

$$N_1 = (N)_{0.66} (0.399(\sigma_v' - 0.66) + 1) + 1.828(\sigma_v' - 0.66) \quad \dots (3) \text{ (再掲)}$$

N_1 : 基準拘束圧 $\sigma_{ma}' = 1$ (kgf/cm²) の時のN値

この時、 $\sigma_{ma}' = (\sigma_v' + \sigma_h') / 2 = (1 + K_0) \sigma_v' / 2$, $K_0 = 0.5$ より、

$\sigma_{ma}' = 1.333$ (kgf/cm²)

$$D_r = 21 \times \{N_1 / (1.333 + 0.7)\}^{0.5} \quad \dots (6) \text{ (再掲)}$$

$$= 21 \times \{17.23 / (1.333 + 0.7)\}^{0.5} = 61\%$$

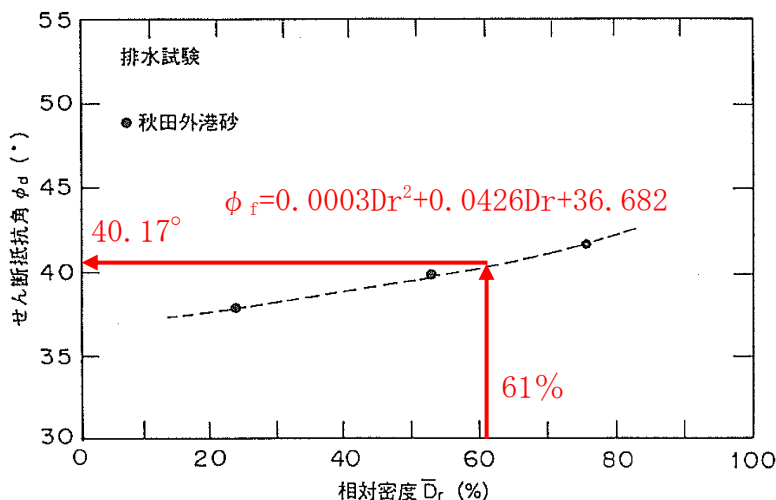


図2.4.2.1-16 相対密度と内部摩擦角 ϕ_f の関係 (港湾技研資料, 赤字で加筆)

b. 2号機南側盛土斜面の液状化範囲に対する影響検討

「a. 2次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値及び設定方法の比較」で前述したように、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」において2次元有効応力解析に用いる埋戻土の基準せん断弾性係数 G_{ma} 等を変更している。

一方で、液状化範囲に対しての影響が支配的な液状化強度曲線を変更していないことから、液状化範囲への影響は軽微と考えられるが、詳細な検討を行うため、2号機南側盛土斜面の液状化範囲に対する影響検討を行った。

影響検討では、解析用物性値変更後において2次元有効応力解析による液状化範囲の設定を実施し、「2.4.2.1(4) 2次元有効応力解析の検討結果」に示す解析用物性値変更前の液状化範囲との比較を行った。

(a) 解析用物性値 (変更後)

表 2.4.2.1-4 に記載している、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す埋戻土の解析用物性値を使用する。

表 2.4.2.1-4 埋戻土の解析用物性値及び設定方法の比較

(表 2.4.2.1-3 再掲)

	埋戻土の解析用物性値		設定方法		
	2.3章～2.7章 (設置許可審査 と同じ)	IV-2-1-3「地盤の 支持性能に係る 基本方針」	2.3章～2.7章 (設置許可審査と同じ)	IV-2-1-3「地盤の支持性能に 係る基本方針」	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11 ^{*1}	物理試験		
	間隙率 n	0.45	慣用値 ^{*2}		
変形特性	基準せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	76.570	154.600	港湾技研資料 ^{*2} に基づき、N値(原位置試験)と基準せん断弾性係数 G_{ma} との関係式から設定	
	基準平均有効拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	98	慣用値 ^{*2}		
	ポアソン比 ν	0.33	慣用値 ^{*2}		
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24	0.095	港湾技研資料 ^{*2} で用いられている $h_{max}=0.24$ を採用	動的三軸試験結果に概ね整合するようにH-Dモデルにより設定
強度特性	粘着力 C' (kN/m ²)	0	慣用値 ^{*2}		
	内部摩擦角 ϕ_i (°)	39.35	40.17	港湾技研資料 ^{*2} に基づき、N値と有効上載圧により相対密度 D_r を求め、内部摩擦角 ϕ と相対密度 D_r との関係から設定	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	28		
	液状化パラメータ	S_1	0.005	0.005	港湾技研資料 ^{*2} に基づき、簡易設定法により決定される液状化強度を用いて設定
		w_1	6.27	4.080	
		p_1	0.5	0.5	
		p_2	0.925	0.990	
		c_1	2.96	2.006	
				変形特性の変更に伴い、設置許可で設定した液状化強度曲線と合うよう w_1 , p_2 , c_1 を調整	

注記*1: 地下水位以深の埋戻土は、常時応力解析時に水の単位体積重量 9.8kN/m^3 を差し引いた水中重量を用いる。

*2: 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPIにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法 (港湾技研資料No.869, 1997年6月)

 : 当該影響検討で使用する埋戻土の解析用物性値

なお、地盤支持性能の審査で示した埋戻土の解析用物性値のうち、基準せん断弾性係数 G_{ma} は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）位置における有効上載圧 σ_v' に基づいて設定しているため、図 2.4.2.1-17 に示すとおり、2号機南側盛土斜面における有効上載圧 σ_v' から基準せん断弾性係数 G_{ma} を求め、両者が同等であることを確認した。

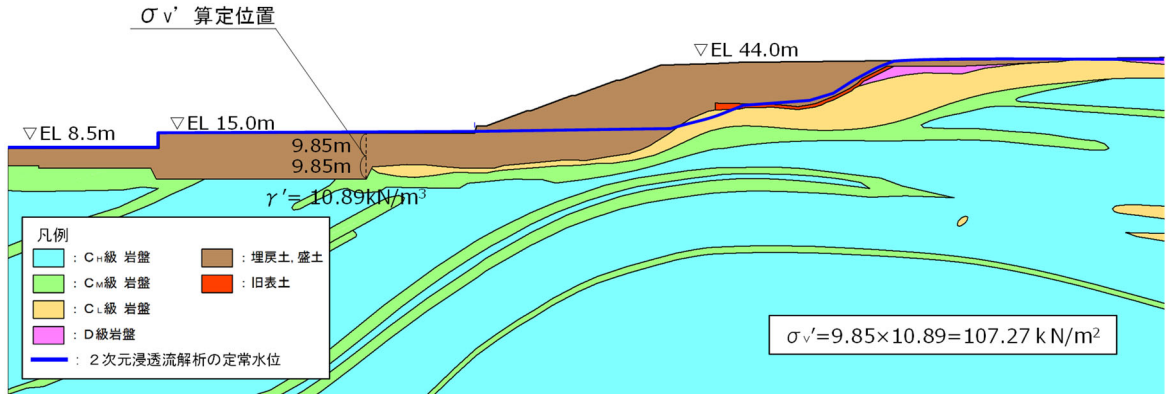


図 2.4.2.1-17 有効上載圧の算定位置

その結果、表 2.4.2.1-5 のとおり、2号機南側盛土斜面の基準せん断弾性係数 G_{ma} は、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）位置における基準せん断弾性係数 G_{ma} と同等であることを確認した。

よって、当該影響検討である液状化範囲の比較においては、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す埋戻土の解析用物性値を使用して問題ないと考えられる。

表 2.4.2.1-5 基準せん断弾性係数 G_{ma} の算定結果

有効上載圧 σ_v' の算定位置	基準せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m^2)	備考
① 2号機南側盛土斜面	156600	2号機南側盛土斜面における有効上載圧 σ_v' に基づいて算定した G_{ma}
② 防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	154600	IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の G_{ma} （防波壁（多重鋼管杭式擁壁）位置における有効上載圧 σ_v' に基づいて算定した G_{ma} ） 両者は同等であることから、②の値で2次元有効応力解析を実施して問題ないと考えられる。

(b) 解析条件

「2.4.2.1(3) 2次元有効応力解析の検討方法」に示す解析条件と同じとする。

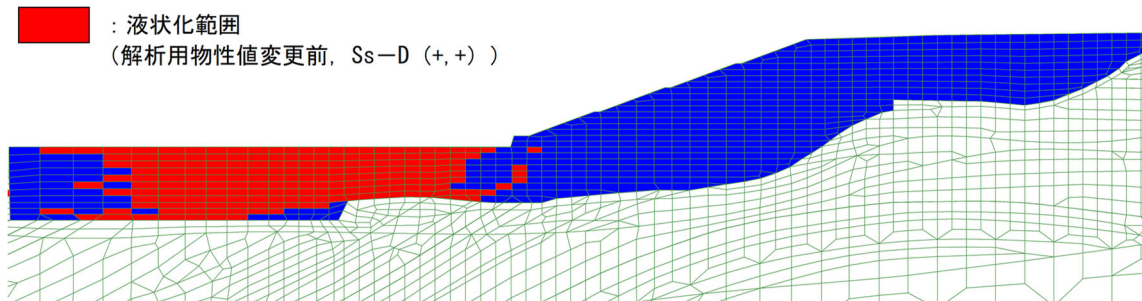
入力地震動は、 $S_s - D (+, +)$ において比較検討を行う。

(c) 影響検討結果

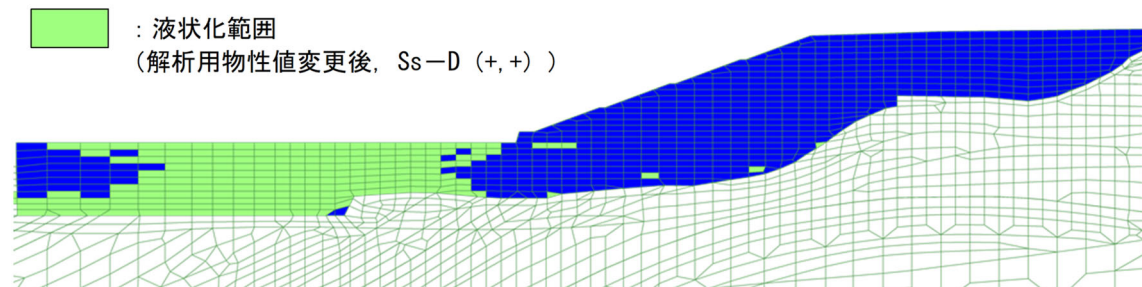
液状化範囲の比較結果を図2.4.2.1-18に示す。

液状化範囲に大きな相違が見られないことから、液状化範囲の設定に与える影響は軽微であると評価した。

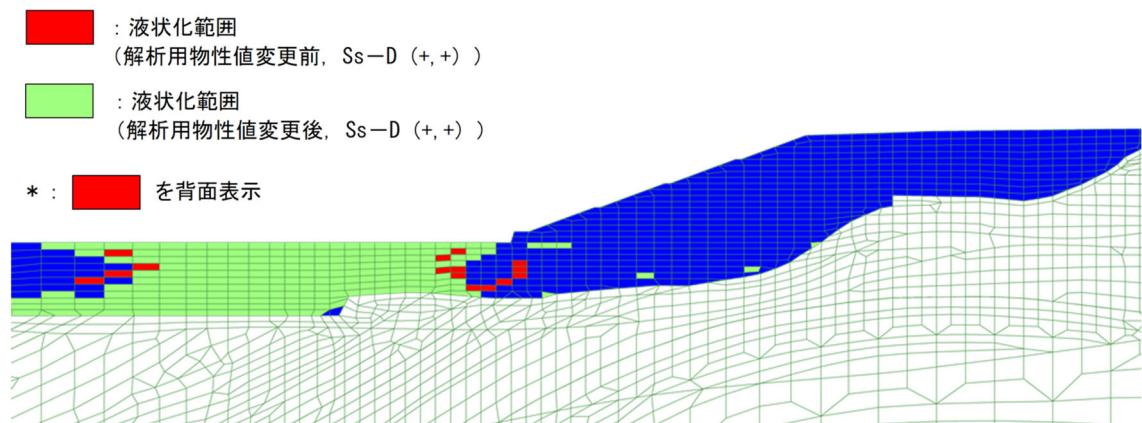
以上より、本資料のうち2.3章～2.7章において、2次元有効応力解析に用いる埋戻土の解析用物性値は、設置許可審査と同じ物性値とする。



(a) 解析用物性値 (変更前) $S_s - D (+, +)$



(b) 解析用物性値 (変更後) $S_s - D (+, +)$



(c) 解析用物性値変更前後の比較 $S_s - D (+, +)$

図2.4.2.1-18 液状化範囲の比較 ($S_s - D (+, +)$)

2.4.2.2 33m盤盛土斜面

33m盤盛土斜面の液状化影響検討用地下水位を設定するため、2次元浸透流解析（定常解析）を実施する。

解析モデル及び解析条件は、図2.4.2.2-1、図2.4.2.2-2のとおりとし、保守的な条件となるよう、EL 8.5m盤及び上流側の盛土と地山の境界部において、地表面に水頭固定境界を設定する。地表面水頭固定境界に挟まれた検討用地下水位の計算領域は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、降雨考慮範囲として降雨条件2400mm/年を考慮する。



図2.4.2.2-1 33m盤盛土斜面の断面位置図

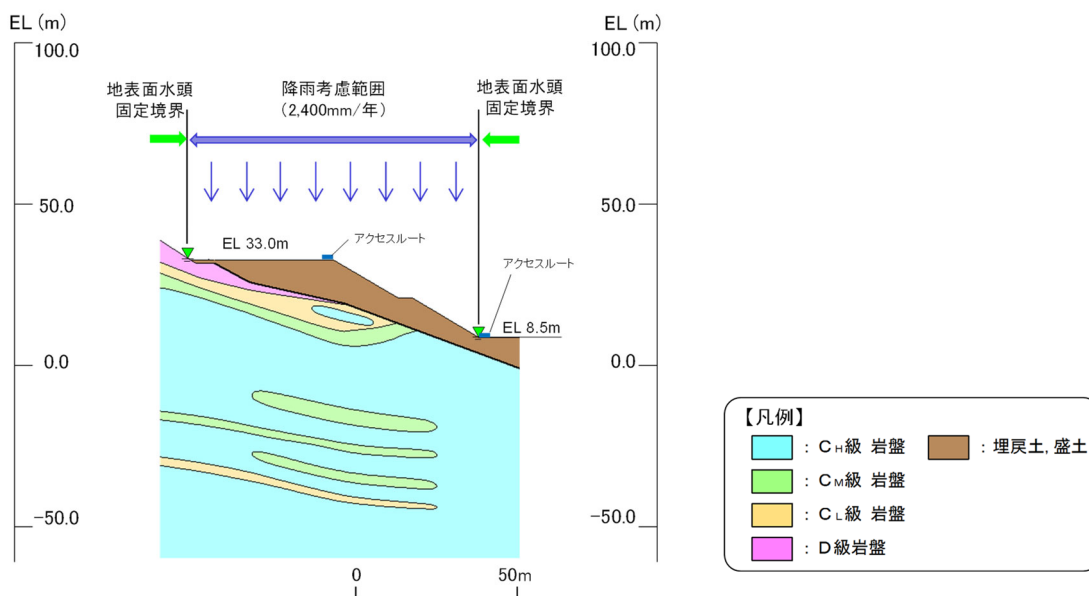


図2.4.2.2-2 2次元浸透流解析（定常解析）の解析モデル及び解析条件

2次元浸透流解析による検討用地下水位を図2.4.2.2-3に示す。2次元浸透流解析による検討用地下水位は、3次元浸透流解析による地下水位を上回っており、保守的な地下水位となっている。2次元浸透流解析の結果、盛土斜面内に地下水位が認められない。液状化範囲の設定に当たっては、地下水位以深の埋戻土を全て液状化範囲として設定する。

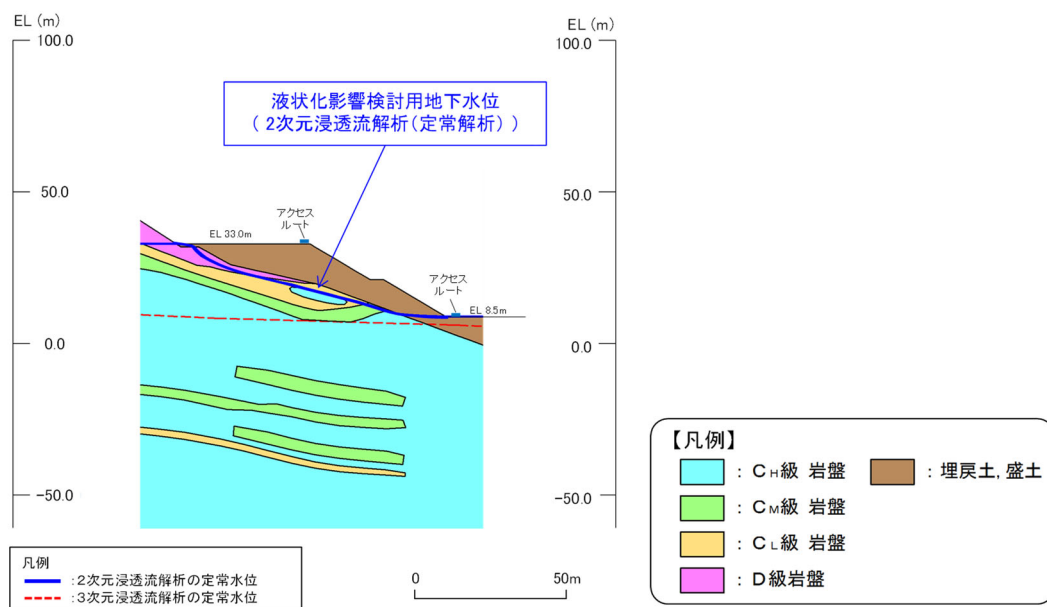


図 2.4.2.2-3 2次元浸透流解析による検討用地下水位

2.4.2.3 才津谷土捨場盛土斜面

才津谷土捨場については、防波壁や地盤改良等、地下水位の流れを遮断する設備がないことから、地下水位が上昇する恐れはないと考えられるが、念のため、土捨場造成前の旧地形より地下水の流下方向を踏まえ、谷方向の断面を対象に2次元浸透流解析（定常解析）を実施し、⑩-⑩'断面における検討用地下水位を設定する。

解析モデルは図2.4.2.3-1～図2.4.2.3-3に示すとおり、保守的な条件となるよう、下流側の法尻部及び上流側の盛土と地山の境界部において、地表面に水頭固定境界を設定する。地表面水頭固定境界に挟まれた検討用地下水位の計算領域は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、降雨考慮範囲として降雨条件2400mm/年を考慮する。

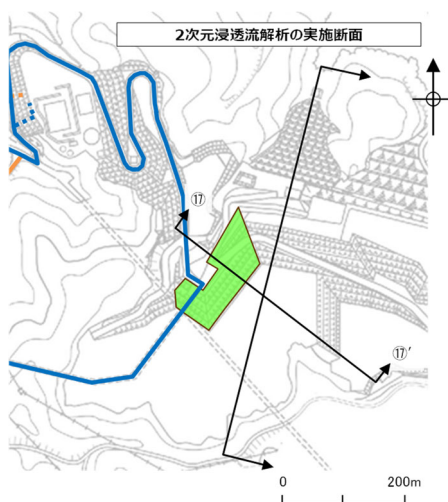


図 2.4.2.3-1 才津谷土捨場断面位置図

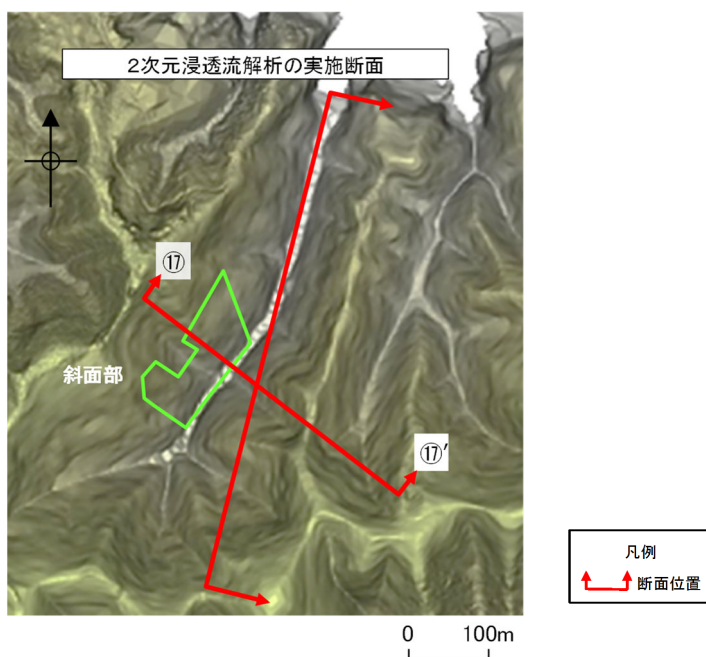


図 2.4.2.3-2 土捨場造成前の地形立体図*

注記*：航空レーザー測量で取得した2mメッシュのDEMデータに、空中写真により取得した旧地形のDEMデータを合成して作成したものの。

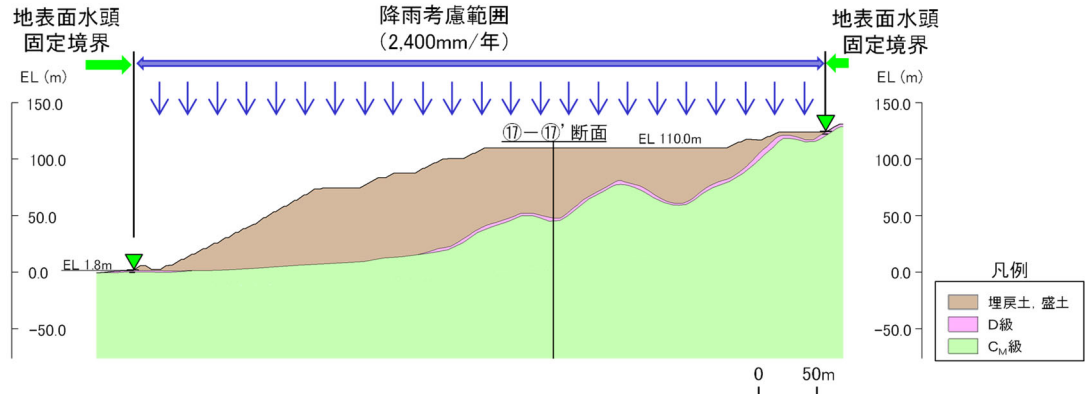


図 2.4.2.3-3 2次元浸透流解析（定常解析）の解析モデル及び解析条件

2次元浸透流解析による検討用地下水位を図 2.4.2.3-4 に示す。2次元浸透流解析による検討用地下水位は、3次元浸透流解析による地下水位を上回っており、保守的な地下水位となっている。2次元浸透流解析の結果、すべり安定性評価対象断面位置における地下水位は、EL 42mとなり、法尻部の標高 (EL 88m) よりも十分低いことを確認した。当該斜面の安定性評価においては、液状化によるせん断強度の低下は考慮しない。

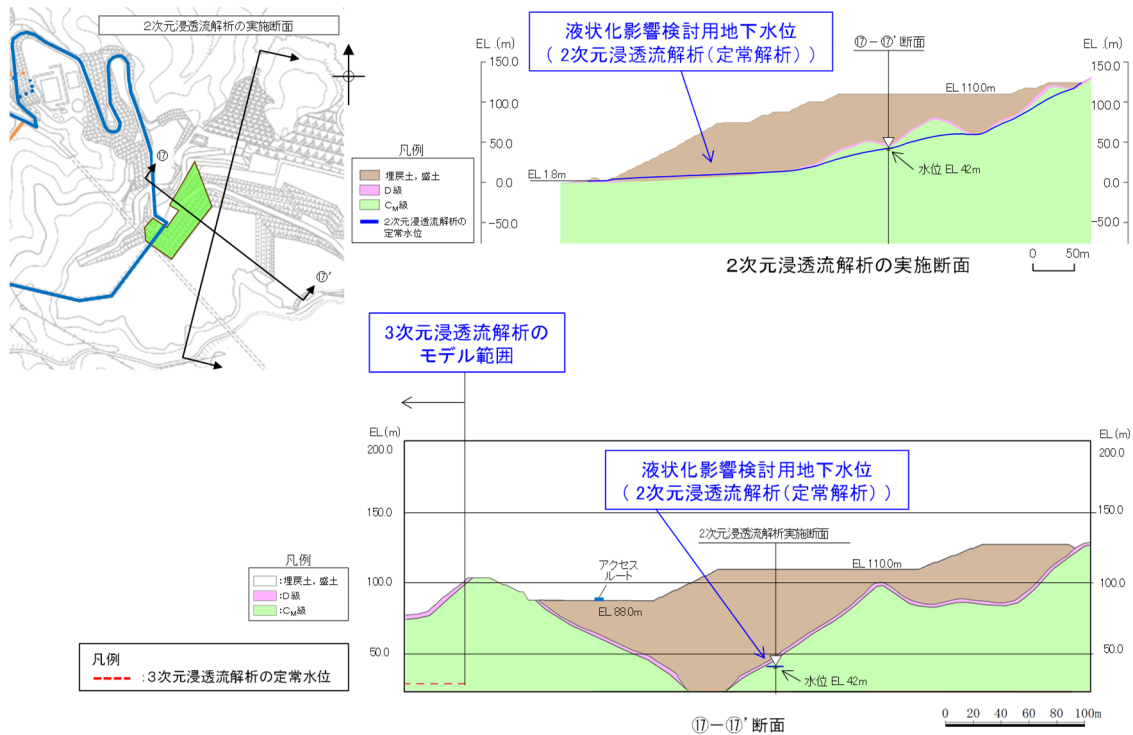


図 2.4.2.3-4 2次元浸透流解析による検討用地下水位
(上図：2次元浸透流解析の実施断面，下図：⑩-⑩'断面)

2.5 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面のグループ分け

保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面のグループ分けは、以下の観点から分類する。

- ①地盤の種類が異なることから、岩盤斜面と盛土斜面に区分する。
- ②地質や地震増幅特性が異なることから、法尻標高 EL 15m 以下、EL 33～50m、EL 88m の3つに区分する。

上記に従いグループ分けを行った結果、斜面の法尻標高及び種類毎にグループ A (岩盤斜面, 法尻標高 EL 15m 以下), グループ B (盛土斜面, 法尻標高 EL 15m 以下), グループ C (岩盤斜面, 法尻標高 EL 33～50m) 及びグループ D (盛土斜面, 法尻標高 EL 88m) の4つのグループに分類した。分類結果を図 2.5-1 に示す。

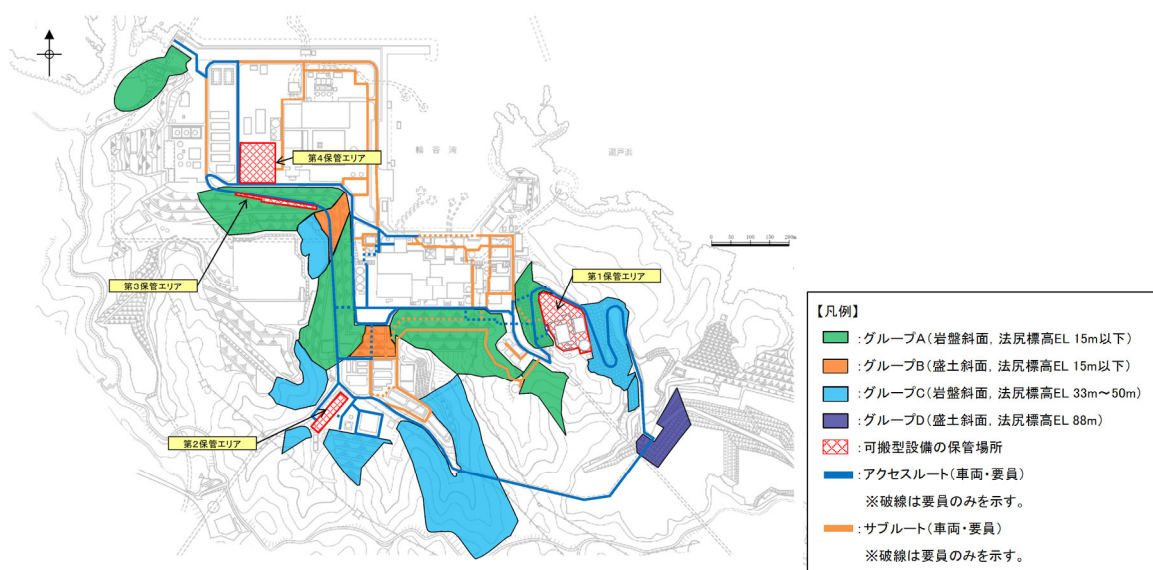


図 2.5-1 グループ A~D の平面位置図

2.6 評価対象斜面の選定及び評価

2.6.1 評価フロー（詳細）

保管場所及びアクセスルート周辺斜面の地震時安定性評価は、設置（変更）許可申請書における地盤安定性評価と同様に、図 2.6.1-1 に示すフローに基づき行う。（断面位置は、「2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果」を参照）

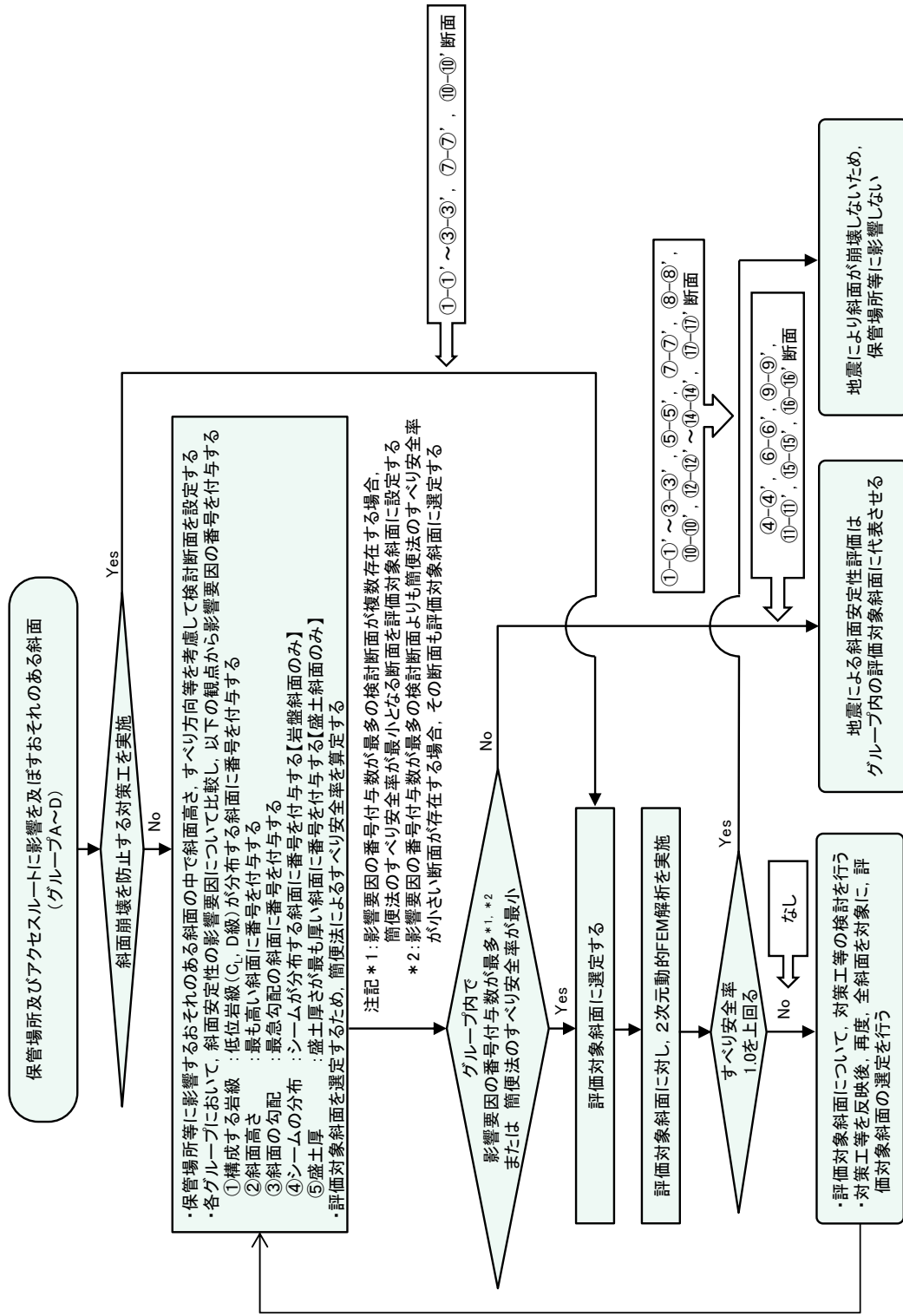


図 2.6.1-1 保管場所等の評価対象斜面のすべりに対する安定性評価のフロー

2.6.2 選定方針及び評価方法

評価対象斜面については、「2.5 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面のグループ分け」で分類したグループ毎に、すべり安全率が厳しくなると考えられる「影響要因」（①構成する岩級、②斜面高さ、③斜面の勾配、④シームの分布の有無、⑤盛土厚）の観点から比較を行い、影響要因の番号を付与した。影響要因の番号付与数及び簡便法のすべり安全率により定量的に比較検討し、評価対象斜面を選定した。簡便法は、JEAG4601-2015に基づき、静的震度 $K_H=0.3$ 、 $K_V=0.15$ を用いた。

選定結果を「2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果」に示す。

影響要因の検討においては、図 2.6.2-1 に示す位置における既往の地質調査結果を踏まえて実施した。

2.6.2.1 基準地震動 S_s による 2次元動的 FEM 解析

評価対象斜面に選定された保管場所及びアクセスルートの周辺斜面について、基準地震動 S_s によるすべり安定性評価を実施する。

2.6.2.2 地震応答解析手法

評価対象斜面の解析断面について、基準地震動 S_s に対する地震応答解析を 2次元動的有限要素法により行う。地震応答解析は周波数応答解析手法を用い、等価線形化法により土質材料のせん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を考慮する。

地震時の応力は、静的解析による常時応力と地震応答解析による地震時増分応力を重ね合わせるにより算出する。常時応力は地盤の自重計算により求まる初期応力を考慮し、動的応力は水平地震動及び鉛直地震動による応答の同時性を考慮して求める。

地震応答解析に用いたコードを表 2.6.2.2-1 に示す。なお、解析コードの検証、妥当性確認等の概要については、参考資料 3 に示す。

表 2.6.2.2-1 斜面の地震応答解析に用いたコード

	解析コード
静的解析	S-STAN Ver. 20_SI
地震応答解析	ADVANF Ver. 4.0

調査数量一覧表

調査項目	1・2号機調査地 1968～1982年度 2006～2008年度	3号機調査 1995～2002年度	その他調査 1995年度 2007～2008年度 2011～2015年度 2019年度	合計
弾性波 探査	5,600m (24測線)	2,520m (6測線)	3,320m (9測線)	11,440m (39測線)
	8,120m (30測線)			
ボーリング 調査	155孔 (延9,230m)	113孔 (延12,295m)	49孔 (延4,963m)	317孔 (延26,488m)
	268孔 (延21,523m)			
	840m	830m	-	1,770m

凡 例

- 1・2号機調査地ボーリング位置
 - 3号機調査地ボーリング位置
 - その他調査地ボーリング位置
 - 1・2号機調査地弾性波探査測線
 - 3号機調査地弾性波探査測線
 - その他調査地弾性波探査測線
 - 1・2号機調査地試験坑・試験坑
 - 3号機調査地試験坑・試験坑
 - 原子炉建物設置位置
 - 大深度ボーリング孔位置
 - オフセットVSP探査起振点
 - 反射法探査測線
- ※調査数量一覧には含まれない。

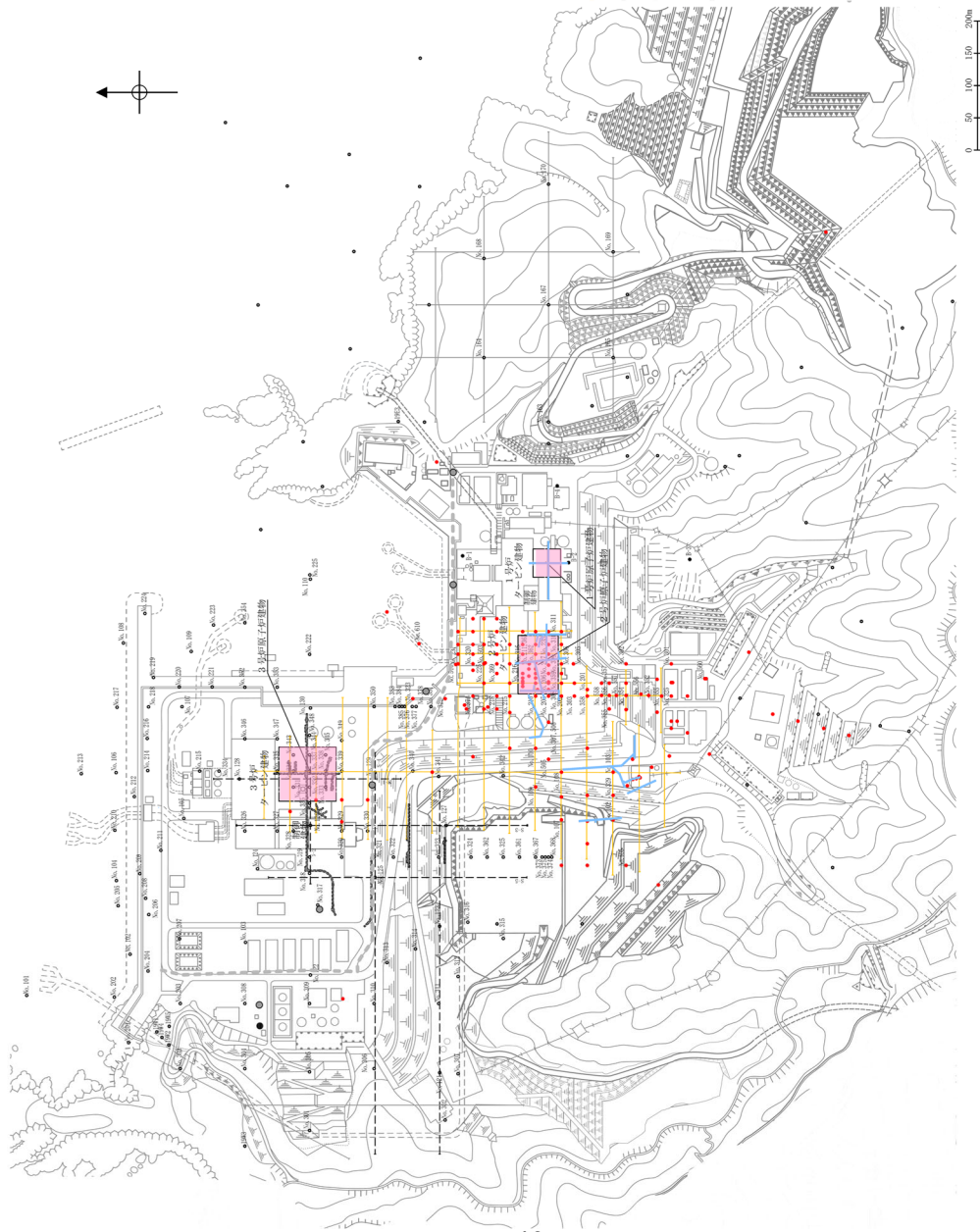


図 2.6.2-1 既往の地質調査位置図

2.6.2.3 解析用物性値

解析用物性値は、添付書類「IV-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づいて設定する。

すべり安定性評価に用いる解析用物性値を表 2.6.2.3-1～表 2.6.2.3-3、解析用物性値の設定根拠を表 2.6.2.3-4 及び表 2.6.2.3-5 に示す。

また、斜面の解析用物性値設定フローを図 2.6.2.3-1 に示す。

保管場所及びアクセスルートの周辺斜面のうち、設置（変更）許可申請書で示した耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の周辺斜面を兼ねる周辺斜面については、精緻に評価を行う観点から、岩盤を岩相・岩級毎に区分してモデル化し、表 2.6.2.3-1～表 2.6.2.3-3 に示す岩相・岩級毎の解析用物性値を使用する。

また、抑止杭を施工した斜面についても、抑止杭の設計を精緻に行う観点から、同様に岩盤を岩相・岩級毎に区分してモデル化し、岩相・岩級毎の解析用物性値を使用する。

それ以外の周辺斜面は、岩盤（成相寺層）は同岩級で比較すると物性に大きな差がないことから、岩盤を岩級のみ区分してモデル化し、これらの周辺斜面の主要な岩相として、 C_H 級は「頁岩」、 C_M 級～ C_L 級は「凝灰岩・凝灰角礫岩」の解析用物性値を用いる。

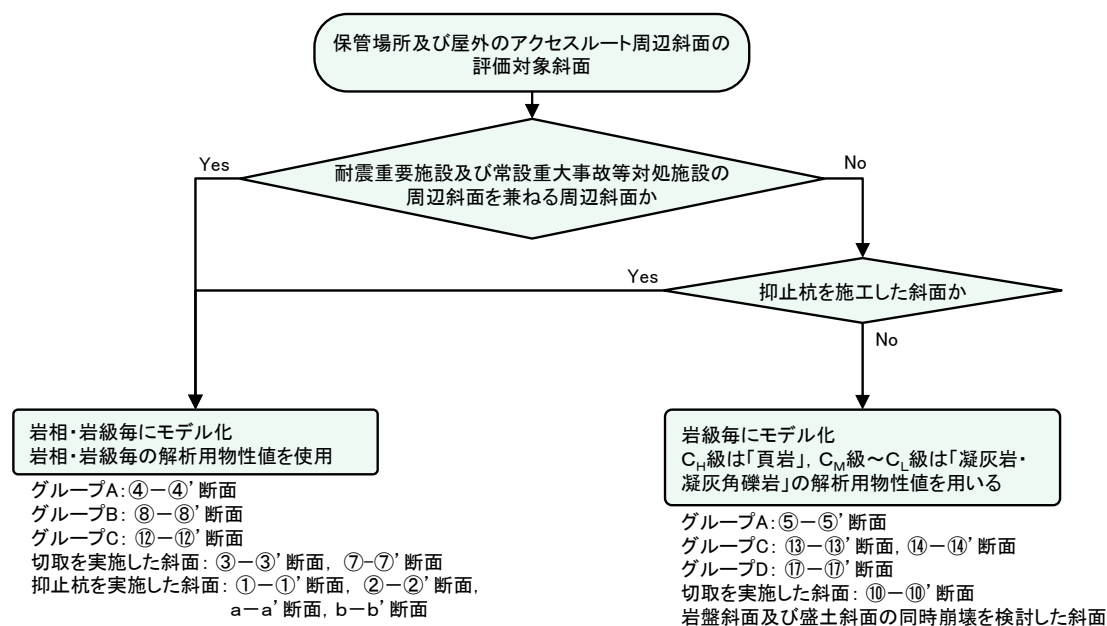


図 2.6.2.3-1 斜面の解析用物性値設定フロー

表 2.6.2.3-1 解析用物性値一覧表 (岩盤①)

	物理特性	強度特性			静的変形特性		動的変形特性		減衰特性
		せん断強度 τ_0 (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E ($\times 10^3$ N/mm ²)	静ポアソン比 ν_s	動せん断弾性係数 G_d ($\times 10^3$ N/mm ²)	動ポアソン比 ν_d	
頁岩	C _H 級	2.57	1.14	54	$1.48 \sigma^{0.72}$	3.74	0.19	表 2.6.2.3-2 参照	0.03
	C _M 級	2.52	0.92	54	$0.34 \sigma^{0.54}$	1.95	0.20		
	C _L 級	2.44	0.28	45	$0.34 \sigma^{0.54}$	0.54	0.20		
頁岩と凝灰岩 の互層	C _H 級	2.56	1.14	54	$1.28 \sigma^{0.72}$	3.74	0.19		
	C _M 級	2.49	0.92	54	$0.34 \sigma^{0.54}$	1.95	0.20		
	C _L 級	2.33	0.28	28	$0.34 \sigma^{0.54}$	0.43	0.20		
凝灰岩・ 凝灰角礫岩	C _H 級	2.51	1.54	55	$1.28 \sigma^{0.72}$	7.78	0.19		
	C _M 級	2.44	1.14	47	$0.34 \sigma^{0.54}$	1.47	0.20		
	C _L 級	2.30	0.60	28	$0.34 \sigma^{0.54}$	0.43	0.25		
ドレライト	C _H 級	2.78	2.14	52	$1.56 \sigma^{0.72}$	7.78	0.22		
	C _M 級	2.60	1.58	52	$0.36 \sigma^{0.54}$	1.47	0.25		
	C _L 級	2.53	0.83	43	$0.36 \sigma^{0.54}$	0.43	0.25		
安山岩	C _H 級	2.68	2.14	52	$1.56 \sigma^{0.72}$	7.78	0.25		
	C _M 級	2.68	1.58	52	$0.36 \sigma^{0.54}$	1.47	0.25		
	C _L 級	2.59	0.83	43	$0.36 \sigma^{0.54}$	0.43	0.25		
岩盤 (成相寺層)									
岩盤 (貫入岩)									

表 2.6.2.3-2 解析用物性値一覧表 (岩盤②)

	動せん断弾性係数 $G_d (\times 10^3 \text{ N/mm}^2)$						動ポアソン比 ν_d					
	第①速度層	第②速度層	第③速度層	第④速度層	第⑤速度層	第⑥速度層	第①速度層	第②速度層	第③速度層	第④速度層	第⑤速度層	第⑥速度層
頁岩	C _H 級	0.16	2.08	6.58	9.77	10.28	14.19					
	C _M 級	0.16	2.04	6.45	9.58	10.08	13.92					
	C _L 級	0.15	1.98	6.25	9.28	9.76	13.47					
岩盤 (成相寺層)	C _H 級	0.16	2.07	6.55	9.73	10.24	14.14					
	C _M 級	0.16	2.02	6.37	9.47	9.96	13.75					
	C _L 級	0.15	1.89	5.96	8.86	9.32	12.87					
凝灰岩・ 凝灰角礫岩	C _H 級	0.16	2.03	6.43	9.54	10.04	13.86					
	C _M 級	0.15	1.98	6.25	9.28	9.76	13.47	0.45	0.39	0.38	0.34	0.35
	C _L 級	0.14	1.86	5.89	8.75	9.20	12.70					
ドレライト	C _H 級	0.17	2.25	7.12	10.57	11.12	15.35					
	C _M 級	0.16	2.11	6.66	9.89	10.40	14.36					
	C _L 級	0.16	2.05	6.48	9.62	10.12	13.97					
岩盤 (真人岩)	C _H 級	0.17	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80					
	C _M 級	0.17	2.17	6.86	10.19	10.72	14.80					
	C _L 級	0.16	2.10	6.63	9.85	10.36	14.30					

表 2.6.2.3-3 解析用物性値一覧表 (土質材料)

	物理特性		強度特性			静的変形特性		動的変形特性		減衰特性
	密度 ρ_s (g/cm ³)	せん断 強度 τ_0 (N/mm ²)	内部 摩擦角 ϕ (°)	残留強度 τ (N/mm ²)	静弾性係数 E (N/mm ²)	静ポアソン 比 ν_s	動せん断 弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン 比 ν_d	減衰定数 h	
D 級岩盤	2.28	0.11	6	$0.11 + \sigma \tan 6^\circ$	$141 \sigma^{0.39}$	0.30	$G_0 = 148 \sigma^{0.49}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1/(1+\gamma/0.00062)$	0.45	$\gamma \leq 1 \times 10^{-4}$: h=0.023 $\gamma > 1 \times 10^{-4}$: h=0.023 +0.071 $\cdot \log(\gamma/0.0001)$	
シーム	2.23	0.19	18	$0.19 + \sigma \tan 18^\circ$	$G_{0.5} = 44 \sigma^{0.34}$	0.40	$G_0 = 225 \sigma^{0.31}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1/[1+(\gamma/0.00149)^{0.849}]$	0.45	$h = \gamma / (2.14\gamma + 0.017) + 0.031$	
埋戻土, 盛土	2.11	0.22	22	$0.22 + \sigma \tan 22^\circ$	$E_{0.5} = 115 \sigma^{0.61}$	0.40	$G_0 = 749 \sigma^{0.66}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1/(1+\gamma/0.00027)$	0.45	$h = 0.0958 \gamma / (\gamma + 0.00020)$	
埋戻土 (購入土)	2.01	0.04	21	$0.04 + \sigma \tan 21^\circ$	$E_{0.5} = 227 \sigma^{0.75}$	0.40	$G_0 = 275 \sigma^{0.61}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1/(1+\gamma/0.00048)$	0.45	$h = 0.2179 \gamma / (\gamma + 0.00085)$	
旧表土	2.00	0.03	21	$0.03 + \sigma \tan 21^\circ$	$E_{0.5} = 37 \sigma^{0.79}$	0.40	$G_0 = 240 \sigma^{0.61}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1/(1+\gamma/0.0011)$	0.45	$h = 0.20 \gamma / (\gamma + 0.000413)$	
MMR	2.35	—	—	—	23,500	0.20	9,792	0.20	0.05	

表 2.6.2.3-4 解析用物性値の設定根拠 (岩盤)

岩種	岩級	物理特性		強度特性		変形特性			減衰特性					
		ピーク強度	残留強度	静的特性	動的特性	減衰特性								
				静弾性係数	静ポアソン比	動せん断弾性係数	動ポアソン比	減衰定数						
岩盤 (成相寺層)	頁岩	C _H 級	ブロックせん断試験	平板載荷試験	一軸圧縮試験	PS検層	慣用値*							
		C _M 級												
		C _L 級												
	頁岩と凝灰岩の互層	C _H 級												
		C _M 級												
		C _L 級												
	凝灰岩・凝灰角礫岩	C _H 級							密度試験(飽和)	換算値	換算値	換算値	換算値	
		C _M 級												
		C _L 級												
ドレライト	C _H 級													
	C _M 級													
	C _L 級													
安山岩	C _H 級													
	C _M 級													
	C _L 級													

注記* : 社団法人日本電気協会「原子力発電所耐震設計技術指針」(JEAG4601-2015)を参考に設定

表 2.6.2.3-5 解析用物性値の設定根拠（土質材料）

	物理特性	強度特性		変形特性				減衰特性
		ピーク強度	残留強度	静的特性		動的特性		
				静弾性係数	静ポアソン比	動せん断弾性係数	動ポアソン比	
D 級岩盤		中型三軸圧縮試験		中型三軸圧縮試験		動的中型三軸圧縮試験	慣用値*2	動的中型三軸圧縮試験
シーム		単純せん断試験		単純せん断試験		動的単純せん断試験		動的単純せん断試験
埋戻土，盛土	密度試験 (飽和)	大型三軸圧縮試験	ピーク 強度と 同じ値	大型三軸圧縮試験	慣用値*2	動的大型三軸圧縮試験	慣用値*3	動的大型三軸圧縮試験
埋戻土（購入土）		三軸圧縮試験		三軸圧縮試験		繰返し中空ねじり せん断試験		繰返し中空ねじり せん断試験
旧表土						動的三軸圧縮試験		動的三軸圧縮試験
MMR	慣用値*1	—	—	慣用値*1	慣用値*1	慣用値*1	慣用値*1	慣用値*1

注記*1：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（社団法人土木学会，1992年・2005年）を参考に設定

*2：設計用地盤定数の決め方-岩盤編-（社団法人地盤工学会・2007年）を参考に設定

*3：原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術（技術資料）（社団法人土木学会，2009年）を参考に設定

2.6.2.4 解析モデルの設定

解析モデルは設置（変更）許可申請書における地盤安定性評価と同様、以下のとおり設定した。

a. 地盤のモデル化

地盤は平面ひずみ要素でモデル化する。シームはジョイント要素でモデル化する。

b. 地下水位

解析用地下水位は、保守的に地表面に設定する。

2.6.2.5 評価基準値及び想定すべり面の設定

すべり安定性評価では、水平動・鉛直動を同時に考慮した基準地震動 S_s に対する動的解析により、評価対象斜面の最小すべり安全率が評価基準値 1.0 を上回ることを確認する。（評価基準値を 1.0 とした根拠は参考資料 2 を参照）

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すべり面上のせん断力の和で除して求める。

引張応力が発生した要素については、すべり面に対して直応力が引張応力の場合には強度を 0 とし、圧縮応力の場合は残留強度を用いる。また、せん断強度に達した要素では残留強度を用いる。

評価対象斜面の選定における簡便法及び地震応答解析による周辺斜面のすべり安定性評価においては、図 2.6.2.5-1 に示すとおり、「2.4 液状化範囲の検討」により設定した液状化範囲において、すべり面上のせん断力及びせん断抵抗力を考慮せずすべり安全率を算定する。

すべり安全率の算定には、解析コード「CPOSTSK Ver. 19.1」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、参考資料 3 に示す。

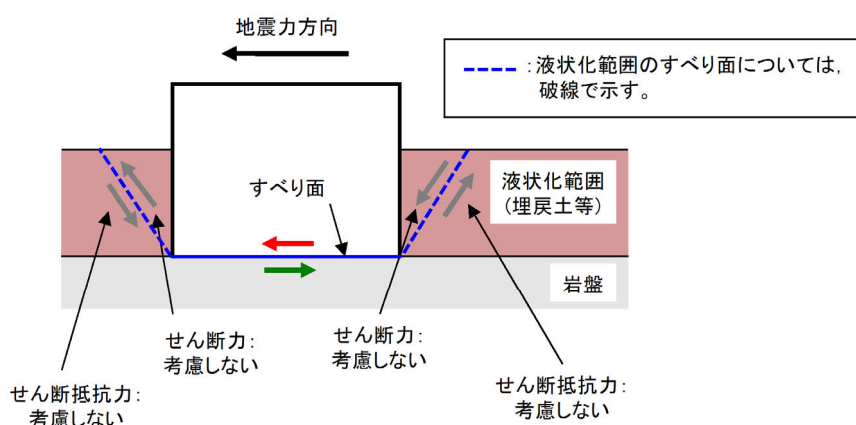


図 2.6.2.5-1 液状化影響を考慮したすべり安全率の算定方法（動的解析，簡便法）

想定すべり面は、設置（変更）許可申請書における地盤安定性評価と同様、図 2.6.2.5-2 に示すとおり、簡便法によるすべり面及びシーム等の弱層を通るすべり面を設定し、応力状態を踏まえて必要に応じてすべり面を追加設定する。

シーム等の弱層を通るすべり面は、基礎地盤で設定したものと同様に角度をパラメトリックに設定する。

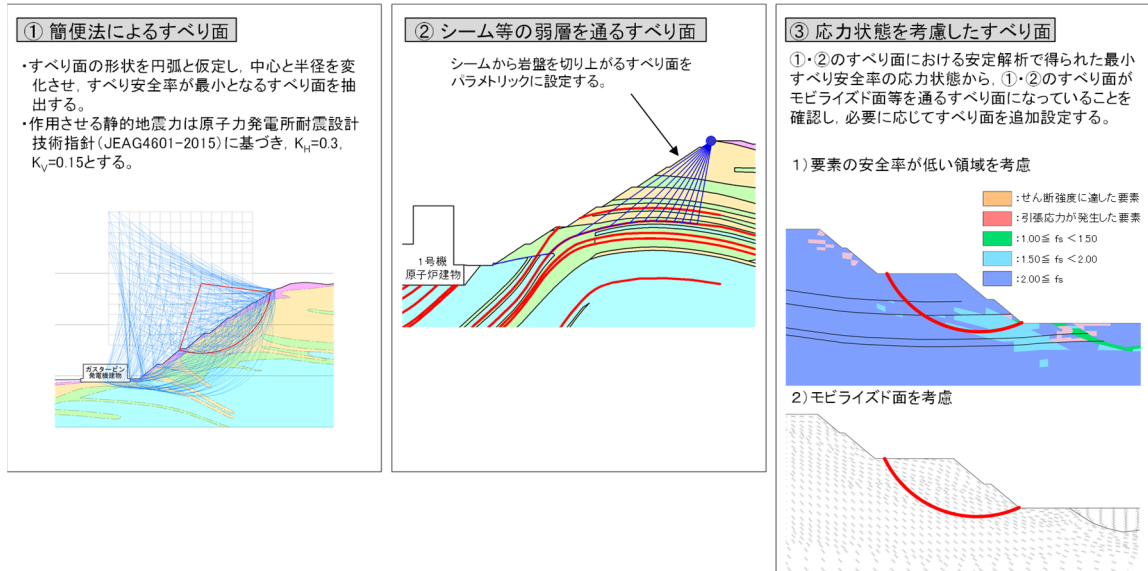


図 2.6.2.5-2 想定すべり面の設定方法

2.6.2.6 入力地震動の策定

入力地震動は、解放基盤面で定義される基準地震動 S_s を1次元波動論によって、地震応答解析モデルの入力位置で評価したものをを用いる。入力地震動は水平地震動及び鉛直地震動を同時に作用させるものとする。

応答スペクトル手法による基準地震動については、水平地震動及び鉛直地震動の位相反転を考慮する。また、震源を特定せず策定する地震動による基準地震動については、観測波であることから、鉛直地震動の位相反転を行わないが、観測点に対する起震断層の方位の不確実性を考慮し、水平地震動の位相反転を考慮する。

なお、敷地ごとに震源を特定して策定する地震動による基準地震動 S_s-F1 及び S_s-F2 については、応答スペクトル手法による基準地震動 S_s-D に包絡されるため、検討対象外とする。

表 2.6.2.6-1 に入力地震動の一覧を示す。

入力地震動策定の概念図を図 2.6.2.6-1 に、基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルと時刻歴波形を図 2.6.2.6-2～図 2.6.2.6-5 に示す。

なお、入力地震動の策定には、解析コード「SHAKE Ver.2.0」を使用する。

表 2.6.2.6-1 入力地震動の一覧

基準地震動	地震動の策定方法	検討ケース*	備考
S_s-D	応答スペクトル手法による地震動	(+, +), (-, +) (+, -), (-, -)	水平地震動及び鉛直地震動の位相反転を考慮する。
S_s-N1	震源を特定せず策定する地震動 (2004年 北海道留萌支庁南部地震)	(+, +), (-, +)	観測波であるため、鉛直地震動の位相反転を行わないが、観測点に対する起震断層の方位の不確実性を考慮し、水平地震動の位相反転を考慮する。
S_s-N2	震源を特定せず策定する地震動 (2000年 鳥取県西部地震)	(+, +), (-, +)	観測波であるため、鉛直地震動の位相反転を行わないが、観測点に対する起震断層の方位の不確実性を考慮し、水平地震動の位相反転を考慮する。
S_s-F1	敷地ごとに震源を特定して策定する地震動 (宍道断層)	-	応答スペクトル手法による基準地震動 S_s-D に包絡されるため、検討対象外とする。
S_s-F2	敷地ごとに震源を特定して策定する地震動 (宍道断層)	-	応答スペクトル手法による基準地震動 S_s-D に包絡されるため、検討対象外とする。

注記*：基準地震動の(+, +)は位相反転なし、(-, +)は水平反転、(+, -)は鉛直反転、(-, -)は水平反転かつ鉛直反転を示す。

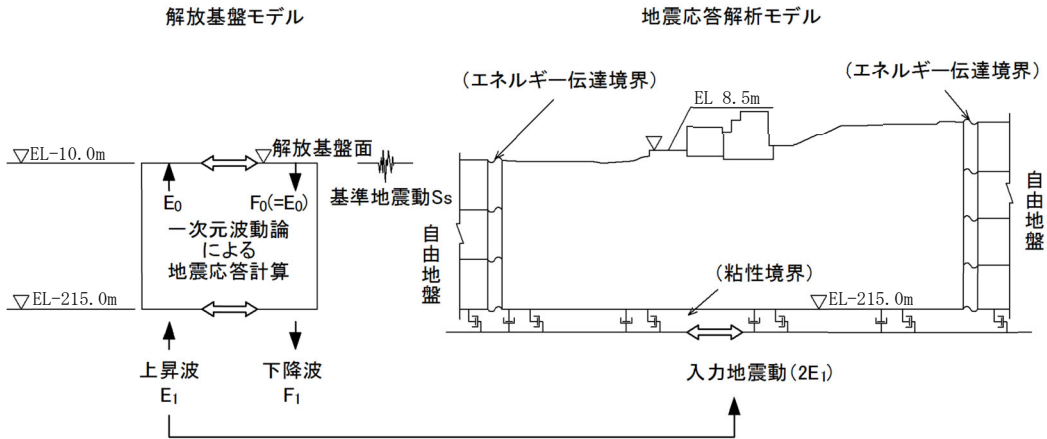


図 2.6.2.6-1 入力地震動策定の概念図

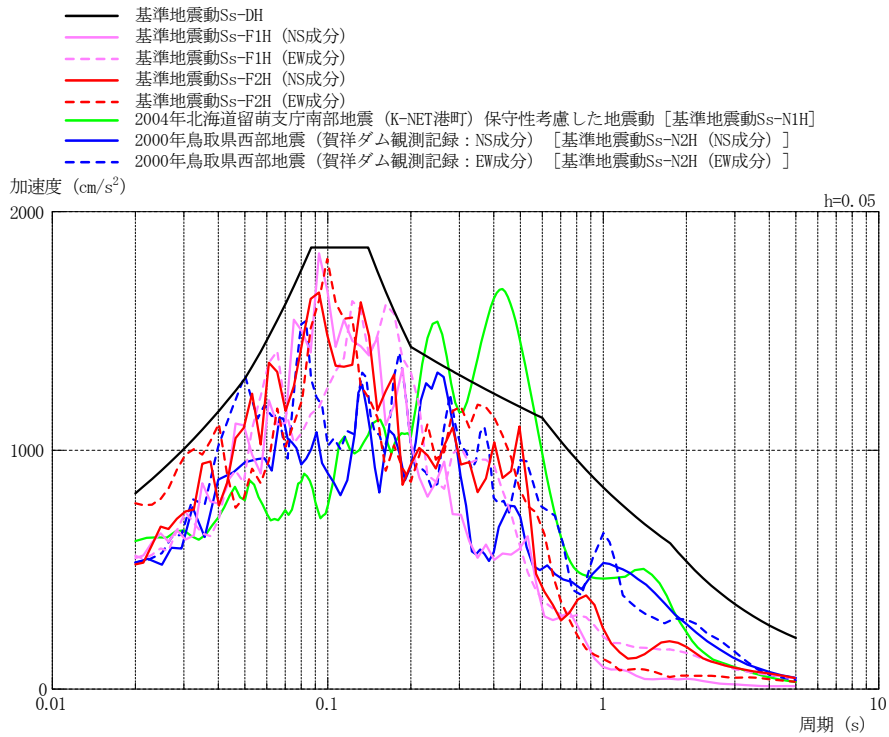
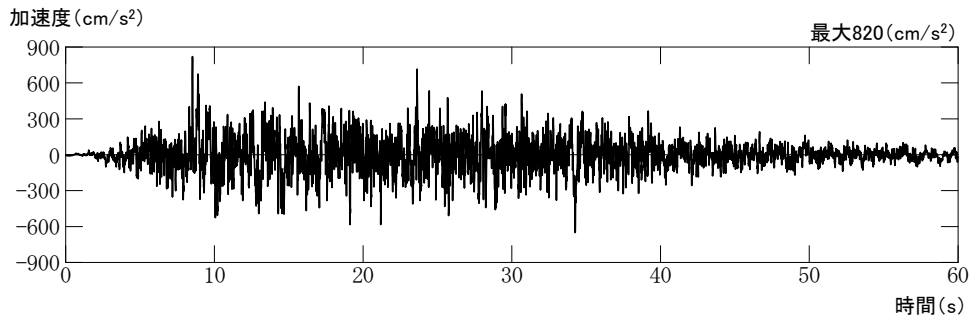
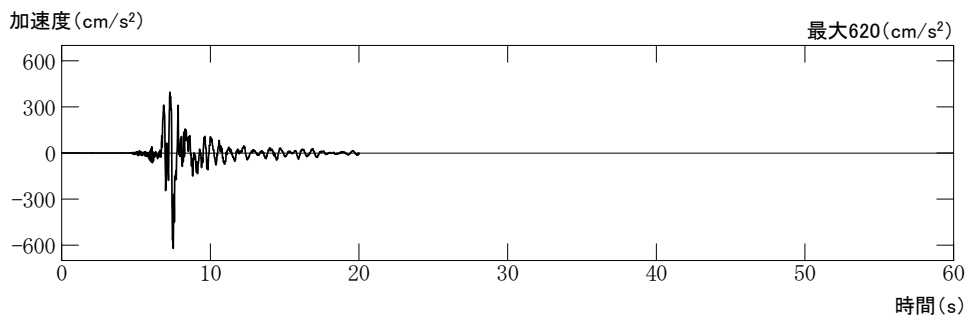


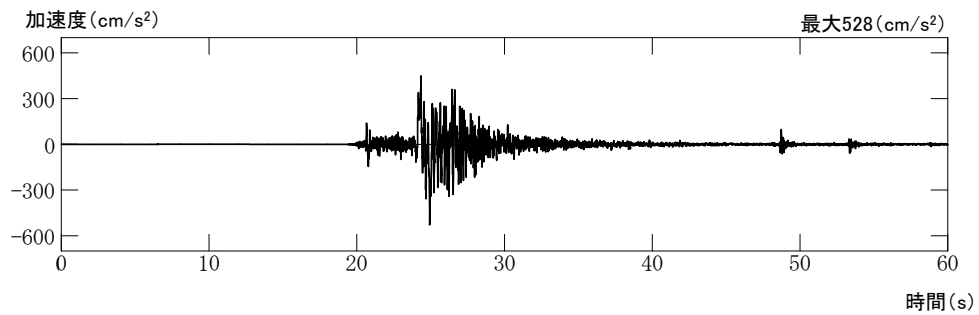
図 2.6.2.6-2 基準地震動 S s の加速度応答スペクトル (水平方向)



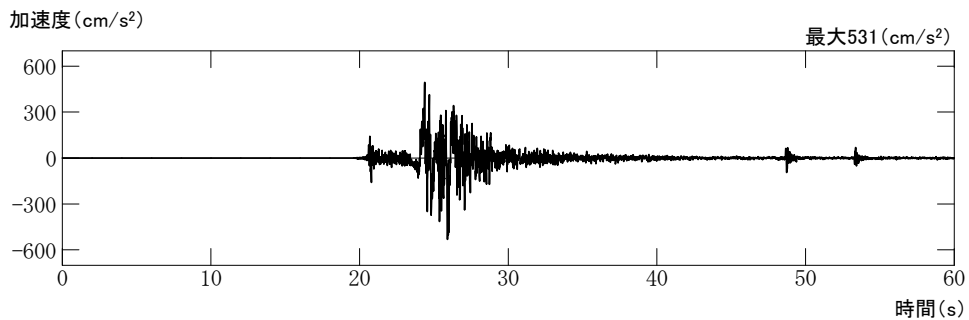
S s - D



S s - N1



S s - N2 (Ns 成分)



S s - N2 (EW 成分)

図 2.6.2.6-3 基準地震動 S s の加速度時刻歴波形 (水平方向)

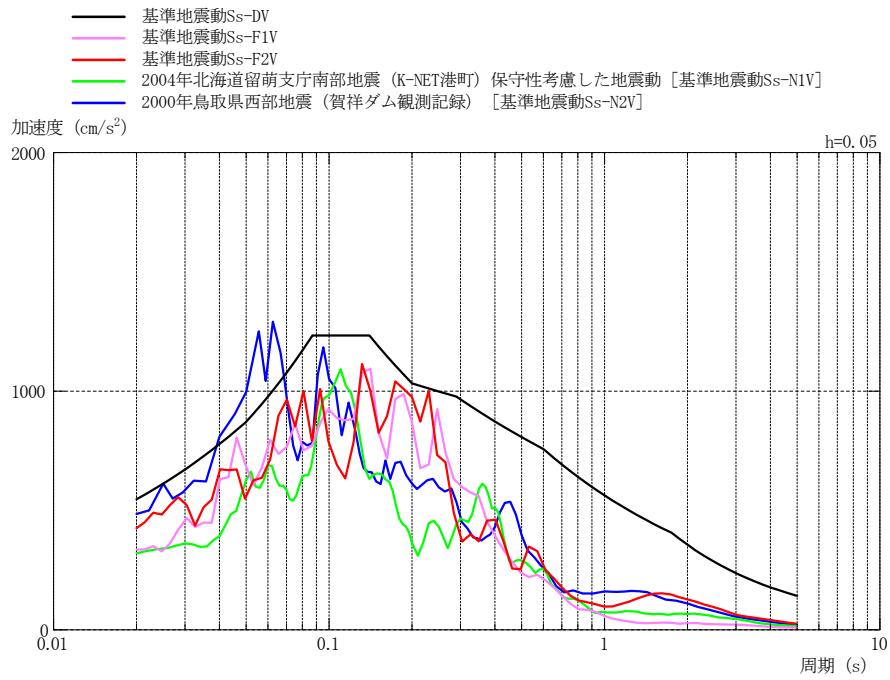
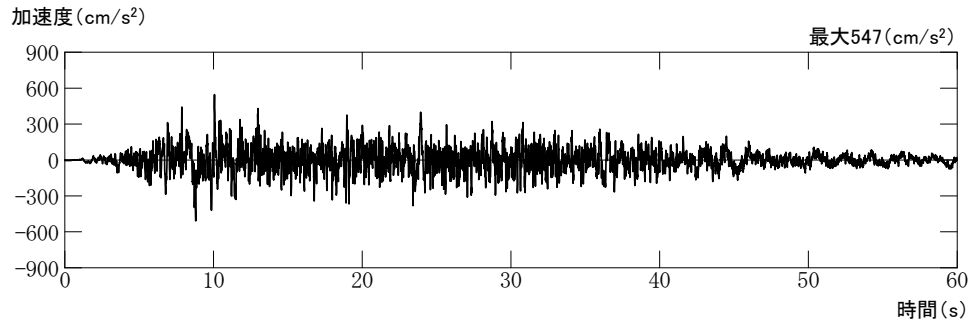
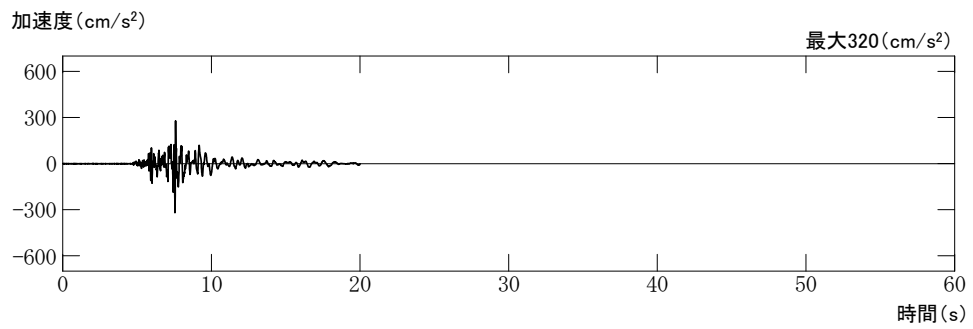


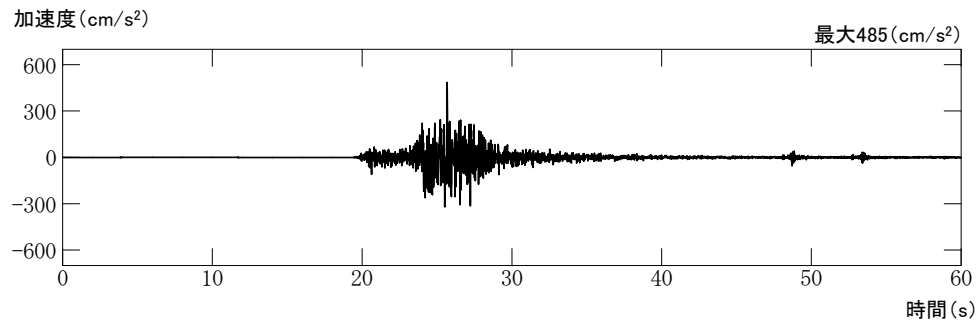
図 2.6.2.6-4 基準地震動 S s の加速度応答スペクトル (鉛直方向)



S s - D



S s - N1



S s - N2

図 2.6.2.6-5 基準地震動 S s の加速度時刻歴波形 (鉛直方向)

2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果

グループA～Dの評価対象斜面の評価結果を2.6.3.1～2.6.3.4に、対策工（切取）を実施した斜面の評価結果を2.6.3.5に示す。

対策工（抑止杭）を実施した斜面の評価結果は、2.7に示す。

2.6.3.1 グループA（岩盤斜面，法尻標高EL 15m以下）

図2.6.3.1-1に示すとおり，各斜面の代表断面として④-④'断面～⑥-⑥'断面の3断面を作成し，この中から評価対象斜面を選定した。

④-④'断面～⑥-⑥'断面は，各斜面において，最も斜面高さが高くなり，最急勾配方向となるように断面位置を設定した。なお，自然斜面の断面位置は，風化層が厚くなる尾根部を通るようにした。

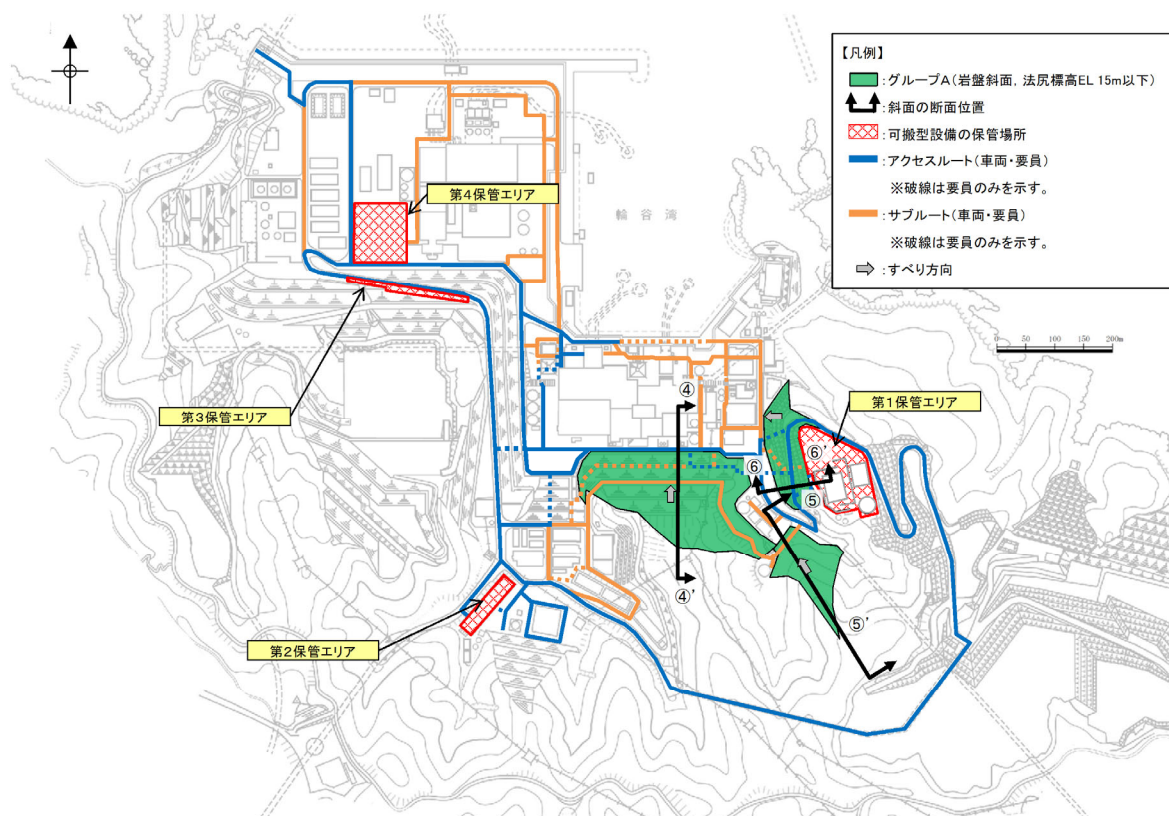


図 2.6.3.1-1 グループA（岩盤斜面，法尻標高EL 15m以下）の斜面の断面位置図

表 2.6.3.1-1 に示すとおり、図 2.6.3.1-2 に示す岩盤で構成される斜面の④-④' 断面～⑥-⑥' 断面について比較検討した結果、⑤-⑤' 断面の影響要因の番号付与数が多いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、当該斜面を評価対象斜面に選定した。各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細は参考資料 1 に示す。

対策工を実施した①-①' 断面～③-③' 断面及び⑦-⑦' 断面は、評価フローに基づき、安定解析により対策後のすべり安定性を確認する。

また、④-④' 断面は、評価対象斜面と比較し、該当する影響要因の付与数が同数であること、及び簡便法の最小すべり安全率が同程度であることから、耐震重要施設等の周辺斜面における評価結果を示す。

④-④' 断面、⑤-⑤' 断面の解析モデル図を図 2.6.3.1-3、図 2.6.3.1-4 に示す。

基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析結果を図 2.6.3.1-5 に示す。全ての評価対象斜面において、最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値 1.0 を上回っており、安定性を有することを確認した。

表 2.6.3.1-1 グループ A（岩盤斜面，法尻標高 EL 15m 以下）の評価対象斜面の選定結果

保管場所・アクセスルートに影響するおそれのある斜面	影響要因				該当する影響要因	簡便法の最小すべり安全率	選定理由	耐震重要施設等の周辺斜面における検討断面*	
	【影響要因①】構成する岩級	【影響要因②】斜面高さ	【影響要因③】斜面の勾配	【影響要因④】シームの分布の有無					
④-④'	C _{Hr} , C _{Mr} , C _L 級	94m	1 : 1.5	あり : 7条	①, ②, ④	2.41	⑤-⑤' 断面に比べ、斜面高さが高いが、勾配が緩いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑤-⑤' 断面の評価に代表させる。	○	
評価対象斜面に選定	⑤-⑤'	C _{Hr} , C _{Mr} , C _L 級	82m	1 : 2.1 (一部、C _L 級で 1 : 0.6 の急勾配部あり)	あり : 3条	①, ③, ④	2.21	C _L 級岩盤が分布すること、一部 1 : 0.6 の急勾配部があること、シームが分布すること、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。	-
⑥-⑥'	C _{Hr} , C _{Mr} , C _L 級	32m	1 : 1.1, 1 : 1.5	あり : 4条	①, ③, ④	4.98	⑤-⑤' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑤-⑤' 断面の評価に代表させる。	-	

■ : 番号を付与する影響要因 ■ : 影響要因の番号付与数が多い(簡便法のすべり安全率が小さい) ■ : 選定した評価対象斜面

注記 * : 発電用原子炉設置変更許可申請許可(原規発第2109152号, 令和3年9月15日付け)

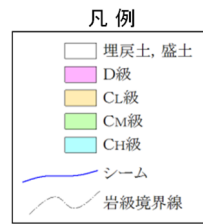
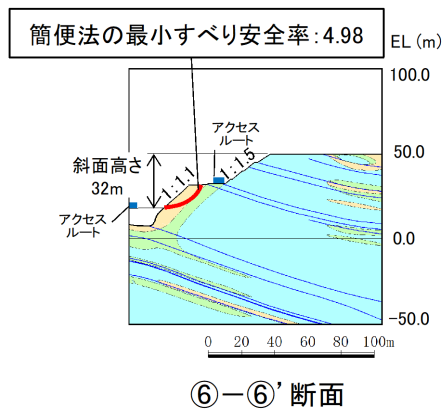
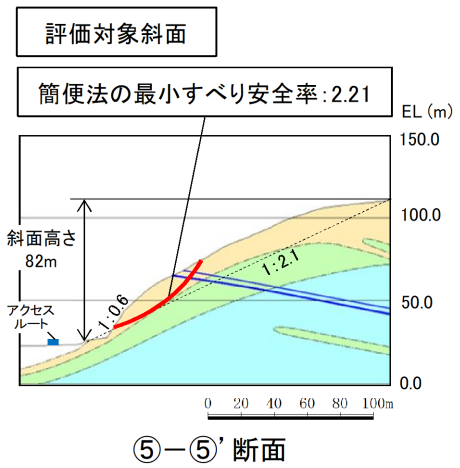
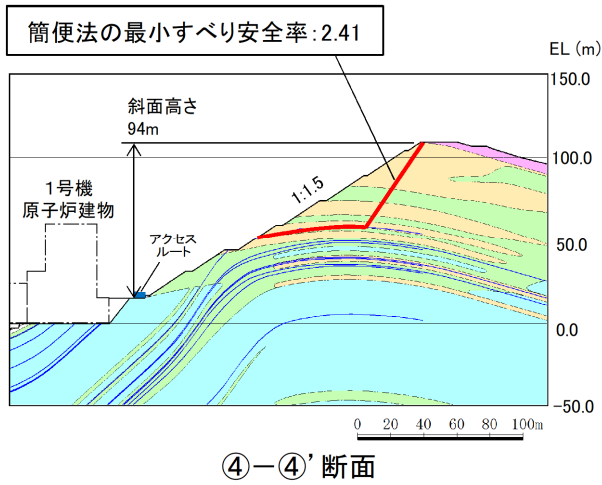


図 2.6.3.1-2 グループ A (岩盤斜面, 法尻標高 EL 15m 以下) の斜面の地質断面図

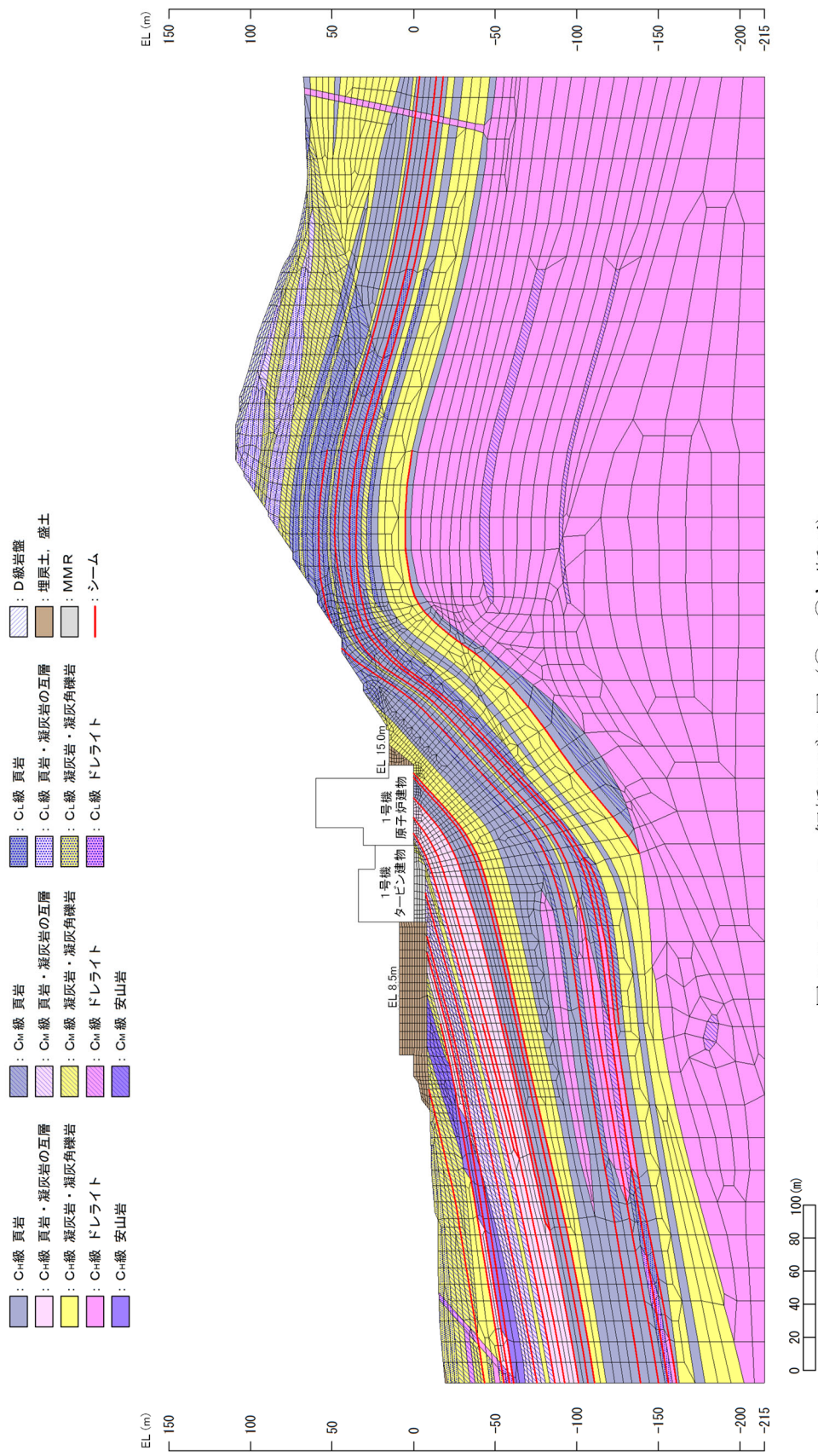


図 2.6.3.1-3 解析モデル図 (④-④' 断面)

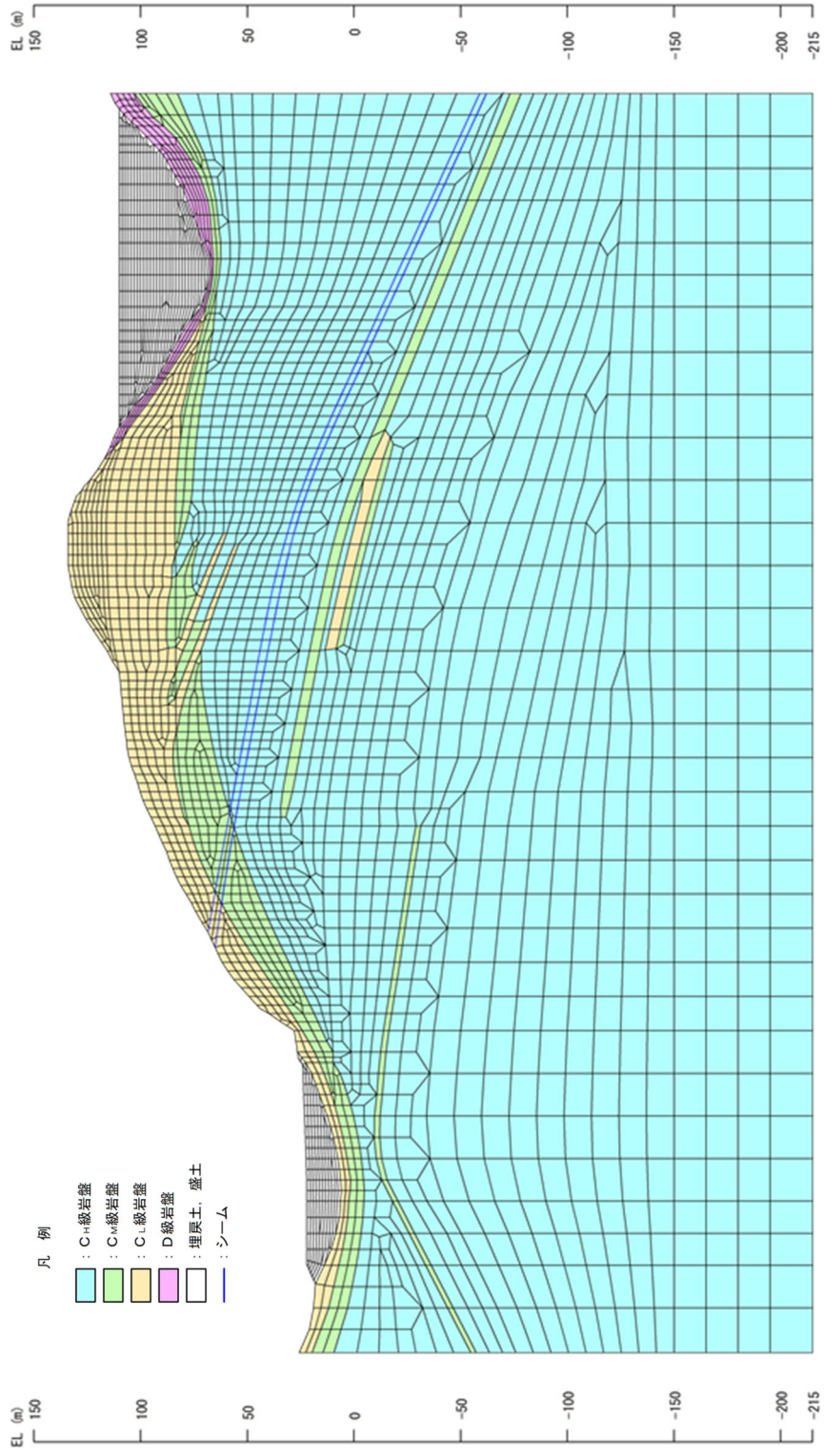
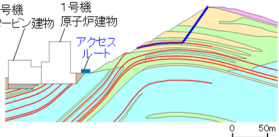
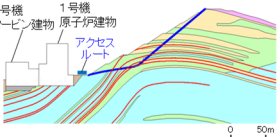
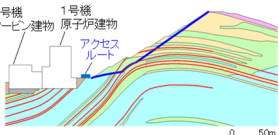
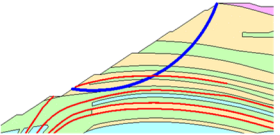


図 2.6.3.1-4 解析モデル図 (⑤-⑤' 断面)

・④-④' 断面 平均強度でのすべり安全率

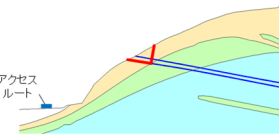
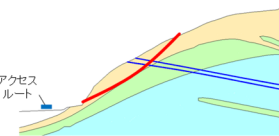
	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}		すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からシームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (+,-)	1.62 [14.63]	3	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からシームを通過して、法尻のC_w級とC_v級の岩級境界付近のC_w級岩盤内を通過して法尻に抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (-,+)	1.56 [7.45]
2	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からシームを通過して、法尻のC_w級とC_v級の岩級境界付近のC_w級岩盤内を通過して法尻に抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (-,+)	1.66 [7.45]	4	 <p>簡便法により設定したすべり面</p>	Ss-D (-,+)	1.57 [19.15]

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

【凡例】

- : C_v級 岩盤
- : C_w級 岩盤
- : C_s級 岩盤
- : D級 岩盤
- : 埋戻土、盛土
- : シーム
- : すべり面
- : 最小すべり安全率

・⑤-⑤' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}		すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>シーム沿いのすべり面(C_v級岩盤内及びシームを通過して斜面中腹に抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (+,+)	3.37 [7.46]	2	 <p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-D (+,+)	2.48 [8.55]

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

【凡例】

- : C_v級 岩盤
- : C_w級 岩盤
- : C_s級 岩盤
- : D級 岩盤
- : 埋戻土、盛土
- : シーム
- : すべり面
- : 最小すべり安全率

図 2.6.3.1-5 グループ A (岩盤斜面, 法尻標高 EL 15m 以下) のすべり安定性評価結果

2.6.3.2 グループB（盛土斜面，法尻標高EL 15m以下）

図2.6.3.2-1に示すとおり，各斜面の代表断面として⑧-⑧'断面，⑨-⑨'断面の2断面を作成し，この中から評価対象斜面を選定した。

⑧-⑧'断面，⑨-⑨'断面は，各斜面において，最も斜面高さが高くなり，最急勾配方向となるように断面位置を設定した。

各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細は参考資料1に示す。

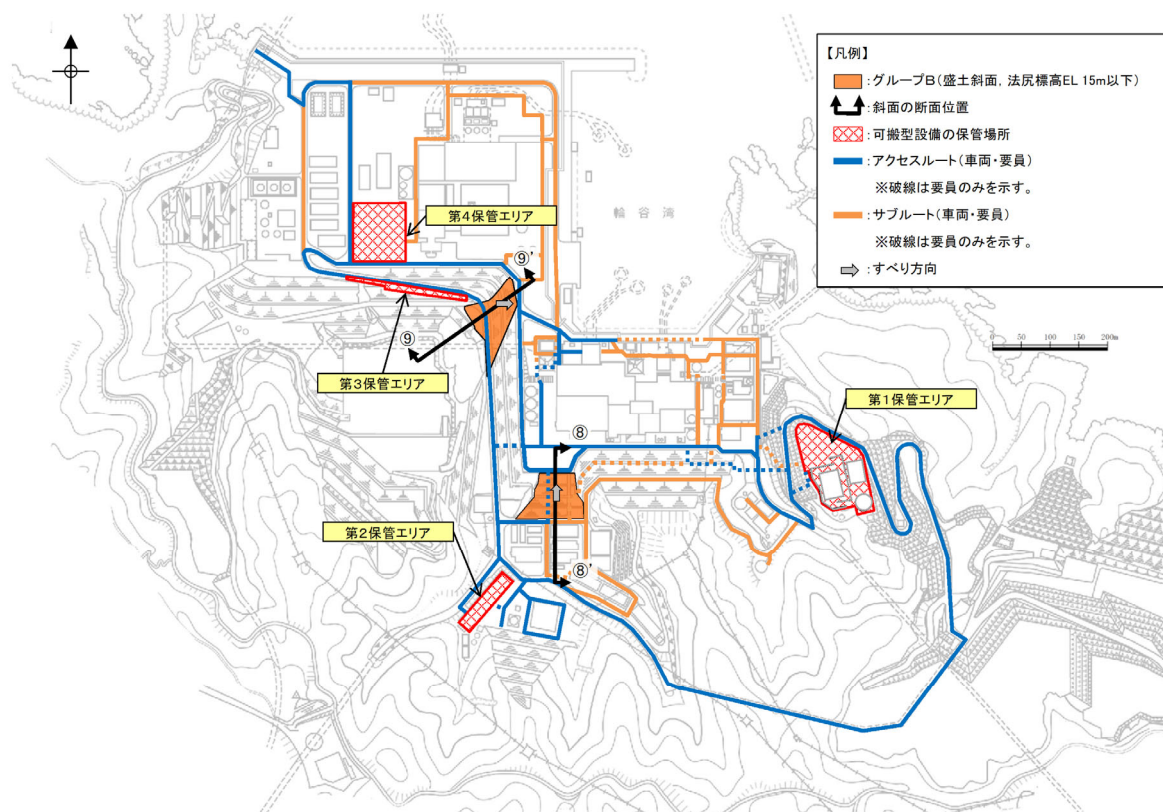


図 2.6.3.2-1 グループB（盛土斜面，法尻標高EL 15m以下）の斜面の断面位置図

表 2.6.3.2-1 に示すとおり、図 2.6.3.2-2 に示す盛土で構成される斜面の⑧-⑧' 断面及び⑨-⑨' 断面について比較検討した結果、⑧-⑧' 断面の影響要因の番号付与数が多いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、当該斜面を評価対象斜面に選定した。

⑧-⑧' 断面の解析モデル図を図 2.6.3.2-3 に示す。

基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析結果を図 2.6.3.2-4 に示す。全ての評価対象斜面において、最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値 1.0 を上回っており、安定性を有することを確認した。

表 2.6.3.2-1 グループ B（盛土斜面，法尻標高 EL 15m 以下）の評価対象斜面の選定結果

保管場所・アクセスルートに影響するおそれのある斜面	影響要因			該当する影響要因	簡便法の最小すべり安全率	選定理由	耐震重要施設等の周辺斜面における検討断面*
	【影響要因②】斜面高さ	【影響要因③】斜面の勾配	【影響要因⑤】盛土厚				
評価対象斜面に選定 ⑧-⑧'	29m	1 : 2.7	100m	②, ⑤	1.65	⑨-⑨'断面に比べ、盛土厚が厚いこと、斜面高さが高いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。	○
⑨-⑨'	25m	1 : 1.7	40m	③	2.28	⑧-⑧'断面に比べ、勾配が急であるが、盛土厚が薄いこと、斜面高さが低いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑧-⑧'断面の評価に代表させる。	-

■ : 番号を付与する影響要因 ■ : 影響要因の番号付与数が多い(簡便法のすべり安全率が小さい) ■ : 選定した評価対象斜面
 注記* : 発電用原子炉設置変更許可申請許可(原規規発第2109152号, 令和3年9月15日付け)

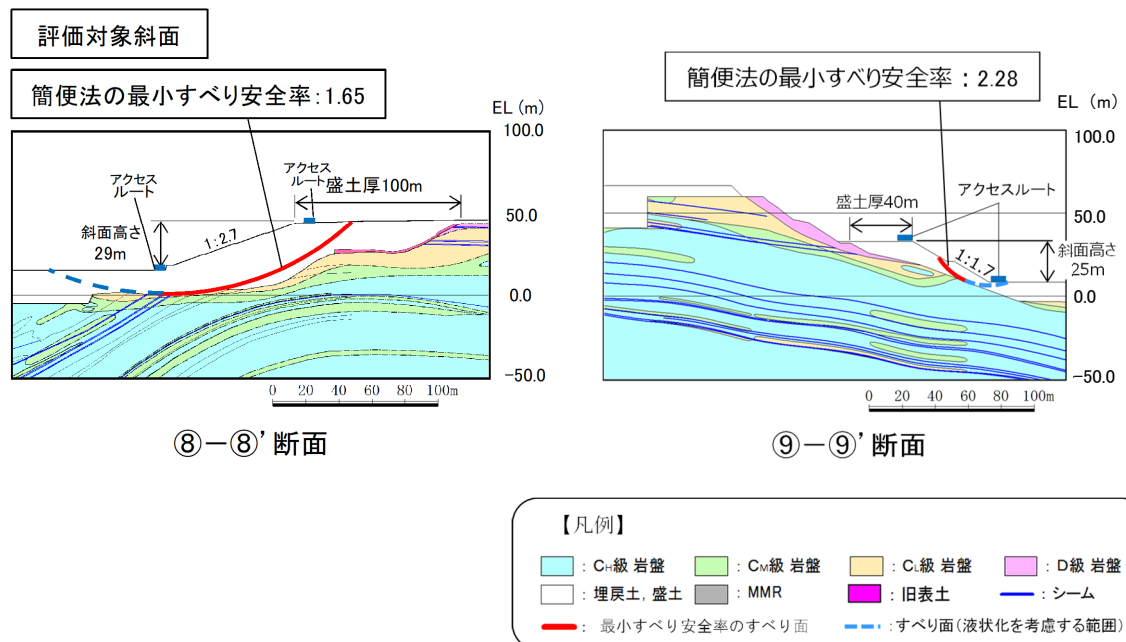


図 2.6.3.2-2 グループ B（盛土斜面，法尻標高 EL 15m 以下）の斜面の地質断面図

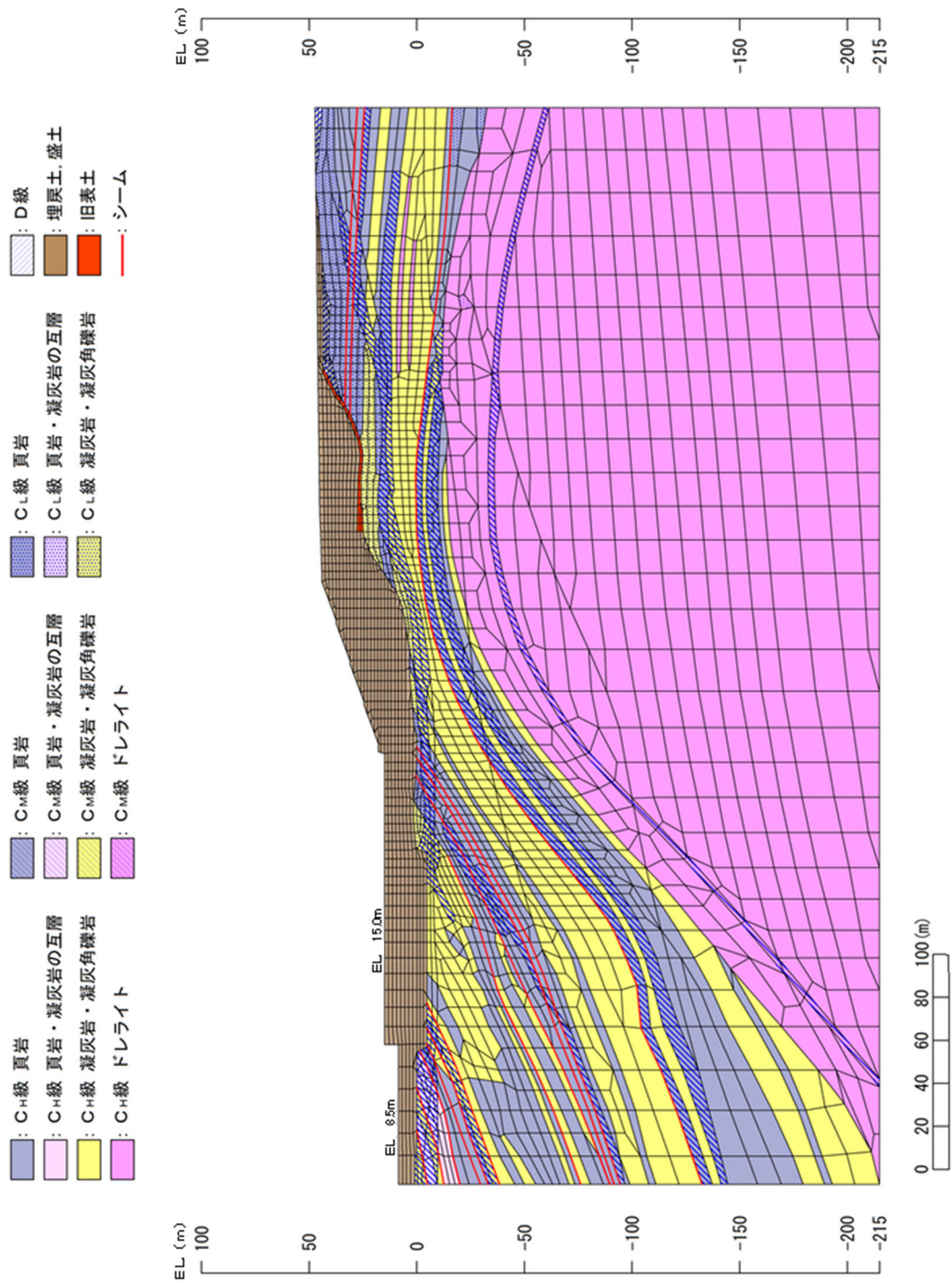
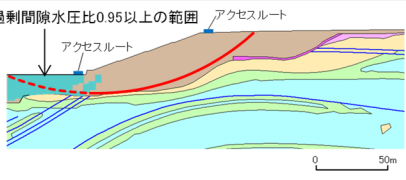
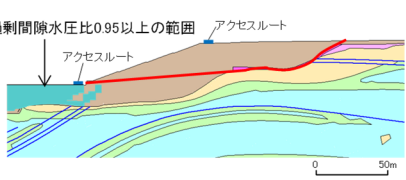


図 2.6.3.2-3 解析モデル図 (8-8) 断面

・⑧-⑧' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	すべり安全率【平均強度】 ^{*2}
1	 <p>簡便法により設定したすべり面</p>	Ss-D (-,+)	1.61 [13.15]
2	 <p>弱層(旧表土)を通るすべり面</p>	Ss-N2 (NS) (+,+)	1.94 [24.43]

注記*1: 基準地震動(-,+)は水平反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。









【凡例】			
	: C+級岩盤		: C _v 級岩盤
	: C級岩盤		: D級岩盤
	: 埋戻土、盛土		: 旧表土
	: シーム		: すべり面

図 2.6.3.2-4 グループ B (盛土斜面, 法尻標高 EL 15m 以下) のすべり安定性評価結果

2.6.3.3 グループC (岩盤斜面, 法尻標高 EL 33~50m)

図2.6.3.3-1に示すとおり, 各斜面の代表断面として⑨-⑨'断面, ⑪-⑪'断面~⑬-⑬'断面, ⑮-⑮'断面~⑯-⑯'断面の7断面を作成し, この中から評価対象斜面を選定した。⑨-⑨'断面, ⑪-⑪'断面~⑬-⑬'断面は, 各斜面において, 最も斜面高さが高くなり, 最急勾配方向となるように断面位置を設定した。なお, 自然斜面の断面位置は, 風化層が厚くなる尾根部を通るようにした。

各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細は参考資料1に示す。

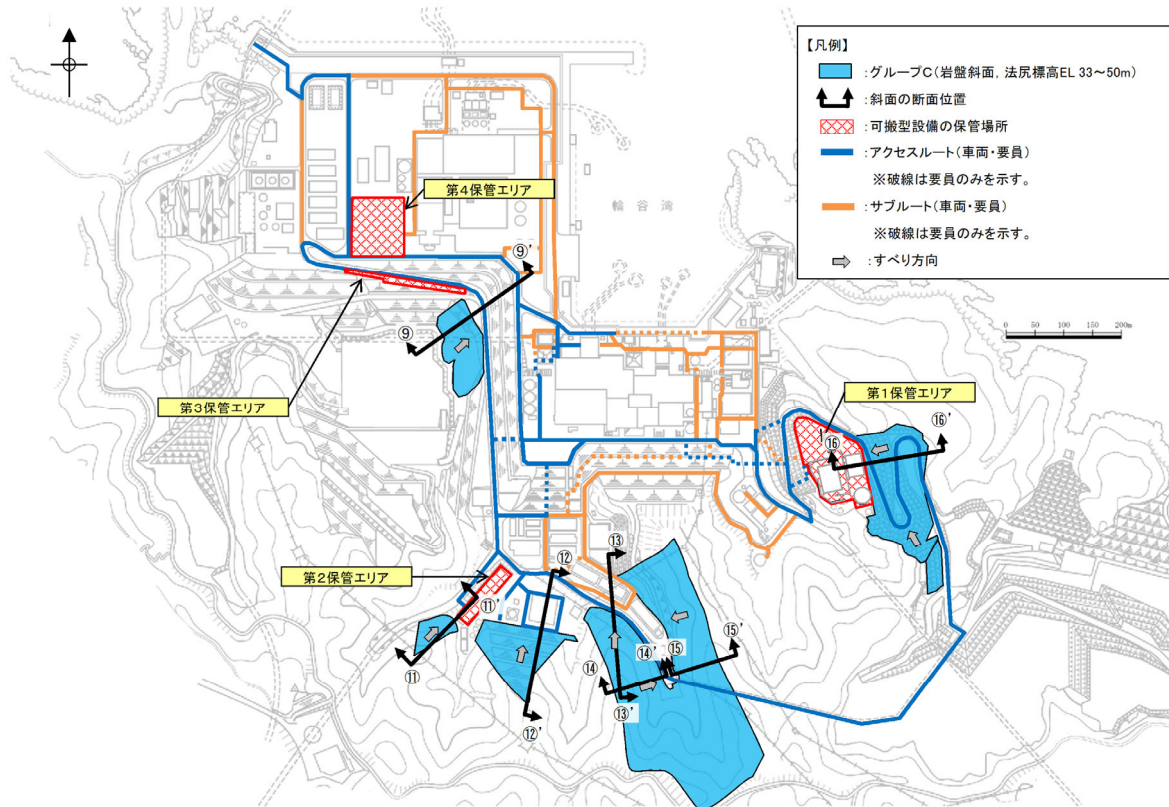


図 2.6.3.3-1 グループC (岩盤斜面, 法尻標高 EL 33~50m) の斜面の断面位置図

表 2.6.3.3-1 に示すとおり、図 2.6.3.3-2 に示す⑨-⑨' 断面、⑪-⑪' 断面～⑬-⑬' 断面について比較検討した結果、⑫-⑫' 断面～⑭-⑭' 断面の影響要因の番号付与数が多いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、当該斜面を評価対象斜面に選定した(各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細は参考資料1を参照)。

対策工を実施した⑩-⑩' 断面は、評価フローに基づき、安定解析により対策後のすべり安定性を確認する。

⑫-⑫' 断面～⑭-⑭' 断面の解析モデル図を図 2.6.3.3-3～図 2.6.3.3-5 に示す。

基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析結果を図 2.6.3.3-6 に示す。全ての評価対象斜面において、最小すべり安全率(平均強度)が評価基準値 1.0 を上回っており、安定性を有することを確認した。

表 2.6.3.3-1 グループ C (岩盤斜面, 法尻標高 EL 33～50m) の評価対象斜面の選定結果

保管場所・アクセスルートに影響するおそれのある斜面	影響要因				該当する影響要因	簡便法の最小すべり安全率	選定理由	耐震重要施設等の周辺斜面における検討断面*
	【影響要因①】構成する岩級	【影響要因②】斜面高さ	【影響要因③】斜面の勾配	【影響要因④】シームの分布の有無				
⑨-⑨'	C _H , C _M , C _L , D 級	27m	1:1.3, 1:1.5	あり:4条	①, ④	1.61	⑪-⑪' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、斜面の勾配が緩いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑪-⑪' 断面の評価に代表させる。	-
⑪-⑪'	C _M , C _L 級	54m	1:1.5 (一部、C _L 級で 1:0.4 及び 1:0.7 の急勾配部あり)	あり:2条	①, ③, ④	3.01	⑫-⑫' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑫-⑫' 断面の評価に代表させる。	-
評価対象斜面に選定 ⑫-⑫'	C _H , C _M , C _L , D 級	94m	1:1.2, 1:1.5	あり:3条	①, ②, ③, ④	1.51	D 級岩盤及び C _L 級岩盤が分布すること、斜面高さが最も高いこと、1:1.2 の急勾配部があること、シームが分布すること、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。	○
⑬-⑬'	C _H , C _M , C _L , D 級	78m	1:2.0 (一部、C _L 級で 1:0.7 の急勾配部あり)	あり:4条	①, ③, ④	1.45	D 級岩盤及び C _L 級岩盤が分布すること、一部 1:0.7 の急勾配部があること、シームが分布すること、及び⑪-⑪' 断面に比べ簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。	-
⑭-⑭'	C _M , C _L , D 級	66m	1:1.3	あり:4条	①, ④	1.32	D 級岩盤及び C _L 級岩盤が分布すること、シームが分布すること、及び⑪-⑪' 断面に比べ簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。	-
⑮-⑮'	C _M , C _L , D 級	48m	1:1.5	あり:2条	①, ④	2.40	⑫-⑫' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、平均勾配が緩いこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑫-⑫' 断面の評価に代表させる。	-
⑯-⑯'	C _M , C _L 級	25m	1:1.5	なし	①	2.90	⑫-⑫' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、平均勾配が緩いこと、シームが分布しないこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、⑫-⑫' 断面の評価に代表させる。	○

□ : 番号を付与する影響要因 □ : 影響要因の番号付与数が多い(簡便法のすべり安全率が小さい) □ : 選定した評価対象斜面

注記* : 発電用原子炉設置変更許可申請許可(原規規発第2109152号, 令和3年9月15日付け)

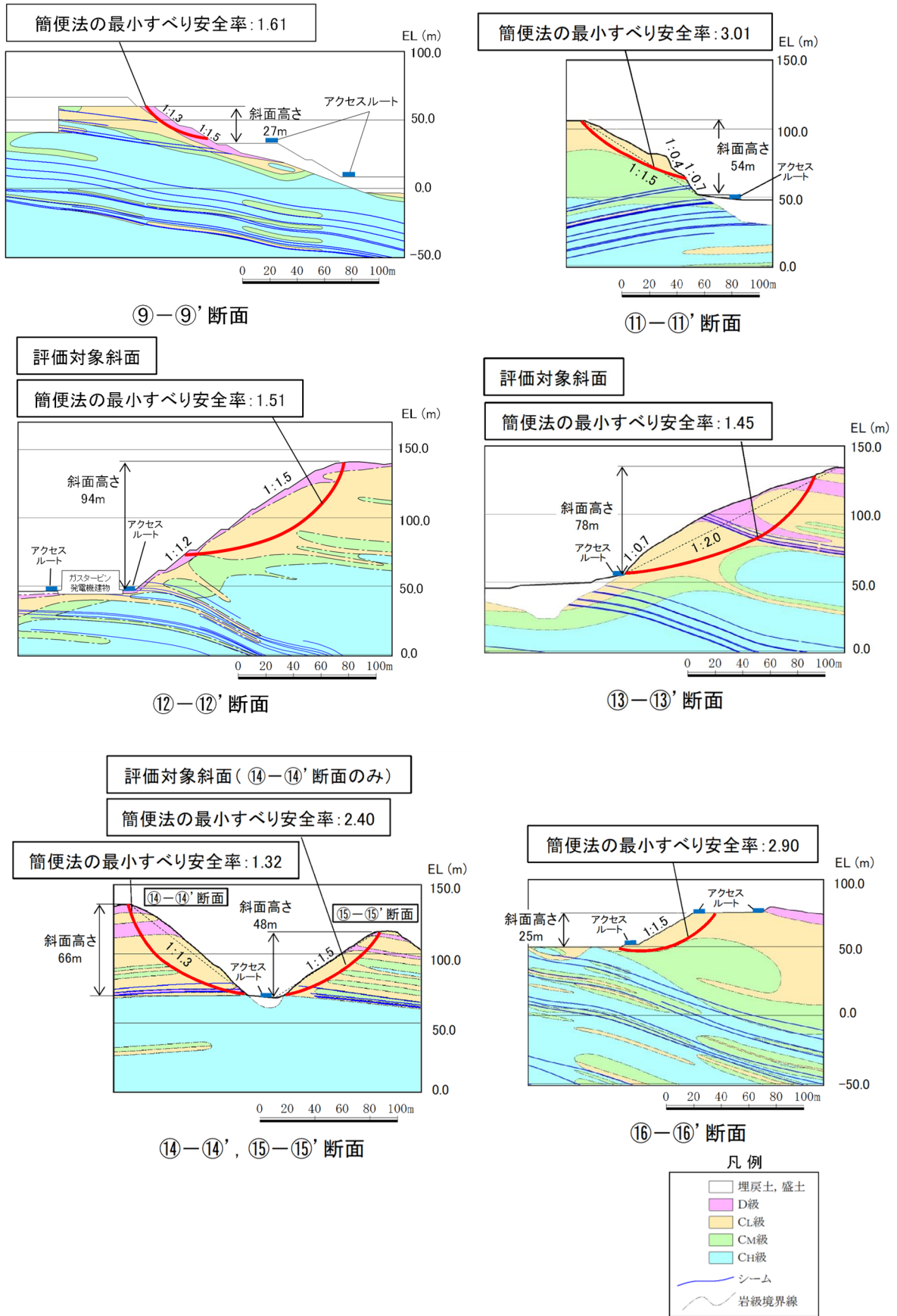


図 2.6.3.3-2 グループ C (岩盤斜面, 法尻標高 EL 33~50m) の斜面の地質断面図

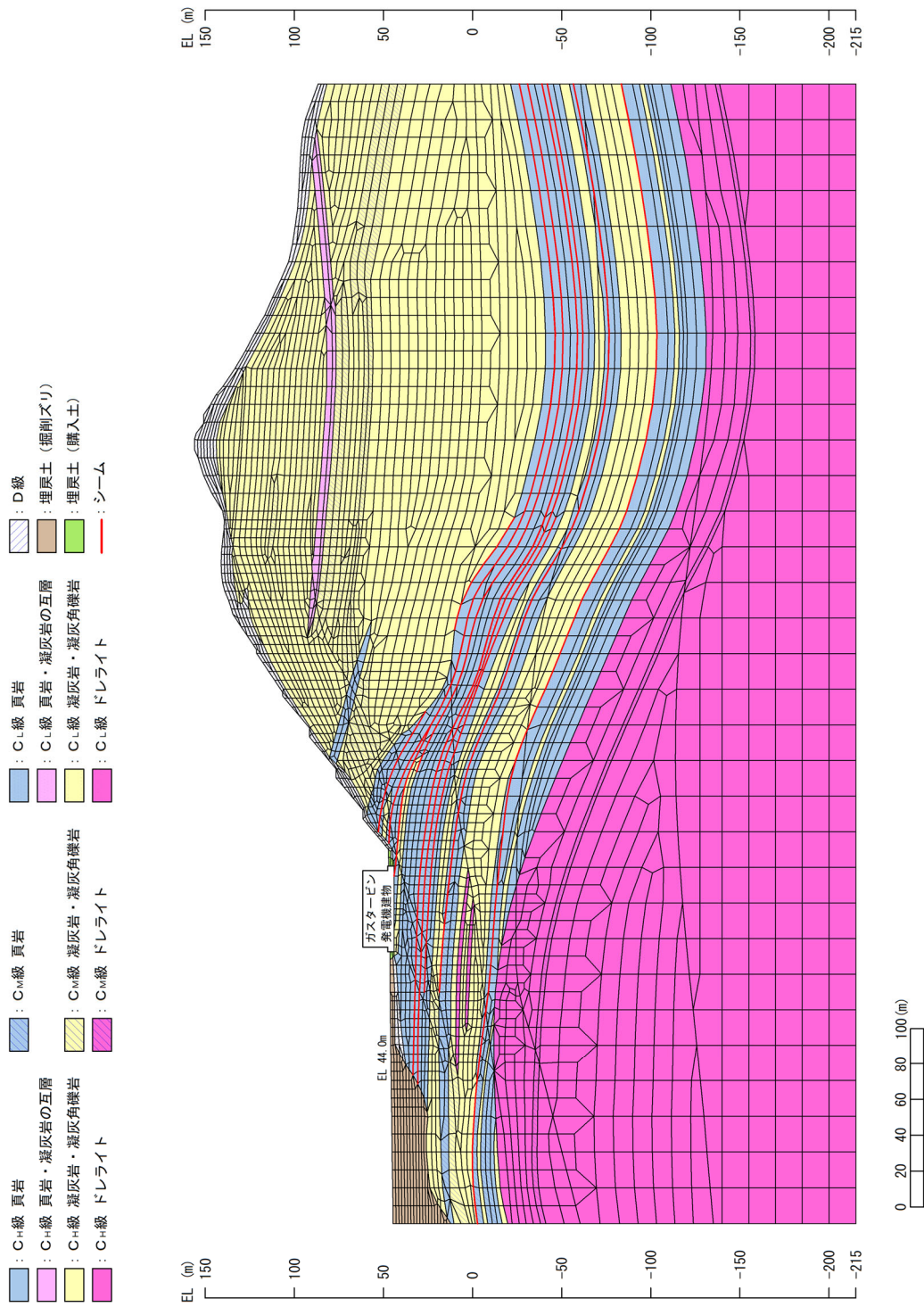


図 2.6.3.3-3 解析モデル図 (12-12' 断面)

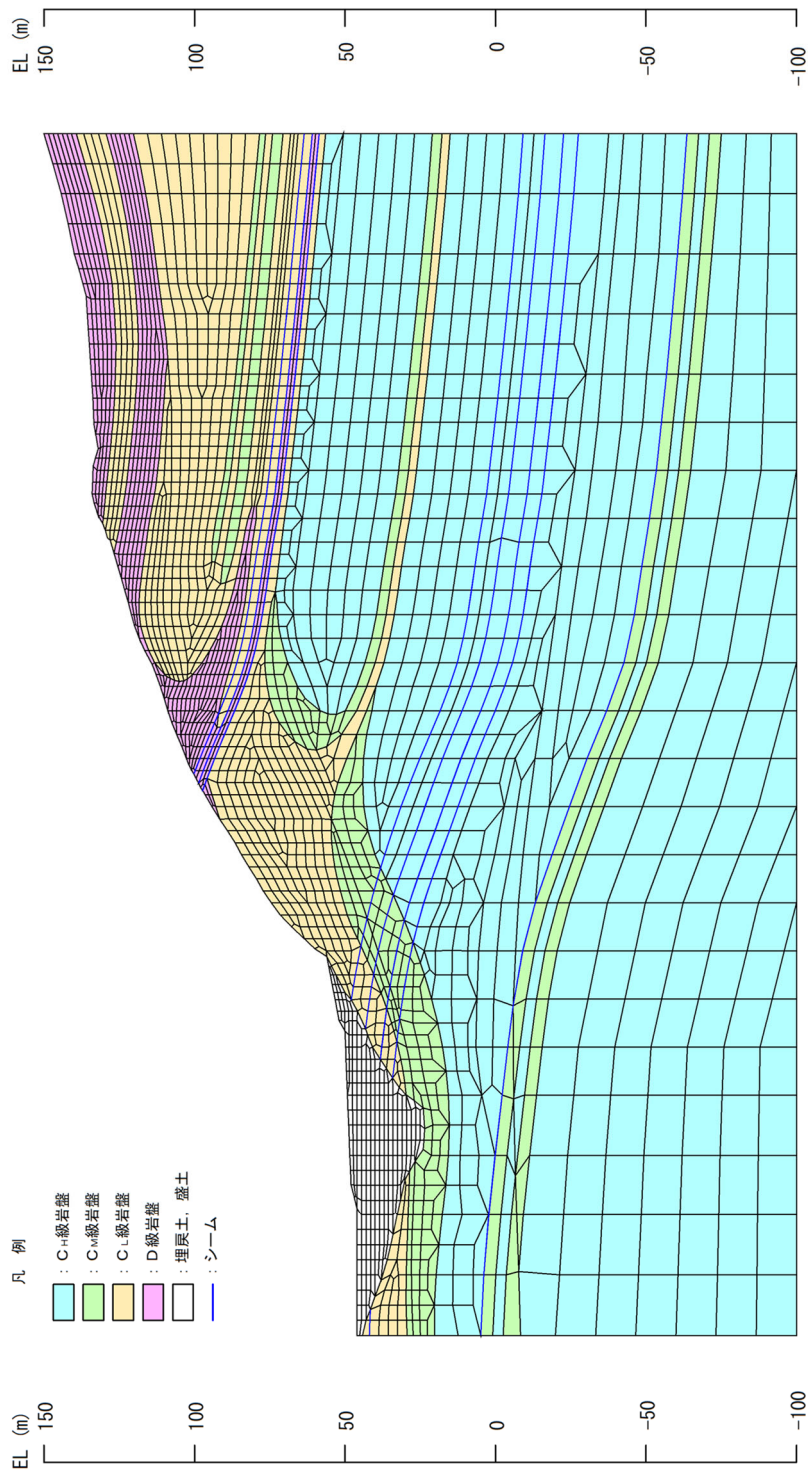


図 2.6.3.3-4 解析モデル図 (13-13' 断面)

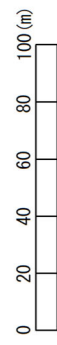
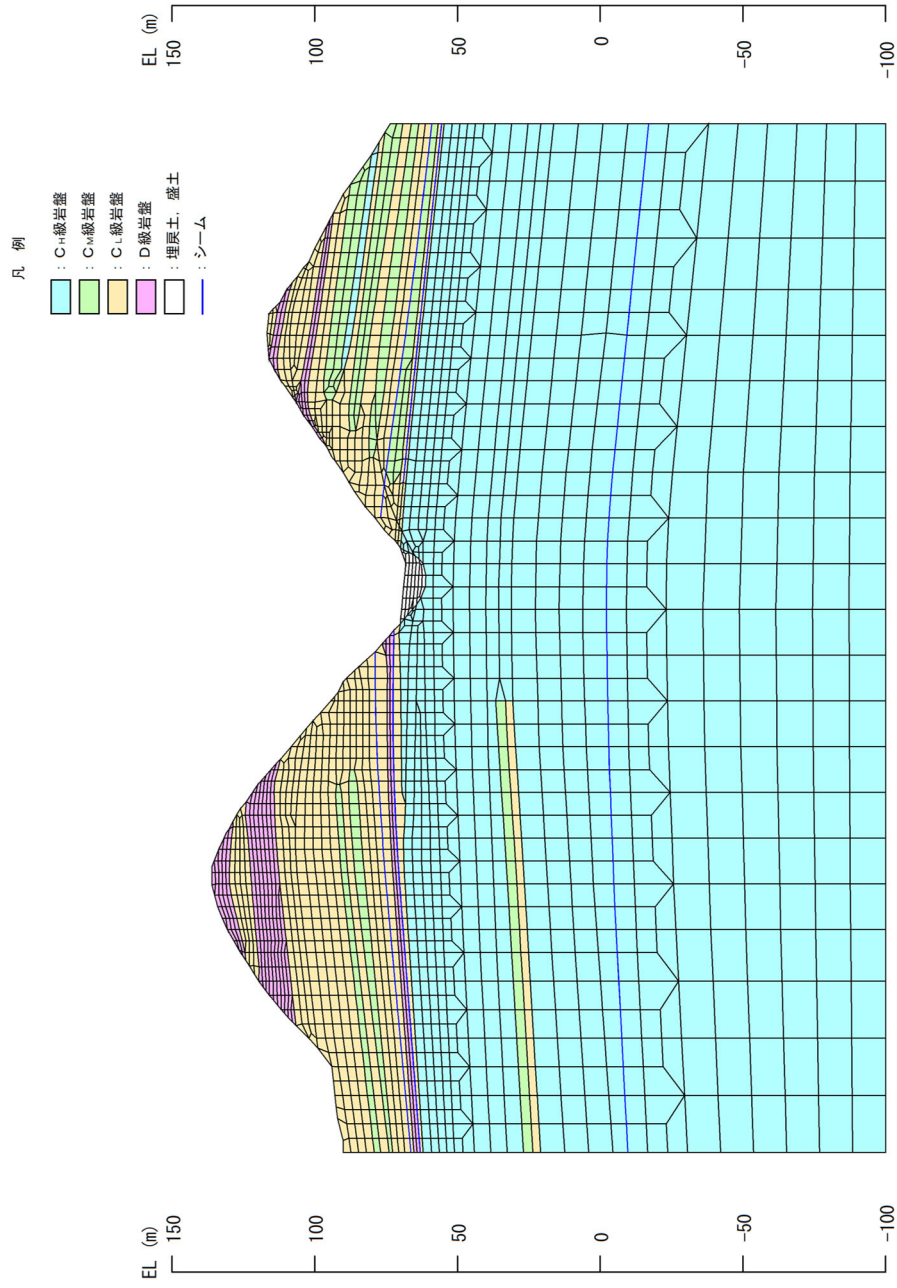


図 2.6.3.3-5 解析モデル図 (⑭-⑭', 断面)

・⑫-⑫' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	<p>シーム沿いのすべり面(斜面中腰あるいは斜面上方からシームを通り斜面法尻付近へ抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (+,+)	2.07 [7.59]
2	<p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-N1 (-,+)	2.25 [7.58]

【凡例】

- C₁級岩盤
- C₂級岩盤
- C₃級岩盤
- D級岩盤
- 埋戻土、盛土
- シーム
- すべり面
- 最小すべり安全率

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

・⑬-⑬' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	<p>シーム沿いのすべり面(D級岩盤及びシームを 通って斜面中腰に抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (-,+)	3.64 [7.80]
2	<p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-N1 (-,+)	1.47 [7.56]

【凡例】

- C₁級岩盤
- C₂級岩盤
- C₃級岩盤
- D級岩盤
- 埋戻土、盛土
- シーム
- すべり面
- 最小すべり安全率

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

・⑭-⑭' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	<p>シーム沿いのすべり面(斜面頂部からシーム及び D級岩盤内を通過して法尻付近に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (-,-)	2.18 [9.20]
2	<p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-D (-,-)	1.53 [9.20]

【凡例】

- C₁級岩盤
- C₂級岩盤
- C₃級岩盤
- D級岩盤
- 埋戻土、盛土
- シーム
- すべり面
- 最小すべり安全率

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

図 2.6.3.3-6 グループC (岩盤斜面, 法尻標高 EL 33~50m) のすべり安定性評価結果

2.6.3.4 グループD（盛土斜面，法尻標高 EL 88m）

グループDの斜面は、法尻標高 EL 88m 付近の盛土斜面が 1 箇所のみであるため、図 2.6.3.4-1 に示すとおり、斜面高さが最も高く、最急勾配方向となるすべり方向に⑩-⑩'断面を作成し、評価対象斜面に選定した。地質断面図及び解析モデル図を図 2.6.3.4-2 及び図 2.6.3.4-3 に示す。

基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析結果を図 2.6.3.4-4 に示す。全ての評価対象斜面において、最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値 1.0 を上回っており、安定性を有することを確認した。

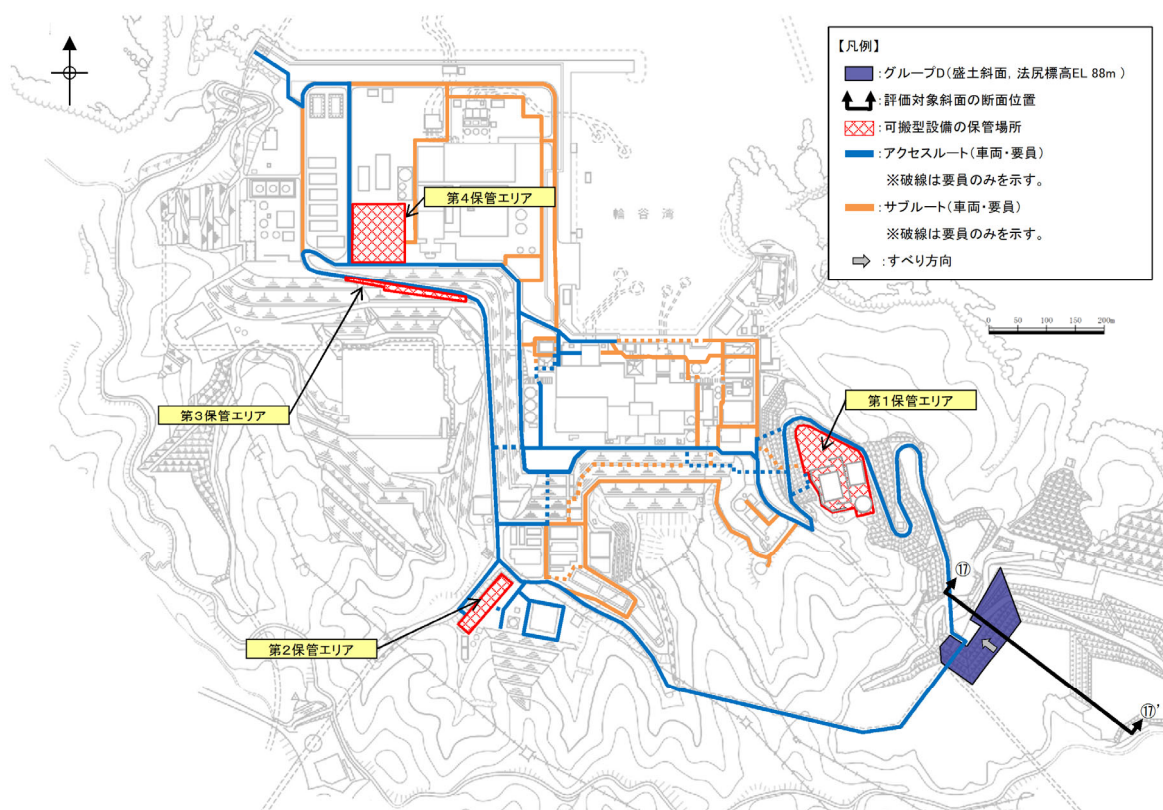


図 2.6.3.4-1 グループD（盛土斜面，法尻標高 EL 88m）の斜面の断面位置図

表 2.6.3.4-1 グループD（盛土斜面，法尻標高 EL 88m）の評価対象斜面の選定結果

保管場所・アクセスルートに影響するおそれのある斜面	影響要因			該当する影響要因	簡便法の最小すべり安全率	選定理由	耐震重要施設等の周辺斜面*における検討断面
	【影響要因②】斜面高さ	【影響要因③】斜面の勾配	【影響要因⑤】盛土厚				
⑩-⑩'	22m	1:1.8	145m	-	2.69	グループDの斜面については、斜面が⑩-⑩'断面のため、当該斜面を評価対象斜面に選定する。	-

注記*：発電用原子炉設置変更許可申請許可（原規規発第2109152号、令和3年9月15日付）

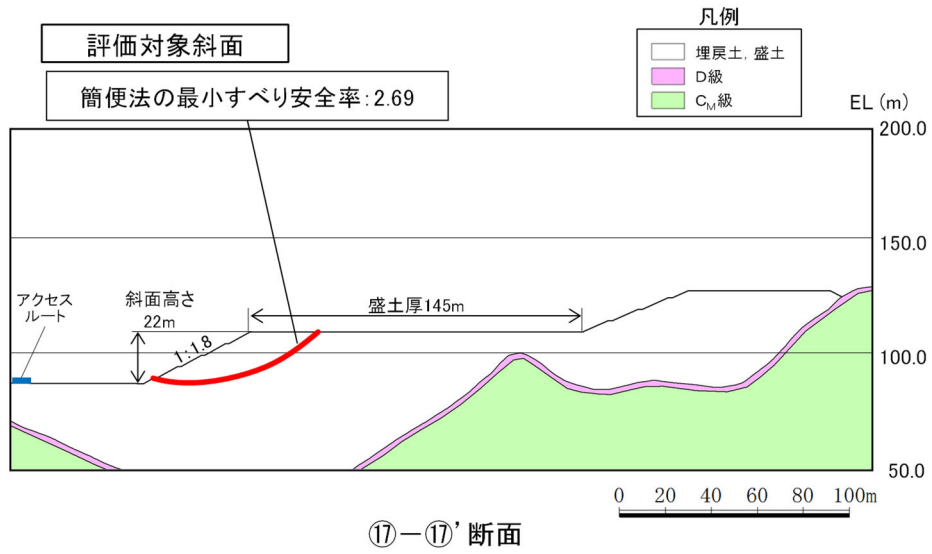


図 2.6.3.4-2 グループ D (盛土斜面, 法尻標高 EL 88m) の評価対象斜面の地質断面図

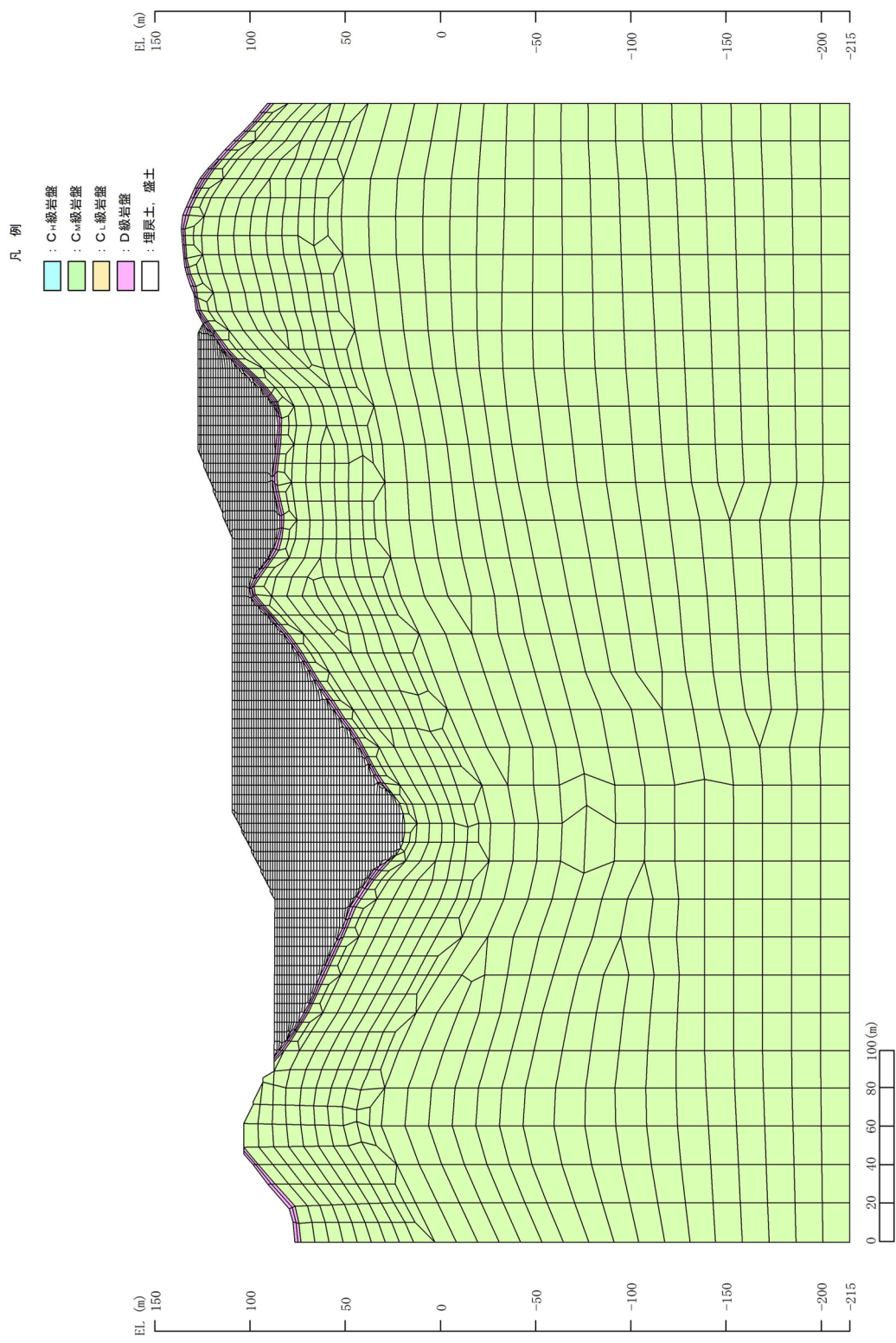
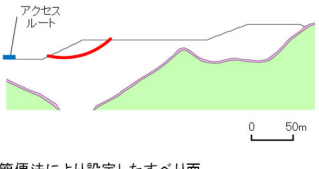


図 2.6.3.4-3 解析モデル図 (17-17' 断面)

・⑰-⑰' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準 ^{*1} 地震動	最小すべり 安全率 ^{*2}
1		Ss-N2 (EW) (+,+)	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"> 2.17 [26.87] </div>

【凡例】

■ : C6級 岩盤 ■ : D級 岩盤 — : すべり面

□ : 埋戻土, 盛土 □ : 最小すべり安全率

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
 *2: []は、発生時刻(秒)を示す。

図 2.6.3.4-4 グループ D (盛土斜面, 法尻標高 EL 88m) のすべり安定性評価結果

2.6.3.5 対策工（切取）を実施した斜面の評価結果

敷地造成工事に伴って頂部の切取を行った斜面について、切取後の斜面で安定性評価を実施した。対策工（切取）を実施した斜面の断面位置、地質断面図及び解析モデル図を図2.6.3.5-1～図2.6.3.5-5に示す。

基準地震動 S_s による2次元動的FEM解析結果を図2.6.3.5-6に示す。全ての評価対象斜面において、最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値1.0を上回っており、安定性を有することを確認した。

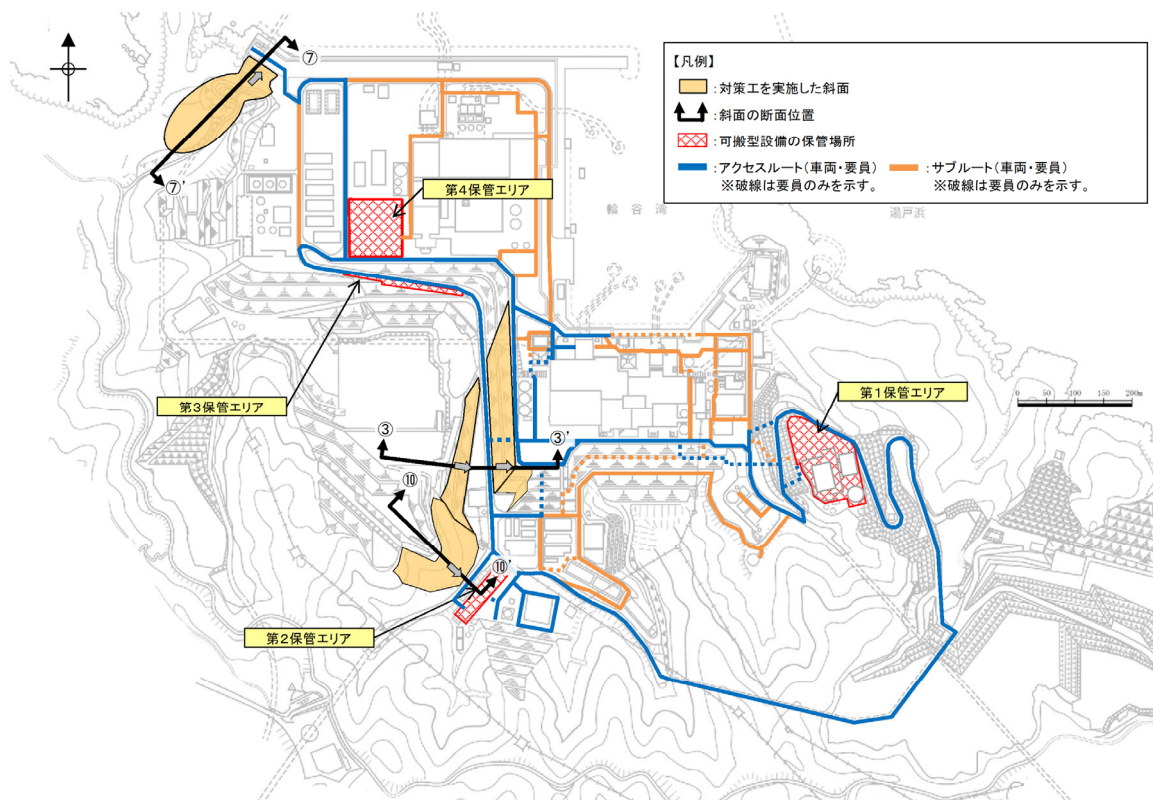
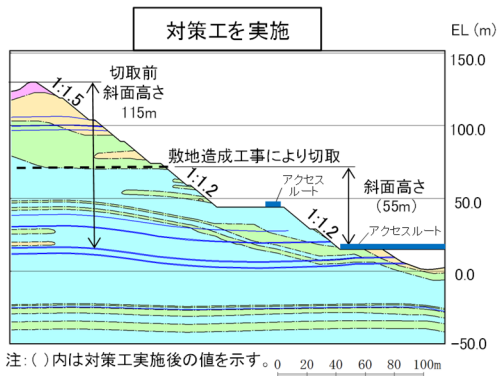
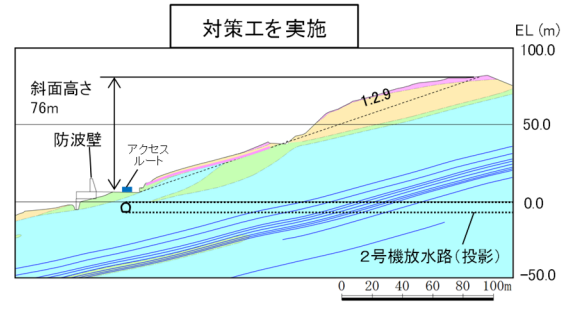


図 2.6.3.5-1 対策工（切取）を実施した斜面の断面位置図

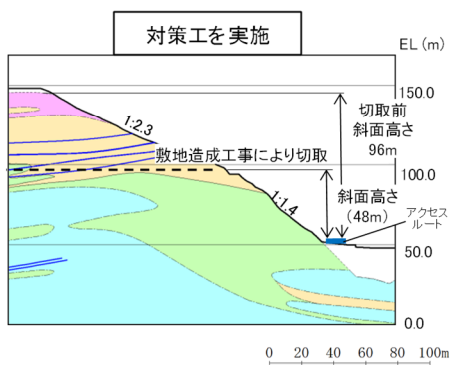


③-③' 断面



注:「防波壁及び1号放水連絡通路防波扉の周辺斜面の安定性評価」(令和2年2月28日審査会合)で説明した礫質土・粘性土の切取を反映済

⑦-⑦' 断面



⑩-⑩' 断面



図 2.6.3.5-2 対策工(切取)を実施した斜面の地質断面図

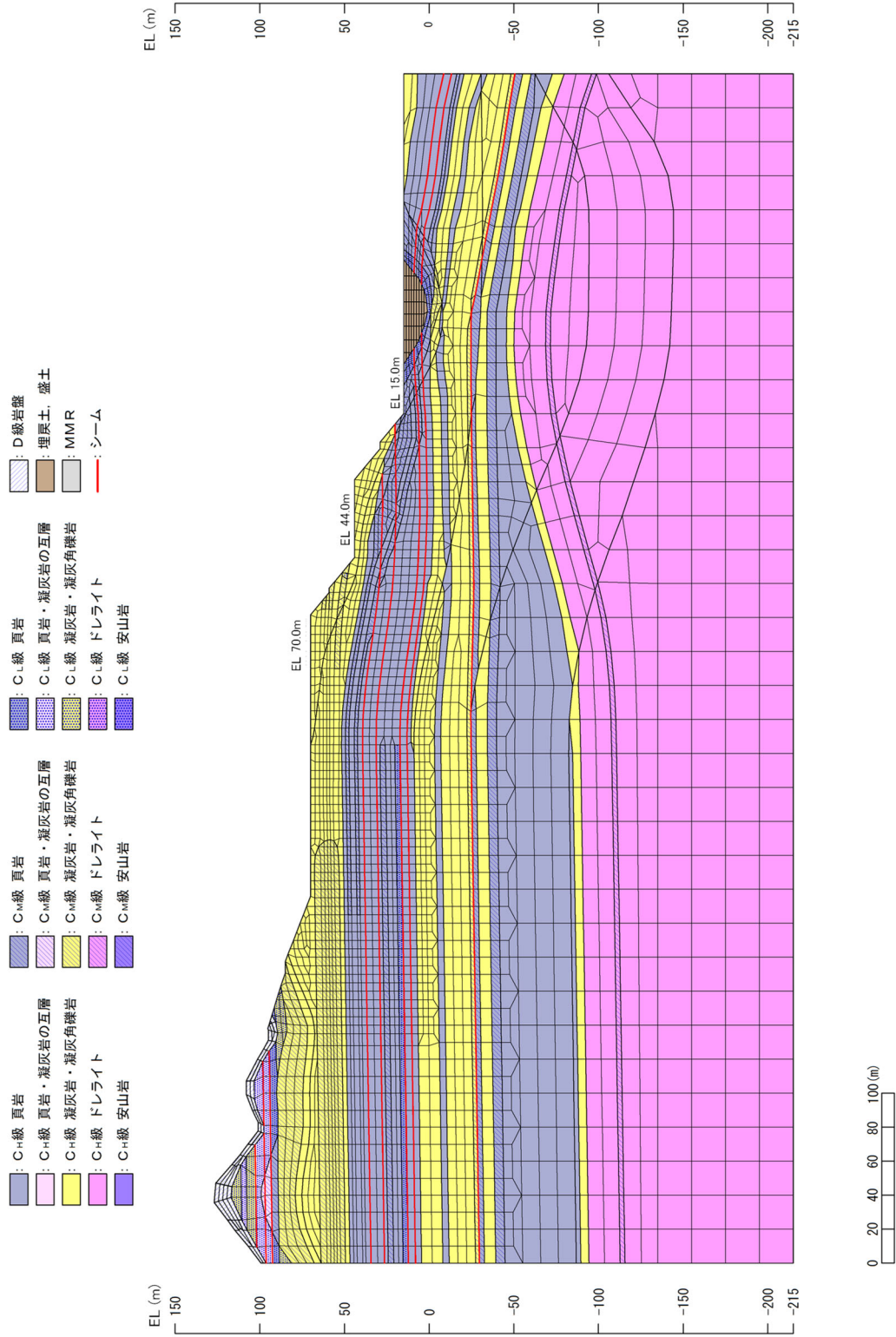


図 2.6.3.5-3 解析モデル図 (③-③' 断面)

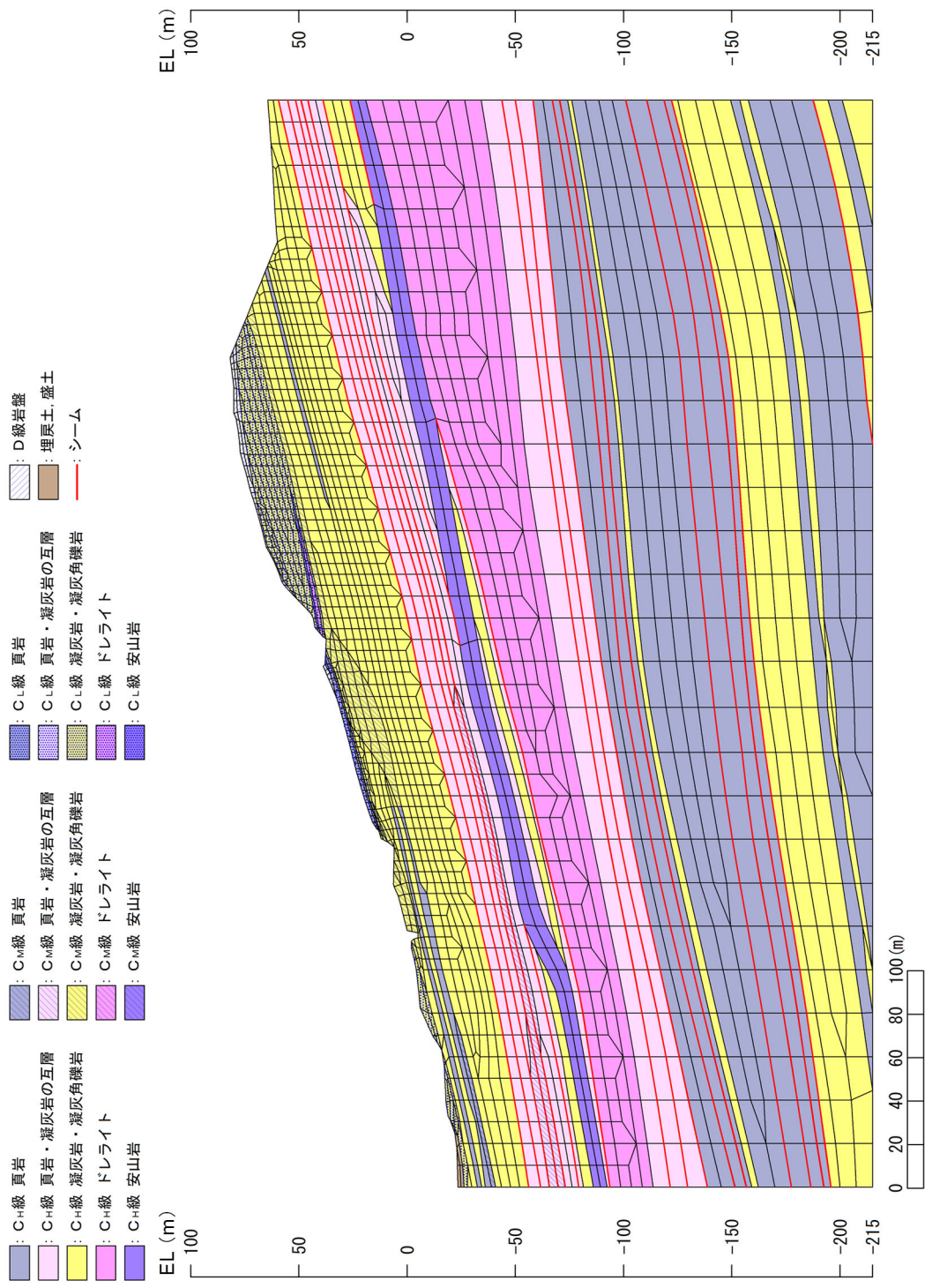


図 2.6.3.5-4 解析モデル図 (⑦-⑦' 断面)

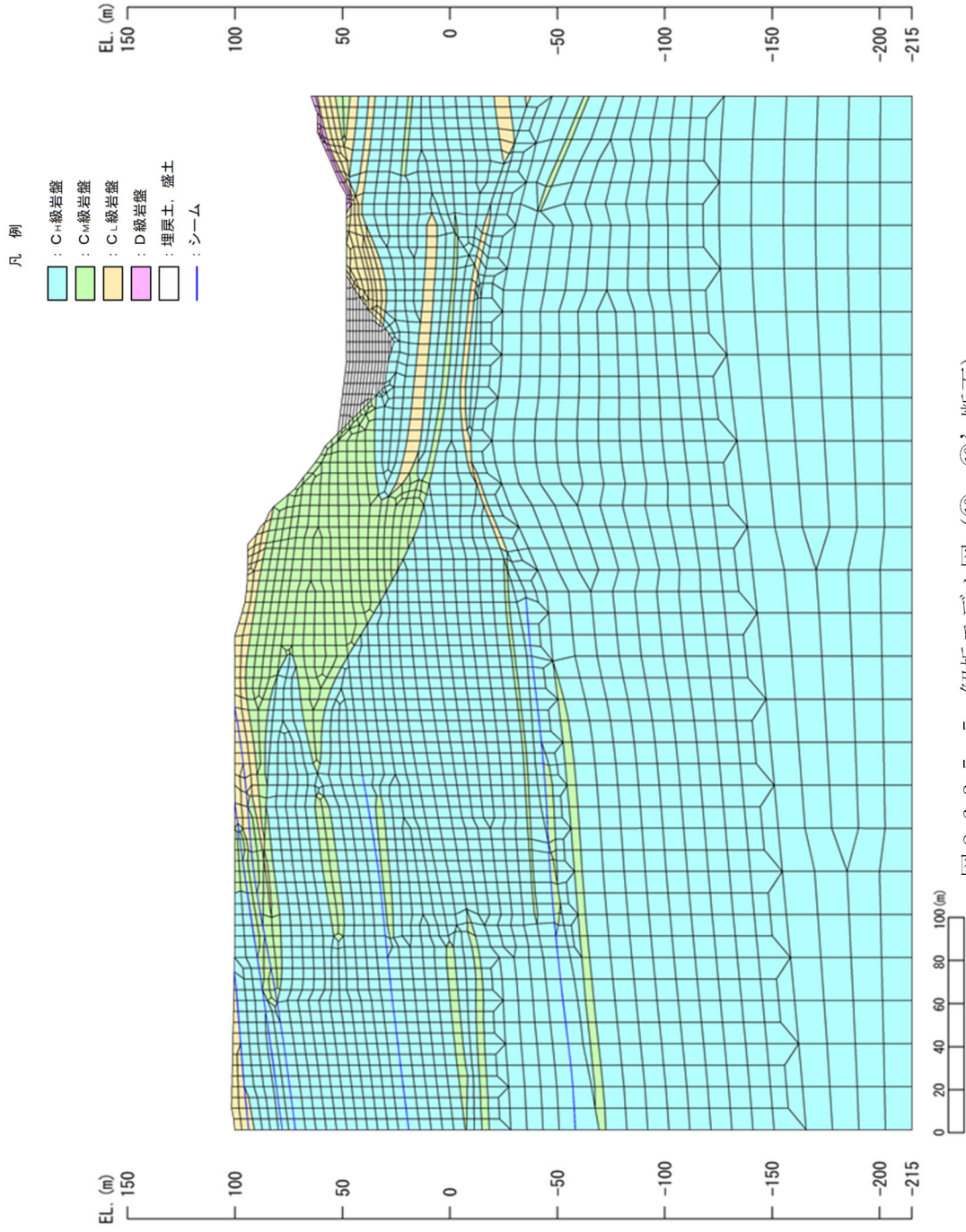
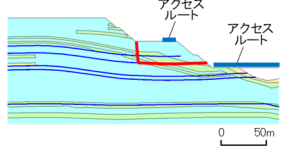
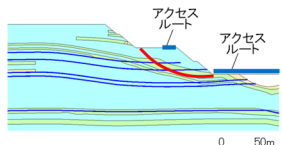


図 2.6.3.5-5 解析モデル図 (⑩-⑩' 断面)

・③-③' 断面 平均強度でのすべり安全率

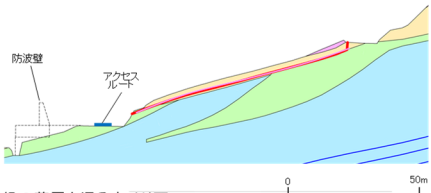
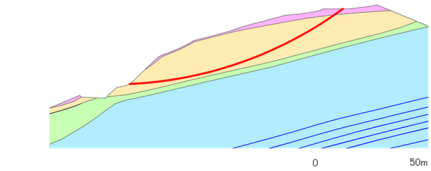
	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>シーム沿いのすべり面(44m盛背後の斜面法尻からシームを通り斜面へ抜けるすべり面)</p>	Ss-N1 (-,+)	2.53 [7.41]
2	 <p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-D (-,+)	5.89 [8.55]

【凡例】

- : C₊級岩盤
- : C_M級岩盤
- : C₋級岩盤
- : 埋戻土、盛土
- : シーム
- : 最小すべり安全率
- : すべり面

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

・⑦-⑦' 断面 平均強度でのすべり安全率

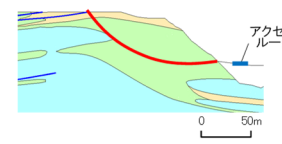
	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>D級の薄層を通るすべり面</p>	Ss-D (+,-)	2.31 [8.95]
2	 <p>簡便法で設定したすべり面</p>	Ss-D (+,-)	2.93 [8.61]

【凡例】

- : C₊級岩盤
- : C_M級岩盤
- : C₋級岩盤
- : D級岩盤
- : 最小すべり安全率
- : シーム
- : すべり面

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

・⑩-⑩' 断面 平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ^{*1}	最小すべり安全率 ^{*2}
1	 <p>簡便法により設定したすべり面</p>	Ss-D (-,+)	3.83 [8.94]

【凡例】

- : C₊級岩盤
- : C_M級岩盤
- : C₋級岩盤
- : 埋戻土、盛土
- : シーム
- : 最小すべり安全率
- : すべり面

注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
*2: []は、発生時刻(秒)を示す。

図 2.6.3.5-6 対策工(切取)を実施した斜面のすべり安定性評価結果

2.9 安全対策工事に伴う掘削を踏まえた周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価

2.9.1 概要

島根2号機構内では、第3系統直流電源設備設置工事等の安全対策工事に伴う掘削を図2.9.1-1の平面図のとおり実施しており、保管場所及びアクセスルート周辺斜面の も一部掘削している状態である。

本章では、図2.9.1-2に示す掘削による地盤の安定性評価の検討経緯フローのうち、掘削された状態における保管場所及びアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価を実施する。

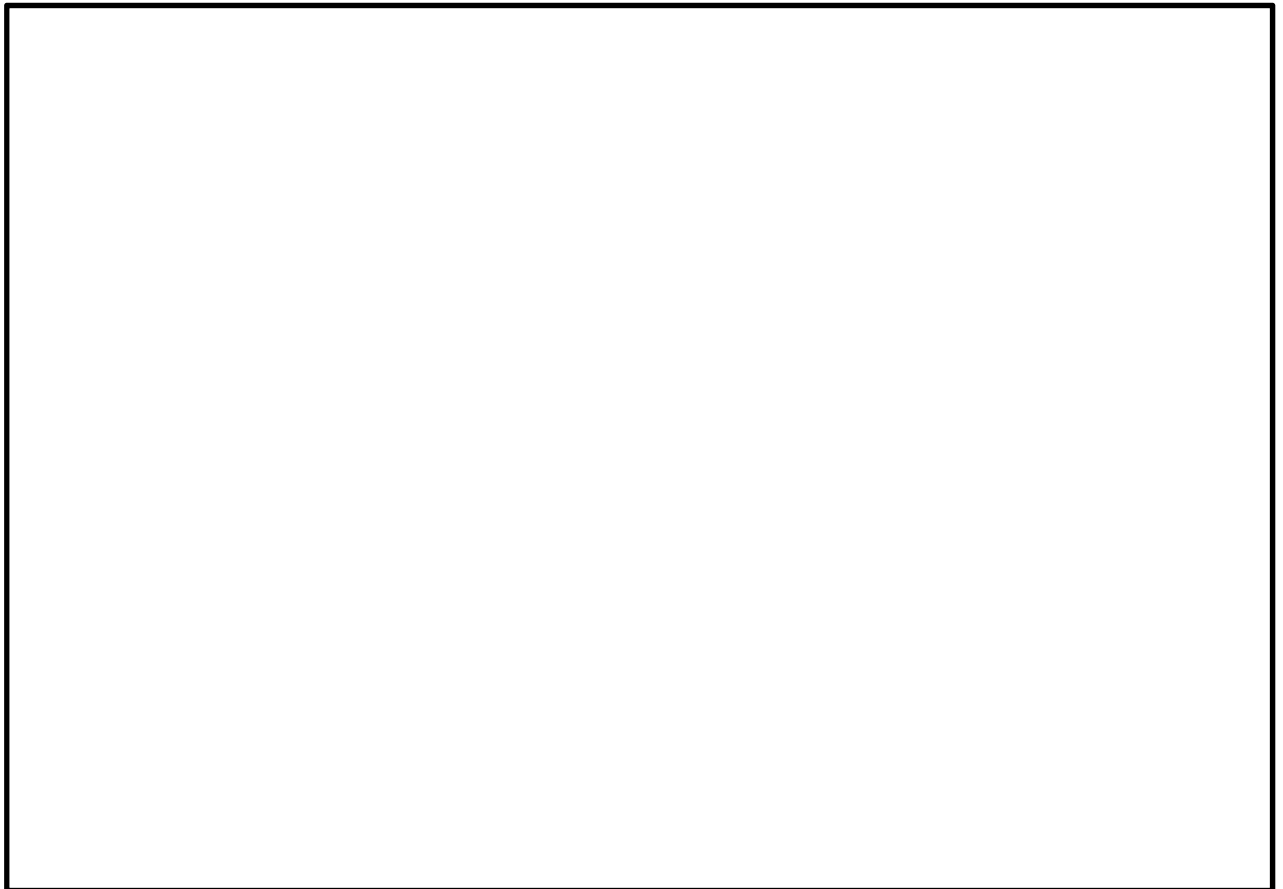


図 2.9.1-1 安全対策工事に伴う掘削平面位置図

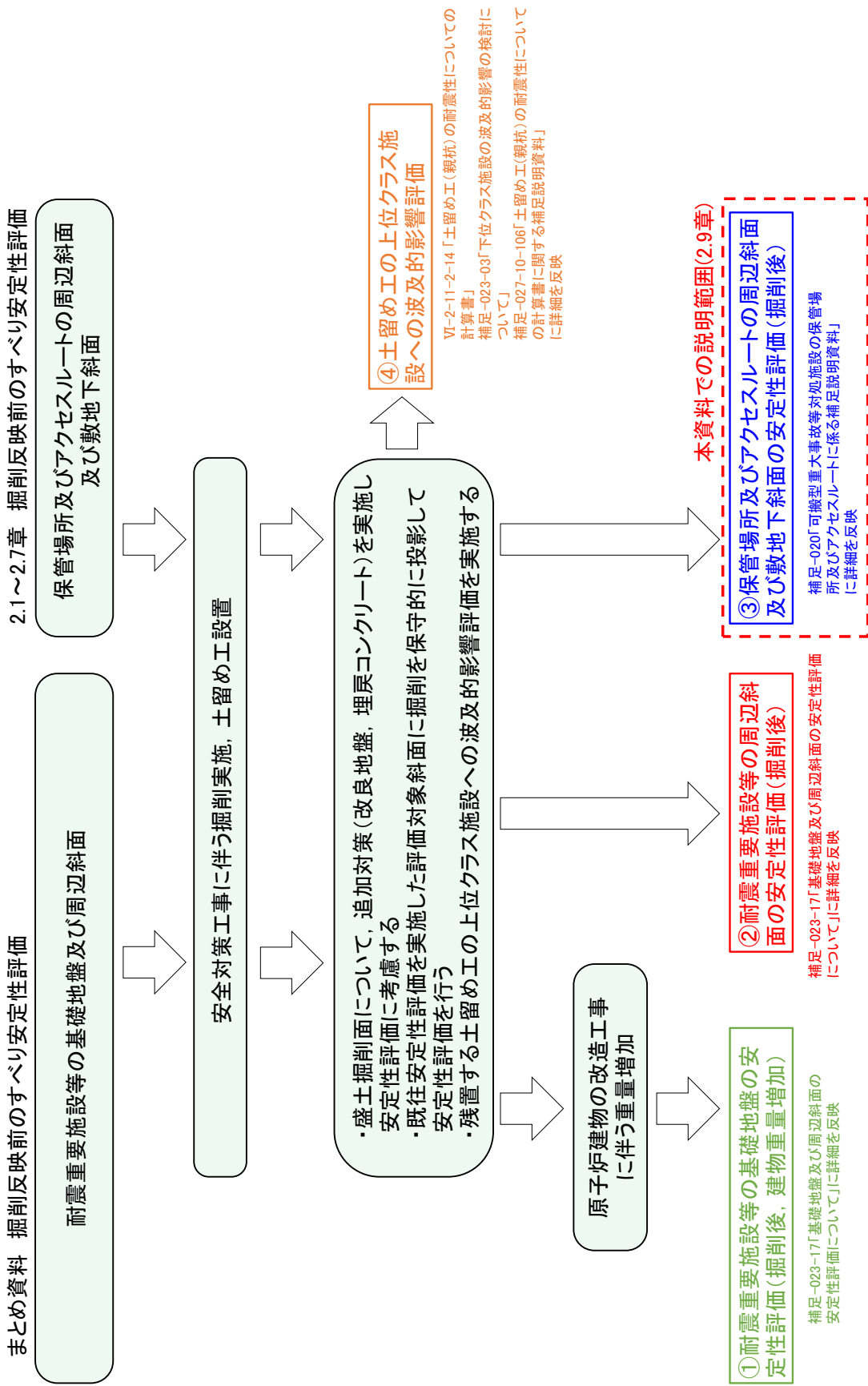


図 2.9.1-2 掘削による地盤の安定性評価の検討経緯フロー

保管場所及びアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価では、「2.6 評価対象斜面の選定及び評価結果」にて、保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面について、法尻標高によりグループ分けを行い、グループ毎にすべり安定性が厳しくなると考えられる評価対象斜面を選定している。

本章における安全対策工事に伴う掘削を踏まえた保管場所及びアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価では、「2.6 評価対象斜面及び評価」において選定した評価対象斜面を対象に、保守的に掘削箇所を投影したすべり安定性評価を実施し、掘削箇所を考慮してもすべり安定性の評価基準値である1.0を上回ることを確認する。

掘削箇所には、親杭，グラウンドアンカ，切梁等の土留め工を設置しているが，図 2.9.1-2 に示す検討経緯フローのとおり，盛土掘削箇所周辺において，改良地盤及び埋戻コンクリートによる追加対策工を実施することとした。

周辺斜面及び敷地下すべりの安定性評価においては，追加対策工を考慮し，モデルに反映する。親杭，グラウンドアンカ，切梁等の土留め工は自主設備とし，その効果については期待せず，2次元動的 FEM 解析のモデルには反映しないこととする。

また，親杭，グラウンドアンカ，切梁等の土留め工は残置することとし，その波及的影響評価については，補足-027-10-106「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」で説明する。

2.9.2 評価フロー

図 2.9.2-1 に示す評価フローのとおり，安全対策工事に伴う掘削状況を踏まえた保管場所及びアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面のすべり安定性評価を行う。

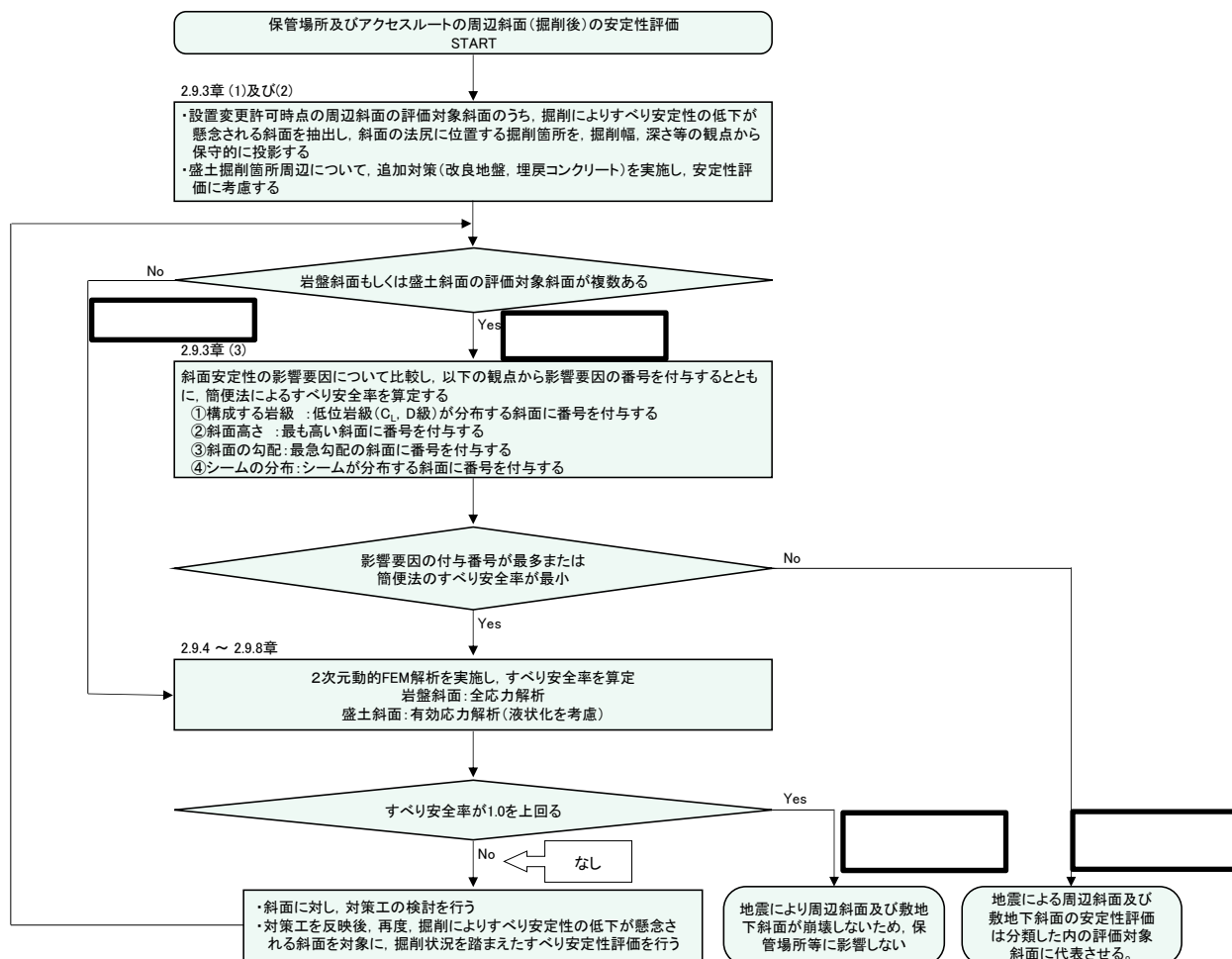


図 2.9.2-1 評価フロー

2.9.3 評価対象斜面への掘削箇所の反映

(1) 掘削によるすべり安定性の低下が懸念される斜面の抽出

図 2.9.3-1 に保管場所及びアクセスルートに影響する斜面と掘削箇所の位置図を、図 2.9.3-2 に評価対象斜面及び掘削箇所の位置図を示す。

表 2.9.3-1 のとおり、掘削によるすべり安定性の低下が懸念される斜面は、岩盤斜面では、 及び
、盛土斜面では、 である。

これらの掘削によるすべり安定性の低下が懸念される斜面に対し、掘削幅、深さ等の観点から保守的に掘削箇所を投影し、すべり安定性評価を実施する。



図 2.9.3-1 保管場所及びアクセスルートに影響する斜面と掘削箇所の位置図

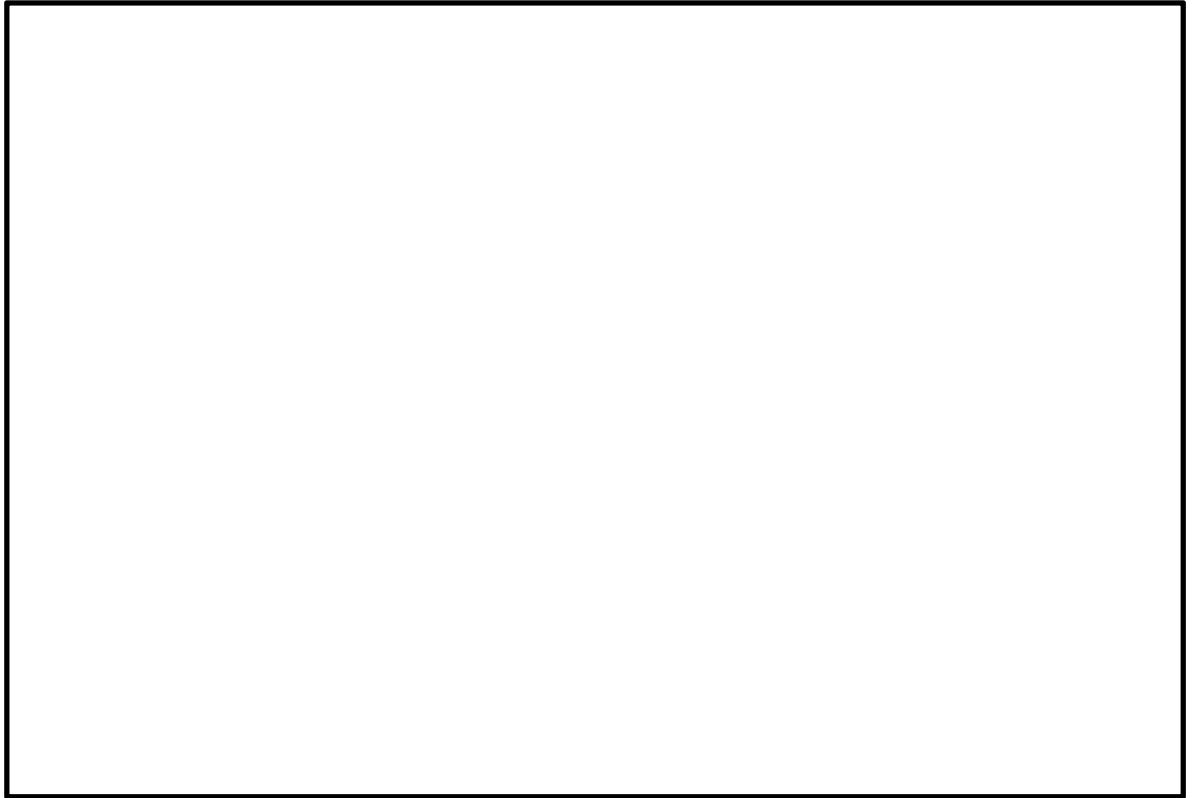
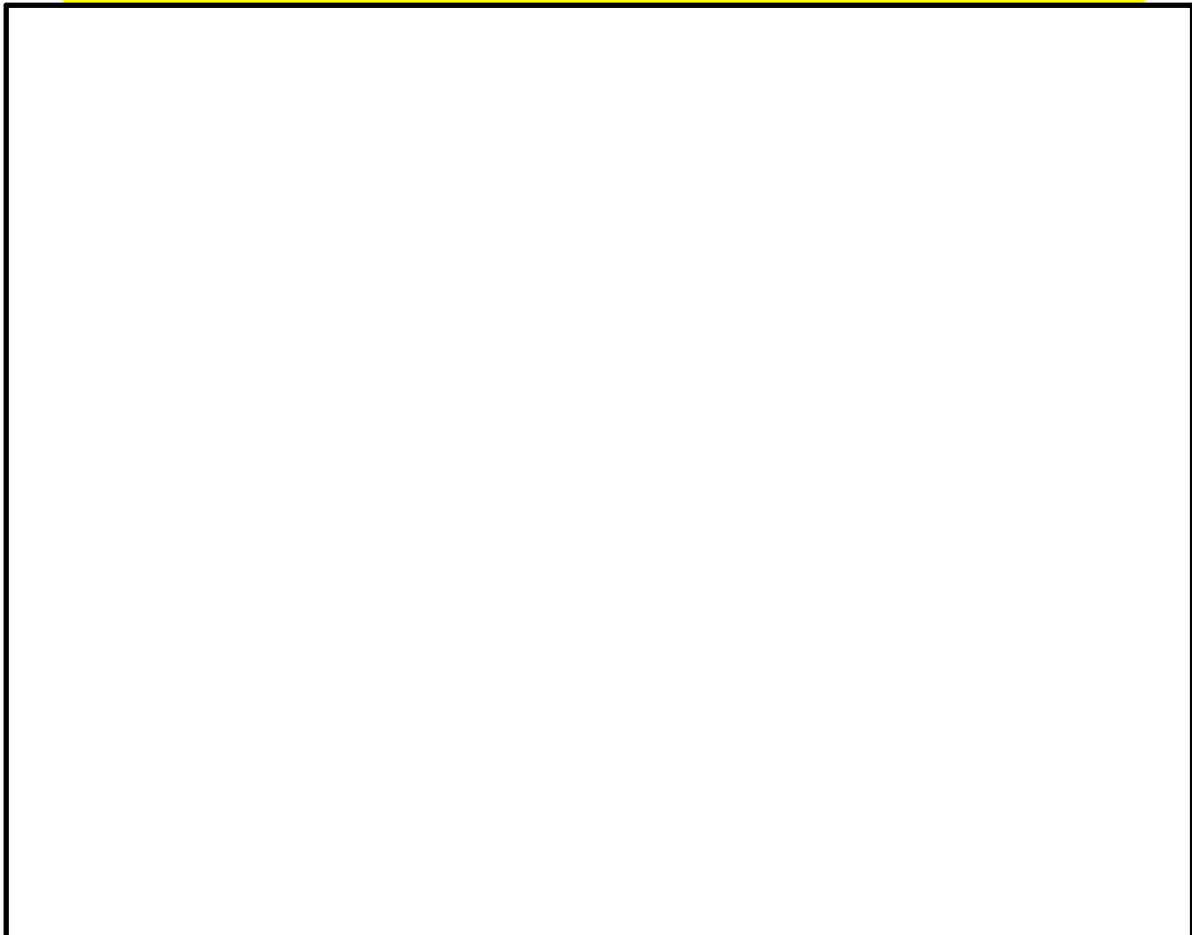


図 2.9.3-2 評価対象斜面及び掘削箇所の位置図

表 2.9.3-1 評価対象斜面及び掘削によるすべり安定性の低下が懸念される断面



(2) 掘削形状の投影

a.

掘削によるすべり安定性の低下が懸念される は、
 及び である。これら
の断面には掘削箇所が重ならないが、以下のとおり、保守的に掘削箇所を投影
する。

・ は、掘削箇所を通過しない断面である
が、保守的に最も近い掘削箇所を断面に投影することとする。投影する幅
は、保守的に当該掘削箇所において最も広い を投影する。投影する掘削
深さは を投影する。

また、 は、投影する掘削箇所背面よりも斜面高さの高い断面
であるため、斜面高さの観点からも保守的である。

・ は、掘削箇所を通過しない断面である
が、保守的に最も近い掘削箇所を断面に投影することとする。投影する幅
は、保守的に当該掘削箇所において最も広い を投影する。投影する掘
削深さは詳細設計時の掘削深さ よりも保守的である当
初設計時の掘削深さ を投影する。

また、 は、投影する掘削箇所背面よりも斜面高さの高い断面
であるため、斜面高さの観点からも保守的である。

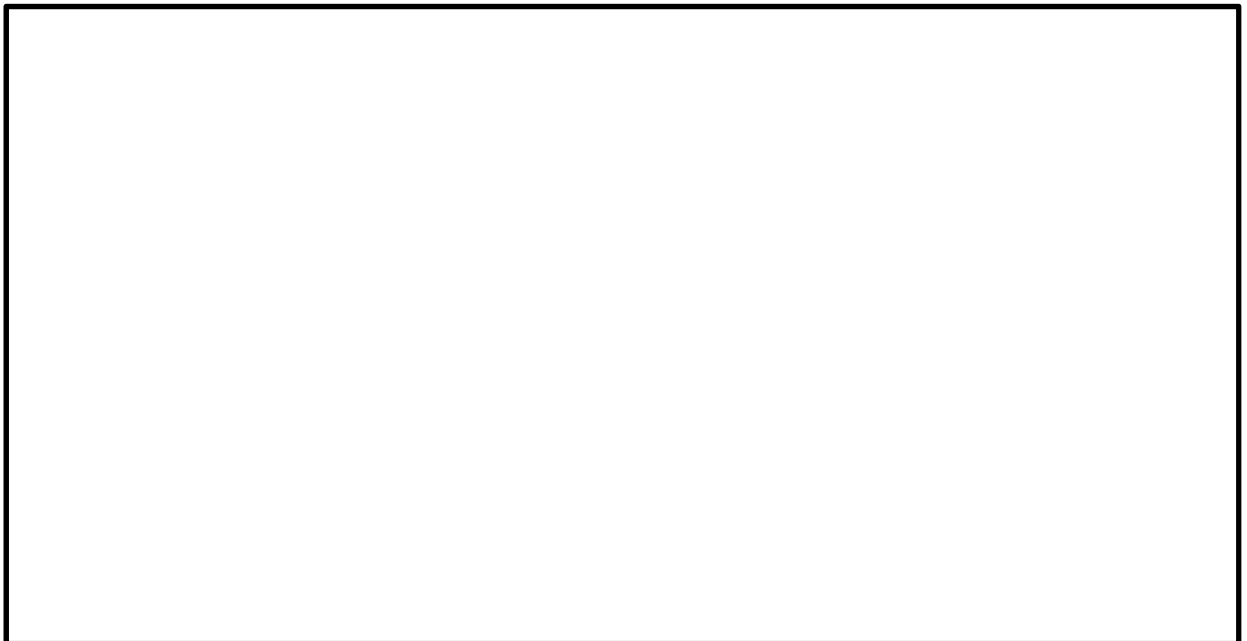


図 2.9.3-3 評価対象斜面位置図（岩盤斜面）

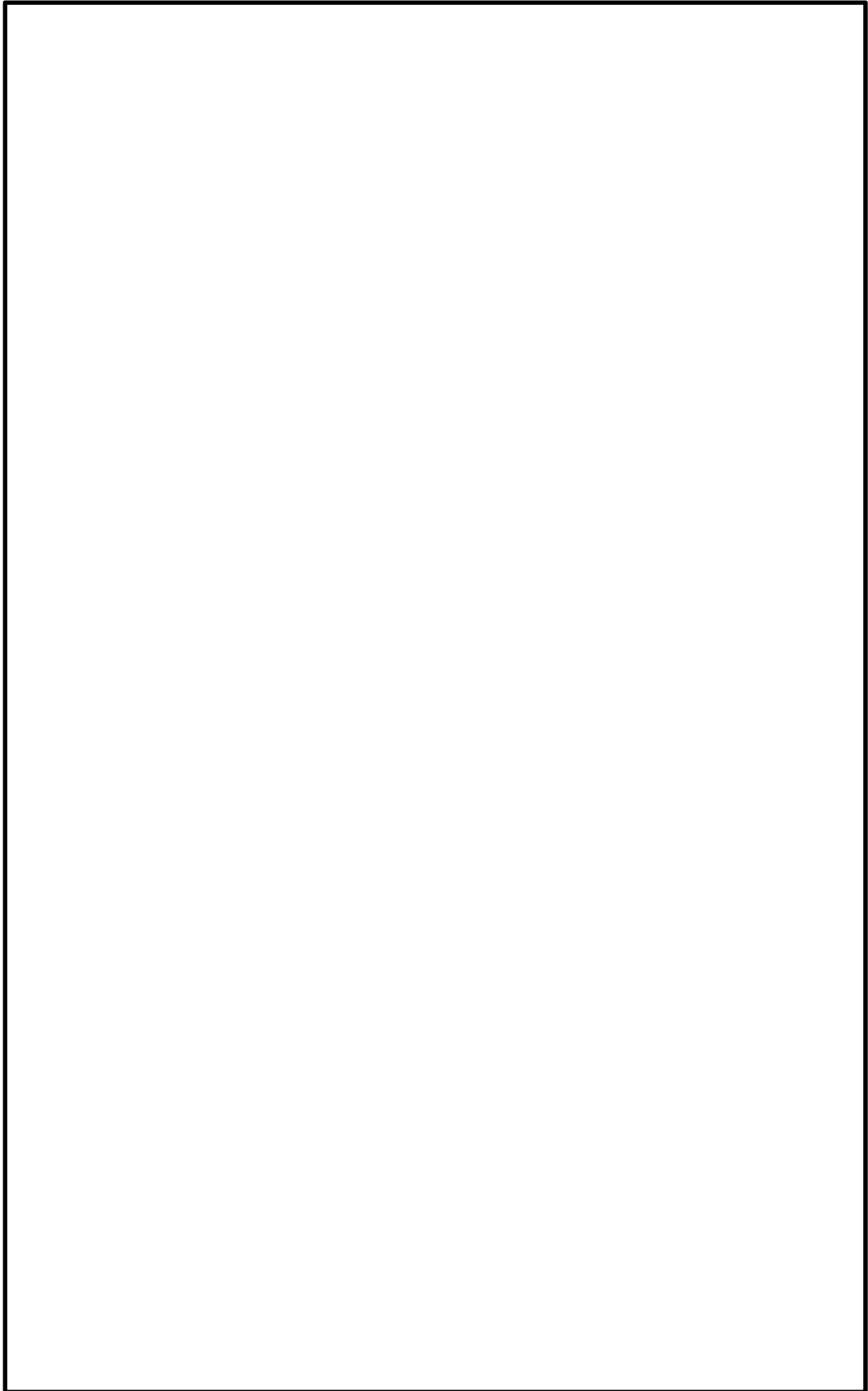


図 2.9.3-4 評価対象斜面図（掘削箇所投影）

b.

[]

掘削によるすべり安全率の低下が懸念される [] は、 []
[] である。この断面は掘削箇所を通過する断面であるが、以下の
とおり、保守的に掘削箇所を投影する。

- ・ [] は、掘削箇所を通過する断面であり、
幅 [] を投影する。投影する掘削深さは、保守的に最も掘削深さが深い位置
の [] を投影する。

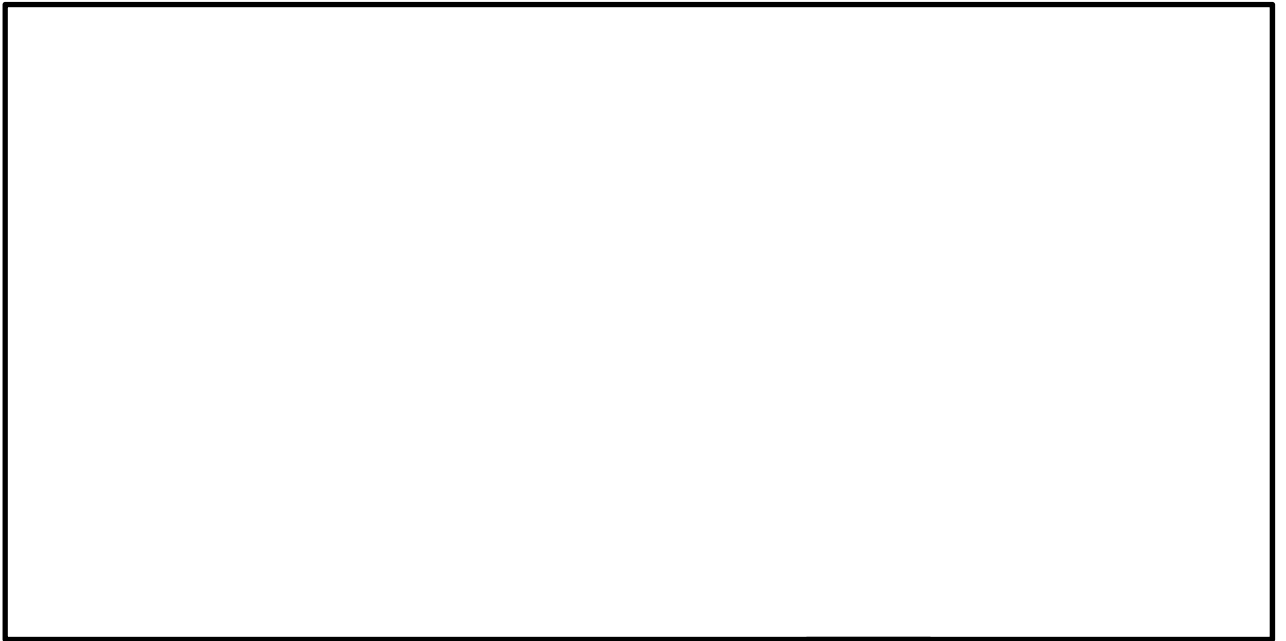


図 2.9.3-5 評価対象斜面位置図 ([])



図 2.9.3-6 評価対象斜面図 (掘削箇所投影)

(3) 評価対象斜面の比較

評価対象斜面のうち、は、及びの2つであることから、これらを対象に、「2.6.2 選定方針及び評価方法」と同様の考えに基づき、すべり安定性への影響要因及び簡便法のすべり安全率を比較し、より保守的な評価対象斜面に対し、安定性評価を実施する。

簡便法は、「2.9.6 (1) すべり安定性評価」に記載のとおり実施し、網羅的にすべり面を探索してすべり安全率を算定する。

影響要因及び簡便法によるすべり安全率を比較検討した結果、表 2.9.3-2 及び図 2.9.3-7 のとおり、に代表させ、における掘削を踏まえた安定性評価を実施する。

表 2.9.3-2 評価対象斜面 () の選定結果

--

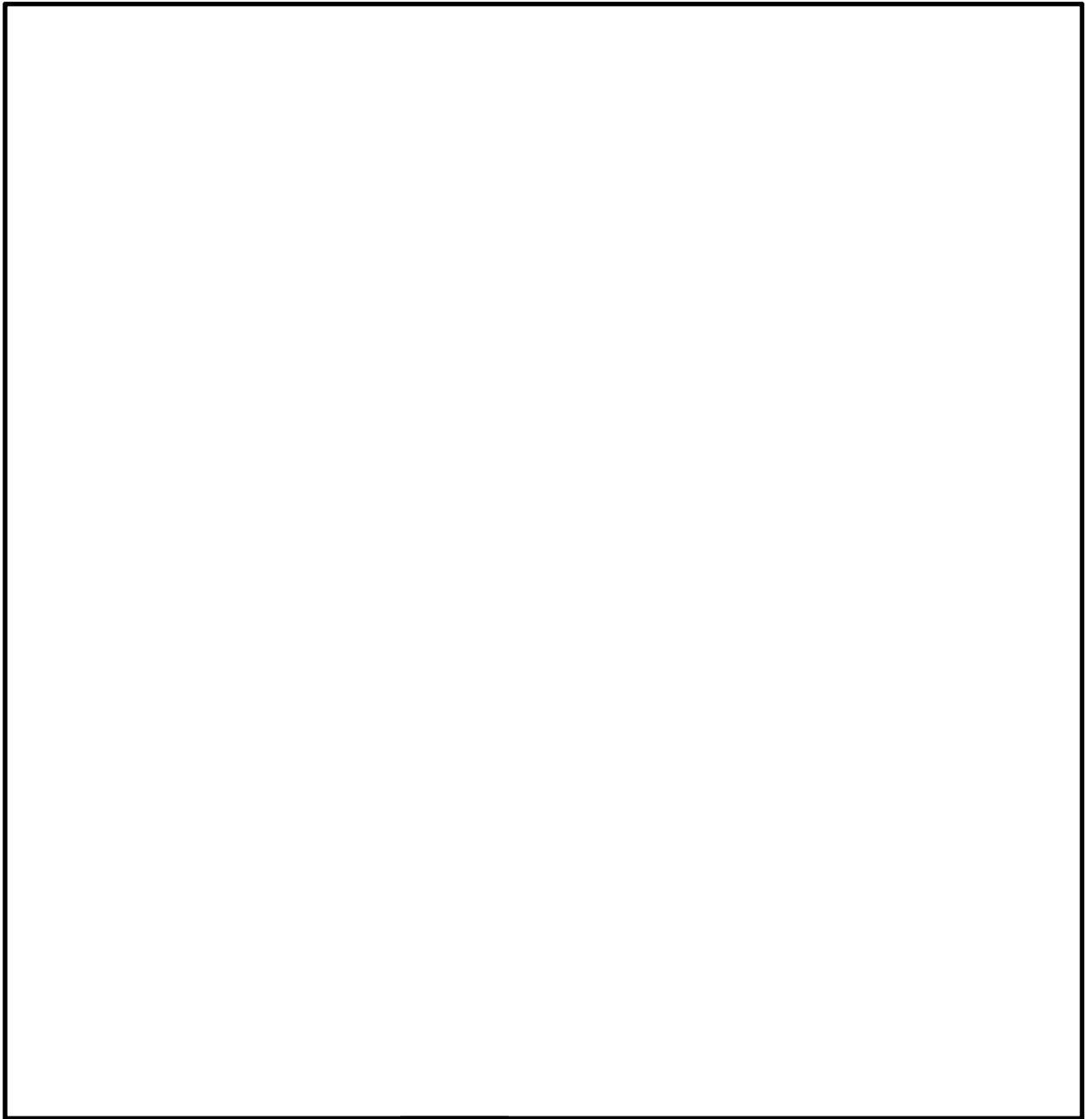


図 2.9.3-7 における評価対象斜面のすべり面
及び簡便法の最小すべり安全率

2.9.4 []の安定性評価

(1) 評価方針

岩盤斜面として選定した評価対象斜面である []
[]について、2次元動的FEM解析（全応力解析）を実施し、すべり安定性評価を実施する。

(2) 地震応答解析手法

2次元動的FEM解析（全応力解析）には、解析コード「ADVANCE Ver.4.0」を使用する。

解析手法は「2.6.2.2 地震応答解析手法」と同様とする。

(3) 入力地震動の策定

入力地震動は「2.6.2.6 入力地震動の策定」のうち、「2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果」に示す掘削前のすべり安定性評価結果から、すべり安全率が厳しくなると想定される S_s-D 及び S_s-N1 とし、水平地震動及び鉛直地震動の位相反転を考慮する。

(4) 解析モデルの設定

解析モデルは「2.6.2.4 解析モデルの設定」に基づき設定する。

[]の安定性評価における解析モデルを図2.9.4-1に示す。

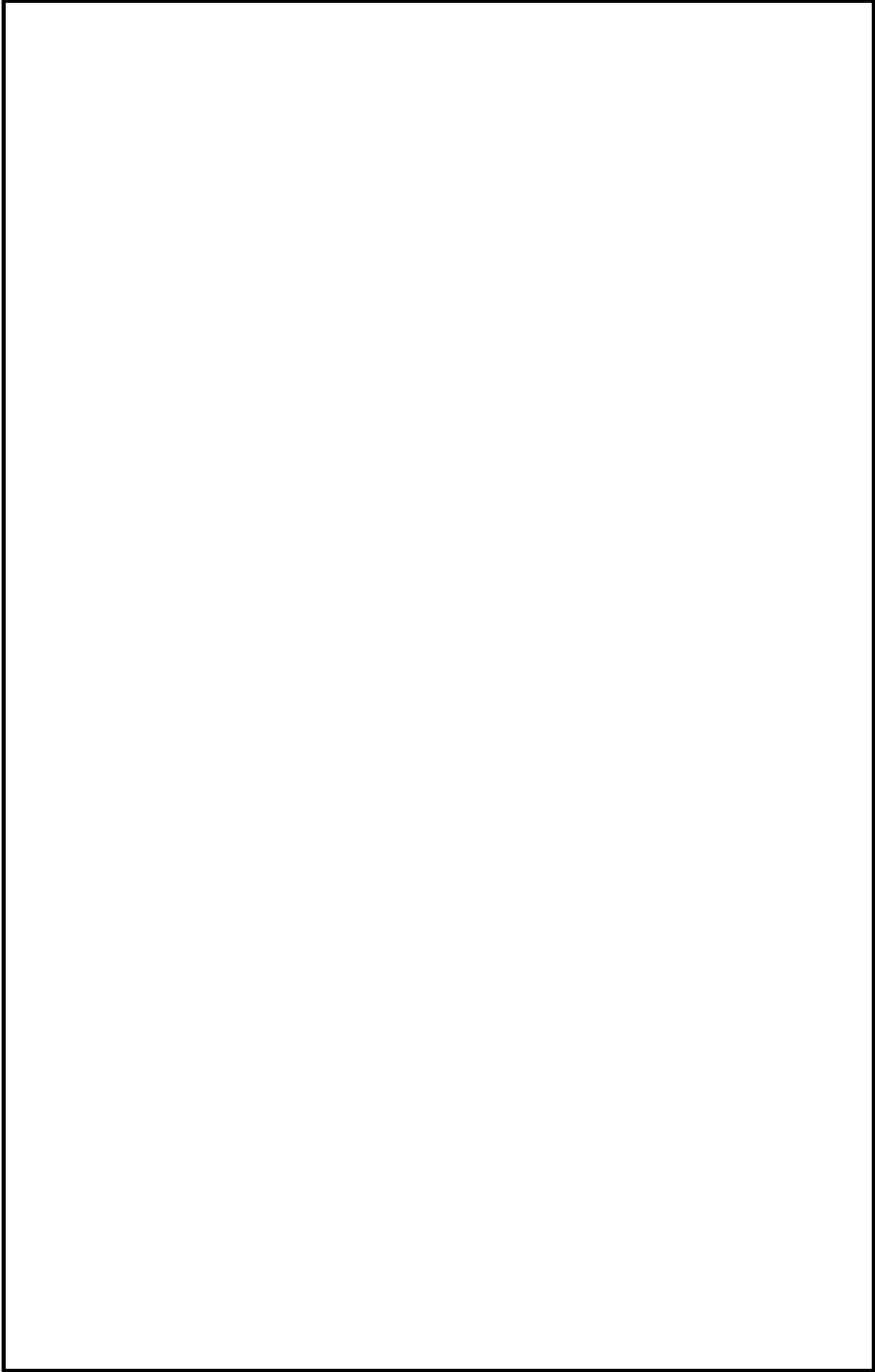


図 2.9.4-1 解析モデル ()

(5) 解析用物性値

解析用物性値は、「2.6.2.3 解析用物性値」に基づき設定する。

(6) 地盤物性値のばらつき

すべり安全率に対する地盤物性値のばらつきの影響については、強度特性が支配的であるとされていることから、地盤物性のうち強度特性に関するばらつきについて考慮し、平均強度から 1σ による低減を実施した強度特性とする。

(7) 地下水位の設定

の地下水位については、保守的に地表面に設定する。

(8) の常時応力解析

常時応力解析は、施工順序を考慮し、図 2.9.4-2 に示すとおり、4 ステップに分けて解析を行う。

常時応力解析時の境界条件は、底面を固定境界とし、自重による鉛直方向の変形を拘束しないよう、側面をローラー境界とする。

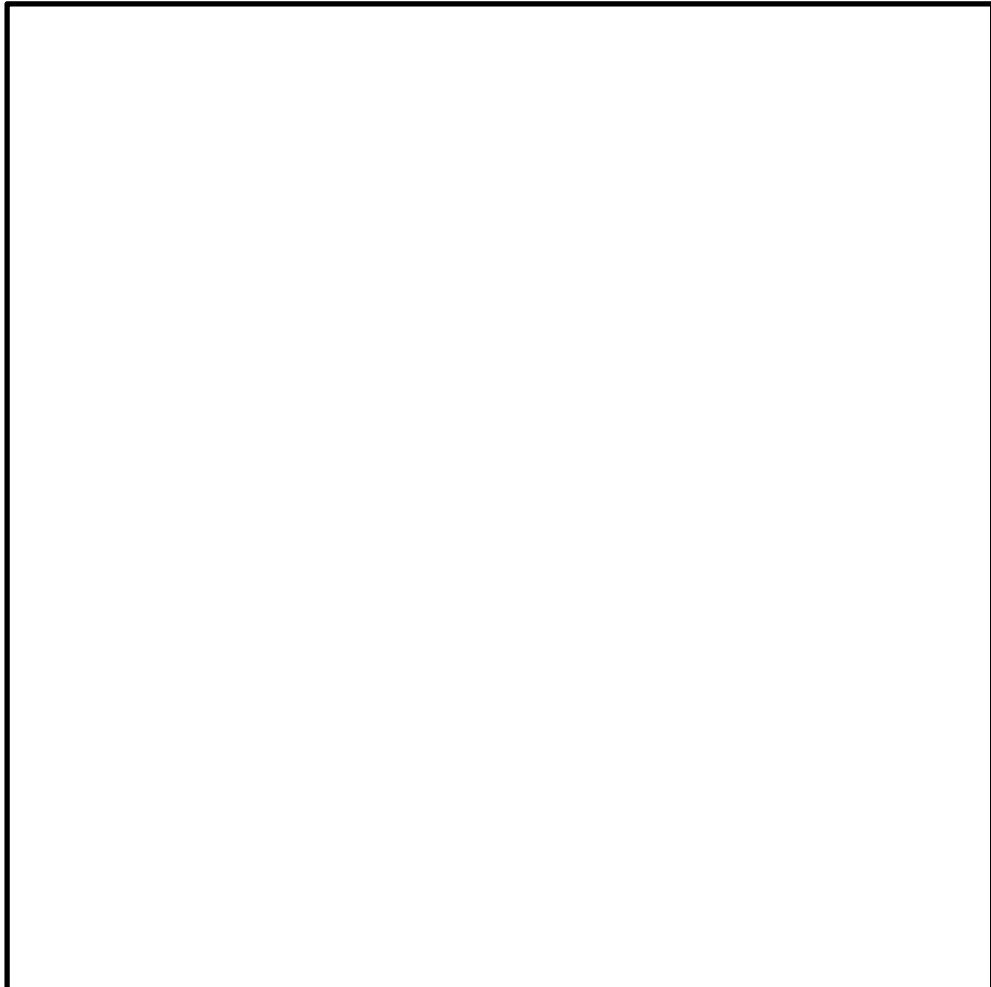


図 2.9.4-2 常時応力解析のステップ図

2.9.5 []の安定性評価

(1) 評価方針

[]として選定した評価対象斜面である []
[]について、2次元動的FEM解析（有効応力）を実施し、液状化影響を考慮したすべり安定性評価を実施する。

[]における掘削箇所付近には、安定性向上を目的とした追加対策工（改良地盤）を新設することとし、安定性評価に考慮することとする。

新設する改良地盤は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち、改良地盤⑦と同じ工法及び仕様（高圧噴射攪拌工法，改良強度 $q_u=2500\text{kN/m}^2$ ）とする。

(2) 地震応答解析手法

2次元動的FEM解析（有効応力解析）には、解析コード「FLIP」を使用する。

解析手法は「2.4.2.1 (3) 2次元有効応力解析の検討方法」と同様とする。

(3) 入力地震動の策定

入力地震動は「2.6.2.6 入力地震動の策定」のうち、「2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果」に示す掘削前のすべり安定性評価結果から、すべり安全率が厳しくなると想定される $S_s - D$ 、 $S_s - N1$ 及び $S_s - N2$ とし、水平地震動及び鉛直地震動の位相反転を考慮する。

(4) 解析モデルの設定

解析モデルは「2.4.2.1 (3) 2次元有効応力解析の検討方法」に基づき設定する。

[]の安定性評価における解析モデルを図 2.9.5-1 に示す。

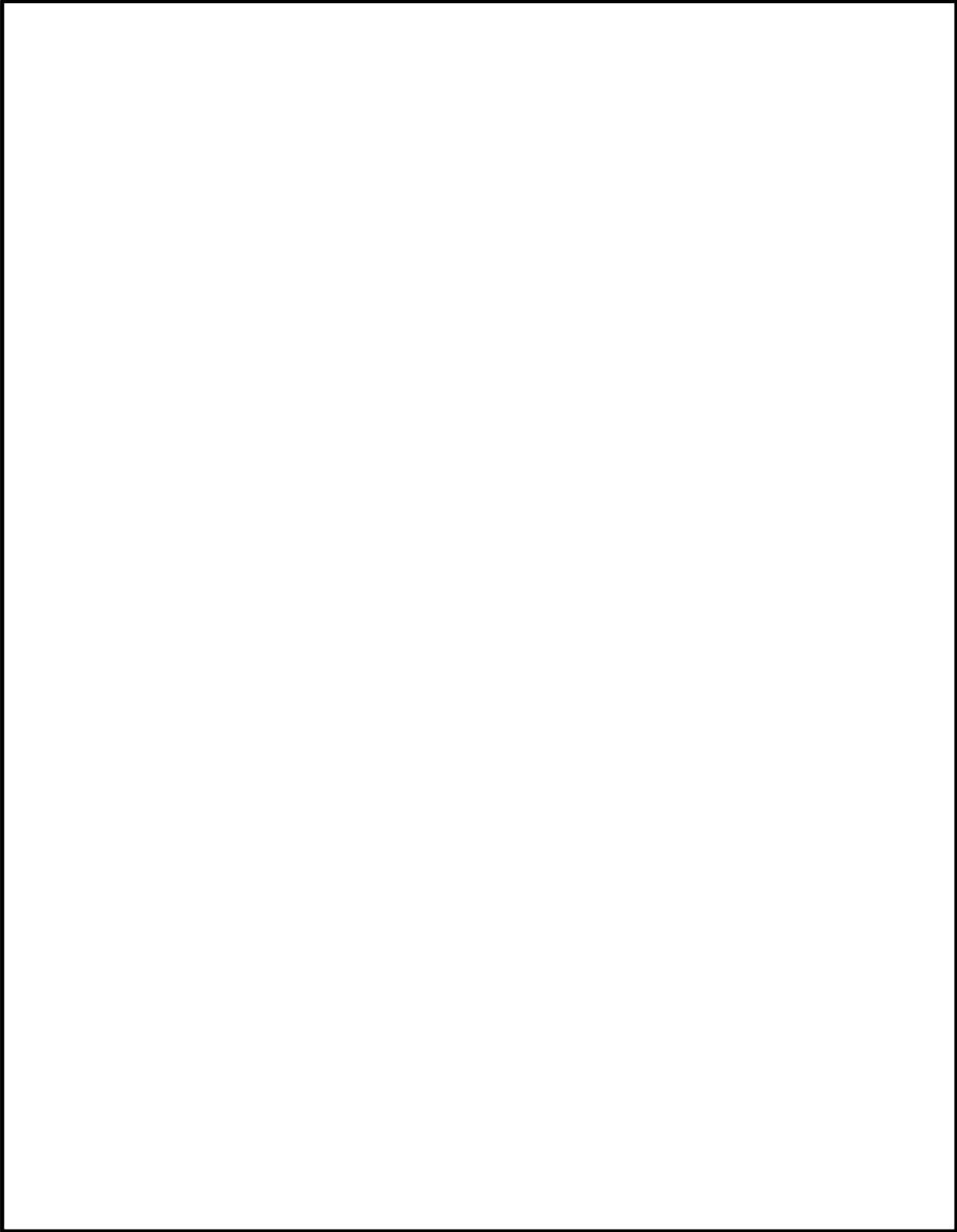


図 2.9.5-1 解析モデル ()

(5) 解析用物性値

解析用物性値の一覧を表 2.9.5-1 及び表 2.9.5-2 に示す。

埋戻土を除く土質材料及び岩盤の解析用物性値は、IV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、全応力解析（等価線形解析）の物性値（「2.6.2.3 解析用物性値」参照）と同値に設定する。

表 2.9.5-1 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)	154,600	
	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}	0.095	
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	0.5
		P2	0.990
		C1	2.006

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。
動せん断弾性係数、内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

表 2.9.5-2 解析用物性値（有効応力解析）
（改良地盤）

種別（工法，地盤種別）		改良地盤⑦ （高圧噴射）
物理 特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11
	間隙率 n	0.45
変形 特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	1,135,000
	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}	0.095
強度 特性	粘着力 c (kN/m ²)	1,250
	内部摩擦角 ϕ'	0

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

(6) 地盤物性値のばらつき

すべり安全率に対する地盤物性値のばらつきの影響については、強度特性が支配的であるとされていることから、地盤物性のうち強度特性に関するばらつきについて考慮し、平均強度から1 σ による低減を実施した強度特性とした。

埋戻土を除く土質材料及び岩盤については全応力解析と同値であるため、設置変更許可時のばらつきを考慮した強度特性を用いる。

なお、改良地盤及び埋戻土については、以下の理由から平均強度が既に安全側にばらつきを考慮したものになっているため、更なるばらつきの考慮は実施しない。

・改良地盤

補足-023-01「地盤の支持性能について」より、新設する改良地盤と同じ工法及び仕様である改良地盤⑦については、実施工の改良地盤が設計値を上回るように施工されるため、改良地盤のばらつきを踏まえても表 2.9.5-3 における強度特性は保守的な設定となっている。

表 2.9.5-3 室内試験における試験値と目標物性値との比較（強度特性）
（補足-023-01「地盤の支持性能について」より引用）

	目標物性値	試験値
粘着力 c (kN/m ²)	1250	2110
内部摩擦角 ϕ (°)	0 解析用物性値に設定	40.5

・埋戻土

埋戻土の平均強度は、表 2.9.5-4 に示すとおり、港湾技研資料に基づき、粘着力Cを保守的にゼロと設定しており、既に安全側にばらつきを考慮した強度になっているため、更なるばらつきの考慮は実施しない。

表 2.9.5-4 埋戻土の解析用物性値及び設定方法

	解析用物性値	設定方法
粘着力 c (kN/m ²)	0	慣用値*
内部摩擦角 φ (°)	40.17	港湾技研資料*に基づき、N値と有効上載圧により相対密度D _r を求め、内部摩擦角φと相対密度D _r との関係から設定

注記*：液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法

(港湾技研資料 No. 869, 1997 年 6 月)

(7) ジョイント要素

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。

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 2.9.5-5 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 2.9.5-2 示す。

表 2.9.5-5 ジョイント要素のばね定数

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

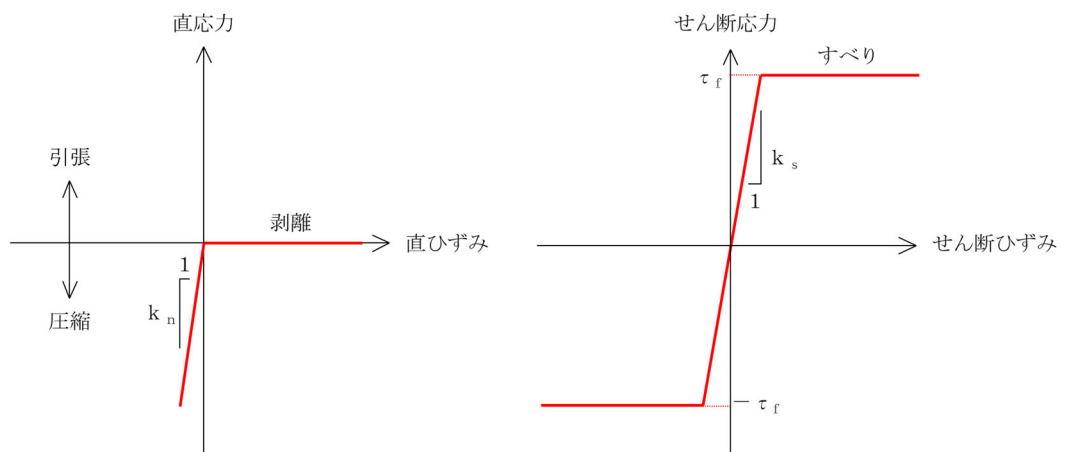


図 2.9.5-2 ジョイント要素の力学特性

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。接合面に設定するジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、周辺地盤の c 、 ϕ とし、補足-023-01「地盤の支持性能について」に基づき設定する。また、接合面に設定するジョイント要素のせん断強度は、隣り合う地盤、改良地盤または埋戻コンクリートの各せん断強度のうち小さい値を採用することとする。

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

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

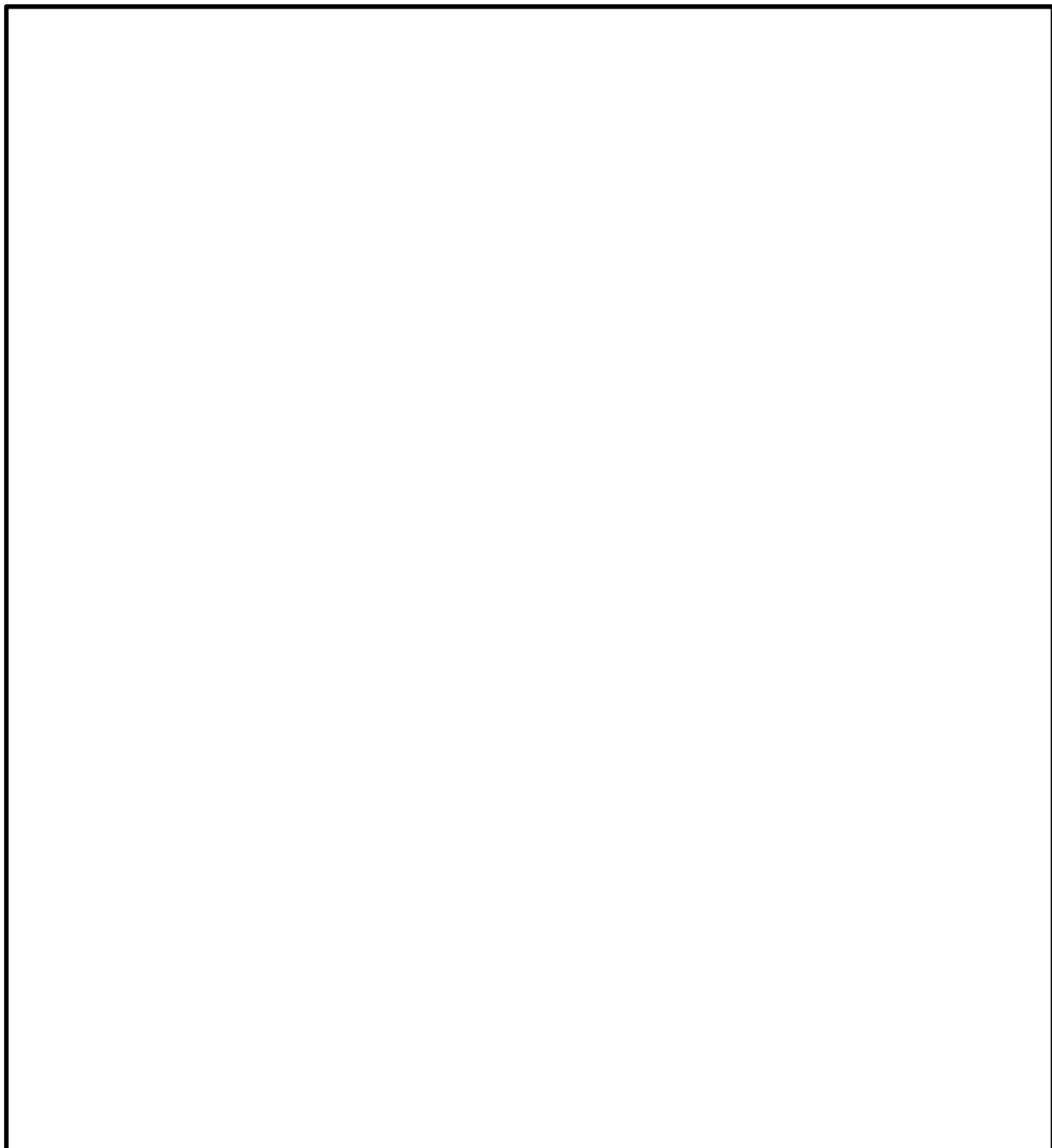


図 2.9.5-3 ジョイント要素の配置図

(8) 地下水位の設定

〔 〕において、掘削形状を反映する前の〔 〕に設定した地下水位については、2次元浸透流解析と3次元浸透流解析による地下水位を比較し、保守的となっている2次元浸透流解析による地下水位を設定している。

以下の理由から、掘削箇所及び追加対策工を反映した〔 〕の地下水位は、設置変更許可時と同じになると考えられる。

- ・2次元浸透流解析では、法尻部及び法肩部の地表面に水頭固定境界を設定しており、この範囲に掘削範囲及び追加対策工範囲が位置していることから、掘削形状及び追加対策工反映後の2次元浸透流解析による地下水位は反映前と同じになる。（図2.9.5-4及び図2.9.5-5参照）
- ・掘削形状及び追加対策工を反映した3次元浸透流解析においても、〔 〕内における地下水位が2次元浸透流解析のよる地下水位と同等となるように、〔 〕の改良地盤内に暗渠排水管を設置することとし、3次元浸透流解析に考慮する。

以上より、〔 〕における2次元動的FEM解析（有効応力解析）の地下水位は、設置変更許可時に設定した2次元浸透流解析の地下水位と同じとする。

なお、掘削形状及び追加対策工を反映した3次元浸透流解析の地下水位については、別途、補足-023-01「地盤の支持性能について」で説明する。



図 2.9.5-4 浸透流解析による地下水位の設定（掘削形状等反映前）



図 2.9.5-5 浸透流解析による地下水位の設定（掘削形状等反映後）

(9) [] の常時応力解析

[] については、安全対策工事に伴う掘削箇所周辺において、掘削に伴う [] 及び [] の応力解放に伴う緩みが想定されるが、図 2.9.5-6 のとおり、施工順序を踏まえた以下の理由から、1つのステップで常時応力解析を実施する。

a. 常時応力解析を1つのステップで実施する理由

1) [] については、安全対策工事に伴う掘削前に親杭を施工し、掘削しながら切梁及びグラウンドアンカを設置しており、極力、掘削近傍に応力解放に伴う緩みが発生しないように配慮して施工しているが、応力解放に伴う多少の緩みは発生するものと考えられる（施工順序 B）。

その後、高圧噴射攪拌工法による改良地盤の施工（施工順序 C）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。

2) [] についても、応力解放に伴う緩みが極力発生しないように配慮して施工しているため、掘削前後の2ステップで実施した常時応力解析による応力状態と、1つのステップで実施した常時応力解析による応力状態について差異はないと考えられる。

3) 上記の1・2より、地盤改良をモデル化した常時応力解析により、保守的な応力状態を設定できる。

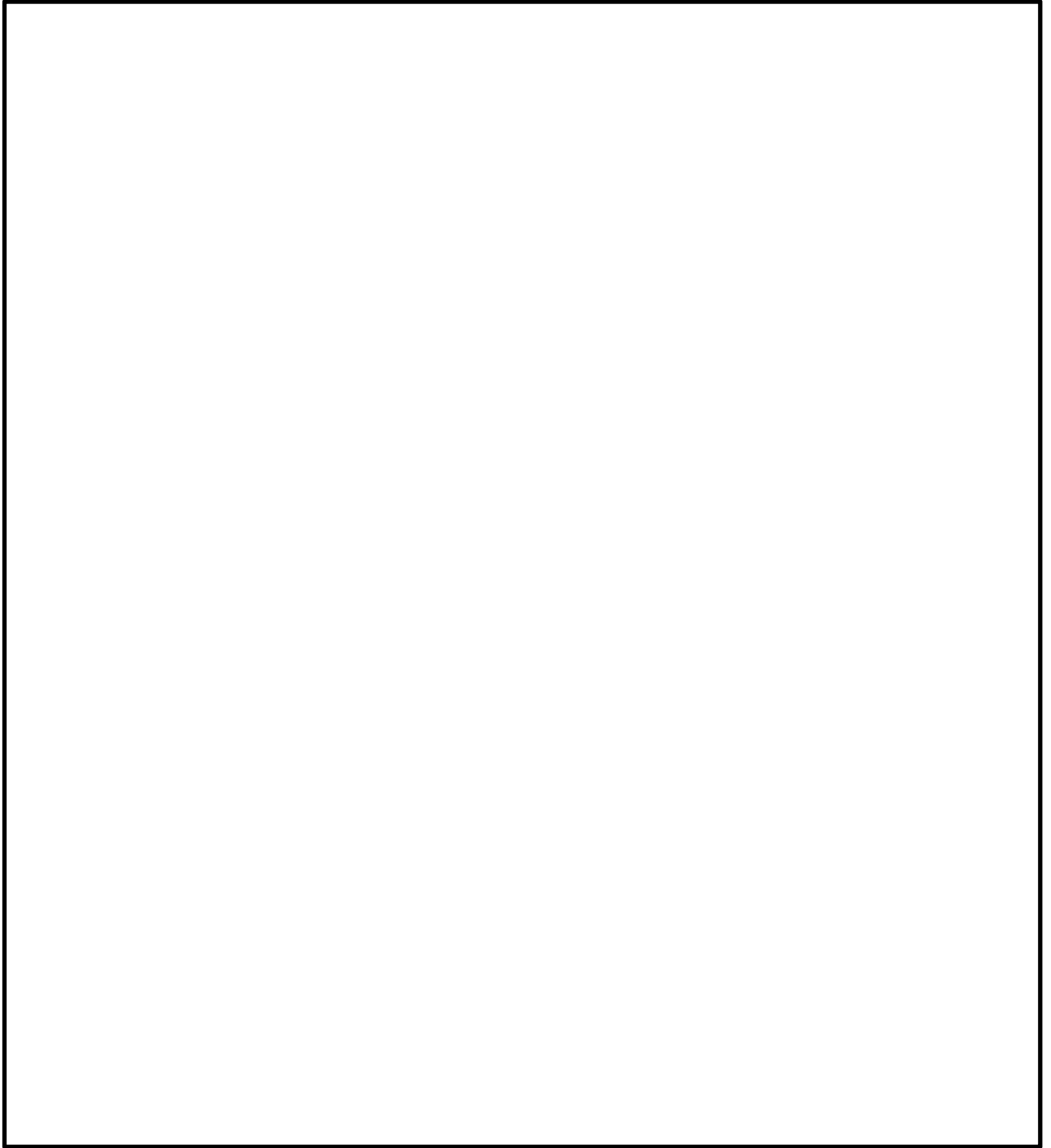


図 2.9.5-6 施工状況及び常時応力解析のモデル

(掘削箇所近傍)

b. 掘削による応力解放の影響検討

□は、「a. 常時応力解析を1つのステップで実施する理由」で前述したとおり、1つのステップで常時応力解析を実施することから、掘削後のステップのみの常時応力解析と掘削前後の2ステップでの常時応力解析を比較し、□□において掘削による応力解放が表現できているかを確認する。

解析コードは「S-STAN Ver.20_SI」を用いる。

(a) 解析条件

解析条件は設置変更許可時の常時応力解析と同様とする。

掘削形状は、図 2.9.5-7 のとおり、設置変更許可時の解析モデルを用い、実際の掘削形状と概ね同等となるように掘削形状を設定する。

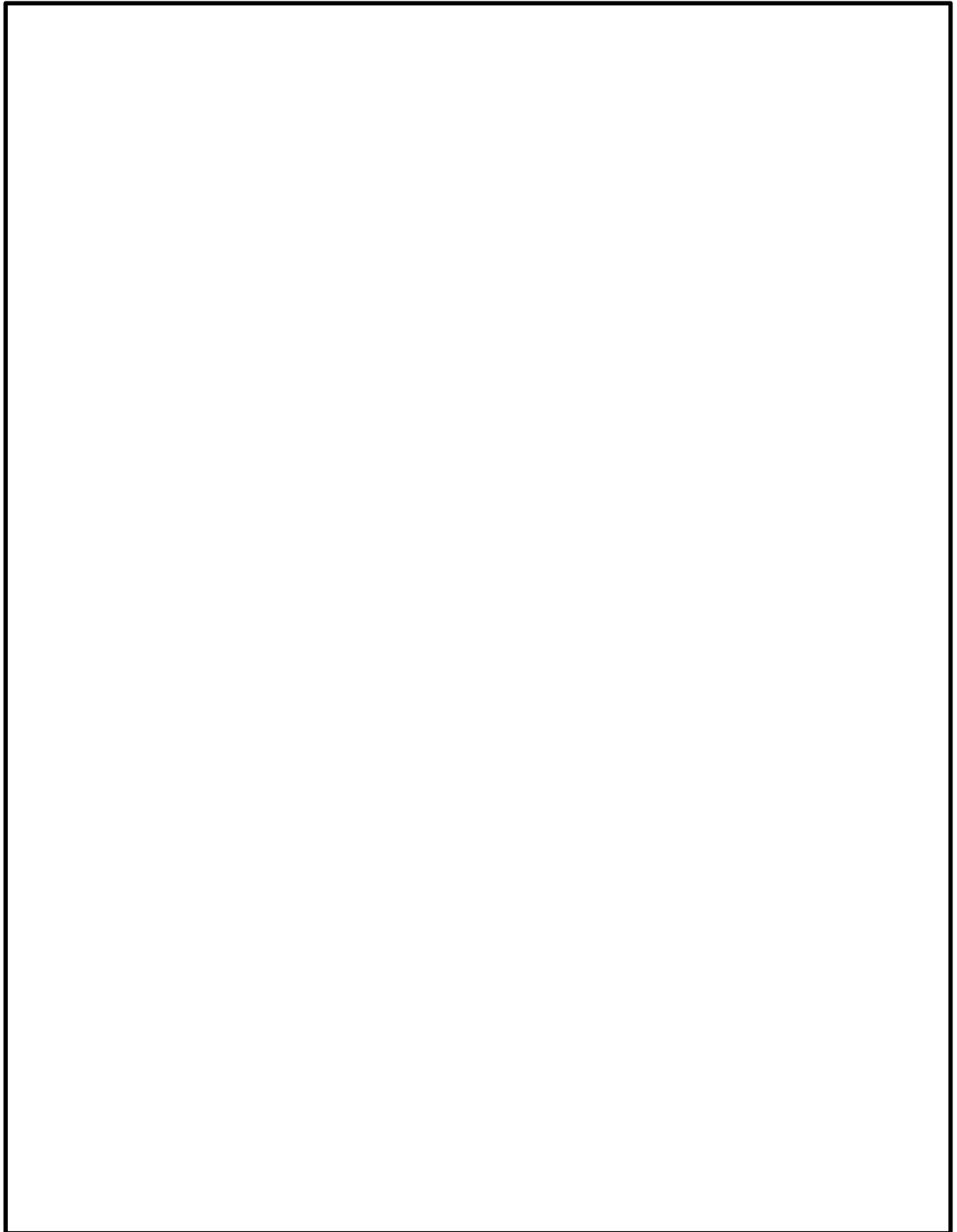


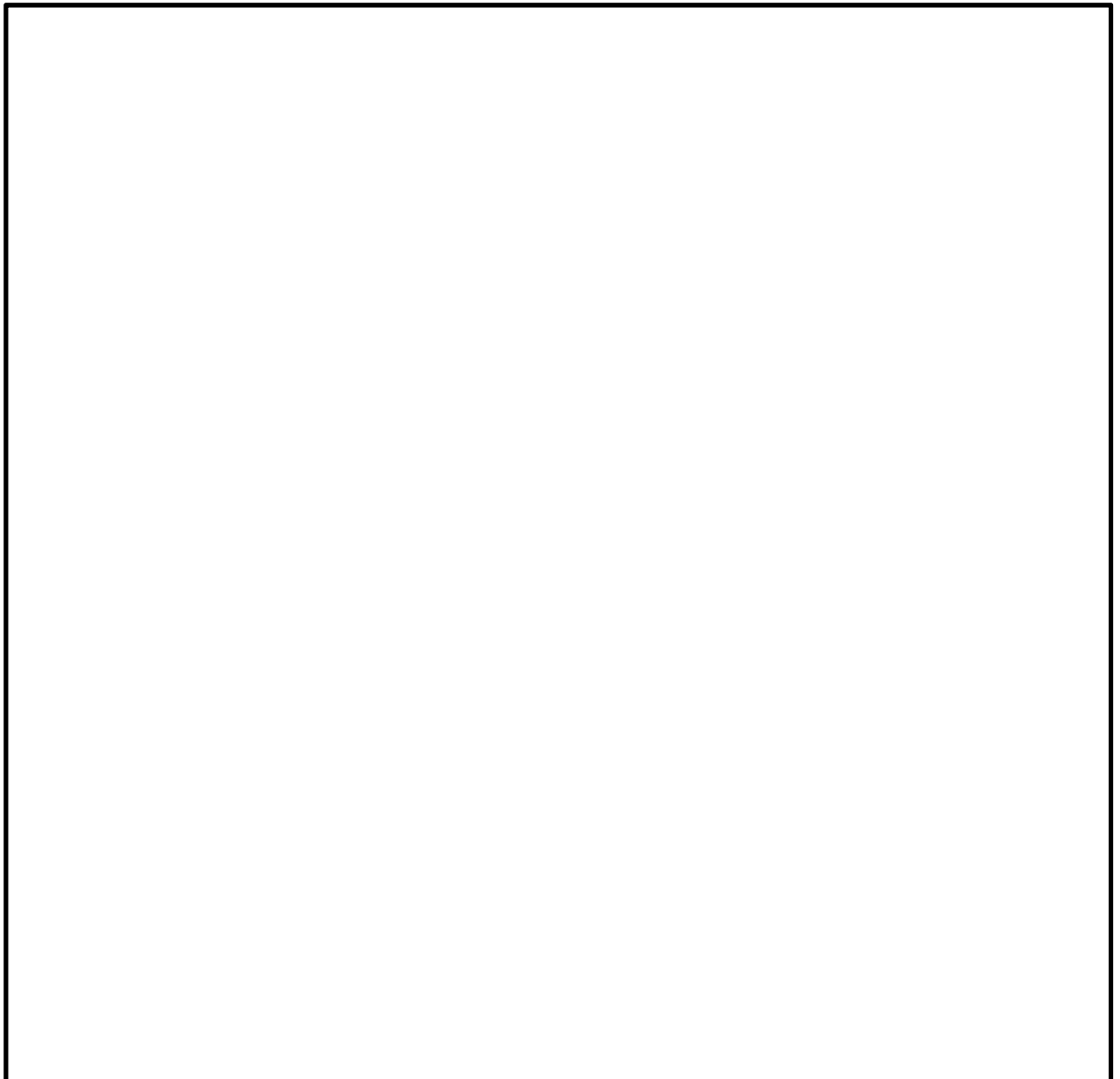
図 2.9.5-7 掘削形状の反映方法

(b) 解析ケース

掘削による応力解放の影響検討における解析ケースを表 2.9.5-6 に示す。

- ・解析ケース①：ステップ B のみの常時応力解析
- ・解析ケース②：ステップ A ⇒ B の 2 ステップでの常時応力解析

表 2.9.5-6 掘削による応力解放の影響検討における解析ケース



(c) 解析結果

図 2.9.5-8 及び図 2.9.5-9 に主応力図を示す。□における主応力図を比較した結果、ステップA⇒Bの2ステップでの常時応力解析とステップBのみの常時応力解析の主応力は同等であることを確認した。

なお、□において引張応力が発生している要素があるが、高圧噴射攪拌工法による改良地盤の施工により、掘削による応力解放の影響は解消されると考える。

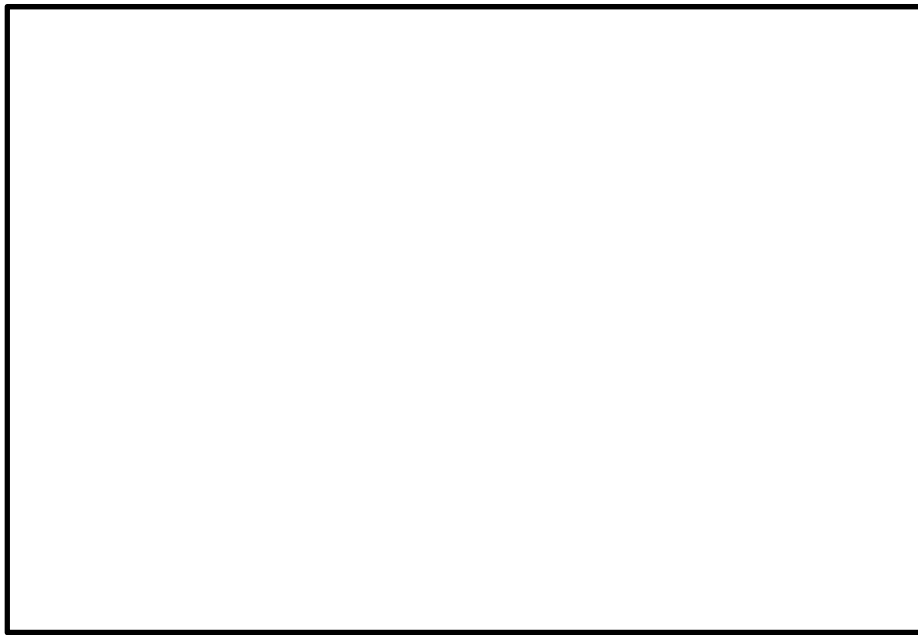


図 2.9.5-8 主応力図 (解析ケース①：ステップBのみの1ステップ)



図 2.9.5-9 主応力図 (解析ケース②：ステップA⇒Bの2ステップ)

ステップ解析がすべり安全率へ与える影響について確認するため、「2.9.8 [] の安定性評価結果」に示すすべり線のうち、[] [] について、それぞれの解析ケースですべり安全率を比較する。

図 2.9.5-10 及び図 2.9.5-11 にすべり安全率の結果を示す。

すべり安全率を比較した結果、すべり安全率は同等であるため、斜面のすべり安定性評価において、常時応力解析を1つのステップで実施することは妥当である。



図 2.9.5-10 [] におけるすべり安全率
(解析ケース①：ステップBのみの1ステップ)



図 2.9.5-11 [] におけるすべり安全率
(解析ケース②：ステップA⇒Bの2ステップ)

2.9.6 評価方法

(1) すべり安定性評価

すべり安全率の算定方法及び評価基準値は「2.6.2.5 評価基準値及び想定すべり面の設定」に基づいて設定する。

想定すべり面の設定については、図 2.9.6-1 のとおり、「2.6.2.5 評価基準値及び想定すべり面の設定」により設定したすべり面に加えて、掘削により新たに想定されるすべり面を追加設定する。

平均強度を用いたすべり安全率評価のうち、最小すべり安全率のケース（すべり線及び地震動）に対し、強度のばらつき考慮したすべり安定性評価を実施する。

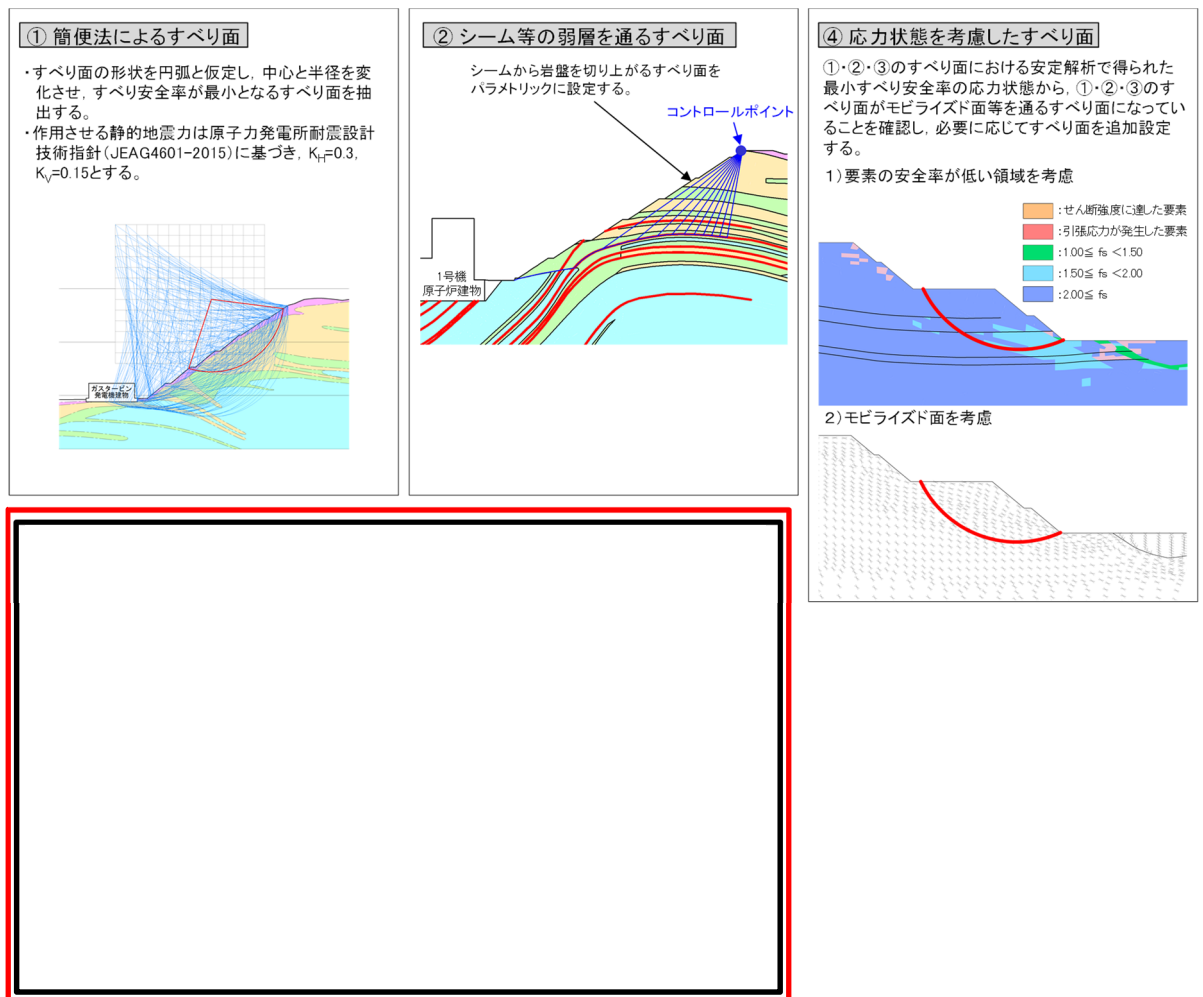


図 2.9.6-1 想定すべり面の設定方法（赤枠追加）

2次元動的 FEM 解析（有効応力解析）の結果，過剰間隙水圧比が 0.95 を超えた要素については，繰り返し载荷により強度低下が生じたものとみなし，すべり安全率算定時刻において，すべり面上の抵抗力をゼロとし，せん断力（起動力）は考慮する。

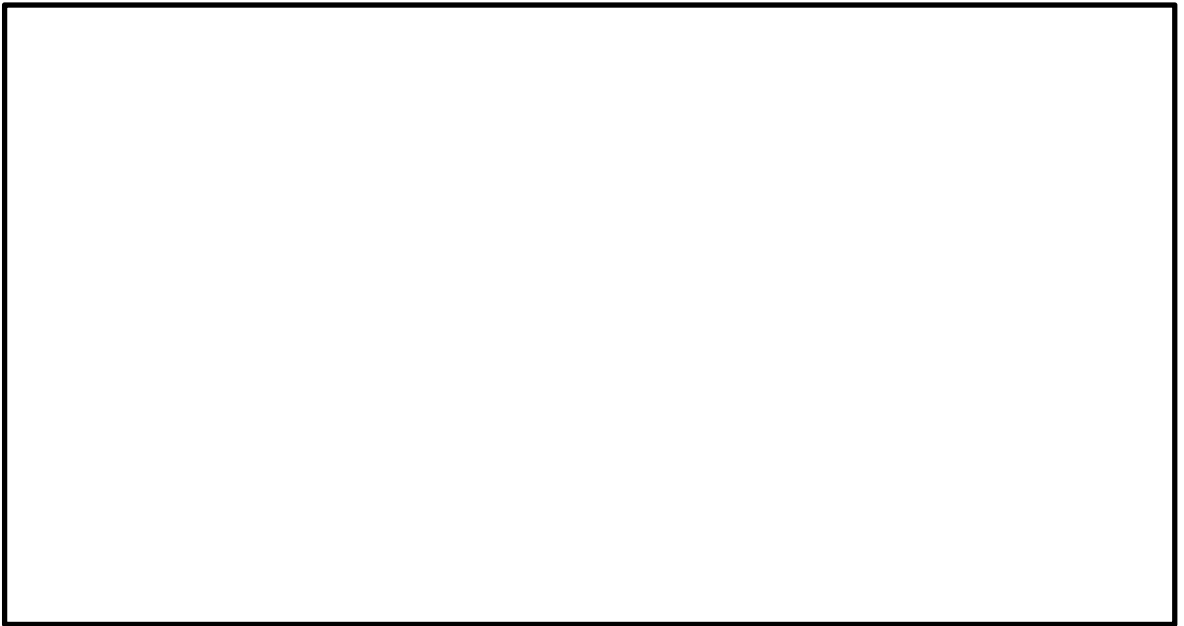


図 2.9.6-2 すべり安全率算定における起動力及び抵抗力の設定
（2次元動的 FEM 解析（有効応力解析））

(2) 全応力解析と有効応力解析の比較

2.9章の の評価では、以下の理由から、有効応力解析により、すべり安定性を評価することとする。

- ・有効応力解析は、埋戻土の液状化によるすべり安定性への影響について、より精緻に表現できること
- ・設置変更許可段階において、全応力解析とのすべり安全率の同等性が確認されていること

図 2.9.6-3～図 2.9.6-5 に、設置変更許可段階の、すべり安全率の算定における全応力解析と有効応力解析の比較検討を示す。

その結果、すべり安全率の算定における有効応力解析の採用手法としての妥当性、及び有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法が有する保守性を確認している。

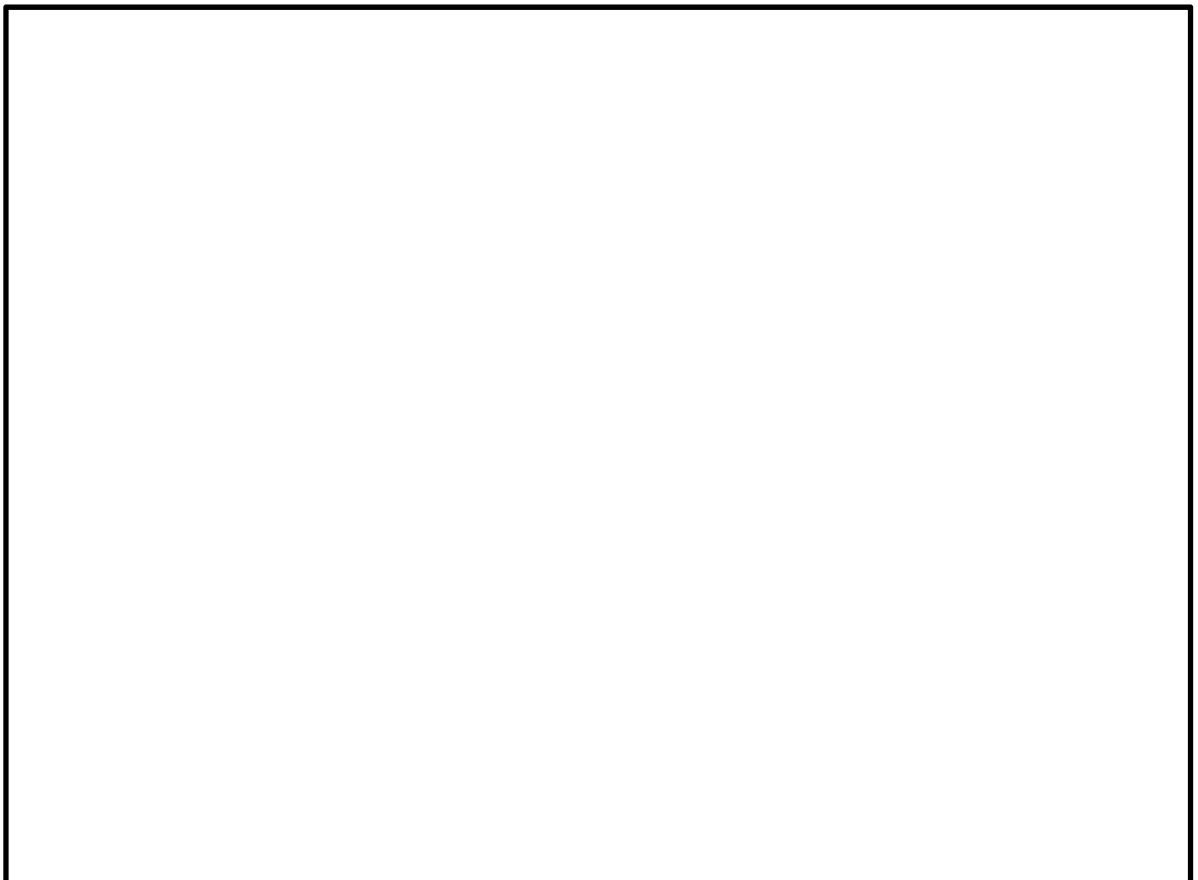


図 2.9.6-3 全応力解析と有効応力解析の比較
(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

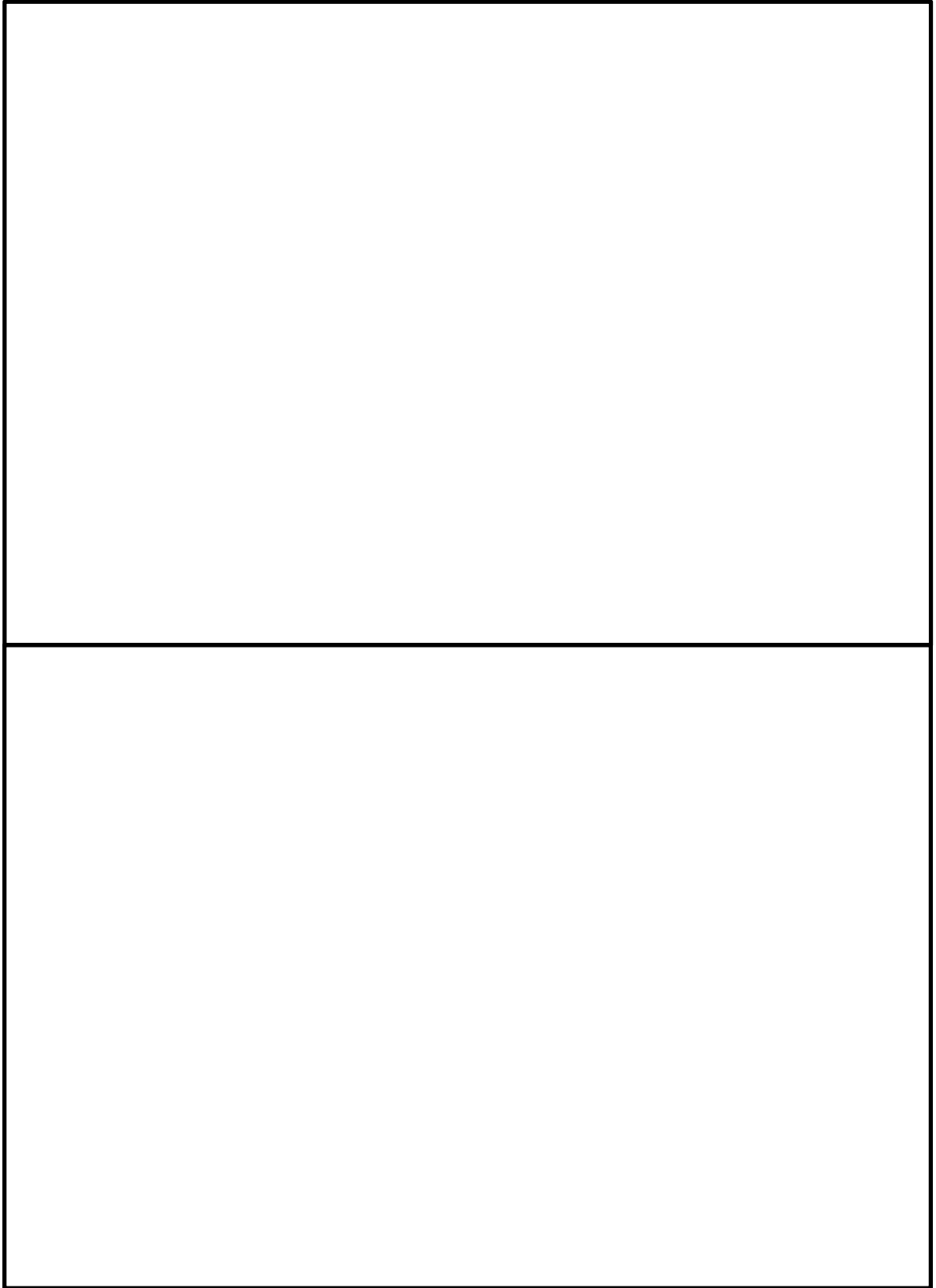


図 2.9.6-4 全応力解析と有効応力解析の比較
(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

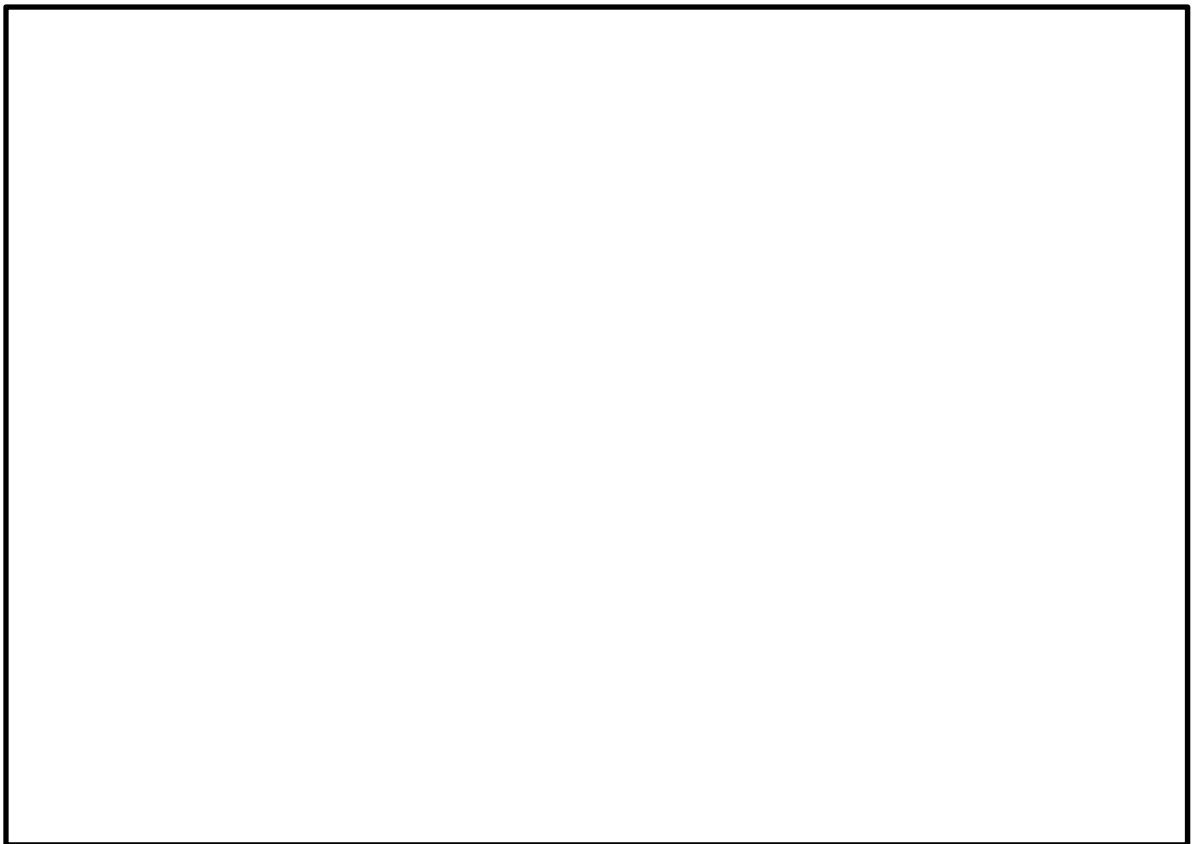
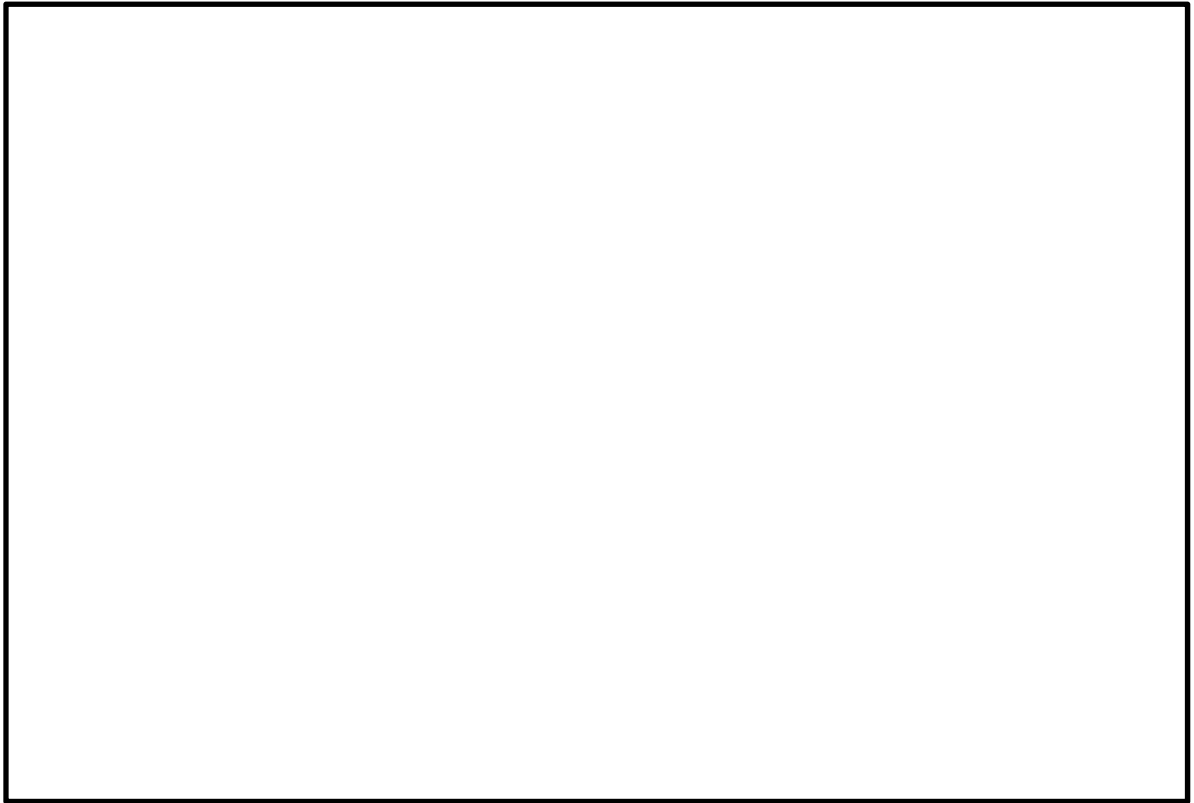


図 2.9.6-5 全応力解析と有効応力解析の比較
(設置変更許可段階まとめ資料より抜粋)

(3) 改良地盤

改良地盤のせん断破壊に対する局所安全係数，及び引張破壊に対する局所安全係数を以下の式により算定する。

引張破壊に対する局所安全係数が 1.0 を下回るケースについては，最大せん断応力発生時刻及び最大引張応力発生時刻の局所安全係数分布を確認し，改良地盤の安定性に影響がないかを確認する。

$$f_s = R / S$$

ここに， f_s ：局所安全係数

R：せん断強度または引張強度

S：発生せん断応力または発生引張応力

2.9.7 []の安定性評価結果

(1) すべり安全率

[]におけるすべり安定性評価結果を表 2.9.7-1～表 2.9.7-4 に示す。

すべり安全率算定の結果、いずれのすべり面形状でもすべり安全率は 1.0 を上回ることを確認した。

表 2.9.7-1 すべり安定性評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 2.9.7-2 すべり安定性評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 2.9.7-3 すべり安定性評価結果 ()

(地盤特性：平均強度)

--

表 2.9.7-4 すべり安定性評価結果 ()

(地盤物性：ばらつきを考慮した強度)

--

(2) 主応力図及び局所安全係数分布図

掘削後に最小すべり安全率となるすべり面番号4の局所安全係数分布図を図2.9.7-1に、主応力図を図2.9.7-2に示す。

図2.9.7-1に示す局所安全係数分布図を確認した結果、せん断強度に達した要素は認められない。また、引張応力が発生した要素が斜面中腹及び掘削箇所周辺に認められるが、当該すべり面は斜面中腹の引張応力が発生した要素を通るすべり面となっている。

当該応力状態を踏まえ、掘削箇所周辺における引張応力が発生した要素を通るすべり面を追加し、すべり安全率を算定した結果、5.88（平均強度）であり、既往のすべり面のすべり安全率1.59（平均強度）に包絡されることを確認した。

なお、掘削箇所周辺の引張応力が発生した要素における引張応力は最大で約0.07N/mm²であり、当該箇所に分布する [] を下回ることを確認しているが、保守的に [] を考慮しないすべり安全率を算定している。

図2.9.7-2に示す主応力図を確認した結果、斜面中腹では、直応力が引張となる範囲は概ね80°～110°になり、これに沿うすべりは想定されない。

以上のことから、設定したすべり面は、既にすべり安全率の厳しいすべり面となっていることを確認した。

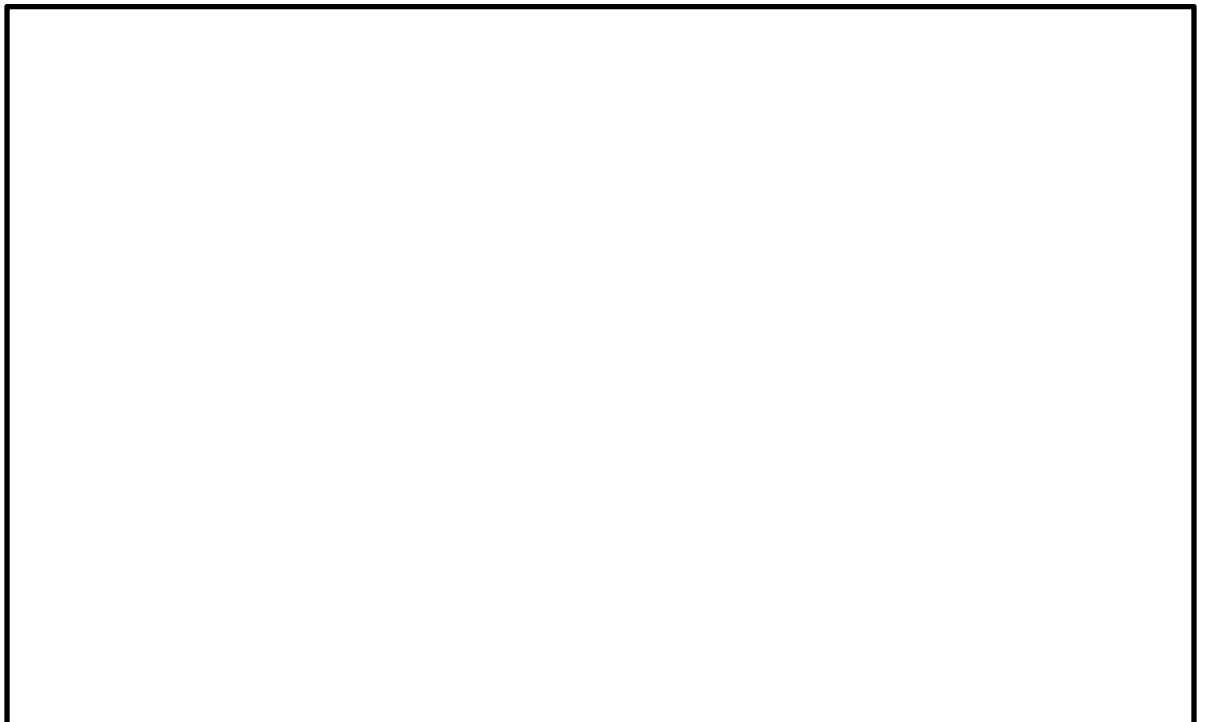


図2.9.7-1 局所安全係数分布図 ([])

(S s - D (- +) , t = 19.15)

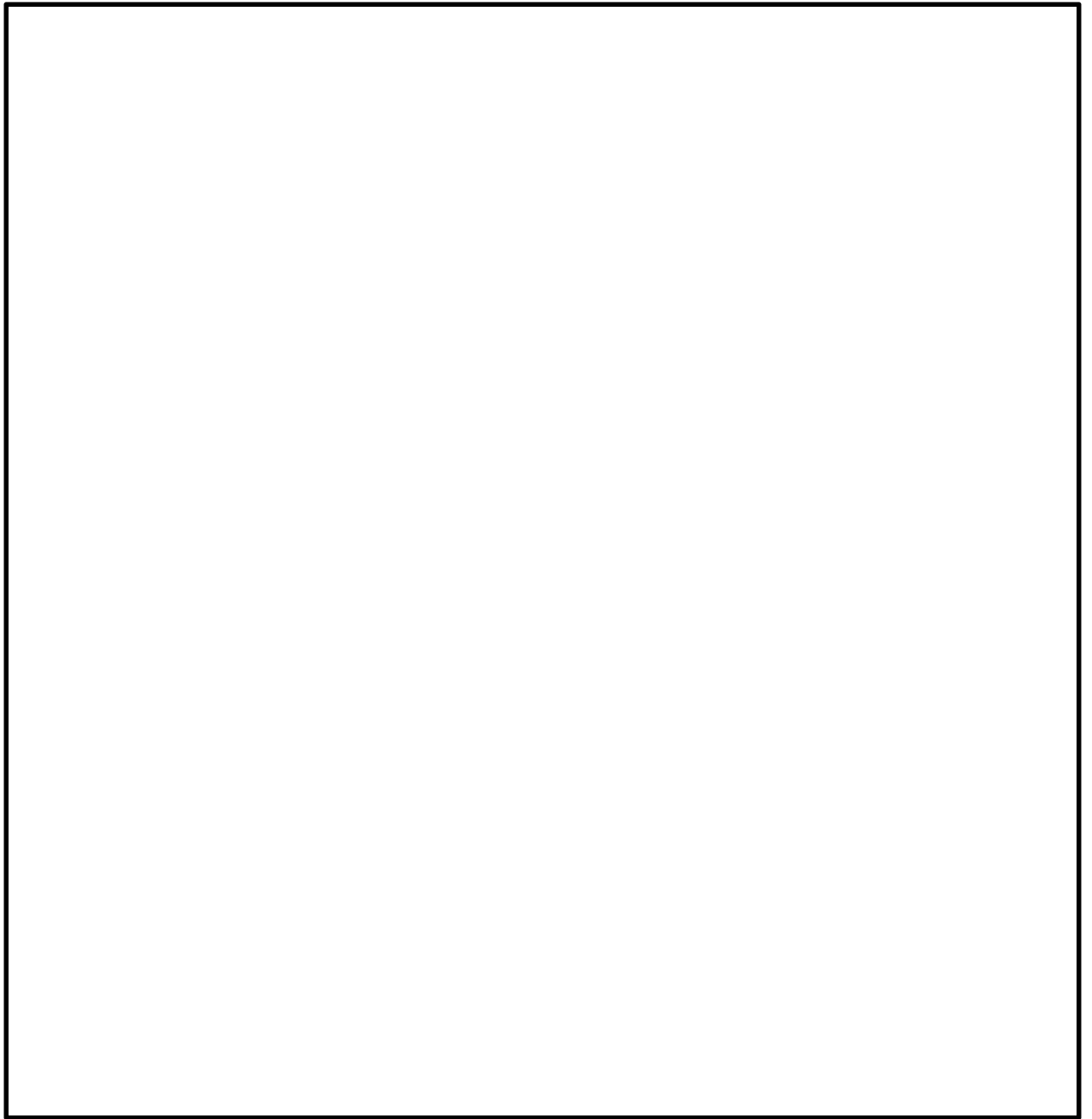


图 2.9.7-2 主应力图 ()
(S s - D (- +) , t = 19.15)

掘削前に比べて掘削後のすべり安全率が大きく上昇したすべり面番号3の主応力図について、図2.9.7-3及び図2.9.7-4のとおり掘削前後で比較した。

その結果、掘削前後で応力状態は概ね同等であり、掘削による影響が非常に小さいことを確認した。

また、すべり面上の応力状態に着目すると、掘削箇所近傍の1要素について、掘削前では発生していた引張応力が、掘削後では消失している。掘削による微小な応答変化及び応力変化により、掘削前よりすべり安全率が上昇したと考えられる。



図 2.9.7-3 主応力図 ()
(掘削後)

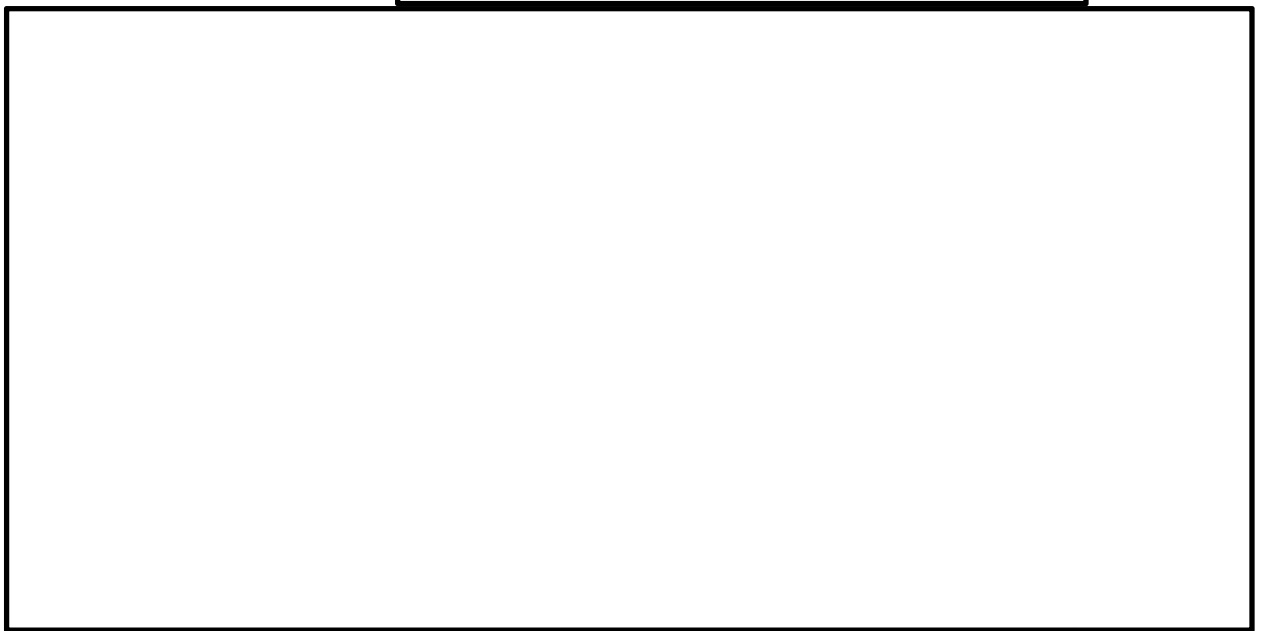


図 2.9.7-4 主応力図 ()
(掘削前)

2.9.8 []の安定性評価結果

(1) すべり安全率

[]におけるすべり安定性評価結果を表 2.9.8-1～表 2.9.8-4 に示す。

すべり安全率算定の結果、いずれのすべり面形状でもすべり安全率は 1.0 を上回ることを確認した。

なお、表 2.9.8-4 に示すとおり、掘削後(有効応力解析)のすべり安全率が、掘削前(2.6.3.2, 全応力解析)のすべり安全率を下回っているが、これは、

「2.9.6(2)全応力解析と有効応力解析の比較」に示すとおり、有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法が有する保守性によるものと考えられる。

表 2.9.8-1 すべり安定性評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 2.9.8-2 すべり安定性評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 2.9.8-3 すべり安定性評価結果 ()

(地盤物性：平均強度)

--

表 2.9.8-4 すべり安定性評価結果 ()

(地盤物性：ばらつきを考慮した強度)

--

(2) 主応力図及び局所安全係数分布図

掘削後に最小すべり安全率となるすべり面番号2の局所安全係数分布図を図2.9.8-1に、主応力図を図2.9.8-2に示す。

せん断強度に達した要素及び引張応力が発生した要素は認められないことから、設定したすべり面はすべり安全率の厳しいすべり面となっていると判断した。

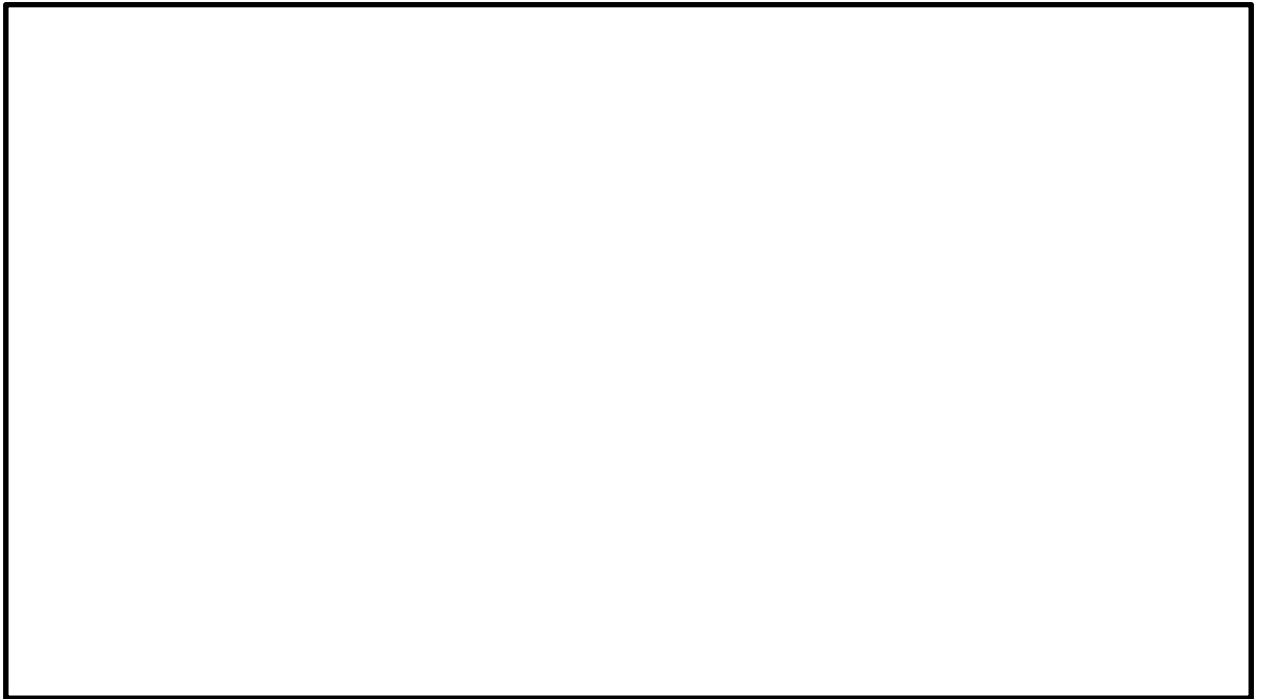


図 2.9.8-1 局所安全係数分布図 ()
($S_s - N_1$ (++) , $t = 7.71$)

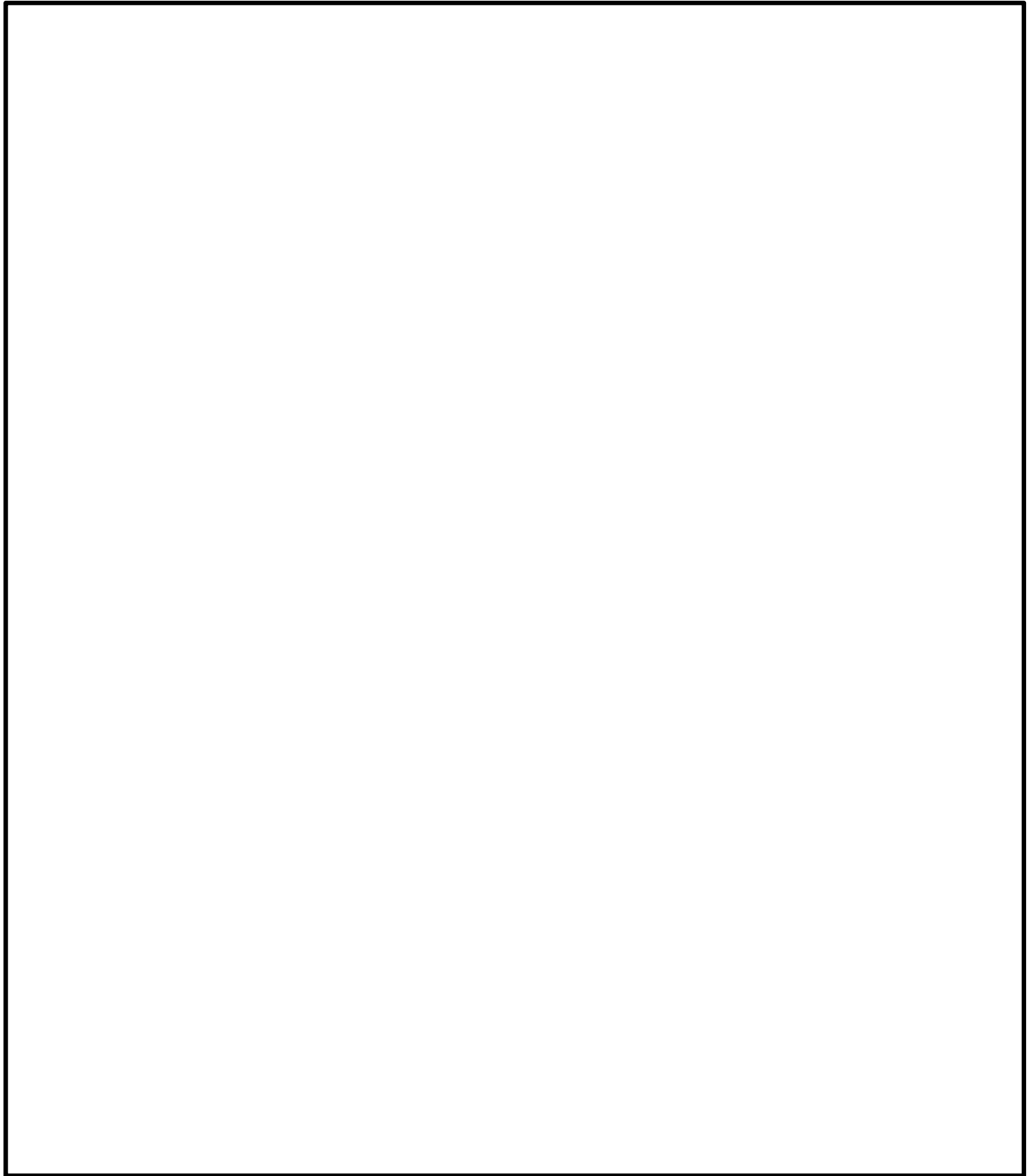


图 2.9.8-2 主应力图 ()

(S s - N 1 (++) , t = 7.71)

掘削前に比べて掘削後のすべり安全率が大きく上昇したすべり面番号3の主応力図について、図2.9.8-3及び図2.9.8-4のとおり掘削前後で比較した。

その結果、両者は概ね同等であることから、掘削後のすべり安全率が大きく上昇した要因は、応答変化によるものではないと考えられる。

なお、掘削前の主応力図では、法肩付近に引張応力が発生しているが、すべり面の直応力は引張となっていないこと、及び [redacted] [redacted] ことから、法肩付近の引張応力はせん断抵抗力に影響していないと評価した。



図 2.9.8-3 主応力図 [redacted]
(掘削後 (有効応力解析), [redacted])



図 2.9.8-4 主応力図 [redacted]
(掘削前 [redacted])

次に、すべり面番号3の最小すべり安全率時刻における過剰間隙水圧比分布図について、図2.9.8-5及び図2.9.8-6のとおり掘削前後で比較した。

掘削後の過剰間隙水圧比分布図では、最小すべり安全率時刻における過剰間隙水圧比が0.95以上となる要素は発生していないため、当該すべり安全率の算定において、液状化により抵抗力が低下する要素はない。

また、掘削前の液状化により起動力と抵抗力のどちらも考慮されていなかった範囲については、掘削後では追加対策工である改良地盤が施工されており、改良地盤の抵抗力を考慮できるため、すべり安全率が増加していると考えられる。

以上より、すべり面番号3について、追加対策工である改良地盤の抵抗力が考慮できたことから掘削前のすべり安全率に比べて掘削後のすべり安全率が上昇したと考えられる。



図 2.9.8-5 過剰間隙水圧比分布図
(掘削後 (有効応力解析),)

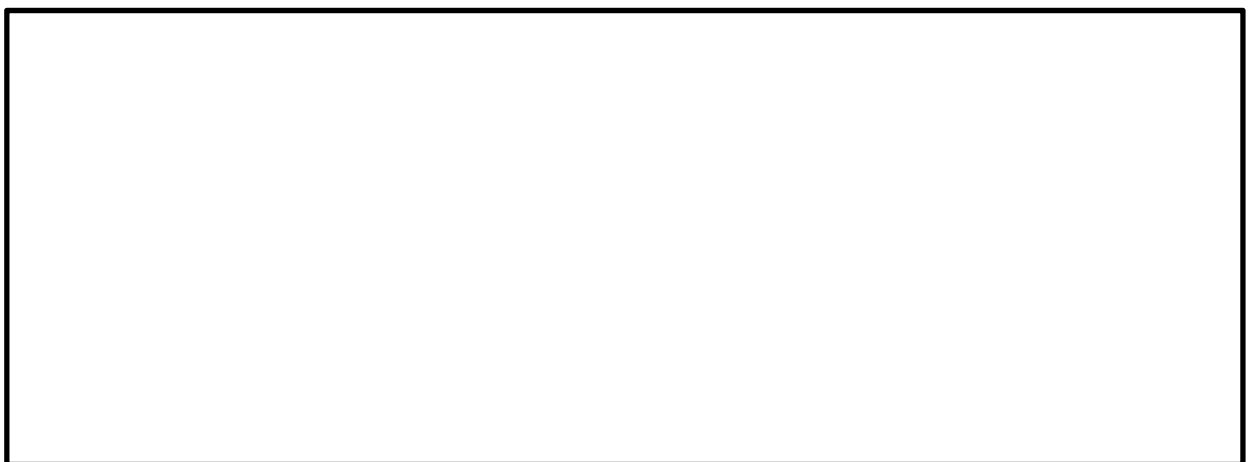


図 2.9.8-6 過剰間隙水圧比分布図
(掘削前 ())

(3) 液状化範囲

掘削後の液状化範囲について、における掘削前の液状化範囲と比較した結果を図 2.9.8-7 に示す。

地震動は、基準地震動のうち継続時間が最も長い $S_s - D$ を用い、過剰間隙水圧比の全時刻最大を波形反転 4 波で重ね合わせた。

掘削前との比較の結果、液状化範囲は、改良地盤及び埋戻コンクリートの施工により減少しており、これにより掘削形状反映前に液状化範囲を通過していたすべり面のすべり安定性が向上したものと考えられる。

一方で、掘削後の法尻付近及び法尻南方の斜面内には、掘削前には認められなかった過剰間隙水圧比が 0.95 を超える要素が認められることから、図 2.9.8-8 に示すとおり、 $S_s - D$ の各地震動方向における全時刻最大の過剰間隙水圧比分布を確認した。

その結果、 $S_s - D$ のいずれの地震波でも、過剰間隙水圧比が 0.95 を超える要素が法尻付近及び法尻南方の斜面内に、局所的かつ散在的に認められることを確認した。

以上のことから、掘削後のの液状化範囲は、総括的には改良地盤等の施工により減少しており、これによりのすべり安定性は向上していると評価するが、改良地盤より南方に、掘削前には認められなかった液状化範囲が局所的かつ散在的に認められることから、以降ですべり安定性への影響を検討する。

その際は、法尻南方の斜面内において、液状化範囲が広く分布する $S_s - D$ (一) を対象に、検討を行う。

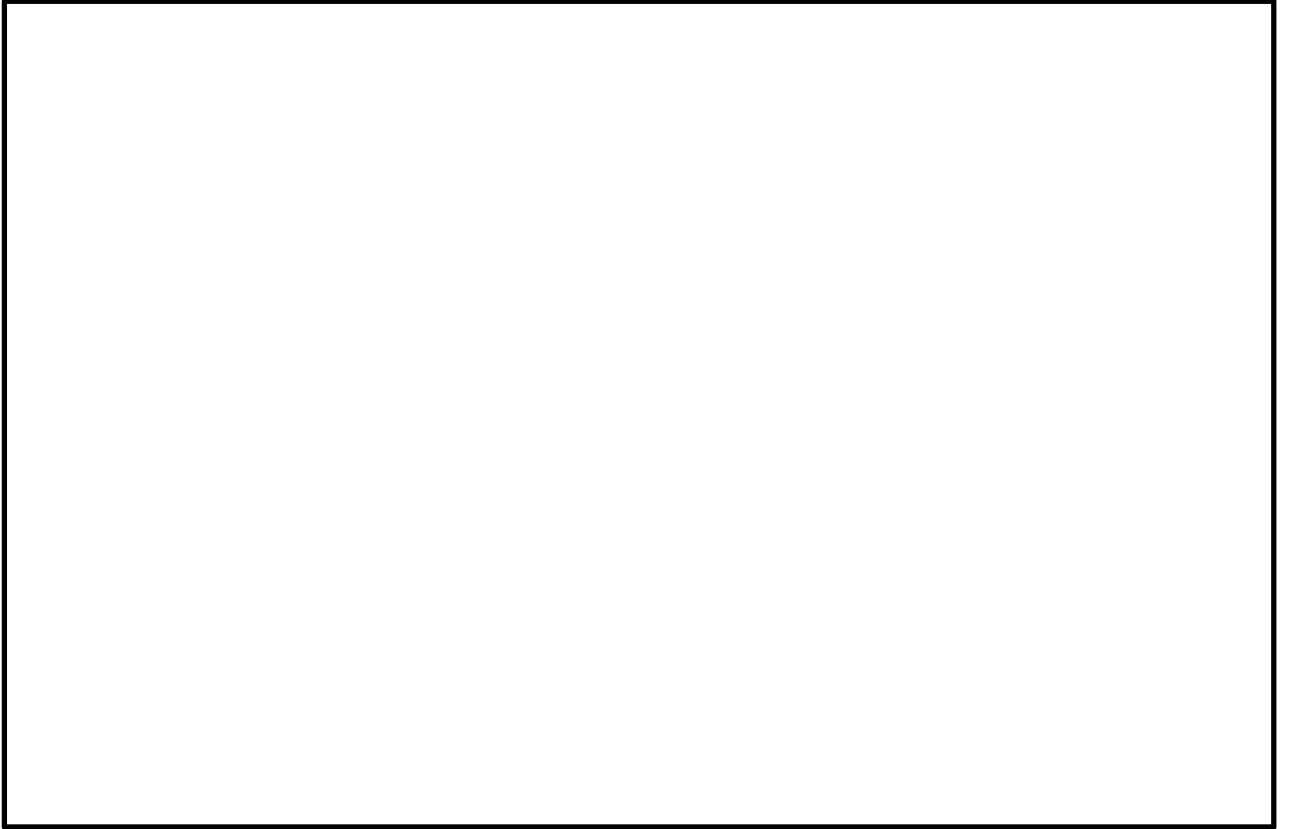


図 2.9.8-7 液状化範囲の比較

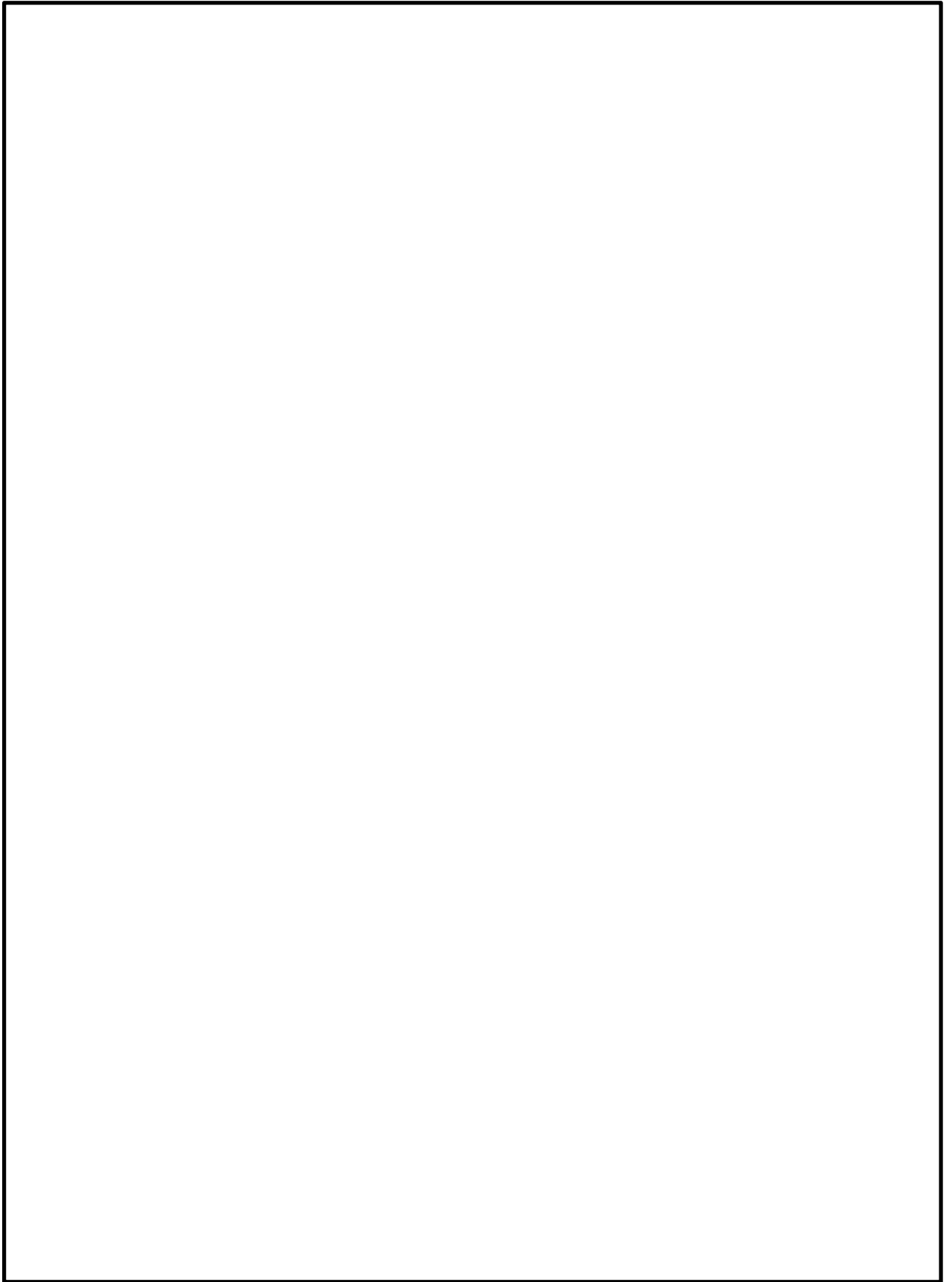


図 2.9.8-8 S s - D の各地震動方向における過剰間隙水圧比分布図

(全時刻最大)

278

146

液状化範囲が広く分布する $S_s - D$ (--) について、過剰間隙水圧比の発生状況の時刻歴を図 2.9.8-9 に示す。

法尻付近の液状化範囲については、10 秒あたりで一時的に発生しており、地震終了時まで継続していない。

また、斜面内の液状化範囲については、地震動が徐々に小さくなっていく 41.97 秒に発生しており、地震終了時まで継続して 0.95 以上を超える要素は 2 要素のみと局所的である。

以上のことから、液状化範囲が のすべり安定性に与える影響は軽微であると考えられる。

【Ss-D(--)]

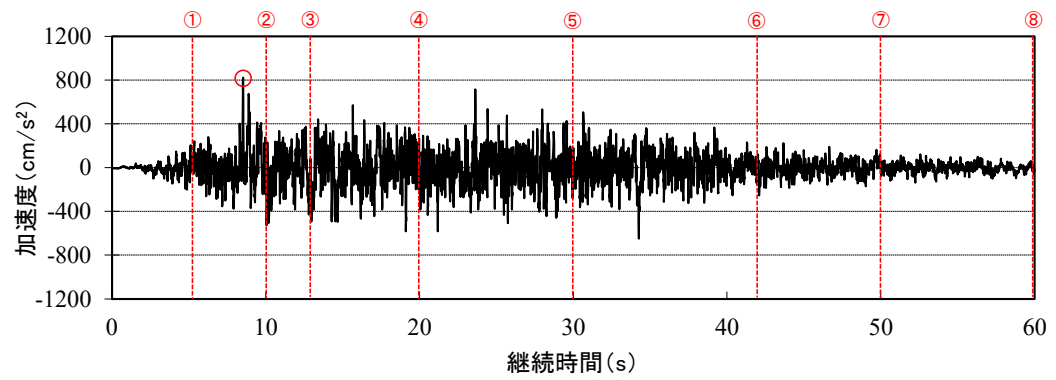


図 2.9.8-9 S s - D (- -) における過剰間隙水圧の発生状況の時刻歴

前述のとおり、液状化範囲が [] のすべり安定性に与える影響は軽微であると考えますが、念のため、図 2.9.8-10 に示すとおり、全時刻最大の過剰間隙水圧比分布における液状化範囲を通る任意のすべり面を設定し、すべり安全率を全時刻で算定した。

その結果、図 2.9.8-11 のとおり、最小すべり安全率は 1.63 であり、表 2.9.8-1 に示す最小すべり安全率 1.56 を上回ることから、液状化範囲が [] のすべり安定性に与える影響は軽微と判断する。



図 2.9.8-10 液状化により安全率が厳しくなると考えられるすべり面
($S_s - D$ (—) における過剰間隙水圧比分布 (全時刻最大))



図 2.9.8-11 液状化範囲を通るすべり面の最小すべり安全率
($S_s - D$ (—) , $t=15.03s$)

(4) 改良地盤

改良地盤のせん断破壊に対する局所安全係数を表 2.9.8-5 及び表 2.9.8-6 に、引張破壊に対する局所安全係数を表 2.9.8-7 及び表 2.9.8-8 に示す。

同表より、引張破壊及びせん断破壊している要素はないため、改良地盤の安定性に影響を及ぼすことはない。

以上より、改良地盤が健全であることを確認した。

表 2.9.8-5 改良地盤（北側）のせん断破壊に対する評価結果

地震動		せん断応力 S (kN/m ²)	せん断強度 R (kN/m ²)	局所安全係数 f _s *
S _s -D	(++)	860	1250	1.45
	(-+)	846	1250	1.48
	(+-)	912	1250	1.37
	(--)	919	1250	1.36
S _s -N1	(++)	749	1250	1.67
	(-+)	805	1250	1.55
S _s -N2 (NS)	(++)	587	1250	2.13
	(-+)	499	1250	2.51
S _s -N2 (EW)	(++)	626	1250	2.00
	(-+)	540	1250	2.32

注記*：改良地盤の要素のうち最小安全率となる数値を記載

表 2.9.8-6 改良地盤（南側）のせん断破壊に対する評価結果

地震動		せん断応力 S (kN/m ²)	せん断強度 R (kN/m ²)	局所安全係数 f _s *
S _s -D	(++)	966	1250	1.29
	(-+)	1012	1250	1.24
	(+-)	1072	1250	1.17
	(--)	956	1250	1.31
S _s -N1	(++)	745	1250	1.68
	(-+)	862	1250	1.45
S _s -N2 (NS)	(++)	764	1250	1.64
	(-+)	689	1250	1.81
S _s -N2 (EW)	(++)	826	1250	1.51
	(-+)	847	1250	1.48

注記*：改良地盤の要素のうち最小安全率となる数値を記載

表 2.9.8-7 改良地盤（北側）の引張破壊に対する評価結果

地震動		引張応力 S (kN/m ²)	引張強度 R (kN/m ²)	局所安全係数 f _s *
S _s -D	(++)	410	625	1.52
	(-+)	443	625	1.41
	(+-)	491	625	1.27
	(--)	454	625	1.38
S _s -N1	(++)	440	625	1.42
	(-+)	268	625	2.33
S _s -N2 (NS)	(++)	299	625	2.09
	(-+)	187	625	3.34
S _s -N2 (EW)	(++)	301	625	2.08
	(-+)	285	625	2.19

注記*：改良地盤の要素のうち最小安全率となる数値を記載

表 2.9.8-8 改良地盤（南側）の引張破壊に対する評価結果

地震動		引張応力 S (kN/m ²)	引張強度 R (kN/m ²)	局所安全係数 f _s *
S _s -D	(++)	395	625	1.58
	(-+)	384	625	1.63
	(+-)	456	625	1.37
	(--)	412	625	1.52
S _s -N1	(++)	312	625	2.00
	(-+)	288	625	2.17
S _s -N2 (NS)	(++)	239	625	2.62
	(-+)	282	625	2.22
S _s -N2 (EW)	(++)	304	625	2.06
	(-+)	270	625	2.31

注記*：改良地盤の要素のうち最小安全率となる数値を記載