

2.7.5 構造等に関する先行炉との比較

(1) 比較の観点

島根原子力発電所の抑止杭の設計において留意すべき事項を整理するため、島根原子力発電所と先行炉（関西電力(株)高浜発電所）の抑止杭との構造等を比較する。

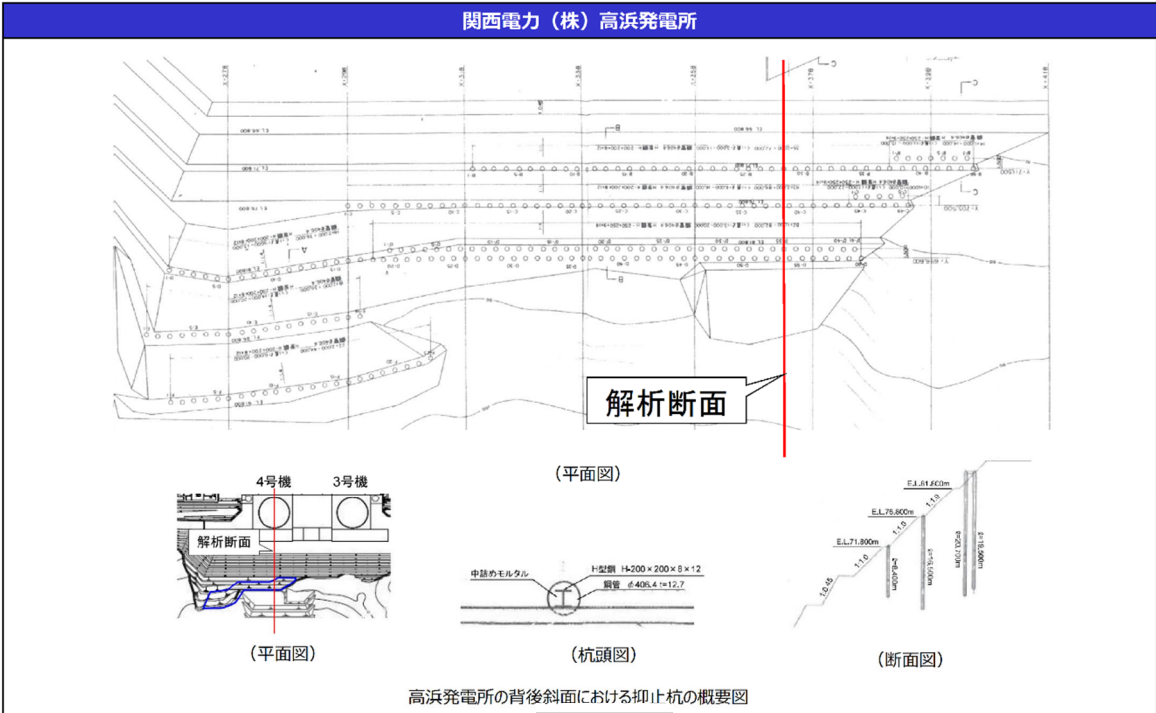
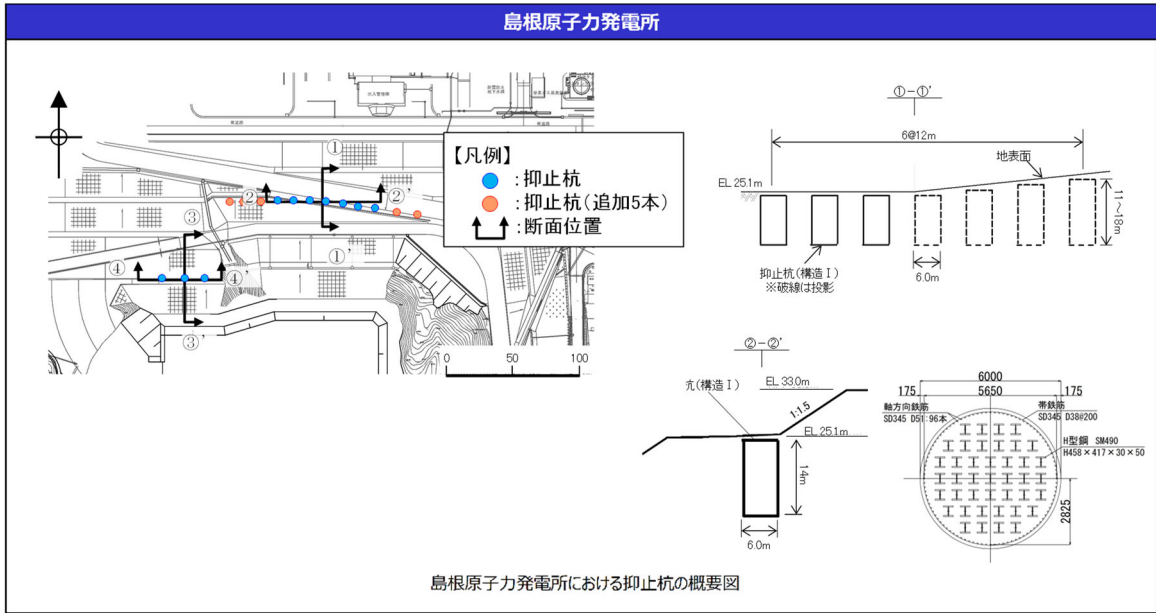
また、先行炉との比較を踏まえ、先行炉実績との類似点を踏まえた設計方針の適用性及び先行炉実績との相違点を踏まえた設計への反映事項を示す。

(2) 先行炉との比較

島根原子力発電所の抑止杭は、深礎杭にH鋼でせん断補強を行っていることから、類似の先行炉における抑止杭として、関西電力(株)高浜発電所における鋼管杭を選定する。それぞれの構造概要を図2.7.5-1に示す。

島根原子力発電所の抑止杭の構造等に関する特徴及び参照している基準類を示すとともに、高浜発電所の抑止杭との比較を行い、類似点及び相違点を抽出した。類似点についてはその適用性を、相違点についてはそれを踏まえた設計への反映事項を整理した。構造等に関する比較結果を表2.7.5-1に、参照している基準類に関する比較結果を表2.7.5-2に示す。

高浜発電所は鋼管杭であるが、島根原子力発電所と同じH鋼でせん断補強した抑止杭であり、同様の設計方法により設計を行っていることを確認した。



注：先行炉の情報に係る記載内容については、会合資料等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

図 2.7.5-1 構造図の比較

表 2.7.5-1 抑止杭の構造等に関する先行炉との比較

評価項目	島根原子力発電所 抑止杭の構造等	先行炉の構造等*		島根原子力発電所と先行炉との比較		先行炉実績との類似点を 踏まえた設計方針の 適用性	先行炉実績との相違点を 踏まえた設計への 反映事項
		関西電力㈱ 高浜発電所 抑止杭	類似点	相違点	相違点		
抑止杭の 構造	・C ₁ ～C ₂ 級岩盤内のシームすべりを抑止するため、岩盤に設置する。	・D級岩盤内のすべりを抑止するため、岩盤内に設置する。	・抑止杭を岩盤に設置。	・岩級の違い。 ・シームすべりと岩盤すべりの違い。	・同様の設置状況である。	・シームすべりによる移動層及び不動層を特定し、文献調査に基づき、所定の深さの根入れを確実にする。	
	・シームすべりに伴うせん断力が大きいこと、対象斜面が堅硬な岩盤内で構成されることから、抑止力の大きな深礎杭を採用する。	・鋼管杭を採用する。	・抑止杭を採用。	・抑止杭の構造の違い。	・抑止杭として、最新斜面・土留め技術総覧(1991年8月、以下「技術総覧」)に基づいて設計する。	・深礎杭の一般産業施設の施工事例等を確認した結果、同様の構造を確認したことから、技術総覧に基づいて設計する。	
	・堅硬な岩盤内に設置する大口径(φ6m)の深礎杭であり、掘削時における隣接杭周辺の岩盤の緩みを避けるため、杭間隔を2D以上(12～17.5m)とする。	・D級岩盤内に設置する小口径(φ約0.4m)の鋼管杭であり、中抜け現象を抑止するため、杭間隔を2mとし、3段で配置する。一部は、千鳥配置(杭間隔1m)とする。	・各種文献に記載の杭間隔8D以内を満足する。	・抑止杭径の違い ・杭間距離の違い(島根:12～17.5m、高浜:2m・千鳥)	・8D以内を満足することから、技術総覧に基づいて設計を行う。	・大口径の掘削であることから、掘削時の配慮を行う。(2.7.2(5)参照) ・文献調査に基づき、中抜け現象の発生に係る判定基準を設定し、3次元解析により、杭間及び杭周辺の岩盤の評価を行う。	
	・H鋼を複数本挿入し、せん断補強を行う。	・H鋼を単数挿入し、せん断補強を行う。	・H鋼でせん断補強。	・H鋼の挿入本数の違い。	・同様のせん断補強を行っているため、先行炉のH鋼によるせん断補強の設計方針が適用可能である。	・H鋼の挿入本数のみの違いであるため、先行炉のH鋼によるせん断補強の設計方針が適用可能である。 ・H鋼を複数本挿入している一般産業施設の施工事例等を確認した結果、同様の構造を確認したことから、技術総覧に基づいて設計する。	
設計方法	・すべり安全率算定に用いる抑止杭のせん断抵抗力: (コンクリート)短期許容応力度 (H鋼)短期許容応力度 (帯鉄筋)短期許容応力度	・すべり安全率算定に用いる抑止杭のせん断抵抗力: (鋼管)短期許容応力度 (H鋼)短期許容応力度	・抑止杭のせん断抵抗力の設定は許容応力度法に基づく。 ・材料(H鋼)	・材料の違い(コンクリート、帯鉄筋)	・H鋼のせん断抵抗力について、許容応力度法により、同様の基準類(道路橋示方書・同解説(平成14年3月))に基づいて設定する。	・コンクリート及び帯鉄筋のせん断抵抗力について、許容応力度法により、コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002年)に基づいて設定する。	

注記*：先行炉の情報に係る記載内容については、会合資料等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

表 2.7.5-2 抑止杭の参照している基準類に関する先行炉との比較

評価項目	参照している基準類 (【】内は適用範囲、工認ガイド等に記載されている基準類に下線)		先行炉との類似点を踏まえた適用性/ 相違点を踏まえた設計への反映事項
	島根原子力発電所	関西電力(株) 高浜発電所	
設計方法	最新斜面・土留め技術総覧(1991年)【杭工】	最新斜面・土留め技術総覧(1991年)【杭工】	・深礎杭は杭工であるため、適用可能。
抑止杭の せん断抵抗力	H鋼	道路橋示方書 II 鋼橋編(2002年)【許容応力度】	・許容応力度法により設計しており、適用可能。
	コンクリート・鉄筋	コンクリート標準示方書[構造性能照査編](2002年)【許容応力度】	・工認ガイド等に記載の基準類を参照し、許容応力度法により設計する。
	鋼管	—	—

注：先行炉の情報に係る記載内容については、会合資料等をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

(3) 施工実績（一般産業施設における類似構造の設計・施工事例）

島根原子力発電所の抑止杭の特徴は「岩盤内に設置された深礎杭」であることから、この特徴に類似する一般産業施設の設計・施行例を調査した。調査結果を表 2.7.5-3 に示す。

また、各事例の概要を(a)～(d)に示す。

一般産業施設における類似構造の設計・施工事例が複数あることを確認した。

表 2.7.5-3 類似する一般産業施設の設計・施行例

特徴	設計・施行例		
	施設・工事名称	施設の概要	概要頁
H鋼をせん断補強材として複数本挿入	北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事	<ul style="list-style-type: none"> ・北陸自動車道地蔵トンネル西坑口付近に広く分布する地すべりの安定性を確保するため、径2.5mの深礎杭を7.5mの間隔で24本、径2.0mの深礎を6.0mの間隔で5本施工している。 ・せん断抵抗材として深礎杭内にH鋼を環状に挿入している。 	事例①
	地附山地すべり対策工事	<ul style="list-style-type: none"> ・長野県地附山地すべりの安定性を確保するため、径5.1m、長さ33～61mの大口径鉄筋コンクリート杭を10m、15mの間隔で29本施工している。 ・効率的な配筋とするため、主筋に51mmの太鉄筋を用い、せん断補強としてH鋼を複数本挿入している。 	事例②
深礎杭	山際地区すべり対策工事	<ul style="list-style-type: none"> ・大分県山際地区地すべり(幅約45m、奥行き約300m、推定すべり面層厚70m前後の尾根型岩盤すべり)の安定性を確保するため、径5.5m、長さ30～97mの深礎杭を16本施工している。 ・軸方向鉄筋及び帯鉄筋を円周状に4重に配置し、最大曲げモーメント発生位置付近に、D51のせん断補強筋を複数本挿入している。 	事例③
	北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事	<ul style="list-style-type: none"> ・六甲山周辺地域にて地すべりの安定性を確保するため、径3.5m、長さ33～35mの深礎杭を17本施工している。 ・主筋はD51を2段配筋としている。 	事例④

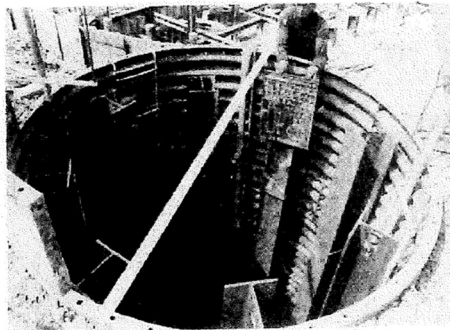
注：設計・施行例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

(a) 事例① 北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事

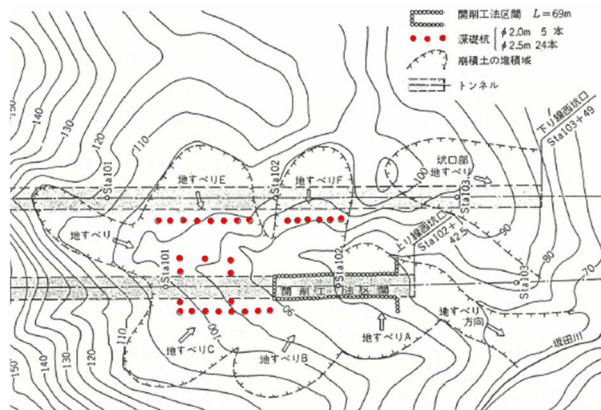
北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事の施工事例を図 2.7.5-2 に示す。

北陸自動車道地蔵トンネル西坑口付近に広く分布する地すべりの安定性を確保するため、径2.5mの深礎杭を7.5mの間隔で24本、径2.0mの深礎を6.0mの間隔で5本施工している。

せん断抵抗材として深礎杭内にH鋼を環状に挿入している。



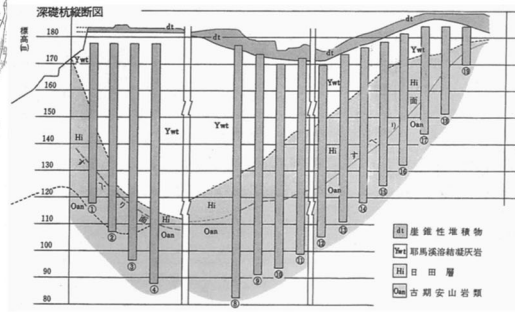
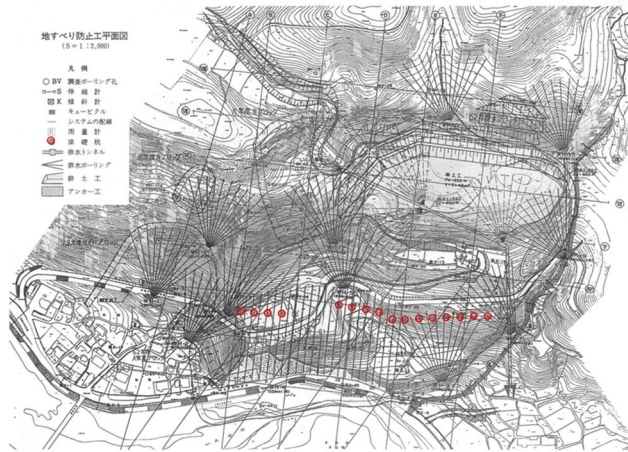
高松眞・内橋初義・宮崎晃：地すべり地帯の坑口施工 北陸自動車道地蔵トンネル，1979年



竹林亜夫・上野将司：地すべり地におけるトンネル掘削時の諸問題に関する地質工学的考察，2004年（一部加筆）

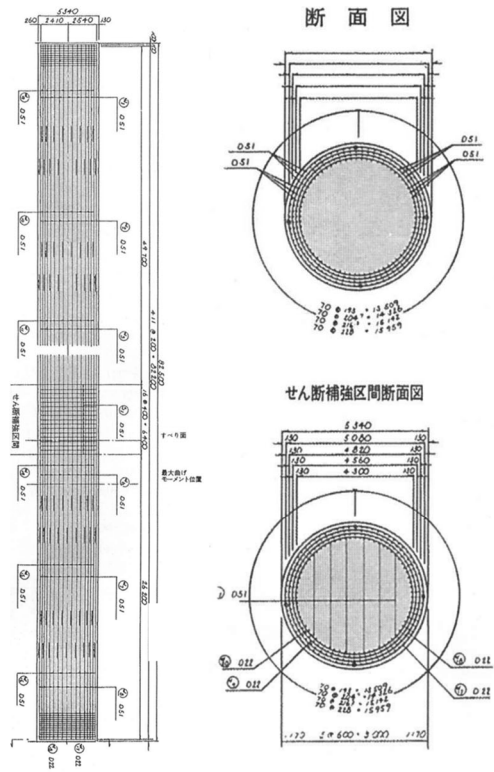
注：設計・施行例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

図 2.7.5-2 北陸自動車道地蔵トンネル地すべり対策工事の施工事例



大分県土木建築部砂防課 大分県日田土木事務所：山際地区すべり 大分県大山町 ～大規模な岩すべりとその対策～，地すべり 第34巻 第3号，1997年（一部加筆）

注：設計・施行例の情報に係る記載内容については，公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。



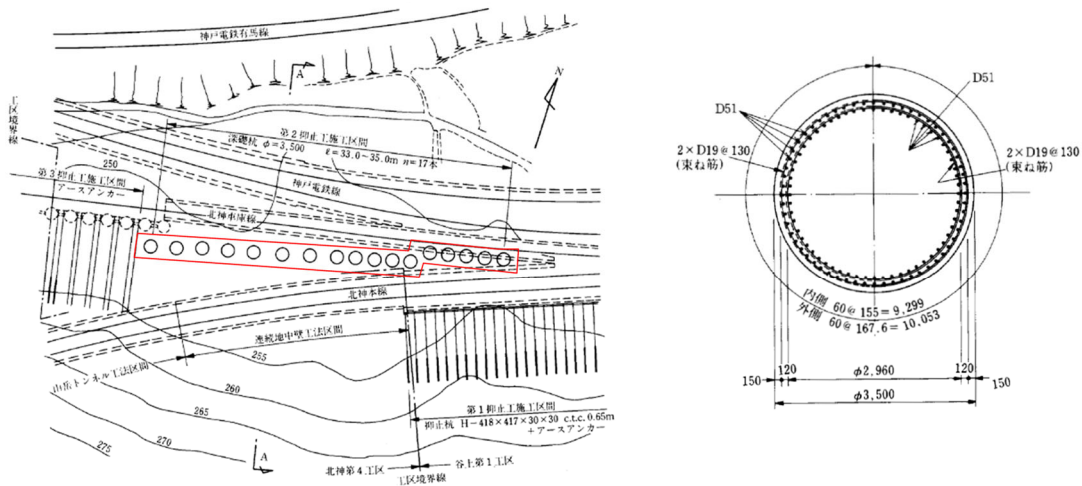
大分県土木建築部砂防課 大分県日田土木事務所：山際地区地すべり 大分県大山町 ～大規模な岩すべりとその対策～，地すべり 第34巻 第3号，1997年
 (社) 斜面防災対策技術協会HP
https://www.jasdim.or.jp/gijutsu/jisuberi_joho/sekkei/syafktui/syftkui.html

注：設計・施行例の情報に係る記載内容については，公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

図 2.7.5-4 山際地区地すべり対策工事の施工事例

(d) 事例④ 北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事
 北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事の施工事例を図
 2.7.5-5に示す。

六甲山周辺地域にて地すべりの安定性を確保するため、径3.5m、長さ33~35mの深礎杭
 を17本施工している。主筋はD51を2段配筋としている。



堀紘成・吉田利三・丹内正利・石橋貢；地すべり対策工としての深礎杭の計画と施工，1987年（一部加筆）

注：設計・施行例の情報に係る記載内容については、公開情報をもとに弊社の責任において独自に解釈したものです。

図 2.7.5-5 北神線建設工事及び有馬線谷上駅移設工事のうち谷上第1工区土木工事の施工事例

(4) 島根サイトの深礎杭の工事概要

島根サイトの①-①'断面及び②-②'断面における深礎杭は、図2.7.5-6及び図2.7.5-7のフローで施工している。

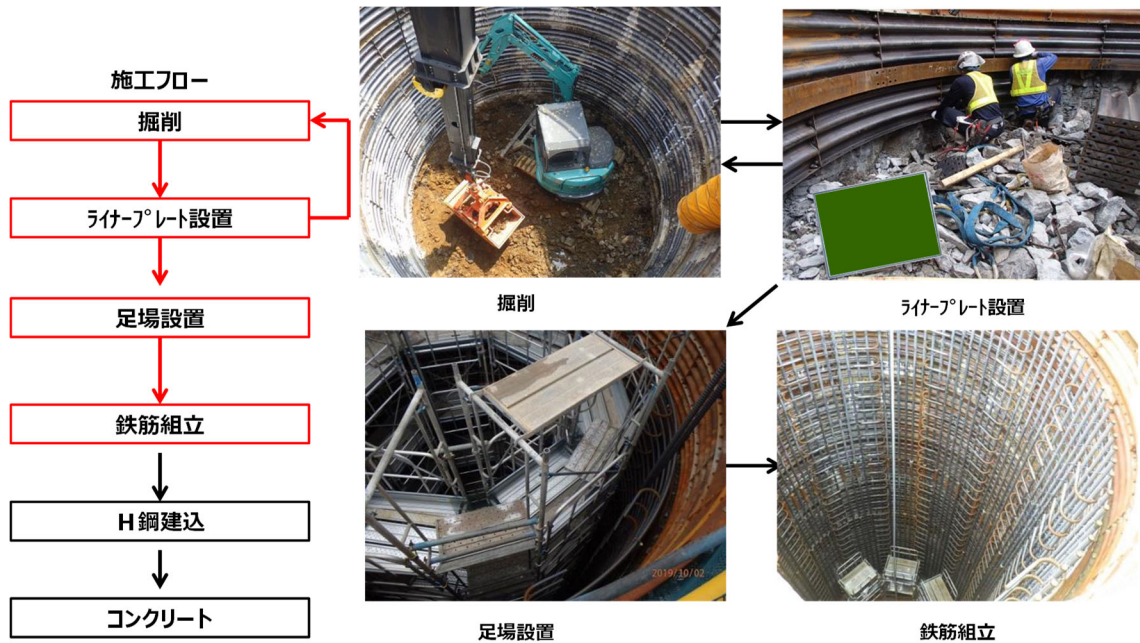


図 2.7.5-6 施工フロー図 (1/2)

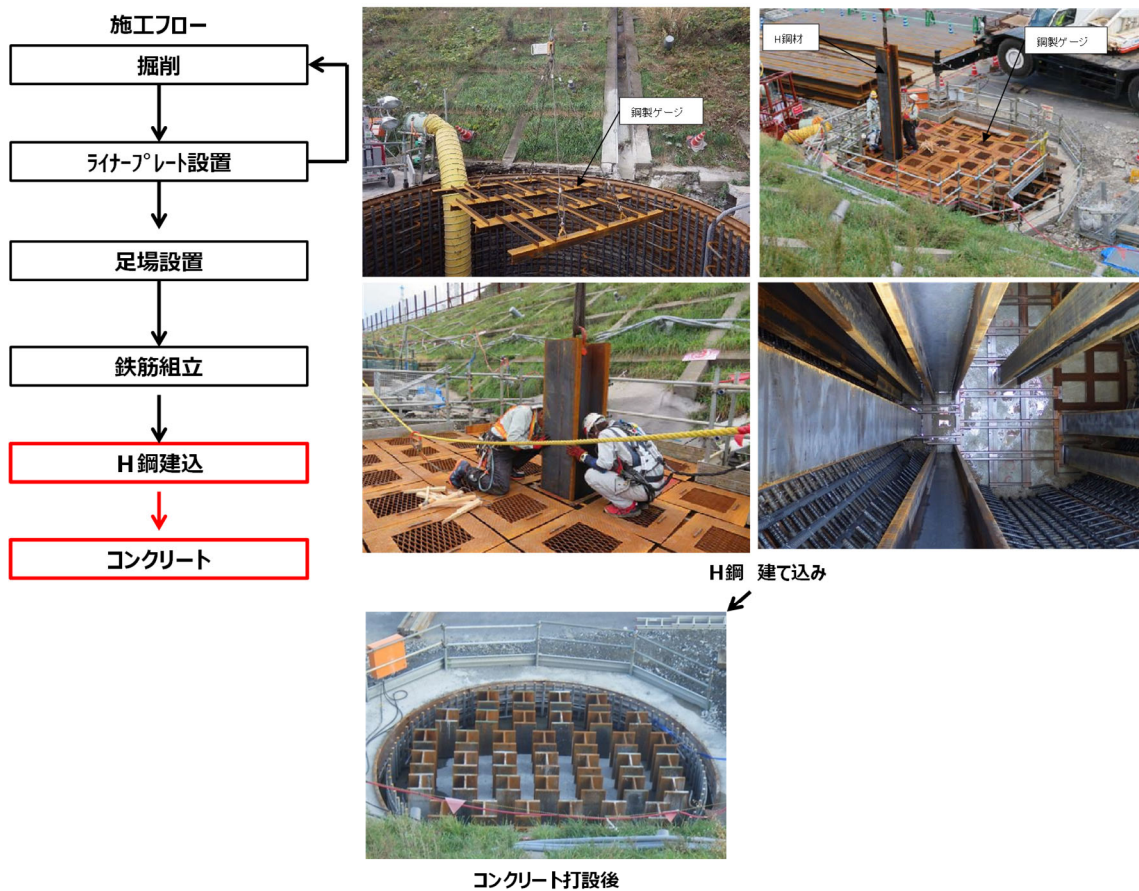


図 2.7.5-7 施工フロー図 (2/2)

(5) まとめ

島根サイトの①-①'断面及び②-②'断面における深礎杭は、先行炉実績と比較した結果、同様の設計方針であることを確認した。

また、一般産業施設における類似構造の設計・施工事例が複数あることを確認した。

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

2.7.6.1 概要

島根原子力発電所の対策工（抑止杭）を設置した斜面について、2次元FEM解析では杭間の岩盤の応力状態が把握できないことから、杭間の岩盤をモデル化した3次元静的FEM解析により抑止杭間の岩盤の健全性を確認する。

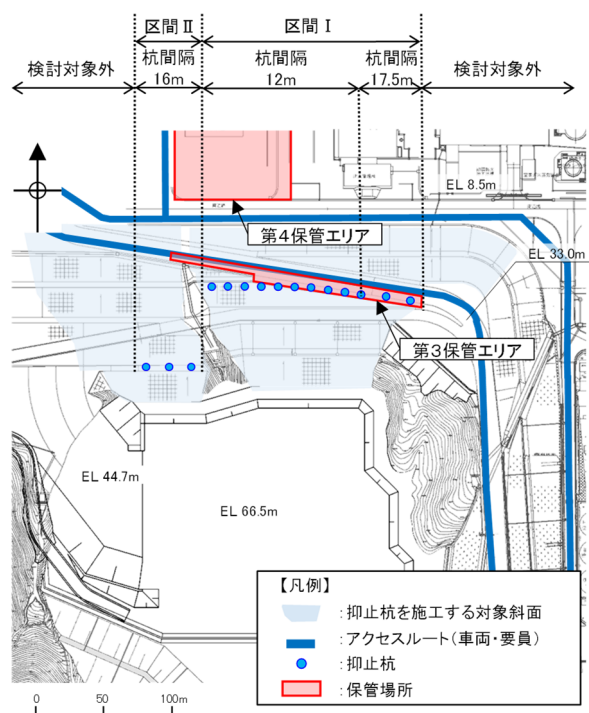
2.7.6.2 基本方針

(1) 対象斜面位置及び構造概要

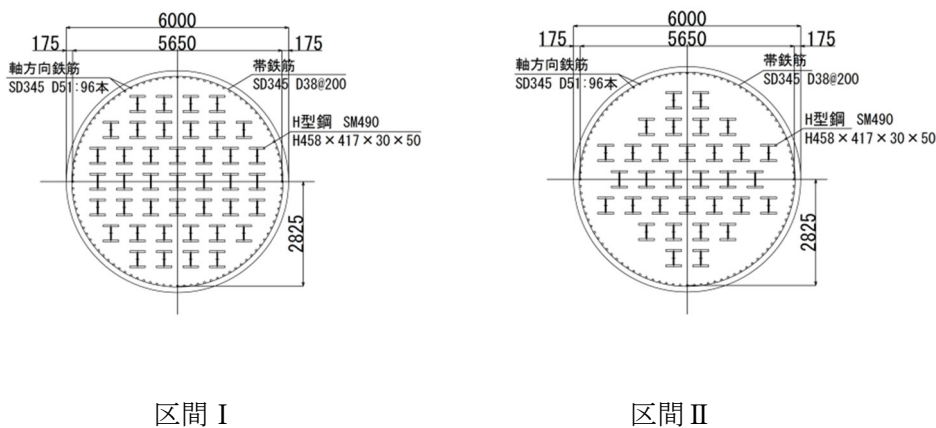
評価対象斜面の位置、抑止杭の配置及び抑止杭の構造概要を図2.7.6.2-1に示す。

区間Ⅰには12本の抑止杭を設置する。12本のうち西側から10本は杭中心間隔12m、東側の2本は杭中心間隔17.5mで設置する。

区間Ⅱには3本の抑止杭を杭中心間隔16mで設置する。



抑止杭配置平面図



区間Ⅰ

区間Ⅱ

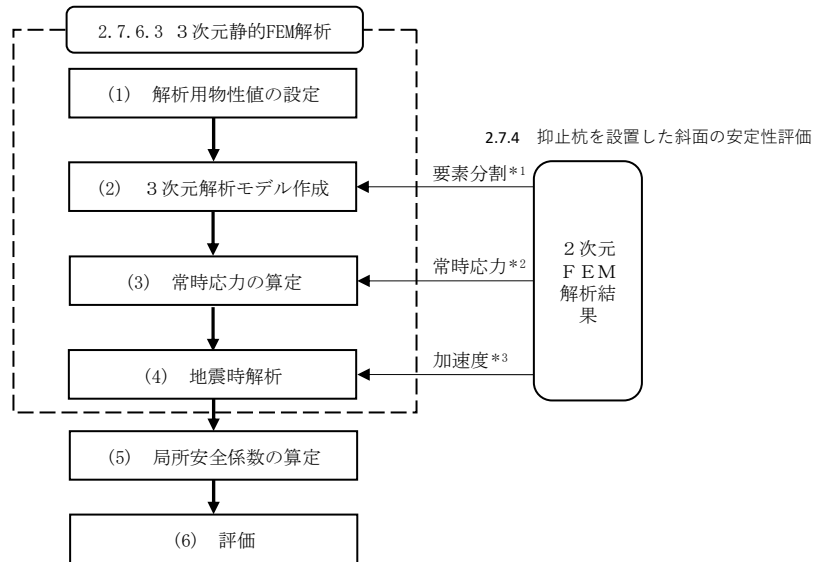
抑止杭構造図

図2.7.6.2-1 対象斜面位置及び抑止杭構造概要図

(2) 評価フロー

杭間の岩盤の健全性の評価は「2.7.4 抑止杭を設置した斜面の安定性評価」の2次元動的FEM解析より得られた応答値を用いて3次元静的FEM解析を実施し、得られる岩盤要素の局所安全係数から杭間の岩盤の健全性を確認する。

3次元静的FEM解析による評価フローを図2.7.6.2-2に示す。



- 注記*1：2次元FEMモデルを基に要素分割を作成
*2：2次元常時応力解析により算定した常時応力を3次元場に展開
*3：2次元動的FEM解析から抽出した加速度より、静的震度を求め、接点荷重として入力

図2.7.6.2-2 3次元静的FEM解析の評価フロー

2.7.6.3 3次元静的FEM解析

(1) 解析用物性値の設定

使用材料及び材料の解析用物性値は、「2.6.2.3 解析用物性値」及び「2.7.3 抑止杭の耐震評価」に基づく。

(2) 3次元解析モデル作成

a. 解析領域の設定

2次元FEM解析の加速度等を精緻に3次元FEMモデルに展開するため、3次元FEMモデルの南北方向のモデル化範囲及び要素分割は、2次元動的FEM解析のモデルに整合させる。

モデル化範囲を図2.7.6.3-1に示す。

東西方向のモデル化範囲は、杭間の岩盤の応力状態が厳しくなるように、斜面高さが相対的に高く、すべり土塊量が大きくなる範囲とする。区間I範囲内のすべり土塊量の比較を図2.7.6.3-2に示す。

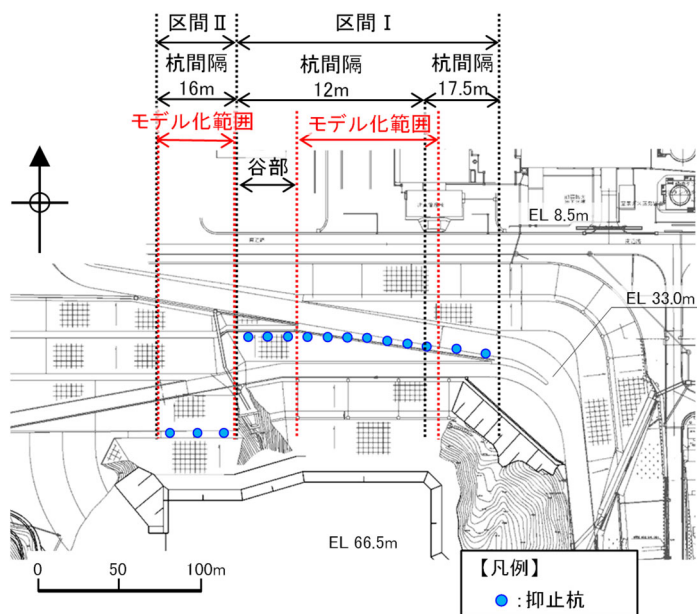
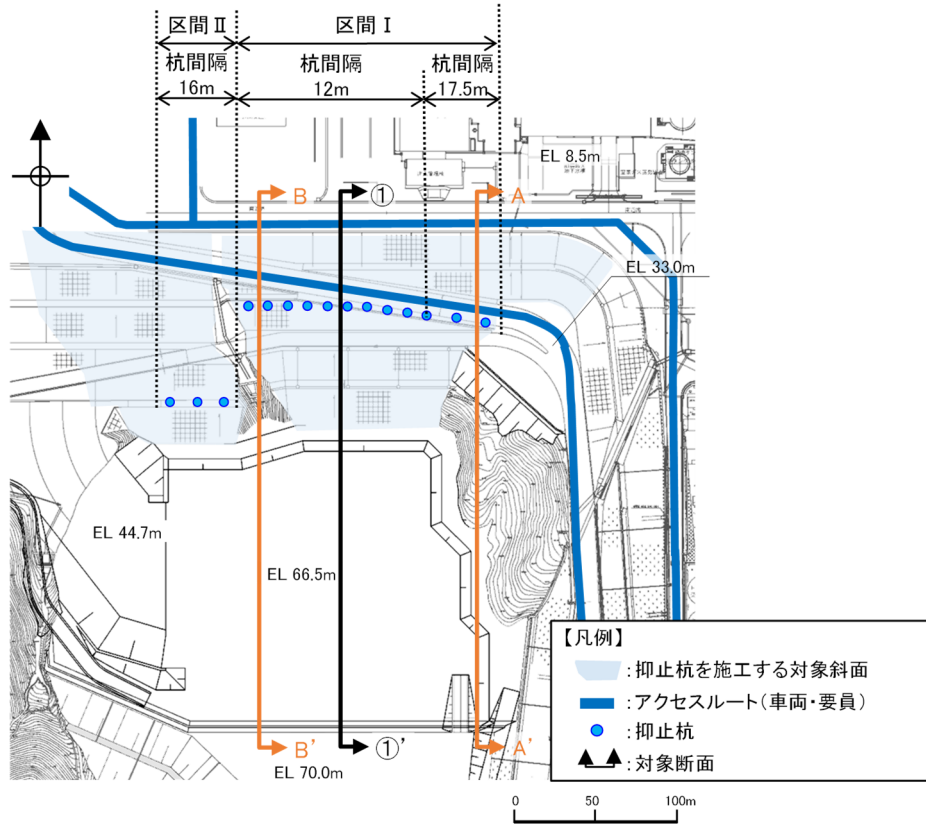
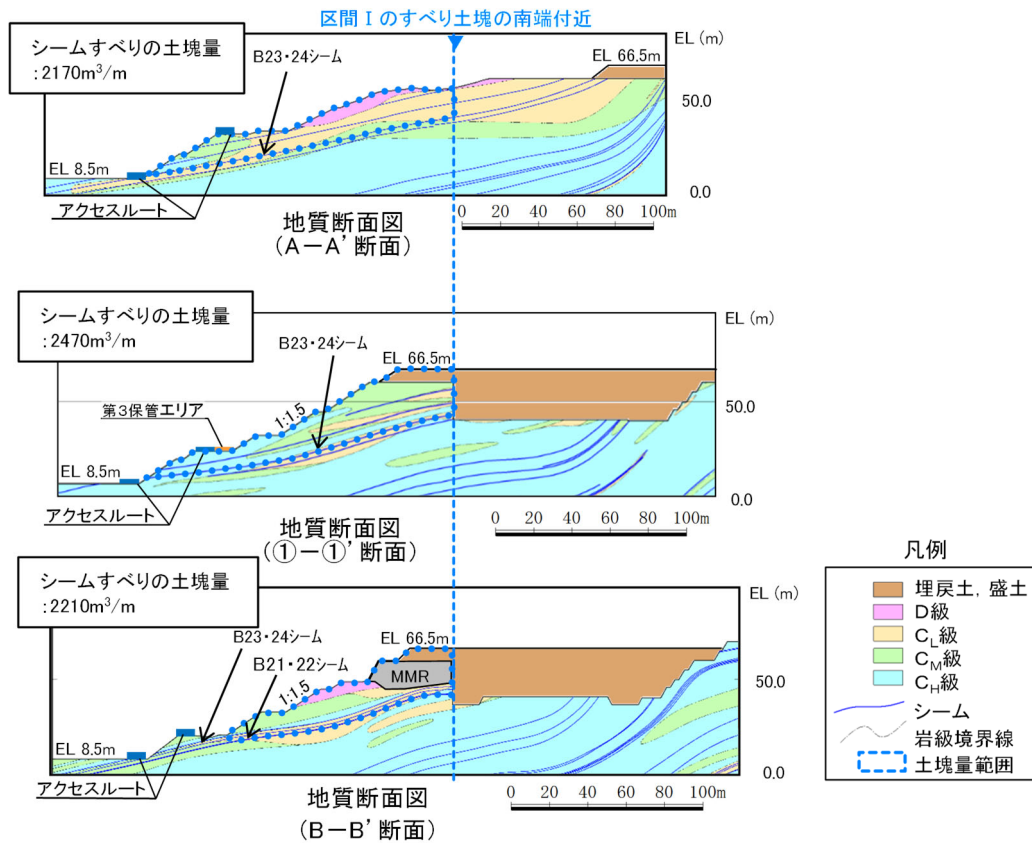


図 2.7.6.3-1 モデル化範囲



すべり土塊量比較対象断面位置



比較対象断面のすべり土塊量

図 2.7.6.3-2 区間 I のすべり土塊量の比較

b. 境界条件

側方境界条件は、以下のとおりとする。モデルの境界を図 2.7.6.3—3 に示す。

(a) YZ 平面

常時応力解析：X 軸方向固定 YZ 軸方向自由（面内自由）

地震時解析：XYZ 軸方向自由

(b) XZ 平面

常時応力解析：Y 軸方向固定 XZ 軸方向自由（面内自由）

地震時解析：Y 軸方向固定 XZ 軸方向自由（面内自由）

(c) 底面

底面境界は固定とする。

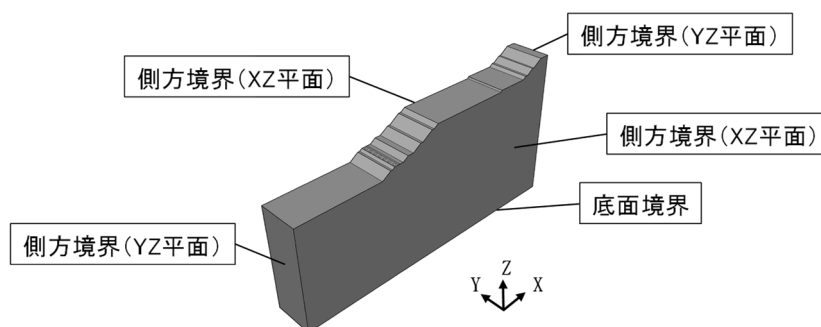


図 2.7.6.3—3 モデルの境界

c. 抑止杭のモデル化

区間Ⅰは抑止杭直径 6m，杭中心間隔 12m でモデル化を行い，区間Ⅱは抑止杭直径 6m，杭中心間隔 16m でモデル化を行う。

抑止杭は 8 節点 6 面体要素を適用し，線形材料としてモデル化する。

抑止杭と地盤の接合面にはジョイント要素を設定し，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，抑止杭と地盤の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。図 2.7.6.3—4 にジョイント要素の力学特性，表 2.7.6.3—1 にジョイント要素のせん断強度を示す。

法線方向のジョイント要素のばね定数は，解析上不安定な挙動を起こさないよう十分大きな値を設定する。ジョイント要素のばね定数を表 2.7.6.3—2 に示す。

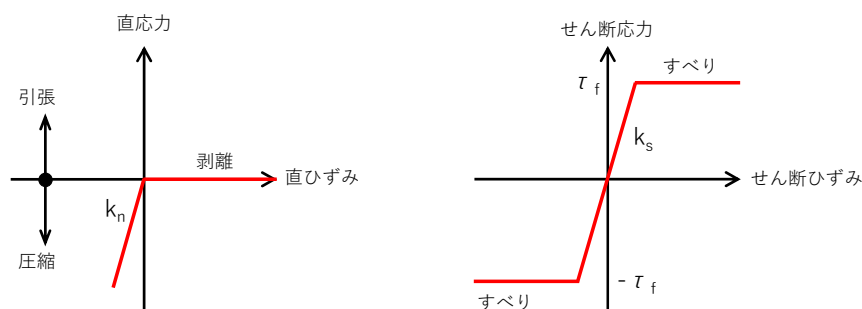


図 2.7.6.3—4 ジョイント要素の力学特性

表 2.7.6.3—1 抑止杭—地盤間のジョイント要素のせん断強度*

摩擦係数 $\tan \phi$	粘着力 (kN)
0.600	0

注記* : (社) 日本道路協会「道路橋示方書・同解説IV下部構造編 H14」 P281

表 2.7.6.3—2 抑止杭—地盤間の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)
1.0×10^8	1.0×10^8

d. 地盤のモデル化

地盤は 8 節点 6 面体要素でモデル化する。

要素分割については 2 次元動的 FEM 解析で使用した南北断面のモデルを基に作成し、東西水平成層であることから東西方向に一様に延伸したモデルとする。

シームは、2 次元動的 FEM 解析のモデルにおいて、抑止杭に接しているシームを対象とし、ジョイント要素でモデル化する。

区間 I 及び区間 II のモデル化したシームを図 2.7.6.3—5、図 2.7.6.3—6 にそれぞれ示す。

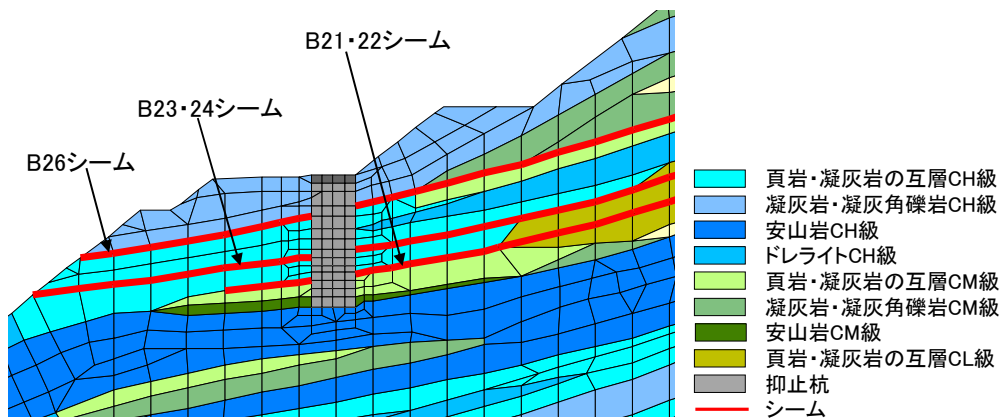


図 2.7.6.3—5 モデル化したシーム (区間 I)

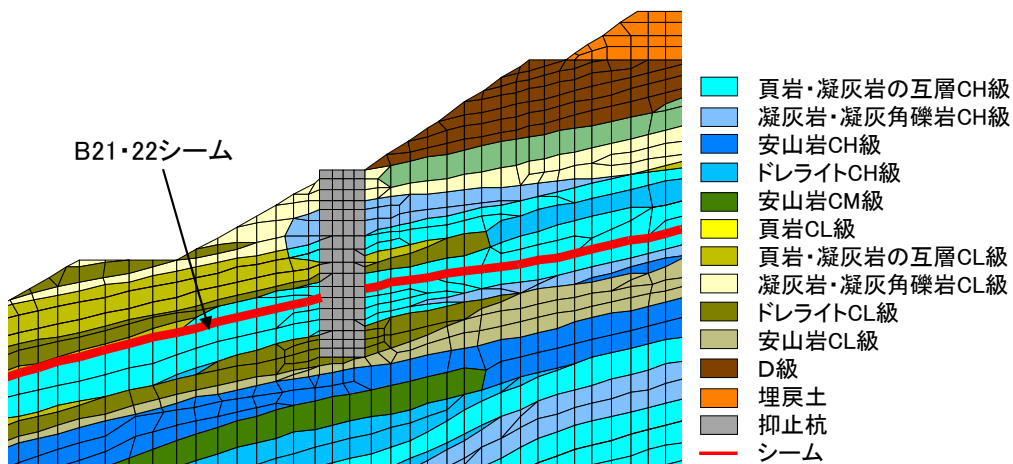


図 2.7.6.3—6 モデル化したシーム (区間 II)

e. 3次元解析モデル

(a) 区間 I

区間 I に設置されている 12 本の杭のうち、2次元 FEM 解析のモデルと造成形状が同じ中央の 7 本の抑止杭の範囲をモデル化する。そのため東西方向は 84m (12m×7 区間分) をモデル化し、南北方向は 2次元解析モデルの領域とする。区間 I の解析モデルを図 2.7.6.3-7 に示す。

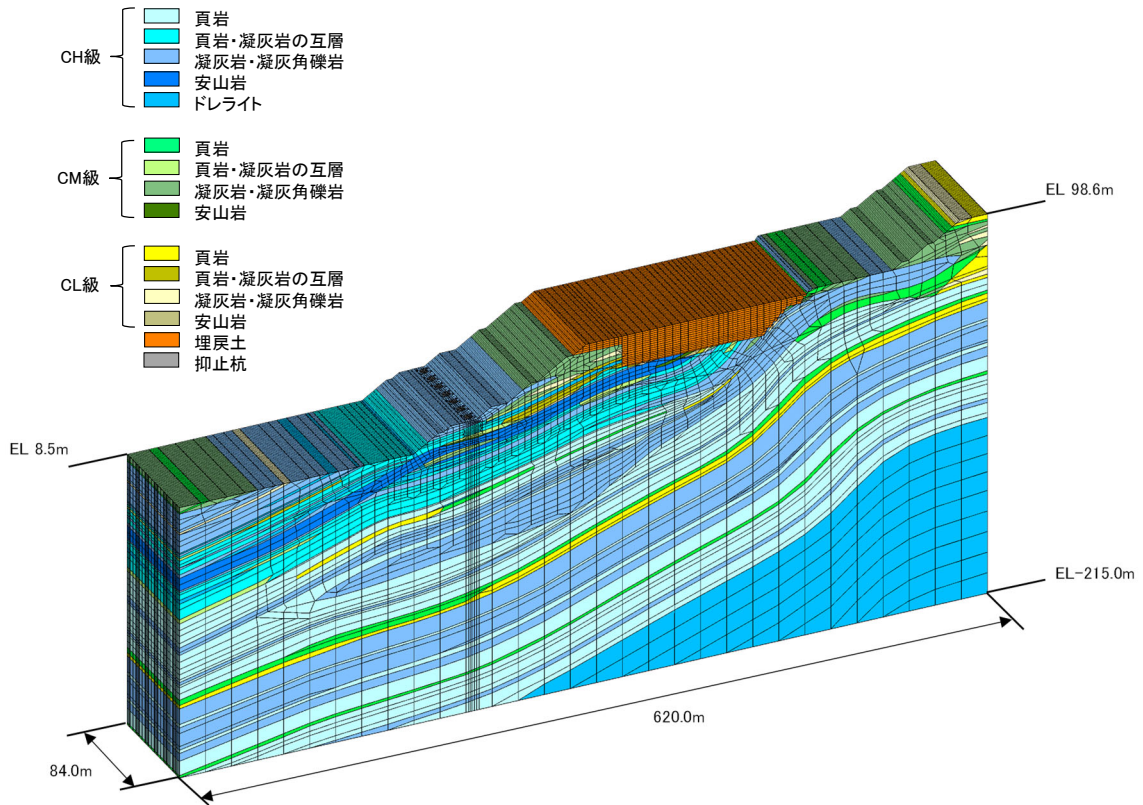


図 2.7.6.3-7(1) 区間 I 解析モデル

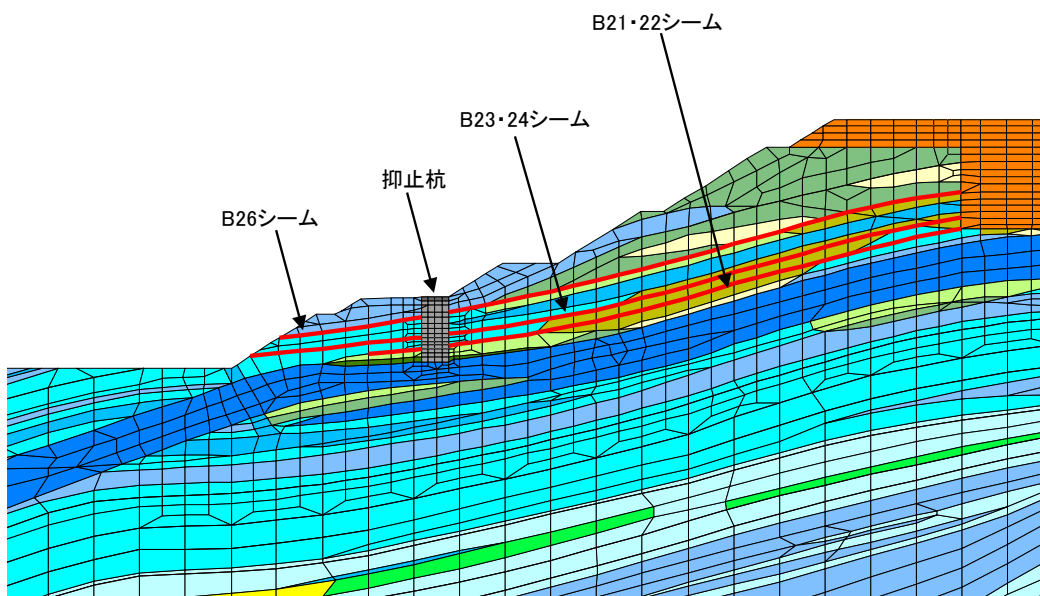


図 2.7.6.3-7(2) 区間 I 解析モデル (抑止杭及びシーム拡大)

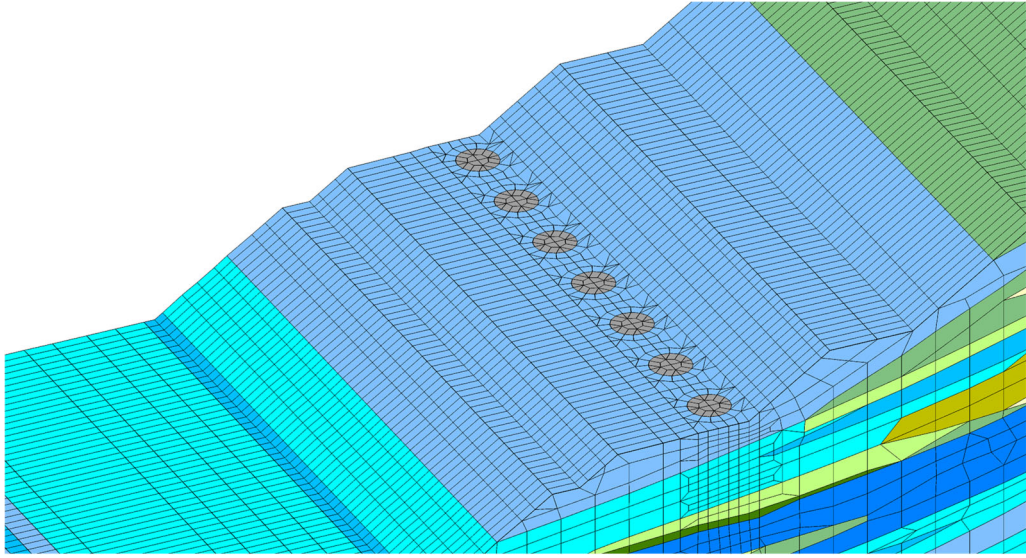


図 2.7.6.3-7(3) 区間 I 解析モデル (杭周辺拡大)

(b) 区間Ⅱ

区間Ⅱに設置されている抑止杭3本の範囲をモデル化する。そのため東西方向は48m (16m×3区間分) をモデル化し、南北方向は2次元解析モデルの領域とする。区間Ⅱの解析モデルを図2.7.6.3-8に示す。

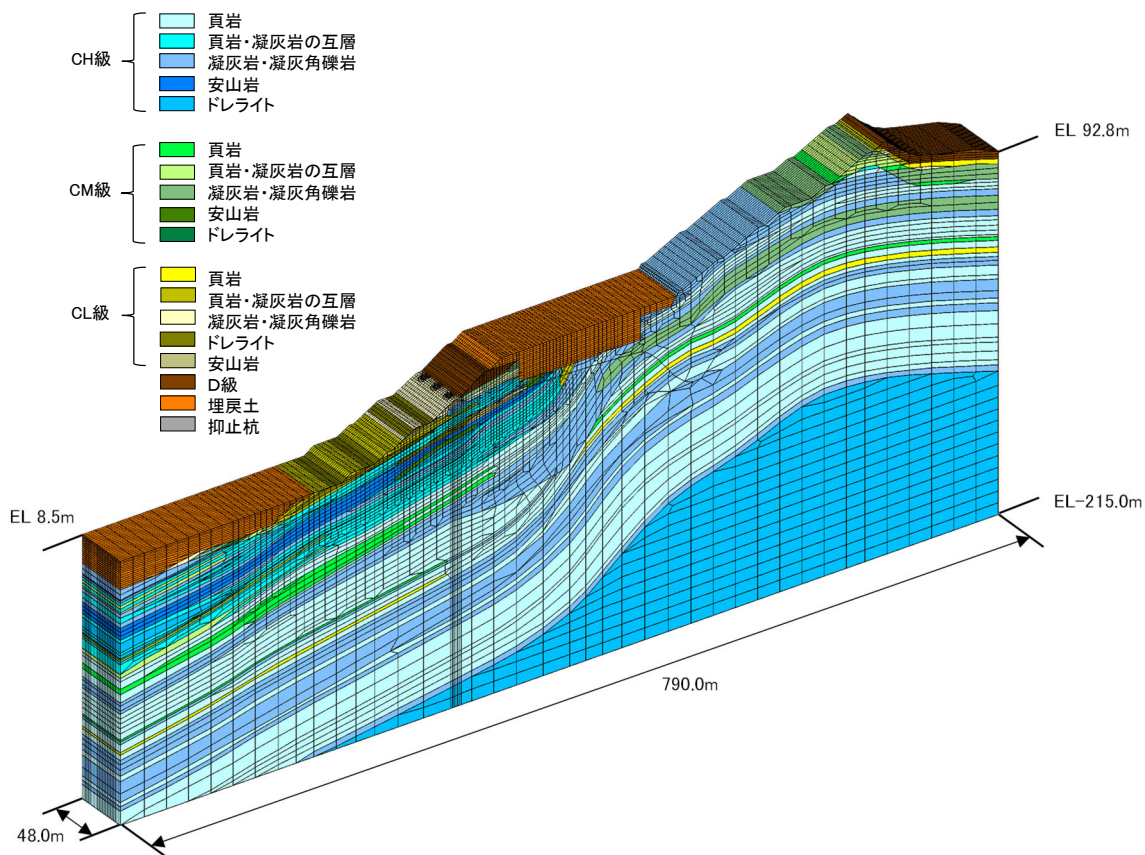


図 2.7.6.3-8(1) 区間Ⅱ解析モデル

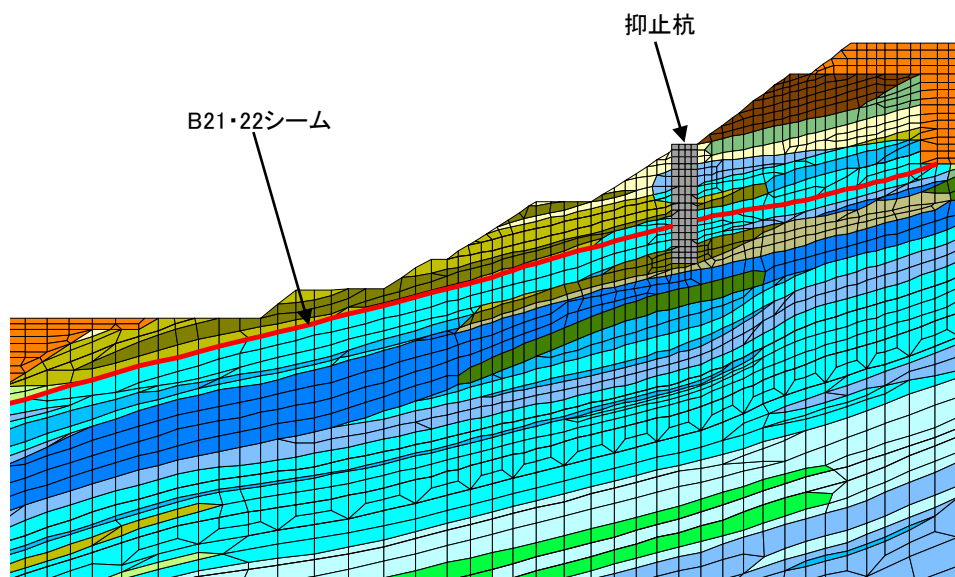


図 2.7.6.3-8(2) 区間Ⅱ解析モデル (抑止杭及びシーム拡大)

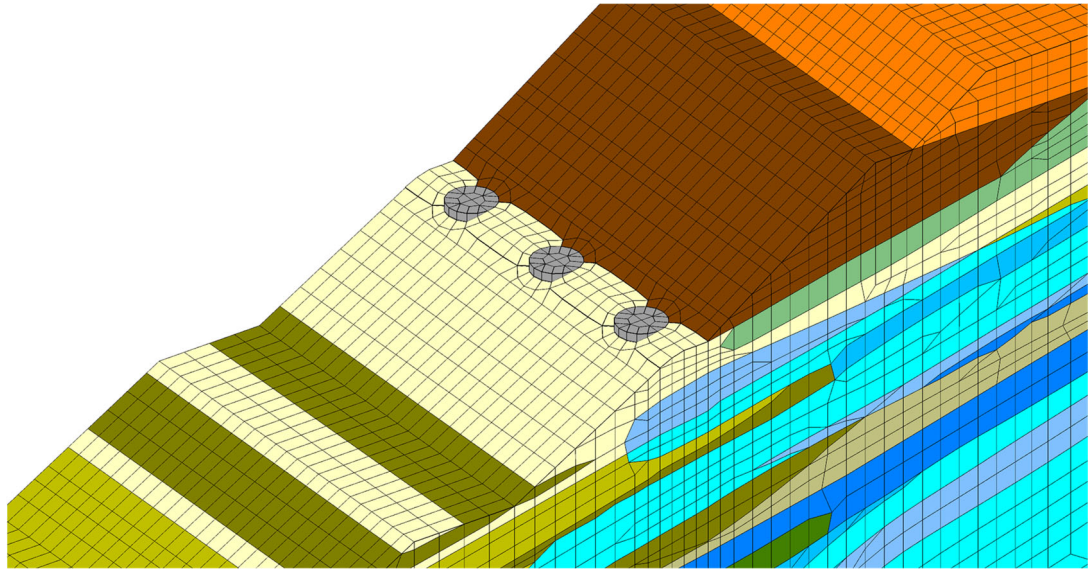


図 2.7.6.3-8(3) 区間Ⅱ解析モデル (杭周辺拡大)

(3) 常時応力の算定

常時応力は2次元常時応力解析から得られる常時応力を、2次元場から3次元場に以下の一般式を用いて展開し、算定する。

$$\sigma_y = \nu_s (\sigma_x + \sigma_z) \dots\dots\dots (*)$$

式(*)は「弾性・破壊・流動論-工学および地球科学への応用-((社)日本材料協会, 1968年)」に基づき以下から導かれる。3次元モデルにおける軸方向を図2.7.6.3-9に示す。

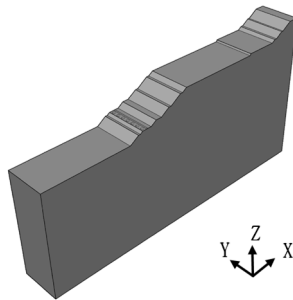


図 2.7.6.3-9 3次元モデルにおける軸方向

各軸方向に負荷応力が作用した場合、各軸方向に生じるひずみは表2.7.6.3-3のとおりとなる。

表 2.7.6.3-3 各軸方向に生じるひずみ

負荷応力	負荷応力に対応するひずみ		
	x 軸方向	y 軸方向	z 軸方向
σ_x	$\frac{\sigma_x}{E}$	$-\frac{\nu}{E} \sigma_x$	$-\frac{\nu}{E} \sigma_x$
σ_y	$-\frac{\nu}{E} \sigma_y$	$\frac{\sigma_y}{E}$	$-\frac{\nu}{E} \sigma_y$
σ_z	$-\frac{\nu}{E} \sigma_z$	$-\frac{\nu}{E} \sigma_z$	$\frac{\sigma_z}{E}$

各軸方向の負荷応力により生じたひずみをそれぞれ整理すると、以下のとおりとなる。

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_y + \sigma_z) \dots\dots\dots (1)$$

$$\epsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_z) \dots\dots\dots (2)$$

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y) \dots\dots\dots (3)$$

これらの式を各応力について解くと、

$$\sigma_x = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \{(1-\nu)\varepsilon_x + \nu(\varepsilon_y + \varepsilon_z)\} \dots\dots\dots (4)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \{(1-\nu)\varepsilon_y + \nu(\varepsilon_z + \varepsilon_x)\} \dots\dots\dots (5)$$

$$\sigma_z = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \{(1-\nu)\varepsilon_z + \nu(\varepsilon_x + \varepsilon_y)\} \dots\dots\dots (6)$$

式(4)～(6)を弾性定数の関係式 $\lambda + 2G = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ を用いて整理すると、

σ_x , σ_y , σ_z 及び ε_x , ε_y , ε_z は、主軸に関する応力-ひずみ関係として次のように仮定される。

$$\sigma_x = (\lambda + 2G)\varepsilon_x + \lambda\varepsilon_z + \lambda\varepsilon_y \dots\dots\dots (7)$$

$$\sigma_y = \lambda\varepsilon_x + (\lambda + 2G)\varepsilon_y + \lambda\varepsilon_z \dots\dots\dots (8)$$

$$\sigma_z = \lambda\varepsilon_x + \lambda\varepsilon_y + (\lambda + 2G)\varepsilon_z \dots\dots\dots (9)$$

ここで λ , G は、以下のとおり。

λ : ラメ定数

G : せん断弾性係数

2次元場から3次元場に応力を展開するため、XZ平面において平面ひずみ状態を仮定 ($\varepsilon_x \neq 0$, $\varepsilon_z \neq 0$, $\varepsilon_y = 0$) した場合、式(7)～(9)により以下の式が導かれる。

$$\sigma_x = (\lambda + 2G)\varepsilon_x + \lambda\varepsilon_z, \quad \sigma_z = (\lambda + 2G)\varepsilon_z + \lambda\varepsilon_x \dots\dots\dots (10)$$

式(10)の両式を足し合わせ、 λ と ν , G の関係式 $\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + G)}$ を用いて以下の式が導かれる。

$$\sigma_y = \lambda(\varepsilon_x + \varepsilon_z) = \nu_s(\sigma_x + \sigma_z)$$

(4) 地震時解析

地震力は図 2.7.6.3-10 に示す「J E A G 4 6 0 1 -2015 原子力発電所耐震設計技術指針」を参考に 2 次元動的 FEM 解析における最小すべり安全率発生時刻の加速度を抽出し、静的震度として解析モデルに入力する。ただし、正確に杭間の岩盤の応力状態を把握するため、「J E A G 4 6 0 1 -2015 原子力発電所耐震設計技術指針」に記載の等価震度ではなく、要素毎に静的震度を求めて入力する。区間Ⅰ，区間Ⅱの加速度を抽出したケースを図 2.7.6.3-11，図 2.7.6.3-12 にそれぞれ示す。

地震時解析には、解析コード「T D A P Ⅲ」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。

3.2.5.2 入力地震力

静的非線形解析に用いる地震力は、動的解析（周波数応答解析）における最小すべり安全率発生時刻の等価震度を用いる。

【解説】

等価震度を求める方法としては、動的解析の加速度応答値から求める方法と、最大せん断応力分布から求める方法の2つがある。

加速度応答値から求める等価震度は、式(解 3.2.5.2-1)で定める最小すべり安全率発生時刻の加速度を等価震度に換算した値と定義される。

$$K_H = \sum_{i=1}^N \alpha_i \cdot m_i / \sum_{i=1}^N m_i g \cdots \cdots \cdots \text{(解 3.2.5.2-1)}$$

K_H : 等価震度

α_i : すべると仮定した地盤要素 i の応答加速度

m_i : すべると仮定した地盤要素 i の質量

g : 重力加速度

一方、最大せん断応力分布から求める等価震度は、式(解 3.2.5.2-2)で定義される。

$$K_{Hi} = 2(|\tau_i|_{\max} - |\tau_{i-1}|_{\max}) / (h_i \cdot w_i + h_{i-1} \cdot w_{i-1}) \cdots \cdots \cdots \text{(解 3.2.5.2-2)}$$

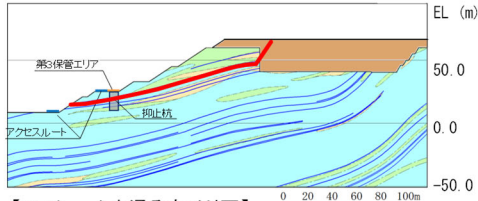
K_{Hi} : i 層における震度

$|\tau_i|$: i 層のせん断応力

w_i : i 層の単位体積重量

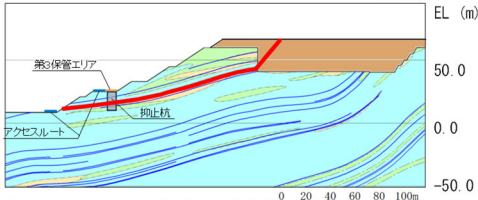
h_i : i 層の層厚

図 2.7.6.3-10 「J E A G 4 6 0 1 -2015 原子力発電所耐震設計技術指針」記載の震度の求め方



【B26シームを通るすべり面】

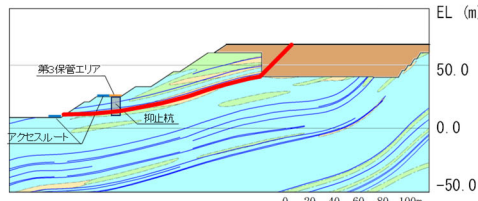
基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.99	1.71
S _s -N ₁	2.36	2.03
S _s -N ₂	2.45	2.11



【B23・24シームを通るすべり面】

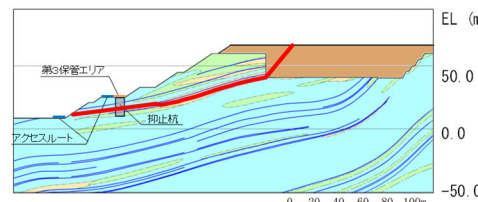
基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.56 (1.39)	1.37 (1.21)
S _s -N ₁	1.79	1.57
S _s -N ₂	1.92	1.69

S_s-D(+, -)8.96秒



【B21・22シームを通るすべり面】

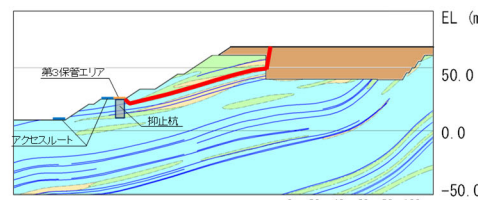
基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.96	1.80
S _s -N ₁	2.17	1.99
S _s -N ₂	2.38	2.18



【B21・22シーム、法尻近傍のC_v級岩盤及び
B23・24シームを通過して法尻に抜けるすべり面】

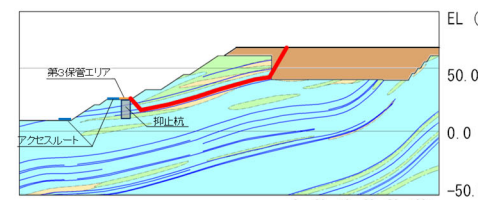
基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.54 (1.39)	1.37 (1.22)
S _s -N ₁	1.76	1.56
S _s -N ₂	1.88	1.67

S_s-D(+, -)8.96秒



【B26シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率 (内はばらつき強度のすべり安全率)	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.48 (1.26)	1.48 (1.26)
S _s -N ₁	1.71	1.71
S _s -N ₂	1.86	1.86



【B23・24シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

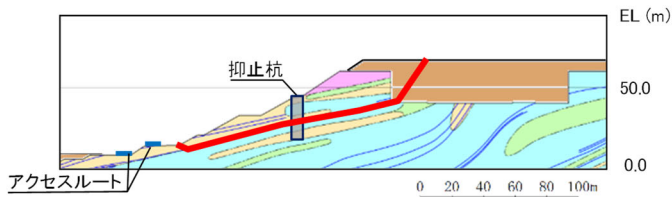
基準地震動 S _s	すべり安全率	【参考】 変更前 (抑止杭7本)
S _s -D	1.60	1.60
S _s -N ₁	1.81	1.81
S _s -N ₂	1.97	1.97

【凡例】

- : C_v級岩盤
- : C_v級岩盤
- : C_v級岩盤
- : 埋戻土、盛土
- : 抑止杭
- : シーム
- : 最小すべり安全率のすべり面

: 加速度を抽出したケース

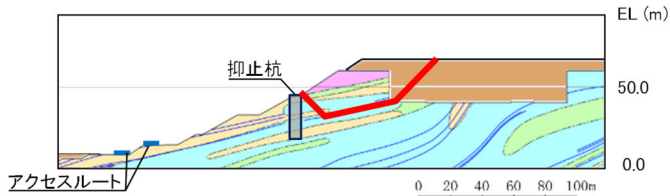
図 2.7.6.3-11 加速度を抽出したケース (区間 I)



【B21・22シームを通るすべり面】

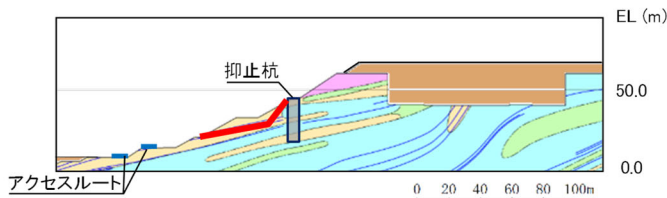
基準地震動 S _s	すべり安全率 ()内はばらつき強 度のすべり安全率
S _s -D	1.66 (1.49)
S _s -N ₁	2.10
S _s -N ₂	2.08

S_s-D(+, +)8.58秒



【B21・22シームを通過して抑止杭背後で切り上がるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.34
S _s -N ₁	2.51
S _s -N ₂	3.12



【B23シームを通過して法面に抜けるすべり面】

基準地震動 S _s	すべり安全率
S _s -D	2.28
S _s -N ₁	2.64
S _s -N ₂	3.02

【凡例】		
■ : C _v 級 岩盤	■ : C _m 級 岩盤	■ : C _o 級 岩盤
■ : D級 岩盤	■ : 抑止杭	
■ : シーム	■ : 最小すべり安全率のすべり面	

□ : 加速度を抽出したケース

図 2.7.6.3-12 加速度を抽出したケース (区間Ⅱ)

(5) 局所安全係数の算定

杭間の岩盤の中抜けに対する安定性は、杭周辺の岩盤、シーム、及び杭－岩盤間のジョイント要素における局所安全係数により評価する。

局所安全係数は、「J E A G 4 6 0 1－2008 原子力発電所耐震設計技術指針」に基づき、要素毎に図 2.7.6.3-13、図 2.7.6.3-14 に示す考え方で算出する。

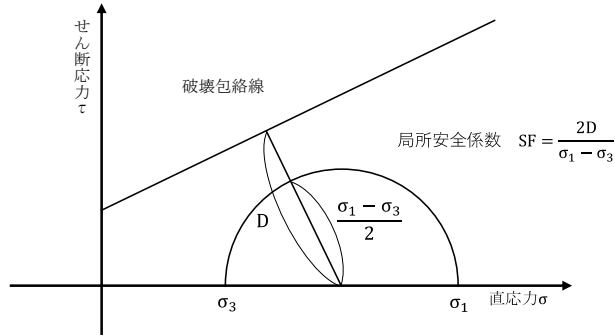


図 2.7.6.3-13 岩盤の局所安全係数の考え方

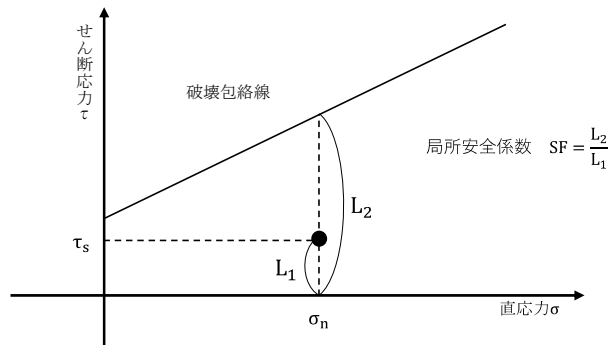


図 2.7.6.3-14 シーム及び杭－岩盤間のジョイント要素の局所安全係数の考え方

(6) 評価結果

図 2.7.6.3-15 に示す抑止杭周辺の断面の局所安全係数を以下に示す。

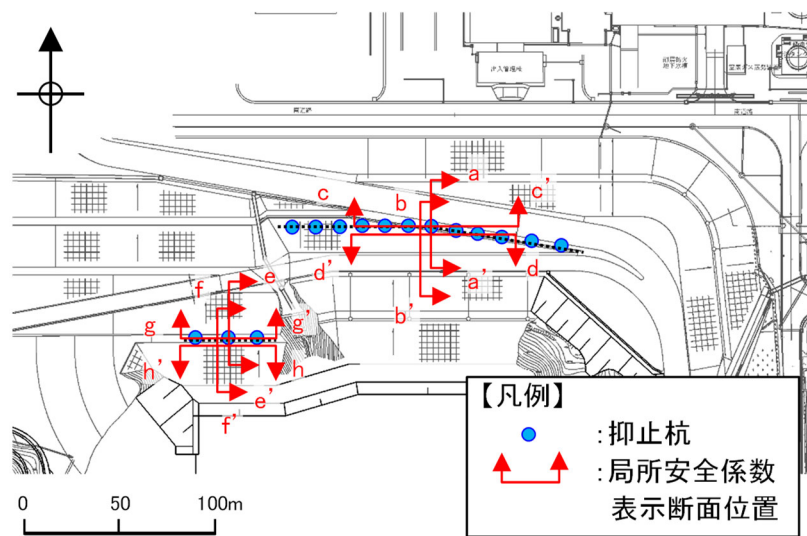


図 2.7.6.3-15 局所安全係数表示断面位置図

a. 区間 I 評価結果

(a) 岩盤の評価

「2.7.2(5)杭間隔の考え方」の判定基準に基づき、杭間及び杭背後の岩盤の健全性を確認した。

区間 I の杭周辺の岩盤の局所安全係数を図 2.7.6.3-16 に示す。

また、図 2.7.6.3-16 では、引張応力が発生した要素が杭周辺の岩盤に認められるため、「2.7.4(11)b.引張強度の設定」で設定した引張強度 0.13N/mm^2 を用い、引張強度の詳細評価を行う。

杭間及び杭背後の岩盤には、引張強度及びせん断強度に達した要素は発生していないことを確認した。

以上のことから、杭間及び杭背後の岩盤は健全であると評価した。

なお、直応力が引張となる方向は水平から反時計回りに約 55° であり、地質の傾斜 $5^\circ \sim 15^\circ$ と斜交していること、引張応力が発生した要素の構成岩種は凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層であることから、保守的な評価となっていると考えられる。

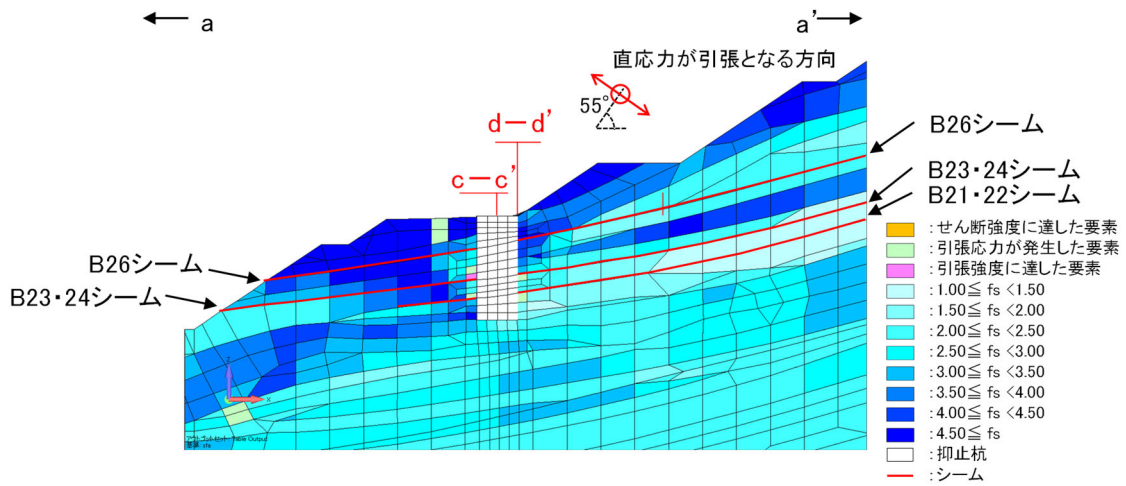


図 2.7.6.3-16(1) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (a-a' 断面)

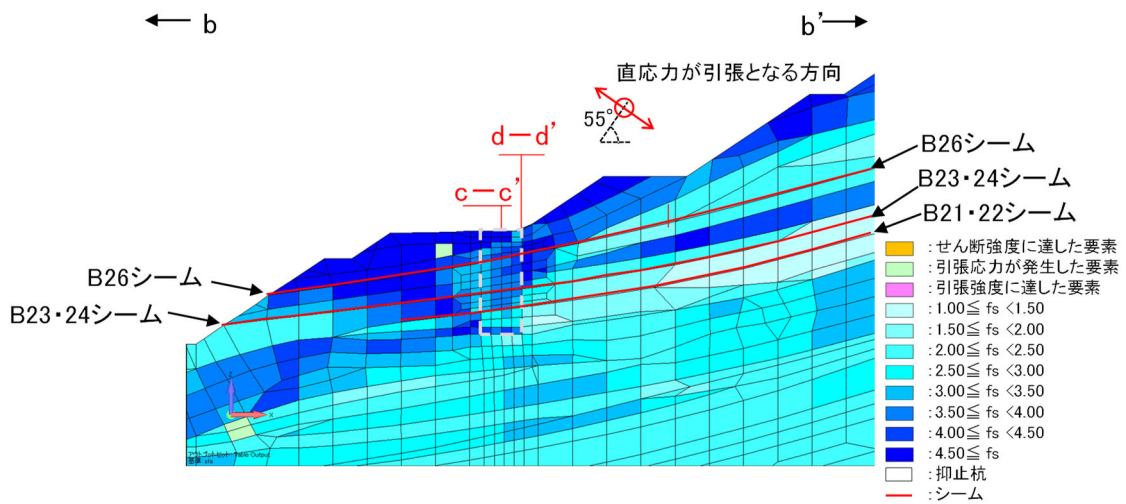


図 2.7.6.3-16(2) 抑止杭間の岩盤の局所安全係数 (b-b' 断面)

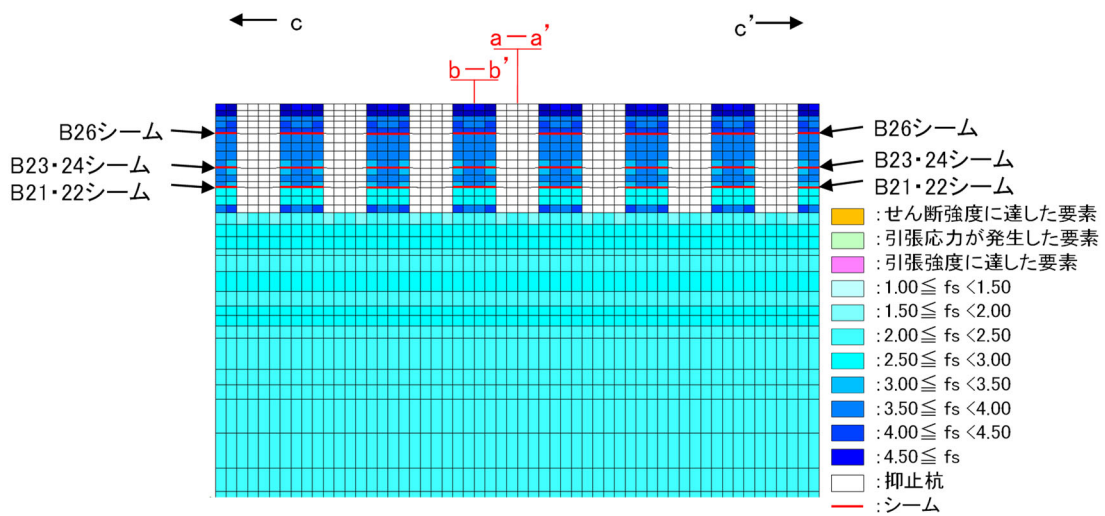


図 2.7.6.3-16(3) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (c-c' 断面)

図 2.7.6.3-17 に区間 I の抑止杭周辺の最大せん断応力図及び最大圧縮応力図を示す。杭上流側に着目すると、杭間位置に応力の大きな箇所がアーチ状に分布していることが分かる。「2.7.2(5) 杭間隔の考え方」の文献④で示されるとおり、上流側からの応力が集中し、杭間に作用する応力が小さくなっていることが確認できる。

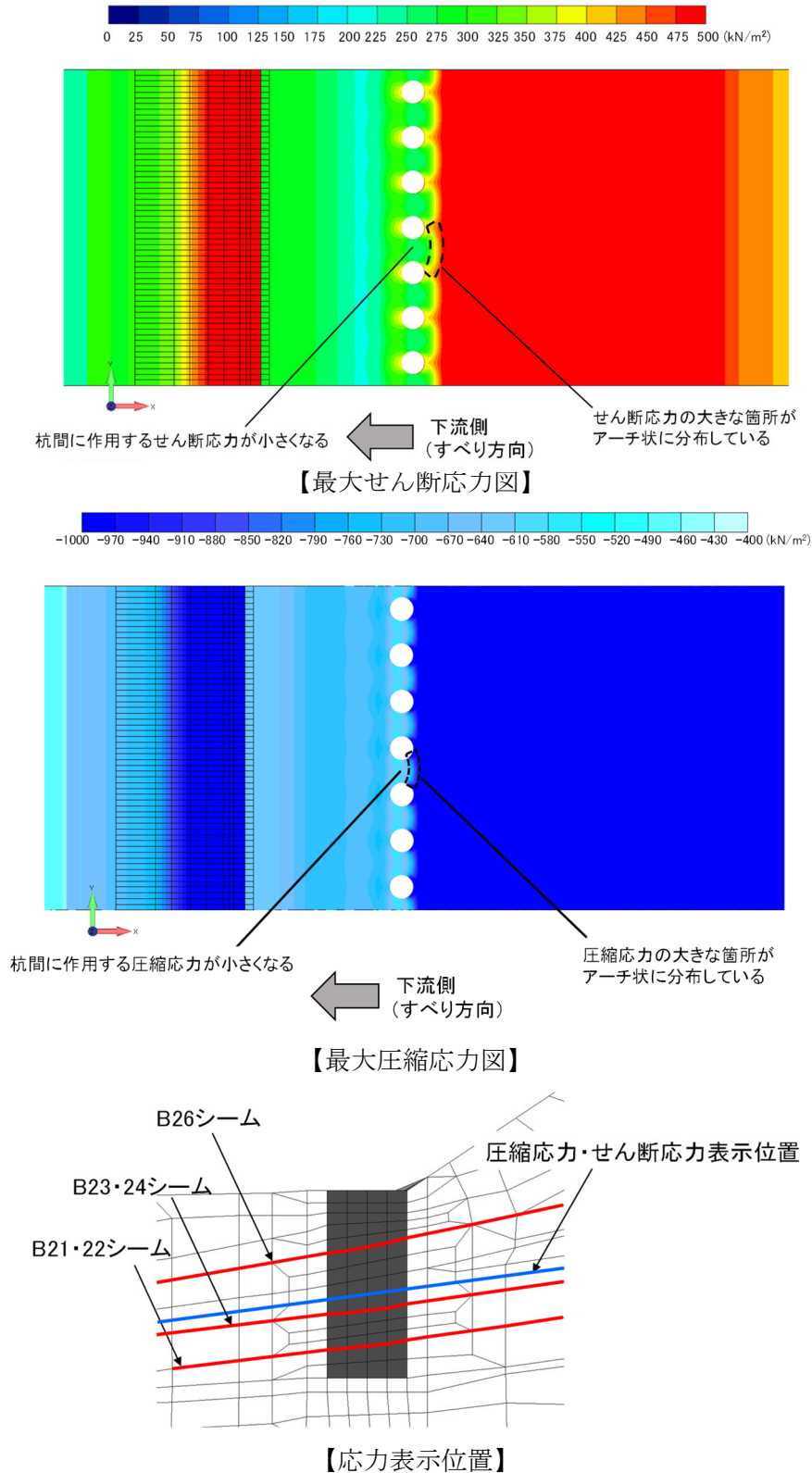


図 2.7.6.3-17 区間 I における抑止杭周辺の応力

(b) シームの評価

区間 I の杭周辺のシーム（せん断方向）の局所安全係数を図 2.7.6.3-18 に示す。

抑止杭より上流側の要素の局所安全係数が 1.0 を下回っているが、杭間及び抑止杭より下流側の要素は 1.0 を上回り、杭間にはせん断破壊している要素はないことを確認した。

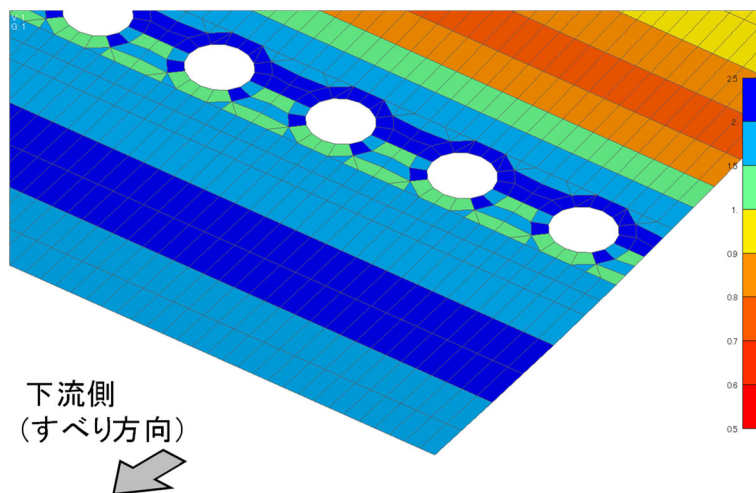


図 2.7.6.3-18(1) 抑止杭周辺のシームの局所安全係数 (B26 シーム)

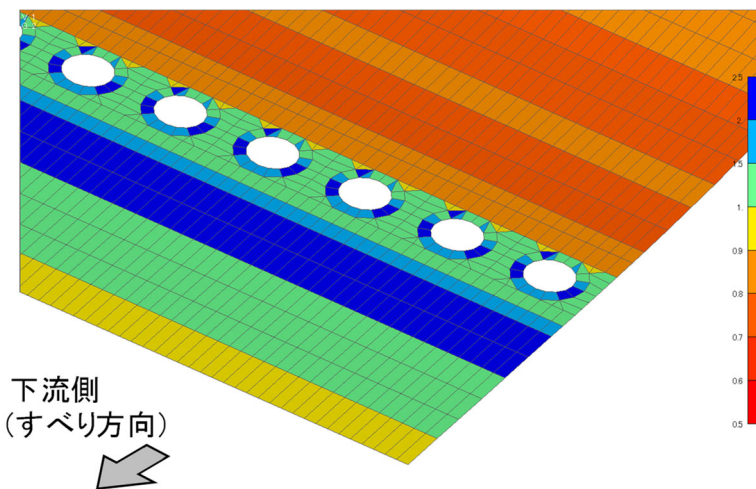


図 2.7.6.3-18(2) 抑止杭周辺のシームの局所安全係数 (B23・24 シーム)

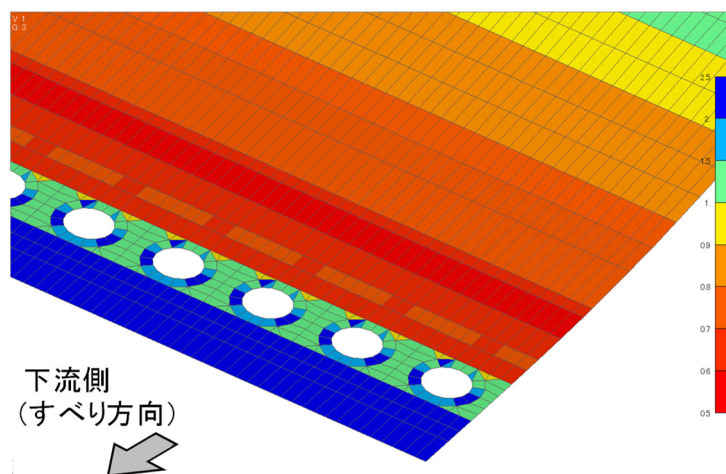


図 2.7.6.3-18(3) 抑止杭周辺の岩盤の局所安全係数 (B21・22 シーム)

(c) 杭-岩盤境界部の評価

区間 I の杭岩盤間のジョイント要素（せん断方向）の局所安全係数を図 2.7.6.3-19 に示す。

区間 I における杭岩盤間のジョイント要素は、部分的に局所安全係数 1.0 を下回っているが、大部分はせん断強度に達しておらず、せん断方向にすべりが生じていないことを確認した。

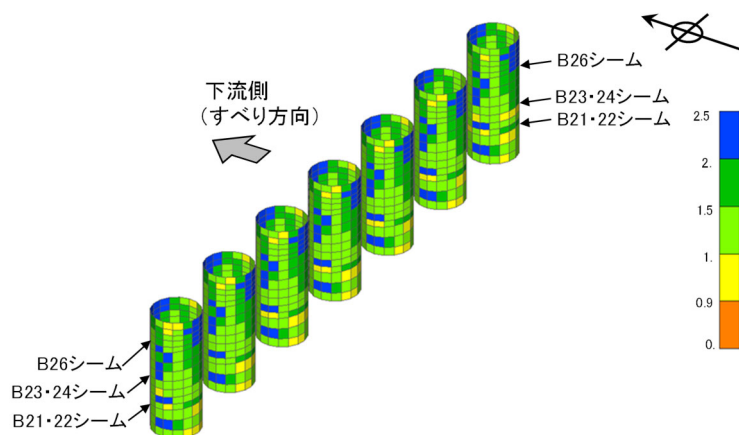


図 2.7.6.3-19(1) 区間 I の杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(1/2)

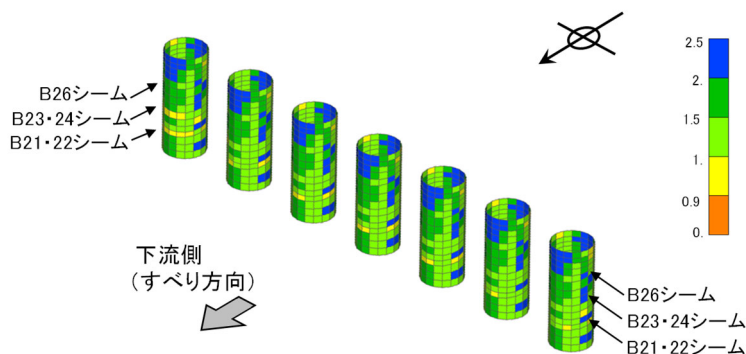


図 2.7.6.3-19(2) 区間 I の杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(2/2)

(d) 区間 I の評価結果まとめ

3次元静的 FEM 解析の結果，表 2.7.6.3-4 のとおり，杭間及び杭背後の岩盤は健全であることから，中抜け現象の発生に係る判定基準を満たすことを確認した。

以上のことから，区間 I は抑止杭の杭間を中抜けするおそれはないと評価する。

なお，区間 I のうち杭間隔 17.5m の範囲は 3次元静的 FEM 解析モデルには含まれていないが，3次元静的 FEM 解析の結果，すべりに対して十分な裕度を有していること，及びモデル化している範囲に比べて杭間隔 17.5m の範囲の方がすべり土塊量が小さいことを踏まえると，杭間隔 17.5m の範囲についても杭間を中抜けするおそれはないと評価する。

表 2.7.6.3-4 区間 I の文献④を踏まえた中抜け現象の発生に係る判定基準及び判定結果

判定基準	判定結果
<ul style="list-style-type: none">杭背後の岩盤が杭間から中抜けしないことを確認するため，杭背後の岩盤において，局所安全係数分布図によりせん断強度及び引張強度に達した要素がないことを確認する。杭背後では，隣同士の杭を結ぶようにアーチ状に応力が集中すると考えられ，当該範囲の応力状態が厳しいと考えられることから，当該範囲に着目して確認を行う。杭間の岩盤が中抜けしないことを確認するため，杭間の岩盤において，同様の確認を行う。	杭間及び杭背後の岩盤には，せん断強度及び引張強度に達した要素は認められず，健全であることを確認した。

b. 区間Ⅱ評価結果

(a) 岩盤の評価

図 2.7.6.3-20 では、引張応力が発生した要素が杭間の下部及び抑止杭より上流側の岩盤に認められるため、区間Ⅰと同様に、引張強度 0.13N/mm^2 を用い、引張強度の詳細評価を行う。

区間Ⅱの杭周辺の引張強度を反映した岩盤の局所安全係数を図 2.7.6.3-20 に示す。

中抜け現象の対象となる移動層のうち、杭間及び杭背後の岩盤には、引張強度及びせん断強度に達した要素は発生していない。また、抑止杭より上流側の岩盤に引張強度に達している要素が発生しているが、その分布も局所的かつ散在的である。

以上のことから、杭間及び杭背後の岩盤は健全であることを確認した。

なお、直応力が引張となる方向は水平から反時計回りに約 70° であり、地質の傾斜 $5^\circ \sim 15^\circ$ と斜交していること、引張応力が発生した要素の構成岩種は凝灰岩及び頁岩と凝灰岩の互層であることから、保守的な評価となっていると考えられる。

図 2.7.6.3-21 に区間Ⅱの抑止杭周辺の最大せん断応力図及び最大圧縮応力図を示す。杭上流側に着目すると、杭間位置に応力の大きな箇所がアーチ状に分布していることが分かる。「2.7.2(5) 杭間隔の考え方」の文献④で示されるとおり、上流側からの応力が集中し、杭間に作用する応力が小さくなっていることが確認できる。

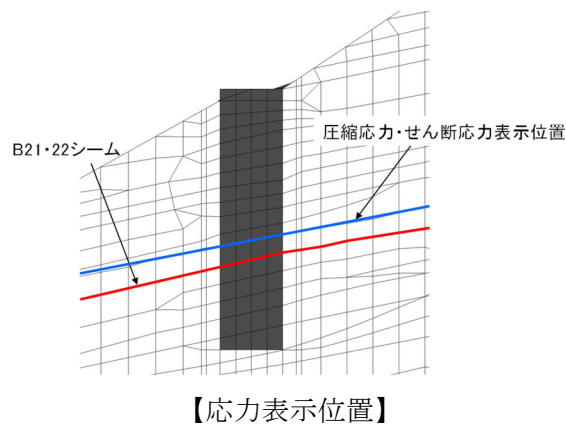
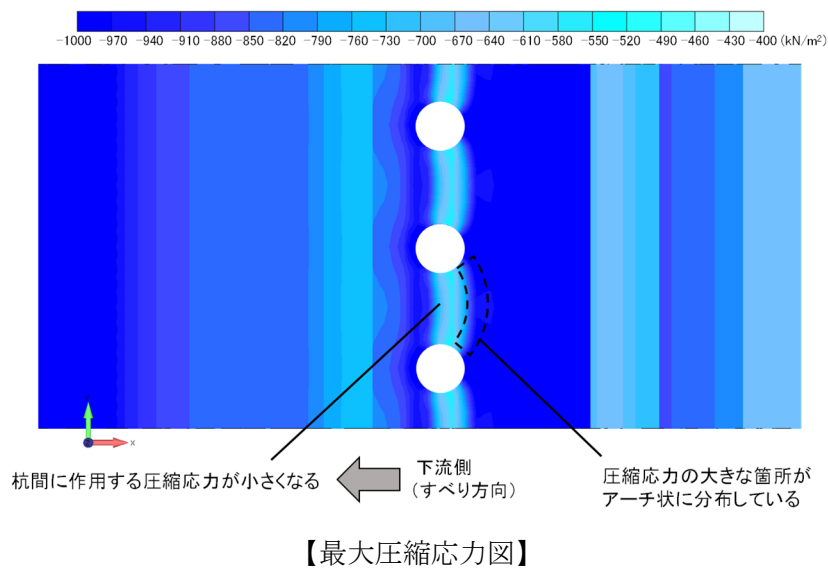
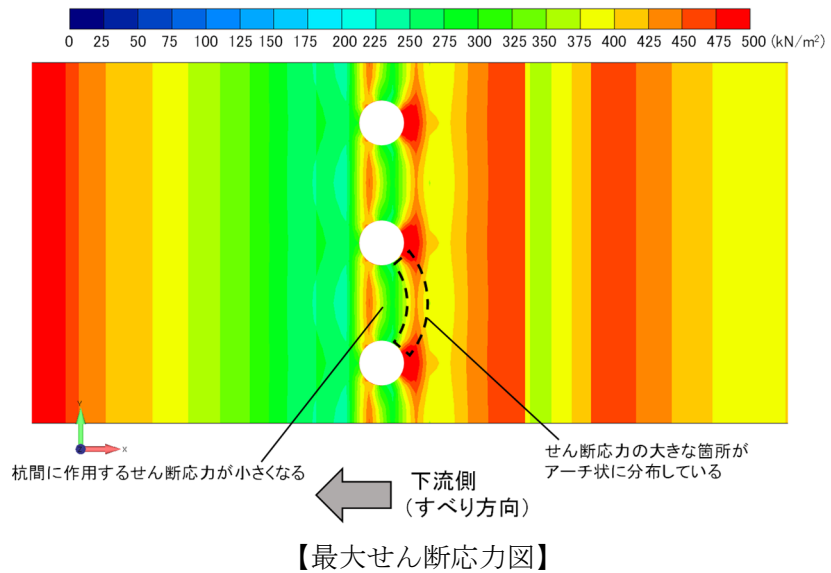


図 2.7.6.3-21 区間Ⅱにおける抑止杭周辺の応力

(b) シームの評価

区間Ⅱの杭周辺のシーム（せん断方向）の局所安全係数を図 2.7.6.3-22 に示す。

斜面の抑止杭より上流側及び杭間の要素の局所安全係数が 1.0 を下回っているが、部分的であり、抑止杭と岩盤の境界付近は局所安全係数 1.0 を上回っている。なお、抑止杭より下流側の要素は 1.0 を上回り、せん断破壊している要素はないことを確認した。

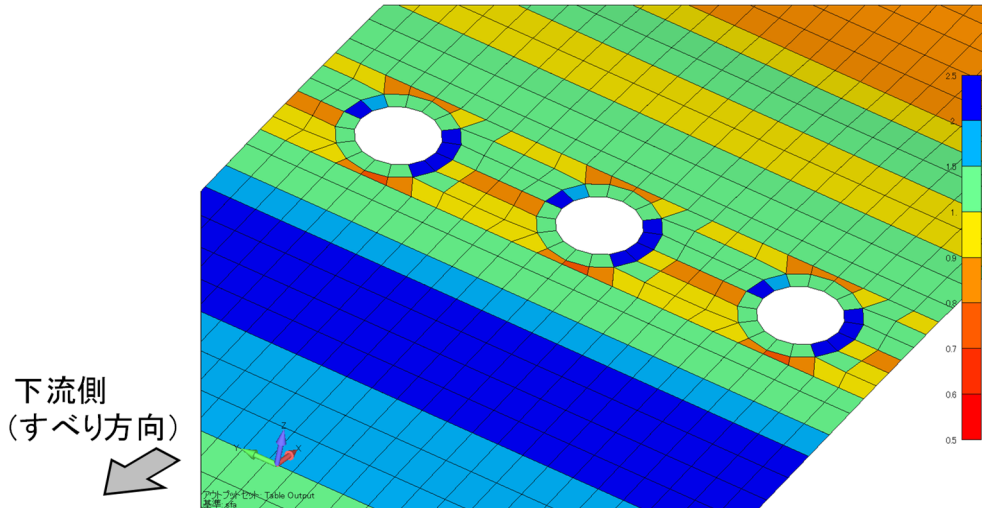


図 2.7.6.3-22 抑止杭周辺のシームの局所安全係数 (B21・22 シーム)

図 2.7.6.3-23 に杭間断面における水平方向加速度の分布図を示す。

区間Ⅰでは杭間と周辺で加速度の大きな違いはないものの、区間Ⅱでは杭頭付近を中心に杭周辺よりも加速度が大きく、 800cm/s^2 以上となっている。このことから、区間Ⅱは、杭間直上の土塊に大きな慣性力が作用し、杭間のシームの局所安全係数が低下していると考えられる。

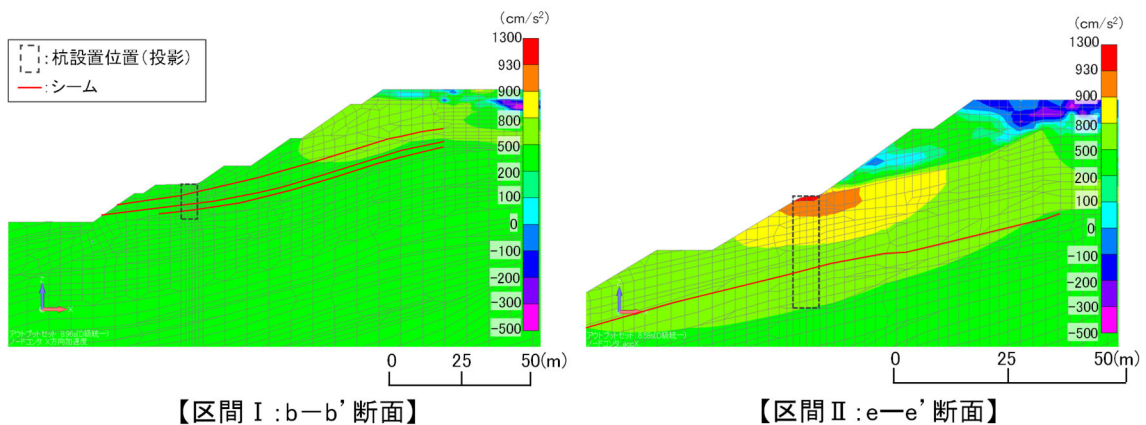


図 2.7.6.3-23 杭間断面における水平方向加速度の分布図

(c) 杭-岩盤境界部の評価

区間Ⅱの杭岩盤間のジョイント要素（せん断方向）の局所安全係数を図 2.7.6.3-24 に示す。

区間Ⅱにおける杭岩盤間のジョイント要素は、部分的に局所安全係数 1.0 を下回っているが、杭の大部分はせん断強度に達しておらず、せん断方向にすべりが生じていないことを確認した。

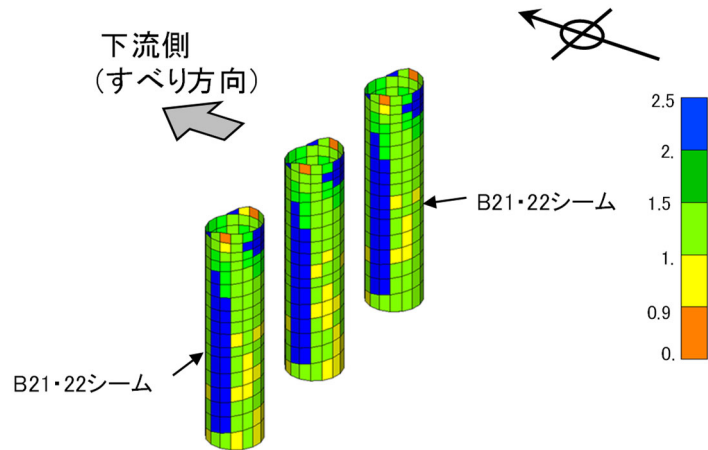


図 2.7.6.3-24(1) 区間Ⅱの杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(1/2)

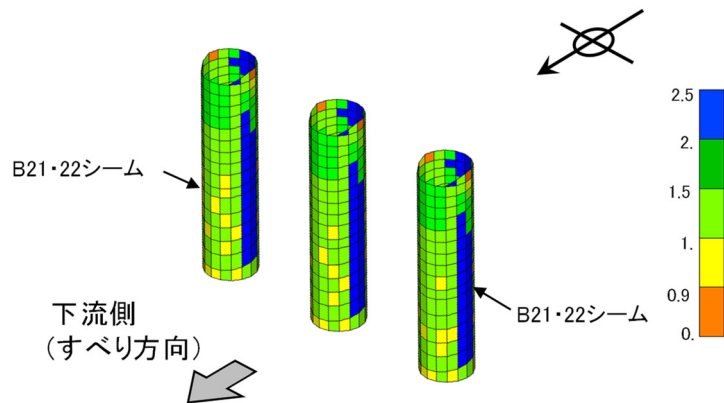


図 2.7.6.3-24(2) 区間Ⅱの杭-岩盤間ジョイント要素の局所安全係数(2/2)

(d) 区間Ⅱの評価結果まとめ

3次元静的FEM解析の結果、表2.7.6.3-5のとおり、杭間及び杭背後の岩盤は健全であり、中抜け現象の発生に係る判定基準を満たすことを確認した。

以上のことから、区間Ⅱは抑止杭の杭間を中抜けするおそれはないと評価する。

表2.7.6.3-5 区間Ⅰの文献④を踏まえた中抜け現象の発生に係る判定基準及び判定結果

判定基準	判定結果
<ul style="list-style-type: none">杭背後の岩盤が杭間から中抜けしないことを確認するため、杭背後の岩盤において、局所安全係数分布図によりせん断強度及び引張強度に達した要素がないことを確認する。杭背後では、隣同士の杭を結ぶようにアーチ状に応力が集中すると考えられ、当該範囲の応力状態が厳しいと考えられることから、当該範囲に着目して確認を行う。杭間の岩盤が中抜けしないことを確認するため、杭間の岩盤において、同様の確認を行う。	杭間及び杭背後の岩盤には、せん断強度及び引張強度に達した要素は認められず、健全であることを確認した。

なお、杭間のシームに局所安全係数が1.0を下回る要素が認められるものの、中抜け現象の対象となる移動層のうち、杭間の岩盤には引張強度及びせん断強度に達した要素は認められず、上記のとおり抑止杭のアーチ効果によって中抜け現象は抑止されることが考えられることから、中抜けするおそれはないと評価する。

2.8.2 岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊検討

2.8.2.1 地滑り地形②が示される斜面

(1) 評価概要

地滑り地形②が示される斜面は、土地造成工事時に地滑り土塊に相当する土砂は撤去したうえで、盛土を施工している。検討方針として、図2.8.2.1-1に示す断面図を対象に、岩盤部を通るすべり面のすべり安定性が確保されていることを確認することで、岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊が生じないことを確認する。

検討条件及び解析用物性値は、「2.6.2 選定方針及び評価方法」と同様とする。

なお、盛土斜面部のみの斜面崩壊を想定した場合、保管場所及びアクセスルートまでの離隔距離は確保できていることから、盛土斜面部のみのすべり安定性評価は本検討の対象外とする。

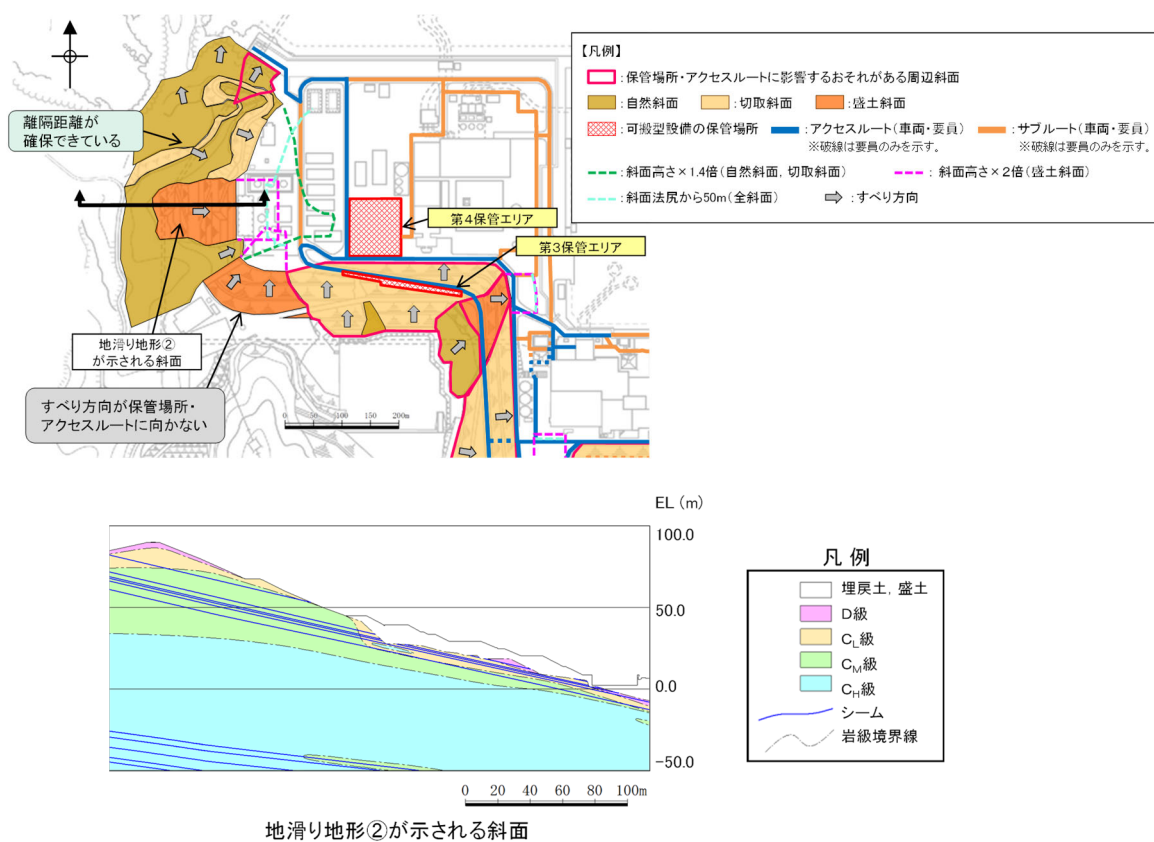


図 2.8.2.1-1 評価対象断面図

【参考：地滑り調査結果】

地滑り地形②について、図 2.8.2.1-2 に模式断面図を示す。

EL 45m より上方では、堅硬な岩盤が露出しており、地滑り土塊は認められない。EL 45m より下方では、土地造成工事時に地滑り土塊に相当する土砂は撤去したうえで、盛土を施している。造成工事後に実施したボーリング (No. 301 孔及び No. 305 孔) によると、盛土と岩盤の境界は造成工事の掘削面に概ね一致することから、地滑り土塊は全て撤去されていると考えられる。

以上のことから、発電所建設前の旧地形から判読されたような地滑り地形②に相当する地滑りは想定されない。

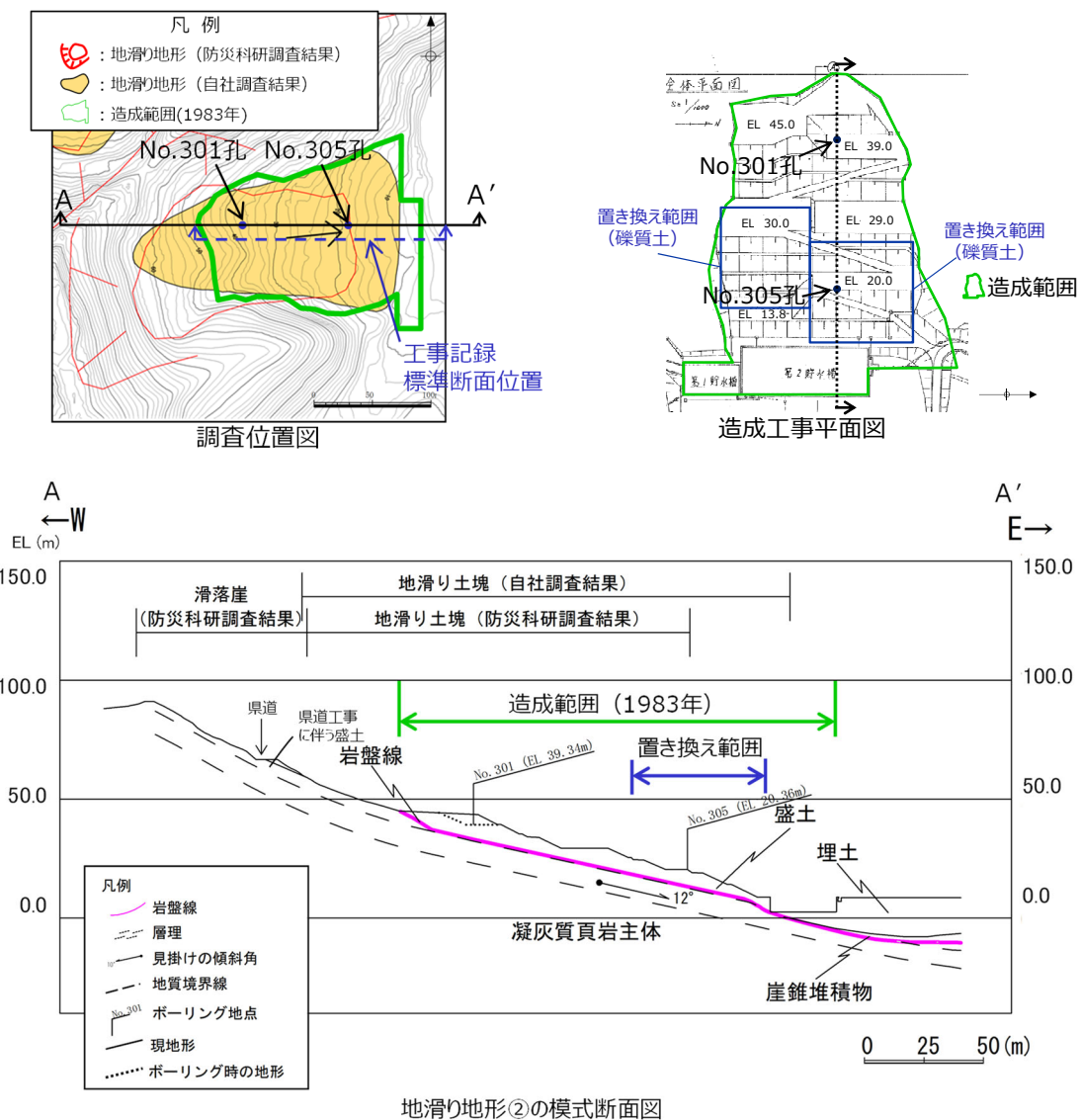


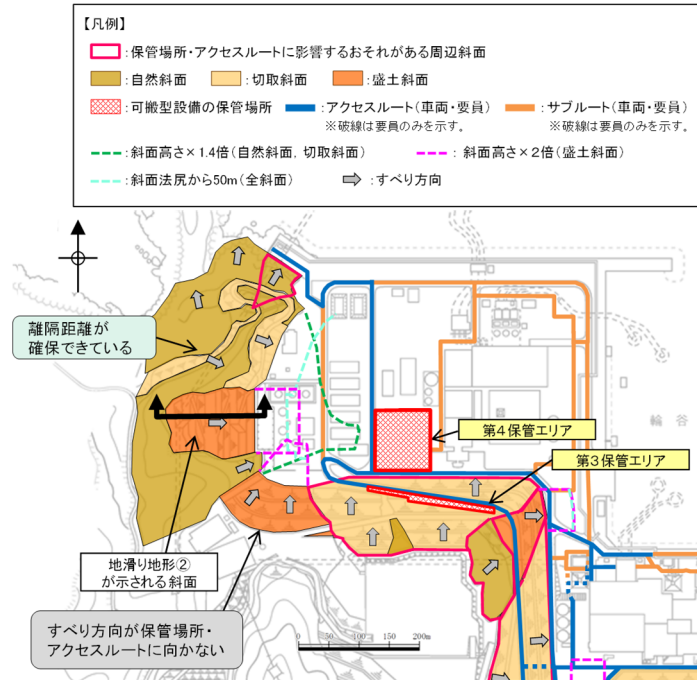
図 2.8.2.1-2 地滑り地形②の模式断面図

(2) 2次元浸透流解析モデルの解析条件

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。

解析モデルは図 2.8.2.1-3 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、降雨考慮範囲として降雨条件 2400mm/年を考慮する。



断面位置図

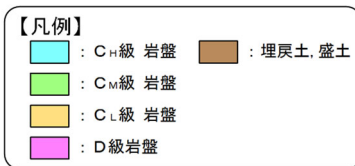
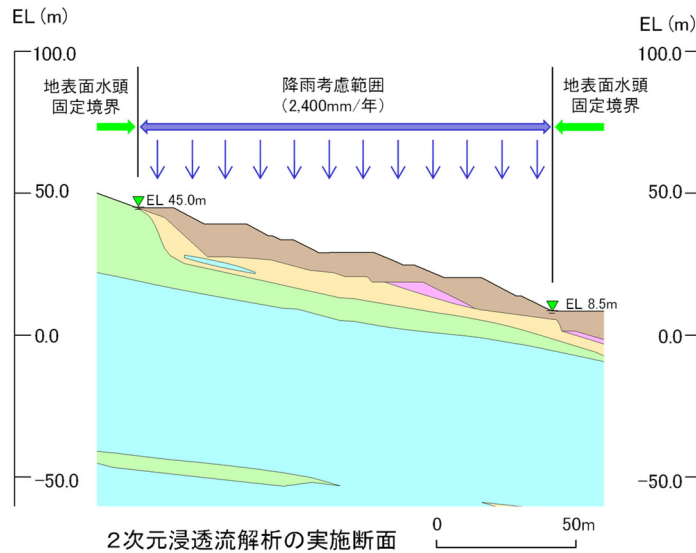


図 2.8.2.1-3 2次元浸透流解析の解析条件

(3) 検討用地下水位の条件

2次元浸透流解析の結果を図 2.8.2.1-4 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いることから、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。

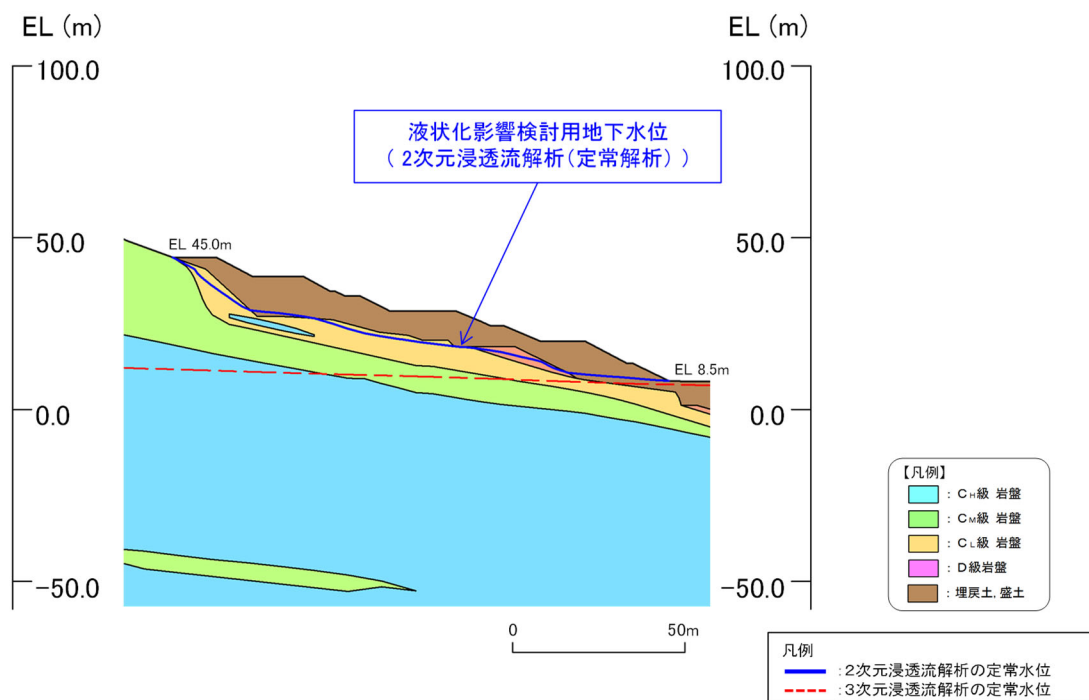


図 2.8.2.1-4 2次元浸透流解析結果

(4) すべり安定性評価結果

地滑り地形②の評価対象斜面の解析モデル図を図 2.8.2.1-5 に示す。

地滑り地形②の評価対象斜面について、基準地震動 S_s による 2 次元動的 FEM 解析により岩盤部を通るすべり面のすべり安定性評価を実施した結果、図 2.8.2.1-6 に示すとおり、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。なお、盛土部を通るすべりについても安定性を有することを確認した。

以上のことから、岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊は生じないと評価する。

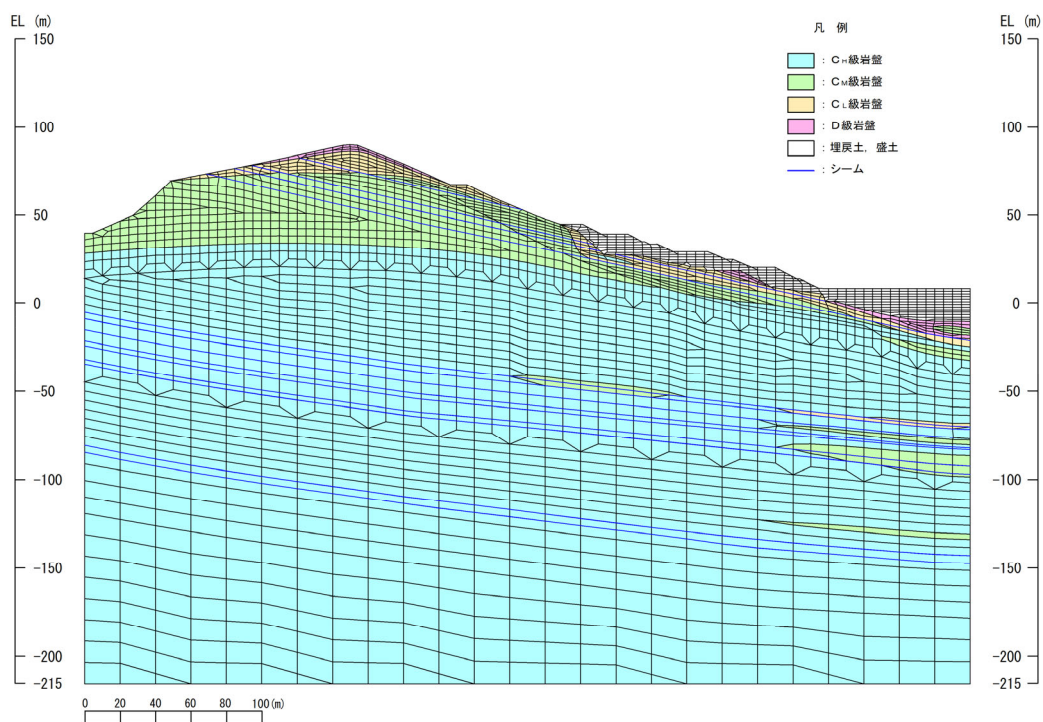
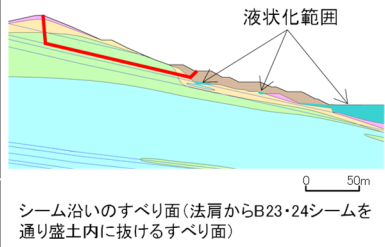
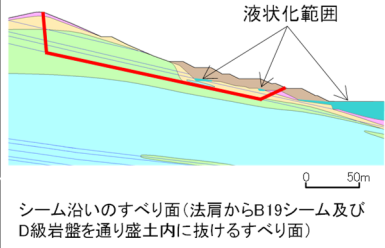
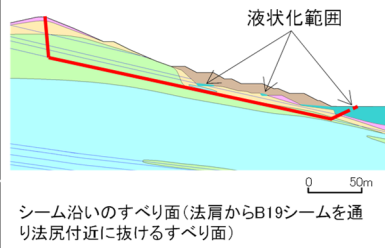
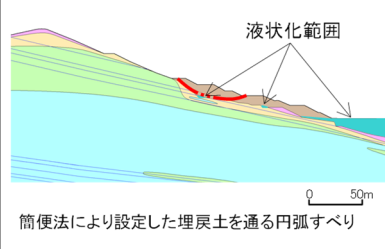


図 2.8.2.1-5 解析モデル図

・地滑り地形②が示される斜面 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(法肩からB23・24シームを通り盛土内に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (-, -)	1.63 [8.98]
2	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からB19シーム及びD級岩盤を通り盛土内に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (-, -)	1.65 [9.02]
3	 <p>シーム沿いのすべり面(法肩からB19シームを通り法尻付近に抜けるすべり面)</p>	Ss-D (-, -)	1.57 [9.01]
4	 <p>簡便法により設定した埋戻土を通る円弧すべり</p>	Ss-N1 (+, +)	3.39 [7.76]

【凡例】

- : C₊級岩盤
- : C_v級岩盤
- : C₋級岩盤
- : D級岩盤
- : 埋戻土、盛土
- : シーム
- : 最小すべり安全率
- : すべり面^{*3}

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。

*3: 破線は液状化影響を考慮する範囲

図 2.8.2.1-6 すべり安定性評価結果

2.8.2.2 33m盤盛土斜面上部の岩盤斜面

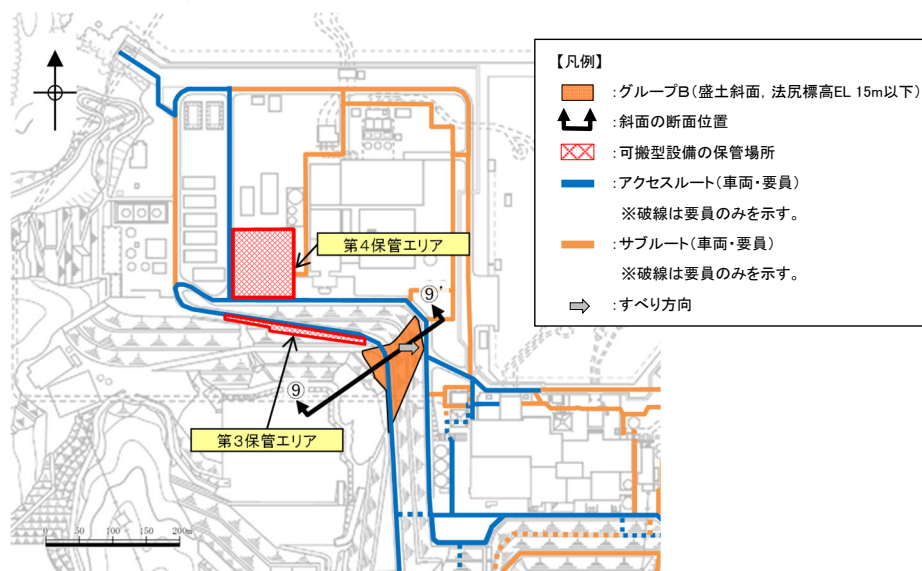
(1) 評価概要

33m盤盛土斜面部については、地震時のすべり安定性は確保されているが、地滑り地形②と同様に、岩盤斜面上に盛土が構築されていることから、岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊の可能性の有無について検討を行った。

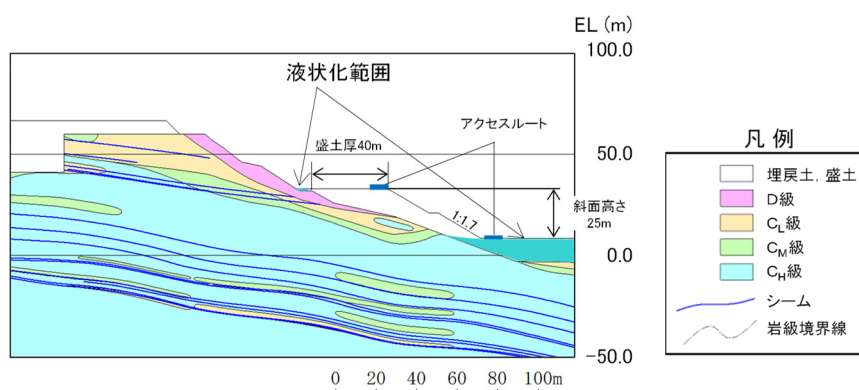
検討方針として、図2.8.2.2-1に示す断面図を対象に、岩盤部を通るすべり面のすべり安定性が確保されていることを確認することで、岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊が生じないことを確認する。

液状化範囲の設定に当たっては、2次元浸透流解析により求めた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。（「2.4.2.2 33m盤盛土斜面」参照）

なお、当該盛土斜面施工時に岩盤と盛土の境界部において、図2.8.2.2-2に示す排水設備を設置しており、適切な排水対策を行っている。



断面位置図



⑨-⑨' 断面

図2.8.2.2-1 評価対象断面図

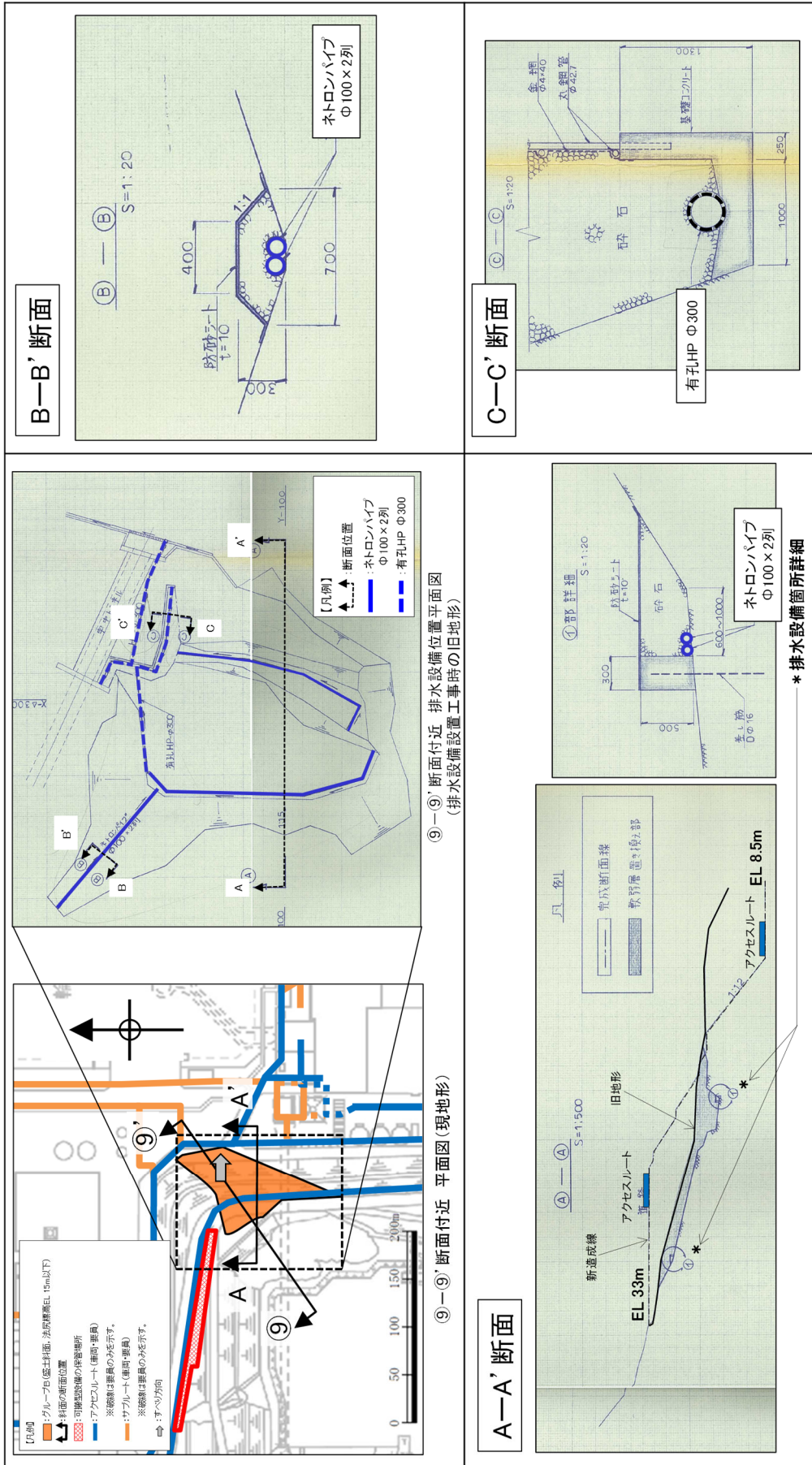


図 2.8.2.2-2 排水設備設置位置 (⑨-⑨' 断面付近)

(2) すべり安定性評価結果

33m盤の盛土斜面上部の岩盤斜面の解析モデル図を図 2.8.2.2-3 に示す。

33m盤の盛土斜面上部の岩盤斜面について、基準地震動 Ss による 2次元動的 FEM 解析により岩盤部を通るすべり面のすべり安定性評価を実施した結果、図 2.8.2.2-4 に示すとおり、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。なお、盛土部を通るすべりについても安定性を有することを確認した。

以上のことから、岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊は生じないと評価する。

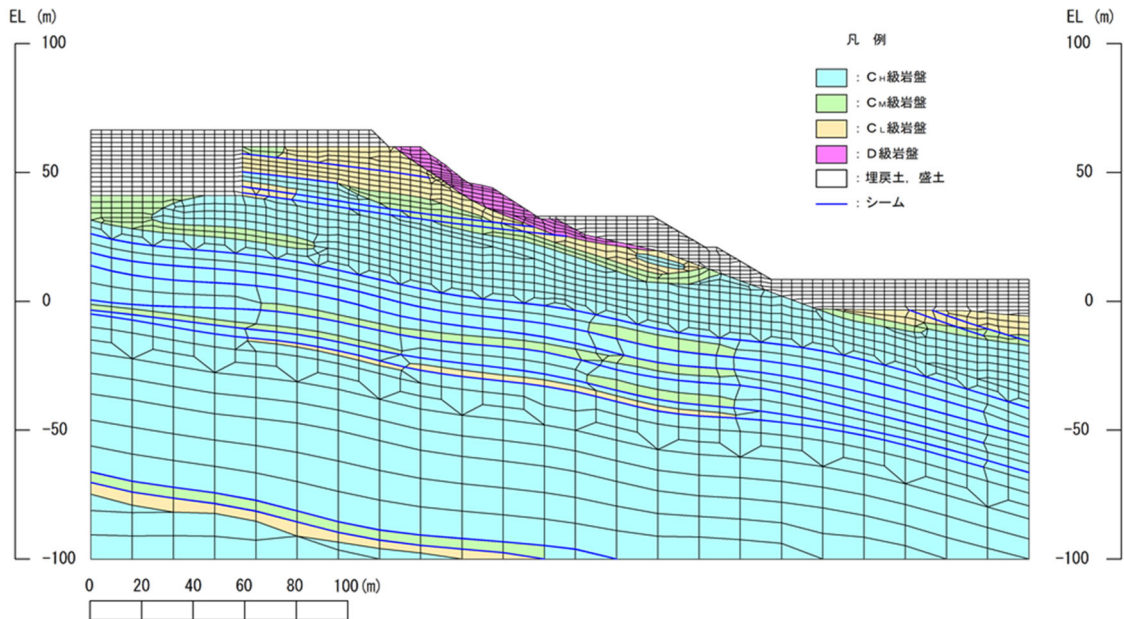


図 2.8.2.2-3 解析モデル図

・ 33m盤盛土斜面上部の岩盤斜面 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>33m盤下のD級岩盤及び埋戻土を通るすべり面</p>	Ss-N2 (-,+)	1.90 [24.46]
2	<p>簡便法により設定した埋戻土を通る円弧すべり</p>	Ss-N1 (+,+)	1.36 [7.79]

【凡例】

- : C₁₀級岩盤
- : C₁₁級岩盤
- : C₁₂級岩盤
- : D級岩盤
- : 埋戻土、盛土
- : シーム
- : すべり面^{*3}
- : 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。
 * 3 : 破線は液状化影響を考慮する範囲

図 2.8.2.2-4 すべり安定性評価結果

2.8.3 応力状態を考慮した検討

2.8.3.1 すべり面の設定の考え方

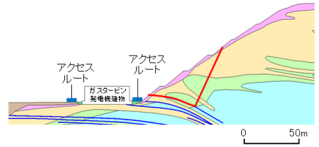
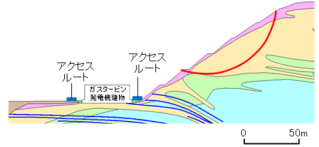
すべり安全率を算定するすべり面については、「2.6.2.5 評価基準値及び想定すべり面の設定」に記載のとおりとする。

⑫-⑫' 断面，⑬-⑬' 断面，⑭-⑭' 断面に関しては，斜面上部に D 級岩盤が分布することから，応力状態を踏まえ，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がモビライズド面等を通るすべり面になっていることを確認し，すべり面が妥当であることを示す。

2.8.3.2 ⑫-⑫' 断面

動的解析の結果、図 2.8.3.2-1 に示すとおり、平均強度を用いたすべり安全率は 1.0 を上回ることを確認した。

・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(斜面中腹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]

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 _H 級岩盤		C _M 級岩盤		C _L 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 2.8.3.2-1 すべり安定性評価結果

図 2.8.3.2-2 に示す要素毎の局所安全係数を確認した結果、引張応力が発生した要素が斜面に連続しており、これを通るすべり面になっている。また、せん断強度に達した要素が斜面浅部に分布するが、局所的である。なお、斜面浅部のせん断強度に達した要素を通るすべり面については、当該応力状態における最小すべり安全率が 2.92 (平均強度) であり、強度の低い破壊領域を通るすべり面の最小すべり安全率 2.07 (平均強度) に包含される。

図 2.8.3.2-3 に示す主応力分布図を確認した結果、法尻付近では、直応力が引張となる範囲は概ね 65~110° になり、これに沿うすべりになっている。また、図 2.8.3.2-4 に示すモビライズド面を確認した結果、モビライズド面を通過していないが、強度の低いシームや破壊領域を通るすべりになっている。

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になっているため、追加のすべり面は設定していない。

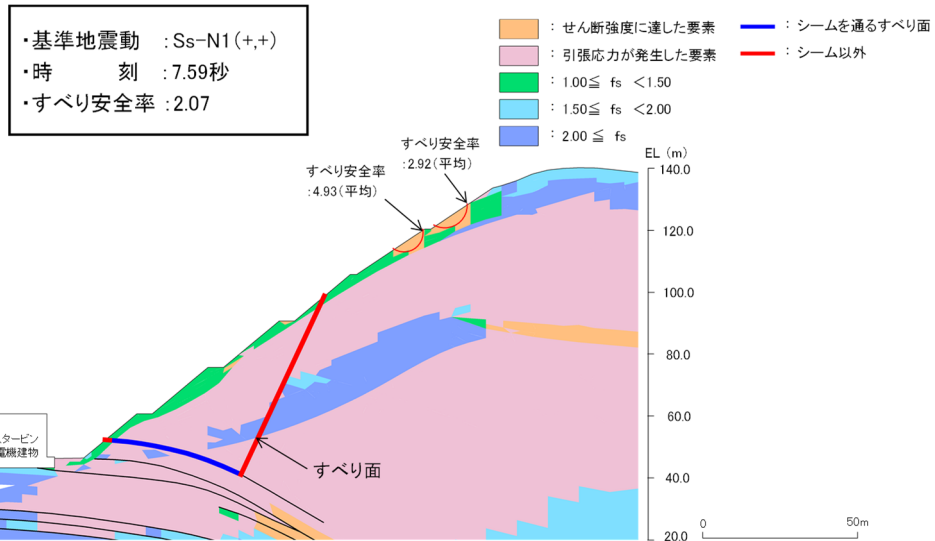


図 2.8.3.2-2 局所安全係数分布図

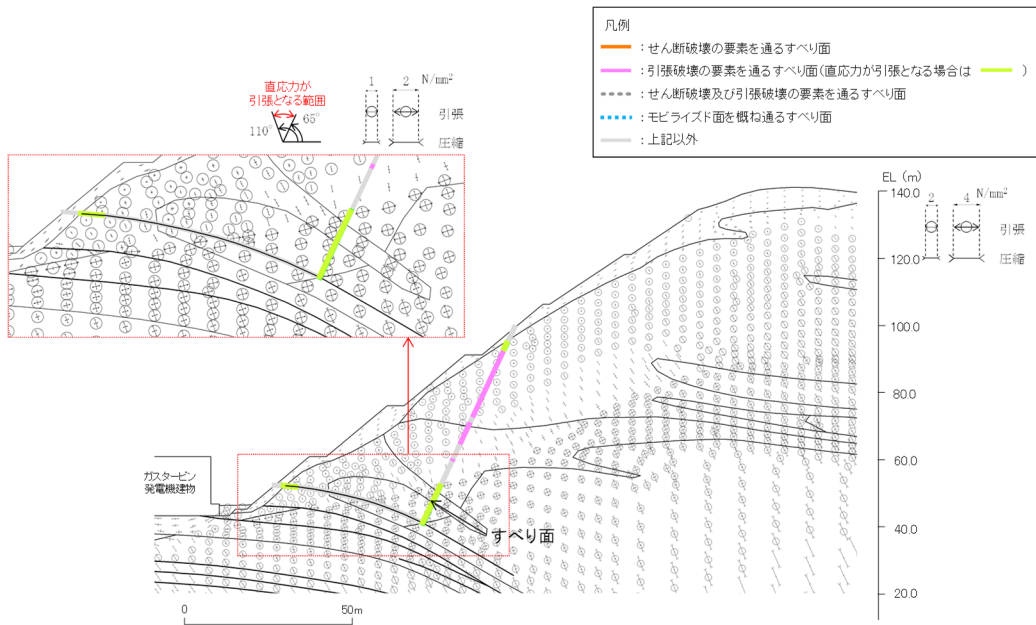


図 2.8.3.2-3 主応力分布図

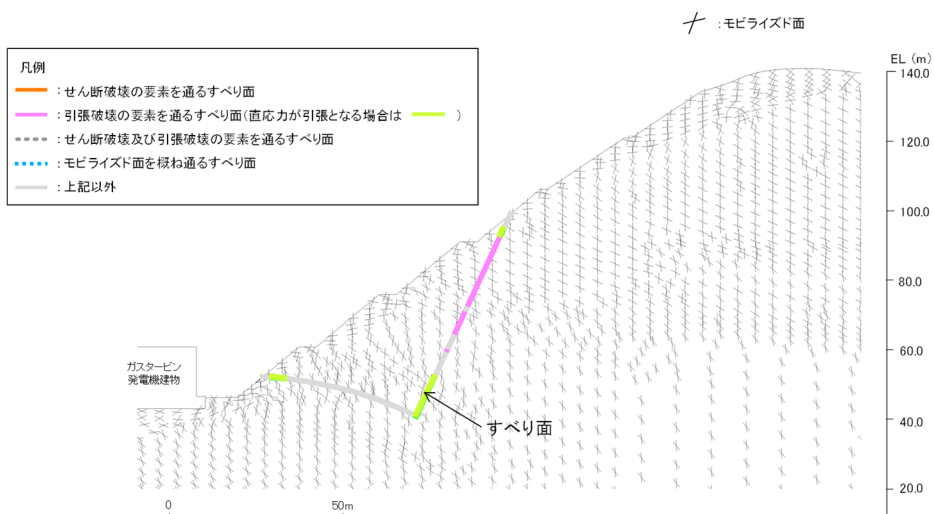
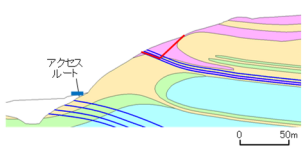
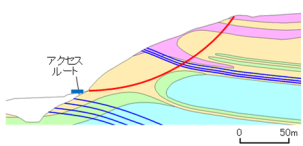


図 2.8.3.2-4 モビライズ面

2.8.3.3 ⑬-⑬' 断面

動的解析の結果、図 2.8.3.3-1 に示すとおり、平均強度を用いたすべり安全率は 1.0 を上回ることを確認した。

・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>アクセスルート</p> <p>シーム沿いのすべり面(D級岩盤及びシームを 通って斜面中腹に抜けるすべり面)</p> <p>0 50m</p>	Ss-N1 (-,+)	3.64 [7.80]
2	 <p>アクセスルート</p> <p>簡便法で設定したすべり面</p> <p>0 50m</p>	Ss-N1 (-,+)	1.47 [7.56]

【凡例】

- : C₊級岩盤
- : C_w級岩盤
- : C_o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 2.8.3.3-1 すべり安定性評価結果

図 2.8.3.3-2 に示す要素毎の局所安全係数を確認した結果、引張応力が発生した要素が斜面に連続しており、これを通るすべり面になっている。また、せん断強度に達した要素が斜面内部に分布するが、局所的である。

図 2.8.3.3-3 に示す主応力分布図を確認した結果、法尻付近では、直応力が引張となる範囲は概ね 55° になり、これに沿うすべりになっている。また、図 2.8.3.3-4 図に示すモビライズド面を確認した結果、すべり面はモビライズド面を概ね通るすべりになっている。

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になっているため、追加のすべり面は設定していない。

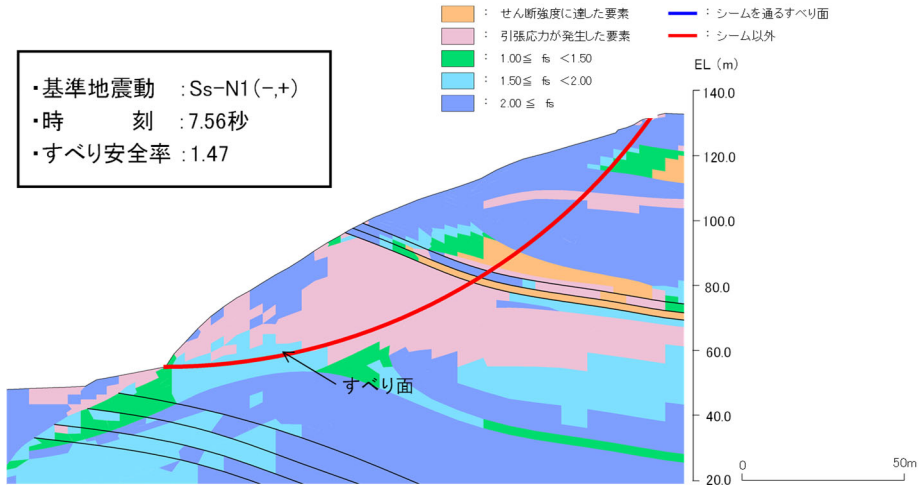


図 2.8.3.3-2 局所安全係数分布図

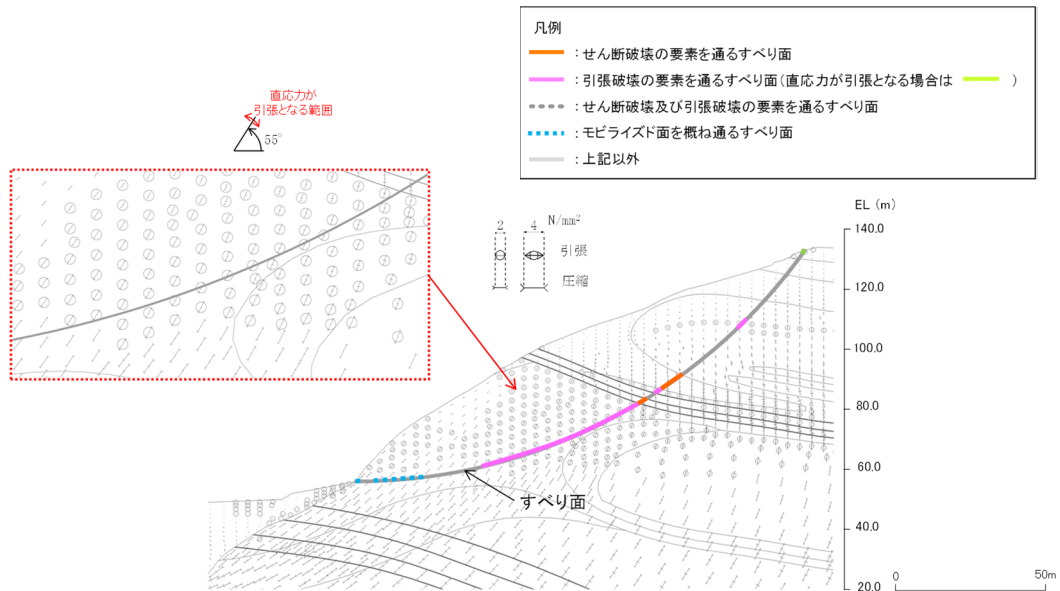


図 2.8.3.3-3 主応力分布図

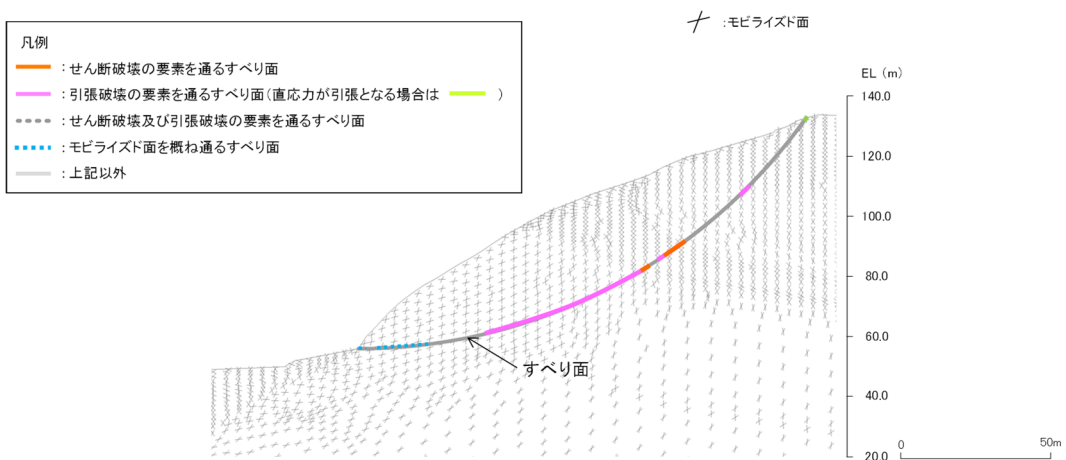
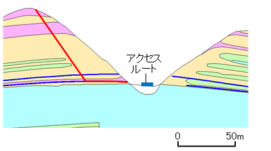
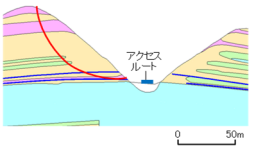


図 2.8.3.3-4 モビライズド面

2.8.3.4 ⑭-⑭' 断面

動的解析の結果、図 2.8.3.4-1 に示すとおり、平均強度を用いたすべり安全率は 1.0 を上回ることを確認した。

・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 2.8.3.4-1 すべり安定性評価結果

図 2.8.3.4-2 に示す要素毎の局所安全係数を確認した結果、法尻付近に引張応力が発生した要素が連続しており、これを通るすべり面になっている。また、せん断強度に達した要素は局所的である。なお、斜面浅部のせん断強度に達した要素を通るすべり面については、当該応力状態における最小すべり安全率が 2.76 (平均強度) であり、法尻付近の破壊領域を通るすべり面の最小すべり安全率 1.53 (平均強度) に包含される。

図 2.8.3.4-3 に示す主応力分布図を確認した結果、法尻付近では、直応力が引張となる範囲は概ね 110° になり、これに沿うすべりになっている。また、図 2.8.3.4-4 図に示すモビライズド面を確認した結果、すべり面はモビライズド面を概ね通るすべりになっている。

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になっているため、追加のすべり面は設定していない。

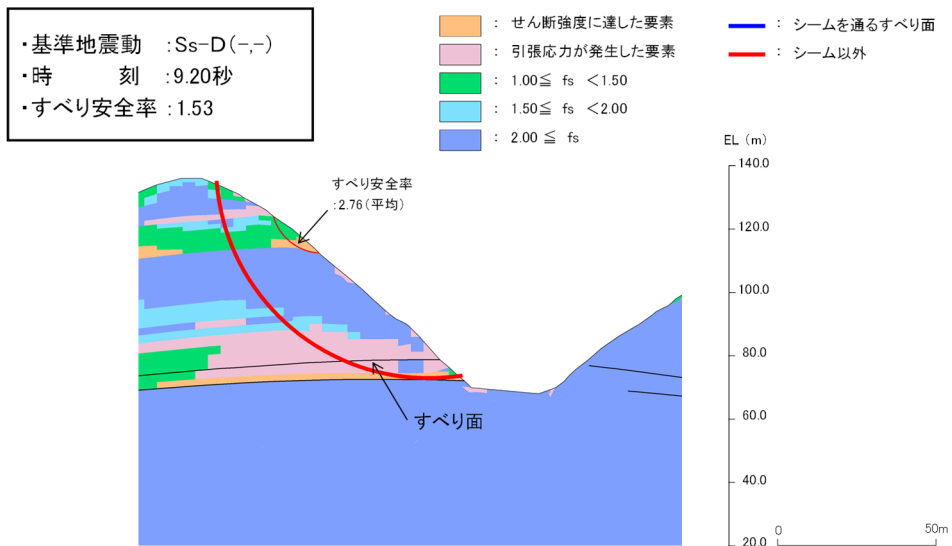


図 2.8.3.4-2 局所安全係数分布図

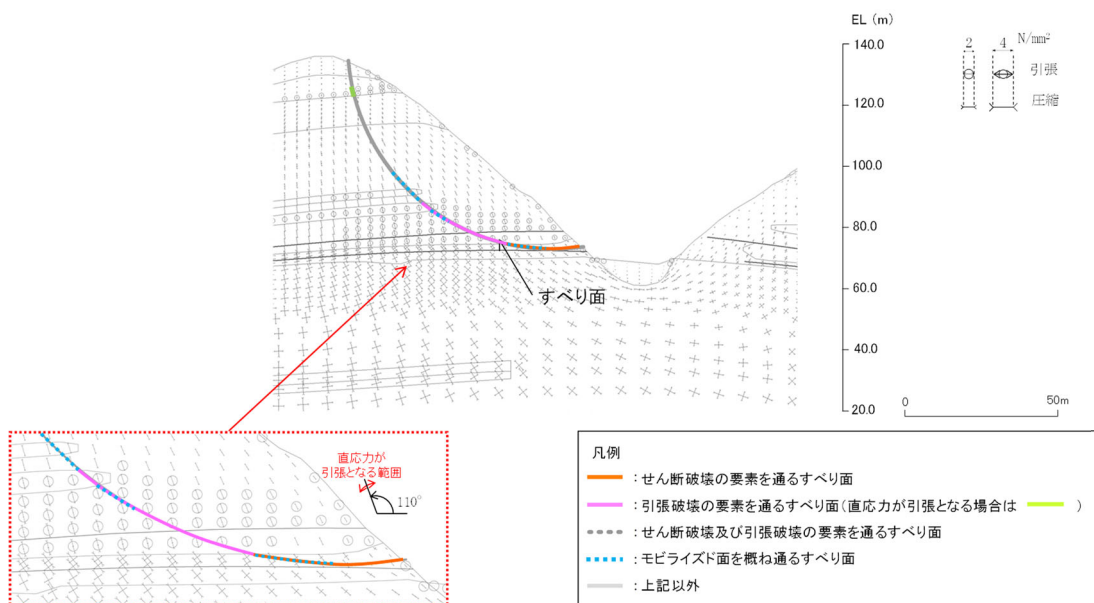


図 2.8.3.4-3 主応力分布図

- 凡例
- : せん断破壊の要素を通るすべり面
 - : 引張破壊の要素を通るすべり面(直応力が引張となる場合は —)
 - - - : せん断破壊及び引張破壊の要素を通るすべり面
 - ⋯ : モビライズド面を概ね通るすべり面
 - : 上記以外

+ : モビライズド面

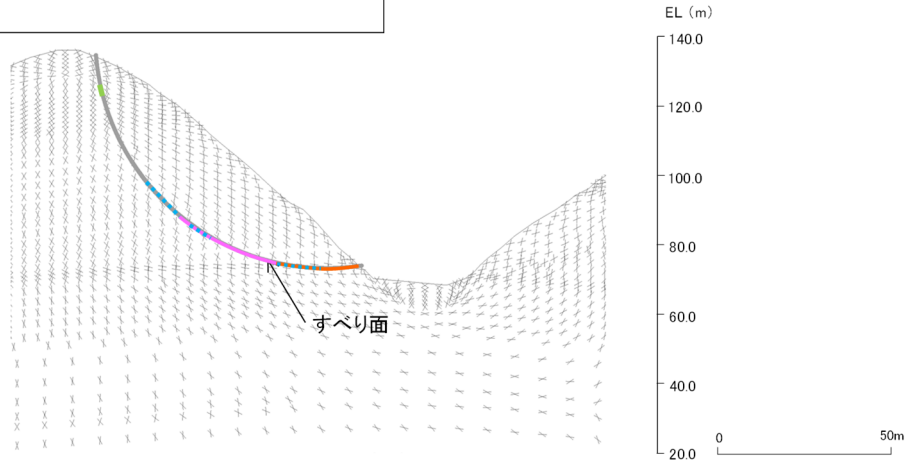
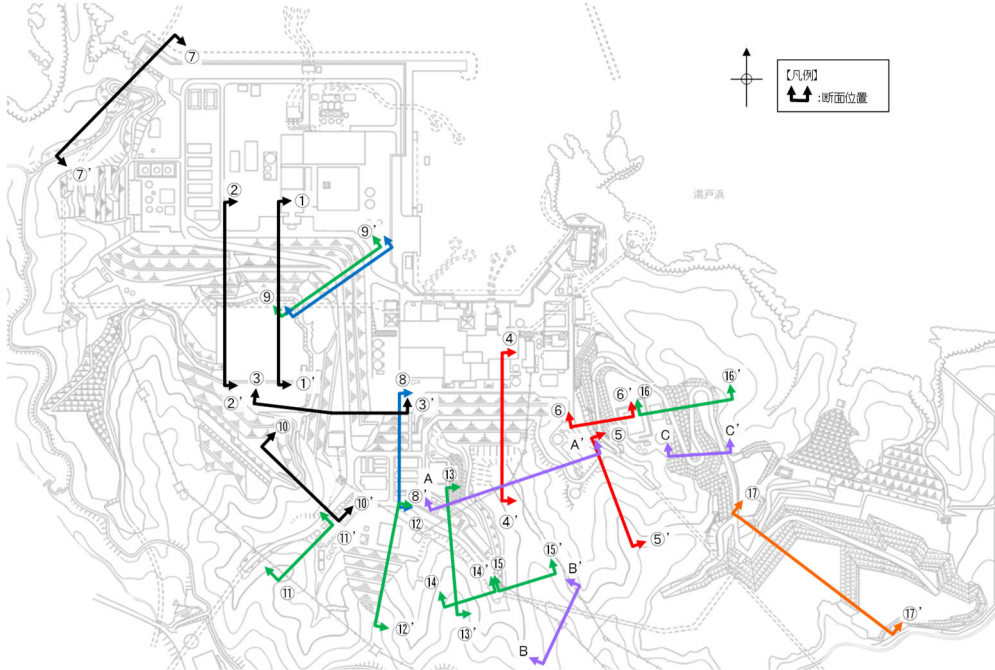


図 2.8.3.4-4 モビライズド面

(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

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、グループごとに整理し、選定した評価対象断面を図 1 に示す。



グループ	斜面番号	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	評価対象斜面
グループA	④-④'	○	
	⑤-⑤'	○	○
	⑥-⑥'	○	
グループB	⑧-⑧'	○	○
	⑨-⑨'	○	
グループC	⑩-⑩'	○	
	⑪-⑪'	○	
	⑫-⑫'	○	○
	⑬-⑬'	○	○
	⑭-⑭'	○	○
グループD	⑮-⑮'	○	
	⑯-⑯'	○	○
鉄塔斜面	A-A'	鉄塔斜面	○
	B-B'	鉄塔斜面	○
	C-C'	鉄塔斜面	
対策工有	①-①'	○	○
	②-②'	○	○
	③-③'	○	○
	⑦-⑦'	○	○
	⑩-⑩'	○	○

図 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及びグループごとの評価対象断面

1. グループ A における評価対象斜面の選定理由（詳細）

- ・岩盤で構成される斜面

グループ A の岩盤斜面である④-④' 断面～⑥-⑥' 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を断面毎に示す。

【④-④' 断面】

④-④' 断面の斜面は切取斜面であり、斜面高さが最も高く、最急勾配方向となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、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。

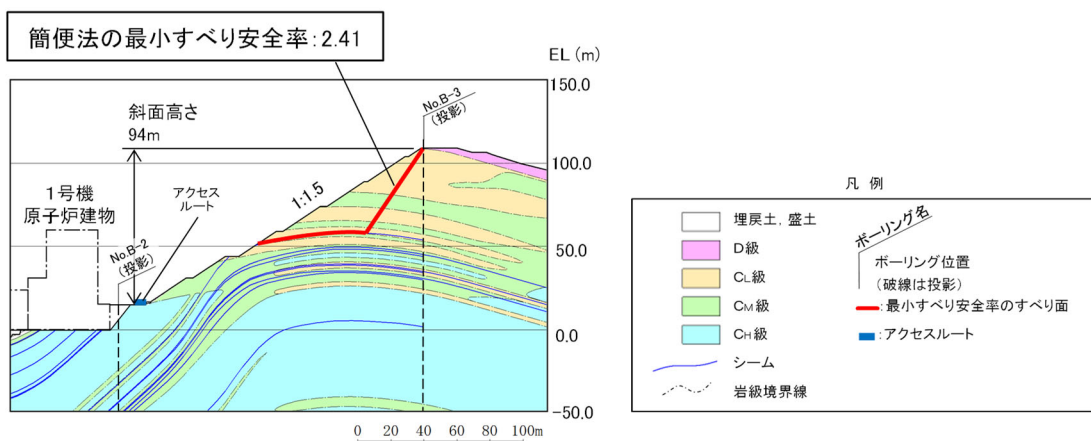
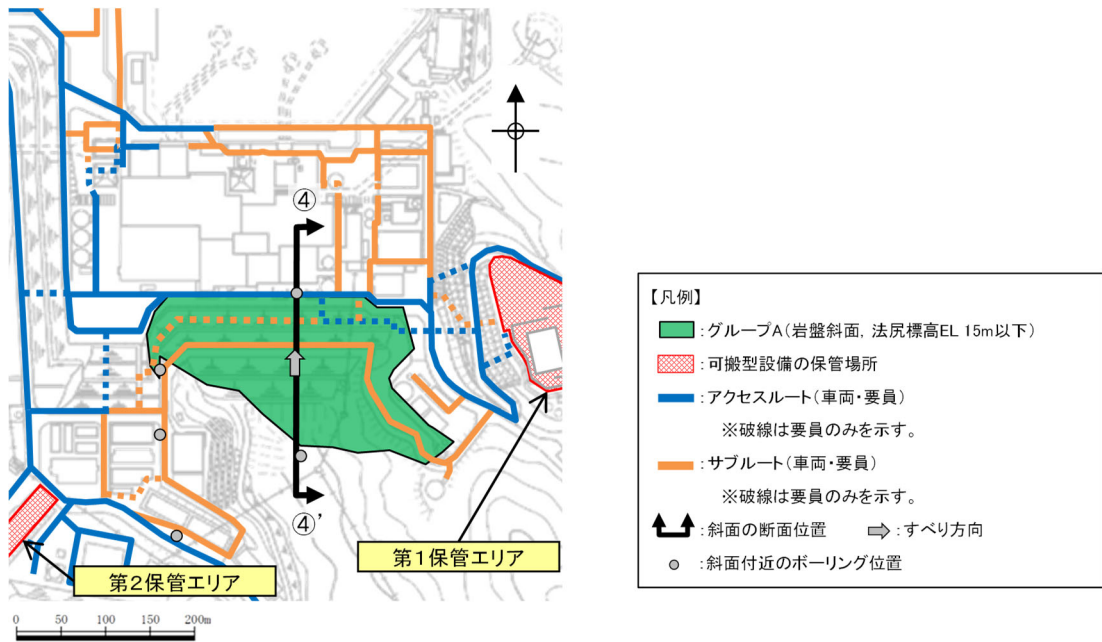


図2 ④-④' 断面の比較結果

【⑤-⑤' 断面 (評価対象斜面)】

⑤-⑤' 断面の斜面は自然斜面であり、斜面高さが最も高く、風化帯が最も厚くなる尾根部を通るすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、C_L級岩盤が分布すること、平均勾配が 1:2.1 と緩いが、局所的な急勾配部 (1:0.6, C_L級岩盤) 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。

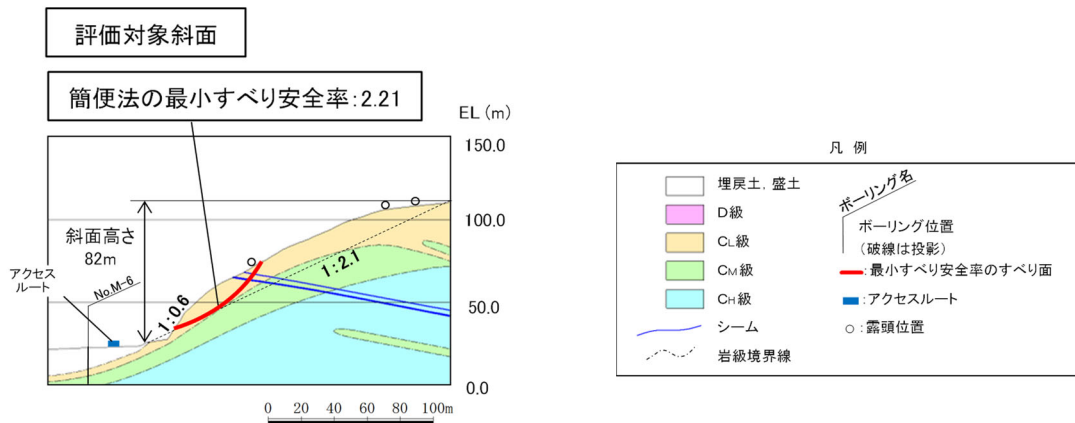
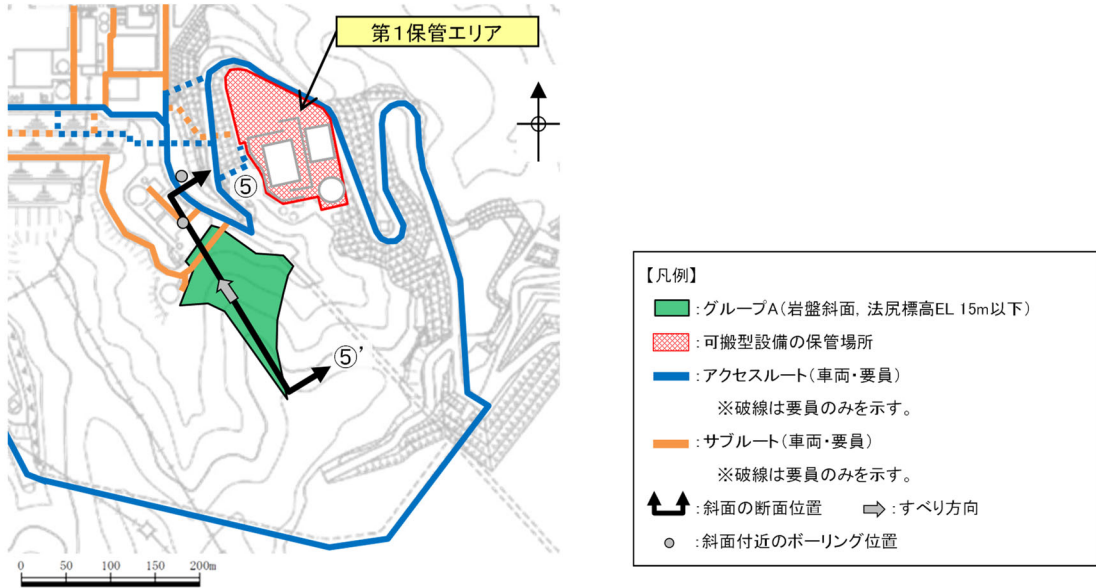
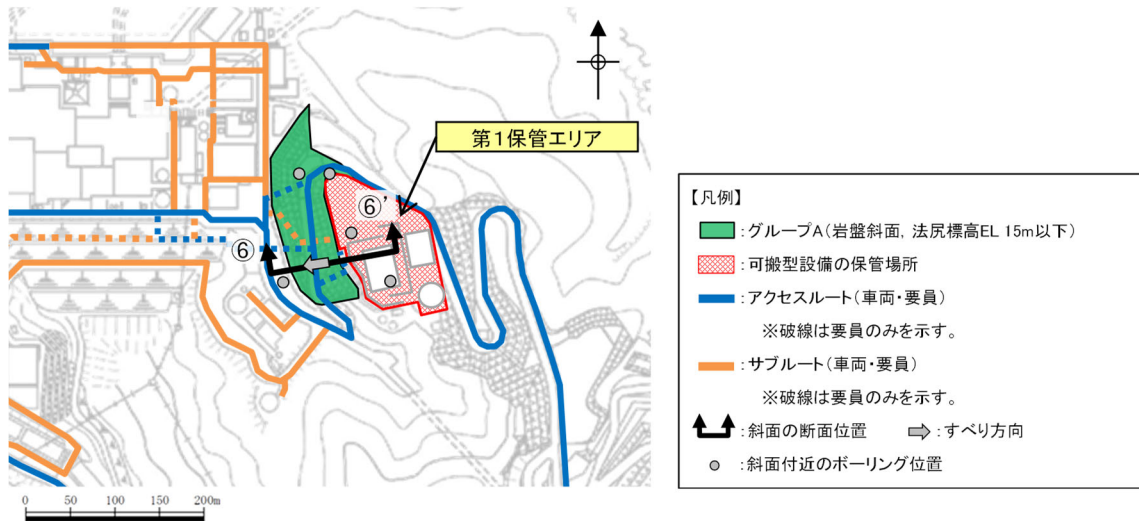


図3 ⑤-⑤' 断面の比較結果

【⑥-⑥' 断面】

⑥-⑥' 断面の斜面は切取斜面であり、斜面高さが最も高く、最急勾配方向となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、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。



簡便法の最小すべり安全率: 4.98

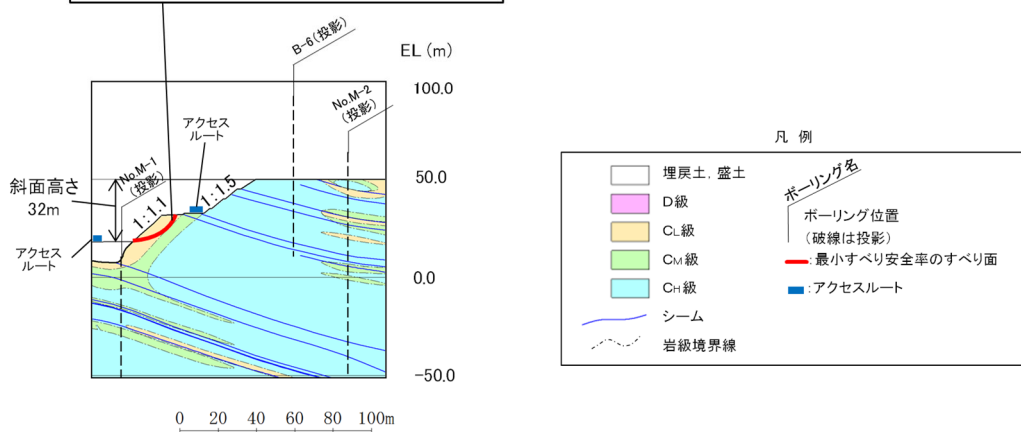


図4 ⑥-⑥' 断面の比較結果

2. グループ B における評価対象斜面の選定理由（詳細）

・盛土で構成される斜面

グループ B の盛土斜面である⑧-⑧' 断面及び⑨-⑨' 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を断面毎に示す。

【⑧-⑧' 断面（評価対象斜面）】

⑧-⑧' 断面の斜面は盛土斜面であり，斜面高さが最も高く，最急勾配方向となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は，⑨-⑨' 断面に比べて，盛土厚が 100m と厚いこと，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。

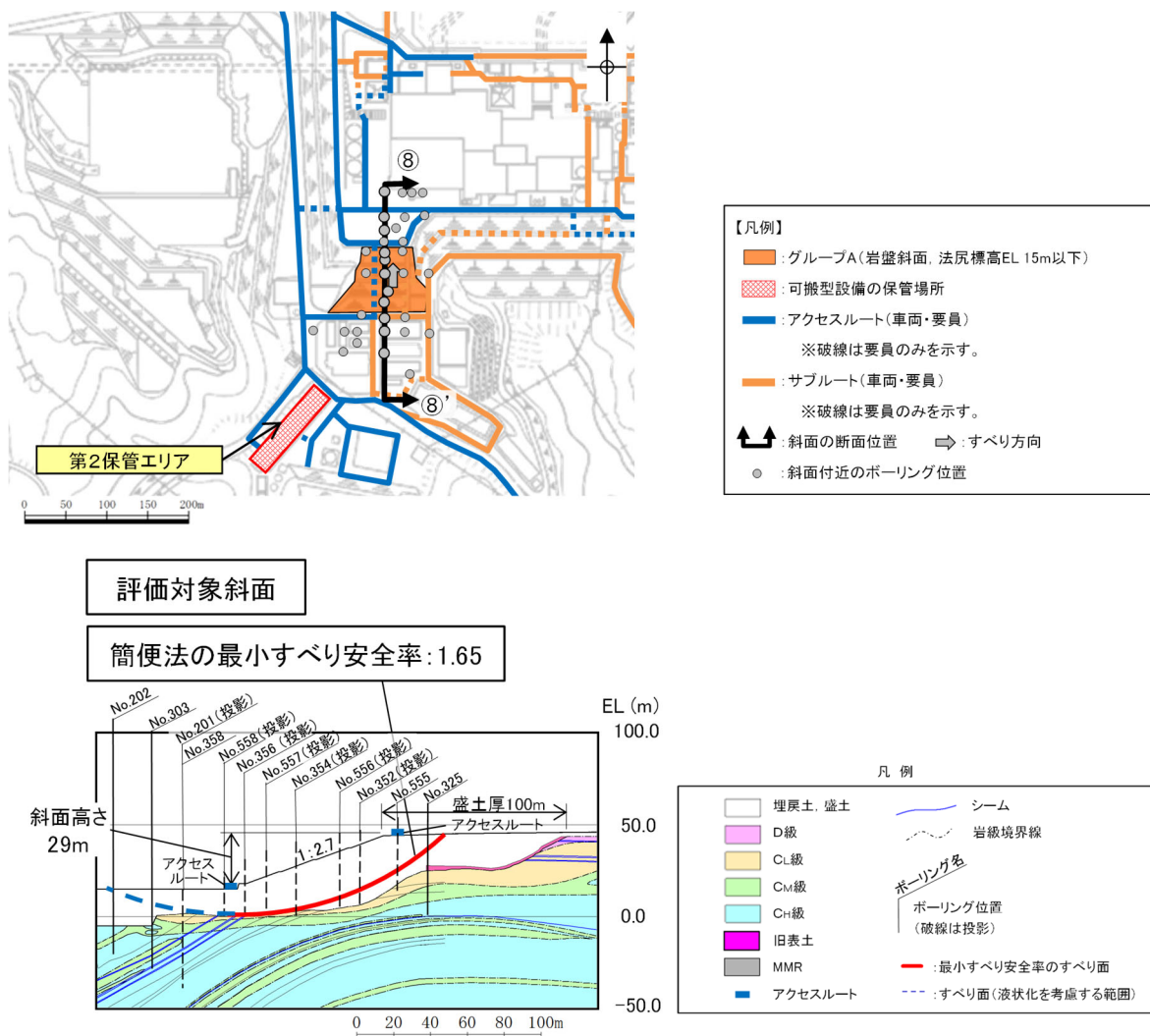


図 5 ⑧-⑧' 断面の比較結果

【⑨-⑨' 断面】

⑨-⑨' 断面の斜面は盛土斜面であり，斜面高さが最も高く，最急勾配方向となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は，⑧-⑧' 断面に比べ，勾配が急ではあるが，盛土厚が 40m と薄いと，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。

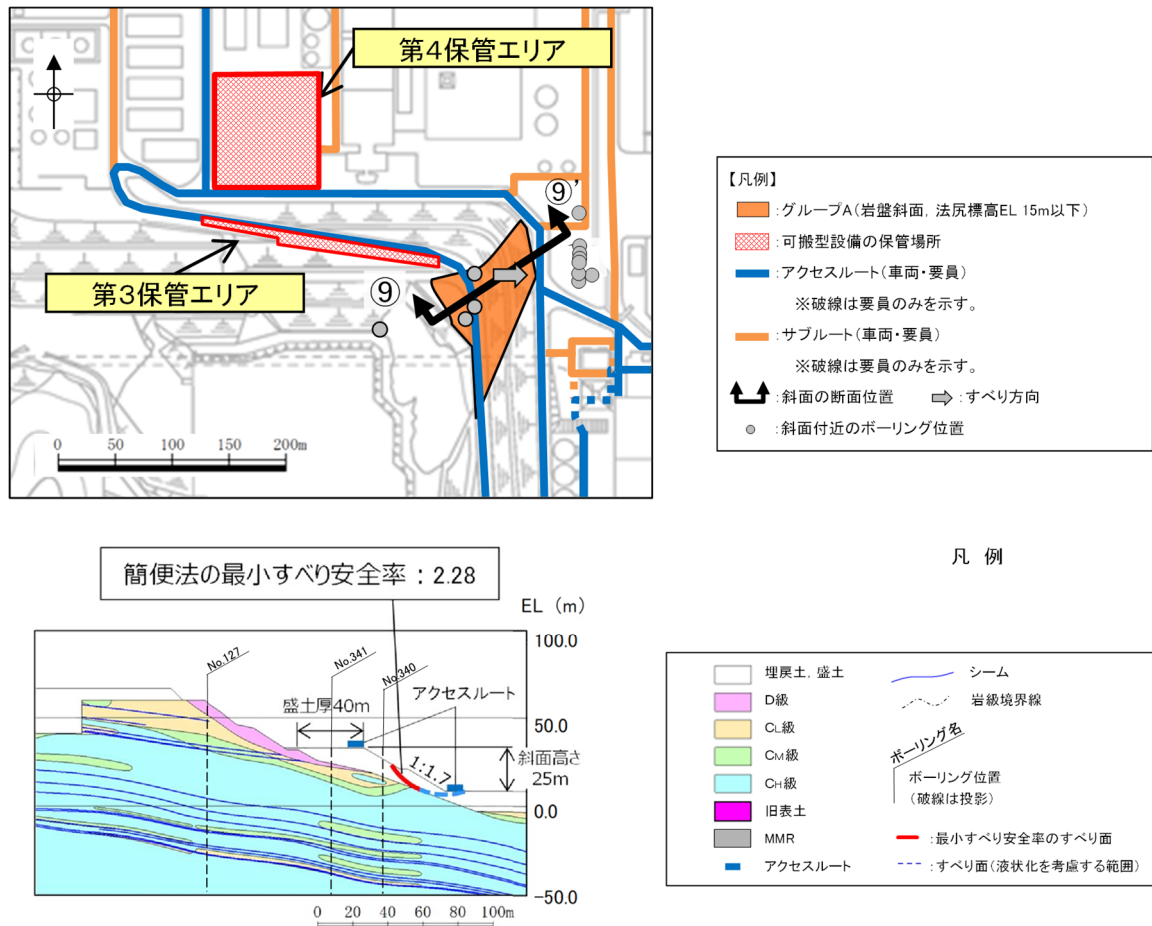


図6 ⑨-⑨' 断面の比較結果

3. グループCにおける評価対象斜面の選定理由（詳細）

グループCの岩盤斜面である⑨-⑨'断面、⑪-⑪'断面～⑬-⑬'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を断面毎に示す。

【⑨-⑨'断面】

⑨-⑨'断面の斜面は自然斜面であり、斜面高さが最も高く、風化帯が最も厚くなる尾根部を通るすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、⑫-⑫'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、⑫-⑫'断面の評価に代表させる。

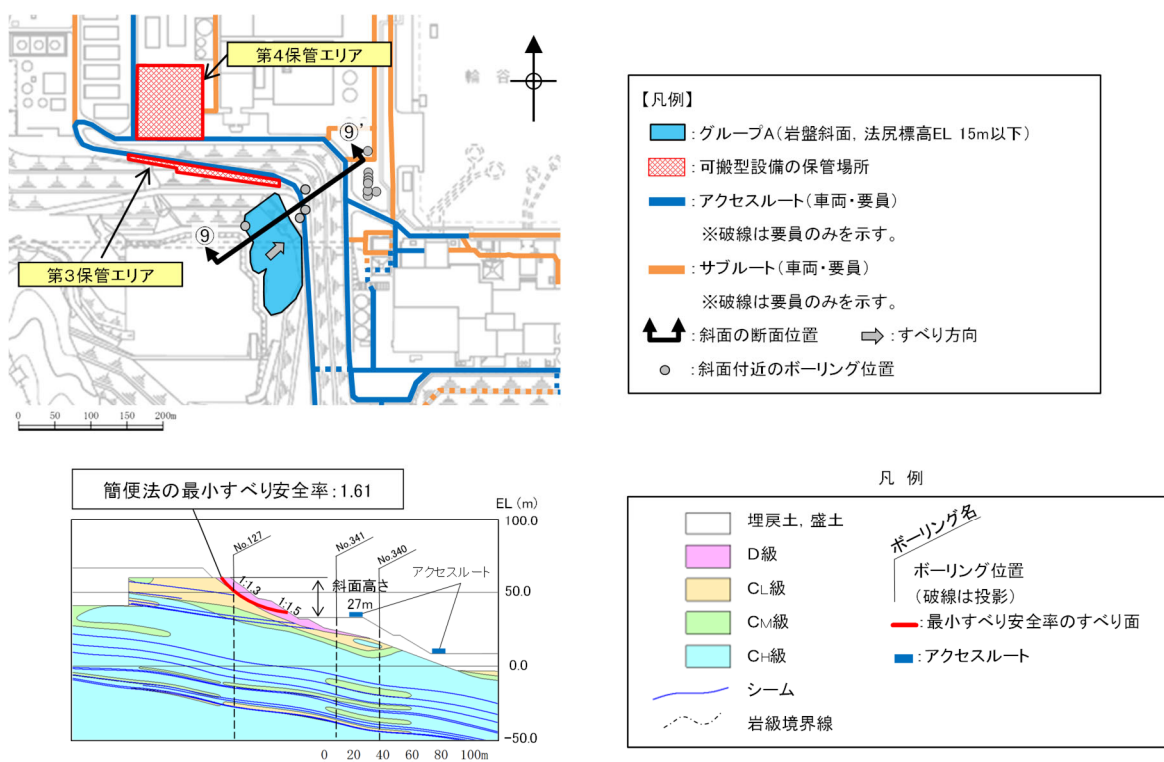


図7 ⑨-⑨'断面の比較結果

【⑪-⑪' 断面】

⑪-⑪' 断面の斜面は自然斜面であり、斜面高さが最も高く、風化帯が最も厚くなる尾根部を通るすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、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。

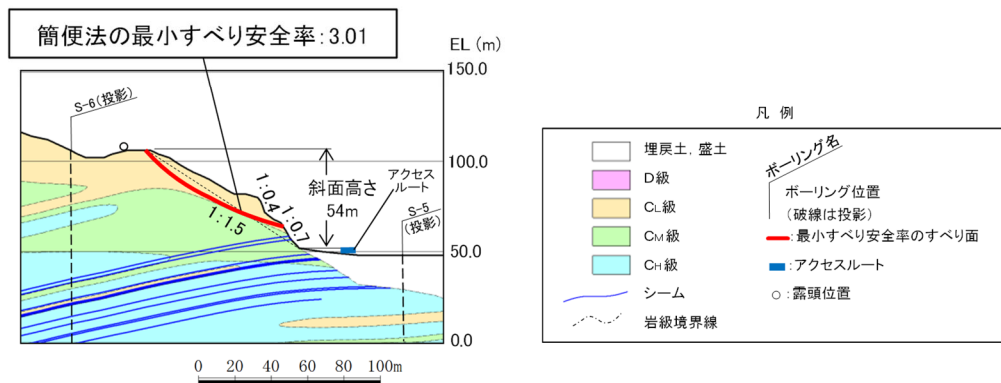
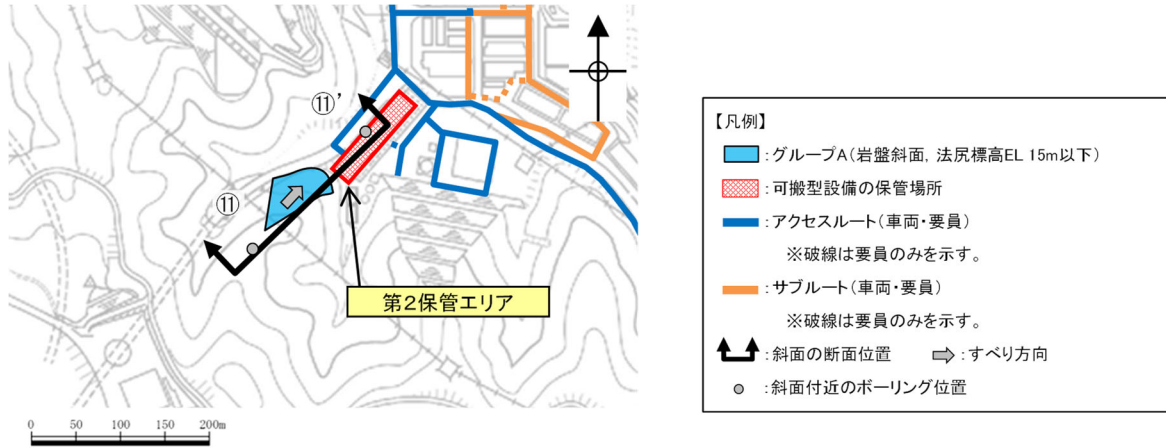


図8 ⑪-⑪' 断面の比較結果

【⑫-⑫' 断面（評価対象斜面）】

⑫-⑫' 断面の斜面は切取斜面であり、斜面高さが最も高く、最急勾配方向となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、D級岩盤及びC_L級岩盤が分布すること、斜面高さが94mとグループC（EL 33m～50m）の斜面で最も高いこと、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。

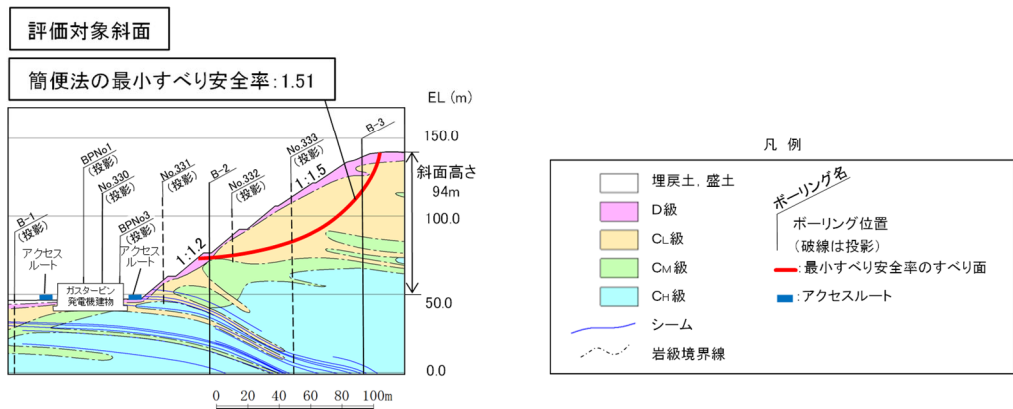
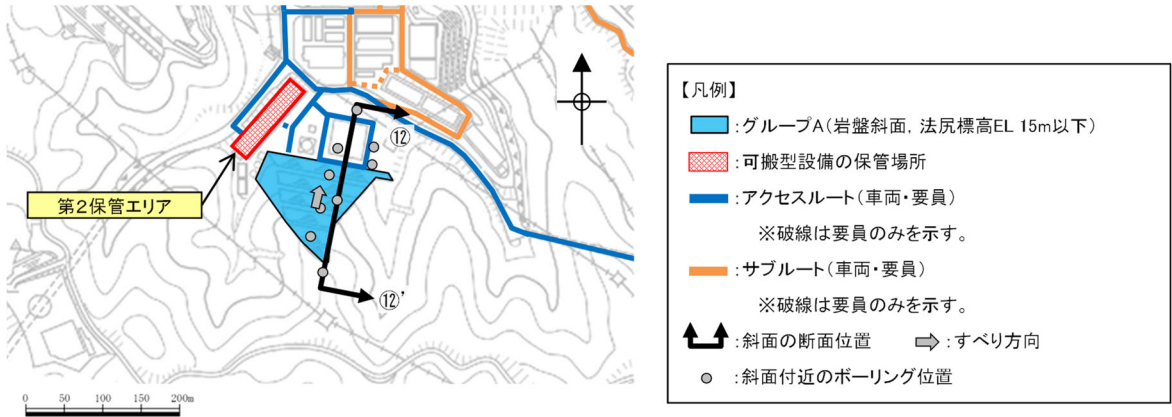


図9 ⑫-⑫' 断面の比較結果

【⑬-⑬' 断面（評価対象斜面）】

⑬-⑬' 断面の斜面は自然斜面であり、斜面高さが最も高く、風化帯が最も厚くなる尾根部を通るすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、D級岩盤及びC_L級岩盤が分布すること、局所的な急勾配部（1:0.7, C_L級岩盤）があること、シームが分布すること、及び⑫-⑫' 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。

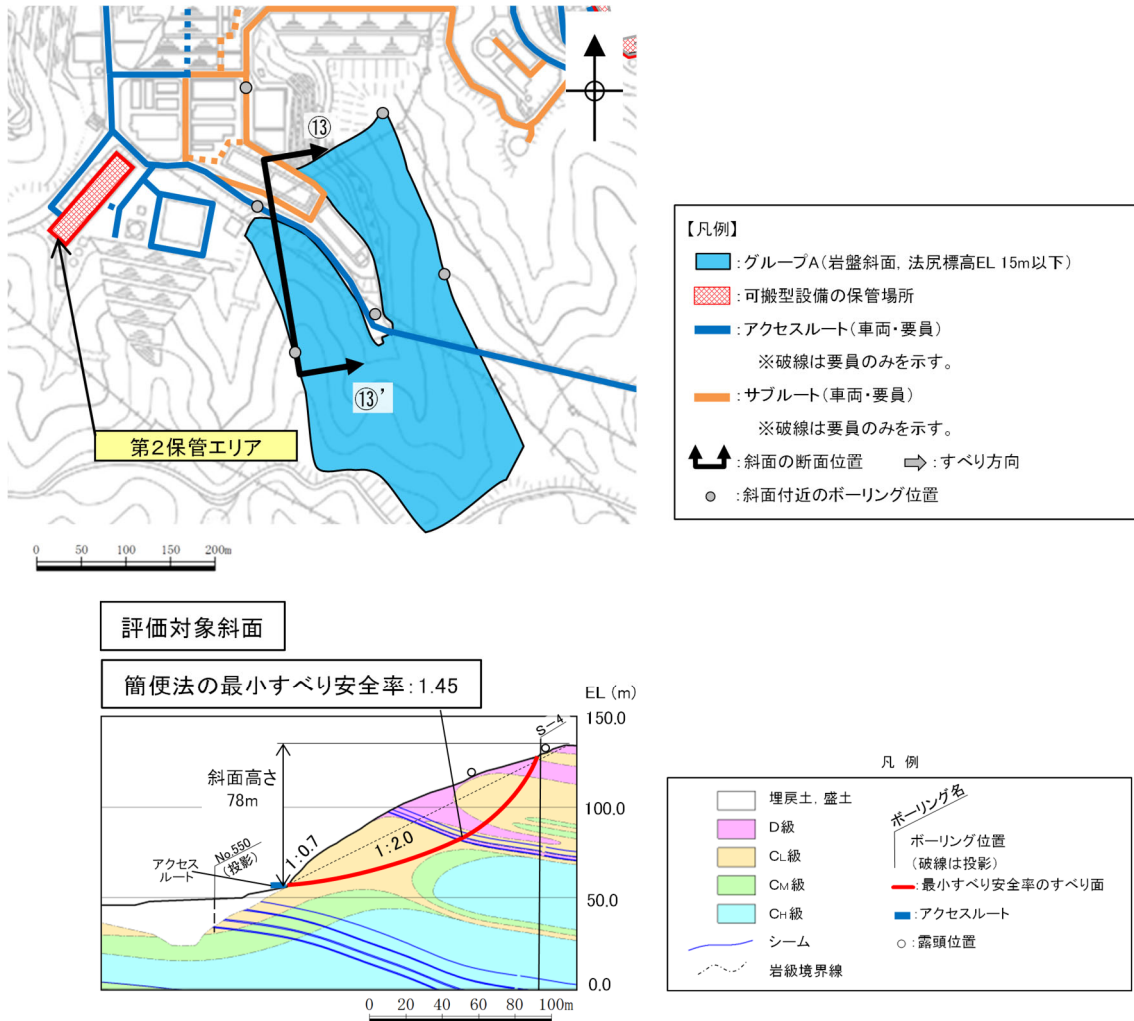


図 10 ⑬-⑬' 断面の比較結果

【⑭-⑭' 断面（評価対象斜面）及び⑮-⑮' 断面】

⑭-⑭' 断面及び⑮-⑮' 断面の斜面は自然斜面であり、斜面高さが最も高く、風化帯が最も厚くなる尾根部を通るすべり方向に断面を設定した。

⑭-⑭' 断面の斜面は、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⑫-⑫' 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。

また、⑮-⑮' 断面の斜面は、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。

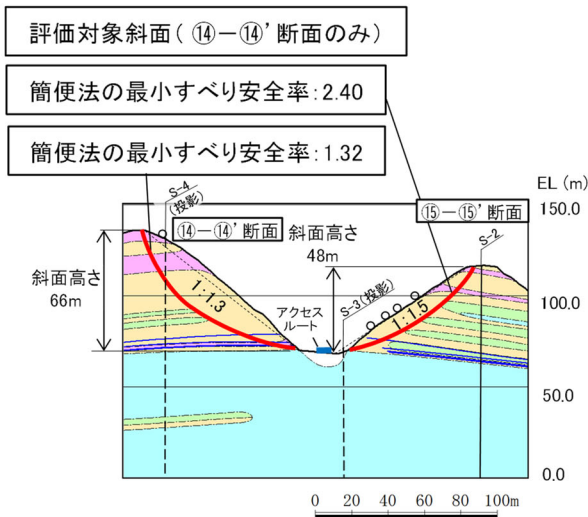
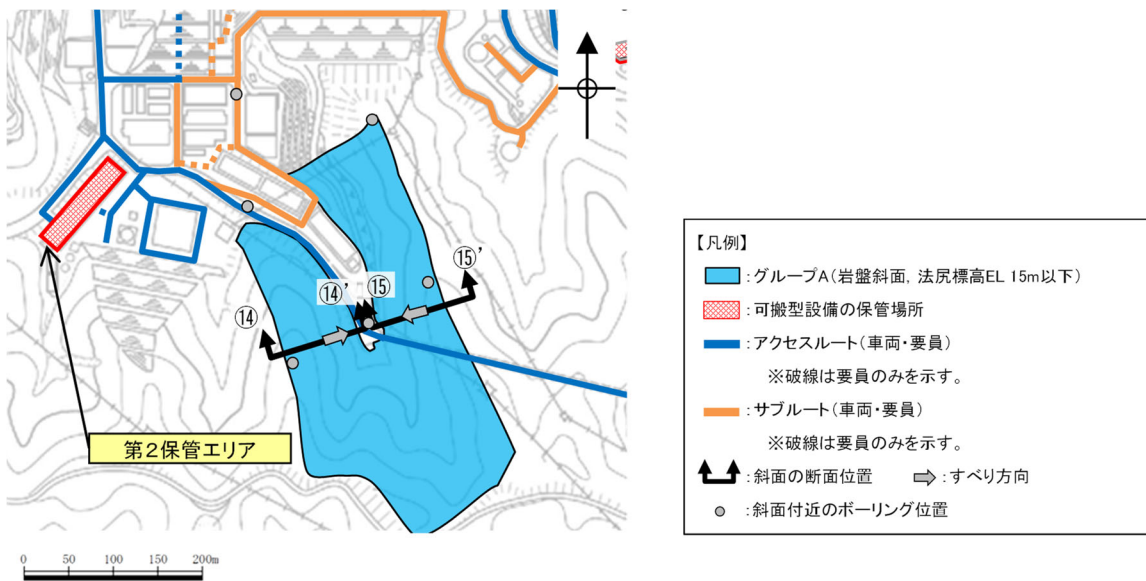


図 11 ⑭-⑭' 断面及び⑮-⑮' 断面の比較結果

【⑩-⑩' 断面】

⑩-⑩' 断面の斜面は切取斜面であり、斜面高さが最も高く、最急勾配方向となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、⑫-⑫' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、平均勾配が 1:1.5 と緩いこと、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。

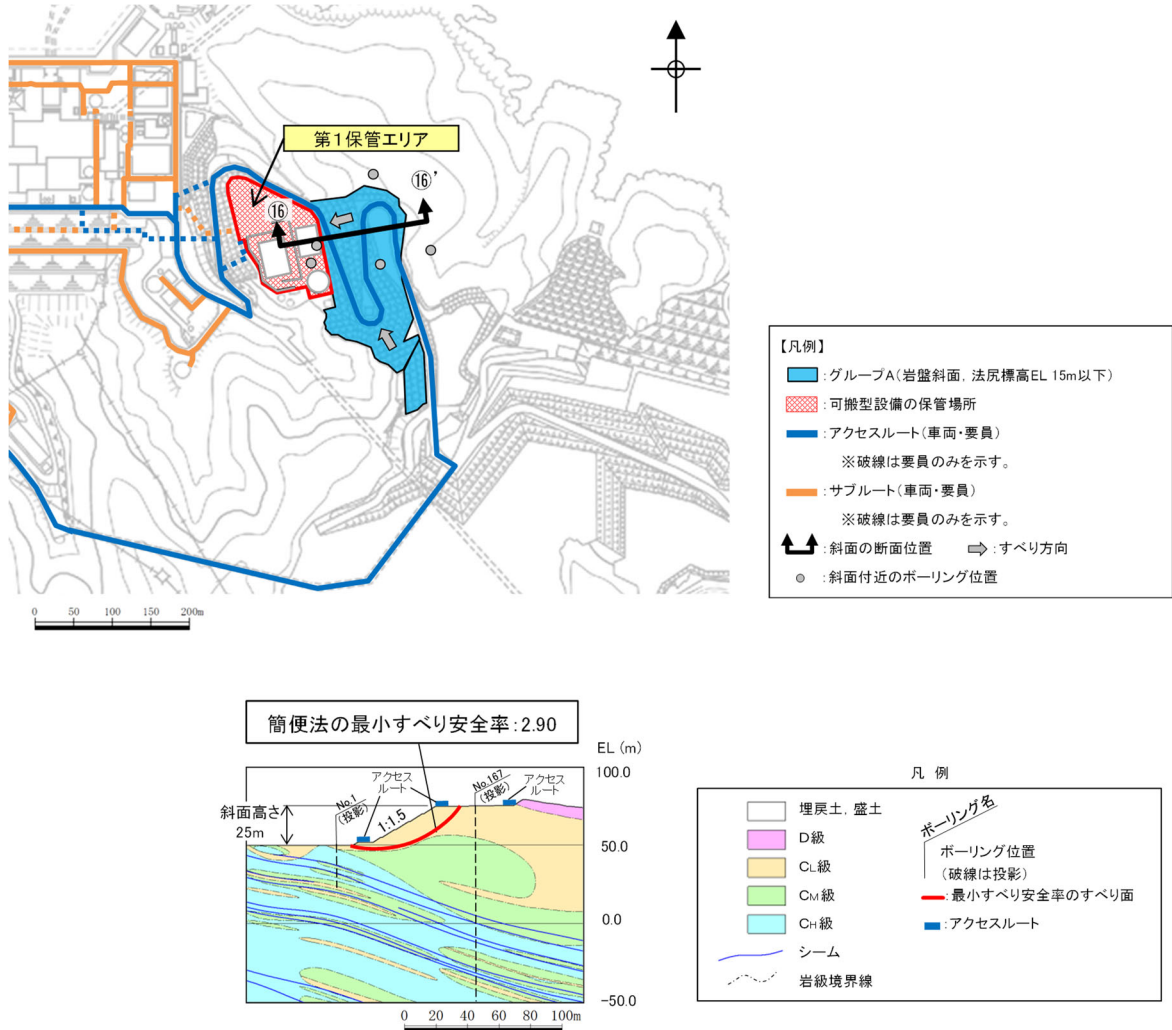


図 12 ⑩-⑩' 断面の比較結果

(参考資料2) すべり安定性評価の基準値の設定について

斜面のすべり安定性評価における評価基準値を1.0としたことについて、以下の理由から、2次元動的有限要素法解析におけるすべり安全率が1.0を上回れば、斜面の安定性は確保できると考えている。

- ・「斜面安定解析入門（社団法人地盤工学会）」*¹において、「有限要素法を用いた動的解析ですべり安全率が1以上であれば、局所安全率が1を下回る所があっても、全体的なすべり破壊は生じないものと考えられる。さらに、このすべり安全率が1を下回っても、それが時間的に短い区間であれば、やはり必ずしも全体的すべりに至らないであろう。」と示されている。
- ・「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説（国土交通省河川局）に係る参考資料」*²において、等価線形化法による動的解析を用いたすべり安定性の検討において、すべり安全率が1を下回る場合にはすべり破壊が発生する可能性があると考えられている。
- ・「道路土工盛土工指針（社団法人日本道路協会）」*³において、「レベル2地震動*⁴に対する設計水平震度に対して、円弧すべり面を仮定した安定解析法によって算出した地震時安全率の値が1.0以上であれば、盛土の変形量は限定的なものにとどまると考えられるため、レベル2地震動の作用に対して性能2*⁵を満足するとみなしてよい。」と示されている。

また、解析に当たっては、以下に示す保守的な評価を行っているため、すべり安全率1.0は評価基準値として妥当であると考えている。

- ・2次元断面による評価であり、現実のすべりブロック（3次元形状）が持つ側方抵抗を考慮していないため、保守的な評価となっている。
- ・各要素の応力状態より、「引張応力が発生した要素」、「せん断強度に達した要素」については、せん断抵抗力の算定に用いる強度に残留強度を採用し、健全強度より低下させることで安全側の評価を実施している。

注記*1：社団法人地盤工学会，P81

*2：国土交通省 国土技術政策総合研究所，平成17年3月，P132

*3：社団法人日本道路協会，平成22年4月，P123

*4：レベル2地震動 供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動。

*5：性能2 想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり、盛土としての機能の回復がすみやかに行い得る性能。

(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

- ADVANF
- AFIMEX
- S-STAN
- CPOSTSK
- TDAPⅢ

・解析コード (ADVANF) の概要

項目	コード名 ADVANF
使用目的	2次元有限要素法による地震応答解析
開発機関	株式会社地盤ソフト工房
開発時期	2012年 (初版開発時期1996年)
使用したバージョン	Ver. 4.0
コードの概要	<p>ADVANF (以下「本解析コードという。」は、2次元有限要素法による地震応答解析を行う解析コードである。本解析コードの主な特徴は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ① 2次元有限要素法による周波数領域の解析プログラムである。 ② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。 ③ 地盤の非線形性はひずみ依存性を用いて等価線形化法により考慮できる。 ④ エネルギー伝達境界によりモデル側方、粘性境界によりモデル下方に伝わるエネルギーの逸散効果を考慮できる。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本解析コードの計算機能が適正であることは、後述する妥当性確認の中で確認している。 ・ 動作環境を満足する計算機にインストールして使用していることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本解析コードは、土木やエネルギー、災害・防災など様々な分野に使用されており、十分な仕様実績があるため信頼性がある。 ・ 原子力産業界において実績のあるSuperFLUSHを用いた地震応答解析結果と、本解析コードによる解析結果を比較し、解がおおむね一致することを確認している。 ・ 本工事計画における用途及び適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

・解析コード (AFIMEX) の概要

コード名 項目	AFIMEX
使用目的	2次元有限要素法による飽和及び不飽和浸透流解析
開発機関	富士通エフ・アイ・ピー株式会社
開発時期	2013年 (初版開発時期1998年)
使用したバージョン	Ver. 6. 3D
コードの概要	<p>AFIMEX (以下「本解析コードという。」は、2次元有限要素法による飽和及び不飽和の浸透流解析を行う解析コードである。本解析コードの主な特徴は、以下のとおりである。</p> <p>①定常解析及び非定常解析を行うことができる。</p> <p>②不飽和透水係数とサクション圧を考慮することによって、飽和領域と不飽和領域が同時に存在する土中の浸透流解析ができる。</p> <p>③降雨の浸透が考慮できる。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードの計算機能が適正であることは、後述する妥当性確認の中で確認している。 ・動作環境を満足する計算機にインストールして使用していることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは、土木やエネルギー、災害・防災など様々な分野に使用されており、十分な仕様実績があるため信頼性がある。 ・既往文献*に示される2次元有限要素法による飽和及び不飽和浸透流解析を、本解析コードを用いて同様に実施し、既往文献における解析結果と、本解析コードによる解析結果がおおむね一致することを確認している。 ・本工事計画における用途及び適用範囲が上述の妥当性確認の範囲内であることを確認している。

注記* : 赤井ほか 有限要素法による飽和-不飽和浸透流の解析 土木学会論文報告集 第284号 1977年8月

・解析コード（S-STAN）の概要

項目	コード名 S-STAN
使用目的	2次元有限要素法による常時応力解析
開発機関	中電技術コンサルタント株式会社
開発時期	2010年（初版開発時期1999年）
使用したバージョン	Ver. 20_SI
コードの概要	<p>S-STAN（以下「本解析コード」という。）は、2次元有限要素法解析を行う解析コードである。本解析コードの主な特徴は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ① 2次元有限要素法による解析プログラムである。 ② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。 ③ 地盤の掘削過程を考慮したステップ解析が可能である。
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・半無限弾性地盤におけるブシネスクの理論解と、本解析コードによる解析解との比較を実施し、解析解が理論解とおおむね一致することを確認している。 ・本解析コードの運用環境について、動作確認を満足する計算機にインストールして用いていることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・原子力産業界において実績のあるTDAPⅢを用いた自重解析結果と、本解析コードによる自重解析結果を比較し、解がおおむね一致することを確認している。

1. 一般事項

本資料は、静的解析（常時応力算出用）解析コードS-S T A Nの概要である。

本解析コードは、中電技術コンサルタント株式会社によって開発された2次元有限要素法解析を行う解析コードである。

2. 解析コードの特徴

本解析コードの主な特徴として、以下の①～③を挙げることができる。

① 2次元有限要素法による解析プログラムである。

② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。

③ 地盤の掘削過程を考慮したステップ解析が可能である。

3. 解析手法

地盤の FEM 解析では、土は連続体として仮定している。通常、全応力解析手法を用いて、地盤の変形、破壊をシミュレートする。ここで、静的全応力解析の理論基礎について説明する。

(1) 釣合い方程式

静的解析では、慣性力は無視できるので x-y 平面上の微小領域に F_x , F_y の荷重が作用する場合の釣合い方程式は (1) 式で表せる。

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + F_x = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + F_y = 0 \end{cases} \quad (1)$$

(2) 変位とひずみの関係

要素内部の変位 $\{u\}$ は、その要素を構成する節点の変位 $\{\delta\}$ を用いて (2) 式のように関係づけられる。

$$\{u\} = [N]\{\delta\} \quad (2)$$

ここに $[N]$ は形状関数と呼ばれる。これらを用いて、ひずみ $\{\varepsilon\}$ は (3) 式のように表される。

$$\{\varepsilon\} = [\bar{D}]\{u\} = [\bar{D}][N]\{\delta\} = [B]\{\delta\} \quad (3)$$

ここに、 $[\bar{D}]$ は、ひずみと要素内変位を関係づけるマトリックス、 $[B]$ は、要素を構成する節点の変位とひずみを関係づけるマトリックスを表す。

(3) 応力とひずみの関係

応力-ひずみ関係は次式のようになる。

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (4)$$

ここに、 $\{\sigma\}$ は応力、 $\{\varepsilon\}$ はひずみ、 $[D]$ は応力-ひずみマトリックスを表す。

(4)有限要素の定式化

有限要素のひずみエネルギー及び外力によるポテンシャルエネルギーの和，すなわち全ポテンシャルエネルギーを求め，ポテンシャルエネルギー最小の原理を適用して有限要素の定式化を行う。その結果，式(5)に示すような要素剛性方程式が導かれる。

$$[k]\{\delta\} = \{f_b\} + \{f_q\} + \{f_p\} \quad (5)$$

ここに， $[k]$ は，要素剛性マトリックス， $\{\delta\}$ は節点変位， $\{f_b\}$ は物体力， $\{f_q\}$ は要素表面力， $\{f_p\}$ は節点集中荷重を表す。

全要素について，要素剛性方程式を組み合わせ，連続体を近似する連立方程式を得ることができる。最終的に，この連立方程式を解くことにより，変位を得られる。

4. 解析フローチャート

解析フローチャートを図1に示す。

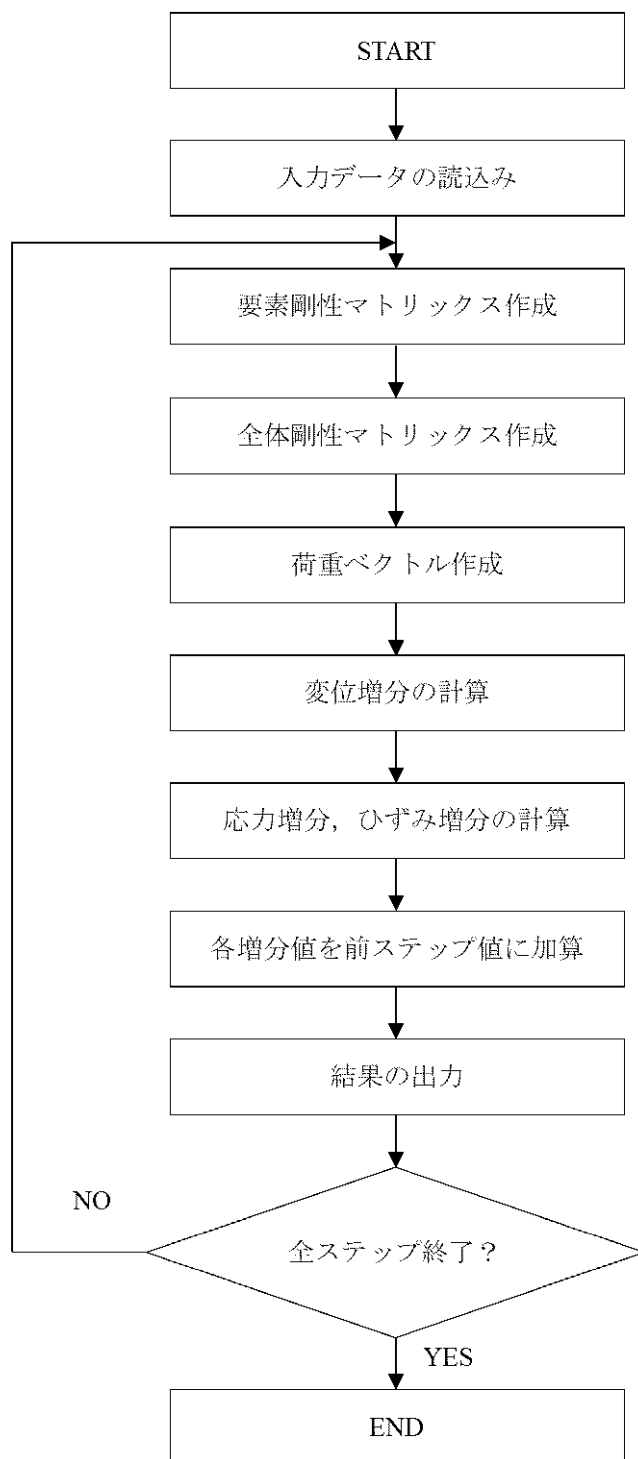


図1 解析フローチャート

5. 検証 (Verification) と妥当性確認 (Validation)

本解析コードを本解析に用いるにあたり、検証として半無限弾性地盤におけるブシネスク (Boussinesq) の理論解と本解析コードによる解析解との比較を、妥当性確認として類似の汎用構造解析プログラム T D A P III による解析結果と、本解析コードによる解析結果との比較を実地した。その詳細な内容については以下のとおりとする。

5.1 検証 (Verification)

平面ひずみ要素の鉛直応力を半無限弾性地盤におけるブシネスク (Boussinesq) の理論解と比較した。図 2 に解析モデル及び境界条件を示す。

比較結果より、解析解が理論解とおおむね一致することを確認した。

(1) 解析モデル

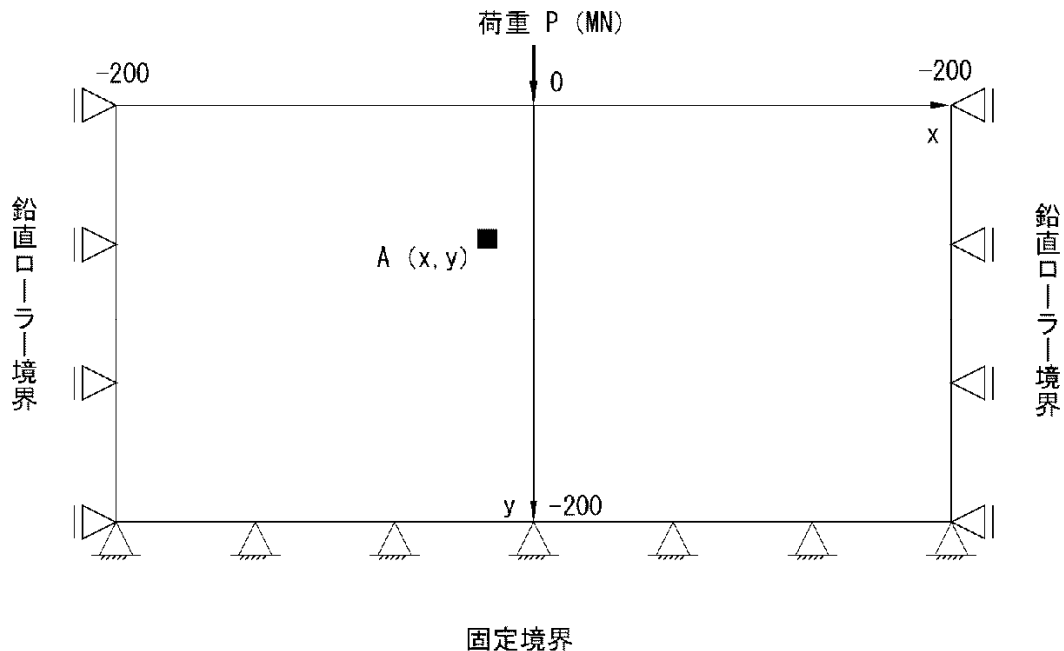


図 2 解析対象とした地盤モデル

(2) 解析条件

- モデルサイズ : X400m×Y200m
- 物性値 : $E=1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$, $\nu=0.49$
- 境界条件 : 底面固定, 側方鉛直ローラー
- 荷重条件 : $P=100 \text{ kN}$ ($X=0, Y=0$)

(3) 鉛直応力

等方均質な半無限弾性地盤の表面に鉛直方向の集中荷重 P が載荷されたときに弾性体内部で発生する応力は 1885 年にブシネスク (Boussinesq) によって求められている。

線荷重が載荷された場合の地盤内応力については、平面変形条件として取り扱うこと

ができ、奥行方向に集中荷重が無限に並んでいると考える。そのとき図2における点Aの鉛直応力 σ_Y の理論解は以下の式で求められる。

$$\sigma_Y = \frac{2PY^3}{\pi(X^2 + Y^2)^2}$$

今回は自重成分を除き、外力による純粋な応力伝播のみを予測する。図2の荷重載荷位置における鉛直応力と深度の関係の結果を図3に示す。

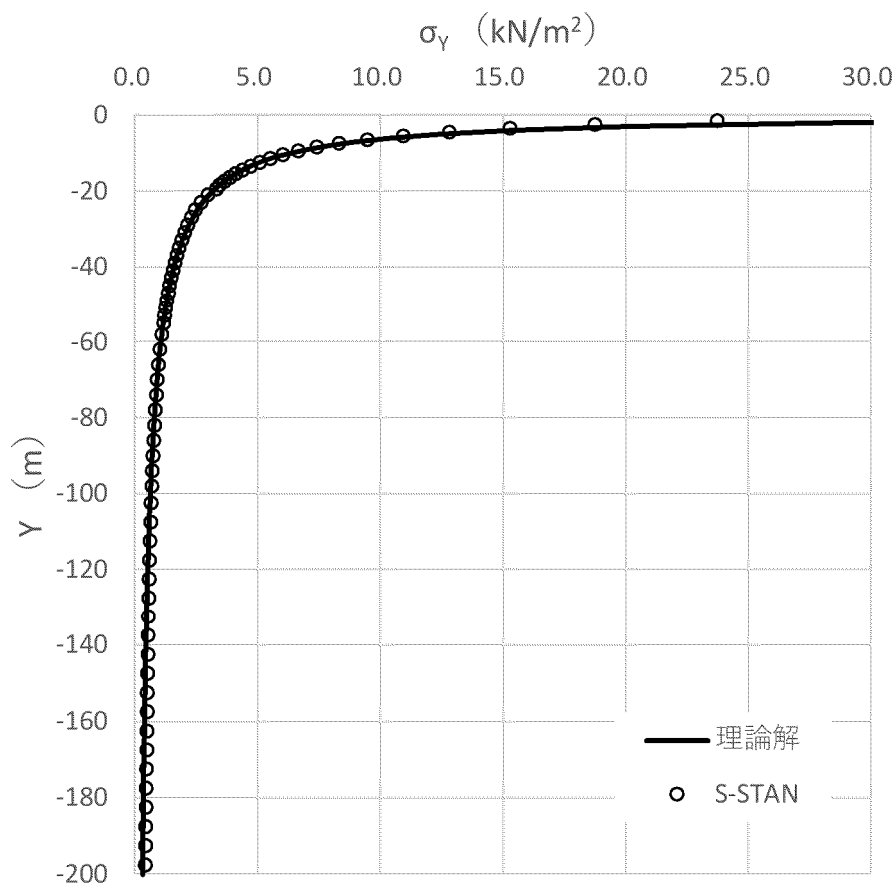


図3 検証結果

5.2 妥当性確認 (Validation)

土木・建築向け汎用構造解析プログラムTDA P IIIとの自重解析結果による比較を実施した。

(1) 検証モデル

検討モデル及び境界条件を図4に示す。

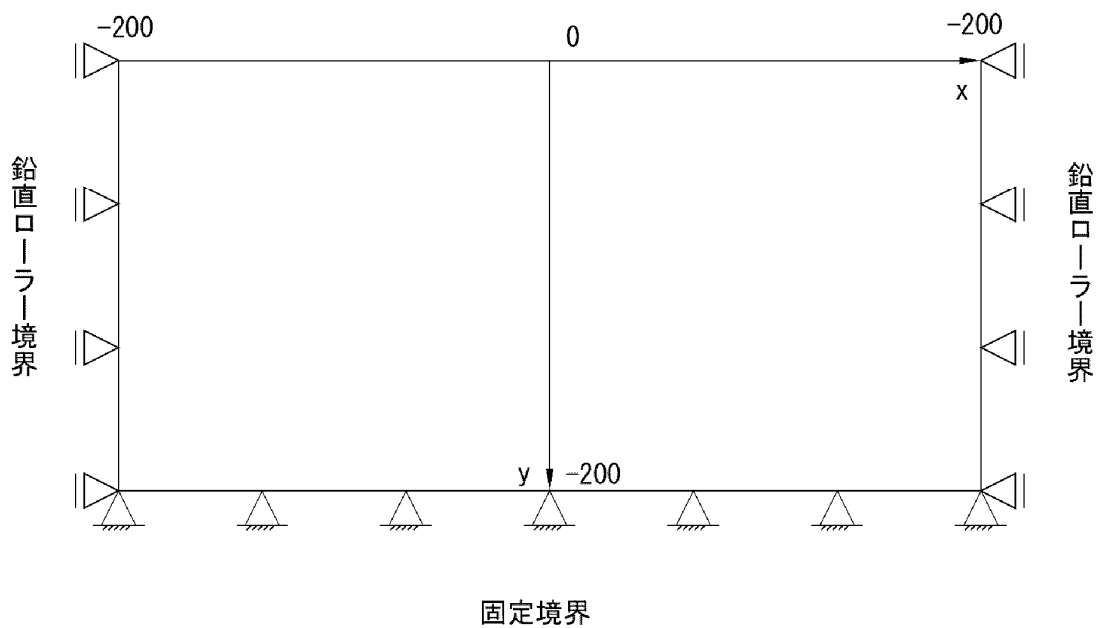


図4 解析モデル

(2) 解析条件

- モデルサイズ : X400m×Y200m
- 物性値 : $E=1.0 \times 10^6 \text{kN/m}^2$, $\nu=0.49$, $\gamma=20 \text{kN/m}^3$
- 境界条件 : 底面固定, 側方鉛直ローラー
- 荷重条件 : 自重のみ

(3) 解析結果

解析結果の応力分布図を図 5, 図 6 に示す。各図より結果はおおむね一致していることが確認できる。

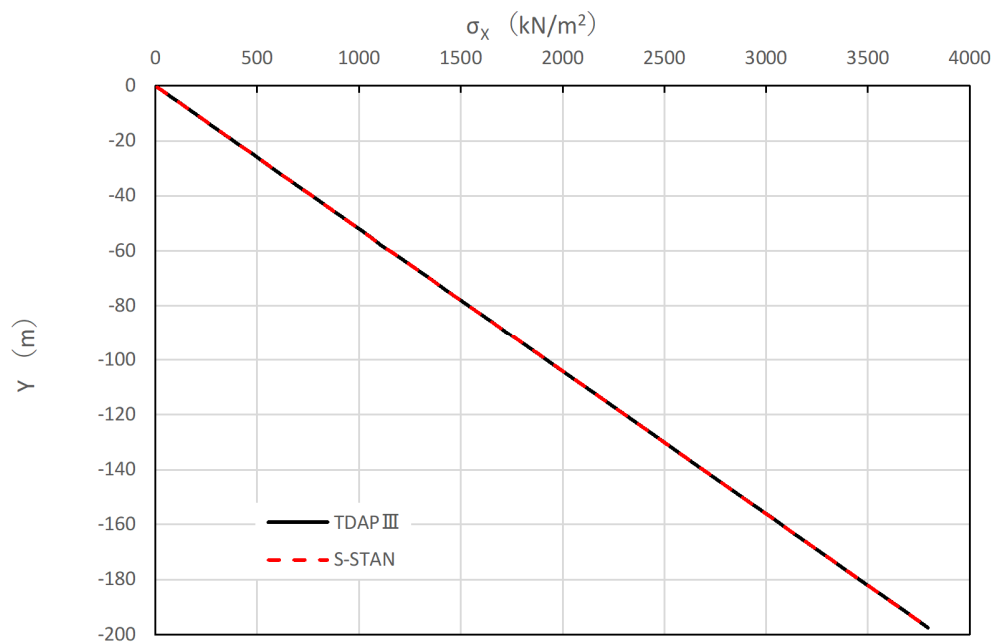


図 5 水平応力 σ_x

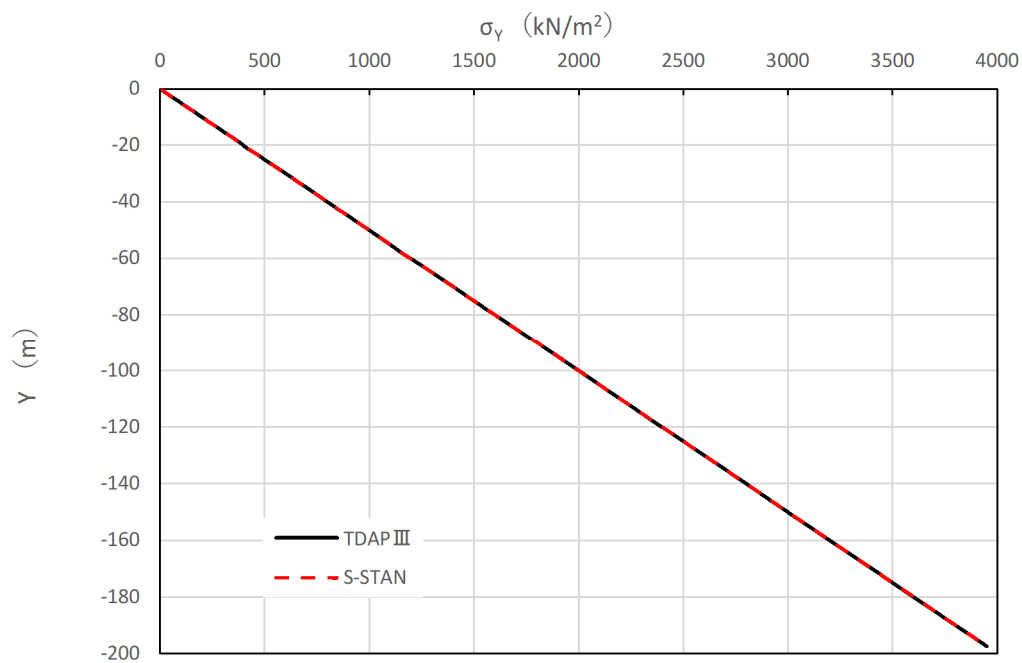


図 6 鉛直応力 σ_y

5.3 評価結果

本解析コードの解析解とブシネスクの理論解との比較を行い、解析解が理論解とおおむね一致していることを確認した。また類似の汎用構造解析プログラムTDA P IIIの解析結果と本解析コードによる解析結果の比較を行い、解がおおむね一致していることを確認した。

以上のことから、本解析コードを本解析に使用することは妥当である。

・解析コード（CPOSTSK）の概要

項目 \ コード名	CPOSTSK
使用目的	すべり安全率の算定
開発期間	中電技術コンサルタント株式会社
開発時期	2013年（初版開発時期 1999年）
使用したバージョン	Ver. 19.1
コードの概要	<p>CPOSTSK（以下「本解析コード」という。）は、すべり安全率算定を行う解析コードである。本解析コードの主な特徴は、以下のとおりである。</p> <p>① 2次元有限要素法による地震応答解析プログラムの地盤応力から、任意のすべり線の安全率を時刻歴で算定することができる。</p> <p>② 要素の破壊状態により、各要素の強度をピーク強度、残留強度、強度なしから判定することができる。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ すべり線が通過する要素ごとの起動力と抵抗力の解析解が、理論解と一致することを確認している。 ・ 本解析コードの運用環境について、動作確認を満足する計算機にインストールして用いていることを確認している。 <p>【妥当性確認 (Validation)】 本解析コードの妥当性確認の内容は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 検証の内容のとおり、すべり安全率算定に関して検証していることから、解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。

1. 一般事項

本資料は、すべり安全率算定用解析コードCPOSTSKの概要である。

本解析コードは、中電技術コンサルタント株式会社によって開発されたすべり安全率算定を行うプログラムである。

2. 解析コードの特徴

本解析コードの主な特徴として、以下の①、②を挙げることができる。

- ① 2次元有限要素法による地震応答解析プログラムの地盤応力から、任意のすべり線の安全率を時刻歴で算定することができる。
- ② 要素の破壊状態により、各要素の強度をピーク強度、残留強度、強度なしから判定することができる。

3. 解析手法

静的解析から得られる常時応力と動的解析から得られる地震時増分応力を足し合わせて、時刻歴のすべり安全率（想定すべり線に沿った要素を対象とした各時刻におけるせん断力とせん断抵抗力の比）を式（1）のように計算する。

$$\text{すべり安全率 } F_s = \frac{\text{すべり線が通る要素の抵抗力の総和の瞬間値}}{\text{すべり線が通る要素の起動力の総和の瞬間値}} = \frac{\sum R_i \cdot L_i}{\sum \tau_i \cdot L_i} \quad (1)$$

なお、すべり安全率を算定する際、破壊要素の抵抗強度に関しては、各時間断面の破壊状態により以下に示した強度低下を考慮する。

(1)せん断破壊

せん断破壊した要素の強度定数には、残留強度を用いる。

(2)引張破壊あるいは複合破壊

引張応力の発生により引張破壊あるいは複合破壊した要素の強度定数は、その要素を通るすべり面の直応力 σ_n により以下に示した強度定数を用いる。

- ・直応力 σ_n が圧縮の場合、強度定数に残留強度を用いる。
- ・直応力 σ_n が引張の場合、強度定数を 0 とする。

4. 解析フローチャート

解析フローチャートを図1に示し、破壊判定のフローチャートを図2に示す。

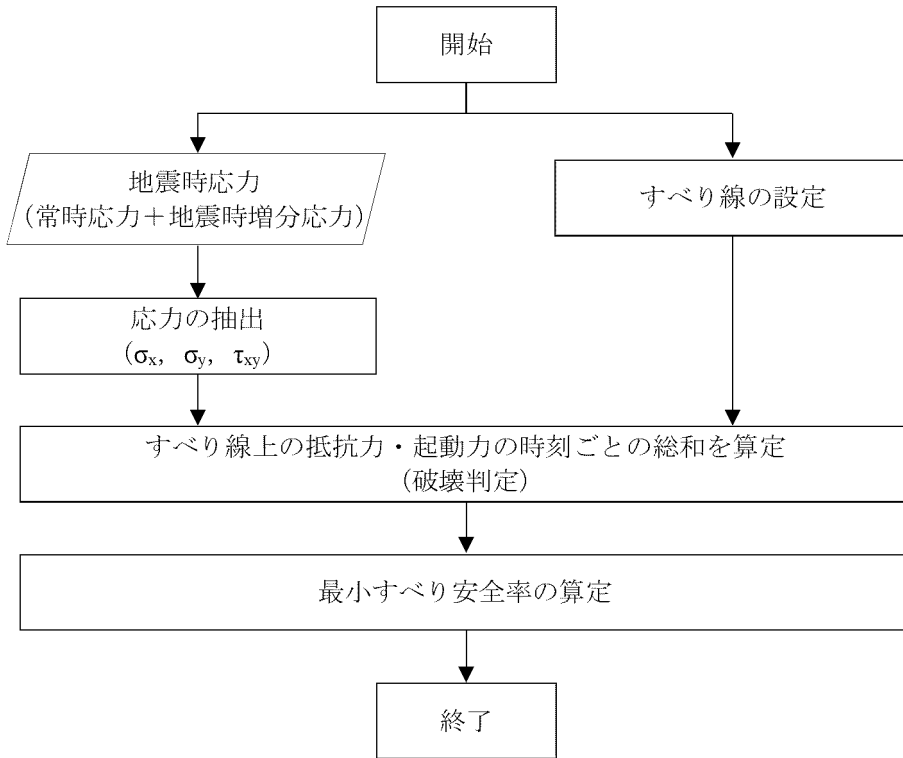


図1 解析フローチャート

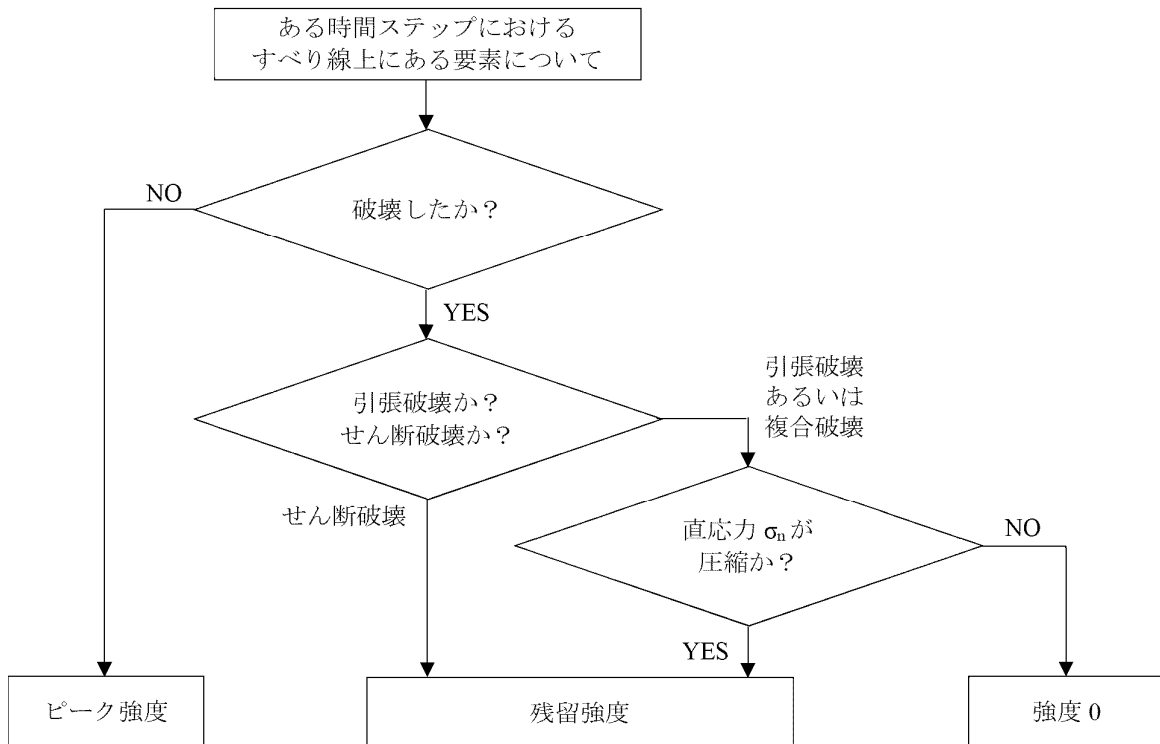


図2 破壊判定フローチャート

5. 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)

本解析コードを本解析に用いることについて、動作確認（動作検証）として理論解との比較を、また妥当性確認を実施した。詳細な内容については下記のとおりとする。

5.1 検証 (Verification)

すべり線が通過する要素ごとの起動力や抵抗力を解析結果と理論解で比較を行った。解析モデル及び検証用すべり線を図3に、本解析コードによる解析解と理論解との比較を表1に示す。起動力及び抵抗力の理論解と解析解は一致することを確認した。

要素番号 186 の理論解を図4に、要素番号 226 の理論解を図5に示す。要素番号 186 及び要素番号 226 において、解析解と理論解は一致していることを確認した。

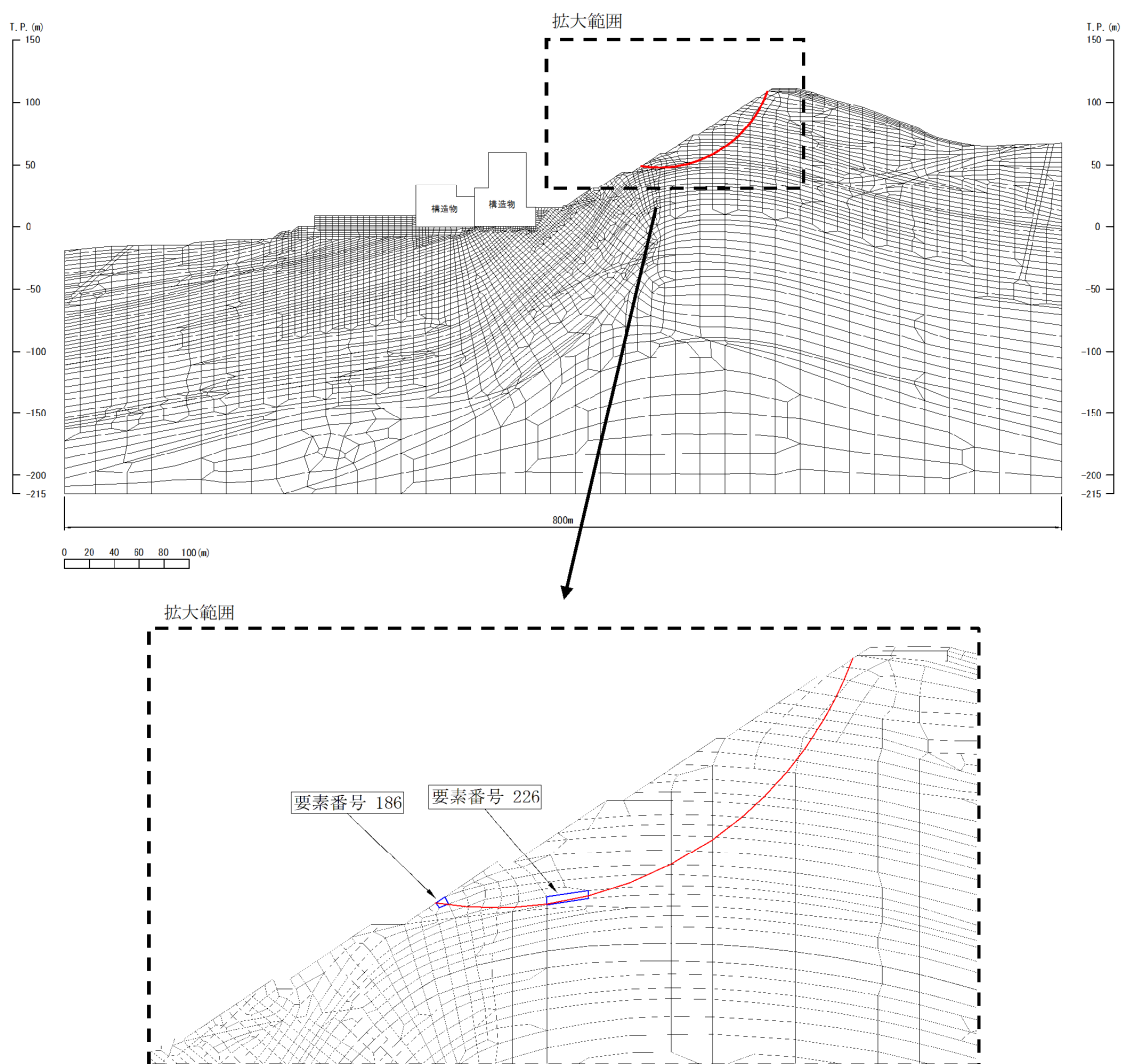


図3 解析モデル及び検証用すべり線

表1 解析コードCPOSTSKによる解析解と論理解との比較

<<< SFMIN >>>											CPOSTSK		理論解	
*** PASS ELEMENT *** (CIRC_01)														
ELEM	MAT	SIG1	SIG3	THETA	ALFA	L	SIGN	TAUF	TAUS	IDN	抵抗力 (kN/m)	起動力 (kN/m)	抵抗力 (kN/m)	起動力 (kN/m)
185	132	19.65	216.05	-48.77	-6.70	0.03	127.88	407.88	-97.68	0	12.64	-3.03	12.64	-3.03
186	132	27.25	200.00	-45.63	-6.70	2.77	131.77	411.77	-84.44	0	1140.20	-233.83	1140.20	-233.83
187	132	35.55	217.94	-41.38	-6.70	0.28	158.87	438.87	-85.35	0	122.88	-23.90	122.88	-23.90
191	132	31.50	211.35	-35.01	-6.70	4.24	170.87	450.87	-75.11	0	1913.51	-318.75	1913.51	-318.75
192	132	29.77	225.37	-31.86	-1.90	0.58	176.58	456.58	-84.64	0	265.27	-49.17	265.27	-49.17
198	132	32.94	215.53	-23.07	-1.90	3.32	191.70	471.70	-61.50	0	1567.94	-204.42	1567.94	-204.42
204	132	21.61	221.10	-18.32	-1.90	3.02	205.16	485.16	-54.09	0	1463.24	-163.13	1463.24	-163.13
202	332	-17.02	228.26	-14.66	-1.90	1.09	216.29	148.73	-52.86	2	161.67	-57.46	161.67	-57.46
208	332	-35.74	254.05	-10.83	1.82	3.91	240.15	157.38	-61.92	2	614.71	-241.86	614.71	-241.86
217	332	-55.31	289.90	-8.55	5.42	7.67	269.78	167.58	-80.88	2	1284.83	-620.08	1284.83	-620.08
226	332	-83.30	328.64	-6.27	10.99	10.19	292.42	175.03	-116.67	2	1783.05	-1188.47	1783.05	-1188.47
240	332	-99.65	403.51	-2.86	17.42	5.81	343.03	190.79	-163.63	2	1108.48	-950.67	1108.49	-950.67
239	132	-80.14	356.99	-0.50	17.42	4.67	315.60	182.39	-127.98	2	851.96	-597.79	851.96	-597.79
251	132	-61.45	449.53	2.23	24.10	4.71	378.66	201.25	-176.62	2	947.87	-831.87	947.87	-831.87
250	122	-12.65	408.80	4.55	24.10	5.97	361.60	196.30	-132.91	2	1171.51	-793.21	1171.52	-793.21
249	132	-104.58	358.78	6.35	24.10	0.28	315.74	182.44	-134.51	2	50.53	-37.26	50.53	-37.26
262	132	-82.42	453.52	7.32	31.15	6.35	366.00	197.59	-198.10	2	1254.28	-1257.53	1254.28	-1257.53
261	122	-80.80	396.83	8.58	31.15	5.34	326.45	185.75	-169.30	2	991.37	-903.54	991.37	-903.54
277	122	-89.00	501.31	10.53	37.59	1.12	379.15	201.39	-239.14	2	225.56	-267.84	225.56	-267.84
276	132	-96.14	458.28	12.50	37.59	4.27	358.58	195.41	-212.91	2	834.03	-908.72	834.03	-908.72
275	332	-127.20	424.97	13.71	37.59	3.57	334.52	188.22	-204.37	2	671.94	-729.59	671.94	-729.59
274	132	-139.87	386.90	15.45	42.66	3.95	276.76	169.91	-214.21	2	670.46	-845.28	670.46	-845.28
289	132	-93.44	481.07	17.81	42.66	0.61	379.60	201.52	-219.09	2	122.12	-132.77	122.12	-132.77
288	122	-172.28	426.48	15.93	42.66	2.80	305.35	179.17	-240.54	2	501.50	-673.26	501.50	-673.26
287	322	-139.78	388.54	17.85	47.48	3.92	259.45	164.08	-227.02	2	643.21	-889.91	643.21	-889.91
286	322	-130.57	332.65	19.03	47.48	4.16	227.52	152.85	-194.03	2	636.32	-807.73	636.32	-807.73
298	232	-116.25	278.31	20.63	52.16	3.52	170.46	130.78	-175.85	2	459.83	-618.29	459.83	-618.29
299	232	-126.95	236.00	19.44	52.16	1.24	130.00	112.98	-165.03	2	139.76	-204.14	139.76	-204.14
314	232	-108.28	356.44	22.62	52.16	2.20	243.46	158.54	-199.35	2	349.11	-438.96	349.11	-438.96
315	232	-103.94	326.91	22.47	56.98	3.10	188.66	138.15	-201.13	2	427.57	-622.49	427.57	-622.49
70	331	-100.88	274.20	25.41	56.98	2.70	171.42	131.18	-167.29	2	353.54	-450.86	353.54	-450.86
71	331	-65.00	264.64	26.94	56.98	2.74	182.04	135.51	-142.84	2	371.16	-391.24	371.16	-391.24
73	331	-44.98	222.48	28.49	61.62	2.72	142.59	118.76	-122.41	2	322.80	-332.72	322.80	-332.72
74	231	-5.02	178.81	33.00	61.62	3.16	136.63	116.06	-77.30	2	366.28	-243.95	366.28	-243.95
69	231	-7.06	132.10	33.65	61.62	0.49	79.43	86.59	-67.49	2	42.00	-32.73	42.00	-32.73
72	231	46.30	95.72	22.41	65.00	4.50	73.08	318.86	-24.62	0	1435.82	-110.87	1435.82	-110.87
75	231	51.43	74.19	-67.18	68.15	3.16	62.94	313.47	11.38	0	990.55	35.95	990.55	35.95
78	231	34.88	79.94	-88.14	68.15	2.28	72.65	318.63	16.59	0	726.47	37.82	726.47	37.82

	CPOSTSK		理論解	
Σ=	26996.0	-17103.5	26996.0	-17103.5
安全率Fs=	1.578		1.578	

(Fs=抵抗力/起動力)

ここに

- ELEM : すべり線が通過する要素番号
- MAT : すべり線が通過する要素の材料番号
- SIG1 : 最小主応力
- SIG3 : 最大主応力
- THETA : x 軸と最大主応力方向のなす角度
- ALFA : x 軸とすべり線のなす角度
- L : 要素を通過するすべり線長さ
- SIGN : すべり線上に作用する垂直力 (σ_n)
- TAUF : すべり線上に作用する強度 (τ_f)
- TAUS : すべり線上に作用するせん断力 (τ_s)
- IDN : 要素の破壊タイプ
- 0 : 非破壊
- 1 : せん断破壊
- 2 : 引張破壊
- 抵抗力 : すべり線上に作用する抵抗力 (TAUF×L)
- 起動力 : すべり線上に作用する起動力 (TAUS×L)

要素番号		186	
【すべり線】			
	X座標	Y座標	
始点	55.717	49.120	
終点	58.467	48.797	
すべり線長			2.77 (m)
すべり線角度 (x軸となす角度α)			-6.70 (度)
【応力】			
	静的解析	動的解析	静的+動的
最小主応力 σ_1			27.25 (kN/m ²)
最大主応力 σ_3			200.00 (kN/m ²)
x軸と σ_3 方向のなす角度 θ			-45.63
垂直応力 σ_n			131.77 (kN/m ²)
せん断応力 τ_n			-84.44 (kN/m ²)
【強度】			
粘着力C			280.0 (kN/m ²)
内部摩擦角度 ϕ			45 (度)
残留強度 α			8.156
残留強度 β			0.54
せん断強度 τ			411.77 (MN/m ²)
※要素186は破壊していないことからピーク強度を用いる。			
【理論解】			
起動力			-233.83 (MN/m)
抵抗力			1140.20 (MN/m)

解析結果より

$$\sigma_n = \sigma_1 \sin^2(\alpha - \theta) + \sigma_3 \cos^2(\alpha - \theta)$$

$$\tau_s = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin(\alpha - \theta) \cos(\alpha - \theta)$$

ピーク強度 $\tau = C + \tan \phi$

残留強度 $\tau = \alpha \cdot \sigma^\beta$

すべり長×せん断応力 τ_s

すべり長×せん断強度 τ

図4 すべり線の要素番号186の理論解

要素番号		226	
【すべり線】			
	X座標	Y座標	
始点	82.500	48.853	
終点	92.500	50.794	
すべり線長			10.19 (m)
すべり線角度 (x軸となす角度α)			10.98 (度)
【応力】			
	静的解析	動的解析	静的+動的
最小主応力 σ_1			-83.30 (kN/m ²)
最大主応力 σ_3			328.64 (kN/m ²)
x軸と σ_3 方向のなす角度 θ			-6.27
垂直応力 σ_n			292.42 (kN/m ²)
せん断応力 τ_n			-116.67 (kN/m ²)
【強度】			
粘着力C			600.0 (kN/m ²)
内部摩擦角度 ϕ			28 (度)
残留強度 α			8.156
残留強度 β			0.54
せん断強度 τ			175.03 (MN/m ²)
※要素226は引張破壊しており、かつ σ_n が圧縮であることから残留強度を用いる。			
【理論解】			
起動力			-1188.47 (MN/m)
抵抗力			1783.05 (MN/m)

解析結果より

$$\sigma_n = \sigma_1 \sin^2(\alpha - \theta) + \sigma_3 \cos^2(\alpha - \theta)$$

$$\tau_s = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin(\alpha - \theta) \cos(\alpha - \theta)$$

ピーク強度 $\tau = C + \tan \phi$

残留強度 $\tau = \alpha \cdot \sigma^\beta$

すべり長×せん断応力 τ_s

すべり長×せん断強度 τ

図5 すべり線の要素番号226の理論解

5.2 妥当性確認 (Validation)

すべり安全率の算定に本解析コードを使用することは、次のとおり、本解析の適用範囲に対して検証されており、妥当である。

- ・ 検証の内容のとおり、すべり安全率算定に関して検証していることから、解析の目的に照らして本解析に適用することは妥当である。

・解析コード（TDAPⅢ）の概要

項目 \ コード名	TDAPⅢ
使用目的	3次元有限要素法（ソリッド要素，ジョイント要素）による応力解析
開発機関	大成建設株式会社 株式会社アーク情報システム
開発時期	1994年
使用したバージョン	Ver. 3.12
コードの概要	<p>TDAPⅢ（以下「本解析コード」という）は，2次元及び3次元の有限要素解析の汎用プログラムである。</p> <p>主として，地盤～構造物連成系の地震応答解析を行うものである。</p> <p>また，土木・建築分野に特化した要素群，材料非線形モデルを数多くサポートしており，日本国内では，建設部門を中心として，官公庁，大学，民間問わず，多くの利用実績がある。</p> <p>本解析コードの主な特徴は，以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ① 2次元及び3次元有限要素プログラムである。 ② 地盤～構造物連成系モデルの相互作用解析が可能である。 ③ 線形要素，平面要素，立体要素等を用いることができる。 ④ 静的解析を引継いだ動的解析を行うことができる。 ⑤ 地盤及び構造物の非線形を考慮できる。
検証(Verification)及び 妥当性確認(Validation)	<p>【検証(Verification)】</p> <p>本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <p>今回の工認申請で使用する3次元有限要素法（ソリッド要素，ジョイント要素）による静的解析の検証として，理論式から想定される応力やひずみと一致することを確認している。</p> <p>本解析コードの運用環境について，開発機関から提示されていた要件を満足していることを確認している。</p> <p>【妥当性確認(Validation)】</p> <p>本解析コードの妥当性確認の内容は，以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本解析コードは，国内の土木・建築分野における使用実

	<p>績を有しており，妥当性は十分に確認されている。</p> <ul style="list-style-type: none">・ 今回の工認申請で行う 3次元有限要素法による静的応力解析の用途，適用範囲が，上述の妥当性確認範囲内にあることを確認している。
--	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

1. 一般事項

T D A P IIIは、2次元及び3次元の有限要素解析を行う汎用プログラムである。土木・建築分野に特化した要素群、材料非線形モデルを多数準備し、FEMのモデル化を容易にしている。

解析対象としては、地盤と構造物の連成モデルの耐震解析に用いられることが多く、高速道路（全体モデル、橋脚、杭基礎等）、橋梁、地下トンネル、上下水道施設、原子力発電所施設、起振実験や静的加力実験等の数値シミュレーション等の解析にも多くの実績がある計算機コードであり、3次元有限要素法による静的解析に用いる。

2. 解析コードの特徴

T D A P IIIは、2次元及び3次元の有限要素解析の汎用プログラムである。

主な特徴を下記に示す。

- ・ 2次元及び3次元有限要素プログラムである。
- ・ ばね要素、はり要素、平面要素、立体要素等、多くの要素が用意されており、種々のタイプの構造物の解析を行うことができる。
- ・ 静的解析後に、同じモデルを使い、解析条件および荷重条件を変更し動的解析を行うことができる。

3. 解析手法

3.1 剛性方程式

多自由度系の剛性方程式は一般に下式で表わされる。

$$[K]\{U\}=\{F\}$$

ここで,

[K] : 剛性マトリクス

{U} : 変位ベクトル

{F} : 荷重ベクトル

[K]は以下のとおりである。

$$\begin{aligned}
 [K] &= \int_e [\hat{B}]^T [D] [\hat{B}] dv \\
 &= \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D] [B] \det[J] dr ds dt \\
 &= \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \begin{bmatrix} \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ Q_{xi} & 0 & 0 & Q_{yi} & 0 & Q_{zi} \\ 0 & Q_{yi} & 0 & Q_{xi} & Q_{zi} & 0 \\ 0 & 0 & Q_{zi} & 0 & Q_{yi} & Q_{xi} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \cdots & C1Q_{xj} & C2Q_{yj} & C2Q_{zj} & \cdots \\ \cdots & C2Q_{xj} & C1Q_{yj} & C2Q_{zj} & \cdots \\ \cdots & C2Q_{xj} & C2Q_{yj} & C1Q_{zj} & \cdots \\ \cdots & C3Q_{xj} & C3Q_{yj} & 0 & \cdots \\ \cdots & 0 & C3Q_{zj} & C3Q_{yj} & \cdots \\ \cdots & C3Q_{zj} & 0 & C3Q_{xj} & \cdots \end{bmatrix} \times \det[J] dr ds dt \\
 &= \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \begin{bmatrix} \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \cdots B_{ij}(1,1) & B_{ij}(1,2) & B_{ij}(1,3) \cdots \\ \cdots B_{ij}(2,1) & B_{ij}(2,2) & B_{ij}(2,3) \cdots \\ \cdots B_{ij}(3,1) & B_{ij}(3,2) & B_{ij}(3,3) \cdots \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots \end{bmatrix} \det[J] dr ds dt
 \end{aligned}$$

ここに,

$$Q_{xi} = \frac{\partial Q_i}{\partial x}$$

$$Q_{yi} = \frac{\partial Q_i}{\partial y}$$

$$Q_{zi} = \frac{\partial Q_i}{\partial z}$$

$$B_{ij}(1,1) = C1 \cdot Q_{xi} \cdot Q_{xj} + C3 \cdot (Q_{yi} \cdot Q_{yj} + Q_{zi} \cdot Q_{zj})$$

$$B_{ij}(1,2) = C2 \cdot Q_{xi} \cdot Q_{yi} + C3 \cdot Q_{yi} \cdot Q_{xj}$$

$$B_{ij}(1,3) = C2 \cdot Q_{xi} \cdot Q_{zi} + C3 \cdot Q_{zi} \cdot Q_{xj}$$

$$B_{ij}(2,1) = C2 \cdot Q_{yi} \cdot Q_{xi} + C3 \cdot Q_{xi} \cdot Q_{yj}$$

$$B_{ij}(2,2) = C1 \cdot Q_{yi} \cdot Q_{yj} + C3 \cdot (Q_{xi} \cdot Q_{xj} + Q_{zi} \cdot Q_{zj})$$

$$B_{ij}(2,3) = C2 \cdot Q_{yi} \cdot Q_{zi} + C3 \cdot Q_{zi} \cdot Q_{yj}$$

$$B_{ij}(3,1) = C2 \cdot Q_{zi} \cdot Q_{xi} + C3 \cdot Q_{xi} \cdot Q_{zj}$$

$$B_{ij}(3,2) = C2 \cdot Q_{zi} \cdot Q_{yi} + C3 \cdot Q_{yi} \cdot Q_{zj}$$

$$B_{ij}(3,3) = C1 \cdot Q_{zi} \cdot Q_{zj} + C3 \cdot (Q_{yi} \cdot Q_{yj} + Q_{xi} \cdot Q_{xj})$$

ここに,

$$C1 = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}(1-\nu)$$

$$C2 = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}\nu$$

$$C3 = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}(0.5-\nu)$$

4. 解析フローチャート

本コードを用いた解析フローチャートを図1に示す。

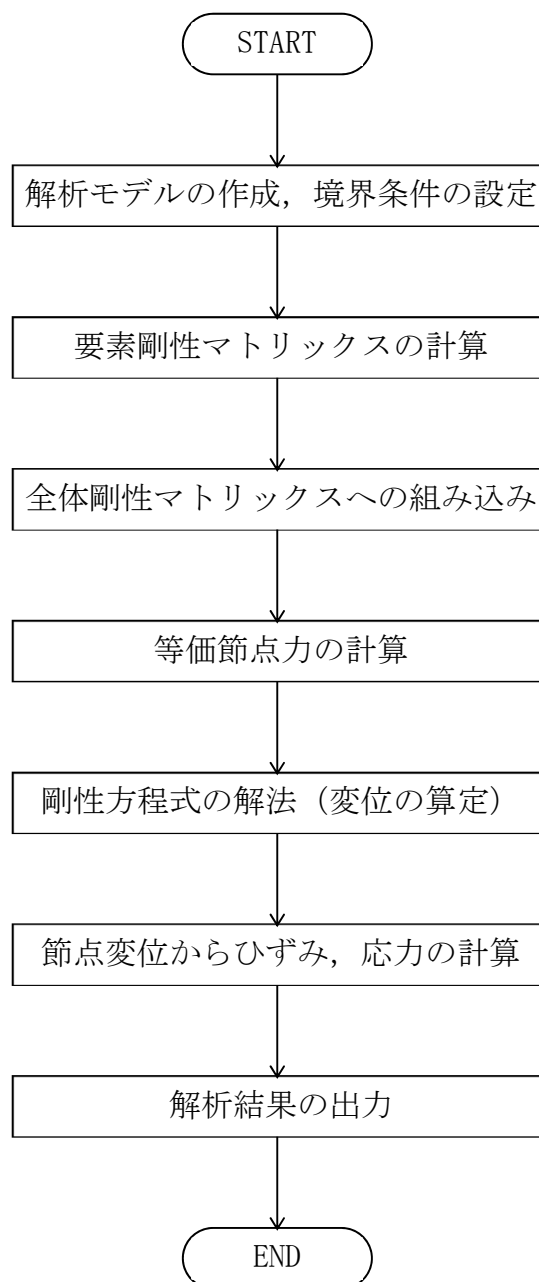


図1 解析フローチャート

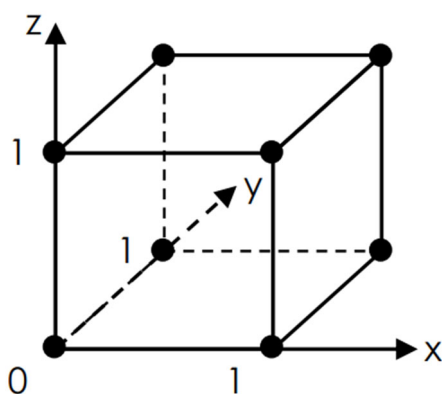
5. 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)

解析コードTDA P IIIの検証として、TDA P IIIの3次元ソリッド要素と3次元ジョイント要素による解析結果と理論式により算定する理論解との比較検証を行う。

5.1 3次元有限要素法 (ソリッド要素) による静的解析の検証

5.1.1 解析条件

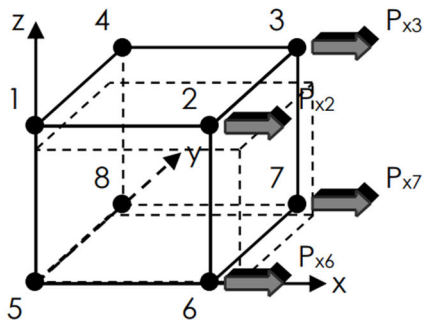
単位辺長のソリッド要素 (8 節点 6 面体要素) を用い、単位辺長での単純引張問題、単純せん断問題での精度を検証する。解析モデルと物性値は図 2 に示す。



ヤング率(E)	せん断弾性係数(G)	ポアソン比	辺の長さ(a,b,c)
10.0 MPa	4.0 MPa	0.25	1.0 m

図 2 解析モデルと物性値

単純引張問題における解析条件を図3に、単純せん断問題における解析条件を図4に示す。



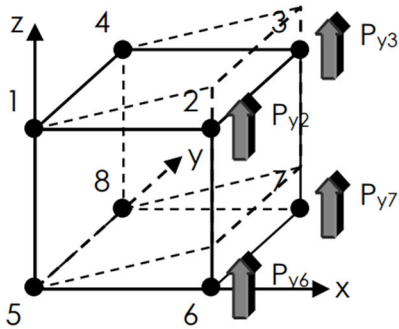
荷重条件 : $P_{x2}=P_{x3}=P_{x6}=P_{x7}=P=250\text{N}$

境界条件 : $U_1=V_1=0, V_2=0, U_4=0,$

$U_5=V_5=W_5=0, V_6=W_6=0,$

$W_7=0, U_8=W_8=0,$

図3 解析条件 (単純引張問題)



荷重条件 : $P_{y2}=P_{y3}=P_{y6}=P_{y7}=P=250\text{N}$

境界条件 : $U_1=V_1=W_1=0, U_2=V_2=0,$

$U_3=V_3=0, U_4=V_4=W_4=0,$

$U_5=V_5=W_5=0, U_6=V_6=0,$

$U_7=V_7=0, U_8=V_8=W_8=0,$

図4 解析条件 (単純せん断問題)

5.1.2 解析結果

単純引張問題における解析結果（変位）を表 1 に，単純せん断問題における解析結果を表 2 に示す。

解析結果と理論解は一致しており，解析コード T D A P III が検証されていることを確認した。

表 1 解析結果（単純引張問題）

	理論解	8 節点 6 面体要素
U ₂ , U ₃ , U ₆ , U ₇	$4P/E = 1.00E-04$	1.00E-04
V ₃ , V ₄ , V ₇ , V ₈	-0.25E-04	-0.25E-04
W ₁ , W ₂ , W ₃ , W ₄	-0.25E-04	-0.25E-04

表 2 解析結果（単純せん断問題）

	理論解	8 節点 6 面体要素
W ₂ , W ₃ , W ₆ , W ₇	$4P/G = 0.25E-03$	0.25E-03

5.2 3次元有限要素法（ジョイント要素）による静的解析の検証

5.2.1 解析条件

解析モデルは非線形3次元ジョイント要素1要素のモデルとし、静的に強制変位を入力する。解析モデル図を図5に、3次元ジョイント要素の物性パラメータを表3に非線形材料パラメータを表4に示す。

解析モデルの節点1から節点4には、図6に示す強制変位波形を直方向（z方向）とせん断1方向（x方向）を入力する。解析時には、荷重ステップをさらに10分割して強制変位を入力している。不釣合い力の反復補正は行わず、不釣合い力は次の積分ステップに持ち越すこととする。

また、3次元ジョイント要素の要素応答値の初期値を表5に示す。

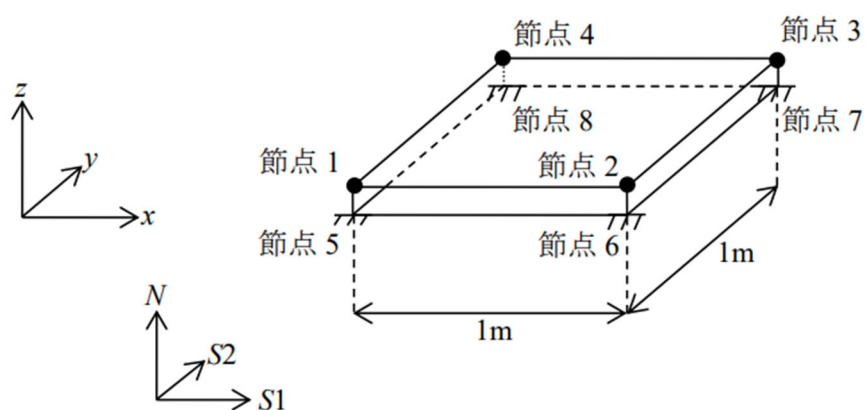


図5 解析モデル図

表3 物性パラメータ

名称	記号	値 (単位)
単位面積あたりのせん断方向剛性	k_s	157.9137 (N/m ³)
単位面積あたりの直方向剛性	k_N	631.6547 (N/m ³)

表4 非線形材料のパラメータ

名称	記号	値 (単位)
粘着力	C	5.0 (N/m ²)
動摩擦係数	μ_d	0.40 (-)

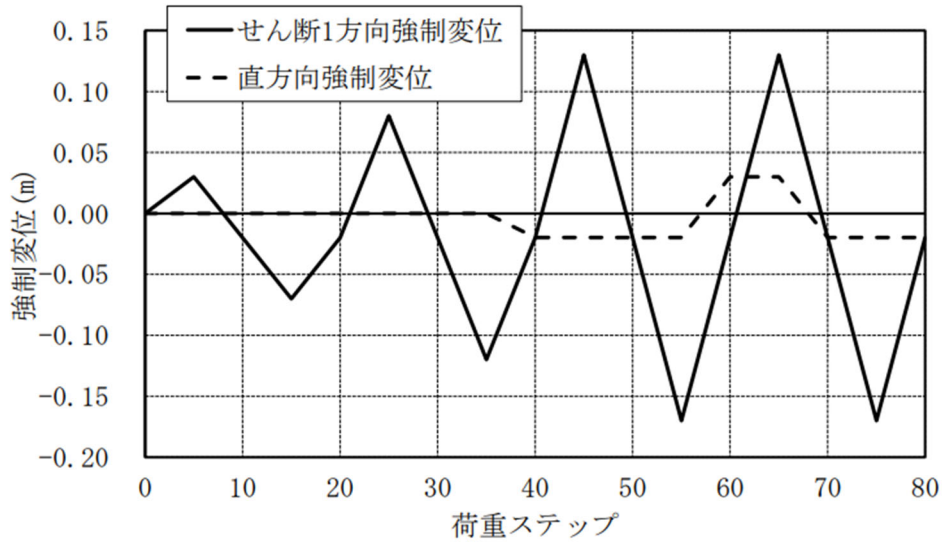


図6 強制変形波形

表5 3次元ジョイント要素 (JOINT3D) に与える初期値

名称	記号	値 (単位)
直応力	$\sigma_{N,0}$	-12.5 (N/m ²)
せん断1方向応力	$\tau_{S1,0}$	3.158273 (N/m ²)
せん断2方向応力	$\tau_{S2,0}$	0.0 (N/m ²)
直方向変形量	$\epsilon_{N,0}$	-0.019789 (m)
せん断1方向変形量	$\gamma_{S1,0}$	0.02 (m)
せん断2方向変形量	$\gamma_{S2,0}$	0.00 (m)

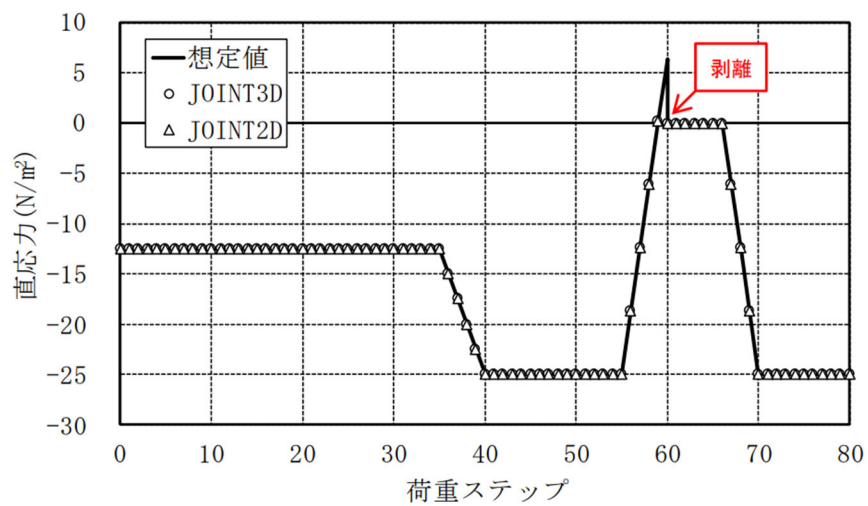
5.2.2 検証方法

T D A P IIIから出力された3次元ジョイント要素 (JOINT3D) の応力について、次の2点を確認する。

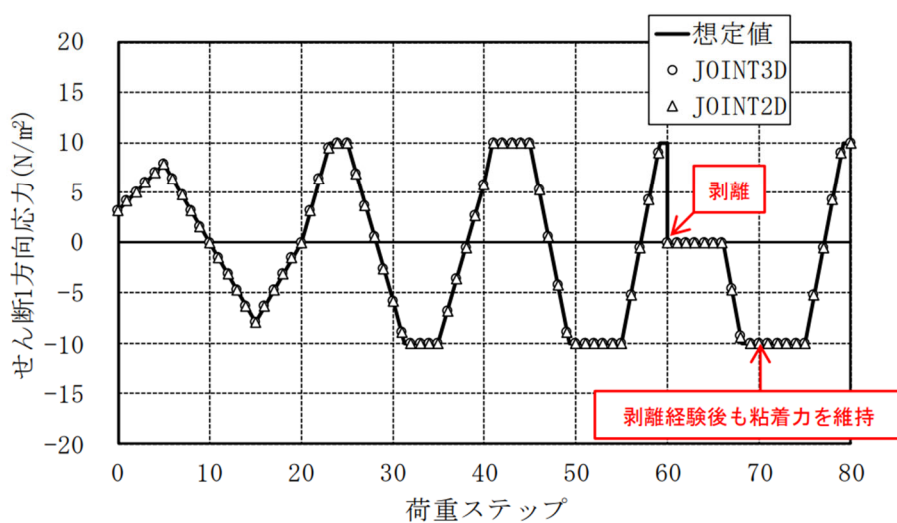
- ①入力した強制変位に対して想定される応力 (別途表計算ソフトで計算した理論解) と一致すること
- ②2次元ジョイント要素 (JOINT2D) を用いた等価2次元モデルから得られた応力と一致すること

5.2.3 解析結果

直応力とせん断1方向応力の変化を図7に、せん断1方向とせん断1方向変形量の関係を図8に示す。図には、入力した強制変位に対して想定される応力と等価2次元モデルから得られた応力値 (JOINT2D) をあわせて示す。これより、3者が良く一致していることから、3次元ジョイント要素 (JOINT3D) は正常に動作していることを確認できる。



(a) 直応力



(b) せん断1方向応力

図7 直応力とせん断1方向応力

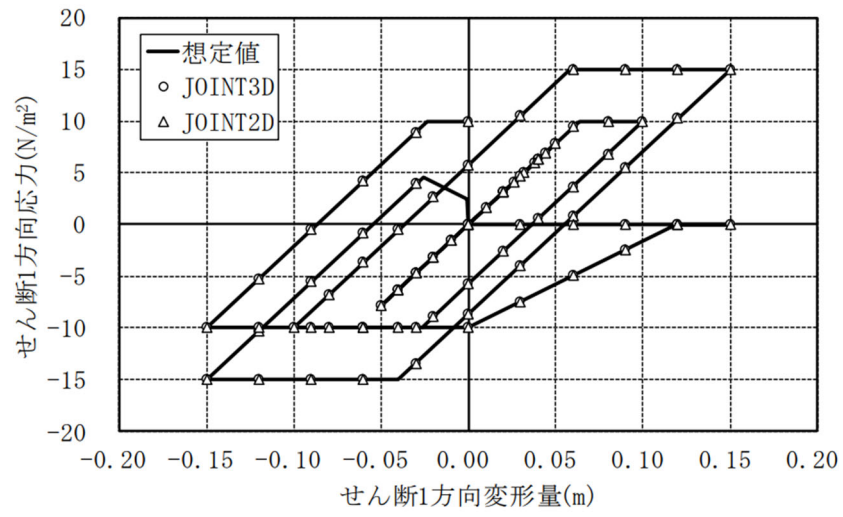


図8 せん断1方向応力—せん断1方向変形量の関係

5.3 まとめ

以上に述べたように、本計算機コードについて、

- ・ 本解析コードは、国内の土木・建築分野における使用実績を有しており、妥当性は十分に確認されている。

また、3次元有限要素法による静的解析（ソリッド要素、ジョイント要素）については、

- ・ ソリッド要素を用いた3次元静的解析の結果、理論解と一致していることを確認した。
- ・ ジョイント要素を用いた3次元静的解析の結果、理論解と概ね一致していることを確認した。

したがって、本計算機コードの当該機能は適切なものである。

また、上記に加えて、開発機関が提示するマニュアルにより、今回の工認申請で使用する3次元有限要素法による静的解析に、本計算機コードが適用できることを確認している。

以上から、本計算機コードを、抑止杭周辺斜面における3次元有限要素法による静的解析に使用することは妥当である。

(参考資料4) D級岩盤等の間隙率の設定について

1. D級岩盤の間隙率の設定方法

令和3年9月15日付け「原規規発第2109152号」をもって許可を受けた「島根原子力発電所 発電用原子炉設置変更許可申請書」のうち、添付書類六に記載の密度試験結果により、式(1)及び(2)のとおり算定する。算定結果を表1に示す。

$$e = G_s / \rho_d - 1 \quad \dots\dots\dots (1)$$

e : 間隙比

G_s : 土粒子の比重 (真比重, g/cm³)

ρ_d : 乾燥密度 (g/cm³)

$$n = e / (1 + e) \quad \dots\dots\dots (2)$$

n : 間隙率

表1 D級岩盤の間隙率の算定結果

岩種	強制乾燥 密度 ρ _d (g/cm ³)		土粒子の 比重 G _s (g/cm ³)		間隙比 e		間隙率 n	
安山岩	2.434	2.394	2.741	2.740	0.126	0.145	0.112	0.126
安山岩	2.429		2.745		0.130		0.115	
安山岩	2.320		2.734		0.178		0.151	
凝灰岩	2.051	1.833	2.731	2.717	0.332	0.530	0.249	0.325
凝灰岩	2.178		2.804		0.287		0.223	
凝灰岩	1.552		2.665		0.717		0.418	
凝灰岩	1.522		2.731		0.794		0.443	
凝灰岩	2.232		2.643		0.184		0.156	
凝灰岩	1.462		2.730		0.867		0.464	
火山礫凝灰岩	1.326	1.742	2.729	2.705	1.058	0.609	0.514	0.356
火山礫凝灰岩	1.847		2.657		0.439		0.305	
火山礫凝灰岩	2.052		2.730		0.330		0.248	
凝灰角礫岩	2.112	2.091	2.675	2.669	0.267	0.276	0.210	0.216
凝灰角礫岩	2.071		2.660		0.284		0.221	
凝灰角礫岩	2.091		2.671		0.277		0.217	
凝灰質頁岩	1.362	1.787	2.791	2.700	1.049	0.569	0.512	0.335
凝灰質頁岩	2.052		2.647		0.290		0.225	
凝灰質頁岩	1.947		2.661		0.367		0.268	
黒色頁岩	2.134	2.208	2.615	2.632	0.225	0.193	0.184	0.161
黒色頁岩	2.204		2.618		0.188		0.158	
黒色頁岩	2.286		2.662		0.164		0.141	
ドレライト	2.092	2.226	2.790	2.767	0.334	0.248	0.250	0.196
ドレライト	2.416		2.806		0.161		0.139	
ドレライト	2.169		2.706		0.248		0.198	
平均	—	2.04	—	2.70	—	0.37	—	0.25

2. シームの間隙率の設定方法

平成 11 年の島根原子力発電所 3 号機関係の地質調査において、試掘坑から採取した試料を用いて実施した密度試験結果により、式 (1) ～ (3) のとおり算定する。試料採取位置を図 1 に、算定結果を表 2 に示す。

$$\rho d = \rho t / (1 + w/100) \dots\dots\dots (3)$$

ρt : 湿潤密度 (g/cm³)

w : 含水比

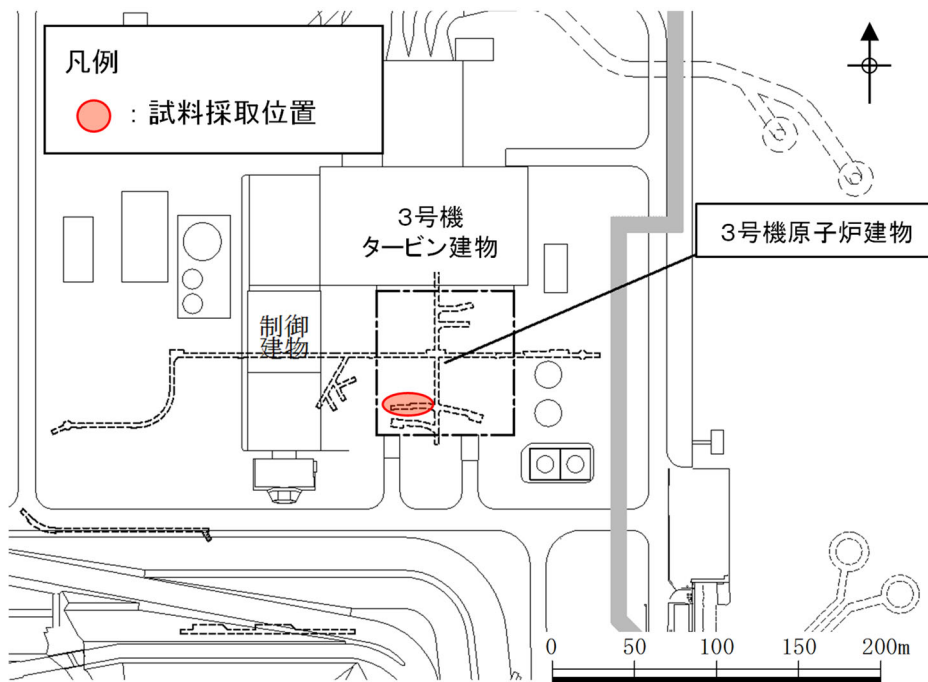


図 1 試料採取位置図 (シーム)

表2 シームの間隙率の算定結果

土粒子の比重 Gs (g/cm ³)	湿潤密度 ρt (g/cm ³)	含水比 w (%)	間隙比 e	間隙率 n				
2.75	2.095	14.2	0.50	0.333				
	2.330	12.2	0.32	0.245				
	2.348	12.3	0.32	0.240				
	2.177	12.9	0.43	0.299				
	1.963	18.4	0.66	0.397				
	2.320	12.0	0.33	0.247				
	2.311	9.8	0.31	0.235				
	2.304	12.1	0.34	0.253				
	2.317	11.8	0.33	0.246				
	2.305	11.3	0.33	0.247				
	2.304	12.9	0.35	0.258				
	2.180	15.2	0.45	0.312				
	2.205	13.2	0.41	0.292				
	2.230	9.0	0.34	0.256				
	2.107	12.8	0.47	0.321				
	2.065	11.1	0.48	0.324				
	2.196	9.6	0.37	0.271				
	2.249	10.8	0.35	0.262				
	2.165	10.9	0.41	0.290				
	2.249	10.9	0.36	0.263				
	2.302	9.2	0.30	0.233				
	2.295	11.0	0.33	0.248				
	2.269	11.1	0.35	0.257				
	2.294	10.3	0.32	0.244				
	2.172	14.0	0.44	0.307				
	2.264	13.3	0.38	0.273				
	2.276	10.0	0.33	0.248				
	2.275	10.4	0.33	0.251				
	2.197	9.7	0.37	0.272				
	2.154	9.8	0.40	0.287				
	2.207	7.7	0.34	0.255				
	2.021	5.3	0.43	0.302				
	2.248	9.5	0.34	0.253				
2.142	9.6	0.41	0.289					
2.319	8.2	0.28	0.221					
2.260	9.4	0.33	0.249					
2.331	11.9	0.32	0.243					
2.155	11.5	0.42	0.297					
2.322	9.8	0.30	0.231					
2.194	11.8	0.40	0.286					
2.259	10.6	0.35	0.257					
2.318	9.6	0.30	0.231					
2.277	10.8	0.34	0.253					
2.307	9.1	0.30	0.231					
—	—	2.23	—	10.5	—	0.37	—	0.27

3. 旧表土の間隙率の設定方法

1982年の島根原子力発電所2号機関係の地質調査において、ボーリングから採取した試料を用いて実施した密度試験結果により、式(2)のとおり算定する。試料採取位置を図2に、算定結果を表3に示す。

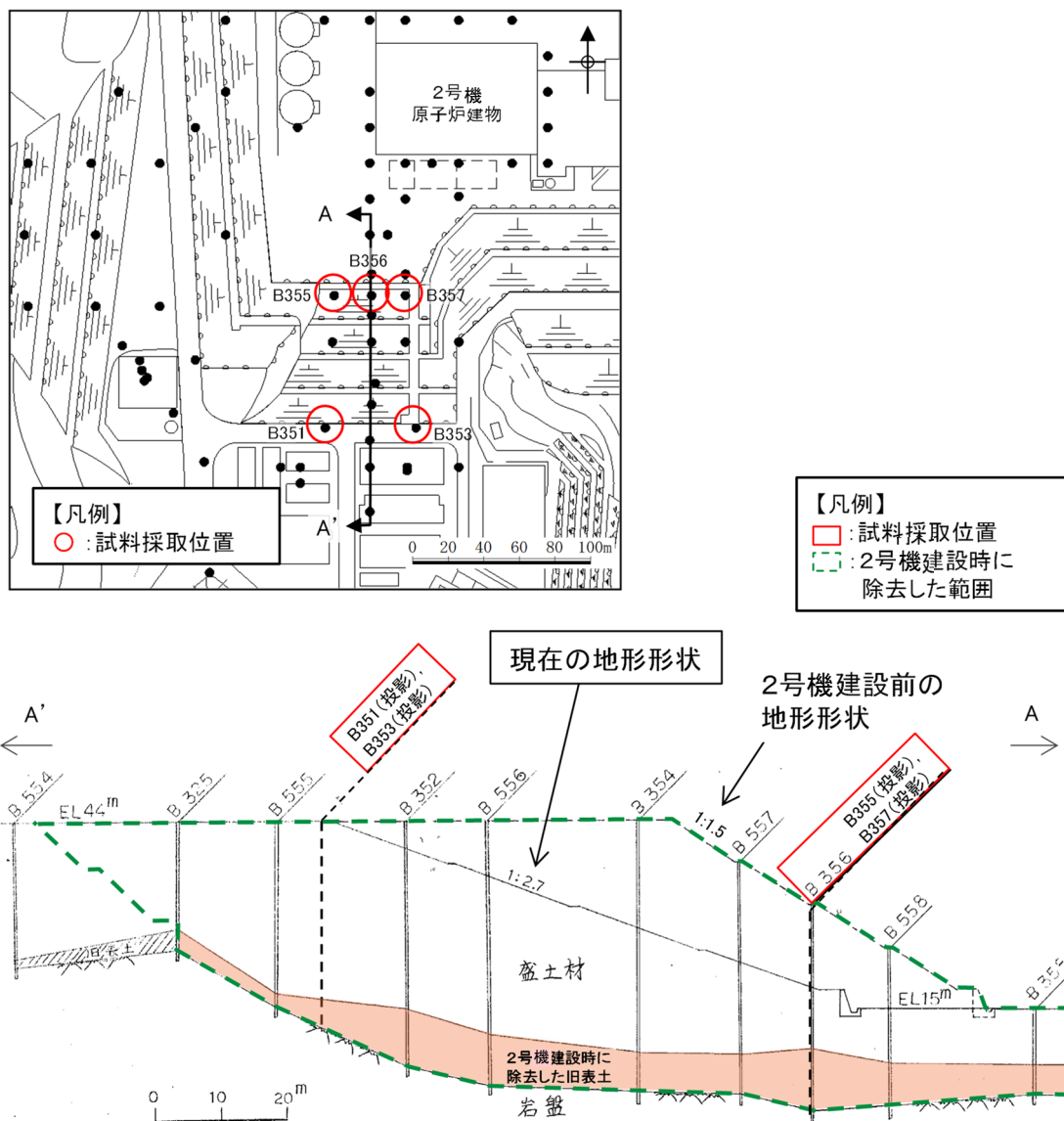


図2 試料採取位置図 (旧表土)

表3 旧表土の間隙率の算定結果

番号	間隙比 e	間隙率 n
1	0.574	0.365
2	0.567	0.362
3	0.675	0.403
4	0.713	0.416
5	0.687	0.407
6	0.604	0.377
7	0.650	0.394
8	0.688	0.408
9	0.676	0.403
10	0.760	0.432
11	0.872	0.466
12	0.760	0.432
13	0.700	0.412
14	0.534	0.348
15	0.864	0.464
16	0.639	0.390
平均	—	0.40

(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

図1に示す保管場所・アクセスルート周辺斜面の安定性評価において、入力地震動の設定に用いる1, 2号機エリアの地下構造モデルを表1に示す。

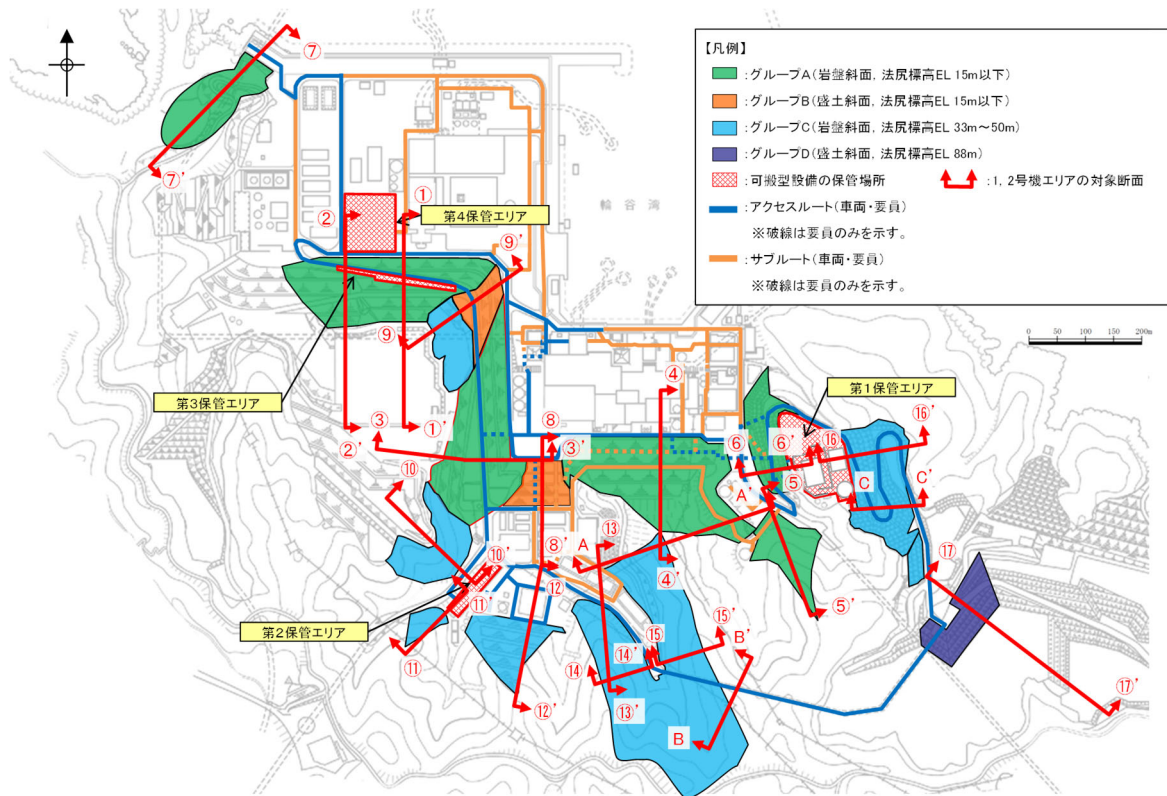


図1 保管場所・アクセスルート周辺斜面の位置図
及び入力地震動の設定に用いる地下構造モデル

表1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデルの解析用物性値
(1, 2号機エリア)

速度層	P波速度 (km/s)	S波速度 (km/s)	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比
①層	0.80	0.25	20.6	0.446
②層	2.10	0.90	23.0	0.388
③層	3.60	1.60	24.5	0.377
④層	4.00	1.95	24.5	0.344
⑤層	4.05	2.00	26.0	0.339
⑥層	4.95	2.35	27.9	0.355

図2に示すとおり、1、2号機エリア及び3号機エリアの地質構造及び速度構造はいずれも整合的である。これを踏まえ、保管場所及びアクセスルート周辺の斜面の安定性評価では、斜面に発生する応答加速度及びすべり安全率は概ね同等になると考えられることから、3号機エリアにある斜面も含め、全ての斜面に対し、1、2号機エリアの地下構造モデルを用いて入力地震動を設定する。

なお、設置許可審査においても、上記の理由から、全斜面において1、2号機エリアの地下構造モデルを用いている。

速度値(代表値)

3号機エリア		1, 2号機エリア	
①層	Vp=0.52 Vs=0.27	①層	Vp=0.8 Vs=0.25
②層	Vp=1.71 Vs=0.62	②層	Vp=2.1 Vs=0.9
③層	Vp=2.27 Vs=0.96	③層	Vp=3.6 Vs=1.6
④層	Vp=3.24 Vs=1.52	④層	Vp=4.0 Vs=1.95
⑤層	Vp=3.86 Vs=1.90	⑤層	Vp=4.05 Vs=2.0

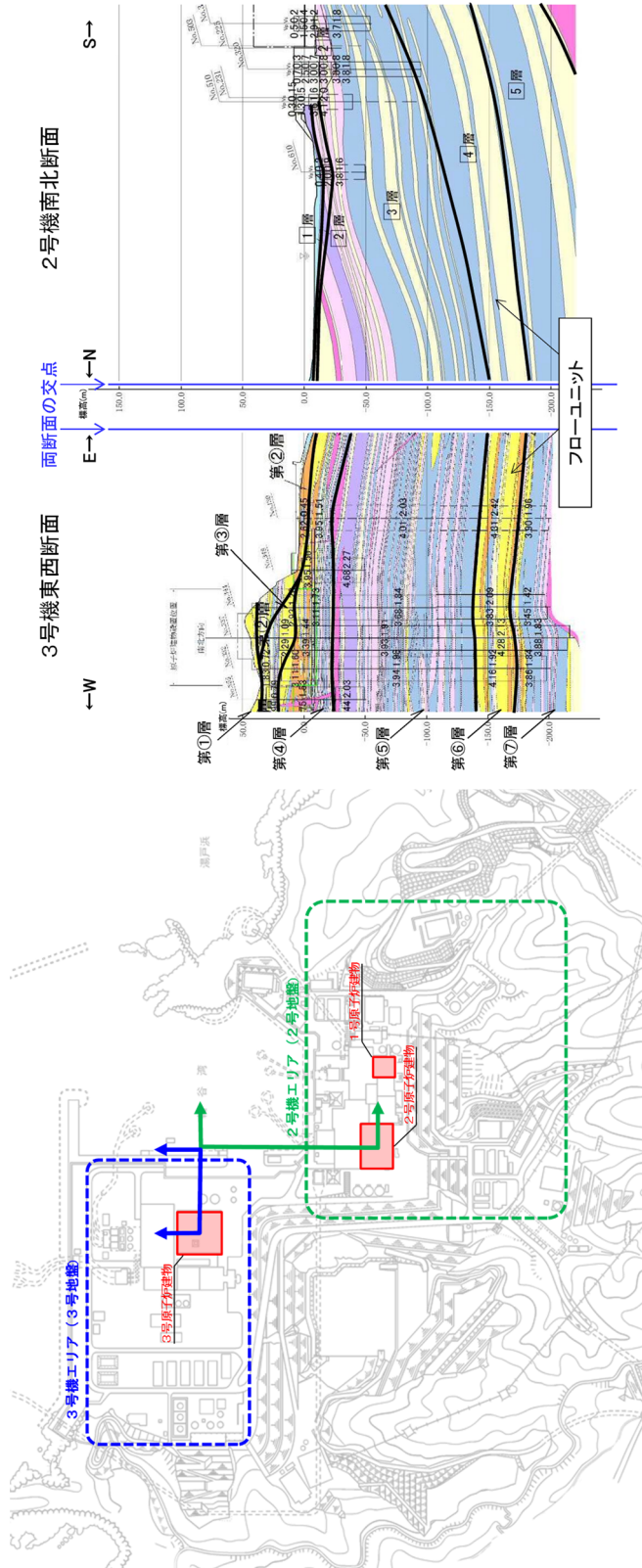


図 2 1, 2号機エリアと3号機エリアの地下構造の整合性

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

保管場所及びアクセスルートの周辺構造物のうち、緊急時対策所、ガスタービン発電機建物等については、以下の資料において基準地震動 S_s に対する耐震性を有していることを説明している。

(1) 緊急時対策所の耐震性に関する計算書

- ・ VI-2-2-12 緊急時対策所の耐震性についての計算書

(2) ガスタービン発電機建物の耐震性に関する計算書

- ・ VI-2-2-17 ガスタービン発電機建物の耐震性についての計算書

(3) 1号機原子炉建物の耐震性に関する計算書

- ・ VI-2-11-2-1-1 1号機原子炉建物の耐震性についての計算書

(4) 1号機廃棄物処理建物の耐震性に関する計算書

- ・ VI-2-11-2-1-3 1号機廃棄物処理建物の耐震性についての計算書

(5) 2号機原子炉建物の耐震性に関する計算書

- ・ VI-2-2-3 原子炉建物の耐震性についての計算書
- ・ VI-2-2-4 原子炉建物基礎スラブの耐震性についての計算書
- ・ VI-2-9-3-1 原子炉建物原子炉棟（二次格納施設）の耐震性についての計算書
- ・ VI-2-9-3-4 原子炉建物基礎スラブの耐震性についての計算書

(6) 2号機廃棄物処理建物の耐震性に関する計算書

- ・ VI-2-2-10 廃棄物処理建物の耐震性についての計算書

(7) 2号機タービン建物の耐震性に関する計算書

- ・ VI-2-2-8 タービン建物の耐震性についての計算書

(8) 2号機排気筒モニタ室の耐震性に関する計算書

- ・ VI-2-11-2-1-6 排気筒モニタ室の耐震性についての計算書

(9) 統合原子力防災NW用屋外アンテナの耐震性に関する計算書

- ・ VI-2-6-7-3-3-5 統合原子力防災ネットワークに接続する通信連絡設備のうち統合原子力防災NW用屋外アンテナの耐震性についての計算書

(10) 輪谷貯水槽（西1）の耐震性に関する計算書

- ・ VI-2-別添 2-2 溢水源としない耐震B、Cクラス機器の耐震性についての計算書

- (11) 輪谷貯水槽（西 2）の耐震性に関する計算書
 - ・ VI-2-別添 2-2 溢水源としない耐震 B，C クラス機器の耐震性についての計算書
- (12) 輪谷貯水槽（東 1）の耐震性に関する計算書
 - ・ VI-2-別添 2-2 溢水源としない耐震 B，C クラス機器の耐震性についての計算書
- (13) 輪谷貯水槽（東 2）の耐震性に関する計算書
 - ・ VI-2-別添 2-2 溢水源としない耐震 B，C クラス機器の耐震性についての計算書
- (14) ガスタービン発電機用軽油タンクの耐震性に関する計算書
 - ・ VI-2-10-1-2-3-4 ガスタービン発電機用軽油タンクの耐震性についての計算書
- (15) 1号機復水貯蔵タンクの耐震性に関する計算書
 - ・ VI-2-別添 2-2 溢水源としない耐震 B，C クラス機器の耐震性についての計算書
- (16) 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の耐震性に関する計算書
 - ・ VI-2-2-33 低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽の耐震性についての計算書
- (17) 第 1 ベントフィルタ格納槽の耐震性に関する計算書
 - ・ VI-2-2-31 第 1 ベントフィルタ格納槽の耐震性についての計算書
- (18) B-ディーゼル燃料貯蔵タンクの耐震性についての計算書
 - ・ VI-2-2-23 B-ディーゼル燃料貯蔵タンク格納槽の耐震性についての計算書
- (19) 2号機復水貯蔵タンクの耐震性に関する計算書
 - ・ VI-2-11-2-12 復水貯蔵タンク遮蔽壁の耐震性についての計算書
- (20) 2号機補助復水貯蔵タンクの耐震性に関する計算書
 - ・ VI-2-別添 2-2 溢水源としない耐震 B，C クラス機器の耐震性についての計算書
- (21) 2号機トラス水受入タンクの耐震性に関する計算書
 - ・ VI-2-別添 2-2 溢水源としない耐震 B，C クラス機器の耐震性についての計算書
- (22) 2号機排気筒の耐震性に関する計算書
 - ・ VI-2-2-14 排気筒の耐震性についての計算書
 - ・ VI-2-2-15 排気筒の基礎の耐震性についての計算書
 - ・ VI-2-7-4 排気筒の耐震性についての計算書

- (23) 燃料移送ポンプエリア竜巻防護対策設備の耐震性に関する計算書
- ・ VI-2-11-2-6-1 燃料移送ポンプエリア竜巻防護対策設備の耐震性についての計算書
- (24) 取水槽除じん機エリア防水壁の耐震性に関する計算書
- ・ VI-2-10-2-8 防水壁の耐震性についての計算書
- (25) 取水槽海水ポンプエリア防水壁の耐震性に関する計算書
- ・ VI-2-11-2-5 取水槽海水ポンプエリア防水壁の耐震性についての計算書
- (26) 取水槽ガントリクレーンの耐震性に関する計算書
- ・ VI-2-11-2-7-14 取水槽ガントリクレーンの耐震性についての計算書
- (27) 1号機排気筒の耐震性に関する計算書
- ・ VI-2-11-2-2 1号機排気筒の耐震性についての計算書
- (28) 防波壁の耐震性に関する計算書
- ・ VI-2-10-2-3 防波壁の耐震性についての計算書
- (29) 免震重要棟遮蔽壁の耐震性に関する計算書
- ・ VI-2-11-2-3 免震重要棟遮蔽壁の耐震性についての計算書
- (30) 非常用ろ過水タンクの耐震性に関する計算書
- ・ VI-2-別添 2-2 溢水源としない耐震B, Cクラス機器の耐震性についての計算書
- (31) 3号機復水貯蔵タンクの耐震性に関する計算書
- ・ VI-2-別添 2-2 溢水源としない耐震B, Cクラス機器の耐震性についての計算書
- (32) 3号機補助復水貯蔵タンクの耐震性に関する計算書
- ・ VI-2-別添 2-2 溢水源としない耐震B, Cクラス機器の耐震性についての計算書
- (33) 受信用アンテナ(1・2号)の耐震性に関する計算書
- ・ VI-2-6-7-3-4-8 受信用アンテナ(1・2号)の耐震性についての計算書

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

(1) 目的

免震重要棟に対し、基準地震動 S_s に対する地震応答解析により建物及び免震装置の耐震性能について検討を行い、建物の保管場所への影響を確認する。

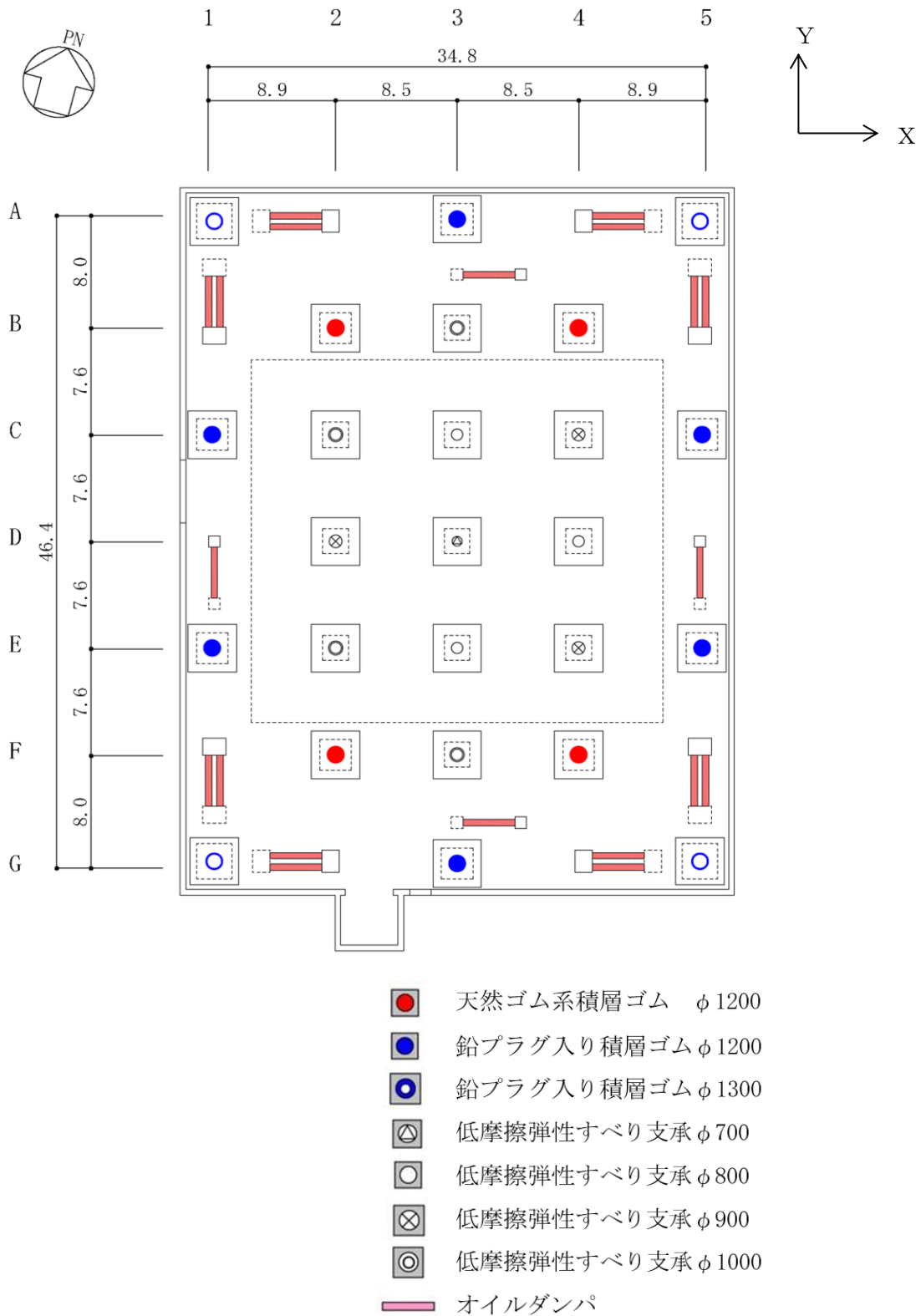
(2) 建物概要

建物概要を表 7.2.1-1 に、梁伏図を図 7.2.1-1～図 7.2.1-6 に、断面図を図 7.2.1-7 に示す。検討建物は、上部構造が鉄骨鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）の耐震壁付きラーメン構造で、1 階床下の免震層に免震装置（天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム、低摩擦弾性すべり支承及びオイルダンパ）を配置した免震構造である。

平成 25 年の発電用原子炉設置変更許可申請当初、免震重要棟は建物内に緊急時対策所を設置する計画で、緊急時対策所の機能を維持できるよう、免震構造を採用した建物として設置したが、基準地震動 S_s に対する耐震性・気密性確保をより確実にするため、新たに設置する耐震構造の建物内に緊急時対策所を移設することとした。

表 7.2.1-1 建物概要

構造	鉄骨鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造） （免震構造）
階数	地上 3 階
基礎構造	直接基礎（岩盤に免震ピットが直接設置）
平面形状	34.8m（X 方向）×46.4m（Y 方向）
高さ	地上高さ 14.15m



(単位：m)

図 7.2.1-1 免震装置基礎伏図

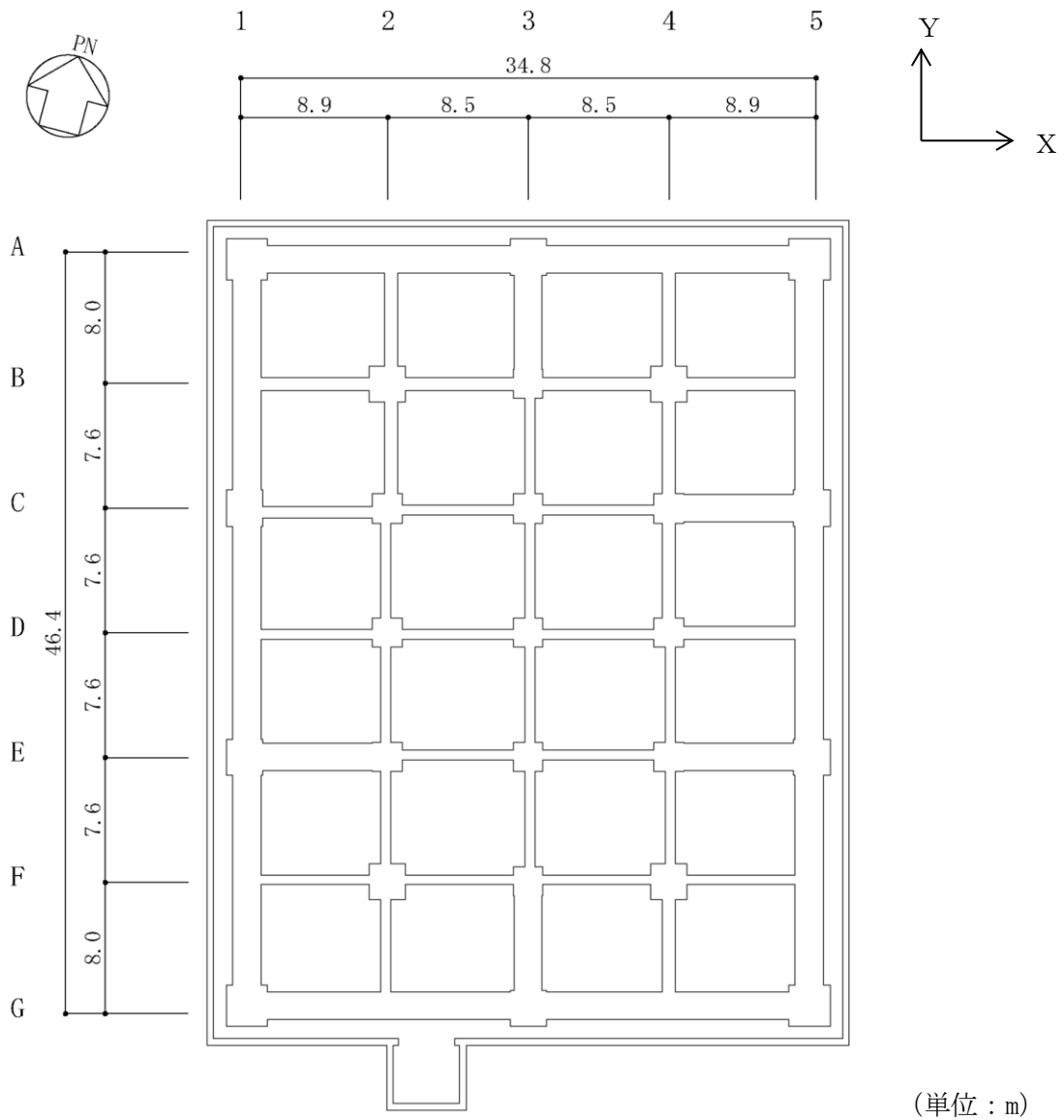
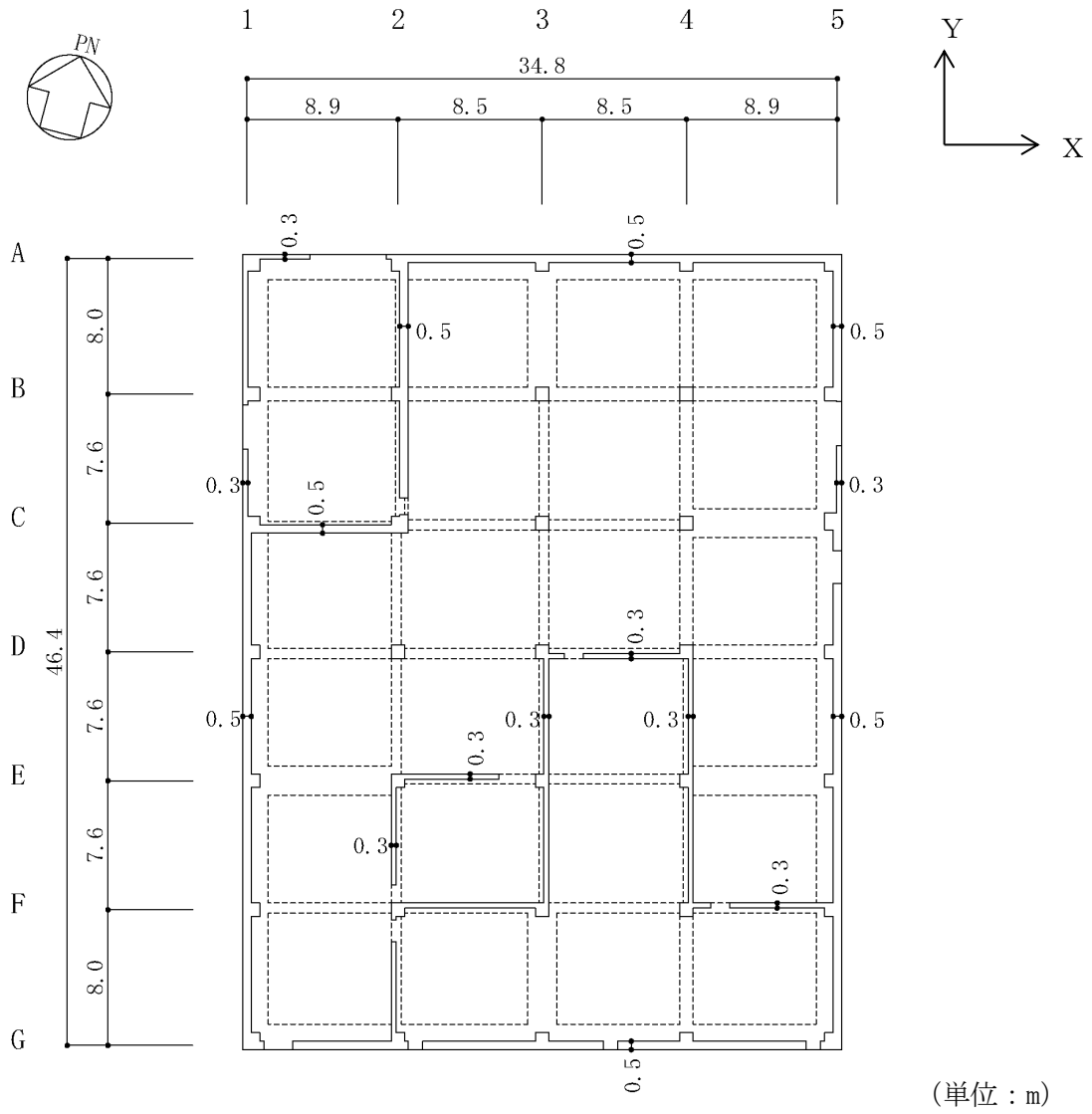


図 7.2.1-2 1階ピット伏図



(单位：m)

图 7.2.1-3 1 階梁伏図

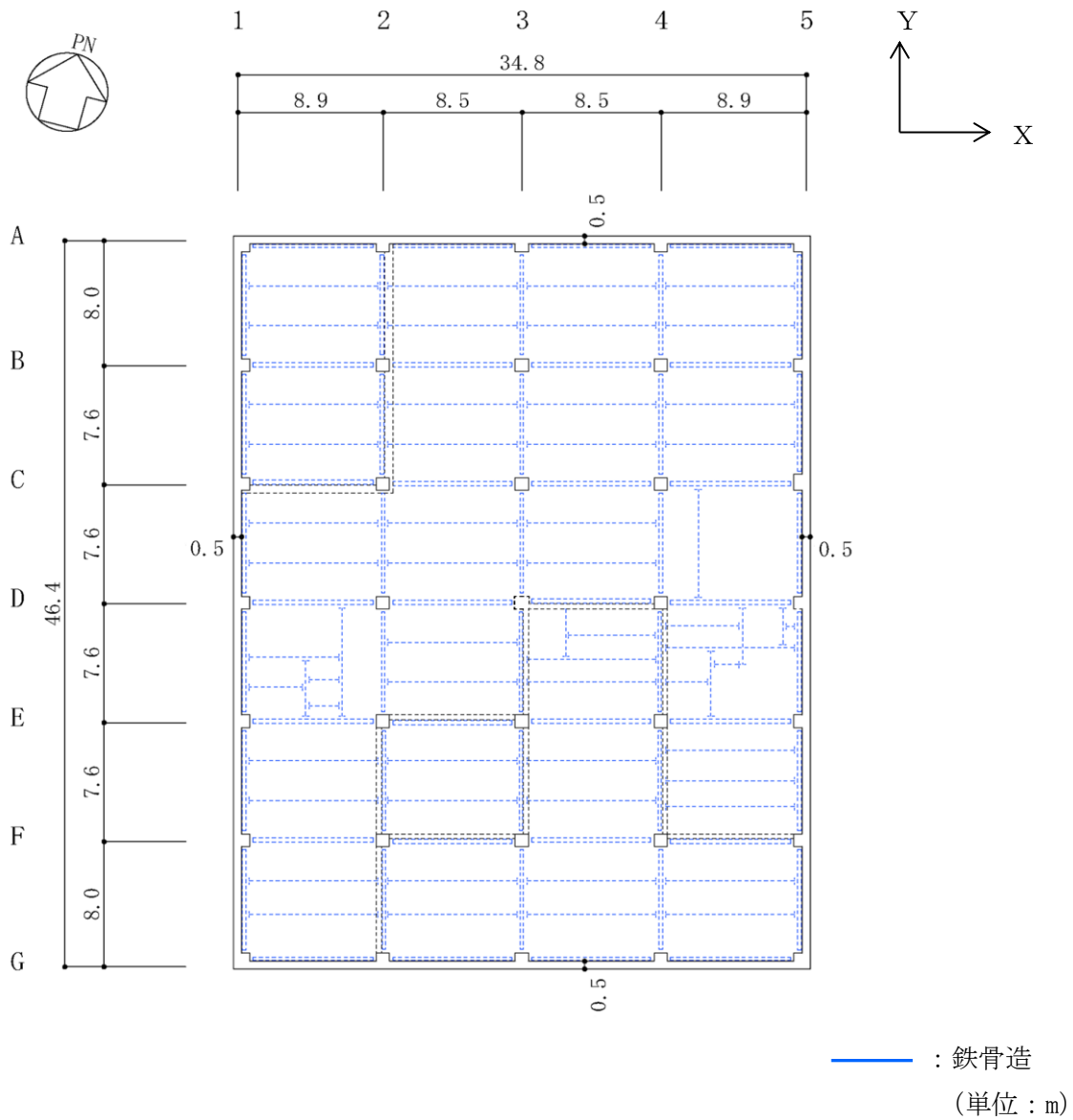


图 7.2.1-4 2 階梁伏図

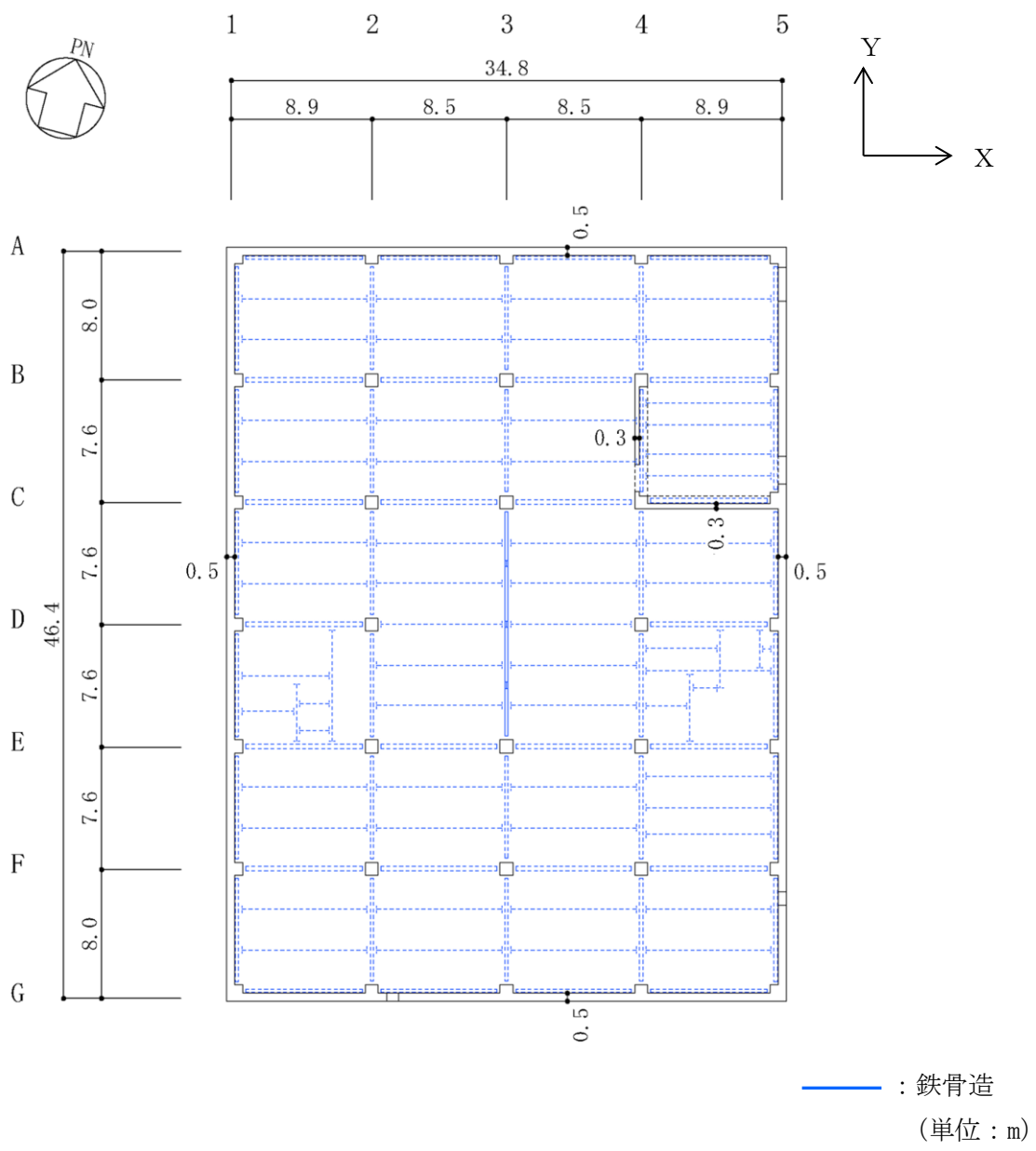


图 7.2.1-5 3 階梁伏図

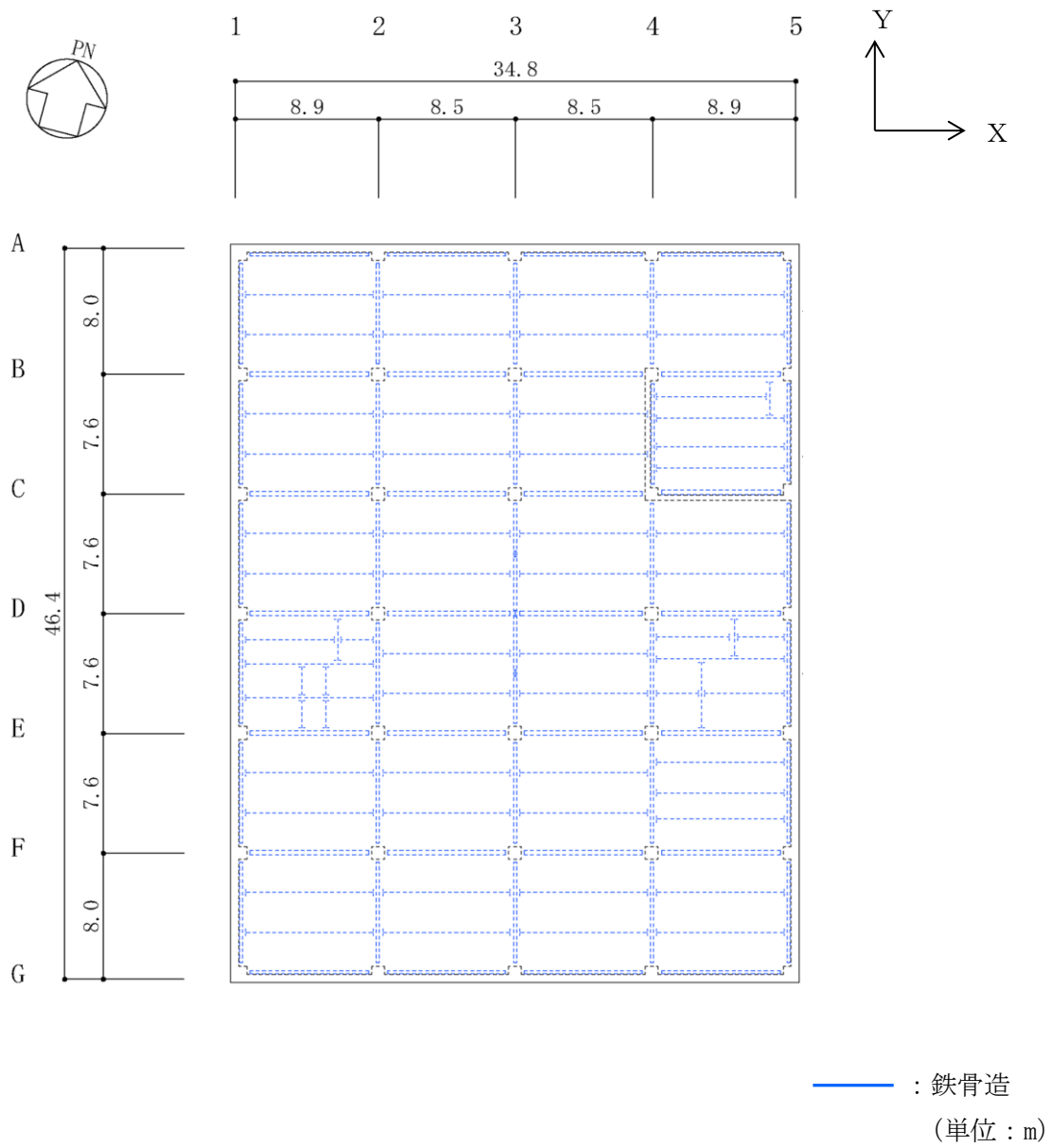
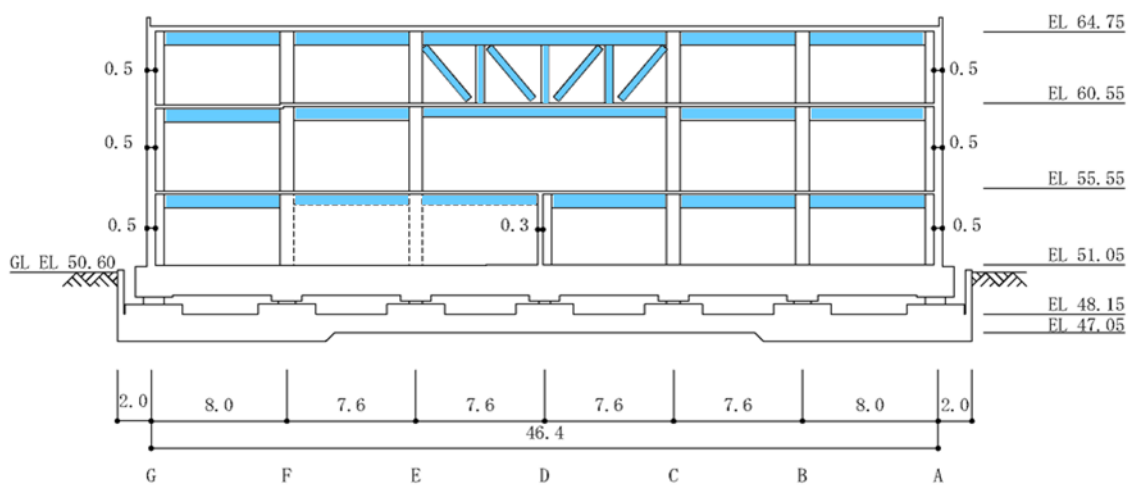
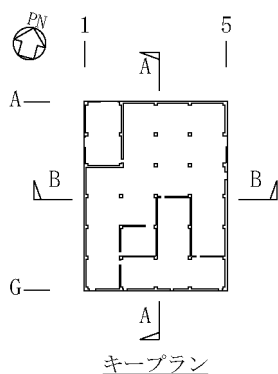
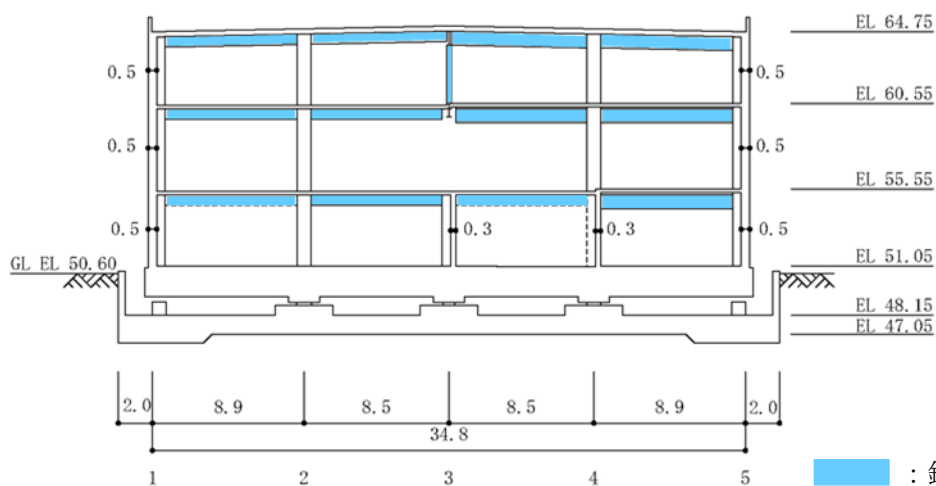


图 7.2.1-6 屋上階梁伏図



(a) A-A断面



■ : 鉄骨造
(単位 : m)

(b) B-B断面

図 7.2.1-7 断面図

(3) 免震装置概要


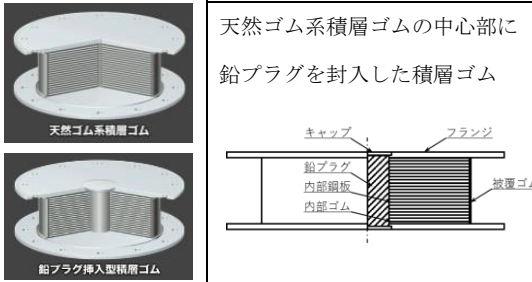
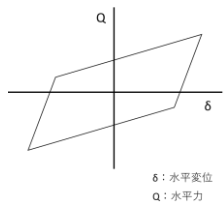
本建物に使用している免震装置は、天然ゴム系積層ゴム 4 台、鉛プラグ入り積層ゴム 10 台及び低摩擦弾性すべり支承 11 台の合計 25 台に加え、オイルダンパを X 方向、Y 方向にそれぞれ 10 台、合計 20 台である。免震装置の概要を表 7.2.1-2 に、各免震装置の概要、役割・特徴及び特性を表 7.2.1-3 に示す。

表 7.2.1-2 免震装置の概要

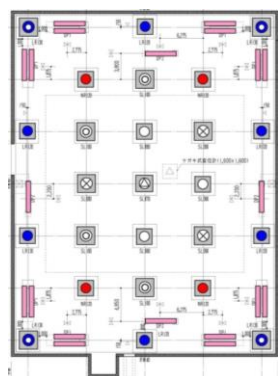
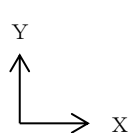
免震装置	ゴム材料 せん断 弾性率 (N/mm ²)	形状	積層ゴム サイズ	ゴム総厚	鉛径 (mm)	基数	品番	メーカー
天然ゴム系 積層ゴム	0.392*	丸形	φ 1200mm	240.0mm (8.0×30)	—	4	NS120G4	ブリヂストン
鉛プラグ入り 積層ゴム	0.385*	丸形	φ 1200mm	240.0mm (8.0×30)	260	6	LS120G4H	ブリヂストン
	0.385*	丸形	φ 1300mm	252.3mm (8.7×29)	280	4	LT130G4H	ブリヂストン
低摩擦弾性 すべり支承	0.392*	丸形	φ 700mm	39.9mm (5.7×7)	—	1	SP070G4	ブリヂストン
	0.392*	丸形	φ 800mm	39.0mm (6.5×6)	—	3	SP080G4	ブリヂストン
	0.392*	丸形	φ 900mm	41.4mm (6.9×6)	—	3	SP090G4	ブリヂストン
	0.392*	丸形	φ 1000mm	40.0mm (8.0×5)	—	4	SP100G4	ブリヂストン
オイルダンパ	—	—	—	—	—	20	BM250-4C	日立 オートモティブ システムズ

注記*：20℃での値

表 7.2.1-3 各免震装置の概要、役割・特徴及び特性

免震装置	概要	役割・特徴	特性
天然ゴム系積層ゴム	<p>天然ゴムを使用した積層ゴム</p> 	<p>上部構造からの鉛直荷重を支持し、水平方向の地震の揺れを長周期化する。</p> <p>減衰性が低く線形性に優れた復元力特性を示す。剛性が低く免震効果大きい。</p>	<p>水平特性：線形</p>  <p>delta: 水平変位 Q: 水平力</p>
鉛プラグ入り積層ゴム	<p>天然ゴム系積層ゴムの中心部に鉛プラグを封入した積層ゴム</p> 	<p>上部構造からの鉛直荷重を支持し、水平方向の地震の揺れを吸収・長周期化する。</p> <p>「天然ゴム系積層ゴム」部がばね機能を、「鉛プラグ」部が減衰機能を発揮する。剛性が比較的高く小さい水平力に対する変形抑制効果が大きい。</p>	<p>水平特性：修正バイリニア型非線形</p>  <p>delta: 水平変位 Q: 水平力</p>
低摩擦弾性すべり支承	<p>天然ゴム系積層ゴムの下部にすべり材 (PTFE 系材料) を装着した「積層ゴム」部分と、SUS 材を主体とする「すべり板」部分により構成された支承</p> 	<p>上部構造からの鉛直荷重 (圧縮側のみ) を支持する。</p> <p>小変形時には積層ゴムが変形し、変形が増大すると、すべり材とすべり板間ですべりが発生し変形に追従する。</p>	<p>水平特性：バイリニア型非線形</p>  <p>delta: 水平変位 Q: 水平力</p>
オイルダンパ	<p>「ピストン」部分と、オイルを充填した「シリンダー」部分により構成されたダンパ</p> 	<p>上部構造からの鉛直荷重は負担せず、水平方向の地震の揺れを減衰させる。</p> <p>ダンパ内のオイルの流体抵抗により減衰機能を発揮する。</p>	<p>減衰特性：バイリニア型非線形</p>  <p>V: 速度 F: 減衰力</p>

注：免震装置の配置は以下のとおり。



-  天然ゴム系積層ゴム φ1200
-  鉛プラグ入り積層ゴム φ1200
-  鉛プラグ入り積層ゴム φ1300
-  低摩擦弾性すべり支承 φ700
-  低摩擦弾性すべり支承 φ800
-  低摩擦弾性すべり支承 φ900
-  低摩擦弾性すべり支承 φ1000
-  オイルダンパ

(4) 検討内容

a. 検討方針

免震構造の本建物の倒壊は、免震装置が破壊するモードを想定し地震応答解析を実施し、上部構造及び免震装置に対する応答について検討を実施する。

本建物の評価基準値を表 7.2.1-4 に示す。

評価基準値は上部構造については、「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説（（社）日本建築学会，2004 制定）」において、安全限界状態とされる層間変形角値である 1/75 とする。

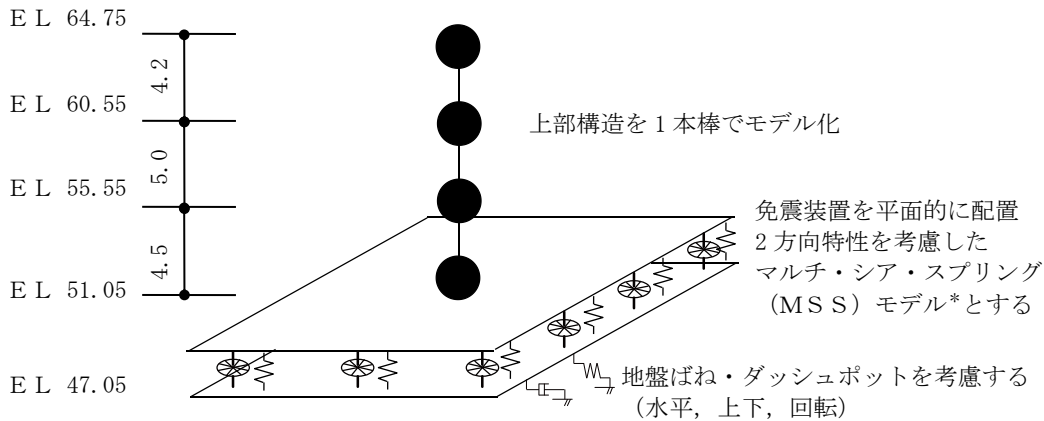
免震装置は「免震構造の試評価例及び試設計例（（独）原子力安全基盤機構，2014）」における設計目標値のせん断ひずみである 166%（標準特性時）及び 250%（特性変動時）とする。

表 7.2.1-4 評価基準値

部位	項目	評価基準値
上部構造	層間変形角	1/75 以下
免震装置	せん断ひずみ	166%以下 (標準特性時)
		250%以下 (特性変動時)

b. 解析モデル

解析モデルを図 7.2.1-8 に示す。



注記* : 水平面内に非線形特性が同一なばねを等角度 (8 方向) に配置することで, 等方性と 2 軸連成効果が考慮されるモデル。

(単位 : m)

図 7.2.1-8 解析モデル

(a) 上部構造のモデルの諸元

上部構造の水平方向は弾性の等価せん断型モデルに, 鉛直方向は弾性の軸ばねモデルとしてモデル化する。減衰特性は剛性比例の内部粘性減衰とし, 水平方向の減衰定数は免震層直上の 1 階床位置固定時の 1 次固有周期に対して 5%とする。鉛直方向の減衰定数は地盤ばね, 免震装置及び上部構造の連成系鉛直方向 1 次固有周期に対して 5%とする。なお, 水平方向及び鉛直方向の減衰定数の値 5%は, 島根 2 号機の鉄筋コンクリート造の建物で採用されている値である。本建物は免震構造であり, 建物全体としては免震層の減衰効果が支配的であるとともに, 地震時の上部構造の応答は小さく, 層間変形角は評価基準値を大幅に下回っていることから, 上部構造の減衰定数が評価結果に及ぼす影響は小さいと判断した。

解析モデルの諸元を表 7.2.1-5 に示す。

表 7.2.1-5 解析モデルの諸元

階数	階高 (m)	重量 (kN)	弾性剛性 (kN/m)		
			X方向	Y方向	Z方向
屋上階	4.2	23904	5.333×10^7	7.466×10^7	5.703×10^8
3階	5.0	27058	5.158×10^7	6.981×10^7	4.770×10^8
2階	4.5	29751	6.608×10^7	8.904×10^7	6.210×10^8
1階		57765			

(b) 免震層のモデルの諸元

イ. 水平ばね要素

免震層の水平ばねは、天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム及び低摩擦弾性すべり支承をそれぞれモデル化し、その特性を線形ばね及び非線形ばねで評価する。免震装置の特性は、基準温度 20℃に対して 15℃の特性として定めたものとする。

なお、水平方向の減衰特性は履歴減衰のみを考慮し、材料減衰は考慮しない。

(イ) 天然ゴム系積層ゴムの特性を表す水平ばね

天然ゴム系積層ゴムの特性を表す水平ばねは線形ばねにモデル化する。

$$\text{天然ゴム剛性} : K_r = A_r \cdot G_r / h_r$$

$$\text{天然ゴムせん断弾性率} : G_r = 0.392 \text{N/mm}^2 \text{ (20}^\circ\text{C)}$$

ここで、 A_r : 積層ゴムの断面積、 h_r : ゴム層の総厚さ

天然ゴム系積層ゴムの特性を表す水平ばねに考慮する諸元を表 7.2.1-6 及び表 7.2.1-7 に示す。

表 7.2.1-6 天然ゴム系積層ゴムによる免震層水平ばねの諸元 (1 基あたり)

ゴムのせん断剛性率 G_r (N/mm ²)	積層ゴムの断面積 A_r (cm ²)	ゴム層の総厚さ h_r (cm)
0.392 (20℃)	11305	24.0

表 7.2.1-7 天然ゴム系積層ゴムの水平剛性 (1 基あたり)

種類	基数	使用ゴム	水平剛性* K_r (kN/m)
φ 1200	4	G4	1.87×10^3

注記* : 基準温度 20℃に対して、15℃の特性として定めた値

(ロ) 鉛プラグ入り積層ゴムの特性を表す水平ばね

鉛プラグ入り積層ゴムの特性を表す水平ばねは図 7.2.1-9 に示す修正バイリニア型にモデル化する。

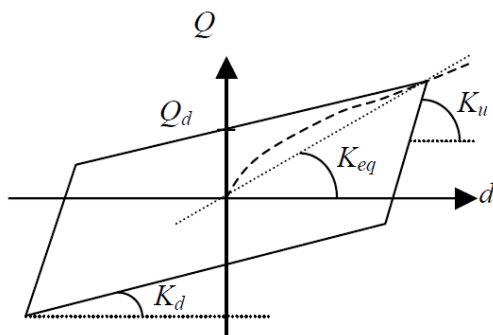


図 7.2.1-9 鉛プラグ入り積層ゴムの特性 (修正バイリニア型履歴)

鉛プラグ入り積層ゴムの特性を表す水平ばねに考慮する諸元を表 7.2.1-8 に示す。

また、表 7.2.1-9 に各免震装置の種々の振幅レベルでの等価水平剛性を示す。

表 7.2.1-8 鉛プラグ入り積層ゴムによる免震層水平ばねの諸元 (1 基あたり)

種類	ゴムのせん断剛性率 G_r (N/mm ²)	積層ゴムの断面積 A_r (cm ²)	鉛プラグの断面積 A_p (cm ²)	ゴム層の総厚さ h_r (cm)
φ 1200	0.385 (20°C)	10779	531	24.0
φ 1300		12657	616	25.2

表 7.2.1-9 鉛プラグ入り積層ゴムの等価剛性 (1 基あたり)

種類	鉛径 (cm)	基数	使用 ゴム	水平剛性* (kN/m)		
				d = 2.4cm ($\gamma = 10\%$)	d = 24cm ($\gamma = 100\%$)	d = 48cm ($\gamma = 200\%$)
φ 1200	26	6	G4	1.860×10^4	3.730×10^3	2.650×10^3
φ 1300	28	4		2.140×10^4	4.250×10^3	3.010×10^3

注記* : 基準温度 20°C に対して、15°C の特性として定めた値

(ハ) 低摩擦弾性すべり支承の特性を表す水平ばね

地震応答解析では、計 11 基の低摩擦弾性すべり支承をそれぞれ図 7.2.1-10 に示すように、弾性剛性及び折点荷重を摩擦力とした非線形水平ばねにモデル化する。これにはバイリニア型の履歴特性を考慮し、履歴による減衰のみを考慮する。設定諸元を表 7.2.1-10 に示す。

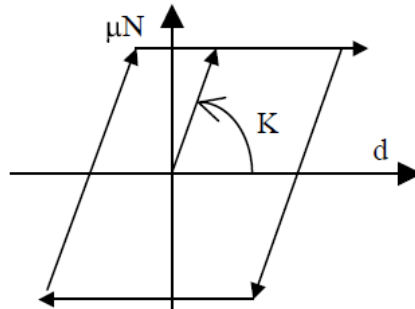


図 7.2.1-10 低摩擦弾性すべり支承に与える非線形特性

表 7.2.1-10 低摩擦弾性すべり支承による免震層水平ばねの諸元 (1 基あたり)

種類	基数	鉛直力 N (kN)	摩擦係数 μ	摩擦力 $\mu \cdot N$ (kN)	弾性剛性* K (kN/m)
φ 700	1	2146	0.015	32.2	5.06×10^3
φ 800	3	3286~3405	0.015	49.3~51.1	6.77×10^3
φ 900	3	3879~5241	0.015	58.2~78.6	8.07×10^3
φ 1000	4	4045~6980	0.015	60.7~104.7	1.03×10^4

注記*：基準温度 20℃に対して、15℃の特性として定めた値

ロ. 減衰要素

減衰要素はオイルダンパをダッシュポット要素にモデル化する。ダッシュポット要素の諸元を表 7.2.1-11 に示す。

表 7.2.1-11 オイルダンパによる免震層ダッシュポットモデルの諸元 (1 基あたり)

減衰係数 C_1 ($\text{kN} \cdot \text{s}/\text{cm}$)	減衰係数 C_2 ($\text{kN} \cdot \text{s}/\text{cm}$)	リリース 荷重 F_r (kN)	リリース 速度 V_r (m/s)	最大 荷重 F_{max} (kN)	最大 速度 V_{max} (m/s)
25.0	1.695	800	0.32	1000	1.50

注：オイルダンパの設計値として定めた値

オイルダンパはX, Y各方向 10 基ずつ, 計 20 基配置する。オイルダンパの特性を図 7.2.1-11 に示す。

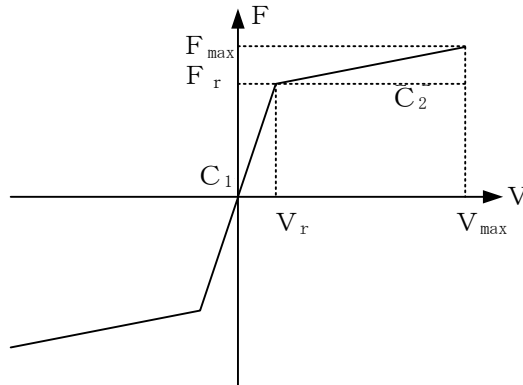


図 7.2.1-11 オイルダンパに与える特性

ハ. 鉛直ばね要素

免震層の鉛直ばねは、天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム及び低摩擦弾性すべり支承をそれぞれ圧縮領域と引張領域が非対称となる非線形ばねでモデル化する。積層ゴムの引張方向の特性は、図 7.2.1-12 に示すようにバイリニア型とし、メーカーが実施した積層ゴムの引張特性試験に基づき、圧縮剛性に係数（面圧 1N/mm² 相当軸力以下では 1/10、面圧 1N/mm² 相当軸力を超える場合は 1/50）を乗じて設定した。なお、地震応答解析の結果、免震装置の引張側面圧は最大で 0.30N/mm²（S s - D（Y）、剛性最小）であり、1N/mm² を超えないことを確認している。各装置の特性を表 7.2.1-12～表 7.2.1-14 に示す。

なお、鉛直方向の減衰特性は剛性比例の内部粘性減衰とし、減衰定数は地盤ばね、免震装置及び上部構造の連成系鉛直方向 1 次固有周期に対して、メーカーが実施した積層ゴムの鉛直特性試験に基づき 2% とする。

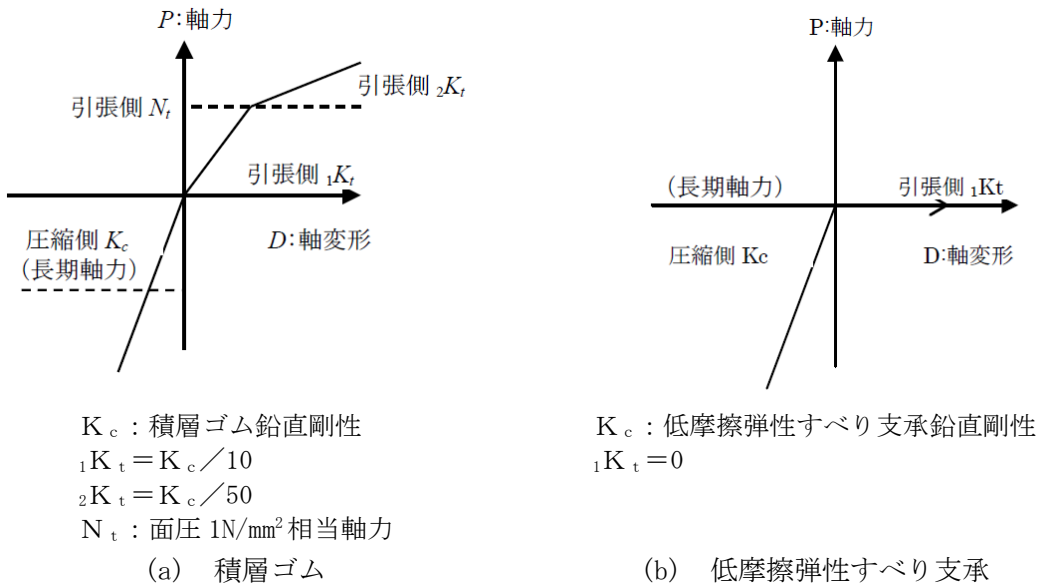


図 7.2.1-12 免震装置鉛直特性設定概要

表 7.2.1-12 天然ゴム系積層ゴムの鉛直特性（1 基あたり）

種類	鉛直剛性 (kN/m)			N_t (kN)
	圧縮側 K_c	引張側 ${}_1K_t$	引張側 ${}_2K_t$	
φ 1200	4.57×10^6	4.57×10^5	9.14×10^4	1130.5

表 7.2.1-13 鉛プラグ入り積層ゴムの鉛直特性（1 基あたり）

種類	鉛直剛性 (kN/m)			N_t (kN)
	圧縮側 K_c	引張側 ${}_1K_t$	引張側 ${}_2K_t$	
φ 1200	5.57×10^6	5.57×10^5	1.11×10^5	1077.9
φ 1300	6.21×10^6	6.21×10^5	1.24×10^5	1265.7

表 7.2.1-14 低摩擦弾性すべり支承の鉛直特性 (1 基あたり)

種類	鉛直剛性 (kN/m)	
	圧縮側 K_c	引張側 ${}_1K_t$
φ 700	0.85×10^7	0
φ 800	1.14×10^7	
φ 900	1.40×10^7	
φ 1000	1.75×10^7	

(c) 地盤ばね

建物と地盤の動的相互作用は、建物下部の地盤を等価な水平ばね、回転ばね及び鉛直ばねとして評価する。

地盤ばね定数及び減衰係数を表 7.2.1-15 に示す。

表 7.2.1-15 地盤ばね定数及び減衰係数

(a) X 方向

地盤ばね成分	ばね定数	減衰係数
底面・水平	2.75×10^8 (kN/m)	3.74×10^6 (kN・s/m)
底面・回転	1.13×10^{11} (kN・m/rad)	1.16×10^6 (kN・m・s/rad)

(b) Y 方向

地盤ばね成分	ばね定数	減衰係数
底面・水平	2.68×10^8 (kN/m)	3.56×10^6 (kN・s/m)
底面・回転	1.64×10^{11} (kN・m/rad)	1.45×10^6 (kN・m・s/rad)

(c) 鉛直方向

地盤ばね成分	ばね定数	減衰係数
底面・鉛直	4.98×10^8 (kN/m)	8.93×10^6 (kN・s/m)

(d) 免震装置の特性変動

イ. 天然ゴム系積層ゴム

免震装置のうち、天然ゴム系積層ゴムの剛性（水平及び鉛直）のばらつきに対して表 7.2.1-16 に示す 3 要因を設定した。

表 7.2.1-16 天然ゴム系積層ゴムのばらつき

ばらつきの要因	水平剛性 K_r	鉛直剛性 K_v
製品誤差 (設計値に対して)	-5%~+5%	0%~+15%
経年変化 (初期値に対して)	0%~+10%	0%~+10%
環境温度 (設計値に対して)	-4%~+4%	変化なし

ロ. 鉛プラグ入り積層ゴム

免震装置のうち、鉛プラグ入り積層ゴムの降伏後剛性、降伏荷重特性値及び鉛直剛性のばらつきに対して表 7.2.1-17 に示す 3 要因を設定した。

表 7.2.1-17 鉛プラグ入り積層ゴムのばらつき

ばらつきの要因	降伏後剛性 K_d	降伏荷重特性値 Q_d	鉛直剛性 K_v
製品誤差 (設計値に対して)	-5%~+5%	-10%~0%	-5%~+10%
経年変化 (初期値に対して)	0%~+10%	0%	0%~+10%
環境温度 (設計値に対して)	-4%~+4%	-15%~+14%	変化なし

ハ. 低摩擦弾性すべり支承

免震装置のうち，低摩擦弾性すべり支承の1次剛性，摩擦係数及び鉛直剛性のばらつきに対して表7.2.1-18に示す3要因を設定した。

表7.2.1-18 低摩擦弾性すべり支承のばらつき

ばらつきの要因	1次剛性 K_1	摩擦係数 μ	鉛直剛性 K_v
製品誤差 (設計値に対して)	-30%~+30%	-50%~0%	-30%~0%
経年変化 (初期値に対して)	0%~+10%	変化なし	0%~+10%
環境温度 (設計値に対して)	-4%~+4%	変化なし	変化なし

ニ. オイルダンパ

免震装置のうち，オイルダンパの減衰係数及びリリーフ荷重のばらつきに対して表7.2.1-19に示す3要因を設定した。

表7.2.1-19 オイルダンパのばらつき

ばらつきの要因	減衰係数 C	リリーフ荷重 F_r
製品誤差 (設計値に対して)	-5%~+10%	-5%~+10%
経年変化 (初期値に対して)	-3%~+3%	-3%~+3%
環境温度 (設計値に対して)	-5%~+5%	-5%~+5%

ホ. 解析条件

天然ゴム系積層ゴム、鉛プラグ入り積層ゴム、低摩擦弾性すべり支承及びオイルダンパについては、標準特性とした場合に加え、ばらつきとして免震層全体での等価剛性が最大あるいは最小となる組合せについて検討を実施する。すなわち、剛性が最大となるケースとして、天然ゴム系積層ゴムの剛性が最大、かつ鉛プラグ入り積層ゴムの降伏後剛性、降伏荷重特性値及び鉛直剛性が最大、かつ低摩擦弾性すべり支承の摩擦力及び鉛直剛性が最大、かつオイルダンパの減衰係数及びリリーフ荷重が最大となる組合せ並びにその逆の2ケースを考慮する。解析ケースを表7.2.1-20に示す。

表 7.2.1-20 解析ケース一覧

解析 ケース	天然ゴム系 積層ゴム	鉛プラグ入り 積層ゴム	低摩擦弾性 すべり支承	オイルダンパ
剛性 最大	水平剛性 K_r : 1.19 鉛直剛性 K_v : 1.25	降伏後剛性 K_d : 1.19 降伏荷重特性値 Q_d : 1.14 鉛直剛性 K_v : 1.20	1次剛性 K_1 : 1.44 摩擦係数 μ : 1.00 鉛直剛性 K_v : 1.10	減衰係数 C : 1.18 リリーフ荷重 F_r : 1.18
標準 特性時	水平剛性 K_r : 1.00 鉛直剛性 K_v : 1.00	降伏後剛性 K_d : 1.00 降伏荷重特性値 Q_d : 1.00 鉛直剛性 K_v : 1.00	1次剛性 K_1 : 1.00 摩擦係数 μ : 1.00 鉛直剛性 K_v : 1.00	減衰係数 C : 1.00 リリーフ荷重 F_r : 1.00
剛性 最小	水平剛性 K_r : 0.91 鉛直剛性 K_v : 1.00	降伏後剛性 K_d : 0.91 降伏荷重特性値 Q_d : 0.75 鉛直剛性 K_v : 0.95	1次剛性 K_1 : 0.66 摩擦係数 μ : 0.50 鉛直剛性 K_v : 0.70	減衰係数 C : 0.87 リリーフ荷重 F_r : 0.87

c. 固有値解析結果

水平方向の固有値解析は、上部構造は線形とし、免震層の水平ばねを各振幅レベルの等価線形値を取る場合について実施した。鉛直方向の固有値解析は水平方向固定条件として実施した。

(a) 水平方向の固有周期

免震層が水平変形 $d = 24\text{cm}$ ($\gamma = 100\%$) 及び $d = 48\text{cm}$ ($\gamma = 200\%$) における等価剛性をもつ場合の水平方向の固有値解析結果を表 7.2.1-21 及び表 7.2.1-22 に示す。

表 7.2.1-21 水平変形 $d = 24\text{cm}$ ($\gamma = 100\%$) における固有値解析結果

方向	次数	固有周期 (s)	刺激係数*
X方向	1	3.345	1.001
	2	0.078	0.007
	3	0.047	0.014
Y方向	1	3.344	1.001
	2	0.069	0.008
	3	0.047	0.015

注記*：最大値を1で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

表 7.2.1-22 水平変形 $d = 48\text{cm}$ ($\gamma = 200\%$) における固有値解析結果

方向	次数	固有周期 (s)	刺激係数*
X方向	1	3.886	1.001
	2	0.078	0.007
	3	0.047	0.014
Y方向	1	3.886	1.000
	2	0.069	0.009
	3	0.047	0.015

注記*：最大値を1で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

(b) 鉛直方向の固有周期

水平方向固定条件とした場合の鉛直方向の固有値解析結果を表 7.2.1-23 に示す。

表 7.2.1-23 鉛直方向の固有値解析結果

方向	次数	固有周期 (s)	刺激係数*
Z 方向	1	0.065	1.277
	2	0.023	0.503
	3	0.018	0.233

注記* : 最大値を 1 で基準化した各次固有モードに対する刺激係数として求め絶対値を示す。

d. 検討用地震動及び入力地震動

検討用の地震動は、基準地震動 S_s-D 、 S_s-F1 、 S_s-F2 、 S_s-N1 及び S_s-N2 のうち、免震重要棟の地盤ばね、免震装置及び上部構造の連成系水平方向 1 次固有周期（免震層の水平変形 $d=24\text{cm}$ ($\gamma=100\%$)) における加速度応答スペクトルが最も大きい基準地震動 S_s-D とする。基準地震動 S_s の解放基盤表面における加速度応答スペクトル（水平方向）を図 7.2.1-13 に示す。

免震重要棟の地震応答解析モデルへの入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s-D から以下の手順で算定する。まず、解放基盤表面以深の地盤を 1 次元地盤としてモデル化し、一次元波動論に基づく評価により、EL-215m の入射波を算定する。算定した EL-215m の入射波を建物位置での地盤をモデル化した 1 次元地盤に入力して一次元波動論に基づく評価を行い、建物基礎底面での地盤応答を評価して入力地震動とする。地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値を表 7.2.1-24 に示す。また、建物基礎底面レベルにおけるせん断力及び軸力（以下「切欠き力」という。）を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図 7.2.1-14 に、1 次元地盤モデルを図 7.2.1-15 に、基礎底面位置（EL 47.05m）における入力地震動の加速度時歴波形及び加速度応答スペクトルを図 7.2.1-16 及び図 7.2.1-17 に示す。

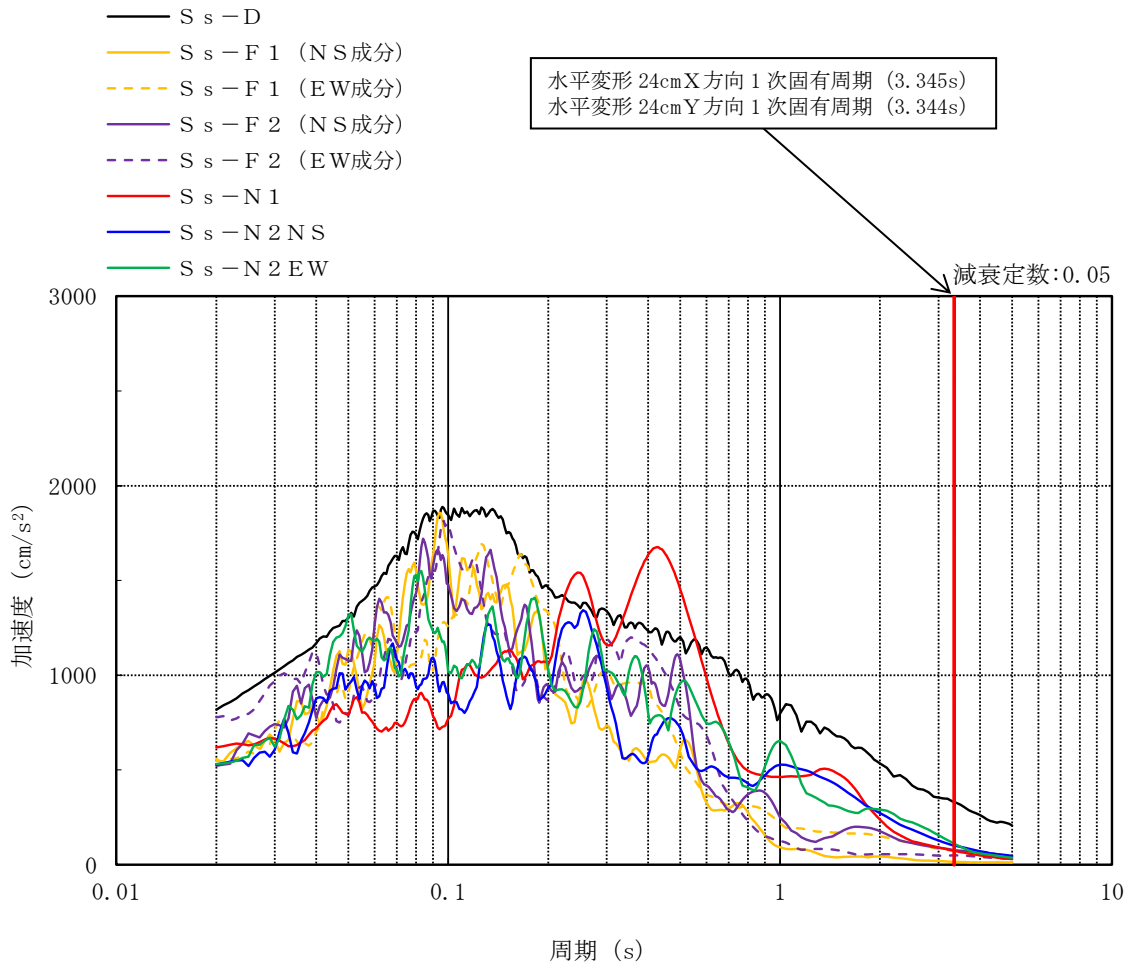


図 7.2.1-13 基準地震動 S_s の加速度応答スペクトル (水平方向)

表 7.2.1-24 免震重要棟の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値

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 (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰定数 h (%)
岩盤②	900	2100	23.0	0.388	19.0	3
岩盤③	1600	3600	24.5	0.377	64.0	3
岩盤④	1950	4000	24.5	0.344	95.1	3
岩盤⑤	2000	4050	26.0	0.339	105.9	3
岩盤⑥	2350	4950	27.9	0.355	157.9	3

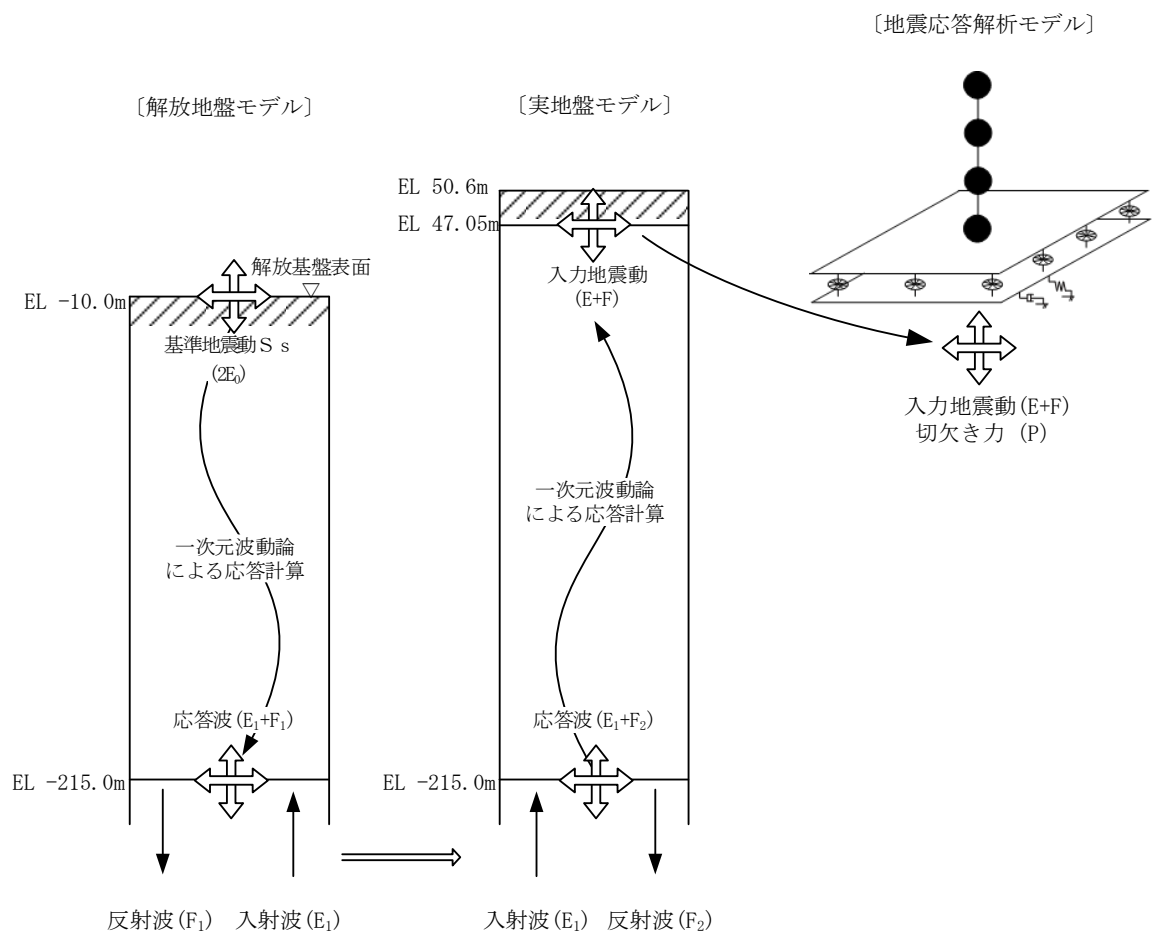


図 7.2.1-14 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

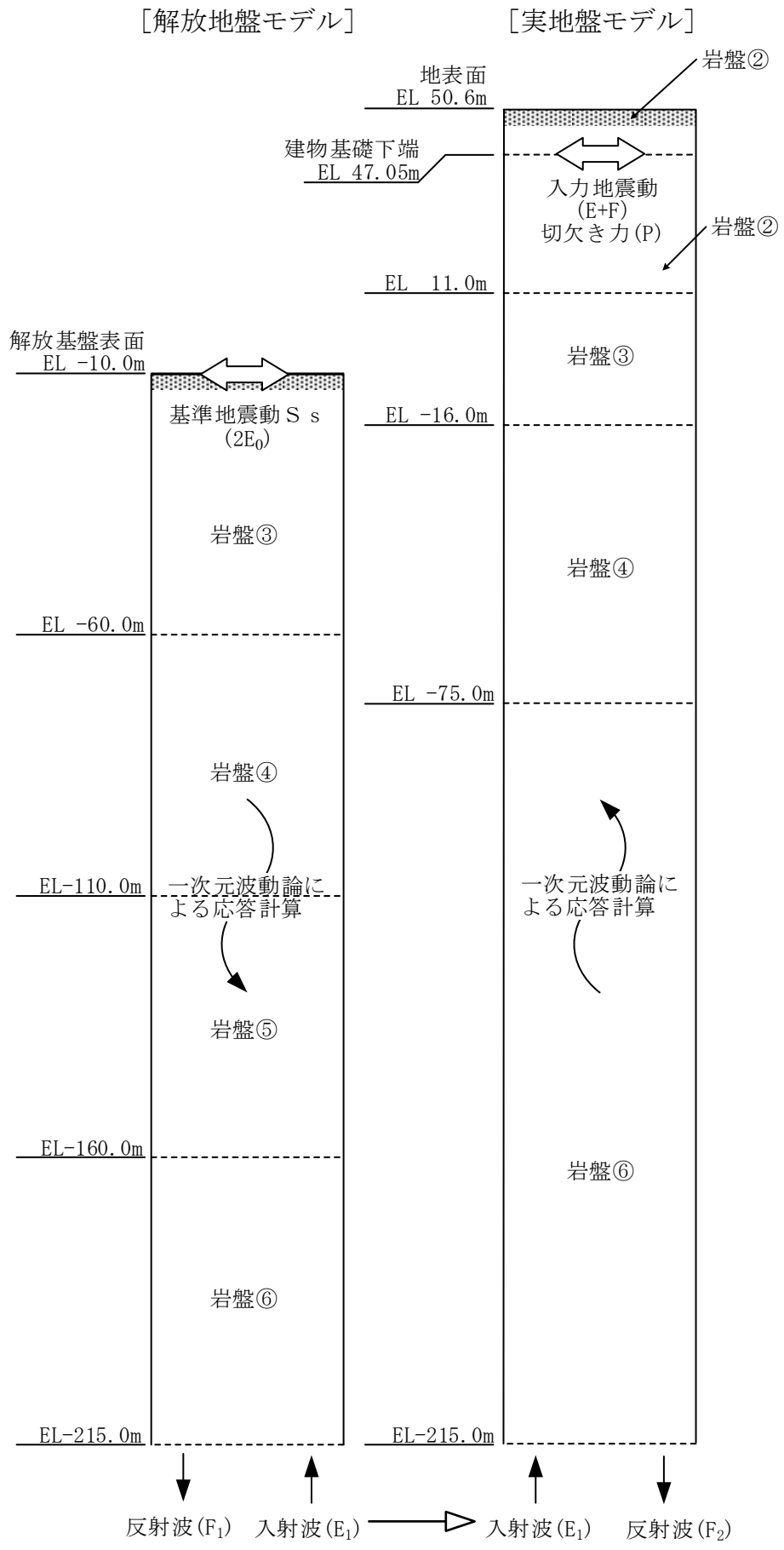


図 7.2.1-15(1) 1次元地盤モデル (水平方向)

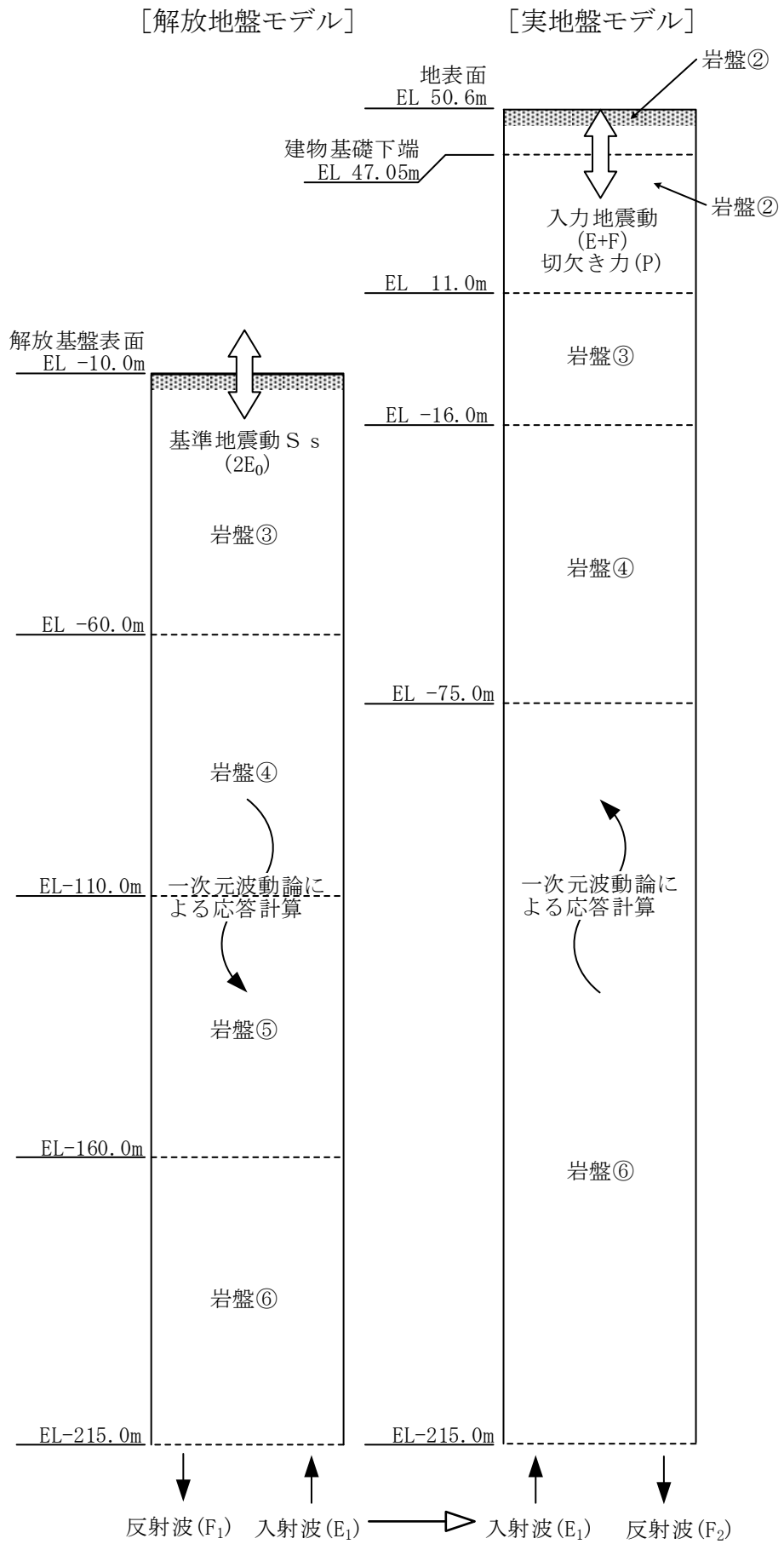
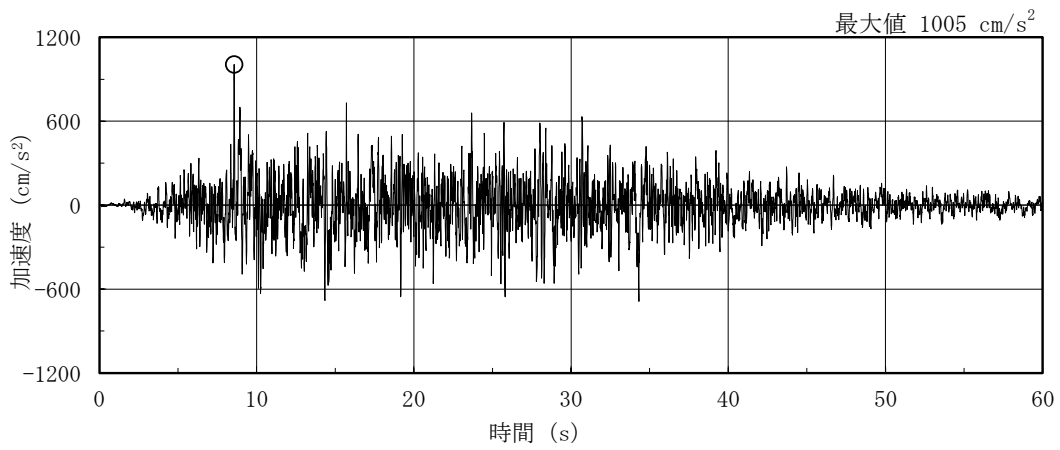
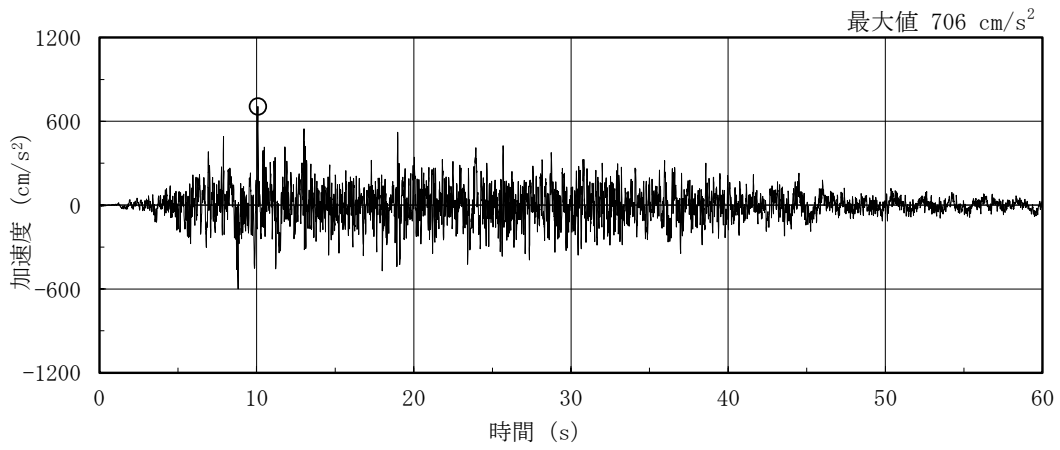


図 7.2.1-15(2) 1次元地盤モデル (鉛直方向)



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

図 7.2.1-16 入力地震動の加速度時刻歴波形 (基準地震動 S_s-D, EL 47.05m)

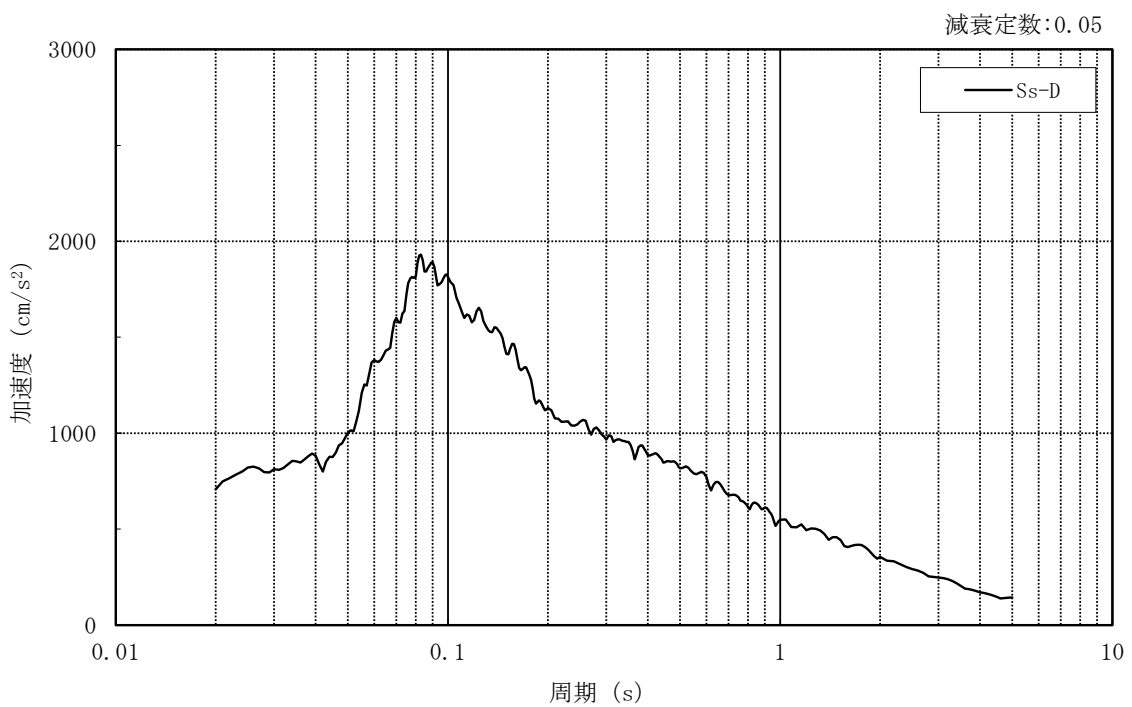
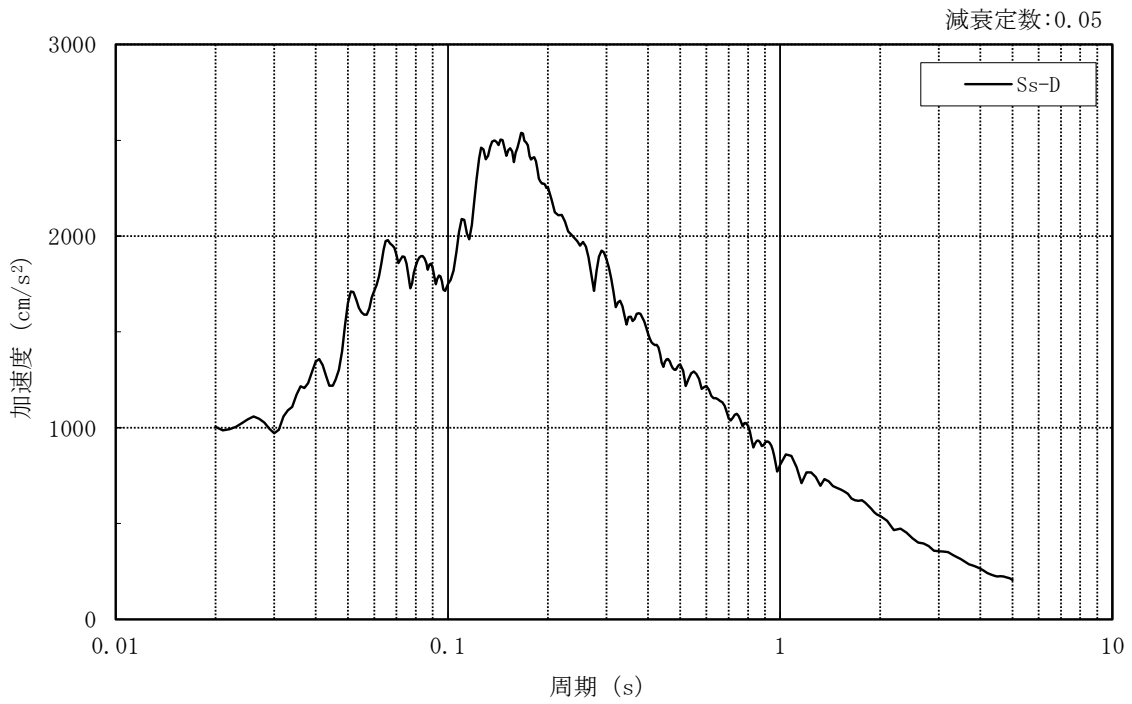


図 7.2.1-17 入力地震動の加速度応答スペクトル (基準地震動 S_s-D , EL 47.05m)

e. 解析ケース

免震装置の特性のばらつきを考慮した全解析ケースを表 7.2.1-25 に示す。

表 7.2.1-25 解析ケース

ケース	基準地震動	入力方向			免震装置の特性 のばらつき
		X	Y	Z	
S s - D (X)	S s - D	H ^{*1}	-	V ^{*2}	標準特性時
					剛性最大
					剛性最小
S s - D (Y)		-	H ^{*1}	V ^{*2}	標準特性時
					剛性最大
					剛性最小

注記*1：基準地震動 S s - D による水平方向の入力地震動

*2：基準地震動 S s - D による鉛直方向の入力地震動

f. 地震応答解析結果

各解析ケースにおける上部構造層間変形角を表 7.2.1-26 及び表 7.2.1-27 に、免震装置せん断ひずみを表 7.2.1-28 に示す。

表 7.2.1-26 上部構造層間変形角 (X方向)

ケース	階数	標準特性時	特性変動時	
			剛性最大	剛性最小
S s - D (X)	3 階	1/22838	1/25830	1/23904
	2 階	1/15969	1/17391	1/17194
	1 階	<u>1/15459</u>	1/16031	1/17000

注：下線はX方向の最大層間変形角

表 7.2.1-27 上部構造層間変形角 (Y方向)

ケース	階数	標準特性時	特性変動時	
			剛性最大	剛性最小
S s - D (Y)	3 階	1/35235	1/37400	1/39326
	2 階	1/23969	1/24366	1/27203
	1 階	1/21898	<u>1/21729</u>	1/24496

注：下線はY方向の最大層間変形角

表 7.2.1-28 免震装置せん断ひずみ

ケース	標準特性時	特性変動時	
		剛性最大	剛性最小
S s - D (X)	<u>131.67%</u>	109.59%	<u>168.34%</u>
S s - D (Y)	131.67%	109.59%	168.34%

注：下線は標準特性時，特性変動時それぞれの最大せん断ひずみ

(5) まとめ

地震応答解析により評価された結果の最大応答値を表 7.2.1-29 に示す。

保管場所への影響の観点からは、以下のように評価する。

「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説（（社）日本建築学会，2004 制定）」において，安全限界状態とされる層間変形角は 1/75 である。今回の解析結果による最大層間変形角は，この 1/75 を大幅に下回っている。

また，「免震構造の試評価例及び試設計例（（独）原子力安全基盤機構，2014）」において免震装置の設計目標値であるせん断ひずみは 166%（標準特性時）及び 250%（特性変動時）である。今回の解析結果による免震装置の最大せん断ひずみはこの値を下回っている。

以上のことから，建物は倒壊せず，保管場所への影響はないことを確認した。

表 7.2.1-29 最大応答値一覧

部位	項目	最大応答値	評価基準値
上部構造	最大層間変形角 (X方向)	1/15459 ($S_s - D(X)$ ，1階，標準特性時)	1/75
	最大層間変形角 (Y方向)	1/21729 ($S_s - D(Y)$ ，1階，剛性最大)	
免震装置	せん断ひずみ (標準特性時)	132% ($S_s - D(X)$)	166%
	せん断ひずみ (特性変動時)	169% ($S_s - D(X)$ ，剛性最小)	250%

7.2.2 1号機原子炉建物の外装材の耐震性評価

(1) 概要

本資料は、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」に基づき、「(2) 基本方針」のうち「a. 評価対象」で保管場所及びアクセスルートへの影響を評価するものとして整理した1号機原子炉建物鉄骨造部分の外装材について、地震発生時に外装材が脱落することによって、アクセスルートに対して波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。

(2) 基本方針

a. 評価対象

(a) 評価対象の整理

各建物のうち、倒壊しないと判断している建物について、各建物の地上部の外装材を支持する構造及び外装材を表 7.2.2-1 に示す。

鉄筋コンクリート造部分の外装材は、躯体に吹付塗装のため、保管場所及びアクセスルートへの影響がないと評価する。なお、吹付塗装以外の外装材を使用している部分はないことを確認している。

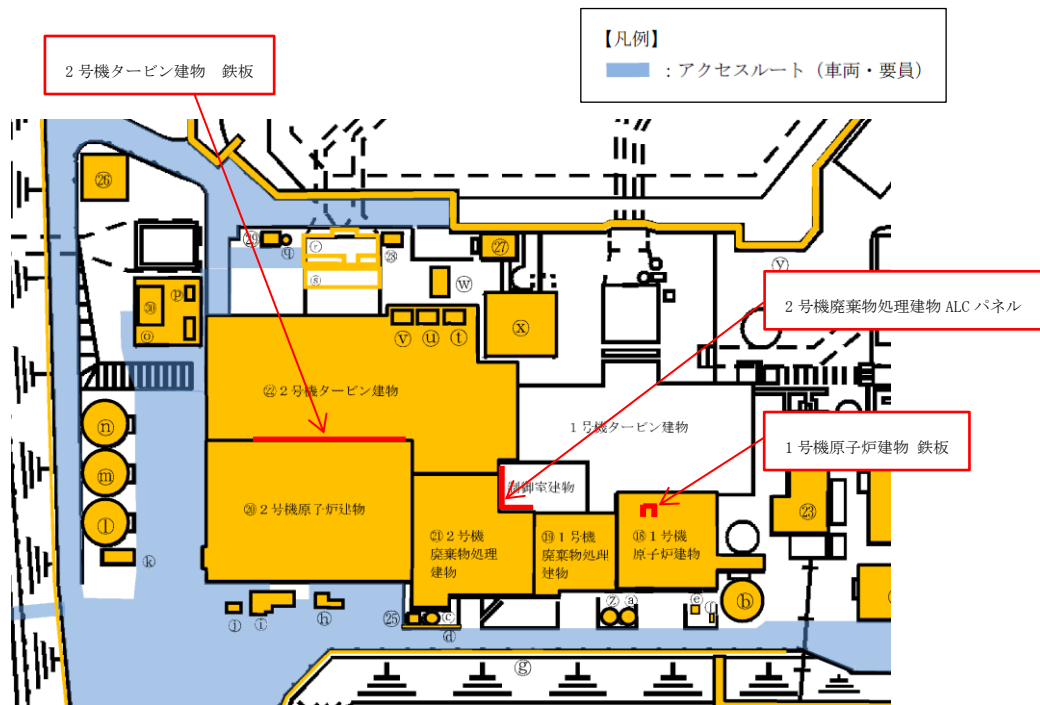
鉄骨造部分については、外装材の保管場所とアクセスルートへの影響を評価する。なお、アクセスルート側に位置しておらず、外装材の脱落を想定しても影響はないと整理した外装材の位置を図 7.2.2-1 に示す。

表 7.2.2-1 外装材の使用材料

管理番号*1	建物名称	地上部の外装材を支持する構造	外装材	影響評価 要否
1	緊急時対策所	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
6	ガスタービン発電機建物	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
18	1号機原子炉建物	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
		鉄骨造	複合板（鉄板＋断熱材＋鉄板）	要
		鉄骨造	鉄板	否*2
19	1号機廃棄物処理建物	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
20	2号機原子炉建物	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
21	2号機廃棄物処理建物	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
		鉄骨造	ALC パネル	否*2
22	2号機タービン建物	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
		鉄骨造	鉄板	否*2
30	2号機排気筒モニタ室	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否
53	免震重要棟	鉄筋コンクリート造	吹付塗装	否

注記*1：表 6-1 及び表 6-3 による管理番号を示す。

*2：アクセスルート側に位置しておらず、外装材の脱落を想定しても影響はない。



管理番号*	建物名称	地上部の外装材を支持する構造	外装材
18	1号機原子炉建物	鉄骨造	鉄板
21	2号機廃棄物処理建物	鉄骨造	ALCパネル
22	2号機タービン建物	鉄骨造	鉄板

注記* : 表 6-1 及び表 6-3 による管理番号を示す。

図 7.2.2-1 脱落を想定してもアクセスルートに影響がない外装材

(b) 評価対象

保管場所及びアクセスルートに影響を与える可能性のある建物外装材について1号機原子炉建物を対象とする。1号機原子炉建物の位置を図7.2.2-2に示す。

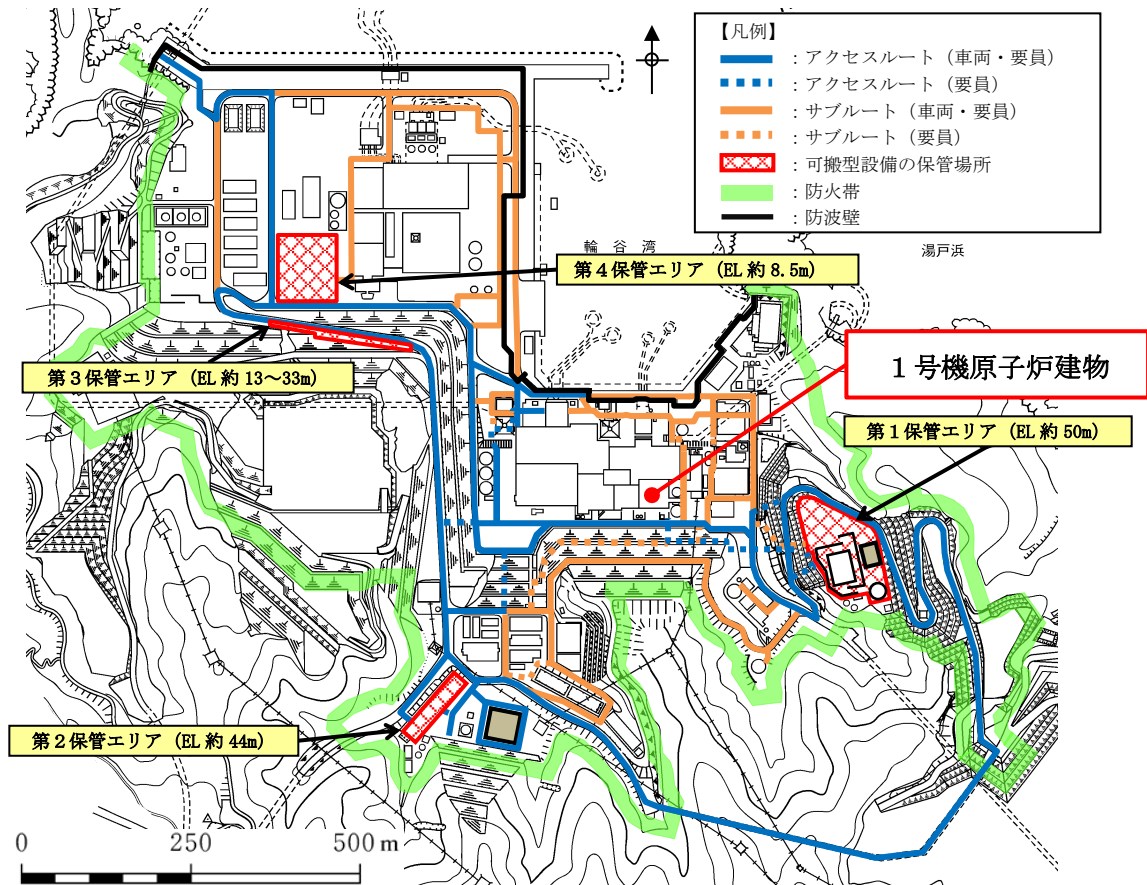


図 7.2.2-2 1号機原子炉建物の設置位置

b. 構造概要

1号機原子炉建物は、地上5階、地下1階建の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）の建物である。

1号機原子炉建物の平面は、 49.01m^{*1} （NS） $\times 41.96\text{m}^{*1}$ （EW）であり、3階床面（EL 31.0m^{*2} ）以上の部分は 31.62m^{*1} （NS） $\times 41.96\text{m}^{*1}$ （EW）である。

1号機原子炉建物の概略平面図（EL 44.0m^{*2} ）を図7.2.2-3に、概略立面図を図7.2.2-4に示す。

建物の構造は、燃料取替床（EL 44.0m^{*2} ）まで鉄筋コンクリート造であり、その上部は外壁面に外装材を有する鉄骨造である。

外装材は、外側波型鉄板、断熱材及び内側鉄板により構成された複合板であり、取付ボルトにより建物の鉄骨に固定されている。外装材（複合板）の概略構造図を図7.2.2-5に、使用材料を表7.2.2-2に示す。

注記*1：建物寸法は壁外面寸法とする。

*2：「EL」は東京湾平均海面（T.P.）を基準としたレベルを示す。

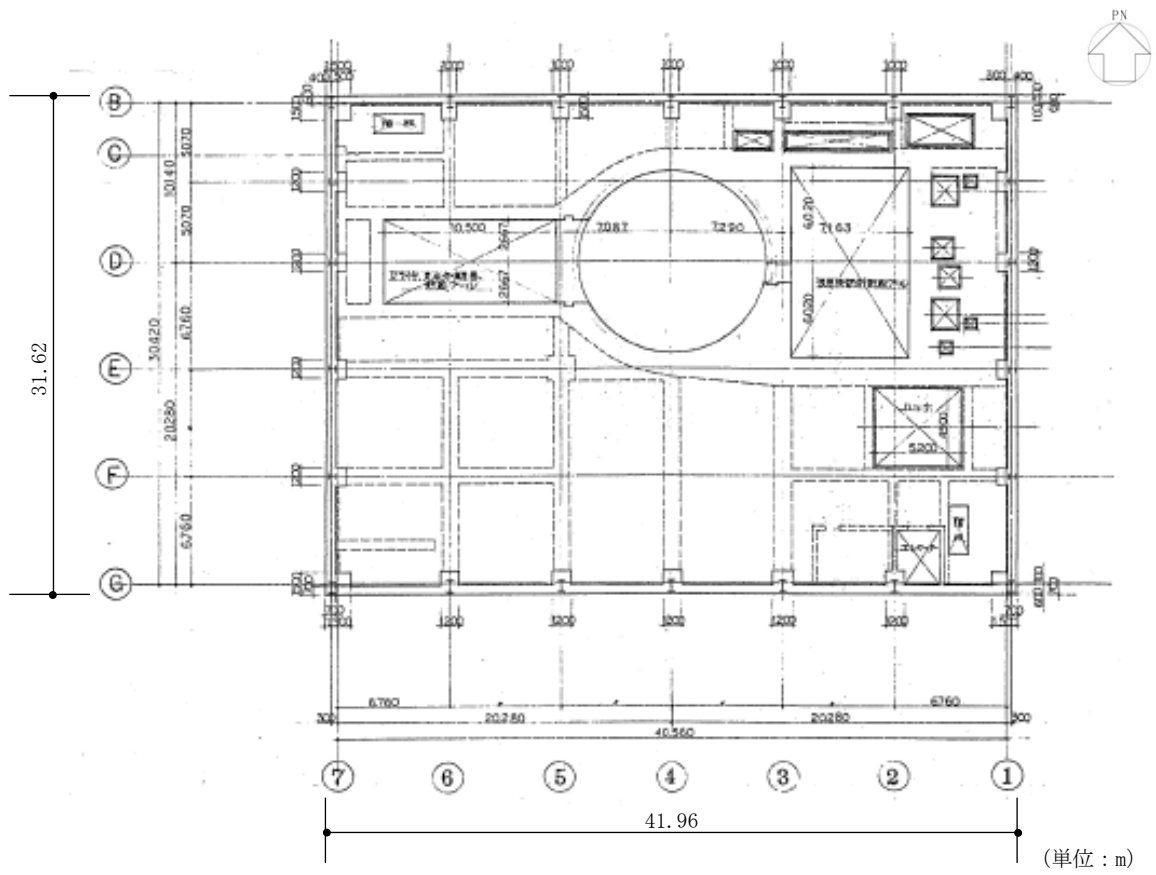


图 7.2.2-3 概略平面図 (EL 44.0m)

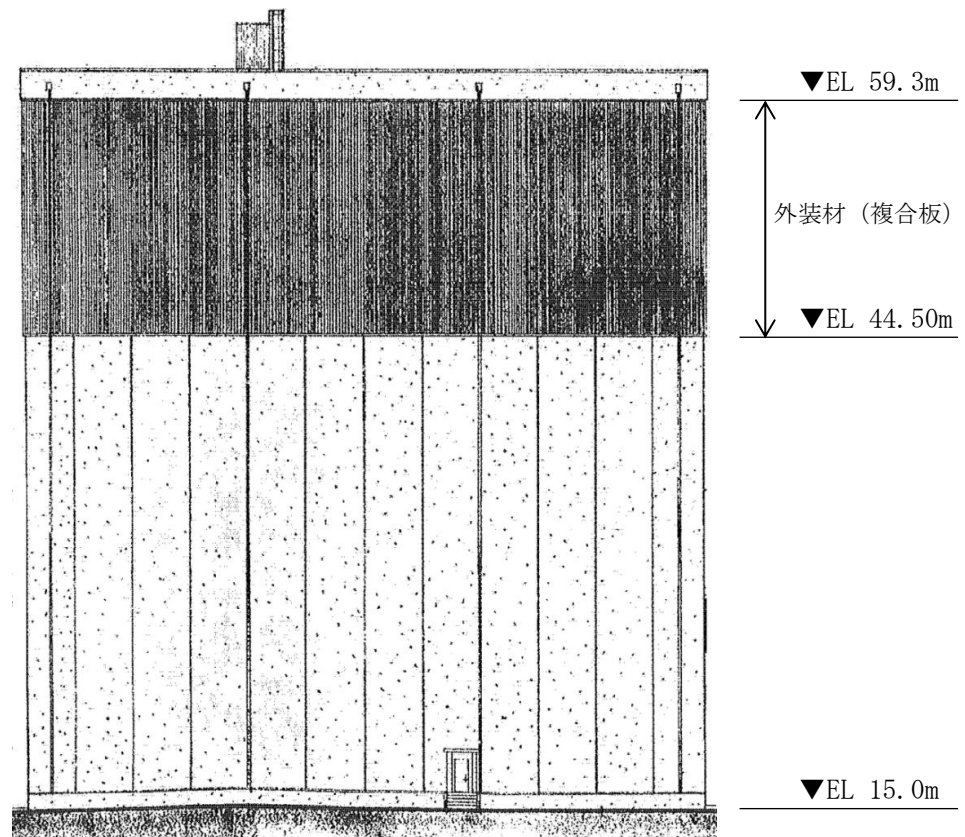


图 7.2.2-4 概略立面図 (南面)

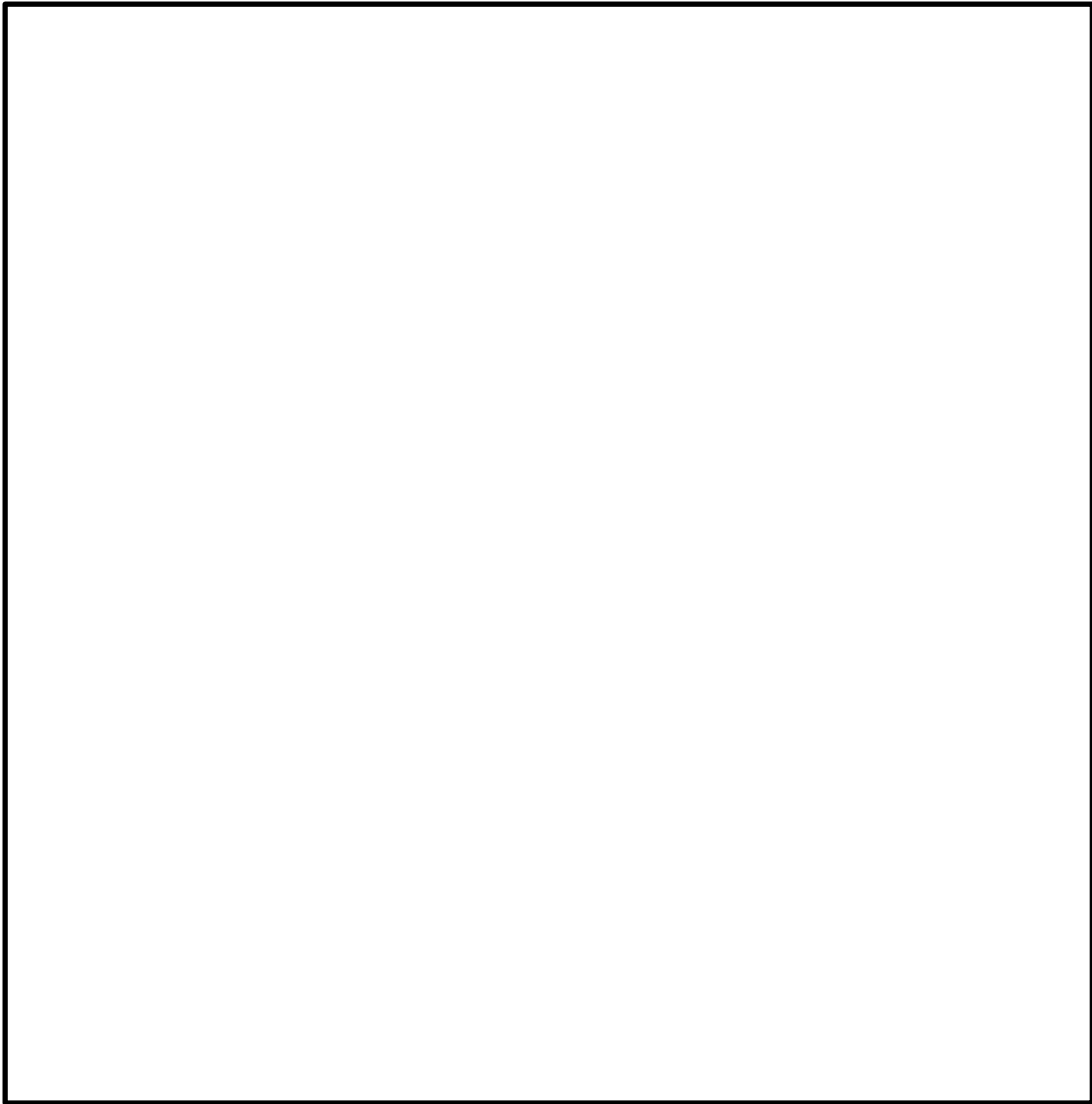


図 7.2.2-5 外装材（複合板）の概略構造図

表 7.2.2-2 外装材の使用材料

部位	材料
外装材 (複合板)	外側波型鉄板：厚さ <input type="text"/> mm (冷間圧延鋼板) 断熱材：厚さ <input type="text"/> mm 内側鉄板：厚さ <input type="text"/> mm
取付ボルト	ステンレスボルト：φ7.5

c. 評価方針

1号機原子炉建物外装材のアクセスルートに対する波及的影響の評価は、以下の方針で行う。

1号機原子炉建物外装材の波及的影響評価においては、基準地震動 S_s に対する評価を行うこととする。したがって、波及的影響評価として、基準地震動 S_s により建物に生じる変形及び外装材に生じる荷重により、外装材が脱落しないことを示す。

d. 適用規格・基準等

適用規格・基準等を以下に示す。

- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ((社) 日本電気協会)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 ((社) 日本電気協会)
- ・建築基準法・同施行令
- ・鋼構造設計規準-許容応力度設計法- ((社) 日本建築学会, 2005)
- ・建築工事標準仕様書 J A S S 2 7 乾式外壁工事 ((社) 日本建築学会, 2011)

(3) 耐震評価

a. 評価対象部位及び評価方針

1号機原子炉建物外装材の波及的影響評価において対象とする部位は、燃料取替床より上部の鉄骨造部分に設置された外装材のうちアクセスルートに面する南面の外装材とし、以下の方針に基づき検討を行う。

外装材は、1号機原子炉建物の鉄骨に取付ボルトにより固定されていることから、基準地震動 S_s により建物に生じる外装材面内方向の変形に対して外装材が追従することを確認する。また、基準地震動 S_s により外装材に生じる外装材面外方向の荷重に対し外装材に発生する応力が終局強度に至らないこと並びに基準地震動 S_s により外装材に生じる外装材面外方向及び鉛直方向の荷重に対し取付ボルトに発生する応力が終局強度に至らないことにより、外装材が脱落しないことを確認する。

b. 評価用変形及び荷重

評価用変形及び荷重は、基準地震動 S_s による1号機原子炉建物の変形及び建物の応答加速度により外装材に生じる慣性力とし、VI-2-11-2-1-1「1号機原子炉建物の耐震性についての計算書」に基づき設定する。

設定した評価用変形及び荷重を表7.2.2-3に示す。

表 7.2.2-3 評価用変形及び荷重

変形（変形角）	1/221
水平荷重（慣性力）	評価用震度 $6.0G^{*1}$ × 外装材重量
鉛直荷重（慣性力）	$(1.0G + \text{評価用震度 } 4.0G^{*2})$ × 外装材重量

注記*1：建物の最大応答加速度(5.4G)を上回る設計震度

*2：水平荷重評価用震度(6.0G)の2/3倍として設定した設計震度

c. 許容限界

外装材が建物の変形に対して追従することを確認する許容限界は、「建築工事標準仕様書 J A S S 2 7 乾式外壁工事（（社）日本建築学会，2011）」（以下「建築工事標準仕様書 J A S S 2 7 乾式外壁工事」という。）に基づき設定する。

外装材の面外方向及び鉛直方向に生じる慣性力に対して終局強度に至らないことを確認する許容限界について，外装材（複合板）は「J I S G 3 1 4 1 2005 冷間圧延鋼板及び鋼帯」に，また，取付けボルトは「J I S B 1 0 5 4 - 1 2013 耐食ステンレス鋼製締結用部品の機械的性質」及び「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005）」（以下，「S規準」という。）に基づき設定する。

設定した許容限界を，表 7.2.2-4 に示す。

表 7.2.2-4 波及的影響評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	項目	機能維持のための考え方	許容限界
アクセスルートに対する波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S s	変形 (変形角)	外装材が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	・外装材（複合板）*1 層間変形角： 1/100rad*2
		荷重 (慣性力)		・外装材（複合板）*1 曲げ応力度： 180N/mm ² *3 ・取付ボルト せん断応力度： 121N/mm ² *3 引張応力度： 210N/mm ² *3 せん断力を同時に受けるボルトの引張応力度： 210N/mm ² *3*4

注記*1：外装材（複合板）は，外側波型鉄板，断熱材及び内側鉄板により構成しているため，最も外側の外側波型鉄板が強度を負担するものとして設定。

*2：「建築工事標準仕様書 J A S S 2 7 乾式外壁工事」に基づく変形角。

*3：許容限界は終局強度に対し安全余裕を有したのものとして設定することとし，さらなる安全余裕を考慮して短期許容応力度とする。

*4：「S規準」に基づき次式により設定する。

$$f_{ts} = 1.4f_{t0} - 1.6\tau \quad \text{かつ} \quad f_{ts} \leq f_{t0}$$

f_{ts} ：せん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力度

f_{t0} ：ボルトの許容引張応力度

τ ：ボルトに作用するせん断応力度

d. 評価方法

(a) 変形に対する評価方法

変形に対する評価は「b. 評価用変形及び荷重」で設定した変形（変形角）が、「c. 許容限界」で設定した許容限界を超えないことを確認する。

(b) 荷重に対する評価方法

荷重に対する評価は、「b. 評価用変形及び荷重」で設定した荷重（慣性力）により外装材に発生する曲げ応力度並びに取付ボルトに生じる引張応力度及びせん断応力度が「c. 許容限界」で設定した許容限界を超えないことを確認する。

外装材に発生する曲げモーメント、取付ボルトに発生する引張荷重、せん断荷重及びこれらにより発生する応力度について、図 7.2.2-6 に示すモデルにより評価し、次式にて算定する。

表 7.2.2-5 に評価条件を示す。

外装材に生じる最大曲げモーメント

$$M_{\max} = M_B = \frac{W_H \cdot L^2}{8}$$

外装材に発生する曲げ応力度

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z}$$

取付ボルトに発生する最大引張荷重

$$T_{\max} = R_B = \frac{5 \cdot W_H \cdot L}{4 \cdot n}$$

取付ボルトに発生する引張応力度

$$\sigma_t = \frac{T_{\max}}{A}$$

取付ボルトに発生する最大せん断荷重

$$Q_{\max} = \frac{W_V \cdot d}{n}$$

取付ボルトに発生するせん断応力度

$$\tau_t = \frac{Q_{\max}}{A}$$

W_H ：水平荷重（慣性力）

W_V ：鉛直荷重（慣性力）

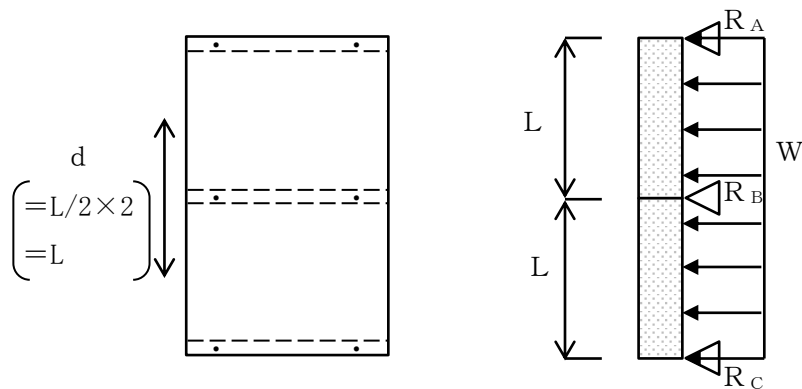
L ：外装材の支点間隔

Z ：外装材（外側波型鉄板）の断面係数

n ：各支持点当りの取付ボルトの本数

d ：取付ボルトの荷重負担幅

A ：取付ボルトの有効断面積



パネル立面図

断面概念図

図 7.2.2-6 2 スパン連続はりモデル図

表 7.2.2-5 1号機原子炉建物外装材の評価条件

項目	記号	値	単位
水平荷重（慣性力）*1	W_H	1.5	kN/m
鉛直荷重（慣性力）*2	W_V	1.25	kN/m
外装材の支点間隔	L	900	mm
外装材（外側波型鉄板）の断面係数*3	Z	4170	mm ³
各支持点当りの取付ボルトの本数	n	2	本
取付ボルトの荷重負担幅	d	900	mm
取付ボルトの有効断面積*4	A	20.1	mm ²

注記*1：評価用震度（6.0G）に外装材（複合板）の1枚あたりの単位重量（0.25kN/m）を乗じて算定した値。

*2：評価用震度（5.0G）に外装材（複合板）の1枚あたりの単位重量（0.25kN/m）を乗じて算定した値。

*3：外装材（複合板）は、外側波型鉄板、断熱材及び内側鉄板により構成しているため、最も外側の外側波型鉄板を強度部材として設定。

*4：取付ボルトの径はφ7.5であるが、現行規格として存在しないため、よりボルト径が小さいM6として設定。

(4) 評価結果

a. 変形に対する評価結果

変形（変形角）に対する評価結果を表 7.2.2-6 に示す。変形角が許容限界を超えないことを確認した。

表 7.2.2-6 変形に対する評価結果

評価項目	評価結果 (rad)	許容限界 (rad)	検定比
変形角	1/221	1/100	0.46

b. 荷重に対する評価結果

荷重（慣性力）に対する評価結果を表 7.2.2-7 に示す。いずれにおいても許容限界を超えないことを確認した。

表 7.2.2-7 荷重に対する評価結果

評価項目	評価結果 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	検定比
外装材の曲げ応力度	36.5	180	0.21
取付ボルトのせん断応力度	28.4	121	0.24
取付ボルトの引張応力度	42.1	210	0.21
せん断力を同時に受ける取付ボルトの引張応力度	42.1	210	0.21

以上より、基準地震動 S_s 時において、1号機原子炉建物の外装材がアクセスルートに対して波及的影響を及ぼさないことを確認した。