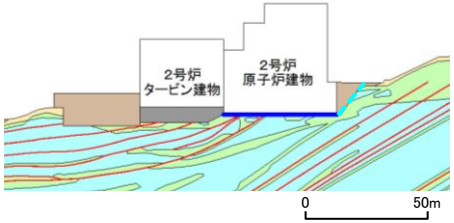
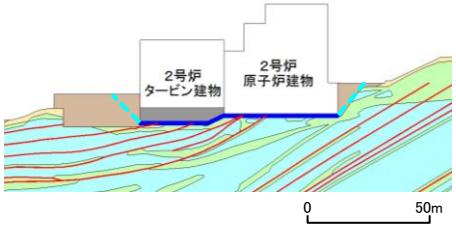
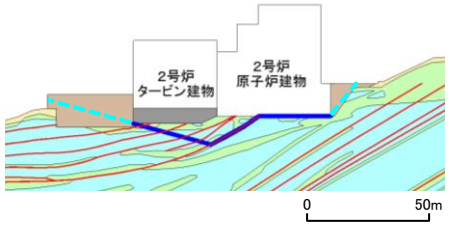
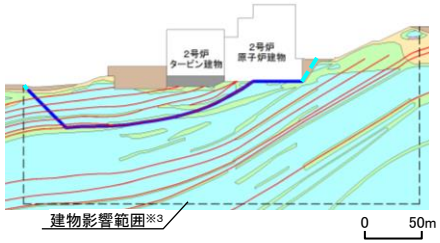
３．基礎地盤の安定性評価
３．７　評価結果

2号炉原子炉建物基礎地盤（南北）①－①’断面

・すべり安全率（平均強度）

	すべり面形状	基準地震動※1	最小すべり安全率※2
1	 基礎底面のすべり面（原子炉建物のみを通る切上がりを考慮しないすべり面）	Ss-D (+,−)	2.18 〔8.55〕
2	 基礎及びMMR底面のすべり面（原子炉建物及びタービン建物下MMR底面を通るすべり面）	Ss-D (+,+)	2.64 〔8.93〕

	すべり面形状	基準地震動※1	最小すべり安全率※2
3	 シーム沿いのすべり面（原子炉建物からシームを通りタービン建物下MMR左端へ抜けるすべり面）	Ss-D (−,+)	3.29 〔8.92〕
4	 シーム沿いのすべり面（原子炉建物からシームを通り建物影響範囲地表面の左端へ抜けるすべり面）	Ss-D (+,+)	2.13 〔8.56〕

【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※4　：最小すべり安全率

※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。

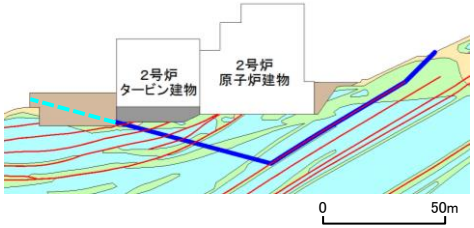
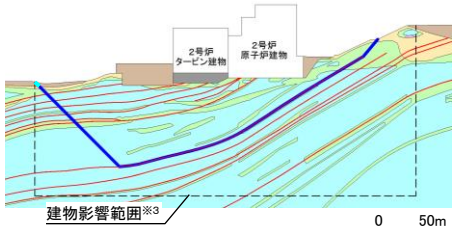
※2　〔 〕は，発生時刻(秒)を示す。

※3　建物影響範囲については，補足資料「5. 建物影響範囲の設定方法」に示す。

※4　破線は液状化影響を考慮する範囲(「3. 5 評価方法」を参照)

2号炉原子炉建物基礎地盤（南北）　①－①’断面

・すべり安全率（平均強度）

	すべり面形状	基準地震動 ※1	最小すべり安全率 ※2
5	 シーム沿いのすべり面（シーム右端からシームを通ってタービン建物下MMR左端へ抜けるすべり面）	Ss-N1 (−,+)	4.30 〔7.55〕
6	 シーム沿いのすべり面（シーム右端からシームを通って建物影響範囲左端へ抜けるすべり面）	Ss-D (+,−)	3.20 〔8.97〕

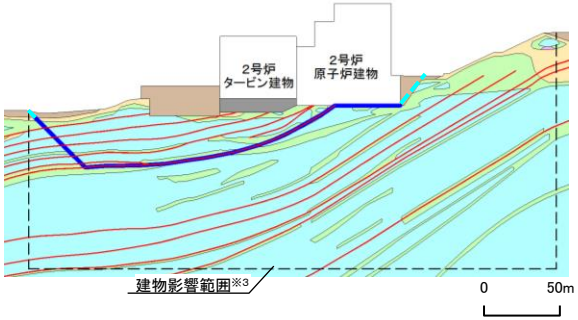
【凡例】
：C_H級 岩盤　：C_M級 岩盤　：C_L級 岩盤　：D級 岩盤
：埋戻土，盛土　：MMR　：シーム
：すべり面 ※4　：最小すべり安全率

※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　建物影響範囲については，補足資料「5．建物影響範囲の設定方法」に示す。
※4　破線は液状化影響を考慮する範囲（「3．5　評価方法」を参照）

・動的解析の結果，平均強度を用いたすべり安全率は1.5を上回ることを確認した。

2号炉原子炉建物基礎地盤（南北）　①－①’断面

・強度のばらつきを考慮したすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ※1	すべり安全率【平均強度】※2	すべり安全率【ばらつきを考慮した強度】※2
4	 シーム沿いのすべり面（原子炉建物からシームを通り建物影響範囲地表面の左端へ抜けるすべり面）	Ss-D (+,+)	2.13 〔8.56〕	1.98 〔8.56〕

※1　基準地震動（+,+）は反転なしを示す。
※2　〔 〕は，発生時刻（秒）を示す。
※3　建物影響範囲については，補足資料「5. 建物影響範囲の設定方法」に示す。
※4　破線は液状化影響を考慮する範囲（「3. 5　評価方法」を参照）

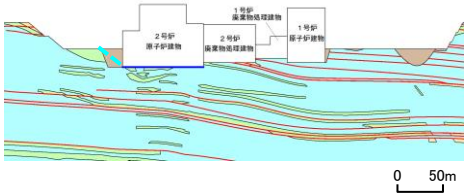
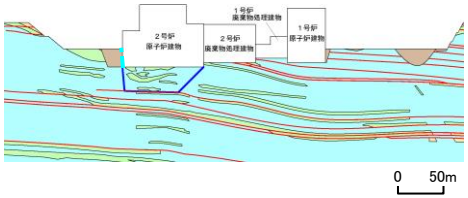
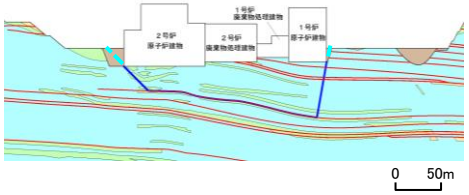
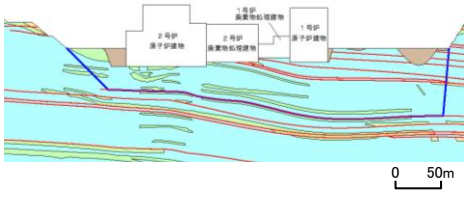
【凡例】
：C_H級 岩盤　：C_M級 岩盤　：C_L級 岩盤　：D級 岩盤
：埋戻土，盛土　：MMR　：シーム
：すべり面 ※4

・平均強度を用いたすべり安全率のうち最小ケースに対して，強度のばらつきを考慮して評価を行った結果，すべり安全率は1.5を上回ることを確認した。

余白

2号炉原子炉建物基礎地盤（東西）　②－②’断面

・すべり安全率（平均強度）

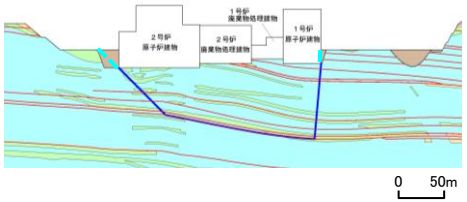
	すべり面形状	基準地震動 ※1	最小すべり安全率 ※2
1	 基礎底面のすべり面（2号炉原子炉建物のみを通る切上がりを考慮しないすべり面）	Ss-N1 (−,+)	6.03 〔7.53〕
2	 2号炉原子炉建物左端からシームを通って2号炉原子炉建物右端に抜けるすべり面	Ss-N1 (−,+)	7.40 〔7.40〕
3	 2号炉原子炉建物左端からシームを通って1号炉原子炉建物右端に抜けるすべり面	Ss-N1 (+,+)	4.15 〔7.39〕
4	 左側斜面法尻からシームを通って右側斜面法尻に抜けるすべり面	Ss-N1 (+,+)	2.57 〔7.39〕

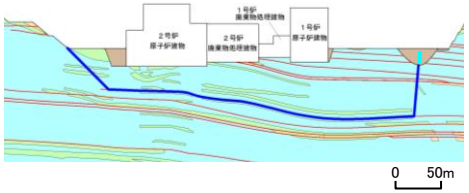
【凡例】
：C_H級 岩盤　：C_M級 岩盤　：C_L級 岩盤　：D級 岩盤
：埋戻土，盛土　：シーム
：すべり面 ※3　：最小すべり安全率

※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（「3．5　評価方法」を参照）

2号炉原子炉建物基礎地盤（東西）　②－②’断面

・すべり安全率（平均強度）

	すべり面形状	基準※1 地震動	最小すべり安全率※2
5	 2号炉原子炉建物左端からシームを通って1号炉原子炉建物右端に抜けるすべり面	Ss-N1 (+,+)	5.36 〔7.42〕

	すべり面形状	基準※1 地震動	最小すべり安全率※2
6	 左側斜面法尻からシームを通って右側の盛土に抜けるすべり面	Ss-N1 (+,+)	2.67 〔7.39〕

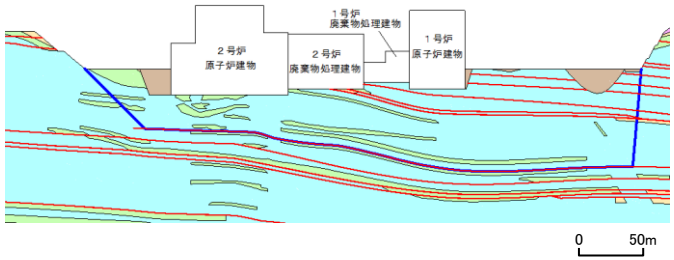
※1　基準地震動（+,+）は反転なし，（−,+）は水平反転，（+,−）は鉛直反転，（−,−）は水平反転かつ鉛直反転を示す。
※2　〔 〕は，発生時刻（秒）を示す。
※3　破線は液状化影響を考慮する範囲（「3．5　評価方法」を参照）

【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※3　：最小すべり安全率

・動的解析の結果，平均強度を用いたすべり安全率は1.5を上回ることを確認した。

2号炉原子炉建物基礎地盤（東西）　②－②’断面

・強度のばらつきを考慮したすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動 ※1	すべり安全率【平均強度】※2	すべり安全率【ばらつきを考慮した強度】※2
4	 左側斜面法尻からシームを通って右側斜面法尻に抜けるすべり面	Ss-N1 (+,+)	2.57 〔7.39〕	2.43 〔7.39〕

※1　基準地震動(+,+)は反転なしを示す。
※2　〔 〕は，発生時刻(秒)を示す。

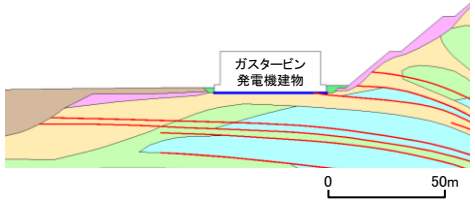
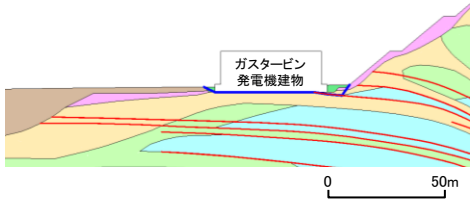
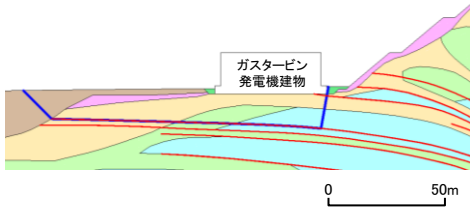
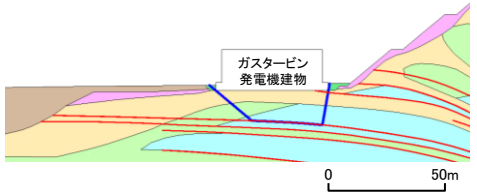
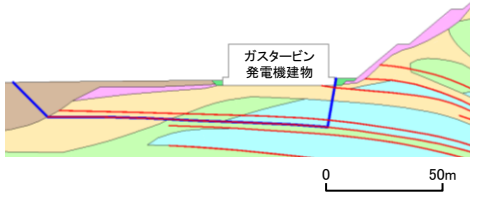
【凡例】
：C_H級 岩盤　：C_M級 岩盤　：C_L級 岩盤　：D級 岩盤
：埋戻土，盛土　：シーム
：すべり面

・平均強度を用いたすべり安全率のうち最小ケースに対して，強度のばらつきを考慮して評価を行った結果，すべり安全率は1.5を上回ることを確認した。

余白

ガスタービン発電機建物基礎地盤　③－③’断面

・すべり安全率（平均強度）

	すべり面形状	基準地震動※1	最小すべり安全率※2
1	 基礎底面のすべり面（ガスタービン発電機建物のみを通る切上がりを考慮しないすべり面）	Ss-D (+,+)	2.90 〔8.57〕
2	 シーム沿いのすべり面（斜面法尻からシームを通ってガスタービン発電機建物左端に抜けるすべり面）	Ss-N1 (−,+)	1.64 〔7.70〕
3	 シーム沿いのすべり面（ガスタービン発電機建物右端からシームを通って埋戻土部に抜けるすべり面）	Ss-N1 (−,+)	1.98 〔7.74〕
4	 シーム沿いのすべり面（ガスタービン発電機建物右端からシームを通ってガスタービン発電機建物左端に抜けるすべり面）	Ss-N1 (+,+)	3.12 〔7.45〕
5	 シーム沿いのすべり面（ガスタービン発電機建物右端からシームを通って埋戻土部に抜けるすべり面）	Ss-N1 (−,+)	2.02 〔7.75〕

【凡例】

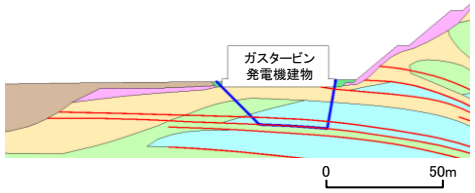
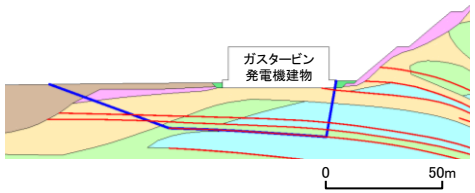
：C_H級 岩盤	：C_M級 岩盤	：C_L級 岩盤	：D級 岩盤
：埋戻土，盛土	：埋戻土（購入土）	：シーム	
：すべり面	：最小すべり安全率		

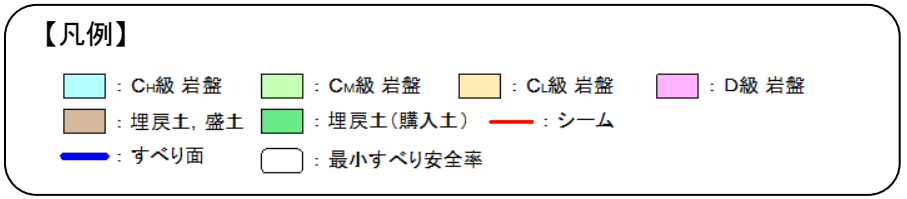
※1　基準地震動(+,+)は反転なし，(−,+)は水平反転，(+,−)は鉛直反転，(−,−)は水平反転かつ鉛直反転を示す。

※2　〔 〕は，発生時刻（秒）を示す。

ガスタービン発電機建物基礎地盤　③－③’断面

・すべり安全率（平均強度）

	すべり面形状	基準地震動 ※1	最小すべり安全率 ※2
6	 シーム沿いのすべり面（ガスタービン発電機建物右端からシームを通ってガスタービン発電機建物左端に抜けるすべり面）	Ss-N1 (+,+)	3.63 〔7.46〕
7	 シーム沿いのすべり面（ガスタービン発電機建物右端からシームを通って地表に抜けるすべり面）	Ss-N1 (−,+)	2.54 〔7.75〕

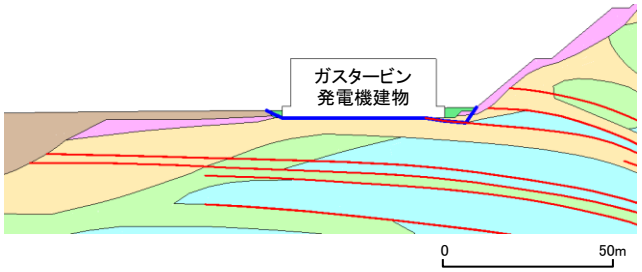


※1　基準地震動（+,+）は反転なし，（−,+）は水平反転，（+,−）は鉛直反転，（−,−）は水平反転かつ鉛直反転を示す。
※2　〔 〕は，発生時刻（秒）を示す。

・動的解析の結果，平均強度を用いたすべり安全率は1.5を上回ることを確認した。

ガスタービン発電機建物基礎地盤　③－③’断面

・強度のばらつきを考慮したすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動※1	すべり安全率【平均強度】※2	すべり安全率【ばらつきを考慮した強度】※2
2	 シーム沿いのすべり面（斜面法尻からシームを通ってガスタービン発電機建物左端に抜けるすべり面）	Ss-N1 (−,+)	1.64 〔7.70〕	1.63 〔7.70〕

※1　基準地震動(−,+)は水平反転を示す。
※2　〔 〕は，発生時刻(秒)を示す。

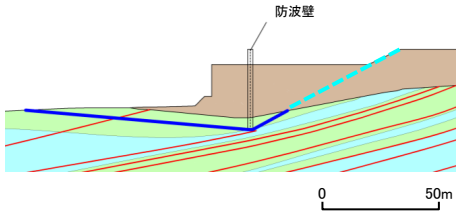
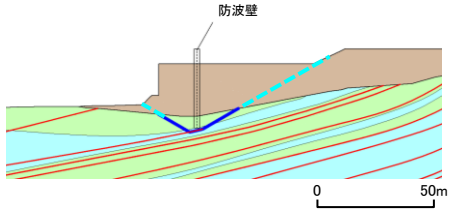
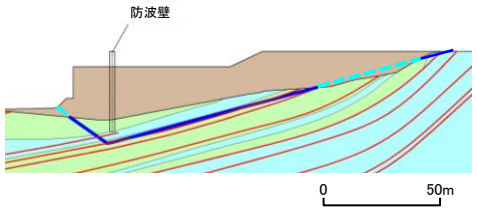
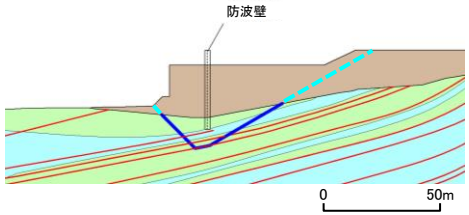
【凡例】
：C_H級 岩盤　：C_M級 岩盤　：C_L級 岩盤　：D級 岩盤
：埋戻土，盛土　：埋戻土(購入土)　：シーム
：すべり面

・平均強度を用いたすべり安全率のうち最小ケースに対して，強度のばらつきを考慮して評価を行った結果，すべり安全率は1.5を上回ることを確認した。

余白

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）基礎地盤　⑦－⑦’断面

・すべり安全率（平均強度）

	すべり面形状	基準地震動 ※1	最小すべり安全率 ※2
1	 防波壁底面を通るすべり面	Ss-N1 (−,+)	1.67 〔7.55〕
2	 防波壁右側からシームを通って防波壁左側に抜けるすべり面	Ss-N1 (−,+)	1.77 〔7.56〕
3	 防波壁右側からシームを通って防波壁左側に抜けるすべり面	Ss-D (−,−)	2.38 〔12.90〕
4	 防波壁右側からシームを通って防波壁左側に抜けるすべり面	Ss-N1 (−,+)	2.62 〔7.57〕

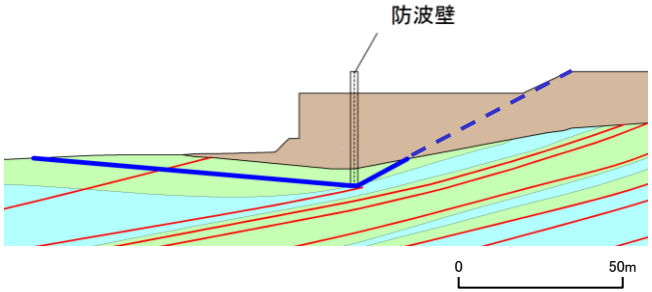
※1　基準地震動(+,+)は反転なし，(−,+)は水平反転，(+,−)は鉛直反転，(−,−)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
※2　〔 〕は，発生時刻(秒)を示す。
※3　破線は液状化影響を考慮する範囲(「3．5　評価方法」を参照)
※4　有効応力解析による妥当性確認結果を「3．8　液状化影響を考慮したすべり安定性評価の有効応力解析による妥当性確認」に示す。

【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 ※3　：最小すべり安全率

・動的解析の結果，平均強度を用いたすべり安全率は1.5を上回ることを確認した。

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）基礎地盤　⑦－⑦’断面

・強度のばらつきを考慮したすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動※1	すべり安全率【平均強度】※2	すべり安全率【ばらつきを考慮した強度】※2
1	 防波壁底面を通るすべり面	Ss-N1 (−,+)	1.67 〔7.55〕	1.60 〔7.55〕

※1　基準地震動(−,+)は水平反転を示す。
※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(「3．5　評価方法」を参照)
※4　有効応力解析による妥当性確認結果を「3．8　液状化影響を考慮したすべり安定性評価の有効応力解析による妥当性確認」に示す。

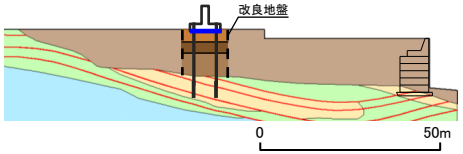
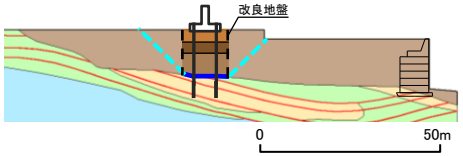
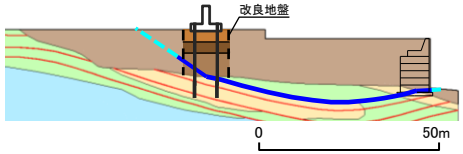
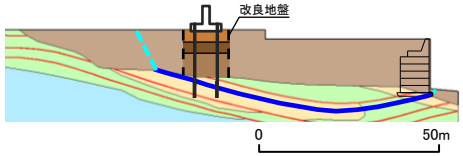
【凡例】
：C_H級 岩盤　：C_M級 岩盤　：C_L級 岩盤　：D級 岩盤
：埋戻土，盛土　：シーム
：すべり面 ※3

・平均強度を用いたすべり安全率のうち最小ケースに対して，強度のばらつきを考慮して評価を行った結果，すべり安全率は1.5を上回ることを確認した。

防波壁（逆T擁壁）基礎地盤　⑪－⑪’断面

第955回審査会合
資料1　P34 加筆・修正
※修正個所を青字で示す

・すべり安全率（平均強度）

	すべり面形状	基準※1 地震動	最小すべり安全率※2,3
1	 逆T擁壁底面を通るすべり面	Ss-N1 (+,+)	5.90 〔7.77〕
2	 地盤改良部底面を通るすべり面	Ss-D (+,+)	8.18 〔13.15〕
3	 B27シームを通るすべり面	Ss-D (+,+)	2.23 〔13.10〕
4	 B25・26シームを通るすべり面	Ss-D (−,−)	1.88 〔8.98〕

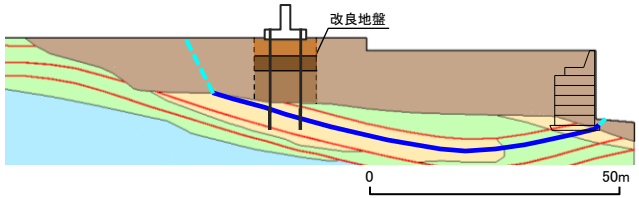
※1　基準地震動（+,+）は反転なし，（−,+）は水平反転，（+,−）は鉛直反転，（−,−）は水平反転かつ鉛直反転を示す。
※2　〔 〕は，発生時刻（秒）を示す。
※3　破線は液状化影響を考慮する範囲（「3．5　評価方法」を参照）
※4　グラウンドアンカーはモデル化せず，安全率算定時にグラウンドアンカーによる緊張力を考慮する。

【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　：改良地盤①　：改良地盤②　：改良地盤③
：シーム　：すべり面※3　：最小すべり安全率

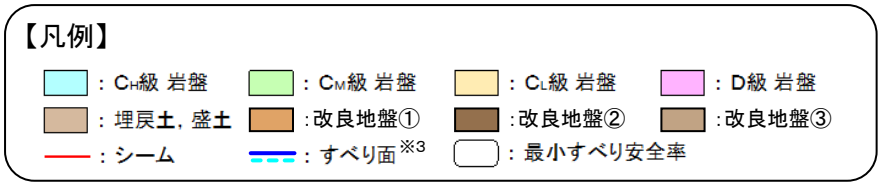
・動的解析の結果，平均強度を用いたすべり安全率は1.5を上回ることを確認した。

防波壁（逆T擁壁）基礎地盤　⑪－⑪’断面

・強度のばらつきを考慮したすべり安全率

	すべり面形状	基準 ※1 地震動	すべり安全率 【平均強度】※2	すべり安全率 【ばらつきを考慮した強度】※2
4	 B25・26シームを通るすべり面	Ss-D (-,-)	1.88 〔8.98〕	1.52 〔8.98〕

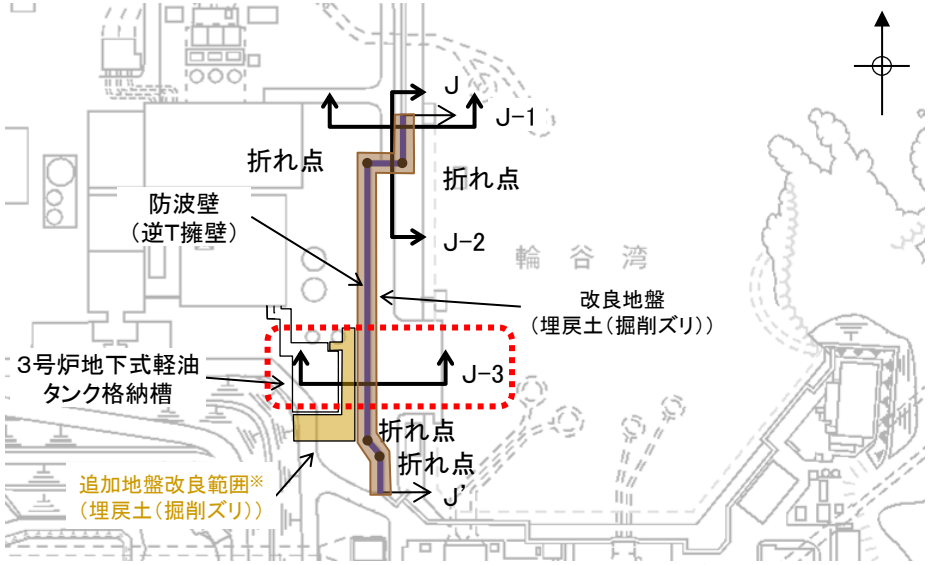
※1　基準地震動(+,+)は反転なしを示す。
※2　〔 〕は，発生時刻(秒)を示す。
※3　グラウンドアンカーはモデル化せず，安全率算定時にグラウンドアンカーによる緊張力を考慮する。



・平均強度を用いたすべり安全率のうち最小ケースに対して，強度のばらつきを考慮して評価を行った結果，すべり安全率は1.5を上回ることを確認した。
・しかしながら，自主的な裕度向上対策として，防波壁背後の地盤改良を実施する。

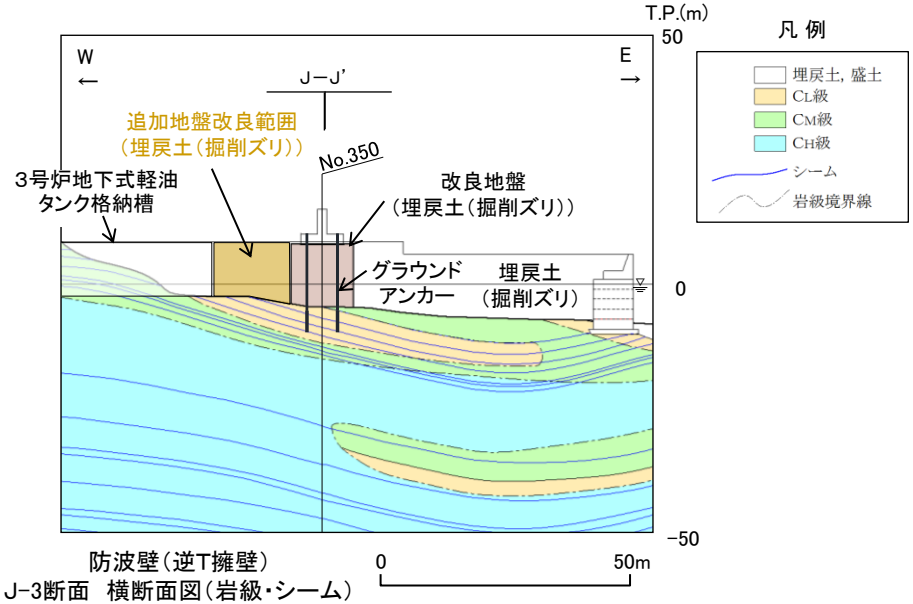
（参考）防波壁（逆T擁壁）のJ-3断面における対策工の計画（1／2）

・防波壁（逆T擁壁）の改良地盤底面にシーム及びC_L級岩盤が分布している範囲においては，J-3断面で動的解析を実施した結果（P163，164）を踏まえ，自主的な裕度向上対策として，防波壁背後の地盤改良を実施する。

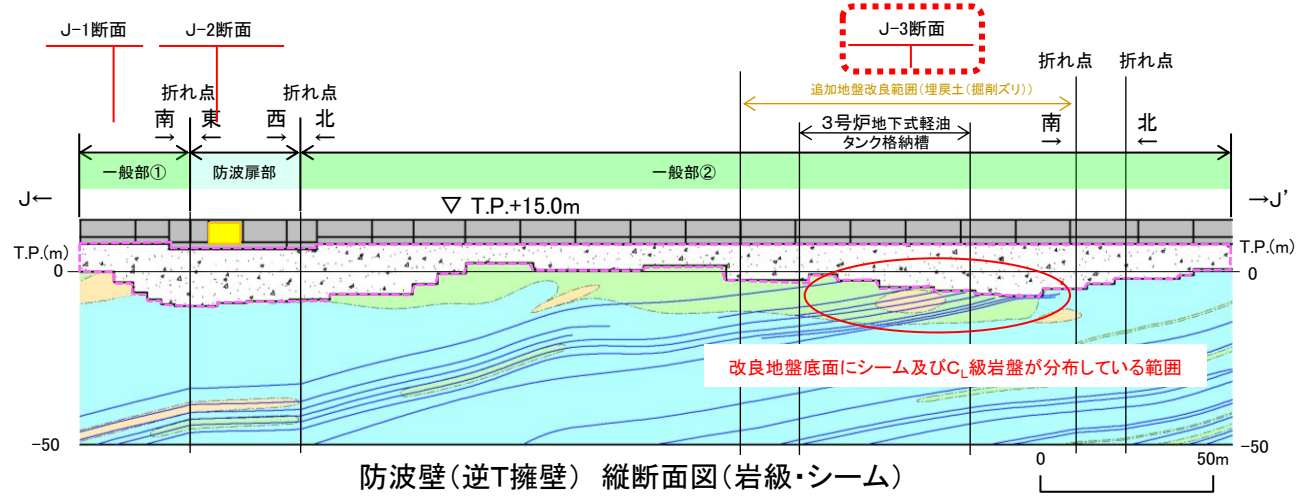


※ 改良範囲の拡大図を次頁に示す

断面位置図



防波壁（逆T擁壁）
J-3断面　横断面図（岩級・シーム）



防波壁（逆T擁壁）　縦断面図（岩級・シーム）

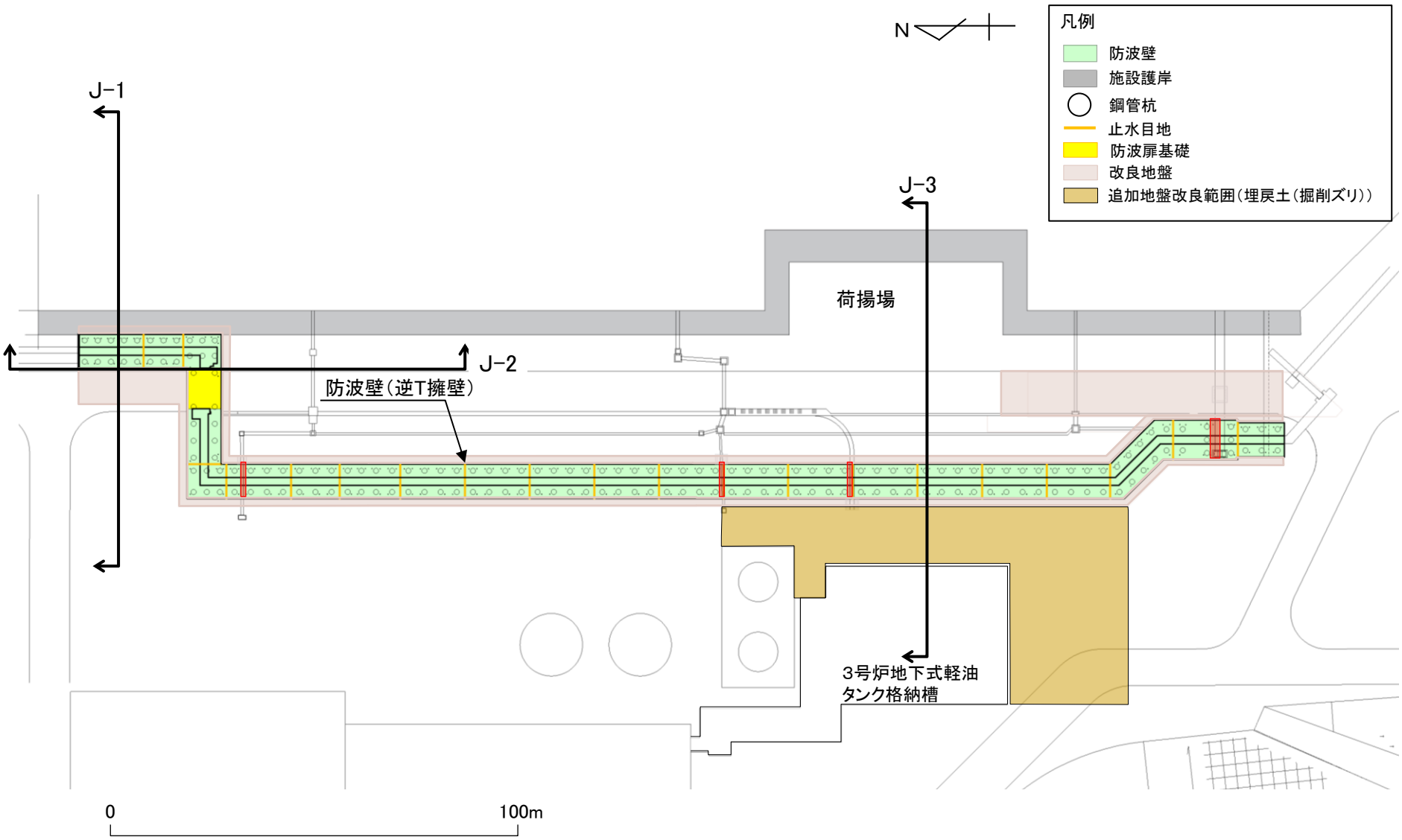
凡例

- 防波壁
- 埋戻土（掘削ズリ）
- 改良地盤（埋戻土（掘削ズリ））
- 岩級境界線
- シーム
- 防波扉
- C_L級
- C_M級
- C_H級

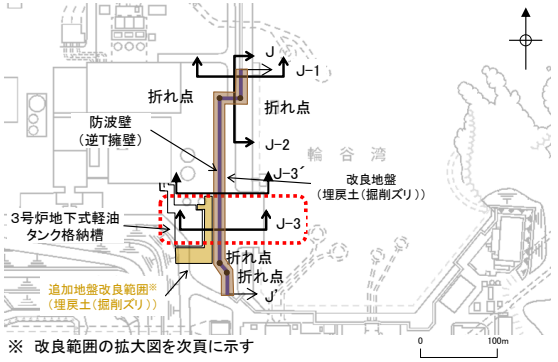
※1 図中の［　］については，地盤改良を実施しているが，元の埋戻土（掘削ズリ）の分布を示すために，改良前の地質状況を示している。

第940回審査会合資料1-1 P158 再掲

（参考）防波壁（逆T擁壁）のJ-3断面における対策工の計画（2／2）

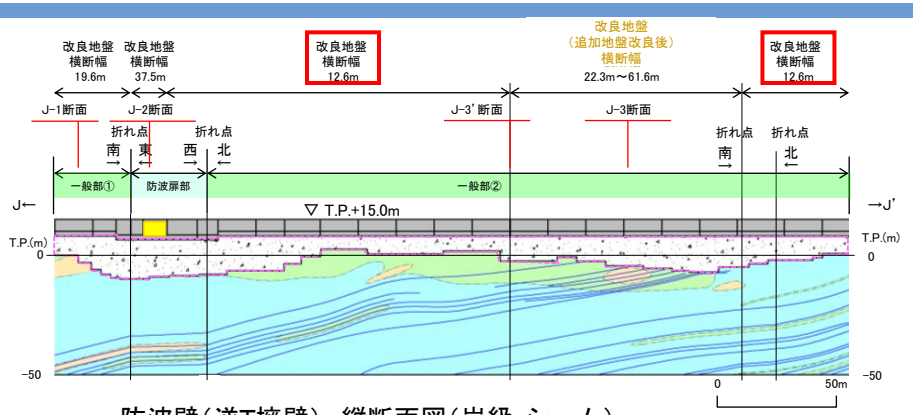


（参考）防波壁（逆T擁壁）における対策工範囲の考え方

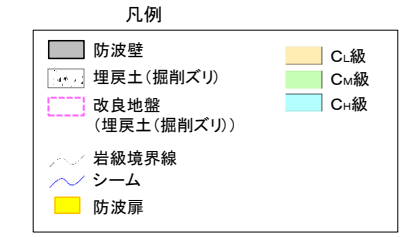


※ 改良範囲の拡大図を次頁に示す

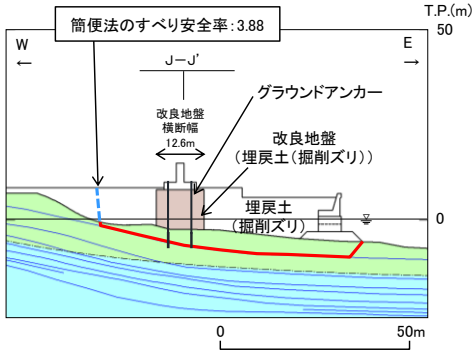
断面位置図



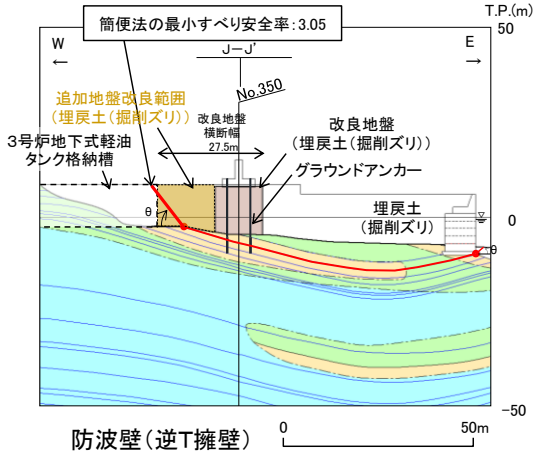
防波壁（逆T擁壁）　縦断面図（岩級・シーム）



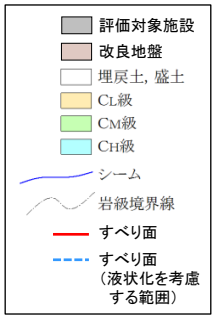
※ 図中の［　］については，地盤改良を実施しているが，
元の埋戻土（掘削ズリ）の分布を示すために，改良前の地質状況を示している。



防波壁（逆T擁壁）
J-3´断面　横断面図（岩級・シーム）
【改良地盤横断幅12.6m】



防波壁（逆T擁壁）
J-3断面　横断面図（岩級・シーム）
【改良地盤横断幅27.5m】



・一般部②のうち，改良地盤横断幅12.6mの範囲では，改良地盤直下のシームが深いことから，シーム沿いのすべり安全率が大きくなると考えられる。
・シーム深度が十分深くなるJ-3´断面の位置においてすべり安全率を算定した結果，すべり安全率は3.88となり，J-3断面において，追加地盤改良を考慮※したシーム沿いのすべり安全率（3.05）より十分大きいことを確認した。
・以上のことから，地盤改良は，J-3´断面の手前まで実施することとする。

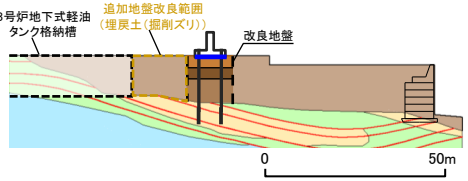
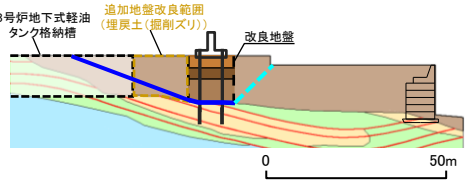
※液状化抑制を目的とするため，すべり安全率算定において，液状化影響は考慮しない。
また，解析用物性値は，保守的に埋戻土（掘削ズリ）とする。

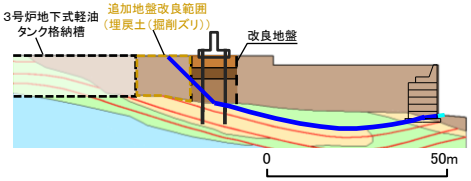
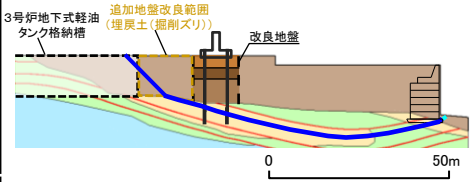
余白

（参考）対策工を実施した場合の安定性評価結果（1／2）

第940回審査会合
資料1-1　P161 加筆・修正
※修正個所を青字で示す

・すべり安全率（平均強度）

	すべり面形状	基準※1 地震動	最小すべり安全率
1	 逆T擁壁底面を通るすべり面	Ss-N1 (+,+)	5.90 〔7.77〕
2	 地盤改良部底面を通るすべり面	Ss-N2 (NS) (−,+)	5.25 〔24.45〕

	すべり面形状	基準※1 地震動	最小すべり安全率
3	 B27シームを通るすべり面	Ss-D (+,+)	2.42 〔13.11〕
4	 B25・26シームを通るすべり面	Ss-D (+,+)	2.02 〔13.14〕

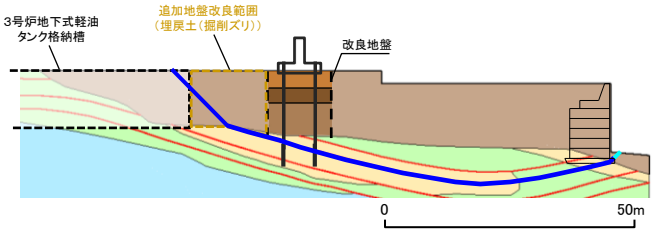
※1　基準地震動（+,+）は反転なし，（−,+）は水平反転，（+,−）は鉛直反転，（−,−）は水平反転かつ鉛直反転を示す。
※2　〔 〕は，発生時刻（秒）を示す。
※3　破線は液状化影響を考慮する範囲（「3．5　評価方法」を参照）
※4　グラウンドアンカーはモデル化せず，安全率算定時にグラウンドアンカーによる緊張力を考慮する。
※5　追加地盤改良範囲は，すべり安全率算定において，液状化影響は考慮しない。また，解析用物性値は，保守的に埋戻土（掘削ズリ）とする。

【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　：改良地盤①　：改良地盤②　：改良地盤③
：シーム　：すべり面※3　：最小すべり安全率

・対策工を実施した場合において，動的解析を実施した結果，平均強度を用いたすべり安全率は2.02と，改善されることを確認した。

（参考）対策工を実施した場合の安定性評価結果（2／2）

・強度のばらつきを考慮したすべり安全率

	すべり面形状	基準 ※1 地震動	すべり安全率 【平均強度】※2，3	すべり安全率 【ばらつきを考慮した強度】※2，3
4	 B25・26シームを通るすべり面	Ss-D (+,+)	2.02 〔13.14〕	1.67 〔13.14〕

※1　基準地震動（+,+）は反転なしを示す。
※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（「3．5　評価方法」を参照）
※4　グラウンドアンカーはモデル化せず，安全率算定時にグラウンドアンカーによる緊張力を考慮する。
※5　追加地盤改良範囲は，すべり安全率算定において，液状化影響は考慮しない。また，解析用物性値は，保守的に埋戻土（掘削ズリ）とする。

【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　：改良地盤①　：改良地盤②　：改良地盤③
：シーム　：すべり面※3　：最小すべり安全率

・平均強度を用いたすべり安全率のうち最小ケースに対して，強度のばらつきを考慮して評価を行った結果，すべり安全率は1.67と改善されることを確認した。

支持力

・いずれの施設においても，地震時最大接地圧は評価基準値を下回っていることから，施設の基礎地盤は十分な支持力を有している。

対象施設	基準地震動 ※	地震時最大接地圧 (N/mm^2) 〔発生時刻(秒)〕	基礎地盤支持力の評価基準値 (N/mm^2)
2号炉原子炉建物	Ss-D (-,-)	2.19 〔14.58〕	9.8以上
防波壁(多重鋼管杭式擁壁)	Ss-D (-,-)	2.39 〔8.80〕	9.8以上
ガスタービン発電機建物	Ss-D (-,-)	1.01 〔9.03〕	3.9
防波壁(逆T擁壁)	Ss-F2	0.38 〔15.43〕	1.4

※　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。

基礎底面の傾斜　2号炉原子炉建物（南北）（①－①’断面）

第940回審査会合
資料1-1　P164 加筆・修正
※修正個所を青字で示す

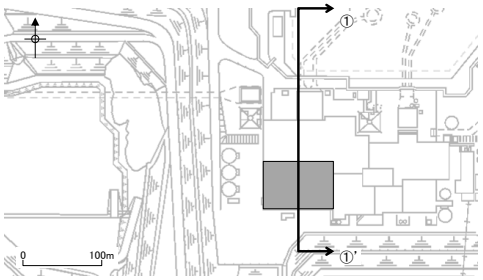
・各地震動による基礎底面の傾斜の一覧を下表に示す。

基礎底面の傾斜

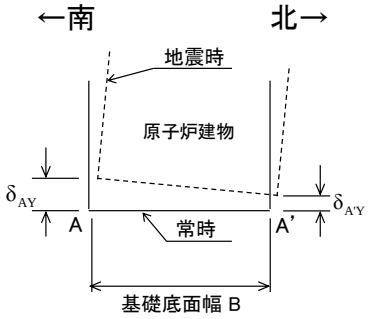
	2号炉原子炉建物（①－①’断面）※1，2											
	Ss－N1		Ss－N2				Ss－D				Ss-F1	Ss-F2
			水平NS		水平EW							
	(+,+)	(−,+)	(+,+)	(−,+)	(+,+)	(−,+)	(+,+)	(+,−)	(−,+)	(−,−)		
相対変位（cm）	−0.24	0.29	0.17	−0.17	0.17	−0.17	0.29	−0.31	0.31	−0.29	−0.12	0.18
傾斜	1/28,000	1/23,000	1/40,000	1/40,000	1/40,000	1/40,000	1/24,000	1/22,000	1/22,000	1/24,000	1/59,000	1/38,000

■：最大傾斜

※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　相対変位がプラスの場合は北傾斜，マイナスの場合は南傾斜を示す。



断面位置図



相対変位量＝$\delta_{AY} - \delta_{A'Y}$

相対変位イメージ図

基礎底面の傾斜　2号炉原子炉建物（東西）（②－②’断面）

第940回審査会合
資料1-1　P165 加筆・修正
※修正個所を青字で示す

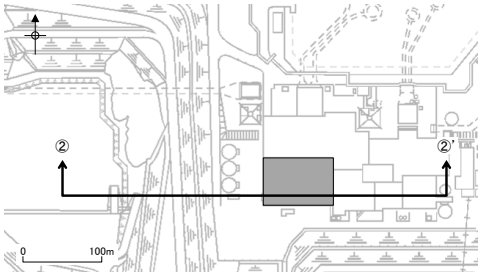
・各地震動による基礎底面の傾斜の一覧を下表に示す。

基礎底面の傾斜

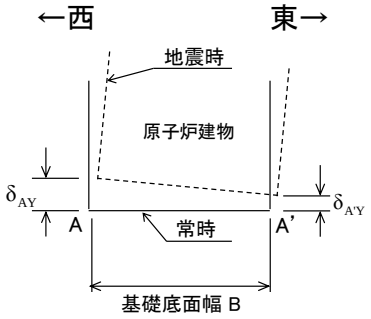
	2号炉原子炉建物（②－②’断面）※1，2											
	Ss－N1		Ss－N2				Ss－D				Ss-F1	Ss-F2
			水平NS		水平EW							
	(−,+)	(+,+)	(−,+)	(+,+)	(−,+)	(+,+)	(−,+)	(−,−)	(+,+)	(+,−)		
相対変位（cm）	−0.22	0.22	0.19	0.16	−0.16	0.15	−0.23	0.20	−0.20	0.23	−0.22	−0.17
傾斜	1/41,000	1/41,000	1/47,000	1/56,000	1/55,000	1/58,000	1/38,000	1/43,000	1/43,000	1/38,000	1/40,000	1/53,000

：最大傾斜

※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　相対変位がプラスの場合は東傾斜，マイナスの場合は西傾斜を示す。



断面位置図



相対変位量＝$\delta_{AY} - \delta_{A'Y}$

相対変位イメージ図

基礎底面の傾斜　ガスタービン発電機建物（③－③’断面）

第940回審査会合
資料1-1　P166 加筆・修正
※修正個所を青字で示す

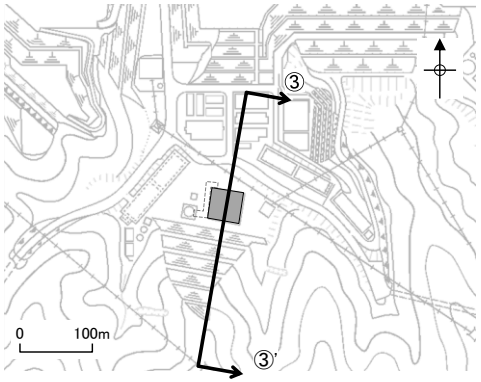
・各地震動による基礎底面の傾斜の一覧を下表に示す。

基礎底面の傾斜

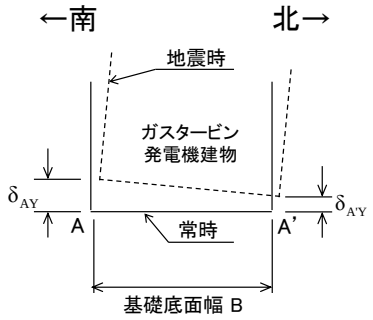
	ガスタービン発電機建物（③－③’断面）※1，2											
	Ss－N1		Ss－N2				Ss－D				Ss-F1	Ss-F2
			水平NS		水平EW							
	(+,+)	(−,+)	(+,+)	(−,+)	(+,+)	(−,+)	(+,+)	(+,−)	(−,+)	(−,−)		
相対変位（cm）	−0.12	−0.10	0.13	−0.10	−0.09	−0.14	−0.15	0.17	−0.17	0.15	0.13	0.13
傾斜	1/38,000	1/45,000	1/37,000	1/49,000	1/51,000	1/35,000	1/31,000	1/28,000	1/28,000	1/31,000	1/36,000	1/36,000

：最大傾斜

※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　相対変位がプラスの場合は北傾斜，マイナスの場合は南傾斜を示す。



断面位置図



相対変位量＝$\delta_{AY} - \delta_{A'Y}$

相対変位イメージ図

第940回審査会合資料1-1 P167 加筆・修正
※修正個所を青字で示す

基礎底面の傾斜　防波壁（多重鋼管杭式擁壁）（⑦－⑦’断面）

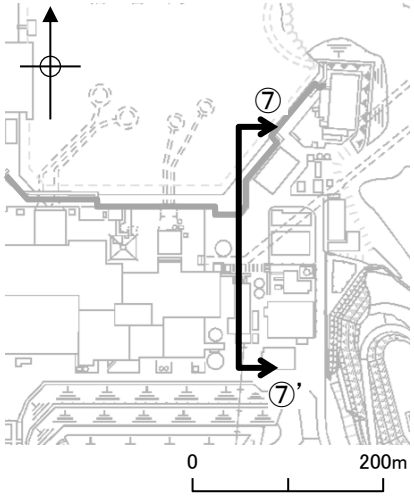
・各地震動による基礎底面の傾斜の一覧を下表に示す。

基礎底面の傾斜

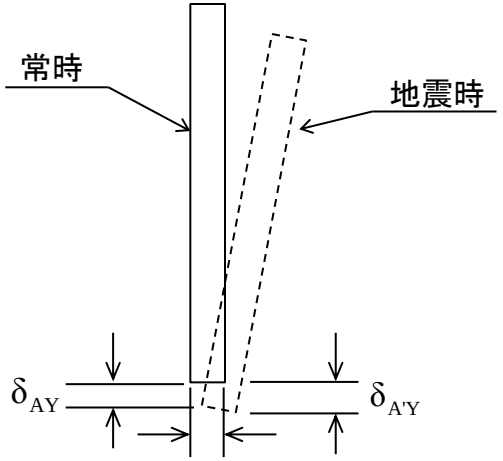
	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）（⑦－⑦’断面）※1，2											
	Ss－N1		Ss－N2				Ss－D				Ss-F1	Ss-F2
			水平NS		水平EW							
	(+,+)	(−,+)	(+,+)	(−,+)	(+,+)	(−,+)	(+,+)	(+,−)	(−,+)	(−,−)		
相対変位（cm）	0.0037	−0.0038	−0.0027	−0.0038	0.0026	−0.0024	−0.0049	0.0056	−0.0056	0.0049	−0.0027	0.0037
傾斜	1/59,000	1/57,000	1/81,000	1/57,000	1/85,000	1/90,000	1/44,000	1/39,000	1/39,000	1/44,000	1/80,000	1/58,000

：最大傾斜

※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　相対変位がプラスの場合は北傾斜，マイナスの場合は南傾斜を示す。



断面位置図



相対変位量＝$\delta_{AY} - \delta_{A'Y}$

相対変位イメージ図

基礎底面の傾斜　防波壁（逆T擁壁）（⑪－⑪’断面）

第955回審査会合
資料1　P37 加筆・修正
※修正個所を青字で示す

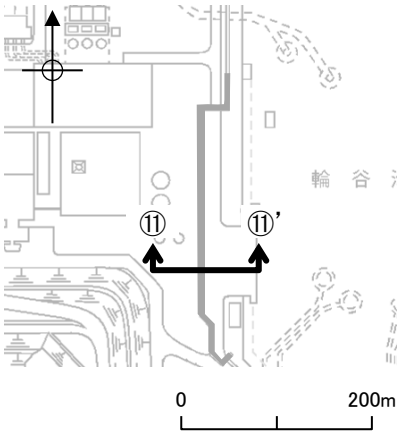
・各地震動による基礎底面の傾斜の一覧を下表に示す。

基礎底面の傾斜

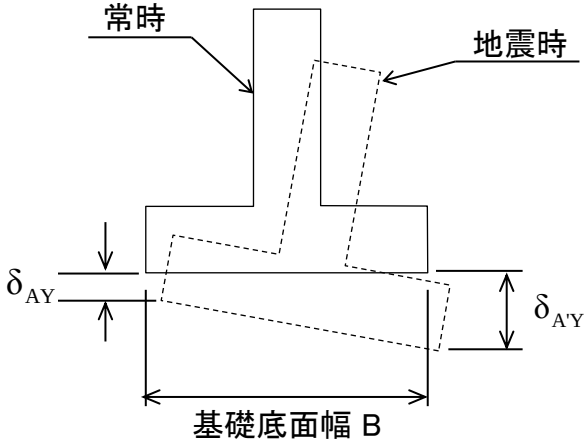
	防波壁（逆T擁壁）（⑪－⑪’断面）※1，2											
	Ss－N1		Ss－N2				Ss－D				Ss-F1	Ss-F2
			水平NS		水平EW							
	(+,+)	(−,+)	(+,+)	(−,+)	(+,+)	(−,+)	(+,+)	(+,−)	(−,+)	(−,−)		
相対変位（cm）	4.87	−4.58	1.51	−1.39	−1.33	−1.59	4.59	5.38	−5.38	−4.59	1.92	−2.41
傾斜	1/174	1/186	1/562	1/613	1/638	1/534	1/185	1/158	1/158	1/185	1/443	1/353

：最大傾斜

※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　相対変位がプラスの場合は東傾斜，マイナスの場合は西傾斜を示す。



断面位置図



相対変位イメージ図

基礎底面の傾斜　まとめ（1／2）

第940回審査会合
資料1-1　P169 加筆・修正
※修正個所を青字で示す

各施設における基礎底面の最大傾斜

対象施設	検討断面	基準地震動※	最大相対鉛直変位（cm）〔発生時刻（秒）〕	最大傾斜	評価基準値の目安
2号炉原子炉建物	①－①’断面（南北）	Ss-D（-,+）	0.31〔8.60〕	1/22,000	1/2,000
ガスタービン発電機建物	③－③’断面（南北）	Ss-D（+,-）	0.17〔10.09〕	1/28,000	

※　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。

・いずれの施設においても評価基準値の目安を下回っていることを確認した。

基礎底面の傾斜　まとめ（2／2）

各施設における基礎底面の最大傾斜

対象施設	検討断面	基準地震動※	最大相対鉛直変位（cm）〔発生時刻（秒）〕	最大傾斜	評価基準値の目安
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	⑦－⑦’断面（南北）	Ss-D（+,−）	0.0056〔10.08〕	1/39,000	1/2,000
防波壁（逆T擁壁）	⑪－⑪’断面（東西）	Ss-D（+,−）	5.38〔34.51〕	1/158	1/2,000

※　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。

・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）については，最大傾斜が評価基準値の目安を下回っていることを確認した。
・防波壁（逆T擁壁）については，最大傾斜が評価基準値の目安を上回っていることから，基礎底面の傾斜による防波壁（逆T擁壁）の照査を行い，基礎底面の傾斜を考慮しても防波壁の構造成立性が確保される見通しがあることを確認したことから，施設の安全機能が損なわれるおそれがないことを確認した。（第948回審査会合資料1-2-1（島根原子力発電所2号炉　津波による損傷の防止「基礎底面の傾斜による防波壁の構造成立性」）で実施した方法と同様の条件により評価した。補足説明資料13.2章参照）
・施設の詳細設計段階において，傾斜を考慮した場合においても，施設の機能が損なわれるおそれがないように設計する。

余白

３．基礎地盤の安定性評価

３．８　液状化影響を考慮したすべり安定性評価の有効応力解析による妥当性確認

有効応力解析による妥当性確認　検証方法（1／2）

・全応力解析による液状化影響を考慮したすべり安定性評価（以下，全応力解析の採用手法）について，有効応力解析により妥当性を検証するため，以下のとおり確認を行う。

【全応力解析の採用手法の妥当性確認　検証方法】

・液状化範囲の過剰間隙水圧比分布や応力状態を確認するため，有効応力解析を実施する。

・有効応力解析の過剰間隙水圧比分布等を確認し，全応力解析の採用手法における，液状化範囲の設定及び起動力・抵抗力の設定が妥当であることを確認する。

・全応力解析の採用手法の妥当性を確認するため，有効応力解析を用いたすべり安全率を算定し，全応力解析の採用手法によるすべり安全率との比較を行い，採用手法の妥当性を確認する。

全応力解析の採用手法の概要

項目	全応力解析の採用手法 （全応力を用いて液状化影響を考慮）
液状化範囲の設定	地下水位以深の埋戻土等を全て「液状化範囲」とする
液状化範囲の起動力	考慮しない（ゼロとする）
液状化範囲の抵抗力	考慮しない（ゼロとする）

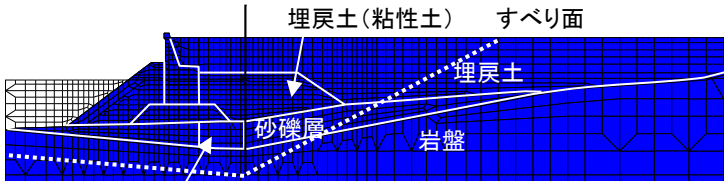
有効応力解析による妥当性確認　検証方法（2／2）

・検証に用いる有効応力解析の解析条件は以下のとおりとする。

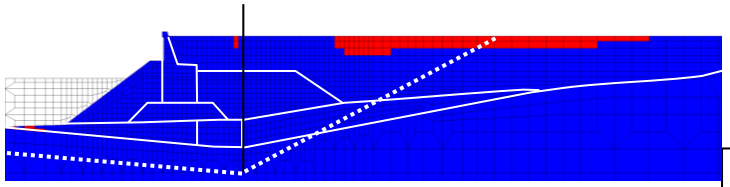
全応力解析の採用手法の妥当性確認　検証に用いる有効応力解析の解析条件

項目	検証の条件
基準地震動	継続時間が最も長いSs-Dの中で，すべり安全率の最小となるケースとする。
対象断面	評価対象断面（全応力解析を実施した断面）のうち，埋戻土が最も厚く，液状化による影響が大きいと考えられる「防波壁（多重鋼管杭式擁壁）⑦－⑦’断面」を選定する。
検証に用いる有効応力	・『島根原子力発電所2号炉　津波による損傷の防止　論点3「防波壁の構造についての設計方針及び構造成立性』（2020年10月15日）で示している有効応力解析結果（FLIP）を用いる。 ・ただし，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の地下水位は，地表面に設定して再解析を行う。

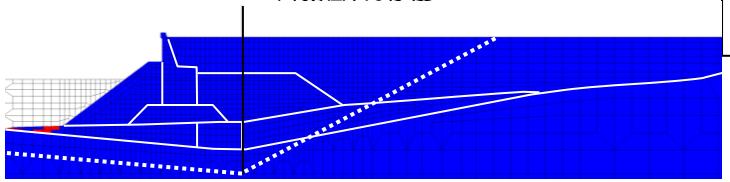
液状化範囲の設定の確認（Ss－D(−,−)）



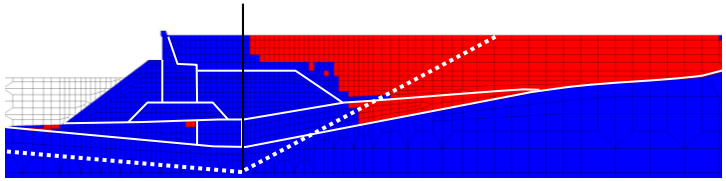
時刻①：5秒後



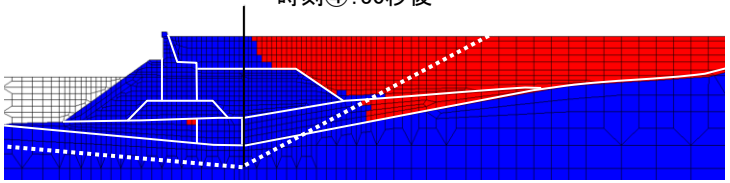
時刻②：10秒後



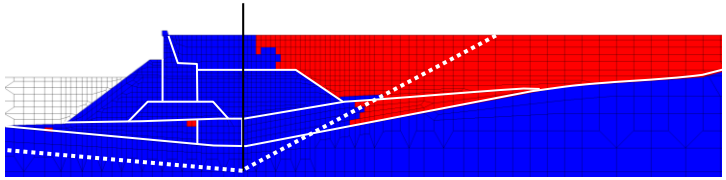
時刻③：20秒後



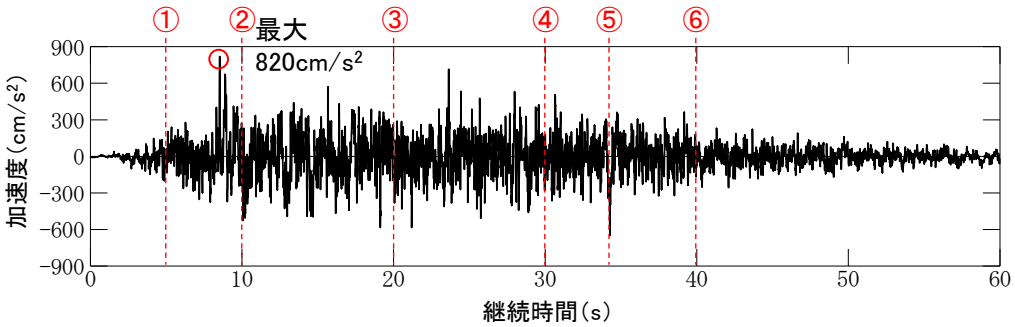
時刻④：30秒後



時刻⑤：34.29秒後（全応力解析のすべり安全率最小時刻）

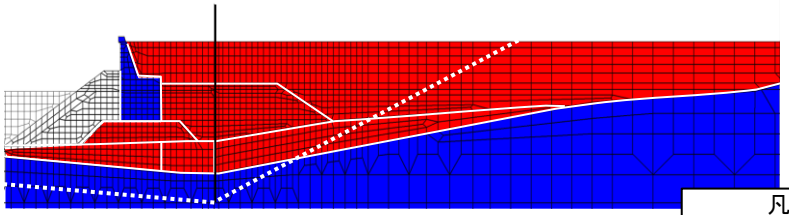


時刻⑥：40秒後



基準地震動Ss-Dの時刻歴波形（水平）

凡例
■：過剰間隙水圧比0.95以上
■：〃　未満



全応力解析の採用手法における液状化範囲の設定
（全時刻で同じ設定）

凡例
■：液状化範囲
■：非液状化範囲

・継続時間が最も長いSs-Dの中で，全応力解析の採用手法によるすべり安全率が最小となるSs－D(−,−)において，過剰間隙水圧比分布を確認した。

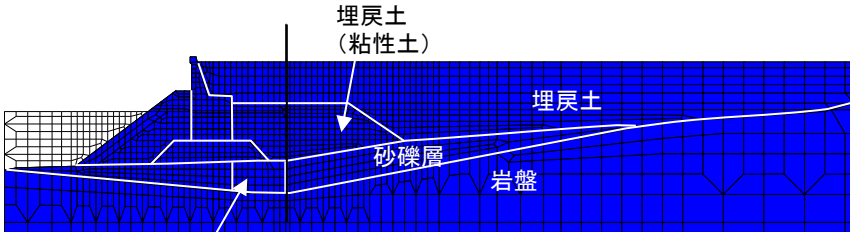
・10秒後から，過剰間隙水圧比0.95以上となる範囲が局所的に発生し，30秒からは，繰返しせん断に伴う過剰間隙水圧の上昇により，0.95以上の範囲が埋戻土全体に発生する。

・防波壁周辺の砂礫層（地盤安定性評価では埋戻土とし，液状化範囲に設定している）には，0.95以上の範囲は進展しない。

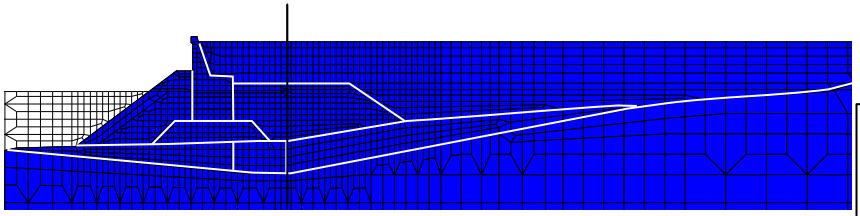
・全応力解析の採用手法における液状化範囲は，全時刻で全ての埋戻土を対象に設定している。（上図参照）

以上のことから，全応力解析の採用手法における液状化範囲の設定は保守的になっていることを確認した。

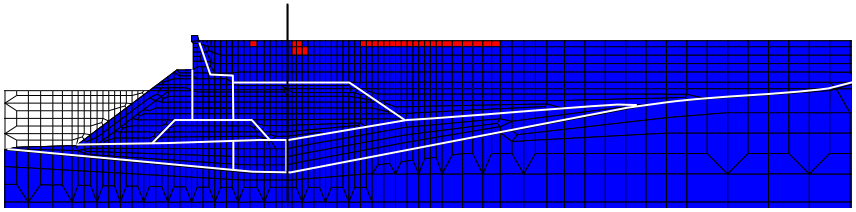
（参考）液状化範囲の設定の確認（Ss－N1（－,+））



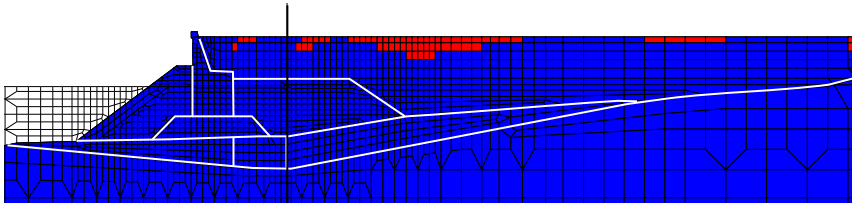
時刻①：5秒後



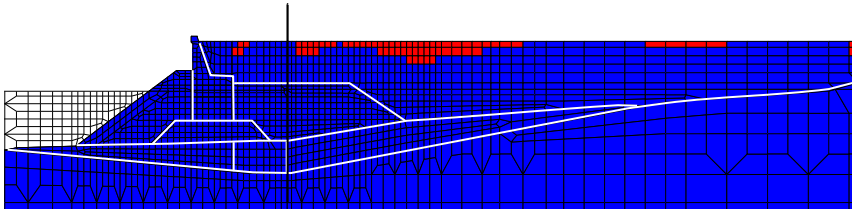
時刻②：7.55秒後（全応力解析のすべり安全率最小時刻）



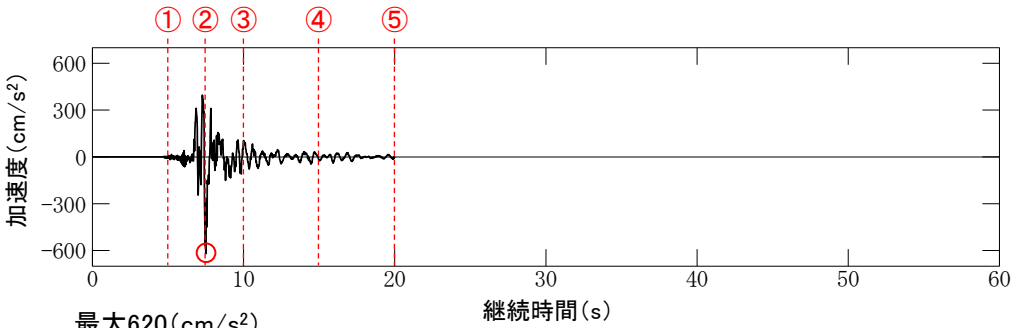
時刻③：10秒後



時刻④：15秒後



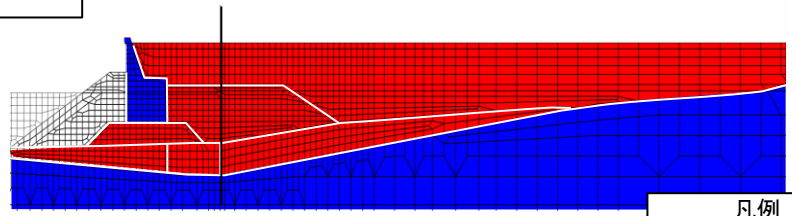
時刻⑤：20秒後



最大620（cm/s²）

基準地震動Ss－N1の時刻歴波形（水平）

凡例
■：過剰間隙水圧比0.95以上
■：〃未満



全応力解析の採用手法における液状化範囲の設定
（全時刻で同じ設定）

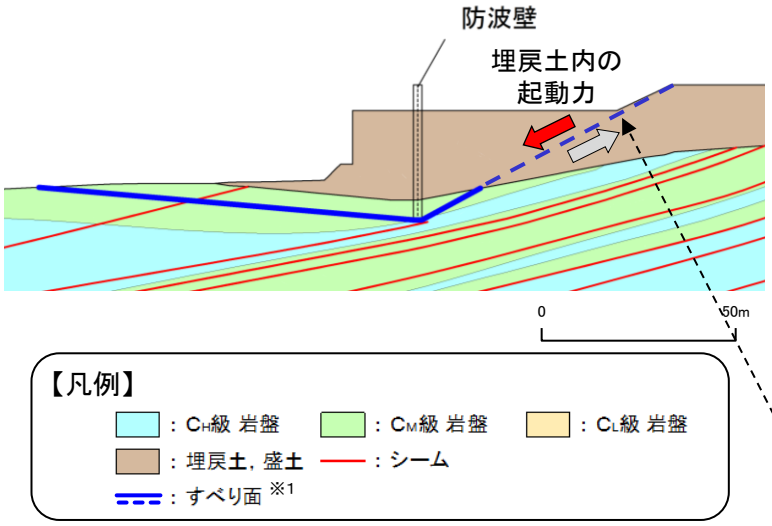
凡例
■：液状化範囲
■：非液状化範囲

・全応力解析の採用手法によるすべり安全率が最小となるSs－N1（－,+）において，過剰間隙水圧比分布を確認した。

・全時刻を通して，過剰間隙水圧比0.95以上となる範囲は局所的である。繰返しせん断に伴う過剰間隙水圧の上昇により，地震動のピークである7秒以降から，0.95以上の範囲が表層部分にのみ発生する。

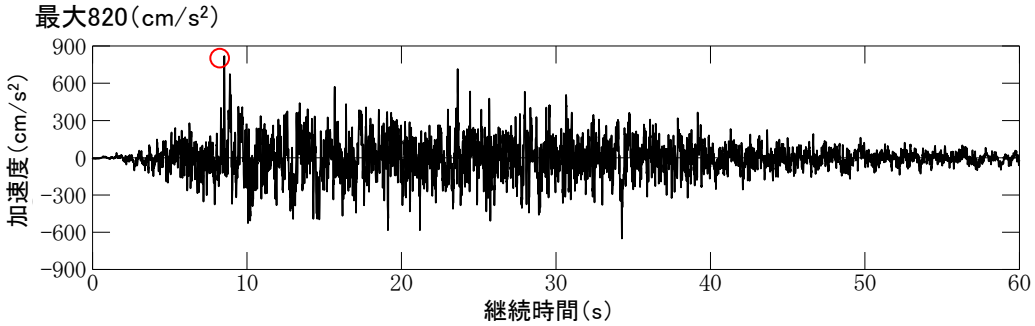
以上のことから，0.95以上の範囲が広範囲に分布するSs－Dにより，液状化影響を考慮したすべり安定性評価の妥当性確認を行う。

液状化範囲における起動力の設定の確認

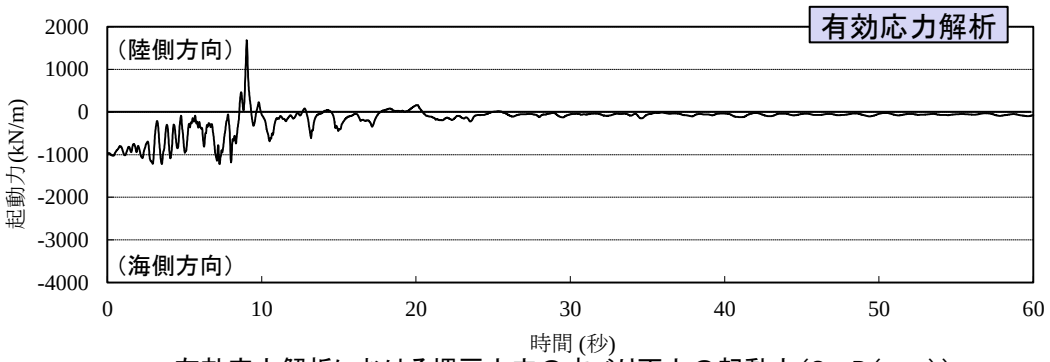


防波壁（多重鋼管杭式擁壁）地質断面図

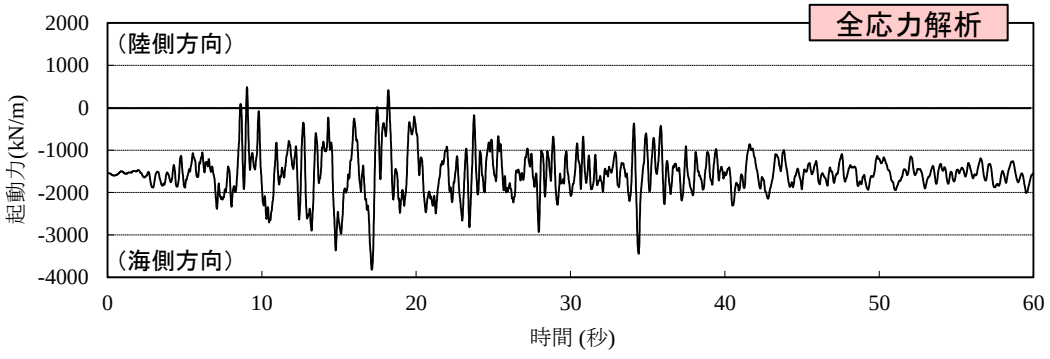
※1　破線は液状化影響を考慮する範囲（「3．5　評価方法」を参照）



基準地震動Ss-Dの時刻歴波形（水平）



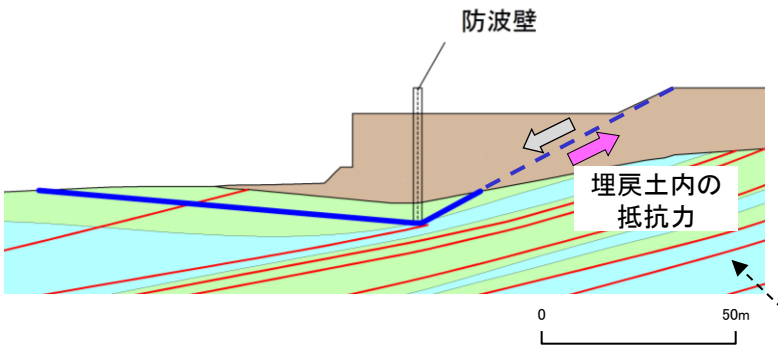
有効応力解析における埋戻土内のすべり面上の起動力（Ss-D（－，－））



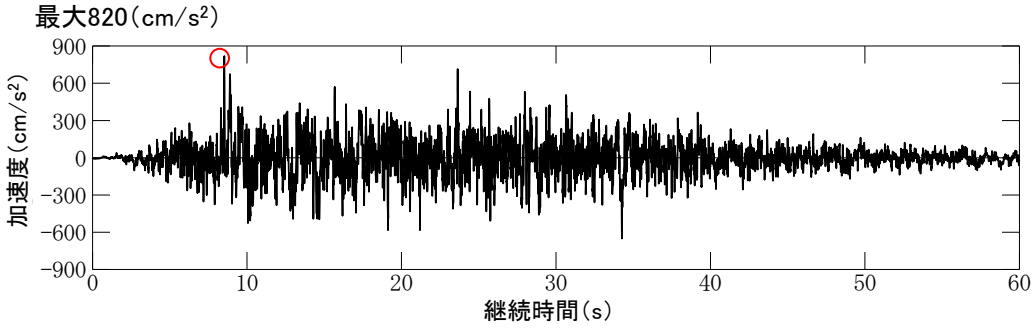
全応力解析における埋戻土内のすべり面上の起動力（Ss-D（－，－））

- 有効応力解析及び全応力解析において，埋戻土内のすべり面上の起動力を比較した。
- 有効応力解析では，約10秒から過剰間隙水圧の上昇に伴う有効応力の低下が顕著に現れ始め，徐々に減少して概ねゼロとなる。
- 全応力解析では，地震動の時刻歴波形に対応した起動力が発生しており，概ね1,500kN/mの比較的大きな起動力で推移する。

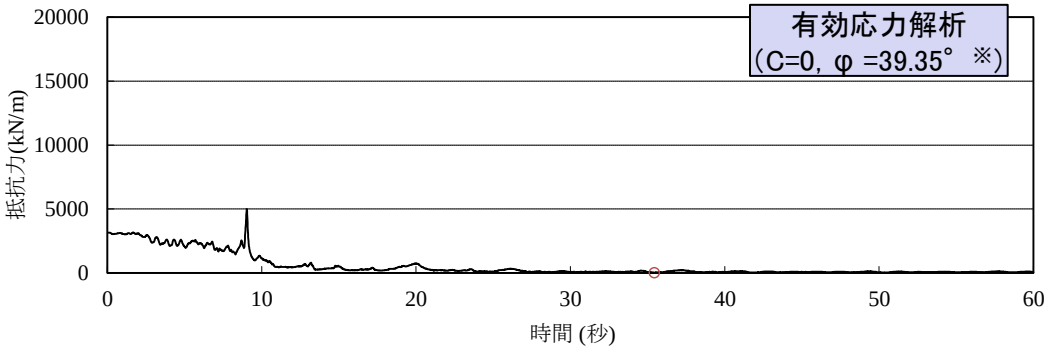
液状化範囲における抵抗力の設定の確認



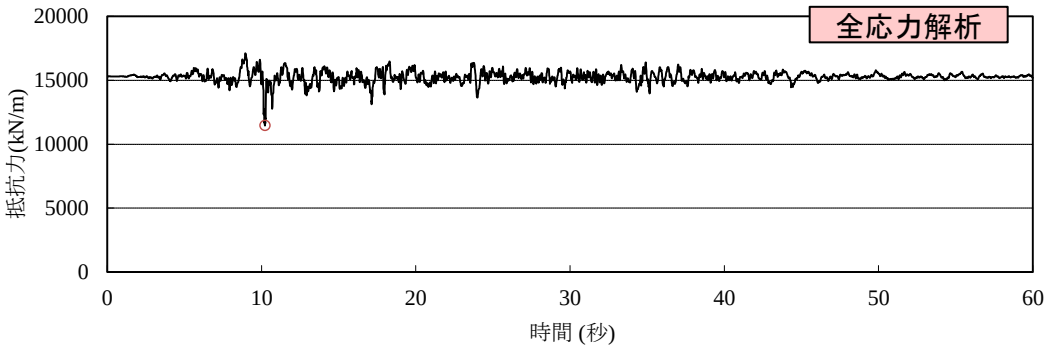
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）地質断面図
※1　破線は液状化影響を考慮する範囲（「3．5　評価方法」を参照）



基準地震動Ss-Dの時刻歴波形（水平）



有効応力解析における埋戻土内のすべり面上の抵抗力（Ss-D（－，－））
※FLIPのせん断強度，「防波壁の構造成立性」の審査において設定した値（P193参照）



全応力解析における埋戻土内のすべり面上の抵抗力（Ss-D（－，－））

・有効応力解析及び全応力解析において，埋戻土内のすべり面上の抵抗力を比較した。

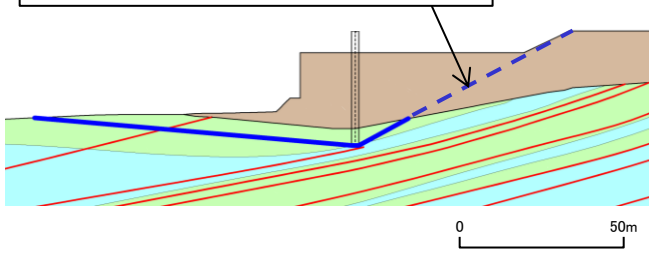
・有効応力解析では，約10秒から過剰間隙水圧の上昇に伴う有効応力の低下が顕著に現れ始め，徐々に減少して概ねゼロとなる。

・全応力解析では，地震動の時刻歴波形に対応した抵抗力が発生しており，約16,000kN/mの比較的大きな抵抗力で推移する。

以上より，有効応力解析結果を確認した結果，液状化範囲の起動力及び抵抗力はゼロに設定することが，妥当な評価になると考えられる。

有効応力解析を用いたすべり安全率の算定

・全応力解析の採用手法の妥当性を確認するため，有効応力解析を用いたすべり安全率を算定し，全応力解析の採用手法によるすべり安全率との比較を行い，採用手法の妥当性を確認する。
・基準地震動は，継続時間が長く，液状化の影響が大きいと考えられるSs－Dのうち，全応力解析の採用手法において，最小すべり安全率を示す「Ss-D(−,−)」とする。（その他の条件は次頁参照）

	すべり面形状	基準地震動※1	すべり安全率【ばらつきを考慮した強度】※2	
			全応力解析の採用手法 F_{S1}	（参考）有効応力解析を用いたすべり安全率 F_{S2}
1	F_{S1}・・・起動力：ゼロ　，抵抗力：ゼロ F_{S2}・・・起動力：有効応力，抵抗力：ゼロ  防波壁底面を通るすべり面	Ss-D (−,−)	1.75 〔34.29〕	1.66 〔—※4〕

	起動力	抵抗力
岩盤	全応力	全応力
埋戻土	ゼロ	ゼロ

	起動力	抵抗力
岩盤	全応力	全応力
埋戻土	有効応力	ゼロ

※1　基準地震動(−,+)は水平反転を示す。
※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(「3．5　評価方法」を参照)
※4　等時刻性を考慮しない(P189参照)

【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 ※3

・保守的な条件により算定した有効応力解析によるすべり安全率F_{S2}が1.5を上回ること，及び全応力解析の採用手法によるすべり安全率F_{S1}と概ね同等になることから，全応力解析の採用手法が妥当であることを確認した。
（有効応力解析によるすべり安全率F_{S2}の算定方法及び保守性については，次頁以降を参照）

有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法の保守性（1／4）

・全応力解析の採用手法と有効応力解析を用いたすべり安全率の算定手法の比較並びに有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法が有する保守性について，下表に示す。

項目		①全応力解析の採用手法 （全応力を用いて液状化影響を考慮）	②有効応力解析を用いたすべり安全率の算定
すべり安全率の算定フロー		「3．5　評価方法」に記載の方法	「3．5　評価方法」に記載の方法
岩盤	応力状態を求める解析コード	全応力解析結果 （FLUSH）	全応力解析結果 （FLUSH，P196参照）
岩盤	せん断強度	全応力表示の強度 （「3．4　解析用物性値」に記載）	全応力表示の強度 （「3．4　解析用物性値」に記載）
埋戻土等	応力状態を求める解析コード	全応力解析結果（FLUSH）	有効応力解析結果（FLIP）
埋戻土等	液状化範囲の設定	地下水位以深を全て 「液状化範囲」に設定する	地下水位以深を全て 「液状化範囲」に設定する
埋戻土等	液状化範囲の起動力	考慮しない（ゼロとする）	保守性1：起動力の時刻 考慮する （10秒以降の最大値，次頁参照）
埋戻土等	液状化範囲の抵抗力	考慮しない（ゼロとする）	保守性2：抵抗力の設定 考慮しない（ゼロとする）

保守性1：起動力の時刻

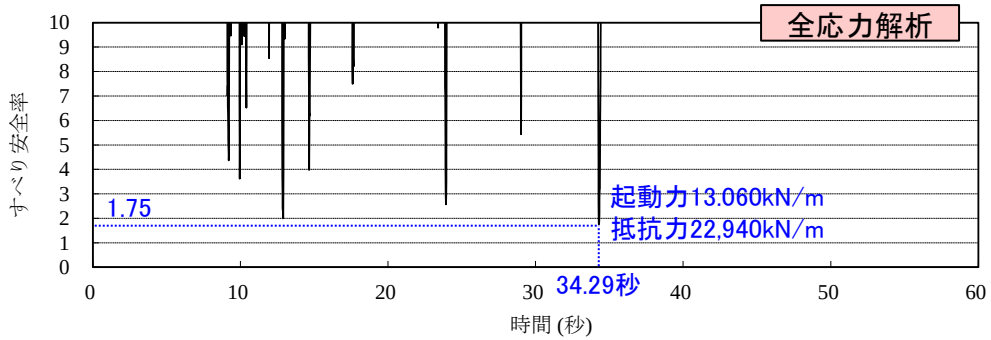
・岩盤部が最小すべり安全率を示す時刻（34.29秒）では，液状化の進展により有効応力の起動力は小さくなっているが，保守的に10秒以降の最大値を採用している。

保守性2：抵抗力の設定

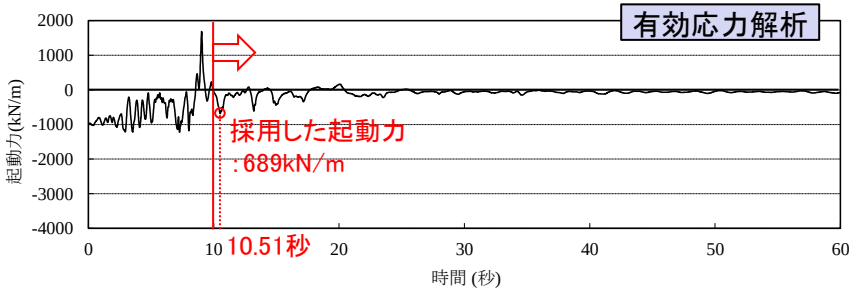
・残存する有効応力に対応した抵抗力が考慮できるが，保守的にゼロとしている。

有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法の保守性（2／4）

【算定方法】
- 液状化範囲外（＝岩盤部）については，岩盤部の最小すべり安全率を示す時刻の起動力及び抵抗力を用いる。
- 液状化範囲内（＝埋戻土）については，約10秒後から過剰間隙水圧の上昇に伴う有効応力の減少が顕著に現れ始めることから，左下図のとおり10秒以降の起動力の最大値である689kN/mを採用している。
- 液状化範囲内の抵抗力については，ゼロに設定している。



全応力解析における岩盤部のすべり安全率（Ss-D(-，-)）



有効応力解析における埋戻土内のすべり面上の起動力（Ss-D(-，-)）

有効応力を用いたすべり安全率の算定表

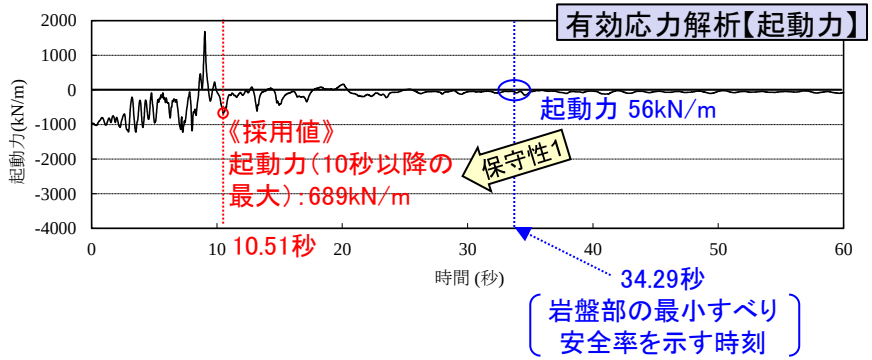
	応力状態 算定方法	①起動力 （kN/m）	②抵抗力 （kN/m）	安全率 (=②/①)	時刻 （秒）	備考
岩盤	全応力 解析	13,060	22,940	1.75	34.29	岩盤部の安全率最小時刻
埋戻土等 （＝液状化範囲）	有効応力 解析	689	0	—	10.51	保守性1 10秒以降の起動力最大値 保守性2 抵抗力ゼロ
有効応力解析を用いた すべり安全率F_{S2}（上記の合計）	—	13,749	22,940	1.66	—	

全応力解析の採用手法によるすべり安全率F_{S1}

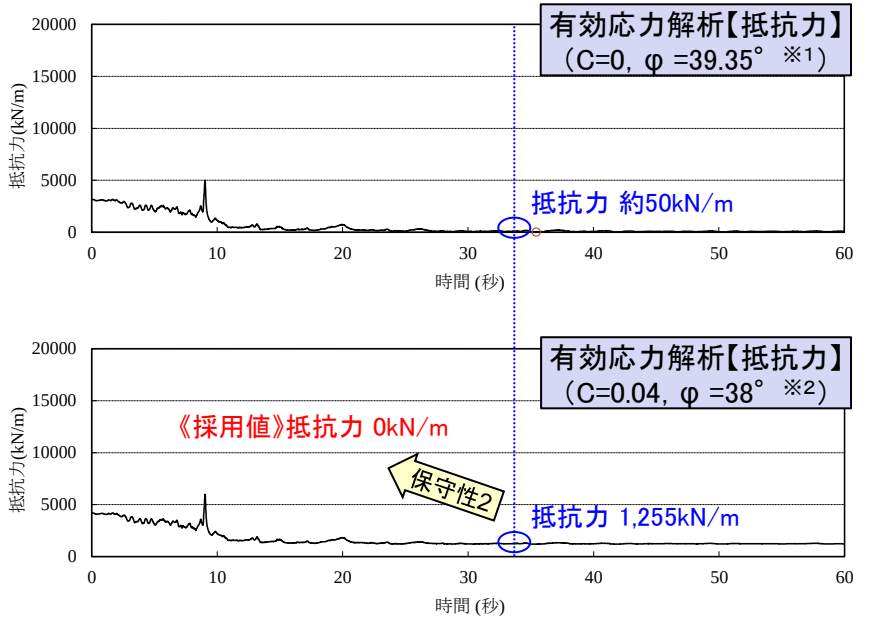
有効応力解析を用いたすべり安全率F_{S2}

余白

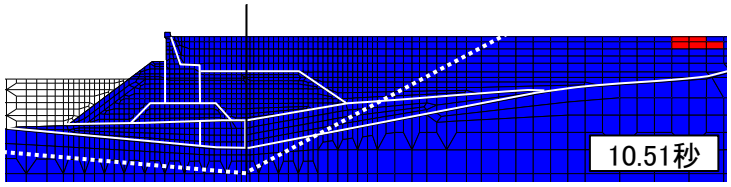
有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法の保守性（3／4）



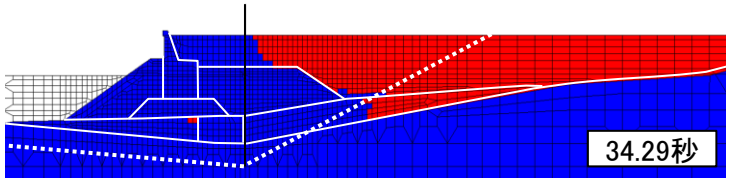
有効応力解析における埋戻土内のすべり面上の起動力（Ss-D(-，-)）



有効応力解析における埋戻土内のすべり面上の抵抗力（Ss-D(-，-)）
※1　FLIPで用いているせん断強度（P193参照）
※2　大型三軸圧縮試験結果のせん断強度（P193参照）



過剰間隙水圧比分布（10.51秒後）



過剰間隙水圧比分布（34.29秒後；全応力解析のすべり安全率最小時刻）

保守性1：起動力の時刻

・岩盤部の最小すべり安全率を示す時刻（34.29秒）では，過剰間隙水圧の上昇に伴う有効応力の減少により，起動力は56kN/mと小さくなっているが，保守的に10秒以降の最大値689kN/m（10.51秒）を採用している。

保守性2：抵抗力の設定

・34.29秒においても，すべり面上には残存する有効応力に伴う抵抗力が作用するが，保守的にゼロにしている。

・残存する有効応力に伴う抵抗力は，FLIPで液状化に対して保守的な評価になるように設定しているせん断強度（C=0，φ =39.35°）では約50kN/mだが，埋戻土を対象とした大型三軸圧縮試験（$\overline{CU}$試験）によるせん断強度（C=0.04N/mm^2，φ =38°）では1,255kN/mの抵抗力が考慮できる。

有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法の保守性（4／4）

・前頁の保守性1及び保守性2を加味しない，より現実的な条件で有効応力解析を用いたすべり安全率F_{S2}’を算定した結果，すべり安全率F_{S2}’は1.84となり，全応力解析の採用手法によるすべり安全率F_{S1}の1.75を上回ることを確認した。

以上のことから，すべり安定性評価において，保守的な評価となる全応力解析の採用手法を用いることは妥当であると考えられる。

有効応力を用いたすべり安全率の算定表

	応力状態 算定方法	①起動力 （kN/m）	②抵抗力 （kN/m）	安全率 (=②/①)	時刻 （秒）	備考
岩盤	全応力 解析	13,060	22,940	1.75	34.29	岩盤部の安全率最小時刻
埋戻土等 （＝液状化範囲）	有効応力 解析	689	0	—	10.51	保守性1 10秒以降の起動力最大値 保守性2 抵抗力ゼロ
有効応力解析を用いた すべり安全率F_{S2}（上記の合計）	—	13,749	22,940	1.66	—	

全応力解析の採用手法によるすべり安全率F_{S1}

有効応力解析を用いたすべり安全率F_{S2}

	応力状態 算定方法	①起動力 （kN/m）	②抵抗力 （kN/m）	安全率 (=②/①)	時刻 （秒）	備考
岩盤	全応力 解析	13,060	22,940	1.75	34.29	岩盤部の安全率最小時刻
埋戻土等 （＝液状化範囲）	有効応力 解析	56	1,255	22.41	34.29	岩盤部の安全率最小時刻 抵抗力も考慮，埋戻土のせん断強度は三軸圧縮試験値
より現実的な条件での 有効応力解析を用いた すべり安全率F_{S2}’（上記の合計）	—	13,116	24,195	1.84	—	

全応力解析の採用手法によるすべり安全率F_{S1}

より現実的な条件での有効応力解析を用いたすべり安全率F_{S2}’

（参考）FLIPのせん断強度の設定方法及び保守性

【せん断強度の設定方法】

・『島根原子力発電所2号炉　津波による損傷の防止　論点3「防波壁の構造についての設計方針及び構造成立性』（2020年10月15日）で示されているFLIPのせん断強度は，以下のとおり設定されており，液状化に対する保守性が考慮された設定になっている。

C ＝0　　；液状化評価対象層として，保守的にゼロと設定。※

φ ＝39.35°　；液状化強度試験結果よりも保守的な簡易設定法で用いたN値より設定。

※ 『港湾構造物設計事例集 第2編 第1章 p.1-69』に準拠して設定

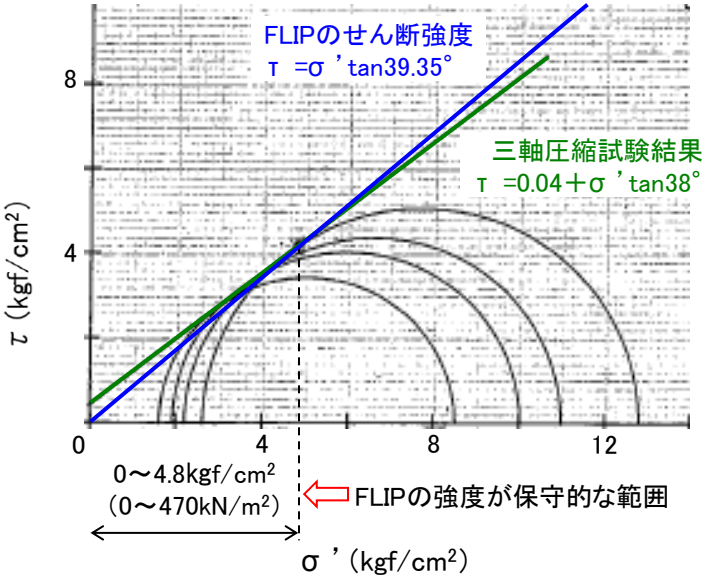
【せん断強度の保守性】

・ 大型三軸圧縮試験（$\overline{CU}$）の結果，間隙水圧を除いた有効応力表示のせん断強度はC=0.04（N/mm^2），φ =38° である。（同試験の全応力表示の強度は，補足2.2章に示すとおり，C=0.22（N/mm^2），φ =22° である ）

・ FLIPで用いているせん断強度（C=0，φ =39.35° ）は，0～470kN/㎡の拘束圧下（概ね22mの土被り相当）において大型三軸圧縮試験結果によるせん断強度（C=0.04N/mm^2，φ =38° ）を下回ることから，0～470kN/㎡の拘束圧下において保守的な設定となっていることを確認した。

せん断強度の比較

	有効応力解析に用いたせん断強度	大型三軸圧縮試験（$\overline{CU}$）の試験値
C：粘着力（N/mm^2）	0	0.04
φ ：内部摩擦角（° ）	39.35	38



大型三軸圧縮試験（$\overline{CU}$）の結果

（参考）有効応力表示のせん断強度

・すべり安全率への影響が支配的な有効応力表示のせん断強度は，『島根原子力発電所2号炉　津波による損傷の防止　論点3「防波壁の構造についての設計方針及び構造成立性』（2020年10月15日）で示されている下表のものを用いる。

埋戻土・盛土の物性値として採用

材料種別				物理特性		強度特性			変形特性		
				単位体積重量		粘着力 C (kN/m²)	せん断抵抗角 Φ_f (°)	せん断強度 T_f※1, 2 (kN/m²)	せん断弾性係数 G※1, 3, 4 (kN/m²)	ポアソン比 ν	最大減衰定数 h_{max}
				飽和，湿潤 γsat,γt (kN/m³)	水中 γ′ (kN/m³)						
地盤	防波壁（多重鋼管杭式擁壁）	埋戻土（掘削ズリ）	気中	19.6	－	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$	0.33	0.24
			水中	20.7	10.6	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
	防波壁（逆Ｔ擁壁）	埋戻土（掘削ズリ） T.P.＋6.0m盤	気中	19.6	－	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
			水中	20.7	10.6	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
		埋戻土（掘削ズリ） T.P.＋8.5m盤	気中	19.6	－	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
			水中	20.7	10.6	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
	防波壁（波返重力擁壁）	埋戻土（掘削ズリ）（輪谷部） T.P.＋8.5m盤	気中	19.6	－	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
			水中	20.7	10.6	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
		埋戻土（掘削ズリ）（地盤改良部） T.P.＋6.5m盤	気中	19.6	－	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
			水中	20.7	10.6	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
		埋戻土（掘削ズリ）（地盤改良部） T.P.＋8.5m盤	気中	19.6	－	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		
			水中	20.7	10.6	0	39.35	$\sigma'_m \sin 39.35°$	$76570(\sigma'_m/98)^{0.5}$		

※1 σ'_mは各要素における平均有効拘束圧
※2 せん断強度式は$\tau_f=\sigma'_m \sin\varphi_f + C\cos\varphi_f$
※3 せん断弾性係数の式は$G=G_{ma}(\sigma'_m/\sigma'_{ma})^{mG}$。ここに$G_{ma}$は基準平均有効拘束圧における基準せん断弾性係数，$\sigma'_{ma}$は基準平均有効拘束圧，mGは拘束圧依存性のパラメータ(標準値=0.5)。
※4 せん断弾性係数を求める際の基準平均有効拘束圧については，粘性土は層中央部における平均有効拘束圧を設定し，粘性土以外については一律98kN/m²(標準値)とする。

（参考）有効応力表示のせん断強度の準拠基準

・有効応力表示のせん断強度は，『島根原子力発電所2号炉　津波による損傷の防止　論点3「防波壁の構造についての設計方針及び構造成立性』（2020年10月15日）で示されている下表の基準に準拠して設定している。

解析用物性値			準拠基準
物理特性	単位体積重量	飽和，湿潤 γsat,γt (kN/m^3)	・埋戻土（掘削ズリ），砂礫層，改良地盤（多重鋼管杭式擁壁，逆Ｔ擁壁）：現地調査結果により設定 ・埋戻土（粘性土），石材(基礎捨石，被覆石，人工リーフ)，砂礫層（波返重力擁壁），改良地盤（波返重力擁壁）：『港湾基準』に準拠し設定 ・構造物：『港湾基準，p.415』『及びコンクリート標準示方書（土木学会，2002），p.29』に準拠し設定
		水中 γ′ (kN/m^3)	・海水の単位体積重量は，『港湾基準，p.203』より，10.1kN/m^{3}とした。
強度特性	粘着力 C (kN/m^2)		・『港湾構造物設計事例集 第2編 第1章，p.1-69』に準拠し， 埋戻土(掘削ズリ，粘性土）：0（kN/m2），石材(基礎捨石，被覆石，人工リーフ）：20（kN/m^2） ・『浸透固化処理工法技術マニュアル，p.26』に準拠し， 改良地盤（多重鋼管杭式擁壁，鋼管杭式逆擁壁）：qu／（2×tan（45°+φ／2）） ・『ジェットグラウト工法 技術資料（第23版），p.21』に準拠し， 改良地盤（波返重力擁壁）：500kN/m^2
	せん断抵抗角 Φ_f (°)		・埋戻土（掘削ズリ）：液状化パラメータ設定支援環境 FLIPSIM(Ver.3.0.1) により算定 ・石材（基礎捨石，被覆石，人工リーフ）：『港湾構造物設計事例集　第2編 第1章，p.1-65』に準拠し設定 35° ・改良地盤（多重鋼管杭式擁壁，鋼管杭式逆擁壁）：原地盤（埋戻土(掘削ズリ)）相当の値を設定 ・改良地盤（波返重力擁壁）：撹拌系の改良である高圧噴射撹拌工法による改良のため，安全側である０°に設定 ・埋戻土（粘性土）：『港湾構造物設計事例集　第2編 第1章，p.1-65』に準拠し設定 30°
	せん断強度 T_f (kN/m^2)		・『FLIP取扱説明書，p.8-1』に示された定義式（$\tau=\sigma_m \sin\Phi_f+C\cos\Phi_f$）に基づき設定
変形特性	せん断弾性係数 G (kN/m^2)		・液状化パラメータ設定支援環境 FLIPSIM(Ver.3.0.1) により基準せん断弾性係数Gmaを算出し，『FLIP取扱説明書，p.8-2』に示された定義式に基づき設定
	ポアソン比 v		・地盤：『港湾構造物設計事例集 第2編 第1章，p.1-61』に準拠し設定　0.33 ・構造物：『コンクリート標準示方書（土木学会，2002）,p.29』に準拠し設定　0.20
	最大減衰定数 H_{max}		・国土技術政策総合研究所HP公開の『一次元FLIP入力データ作成プログラム1D-MAKER 操作マニュアル，p.14,19』に準拠し設定 埋戻土(掘削ズリ)，石材(基礎捨石，被覆石，人工リーフ）：0.24，埋戻土（粘性土）：0.20

（参考）文献調査結果（岩盤中の起動力・抵抗力の算定方法）

・土木学会（2009）によると，岩石/岩盤試験において，排水条件等の変形挙動と間隙水圧挙動の連成作用を考慮することが困難であることから，岩石/岩盤の安定計算では，全応力解析が一般的な安定性評価手法であるとされている。

以上のことから，岩盤中の起動力・抵抗力は，　全応力解析結果（FLUSH）の応力状態を用いる。

(2) 有効応力式および有効応力係数について

土質力学では，有効応力σ'を(1.4.1)式のように表すことが一般的である．

$$\sigma' = \sigma - p \qquad \cdots\cdots (1.4.1)$$

ここに，σは全応力，pは間隙水圧である．この有効応力の定義は，Terzaghi によって導かれたものであり，土質材料の構造骨格の変形に寄与する実効的な応力として，変形や強度を記述する場合に有効であることが認められている．有効応力による議論により軟弱地盤の圧密現象を合理的に評価することが出来るなど有用な概念である．

一方，Biot-Willis[1)]，Skempton[2)]，Nur and Byerlee[3)]などは体積変形に関する有効応力として，(1.4.2)式を提案している．

$$\sigma' = \sigma - \alpha p \qquad \cdots\cdots (1.4.2)$$

ここに，αは有効応力係数あるいはBiot-Willis 係数と呼ばれる値であり，排水条件における圧縮率Cと（あるいは体積弾性率K）固体部分の圧縮率C_Sを（あるいは体積弾性率K_S）用いて(1.4.3)式のように表される（体積弾性率は圧縮率の逆数）．

$$\alpha = 1 - \frac{C_S}{C} = 1 - \frac{K}{K_S} \qquad \cdots\cdots (1.4.3)$$

岩盤等級と有効応力係数（α）の関係の対応を試みた結果を表1.4.2に示す．この結果から，A～B 級岩盤と CL 級岩盤との有効応力係数の差は0.1程度であり，岩盤毎の有効応力係数に大差が無いという結果となった．したがって，有効応力概念の適用性についてはどの岩盤等級に対してもほぼ同等であると結論できる．

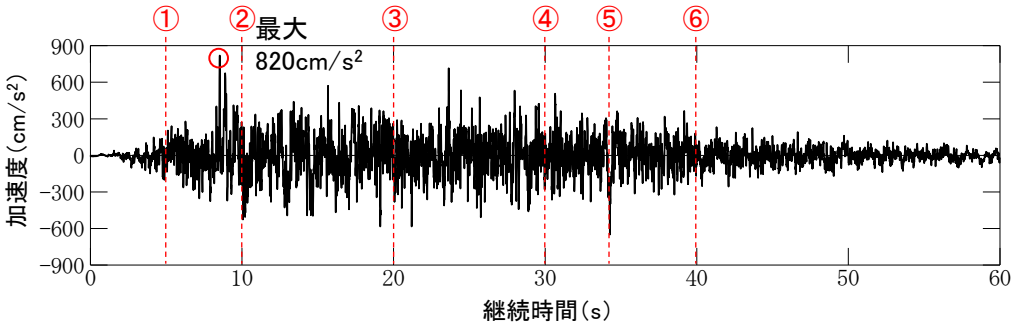
ただし，岩盤等級と，物理特性との関係については，既往文献の提案に基づき仮定しているものであり，厳密に変形挙動と間隙水圧挙動の連成作用を考慮して論じられたものではない（たとえば土質試験における排水条件を考慮したものではない）．

岩石/岩盤試験においてこのような条件を考慮することの方が困難であることから，岩石/岩盤の安定計算では全応力解析が一般的な安定評価方法であるといえる．

土木学会（2009）に一部加筆

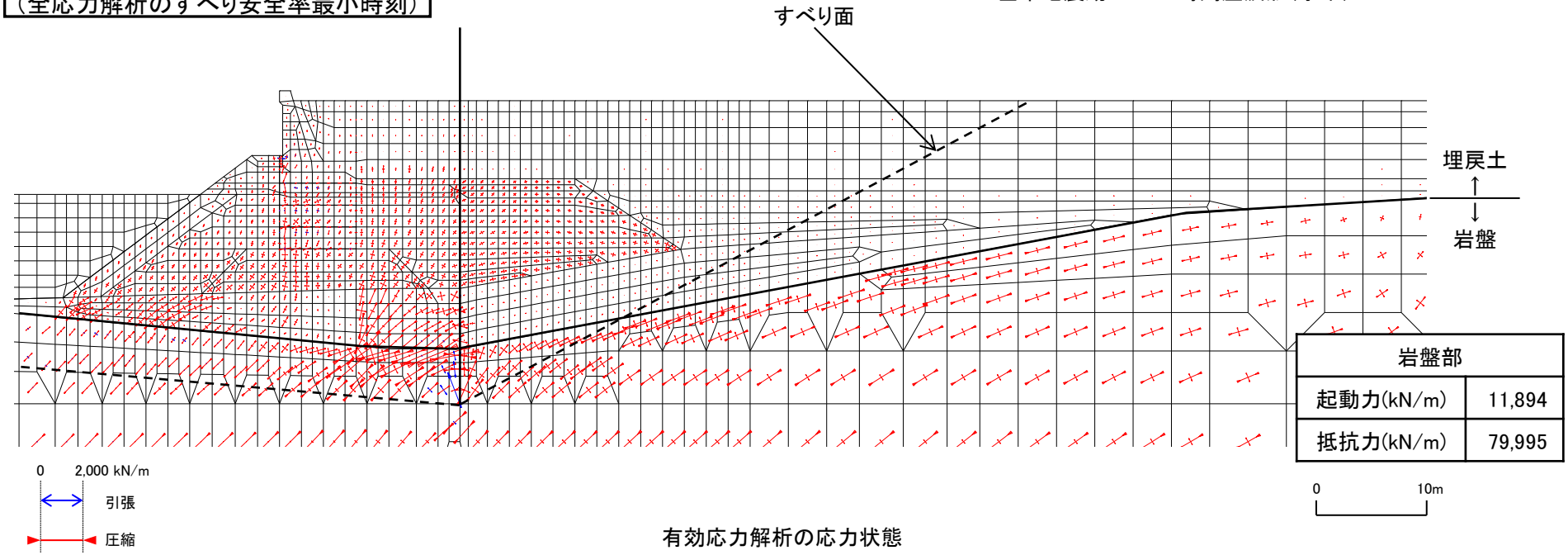
（参考）全応力解析及び有効応力解析の応力状態（1／2）

有効応力解析



基準地震動Ss-Dの時刻歴波形（水平）

時刻⑤：継続時間34.29秒
（全応力解析のすべり安全率最小時刻）

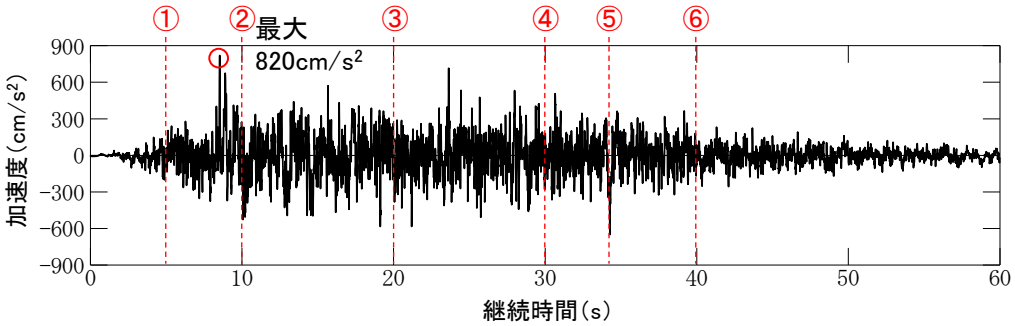


有効応力解析の応力状態

・有効応力解析では，過剰間隙水圧の上昇に伴う応力の減少により，埋戻土内の応力は概ねゼロとなっている。

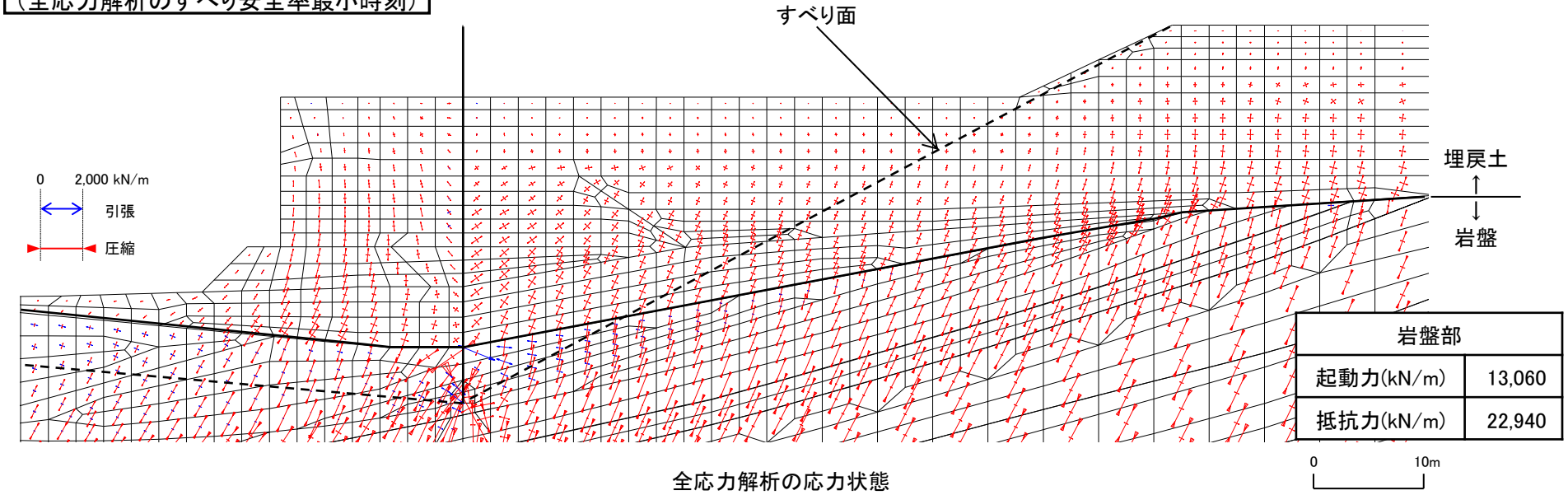
（参考）全応力解析及び有効応力解析の応力状態（2／2）

全応力解析



基準地震動Ss-Dの時刻歴波形（水平）

時刻⑤：継続時間34.29秒
（全応力解析のすべり安全率最小時刻）



岩盤部	
起動力(kN/m)	13,060
抵抗力(kN/m)	22,940

全応力解析の応力状態

・全応力解析では，過剰間隙水圧の上昇に伴う応力の減少が表現できないことから，埋戻土の応力低下は発生しておらず，有効応力解析に比べて大きな応力が発生している。

・岩盤部の起動力は有効応力解析の起動力と比較して同程度の値となっており，岩盤部の抵抗力はすべり面が引張領域を通ることから有効応力解析の抵抗力と比較して小さい値となっている。

・よって，すべり安全率の算定において，岩盤部では全応力解析の起動力・抵抗力を用いることは，P196の文献調査結果及び起動力・抵抗力の保守性の観点から妥当な評価と考えられる。

まとめ

・有効応力解析の過剰間隙水圧比の分布や応力状態を確認し，全応力解析の採用手法における，液状化範囲の設定及び起動力・抵抗力の設定が妥当であることを以下のとおり確認した。

【過剰間隙水圧比分布】

- 10秒後から，過剰間隙水圧比0.95以上となる範囲が局所的に発生し，30秒からは，繰返しせん断に伴う過剰間隙水圧の蓄積により，0.95以上の範囲が埋戻土全体に発生する。
- 防波壁周辺の砂礫層（地盤安定性評価では埋戻土とし，液状化範囲に設定している）には，0.95以上の範囲は進展しない。
- 全応力解析の採用手法における液状化範囲は，全時刻で全ての埋戻土を対象に設定している。

以上のことから，全応力解析の採用手法における液状化範囲の設定が保守的になっていることを確認した。

【応力状態】

- 有効応力解析では，埋戻土内の起動力及び抵抗力は，約10秒から過剰間隙水圧の上昇に伴う有効応力の低下が顕著に現れ始め，概ねゼロとなる。
- 全応力解析では，埋戻土内の起動力及び抵抗力は，地震動の時刻歴波形に対応した抵抗力が発生しており，比較的大きな値で推移する。
- 全応力解析の液状化範囲内のすべり安全率は，全時刻において，全応力解析の採用手法による最小すべり安全率（＝岩盤のみのすべり安全率）より大きくなっていることから，起動力及び抵抗力をゼロとすることは保守的な評価になっていることを確認した。

以上より，有効応力解析結果を確認した結果，液状化範囲の起動力及び抵抗力はゼロに設定することが，妥当な評価になると考えられる。

【有効応力解析を用いたすべり安全率】

- 保守的な条件により算定した有効応力解析によるすべり安全率F_{S2}が1.5を上回ること，及び全応力解析の採用手法によるすべり安全率F_{S1}と概ね同等になることから，全応力解析の採用手法が妥当であることを確認した。
- より現実的な条件で有効応力解析を用いたすべり安全率F_{S2}'を算定した結果，すべり安全率F_{S2}'は採用手法によるすべり安全率F_{S1}を上回ることを確認した。

４．周辺地盤の変状による重要施設への影響評価
４．１　評価方針

評価方針

・周辺地盤の変状による重要施設への影響評価について，設置許可基準規則に基づき，以下に示す事項を確認する。

＜周辺地盤の変状による重要施設への影響評価＞

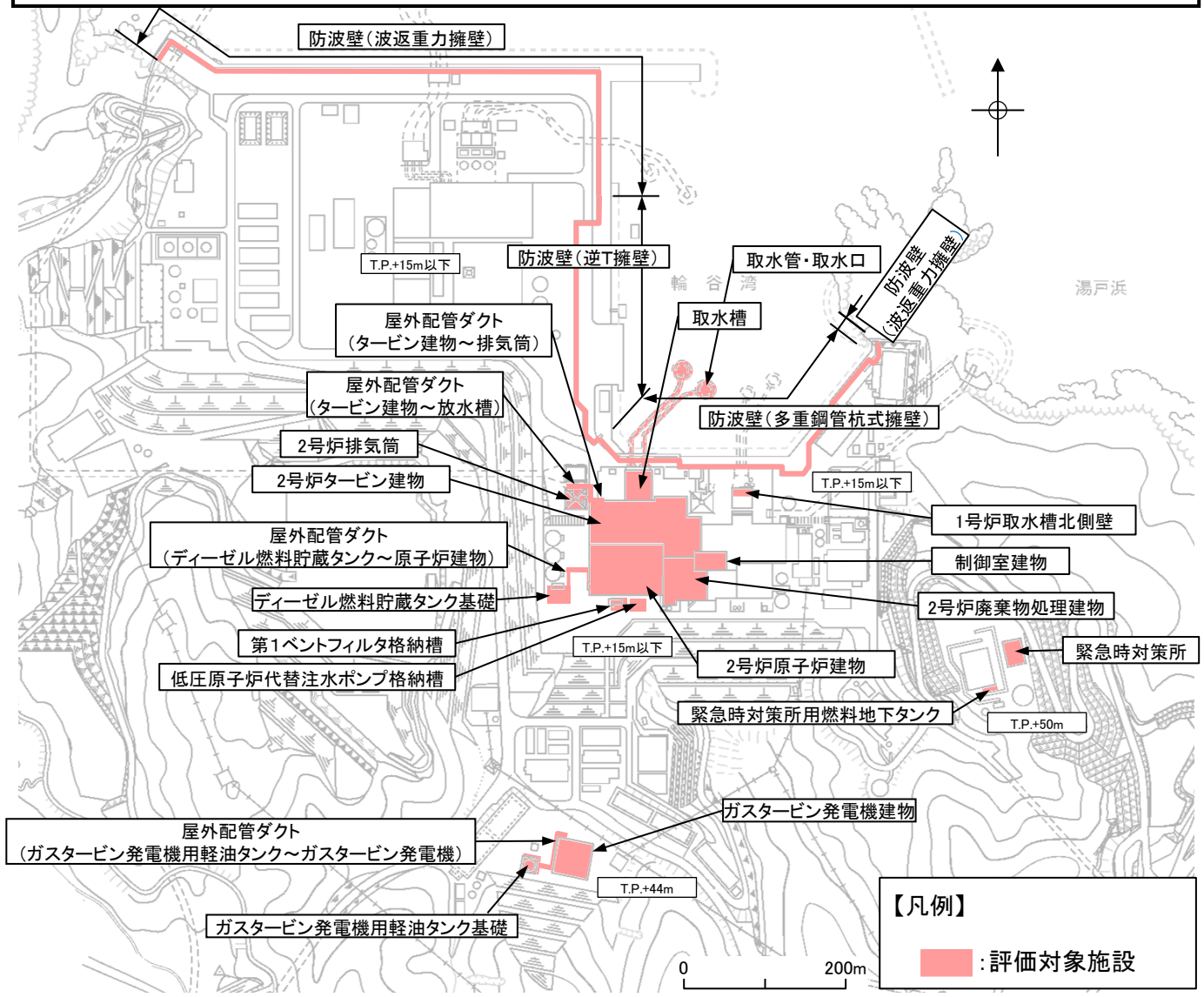
地震発生に伴う周辺地盤の変状による建物・構築物の液状化，揺すり込み沈下を起因とする施設間の不等沈下が生じないことを確認する。

耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設については，施設の詳細設計段階において，液状化，揺すり込み沈下等の周辺地盤の変状を考慮した場合においても，施設の機能が損なわれる恐れがないように設計する。

４．周辺地盤の変状による重要施設への影響評価
４．２　評価結果

評価対象施設

・以下に示す評価対象施設（「耐震重要施設」及び「重大事故等対処施設」）の地質状況を確認する。



評価対象施設配置図

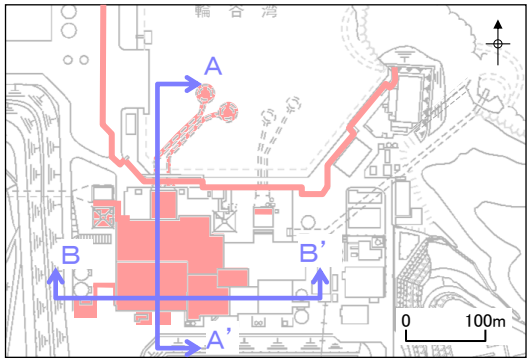
評価対象施設	※耐震重要施設	2号炉原子炉建物
		2号炉タービン建物
		2号炉廃棄物処理建物
		制御室建物
		取水槽
		2号炉排気筒
		屋外配管ダクト（タービン建物～排気筒）
		屋外配管ダクト（タービン建物～放水槽）
		防波壁（波返重力擁壁）
		防波壁（逆T擁壁）
		防波壁（多重鋼管杭式擁壁）
		1号炉取水槽北側壁
		屋外配管ダクト（ディーゼル燃料貯蔵タンク～原子炉建物）
		ディーゼル燃料貯蔵タンク基礎
	重大事故等対処施設	第1ベントフィルタ格納槽
		低圧原子炉代替注水ポンプ格納槽
		取水管・取水口
		ガスタービン発電機建物
		ガスタービン発電機用軽油タンク基礎
		屋外配管ダクト（ガスタービン発電機用軽油タンク～ガスタービン発電機）
		緊急時対策所
		緊急時対策所用燃料地下タンク

※　重大事故等対処施設を兼ねる施設を含む。

第940回審査会合資料1-1 P196 再掲

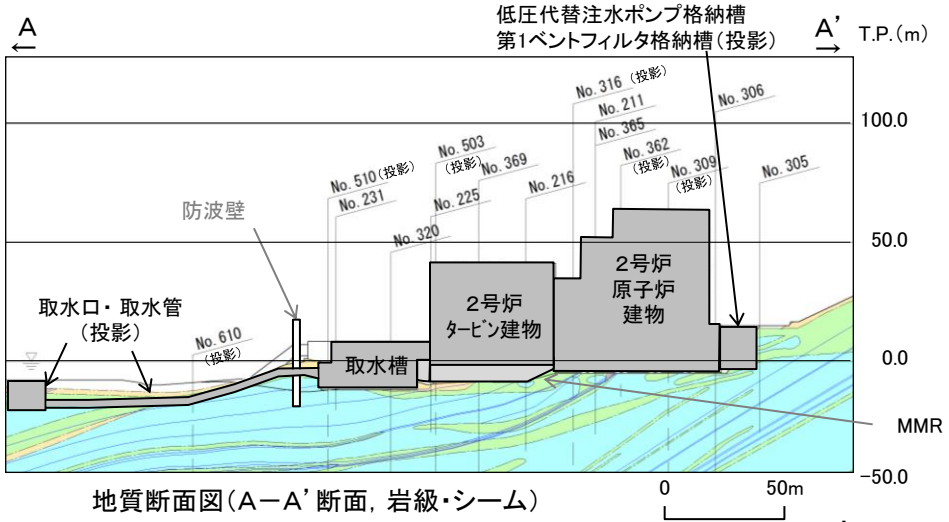
評価対象施設の地質状況（グループA（T.P.+15m盤以下，防波壁以外，直接基礎））1／2

・基礎地盤 T.P.+15m以下に設置された評価対象施設は，岩盤（成相寺層）で支持されていることから，液状化や揺すり込み沈下を起因とする不等沈下が生じることはない。

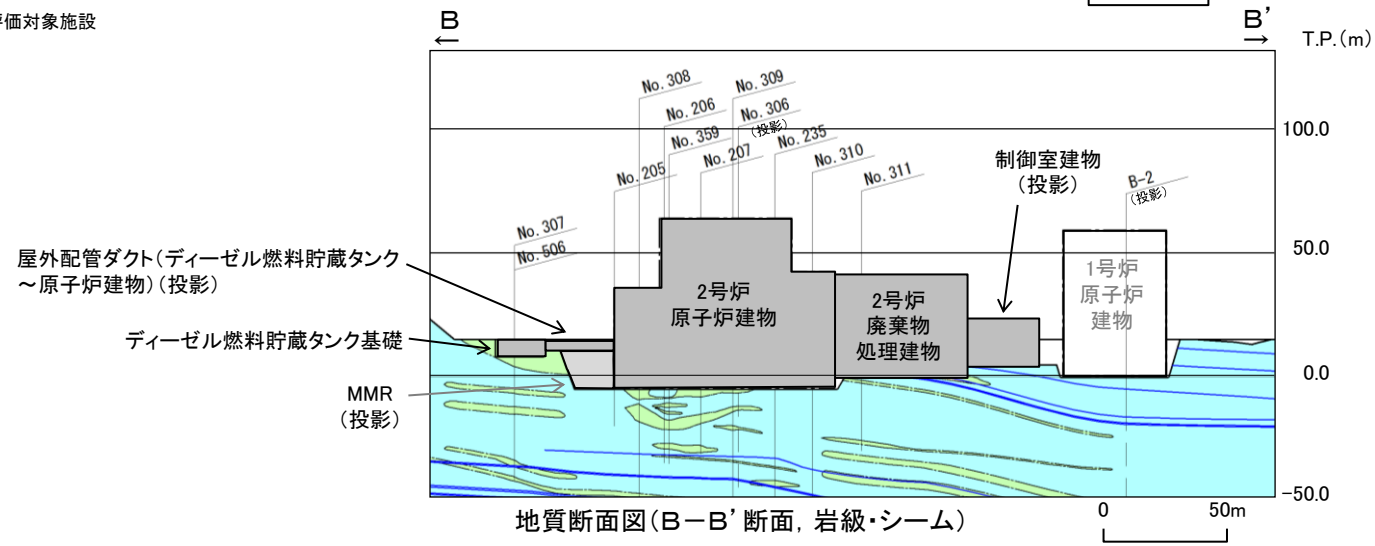


評価対象施設配置図　：評価対象施設

凡 例
- 評価対象施設
- MMR
- 埋戻土，盛土
- D級
- CL級
- CM級
- CH級
- シーム
- 岩級境界線



地質断面図（A－A’断面，岩級・シーム）

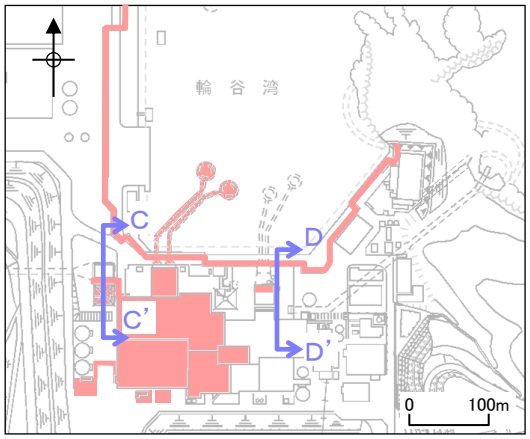


地質断面図（B－B’断面，岩級・シーム）

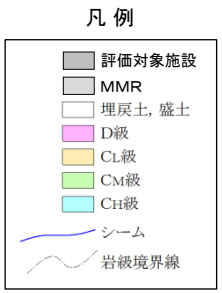
第940回審査会合資料1-1 P197 再掲

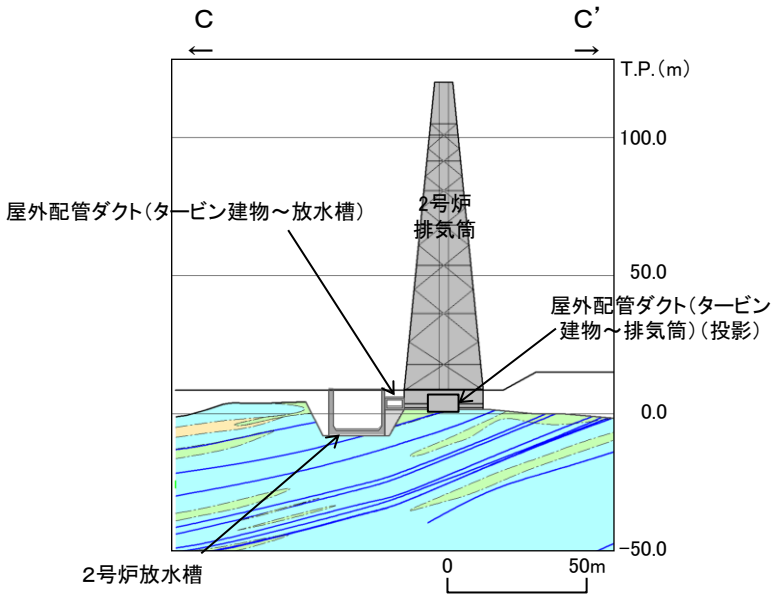
評価対象施設の地質状況（グループA（T.P.+15m盤以下，防波壁以外，直接基礎））2／2

・基礎地盤 T.P.+15m以下に設置された評価対象施設は，岩盤（成相寺層）で支持されていることから，液状化や揺すり込み沈下を起因とする不等沈下が生じることはない。

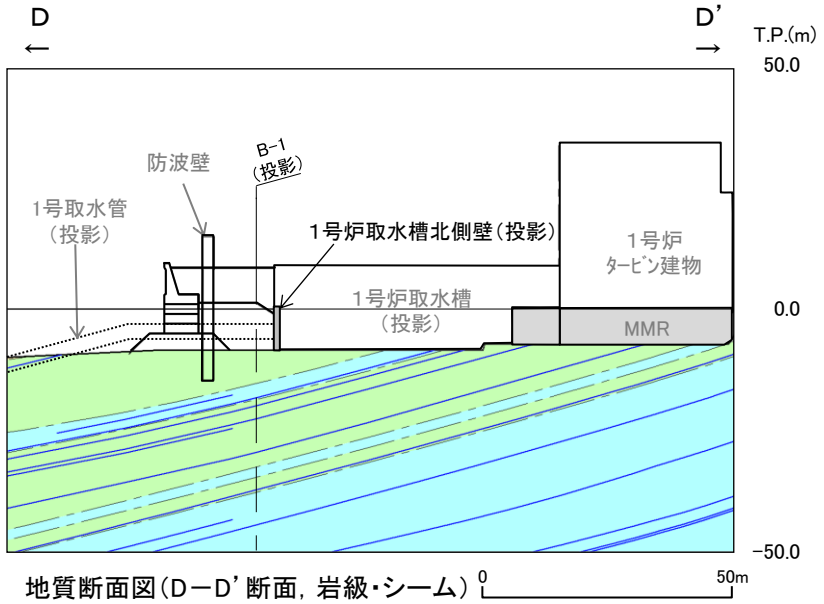


評価対象施設配置図　：評価対象施設





地質断面図（C－C’断面，岩級・シーム）

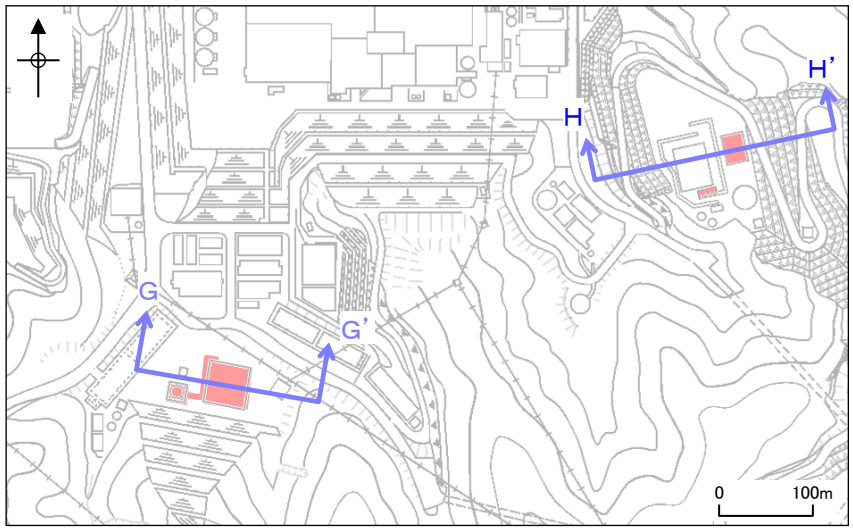


地質断面図（D－D’断面，岩級・シーム）

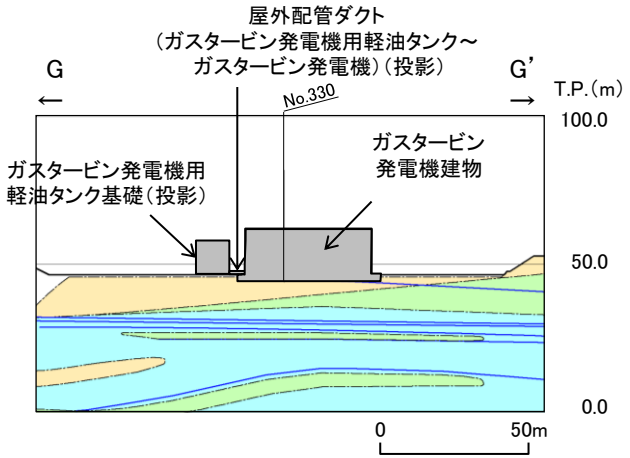
第940回審査会合資料1-1 P198 再掲

評価対象施設の地質状況（グループB（T.P.+44～50m盤，防波壁以外，直接基礎））

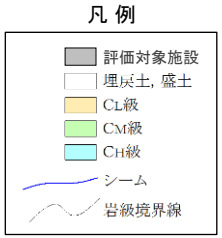
・基礎地盤 T.P.+44m～50mに設置された評価対象施設は，岩盤（成相寺層）で支持されていることから，液状化や揺すり込み沈下を起因とする不等沈下が生じることはない。

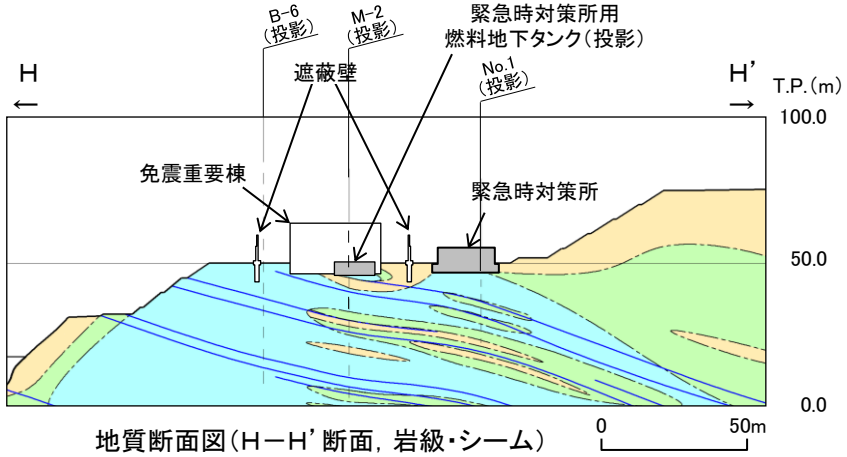


評価対象施設配置図



地質断面図（G－G’断面，岩級・シーム）



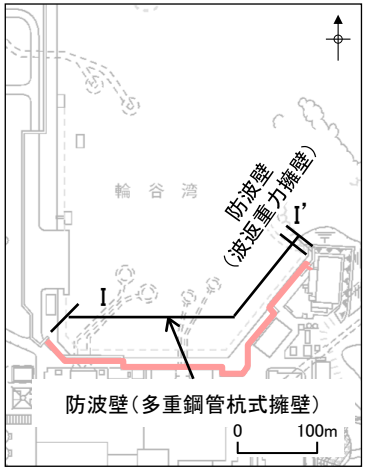


地質断面図（H－H’断面，岩級・シーム）

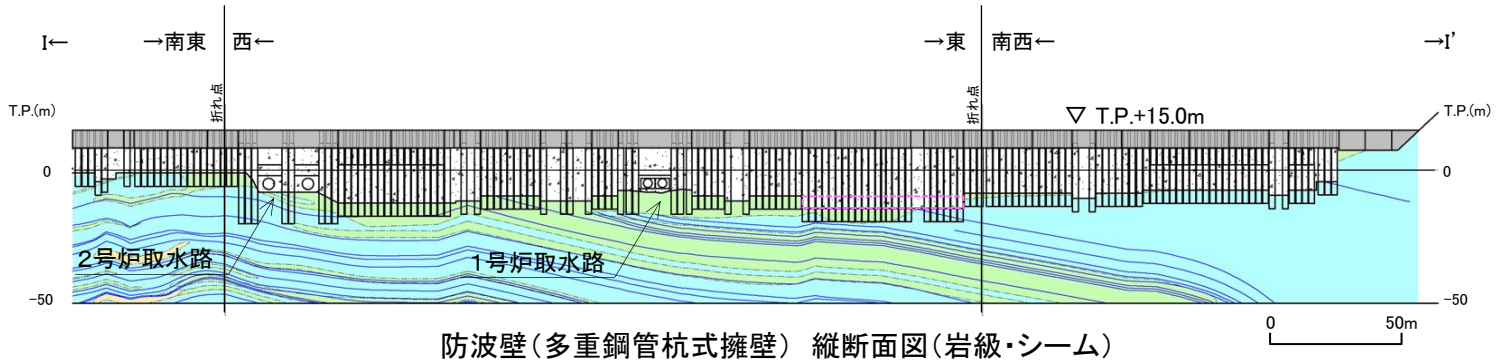
第940回審査会合資料1-1 P199 再掲

評価対象施設の地質状況（グループC（T.P.+15m盤以下，防波壁，杭基礎））

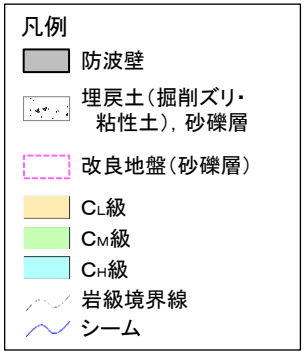
・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）は，杭を介して岩盤（成相寺層）で支持されていることから，液状化や揺すり込み沈下を起因とする不等沈下が生じることはない。



評価対象施設配置図



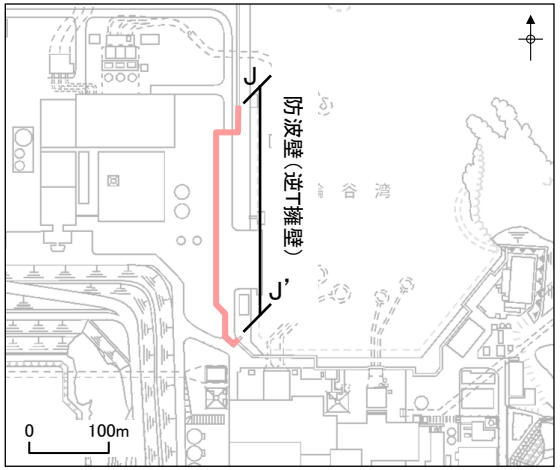
防波壁（多重鋼管杭式擁壁） 縦断面図（岩級・シーム）



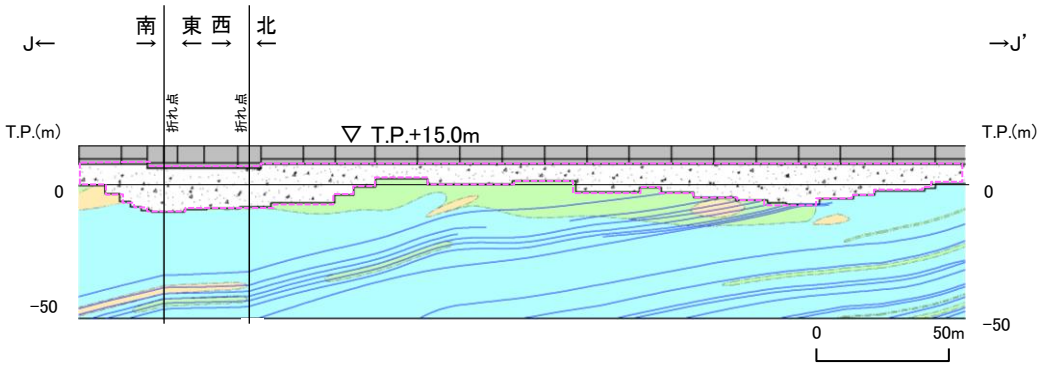
第940回審査会合資料1-1　P200 再掲

評価対象施設の地質状況（グループD（T.P.+15m盤以下，防波壁，直接基礎））

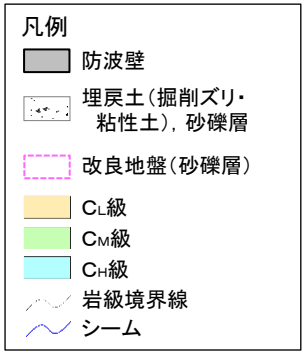
・防波壁（逆T擁壁）は，改良地盤で支持されていることから，液状化や揺すり込み沈下を起因とする不等沈下が生じることはない。



評価対象施設配置図



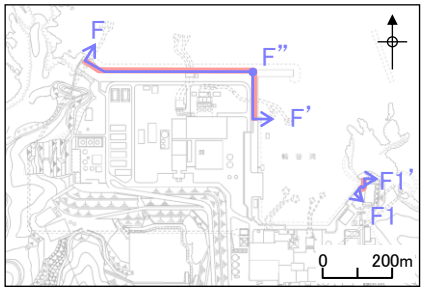
防波壁（逆T擁壁）　縦断面図（岩級・シーム）



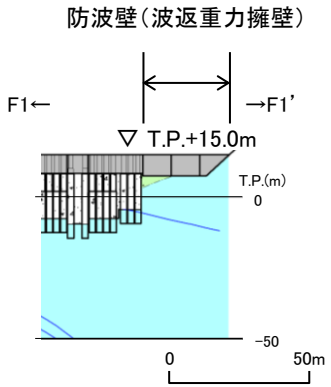
第940回審査会合資料1-1　P201 再掲

評価対象施設の地質状況（グループD（T.P.+15m盤以下，防波壁，直接基礎））

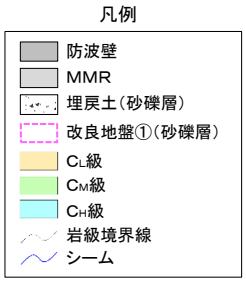
・防波壁（波返重力擁壁）は，岩盤（成相寺層）で支持されていることから，液状化や揺すり込み沈下を起因とする不等沈下が生じることはない。
・なお，防波壁（波返重力擁壁）の直下には局所的に砂礫層が存在するが，周辺岩盤相当に改良している。

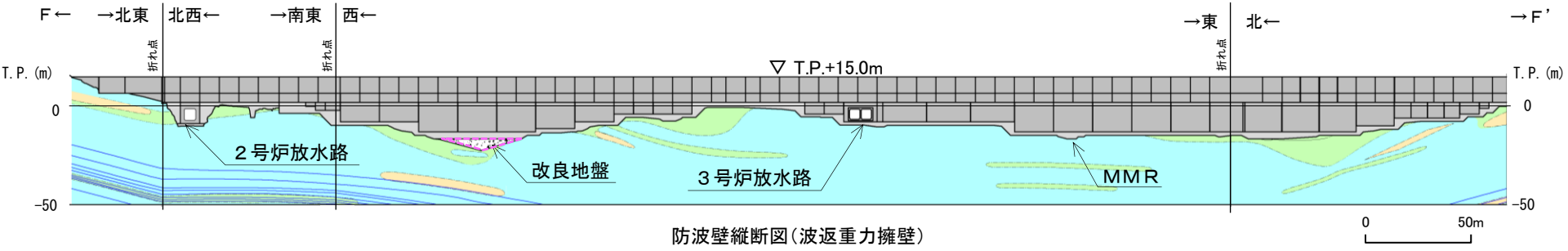


評価対象施設配置図



防波壁縦断面図（波返重力擁壁）





防波壁縦断図（波返重力擁壁）

※　図中の [ ] については，地盤改良を実施しているが，元の砂礫層の分布を示すために，改良前の地質状況を示している。

余白

５．地殻変動による基礎地盤の変形の影響評価
５．１　評価方針

評価方針

・評価対象施設における地殻変動による基礎地盤の変形の影響評価について，設置許可基準規則に基づき，以下に示す事項を確認する。

＜地殻変動による基礎地盤の変形の影響評価＞

地震発生に伴う地殻変動解析による基礎地盤の傾斜及び撓みにより，評価対象施設が重大な影響を受けないことを確認する。

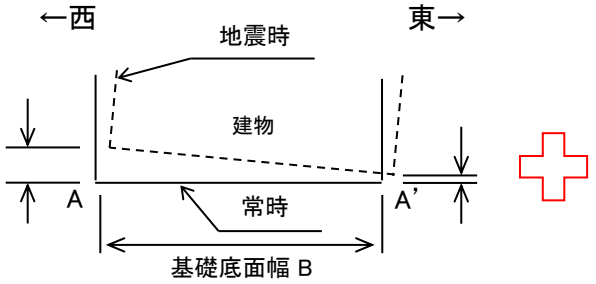
評価方針

【評価方針】
・地殻変動解析の鉛直変位量から求められる基礎の傾斜について，傾斜方向を東西方向及び南北方向で確認し，傾斜が最大となる方向により評価を実施する。
・地震による傾斜と上記の傾斜を足し合わせることにより，最大傾斜を算出する。それぞれの傾斜方向が異なる場合も，保守的にそれらを足し合わせる。

【評価基準値】
・地殻変動解析の鉛直変位量から求められる基礎の最大傾斜に，地震応答解析から求められる基礎の最大傾斜 （3.7章 評価結果　を参照）を加えた傾斜が，評価基準値の目安を上回らないことを確認する。

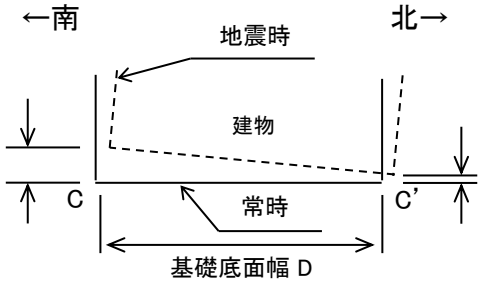
対象施設	評価基準値の目安	備考
2号炉原子炉建物	1/2,000	審査ガイドの目安値（基本設計段階の目安値）：一般建築物の構造的な障害が発生する限界（亀裂の発生率，発生区間により判断）
ガスタービン発電機建物		
防波壁（多重鋼管杭式擁壁） 防波壁（逆T擁壁）		

地殻変動解析による最大傾斜
（東西方向において最大傾斜）



$$傾斜＝\frac{|\delta_{AY}-\delta_{A'Y}|}{B_1}$$

二次元有限要素法による最大傾斜
（南北方向において最大傾斜）



$$傾斜＝\frac{|\delta_{CY}-\delta_{C'Y}|}{D}$$

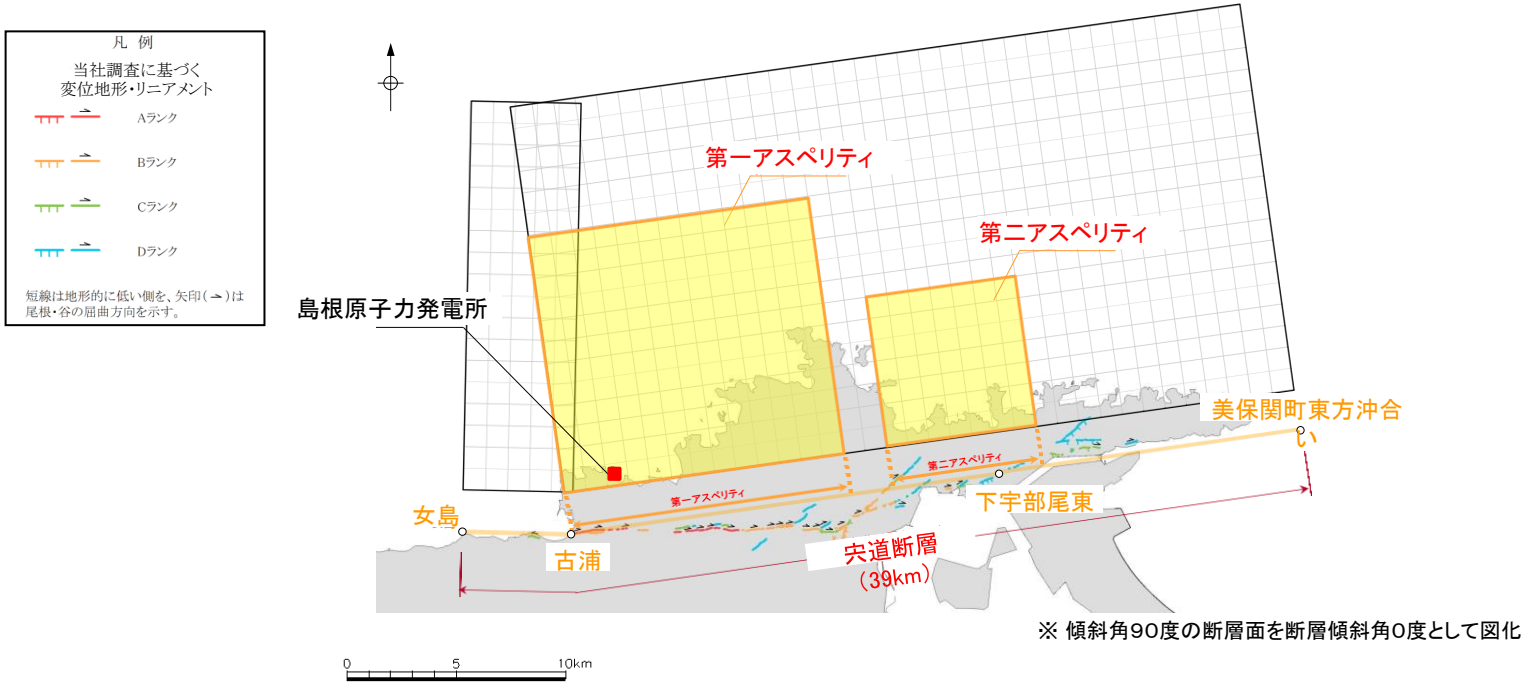
地震による傾斜の重ね合わせのイメージ

地震による傾斜の重ね合わせによる最大傾斜
（傾斜方向が異なる場合も，保守的に傾斜を足し合わせる）

$$最大傾斜＝\frac{|\delta_{AY}-\delta_{A'Y}|}{B_1}+\frac{|\delta_{CY}-\delta_{C'Y}|}{D}$$

評価方法（1／2）

・敷地内には震源として考慮する活断層が分布していないことを確認していることから，敷地において地殻の広域的な変形による著しい地盤の傾斜が生じることはない。
・敷地に比較的近く，基準地震動の策定において検討用地震に選定した宍道断層及び海域活断層（F-Ⅲ～F-Ⅴ断層）の活動に伴い生じる地盤の傾斜について，多層モデルにより地盤の非一様性を考慮できるWang et al.（2003）(3)の食い違い弾性論に基づき，評価する。
・宍道断層については，陸域の断層であることから，地震動評価モデルを基本とするが，断層上縁深さについては，津波評価モデルによる検討結果を踏まえ，地殻変動量の観点から保守的な評価となるよう，0kmと設定した（P216参照）。

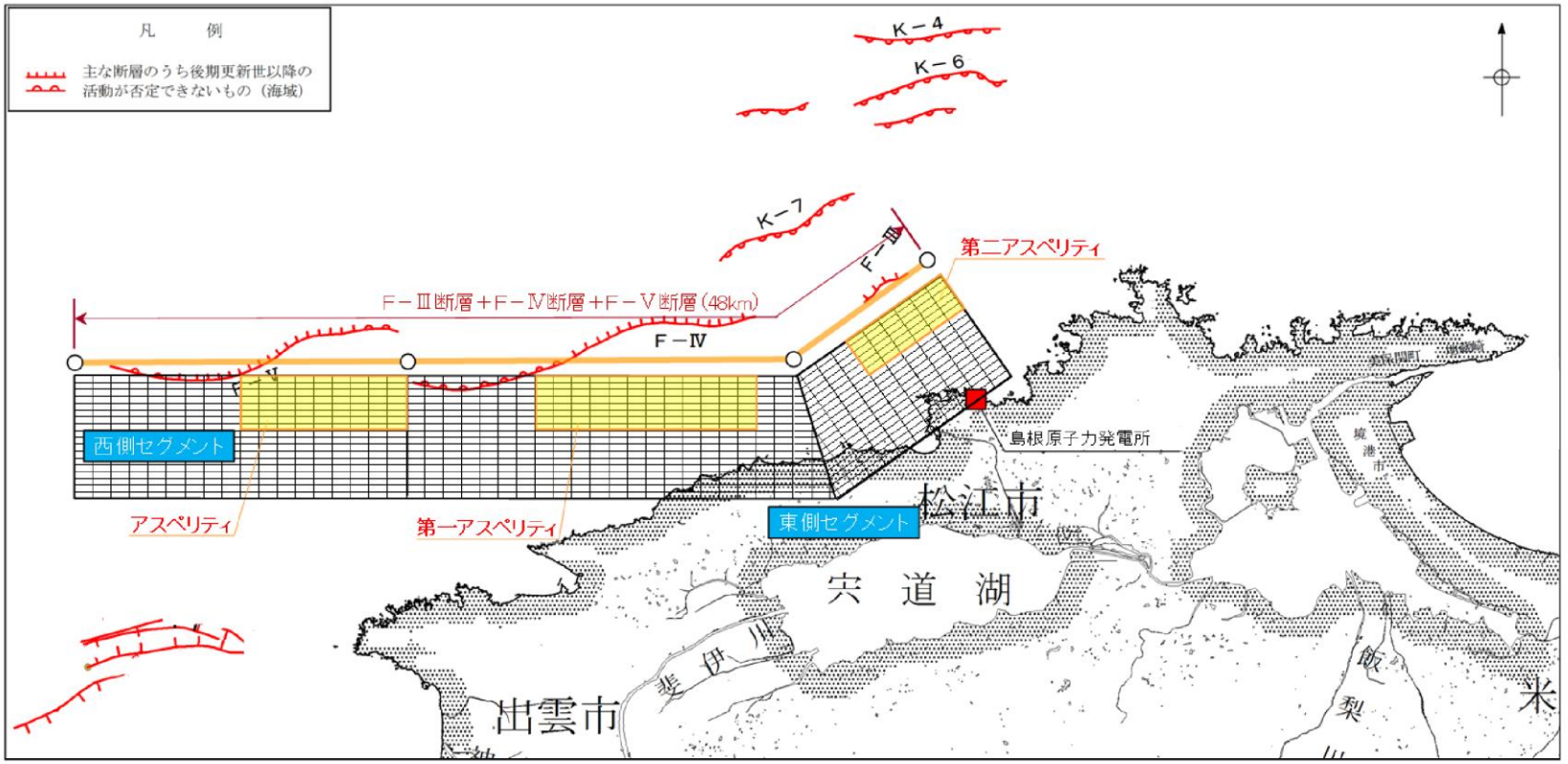


※ 傾斜角90度の断層面を断層傾斜角0度として図化

ケース名	断層長さ L（km）	断層幅 W（km）	断層傾斜角 δ（°）	すべり角 λ（°）	上端深さ d1（km）	すべり量（cm）		
						第一アスペリティ	第二アスペリティ	背景領域
基本ケース	39.0	18.00	90	180	0	251.9	154.3	66.8
不確かさケース（断層傾斜角）	39.0	19.17	70（北傾斜）	180	0	263.9	161.6	67.8
不確かさケース（すべり角）	39.0	18.00	90	150	0	251.9	154.3	66.8

評価方法（2／2）

・F－Ⅲ～F－Ⅴ断層については，地震動評価モデルと津波評価モデルがあるため，両者の断層パラメータを比較し，保守的な評価となる津波評価モデルを採用した（P217参照）。



※ 傾斜角90度の断層面を断層傾斜角70度として図化

ケース	断層長さ L（km）	断層幅 W（km）	傾斜角 δ（°）	すべり角　λ（°）		上端深さ d1（km）	すべり量（cm）
				F－Ⅲ	F－Ⅳ F－Ⅴ		
上昇最大ケース	48.0	15.0	90	130	180	0	401
下降最大ケース	48.0	15.0	90	115	180	0	401

（参考）上縁深さの違いによる地殻変動量への影響確認

・断層上縁深さの違いによる地殻変動量への影響を確認するため，津波評価モデルにおいて上縁深さの違いによる地殻変動量を比較した。

海域活断層　津波評価モデルにおける断層上縁深さの違いによる地殻変動量の比較結果
（第771回審査会合（2019年9月13日）資料より数値を引用）

断層	傾斜角（°）	すべり量（m）	主応力軸（°）	すべり角（°）	上縁深さ（km）	地殻変動量（m）		（参考）津波水位（T.P. m）		備考
						２号炉取水口（東）	２号炉取水口（西）	２号炉取水口（東）	２号炉取水口（西）	
F－Ⅲ～F－Ⅴ断層	90	4.01	120	115，180	0	+0.34	+0.34	−3.9	−3.9	基準津波４
	90	4.01	120	115，180	2	+0.34	+0.34	−1.9	−1.9	
	90	4.01	120	115，180	5	+0.30	+0.31	−0.8	−0.8	

・上縁深さの違う断層モデルによる地殻変動量を比較した結果，上縁深さが0km及び2kmの場合に，上縁深さ5kmよりも地殻変動量が大きくなっており，上縁深さが浅い方が地殻変動量が大きくなると考えられるため，食い違い弾性論に用いる上縁深さについては，0kmに設定する。

（参考）津波評価モデルと地震動評価モデルの比較

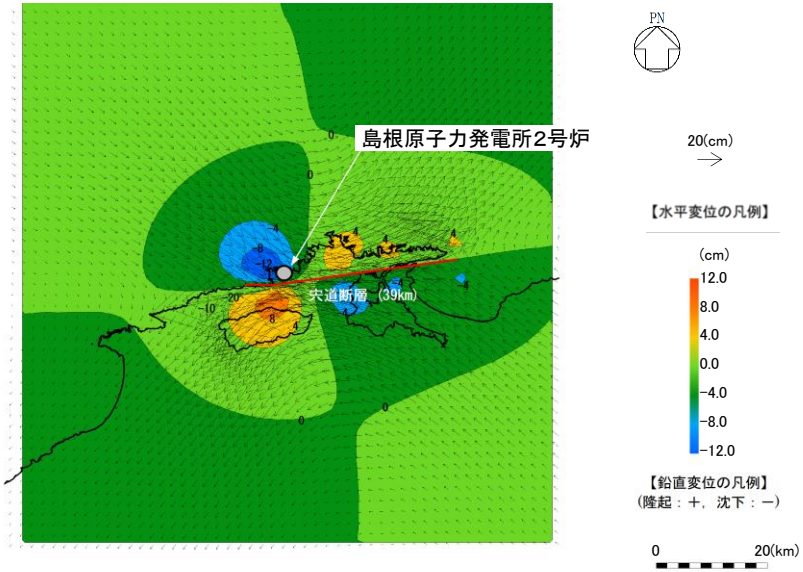
F-Ⅲ～F-Ⅴ断層　津波評価モデル及び地震動評価モデルの比較結果

モデル	ケース	断層長さ L（km）	断層幅 W（km）	傾斜角 δ（°）	すべり角　λ（°）		上端深さ d1（km）	すべり量（cm）
					F-Ⅲ	F-Ⅳ F-Ⅴ		
津波評価モデル	上昇最大ケース	48.0	15.0	90	130	180	0	401
	下降最大ケース	48.0	15.0	90	115	180	0	401
地震動評価モデル	基本震源モデル	48.0	19.17	70	180		2	155.7
	断層傾斜角の不確かさを考慮したケース	48.0	31.5	35	150	180	2	288.5
	すべり角の不確かさを考慮したケース	48.0	19.17	70	150		2	155.7
	断層位置の不確かさを考慮したケース	53.0	19.17	70	180		2	176.7

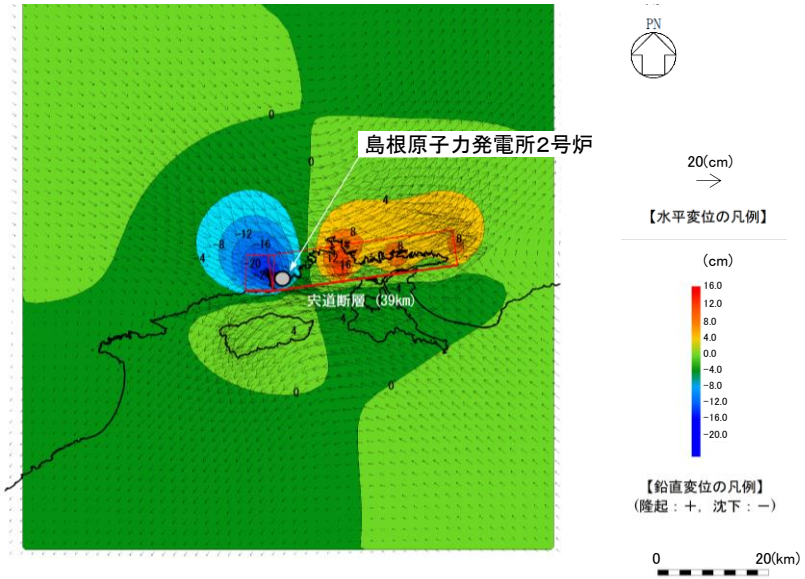
・F-Ⅲ～F-Ⅴ断層については，上表のとおり地震動評価モデルと津波評価モデルを比較した結果，上端深さが浅いこと，及びすべり量が大きいことから，地殻変動量の観点から保守的と考えられる津波評価モデルを採用した。

５．地殻変動による基礎地盤の変形の影響評価
５．２　評価結果

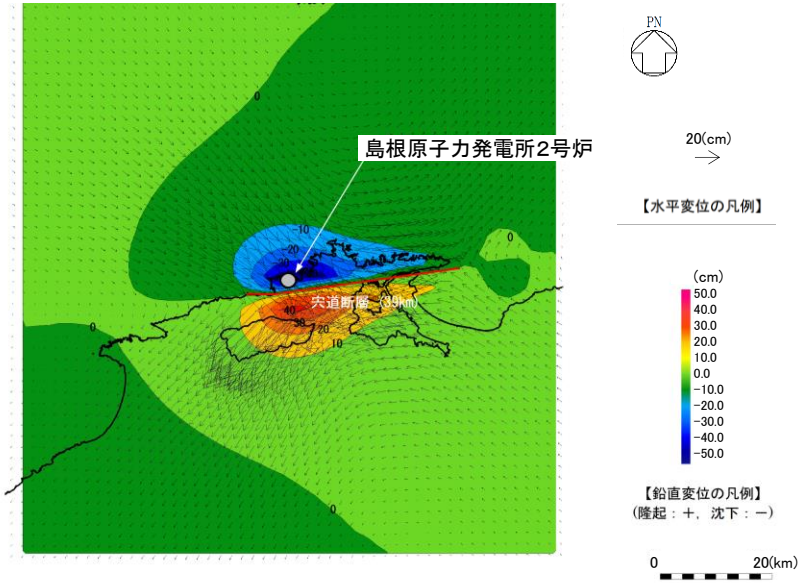
評価結果（宍道断層）



地殻変動解析結果（宍道断層　基本ケース）

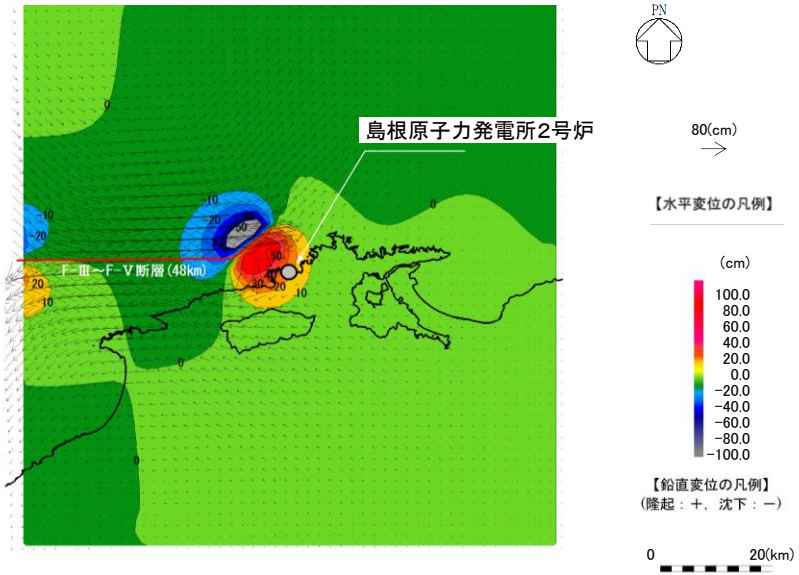


地殻変動解析結果（宍道断層　不確かさケース（断層傾斜角））

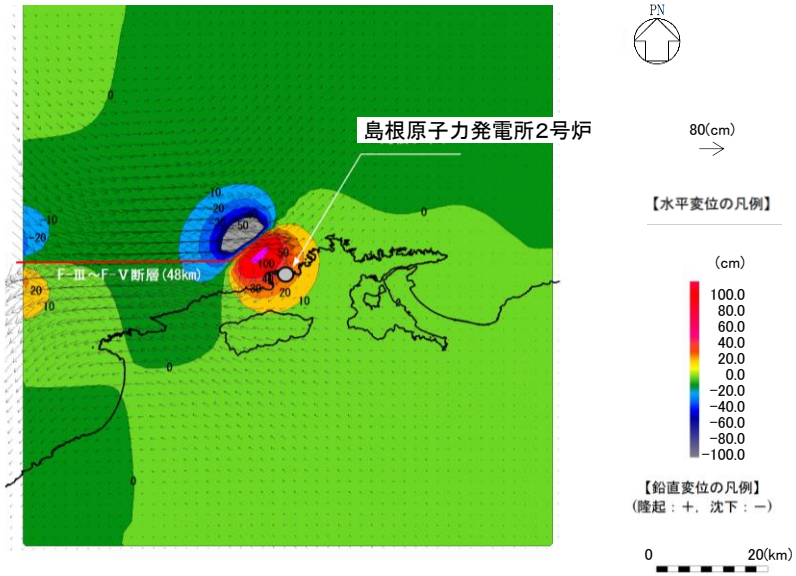


地殻変動解析結果（宍道断層　不確かさケース（すべり角））

評価結果（Ｆ－Ⅲ～Ｆ－Ⅴ断層）



地殻変動解析結果（Ｆ－Ⅲ～Ｆ－Ⅴ断層　上昇最大ケース）



地殻変動解析結果（Ｆ－Ⅲ～Ｆ－Ⅴ断層　下降最大ケース）

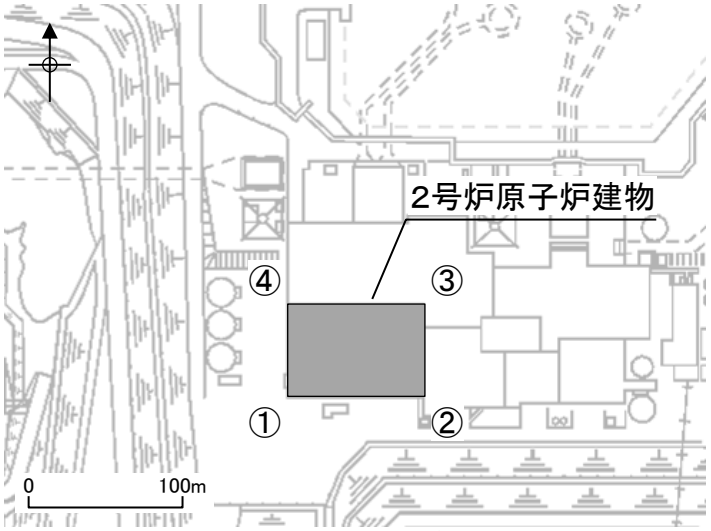
評価結果（地殻変動解析による傾斜（2号炉原子炉建物））

地殻変動解析による各施設の最大傾斜（2号炉原子炉建物）

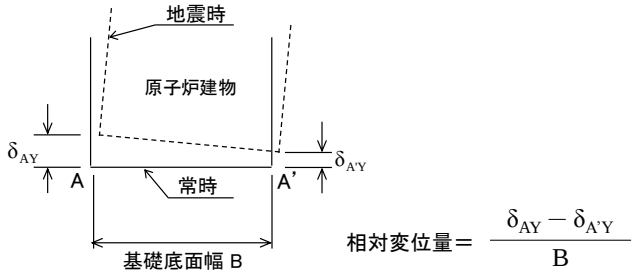
対象断層	検討ケース	変位算定位置	相対変位（mm）※	傾斜
陸域活断層（宍道断層）	基本ケース	①，②（東西）	2.65	1/33,000
		③，④（東西）	2.59	1/34,000
		①，④（南北）	−0.85	1/82,000
		②，③（南北）	−0.91	1/76,000
	不確かさケース（すべり角）	①，②（東西）	−0.80	1/110,000
		③，④（東西）	−0.90	1/99,000
		①，④（南北）	3.10	1/22,000
		②，③（南北）	3.00	1/23,000
	不確かさケース（断層傾斜角）	①，②（東西）	5.00	1/17,000
		③，④（東西）	4.90	1/18,000
		①，④（南北）	−1.70	1/41,000
		②，③（南北）	−1.80	1/38,000
海域活断層（F−Ⅲ～F−Ⅴ断層）	上昇最大ケース	①，②（東西）	−4.10	1/21,000
		③，④（東西）	−4.10	1/21,000
		①，④（南北）	2.10	1/33,000
		②，③（南北）	2.10	1/33,000
	下降最大ケース	①，②（東西）	−4.50	1/19,000
		③，④（東西）	−4.60	1/19,000
		①，④（南北）	2.90	1/24,000
		②，③（南北）	2.80	1/25,000

：断層毎の最大傾斜

※　東西方向については，相対変位がプラスの場合に東傾斜，相対変位がマイナスの場合に西傾斜となる
南北方向については，相対変位がプラスの場合に南傾斜，相対変位がマイナスの場合に北傾斜となる



2号炉原子炉建物　隅角部番号



相対変位イメージ図

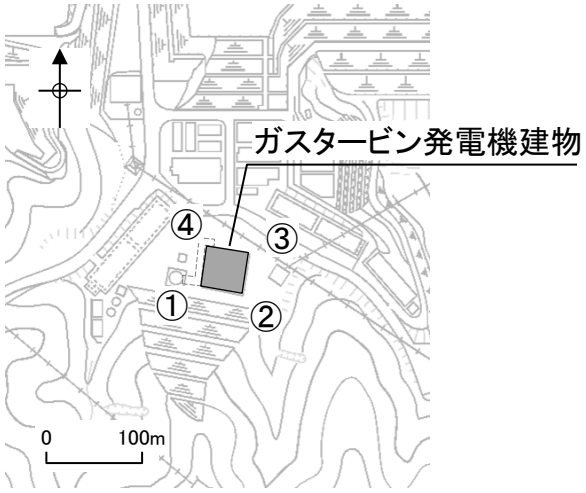
評価結果（地殻変動解析による傾斜（ガスタービン発電機建物））

地殻変動解析による各施設の最大傾斜（ガスタービン発電機建物）

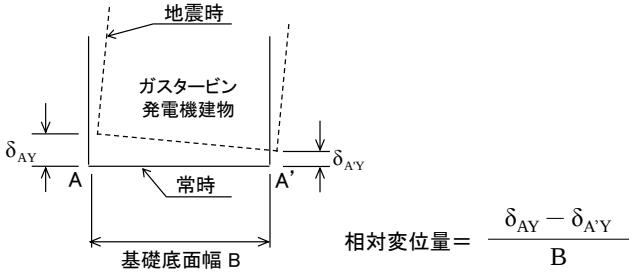
対象断層	検討ケース	変位算定位置	相対変位（mm）※	傾斜
陸域活断層（宍道断層）	基本ケース	①，②（東西）	1.37	1/33,000
		③，④（東西）	1.43	1/32,000
		①，④（南北）	−0.06	1/800,000
		②，③（南北）	0.00	−
	不確かさケース（すべり角）	①，②（東西）	−0.30	1/150,000
		③，④（東西）	−0.30	1/150,000
		①，④（南北）	0.20	1/240,000
		②，③（南北）	0.20	1/240,000
	不確かさケース（断層傾斜角）	①，②（東西）	2.90	1/15,000
		③，④（東西）	2.90	1/15,000
		①，④（南北）	−1.10	1/43,000
		②，③（南北）	−1.10	1/43,000
海域活断層（F−Ⅲ～F−Ⅴ断層）	上昇最大ケース	①，②（東西）	−2.20	1/20,000
		③，④（東西）	−2.20	1/20,000
		①，④（南北）	1.10	1/43,000
		②，③（南北）	1.10	1/43,000
	下降最大ケース	①，②（東西）	−2.50	1/18,000
		③，④（東西）	−2.50	1/18,000
		①，④（南北）	1.60	1/30,000
		②，③（南北）	1.60	1/30,000

：断層毎の最大傾斜

※　東西方向については，相対変位がプラスの場合に東傾斜，相対変位がマイナスの場合に西傾斜となる
南北方向については，相対変位がプラスの場合に南傾斜，相対変位がマイナスの場合に北傾斜となる



ガスタービン発電機建物　隅角部番号



相対変位イメージ図

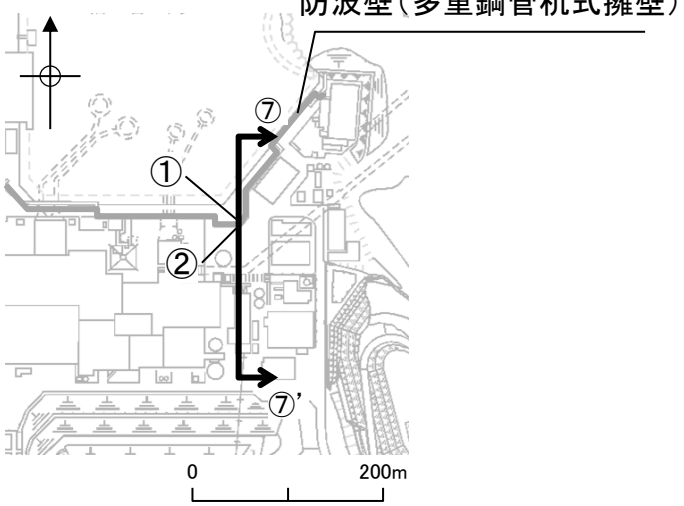
評価結果（地殻変動解析による傾斜（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））

地殻変動解析による各施設の最大傾斜（防波壁（多重鋼管杭式擁壁））

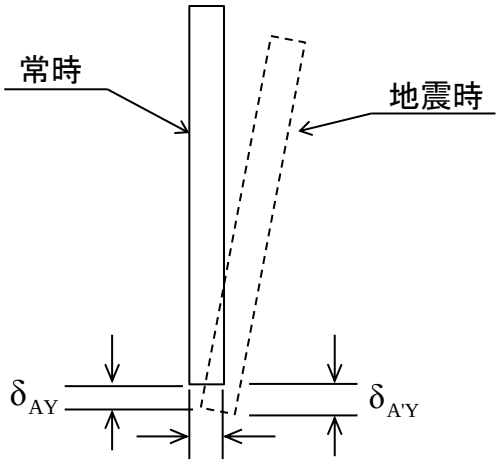
対象断層	検討ケース	変位算定位置	相対変位（mm）※	傾斜
陸域活断層（宍道断層）	基本ケース	①，②（南北）	−0.02	1/110,000
	不確かさケース（すべり角）	①，②（南北）	0.10	1/22,000
	不確かさケース（断層傾斜角）	①，②（南北）	−0.10	1/22,000
海域活断層（F−Ⅲ～F−Ⅴ断層）	上昇最大ケース	①，②（南北）	0.10	1/22,000
	下降最大ケース	①，②（南北）	0.10	1/22,000

■：断層毎の最大傾斜

※　東西方向については，相対変位がプラスの場合に東傾斜，相対変位がマイナスの場合に西傾斜となる
南北方向については，相対変位がプラスの場合に南傾斜，相対変位がマイナスの場合に北傾斜となる



防波壁（多重鋼管杭式擁壁）　隅角部番号



$$\text{相対変位量} = \frac{\delta_{AY} - \delta_{A'Y}}{B}$$

相対変位イメージ図

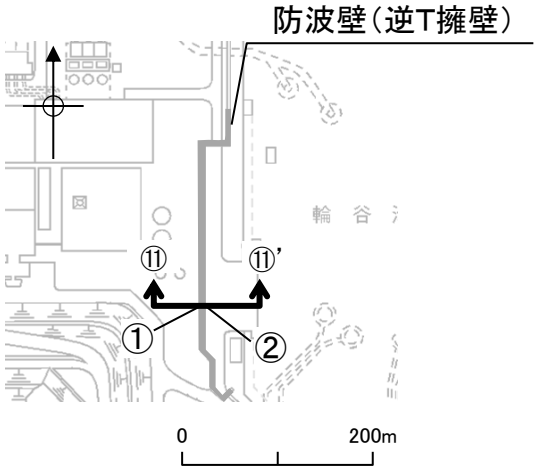
評価結果（地殻変動解析による傾斜（防波壁（逆T擁壁））

地殻変動解析による各施設の最大傾斜（防波壁（逆T擁壁））

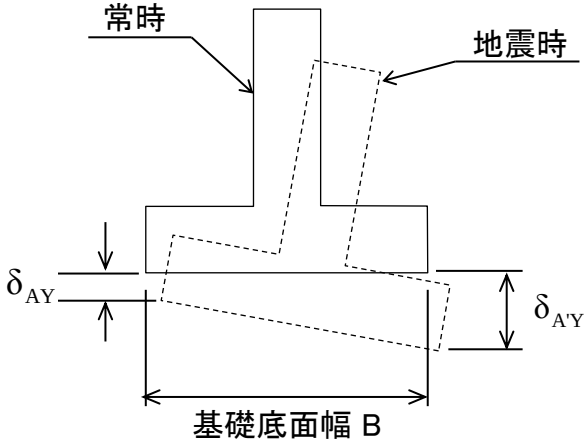
対象断層	検討ケース	変位算定位置	相対変位（mm）※	傾斜
陸域活断層（宍道断層）	基本ケース	①，②（東西）	0.25	1/34,000
	不確かさケース（すべり角）	①，②（東西）	−0.10	1/85,000
	不確かさケース（断層傾斜角）	①，②（東西）	0.50	1/17,000
海域活断層（F−Ⅲ～F−Ⅴ断層）	上昇最大ケース	①，②（東西）	−0.40	1/21,000
	下降最大ケース	①，②（東西）	−0.50	1/17,000

■：断層毎の最大傾斜

※　東西方向については，相対変位がプラスの場合に東傾斜，相対変位がマイナスの場合に西傾斜となる
　　南北方向については，相対変位がプラスの場合に南傾斜，相対変位がマイナスの場合に北傾斜となる



防波壁（逆T擁壁）　隅角部番号



$$\text{相対変位量} = \frac{\delta_{AY} - \delta_{A'Y}}{B}$$

相対変位イメージ図

第940回審査会合資料1-1　P217 再掲

評価結果（地震動による最大傾斜の重ね合わせ）（1／2）

地殻変動解析による最大傾斜及び地震動による最大傾斜の重ね合わせ結果

対象断層	評価施設	①地殻変動による傾斜		②地震動による最大傾斜		①＋② 地殻変動及び地震動を考慮した最大傾斜※
		最大傾斜	傾斜方向	最大傾斜	傾斜方向	
陸域活断層 （宍道断層）	2号炉原子炉建物	1/17,000 （不確かさケース（断層傾斜角））	西方向	1/22,000 （Ss－D）	北方向	1/9,000
	ガスタービン発電機建物	1/15,000 （不確かさケース（断層傾斜角））	西方向	1/28,000 （Ss－D）	北方向	1/9,000
海域活断層 （F－Ⅲ～F－Ⅴ断層）	2号炉原子炉建物	1/19,000 （下降最大ケース）	東方向	1/22,000 （Ss－D）	北方向	1/10,000
	ガスタービン発電機建物	1/18,000 （下降最大ケース）	東方向	1/28,000 （Ss－D）	北方向	1/10,000

※　①と②の傾斜方向が異なる場合も，保守的に①と②の傾斜を足し合わせることにより評価を実施する。

・基礎底面に生じる傾斜は，評価基準値の目安を下回っていることから，評価対象施設が重大な影響を受けないことを確認した。

評価結果（地震動による最大傾斜の重ね合わせ）（2／2）

第955回審査会合
資料1　P45 加筆・修正
※修正個所を青字で示す

地殻変動解析による最大傾斜及び地震動による最大傾斜の重ね合わせ結果

対象断層	評価施設	①地殻変動による傾斜		②地震動による最大傾斜		①＋② 地殻変動及び地震動を考慮した最大傾斜※
		最大傾斜	傾斜方向	最大傾斜	傾斜方向	
陸域活断層 （宍道断層）	防波壁 （多重鋼管杭式擁壁）	1/22,000 （不確かさケース（すべり角））	北方向	1/39,000 （Ss－D）	北方向	1/14,000
	防波壁 （逆T擁壁）	1/17,000 （不確かさケース（断層傾斜角））	東方向	1/158 （Ss－D）	東方向	1/156
海域活断層 （F－Ⅲ～F－Ⅴ断層）	防波壁 （多重鋼管杭式擁壁）	1/22,000 （上昇最大ケース）	北方向	1/39,000 （Ss－D）	北方向	1/14,000
	防波壁 （逆T擁壁）	1/17,000 （下降最大ケース）	西方向	1/158 （Ss－D）	東方向	1/156

※　①と②の傾斜方向が異なる場合も，保守的に①と②の傾斜を足し合わせることにより評価を実施する。

・防波壁（多重鋼管杭式擁壁）については，最大傾斜が評価基準値の目安を下回っていることを確認した。

・防波壁（逆T擁壁）については，最大傾斜が評価基準値の目安を上回っていることから，地震時に発生する基礎底面の傾斜（1/158）による防波壁（逆T擁壁）の照査を行い，基礎底面の傾斜を考慮しても防波壁の構造成立性は確保される見通しがあることを確認した。（第948回審査会合資料1-2-1（島根原子力発電所2号炉　津波による損傷の防止「基礎底面の傾斜による防波壁の構造成立性」）で実施した方法と同様の条件により評価した。補足説明資料13.2章参照）

・また，地殻変動による傾斜及び地震動による最大傾斜を重ね合わせた最大傾斜は1/156となるが，第948回審査会合において，それよりも傾斜の大きい1/59の傾斜に対して構造成立する見通しを確認していることから，1/156の傾斜においても，施設の安全機能が損なわれるおそれがないことを確認した。

・施設の詳細設計段階において，傾斜を考慮した場合においても，施設の機能が損なわれるおそれがないように設計する。（次頁参照）

第955回審査会合　資料1　P46 加筆・修正
※修正個所を青字で示す

設置許可基準規則への適合性及び設置許可段階における基本設計方針

防波壁（逆T擁壁）基礎の改良地盤は，設置許可段階において設定した物性値を用いて評価することにより，設置許可基準規則第３条第１項及び第２項に適合していることを確認した。

上記を踏まえ，以下の基本設計方針を定め，詳細設計段階において，施設の安全機能に影響を及ぼさないように設計する。

〈設置許可段階における基本設計方針〉

○設置許可段階においては，防波壁（逆T擁壁）直下の改良地盤の物性値を管理目標値と位置付ける。

○詳細設計段階においては，三軸圧縮試験等の室内試験及び原位置試験により，管理目標値としての物理特性，強度特性及び変形特性が確保されていることを確認する。

○詳細設計段階においては，グラウンドアンカーをモデルへ考慮し，グラウンドアンカーによる変形抑制効果を踏まえた設計を実施する。

６．周辺斜面の安定性評価

６．１　評価方針

評価方針

第940回審査会合
資料1-1　P220 加筆・修正
※修正個所を青字で示す

・耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設における周辺斜面の安定性評価について，設置許可基準規則に基づき，以下に示す事項を確認する。

＜地震力に対する周辺斜面の安定性評価における評価項目と評価内容＞

・周辺斜面のすべり面における地盤安定性（斜面崩壊に対する安全性）について，動的解析における時刻歴のすべり安全率が1.2を上回ることを確認する。

・評価対象斜面の選定及びすべり安定性評価における簡便法・動的解析では，地下水位以深の埋戻土等の液状化によるせん断強度の低下の可能性を検討する。

評価フロー（全体概要）

耐震重要施設等の周辺斜面

耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面の網羅的な抽出（P231～233参照）
〔耐震重要施設等の周辺斜面として抽出された斜面に対し，離隔距離等の観点から，耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面を網羅的に抽出する。〕

液状化範囲の検討（P234参照）
〔地下水位の分布を踏まえ，液状化範囲を検討する。〕

耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面のグループ分け（P235参照）
〔耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面に対し，法尻標高毎及び種類毎にグループ分けを行う。〕

評価フロー（詳細）の範囲
（P236，237参照）

評価対象斜面の選定（6.2章）
〔各影響要因を勘案してグループ毎に評価対象斜面を選定する。〕

地震応答解析による周辺斜面のすべり安定性評価（平均強度）（6.3～6.6章）
〔評価対象斜面において，平均強度を用いたすべり安全率が1.2を上回ることを確認する。〕

地震応答解析による周辺斜面のすべり安定性評価（ばらつきを考慮した強度）（ 6.3～6.6章）
〔平均強度に基づくすべり安全率最小ケースに対して，ばらつきを考慮した強度を用いたすべり安全率が1.2を上回ることを確認する。〕

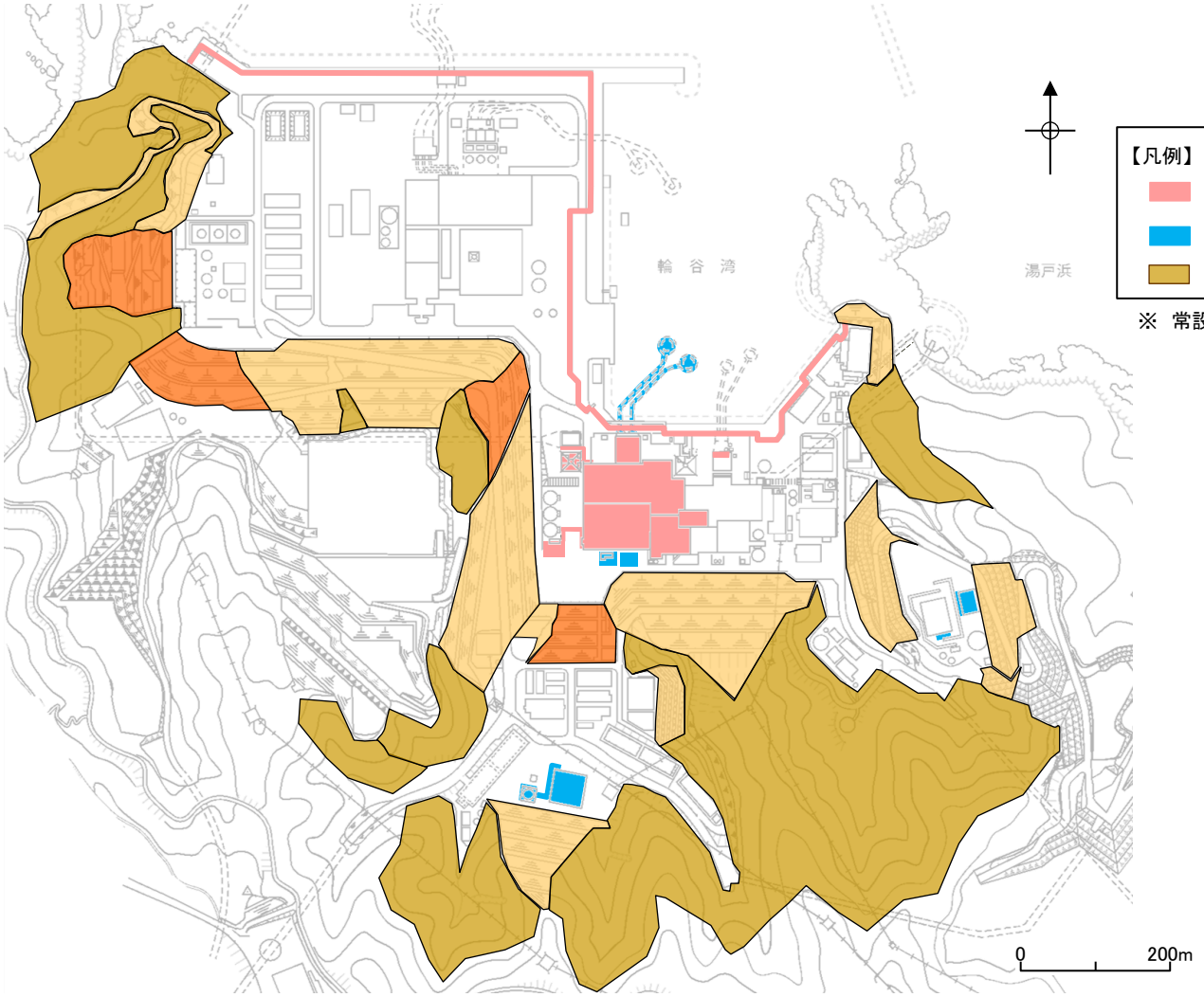
評価終了

評価フロー（全体概要）

耐震重要施設等の周辺斜面の網羅的な抽出

第940回審査会合
資料1-1　P222 加筆・修正
※修正個所を青字で示す

・耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の周辺斜面を下図のとおり網羅的に抽出した。

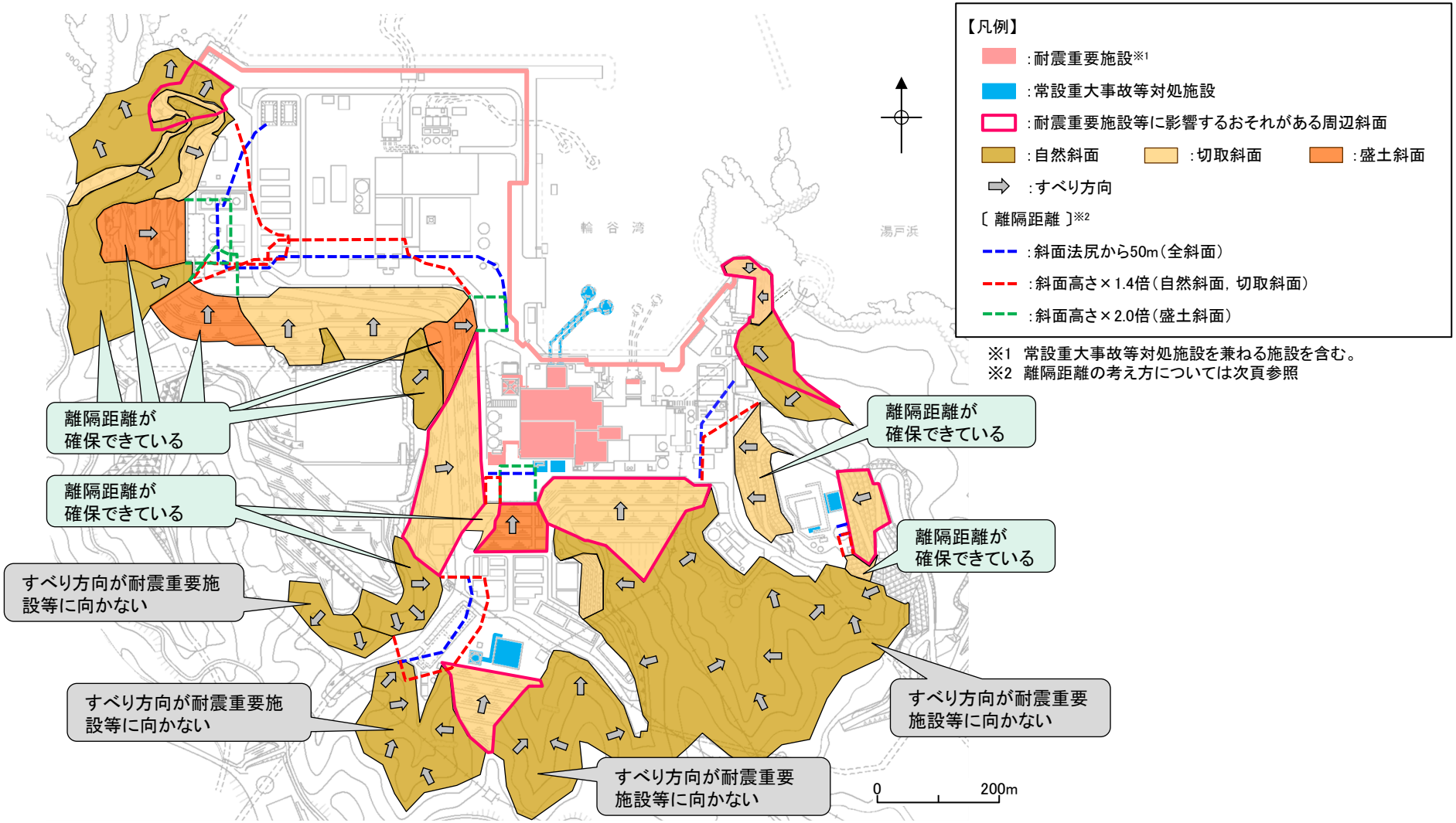


耐震重要施設等の周辺斜面　平面位置図

耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面の網羅的な抽出

第940回審査会合
資料1-1　P223 加筆・修正
※修正個所を青字で示す

・耐震重要施設等の周辺斜面の中で，すべり方向が耐震重要施設等に向いており，耐震重要施設等からの離隔距離がない斜面を尾根線・谷線で区切り，耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面として抽出した。



平面位置図

離隔距離の考え方

第940回審査会合
資料1-1　P224 加筆・修正
※修正個所を青字で示す

岩盤斜面及び盛土斜面ともに，土木学会（2009）及びJEAG4601-2015を基本とするが，盛土斜面については，より幅広く斜面を抽出するため，急傾斜地（土砂）を対象とした宅地防災マニュアルの解説も準用し，離隔距離が以下の基準以内の斜面を抽出することとした。

・岩盤斜面（自然斜面，切取斜面）：斜面高さ×1.4倍 あるいは 50m

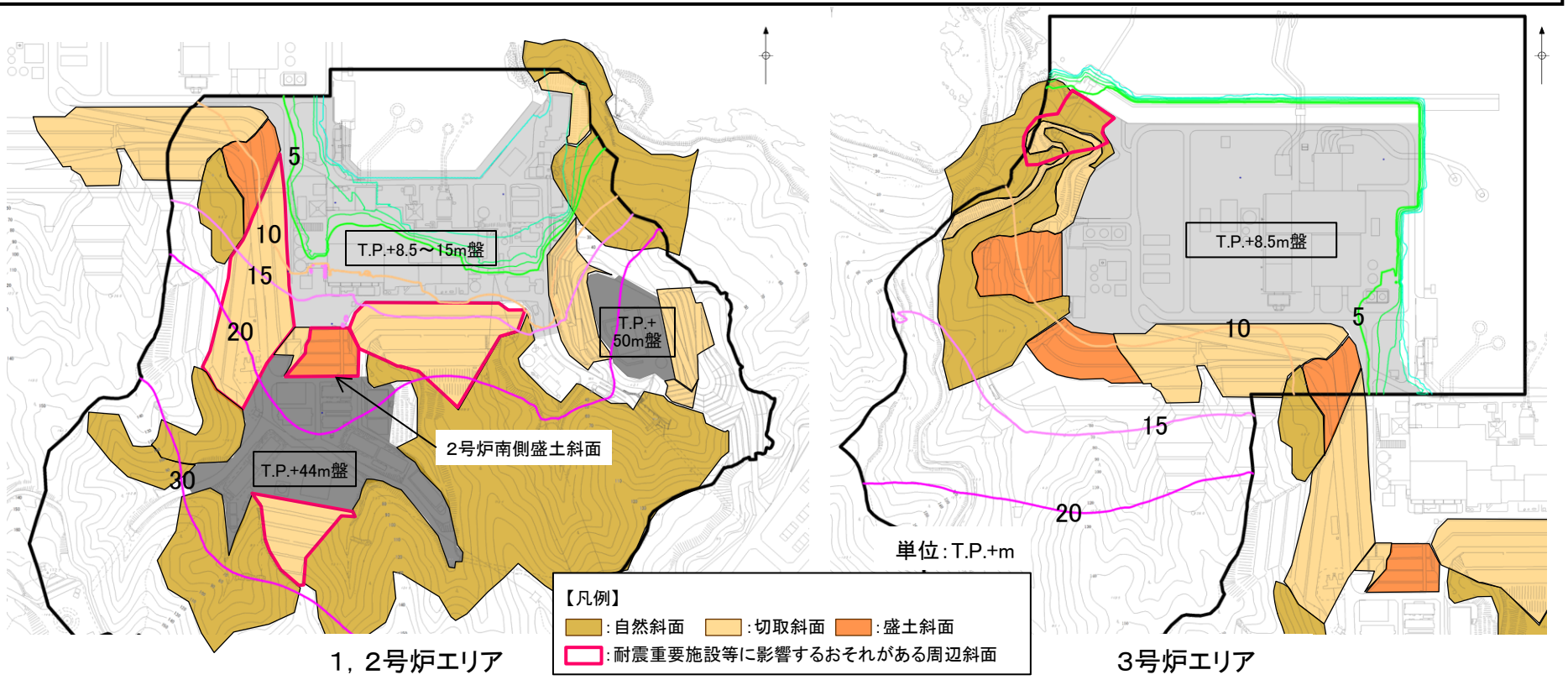
・盛土斜面：斜面高さ×2.0倍 あるいは 50m

参考文献	記載内容	対象地盤
土木学会（2009） JEAG4601-2015	地盤安定性評価の対象とする斜面を，「斜面法尻と原子炉建屋との離隔距離が約50m以内の斜面，あるいは斜面の高さの約1.4倍以内の斜面」と規定しており，これに該当する斜面について評価を実施する。	岩盤斜面 盛土斜面
宅地防災マニュアルの解説(4)	斜面上部又は下部とは，急傾斜地（傾斜30度以上のがけ）の下端及び上端から当該急傾斜地の高さの，それぞれ2倍及び1倍程度の範囲（概ね50mを限度とする）をいう。	急傾斜地 （土砂）

液状化範囲の検討

・地下水位以深の埋戻土等については，液状化によるせん断強度の低下の可能性を検討する。

・液状化範囲の検討に当たっては，3次元浸透流解析結果の大局的な地下水位の傾向を参照し，保守的に地下水位を設定する。



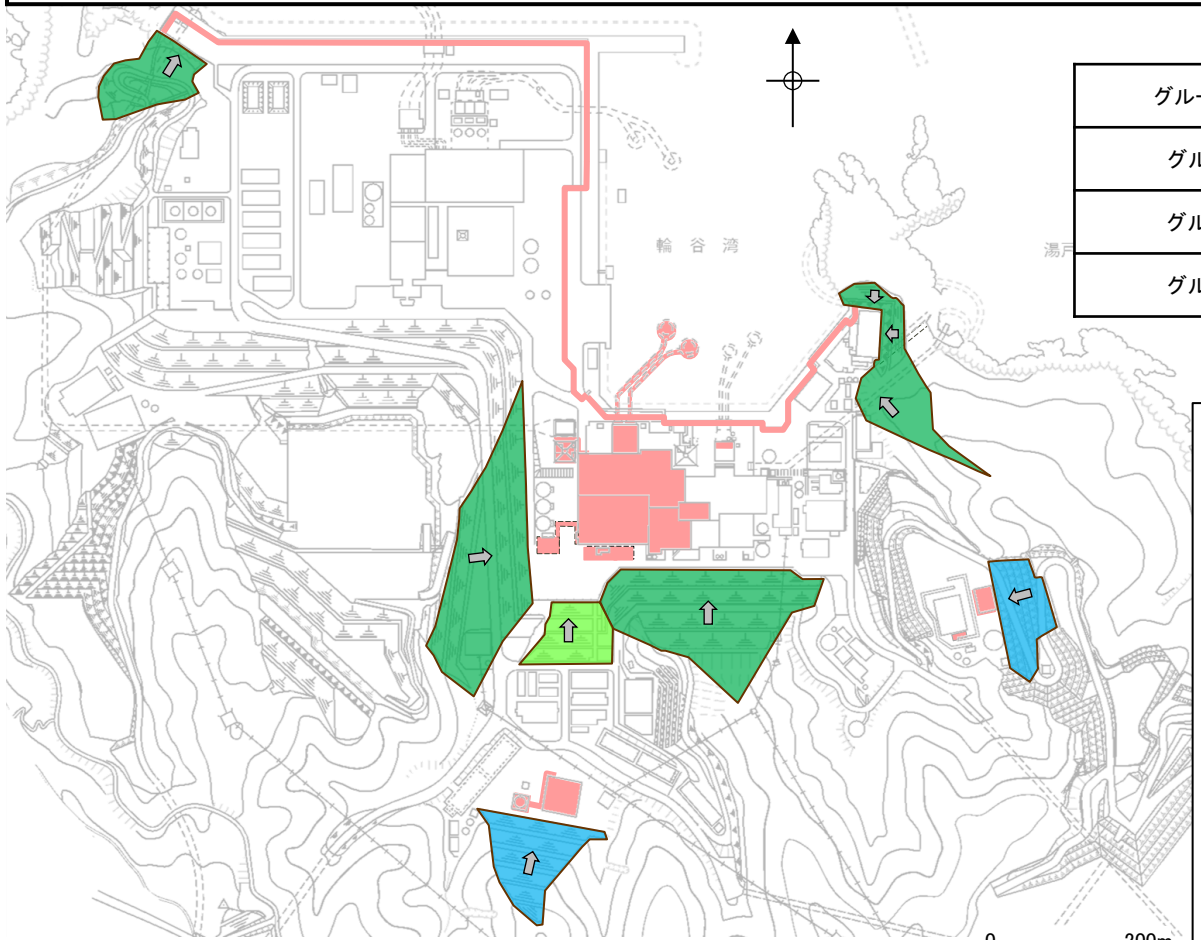
3次元浸透流解析結果（定常解析）の等水位線図

※「島根原子力発電所2号炉　地震による損傷の防止（コメント回答）［地下水位の設定］」（第872回審査会合，2020年7月7日）において説明済

・2号炉南側盛土斜面の地下水位は法尻付近までの上昇に留まっているが，地下水位の分布をより詳細に検討し，液状化範囲を設定する。（6. 4章を参照）

耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面のグループ分け

・評価対象斜面のグループ分けは，以下の観点から分類する。
①地盤の種類が異なることから，岩盤斜面と盛土斜面に区分する。
②地質や地震増幅特性が異なることから，法尻標高T.P.+15m盤以下に位置する評価対象斜面と法尻標高T.P.+44～50m盤に位置する評価対象斜面に区分する。
・上記に従いグループ分けを行った結果，耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面として抽出された斜面について，斜面の法尻標高毎及び種類毎にグループA（岩盤斜面，法尻標高T.P.+15m以下），グループB（盛土斜面，法尻標高T.P.+15m以下），及びグループC（岩盤斜面，法尻標高T.P.+44～50m）の3つのグループに分類した。



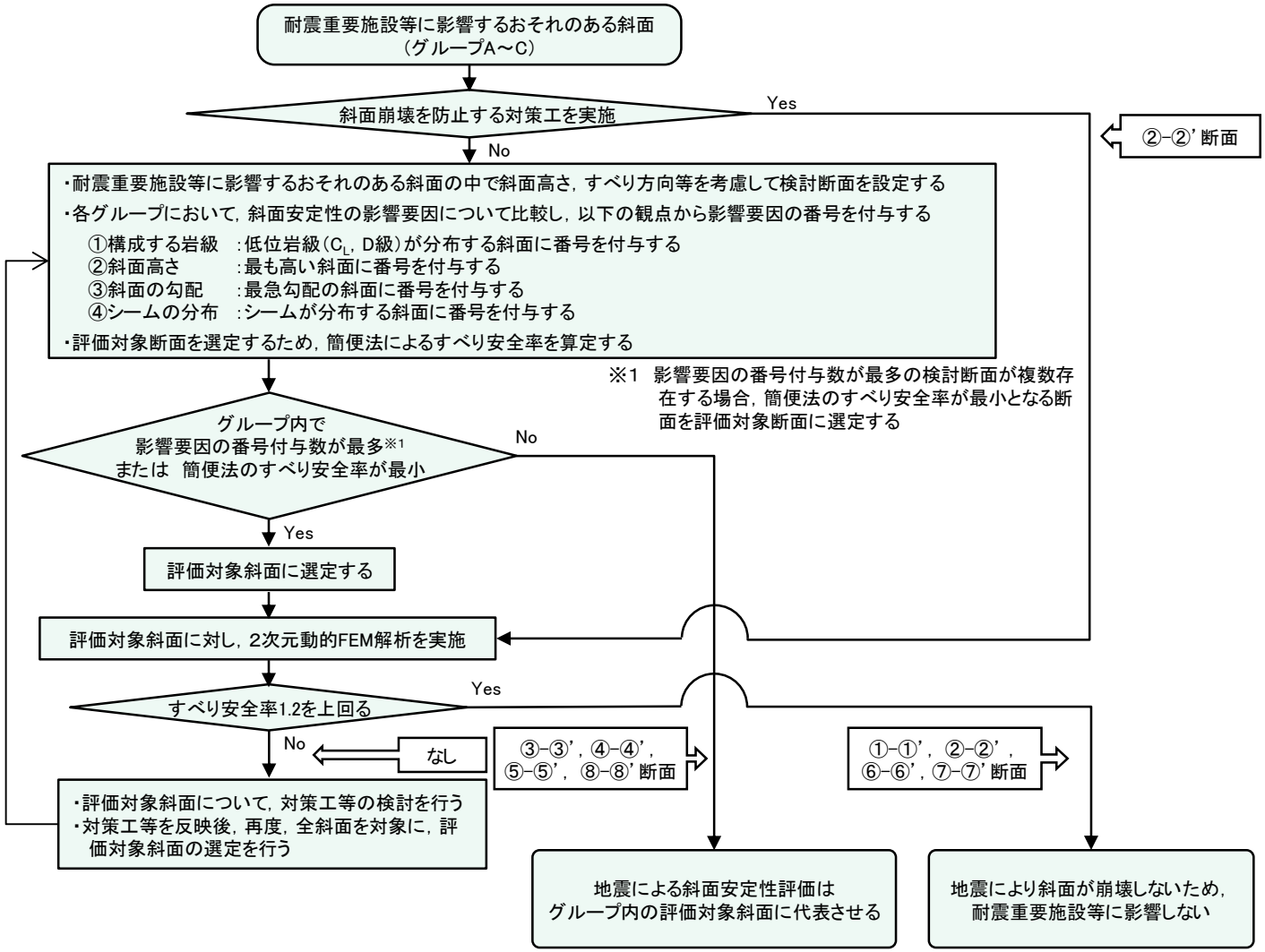
平面位置図

グループ分類	①斜面種類	②法尻標高
グループA	岩盤斜面	T.P.+15m盤以下
グループB	盛土斜面	T.P.+15m盤以下
グループC	岩盤斜面	T.P.+44～50m盤

【凡例】
：耐震重要施設，常設重大事故等対処施設
：グループA（岩盤斜面，斜面法尻T.P.+15m以下）
：グループB（盛土斜面，斜面法尻T.P.+15m以下）
（グループAと地盤の種類が異なるため，グループBに区分した。）
：グループC（岩盤斜面，斜面法尻T.P.+44～50m）
（グループAに比べて高台に位置する斜面であり，地質や地震増幅特性が異なることから，グループCに区分した。）
：すべり方向

評価フロー（詳細）

・耐震重要施設及び常設重大事故等対処施設の周辺斜面の地震時安定性評価は，下図に示すフローに基づき行う。



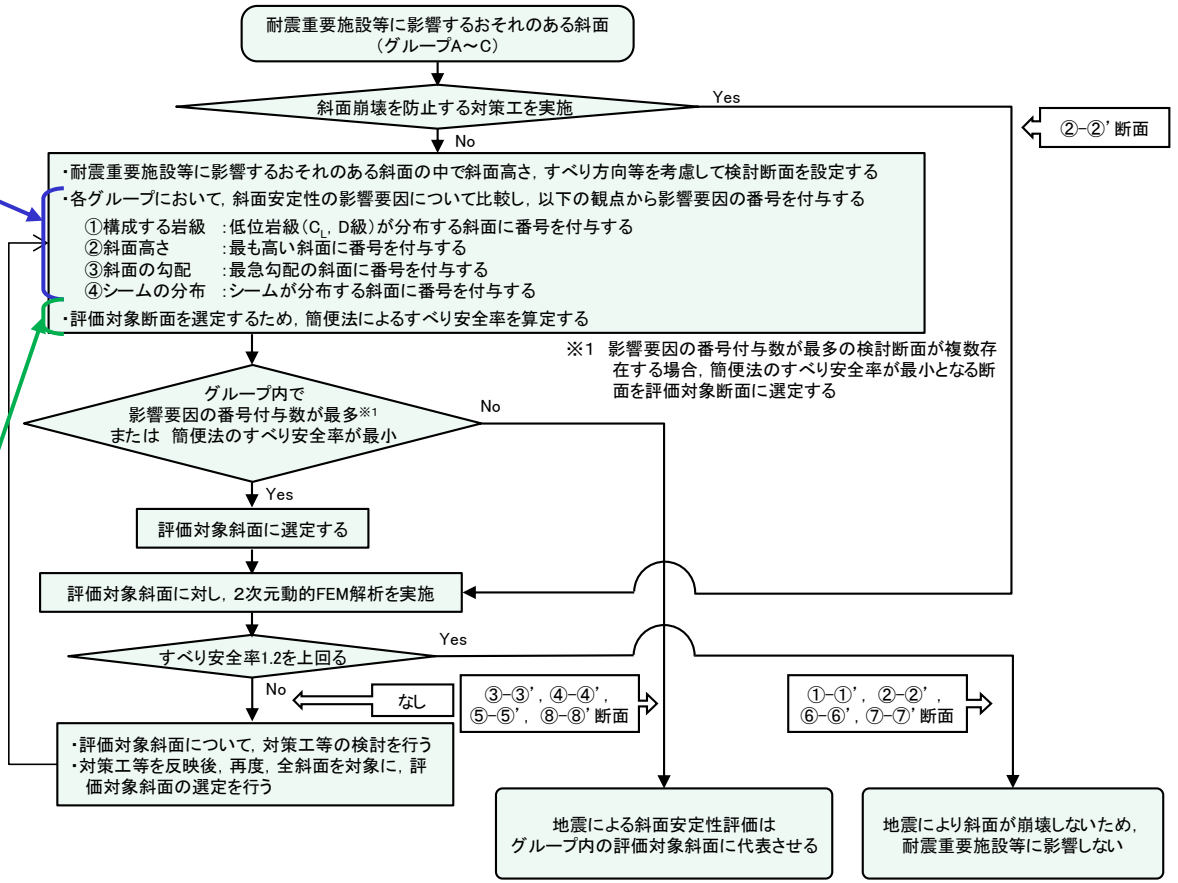
評価フロー（詳細）

選定方針

・評価対象斜面の選定は，以下に示す影響要因及び簡便法のすべり安全率を踏まえて行う。

影響要因	内容
【影響要因 ①】斜面を構成する岩級	C_L級，D級の低位岩級は，C_H級，C_M級の高位岩級に比べてせん断強度が低い。
【影響要因 ②】斜面高さ	斜面高さが高いほど土塊が大きくなるため，起動力が大きくなる。
【影響要因 ③】斜面勾配	斜面勾配が急なほどすべり方向に対する土塊重量の分力が大きくなり，起動力が大きくなる。
【影響要因 ④】シームの分布の有無	シームは岩盤に比べてせん断強度が低く，すべり面のせん断抵抗力が小さくなる。

【簡便法によるすべり安全率】
・JEAG4601-2015に基づく静的震度「K_H=0.3，K_V=0.15」を用いた簡便法により，すべり安全率を算定する。



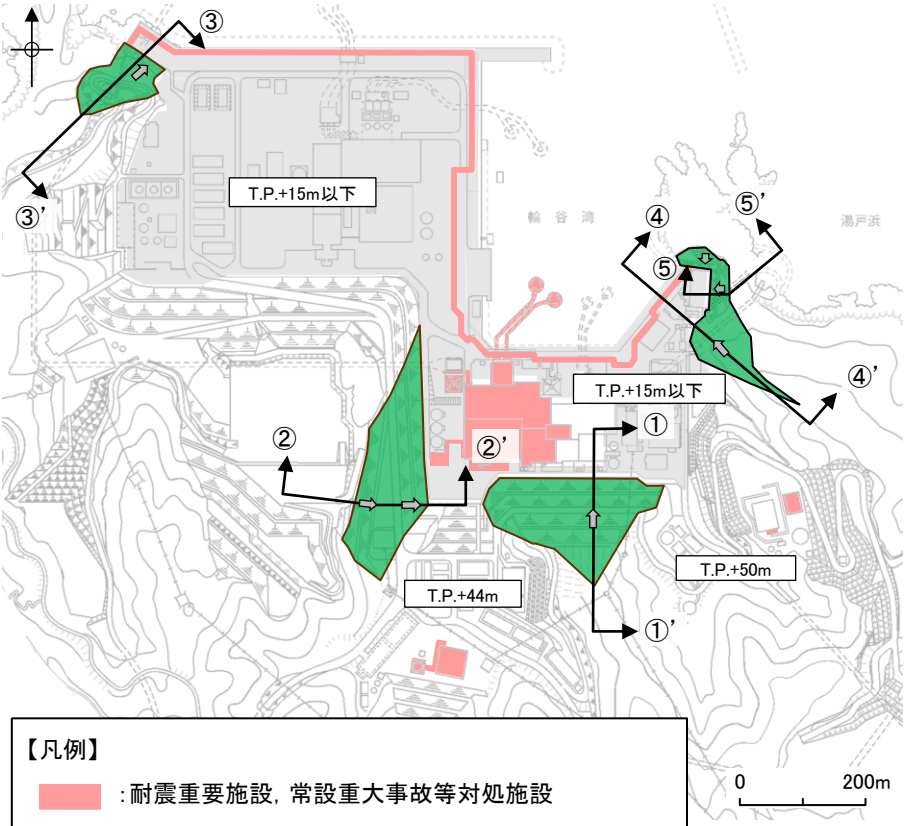
余白

６．周辺斜面の安定性評価

６．２　評価対象斜面の選定

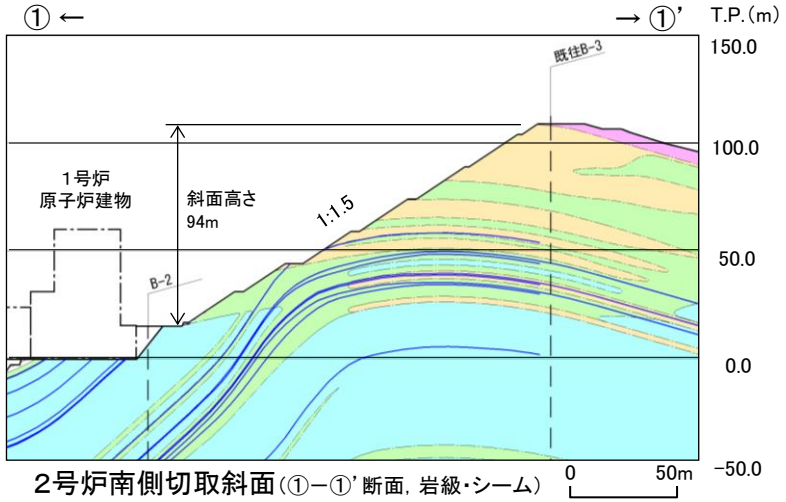
評価対象斜面の選定方法　グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下）（1／2）

・グループAの斜面の中で，斜面高さが高くなり，最急勾配方向となるすべり方向に①－①’～⑤－⑤’の5断面を検討断面に設定し，この中から評価対象斜面を選定した。
・②－②’断面は，敷地造成工事に伴って頂部の切取を行ったことから，切取後の斜面で安定性評価を行うこととした。
・なお，③－③’断面は，「防波壁及び1号放水連絡通路防波扉の周辺斜面の安定性評価」（令和2年2月28日審査会合）で説明した礫質土・粘性土の切取を反映済みである。

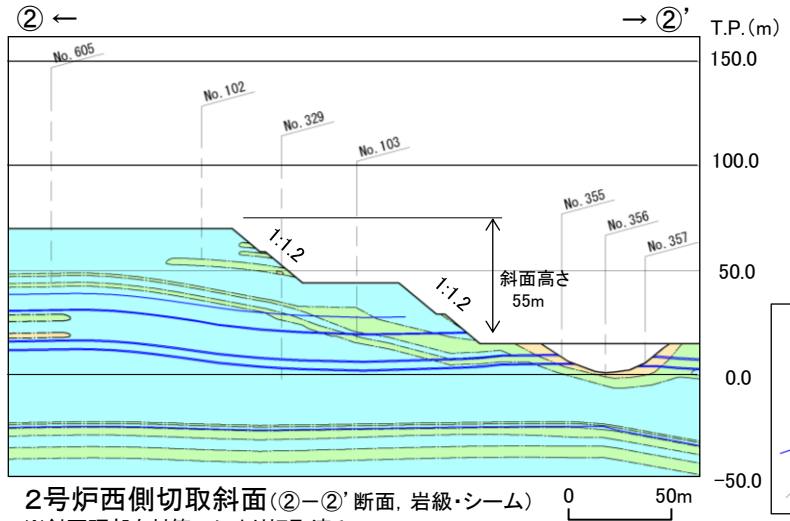


【凡例】
：耐震重要施設，常設重大事故等対処施設
：岩盤斜面（グループA，法尻標高T.P.+15m以下）
：斜面の断面位置
：すべり方向

断面位置図

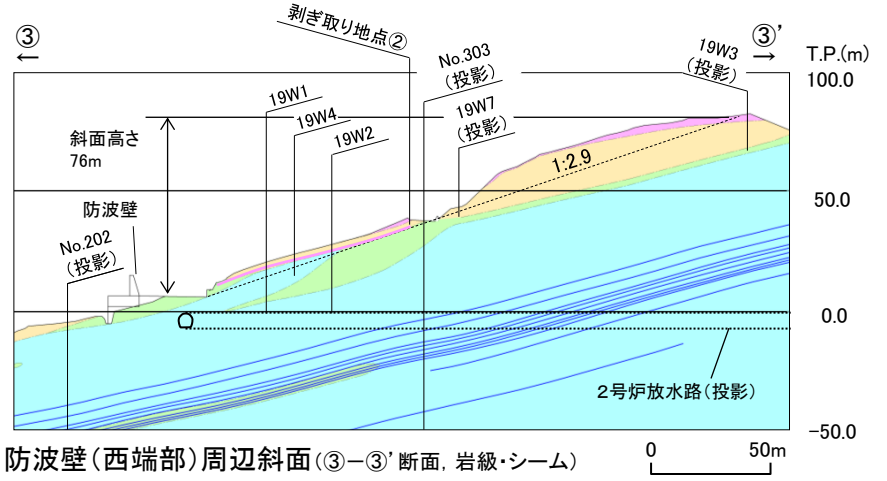


2号炉南側切取斜面（①－①’断面，岩級・シーム）



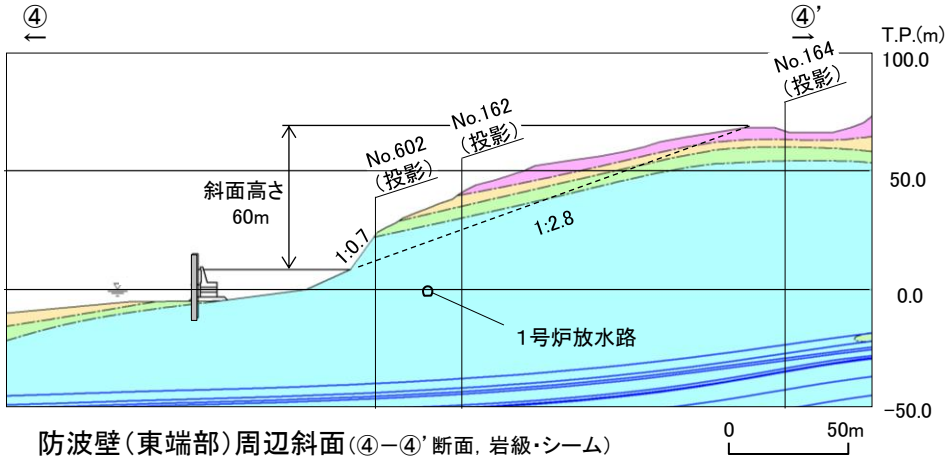
2号炉西側切取斜面（②－②’断面，岩級・シーム）
※斜面頂部を対策工により切取済み

評価対象斜面の選定方法 グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下）（2／2）

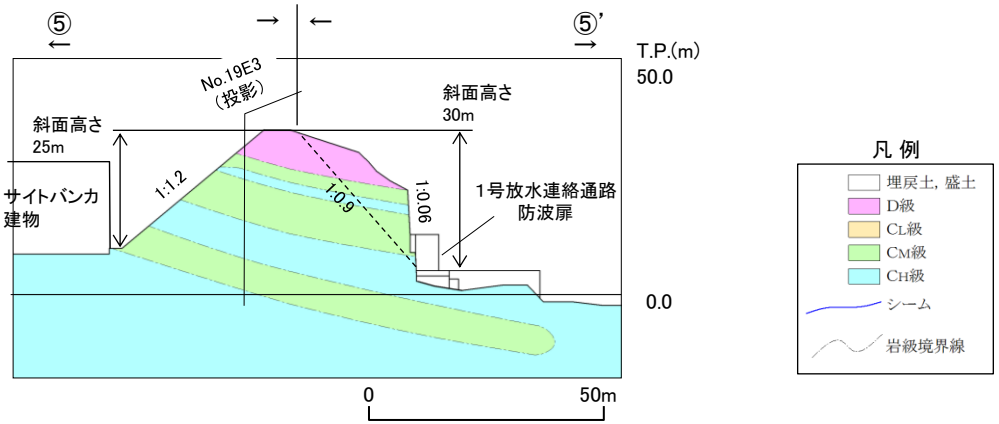


防波壁（西端部）周辺斜面（③－③' 断面，岩級・シーム）

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



防波壁（東端部）周辺斜面（④－④' 断面，岩級・シーム）



防波壁（東端部）周辺斜面（⑤－⑤' 断面，岩級・シーム）

評価対象斜面の選定結果　グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下）

・グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下）の斜面について，下表の比較を行った結果，①－①’断面を2次元動的FEM解析の評価対象斜面に選定した。（詳細をP243～246に記載）

・対策工を実施した②－②’断面は，評価フローに基づき，安定解析により対策後のすべり安定性を確認する。

耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面 グループA （T.P.+15m以下）	影響要因				該当する影響要因	簡便法の最小すべり安全率	選定理由
	① 構成する岩級	② 斜面高さ	③ 斜面の勾配	④ シームの分布の有無			
評価対象斜面に選定 2号炉南側切取斜面 （①－①’断面）	C_H，C_M，C_L級	94m	1：1.5	あり	①，②，④	2.41	・C_L級岩盤が分布すること，斜面高さが最も高いこと，シームが分布すること，及び簡便法のすべり安全率が低いことから，評価対象斜面に選定する。
防波壁（西端部）周辺斜面 （③－③’断面）	C_H，C_M，C_L，D級	76m	1：2.9	なし	①	2.43	・⑤－⑤’断面に比べ，斜面高さが高いため，⑤－⑤’断面に代表させず，①－①’断面との比較を行う。 ・①－①’断面に比べ，表層にD級岩盤が分布するが，斜面高さが低いこと，平均勾配が緩いこと，シームが分布しないこと，及び簡便法のすべり安全率が大きいことから，①－①’断面の評価に代表させる。（※1）
防波壁（東端部）周辺斜面 （④－④’断面）	C_H，C_M，C_L，D級	60m	1：2.8 （一部，1：0.7の急勾配部あり）	なし	①	2.82	
防波壁（東端部）周辺斜面※2 （⑤－⑤’断面）	C_H，C_M，D級	25m	1：1.2	なし	①	3.93	・①－①’断面に比べ，表層にD級岩盤が厚く分布し，平均勾配が急であるが，斜面高さが低いこと，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，①－①’断面の評価に代表させる。

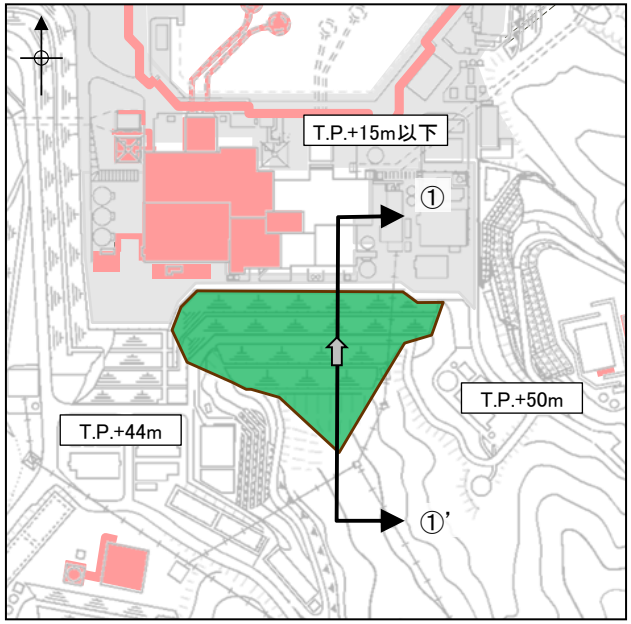
：番号を付与する影響要因　：影響要因の番号付与が多い（簡便法のすべり安全率が小さい）　：選定した評価対象斜面

※1　当該断面は，津波防護の障壁となっている地山斜面を兼ねることから，「防波壁及び1号放水連絡通路防波扉の周辺斜面の安定性評価」（令和2年2月28日審査会合）において，別途，評価対象斜面に選定し，安定解析結果を説明済みである。

※2「漂流物衝突荷重の設定方針」の審査において，1号炉放水連絡通路を閉塞する方針とし，1号放水連絡通路防波扉は津波防護施設（耐震重要施設）から除外することとしたため，⑤－⑤’断面のうち海側すべりを当該一覧表から削除した。

2号炉南側切取斜面（①－①’断面）の比較結果　グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下）

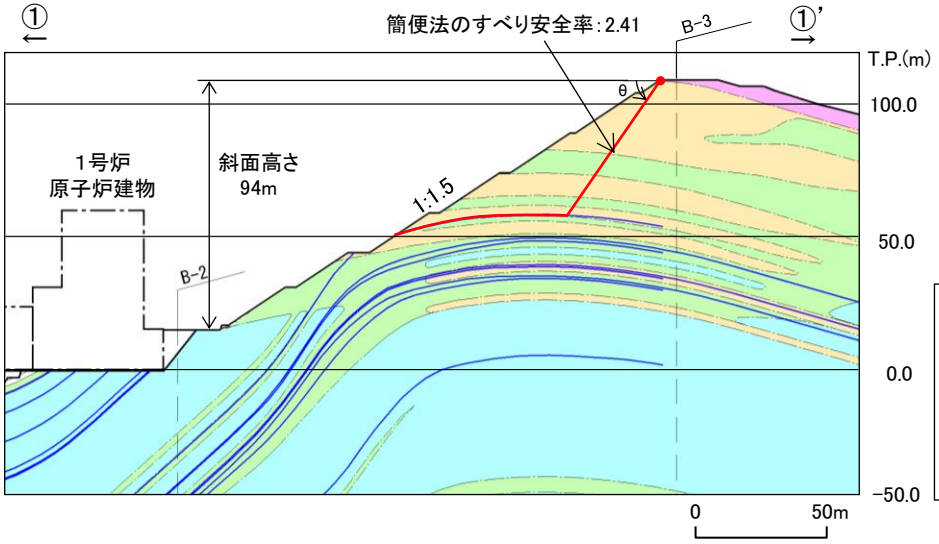
・C_L級岩盤が分布すること，斜面高さが94mと最も高いこと，シームが分布すること，及び簡便法のすべり安全率が2.41と低いことから，評価対象斜面に選定する。



断面位置図

【凡例】

- ：耐震重要施設，常設重大事故等対処施設
- ：岩盤斜面（グループA，斜面法尻T.P.+15m以下）
- ：斜面の断面位置
- ：すべり方向



角度（°）	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85
すべり安全率	3.96	3.04	2.63	2.47	2.41	2.45	2.59	2.84	3.23	3.70

※最小すべり安全率を○で示す。

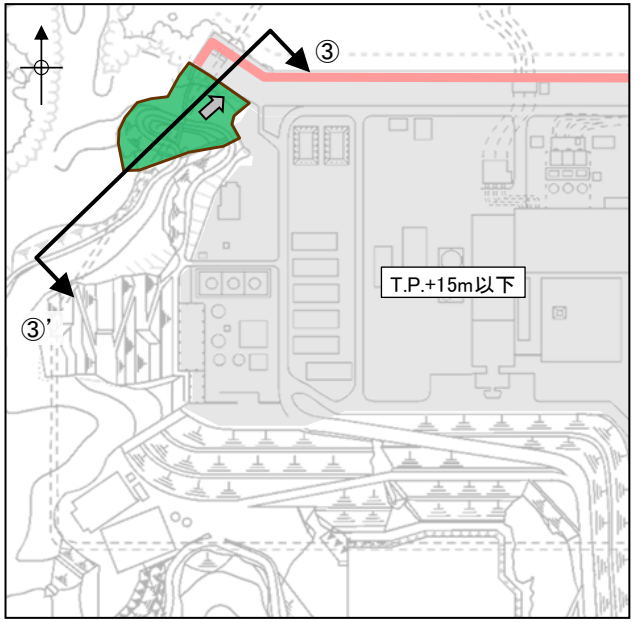
2号炉南側切取斜面（①－①’断面，岩級・シーム）

防波壁（西端部）周辺斜面（③－③’断面）の比較結果　グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下）

・⑤－⑤’断面に比べ，斜面高さが高いため，⑤－⑤’断面に代表させず，①－①’断面との比較を行う。

・①－①’断面に比べ，表層にD級岩盤が分布するが，斜面高さが76mと低いこと，平均勾配が1:2.9と緩いこと，シームが分布しないこと，及び簡便法のすべり安全率が2.43と大きいことから，①－①’断面の評価に代表させる。

・なお，当該断面は，津波防護の障壁となっている地山斜面を兼ねることから，「防波壁及び1号放水連絡通路防波扉の周辺斜面の安定性評価」（令和2年2月28日審査会合）において，別途，評価対象斜面に選定し，安定解析結果を説明済みである。



断面位置図　0　200m

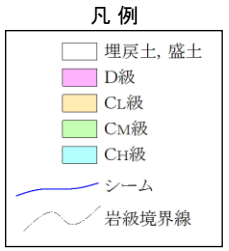
【凡例】

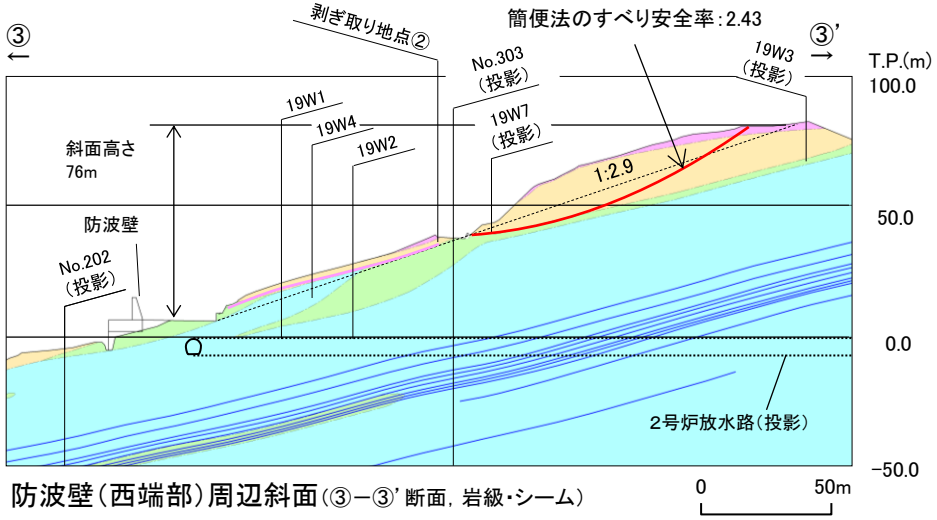
：耐震重要施設，常設重大事故等対処施設

：岩盤斜面（グループA，斜面法尻T.P.+15m以下）

：斜面の断面位置

：すべり方向



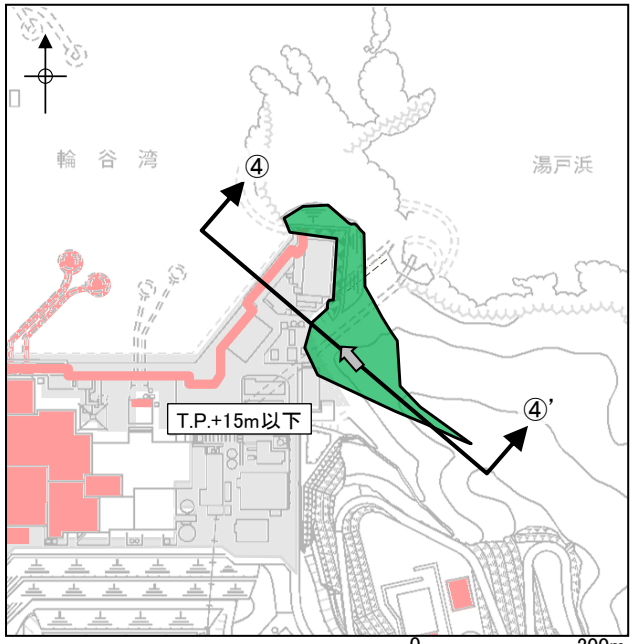


防波壁（西端部）周辺斜面（③－③’断面，岩級・シーム）

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

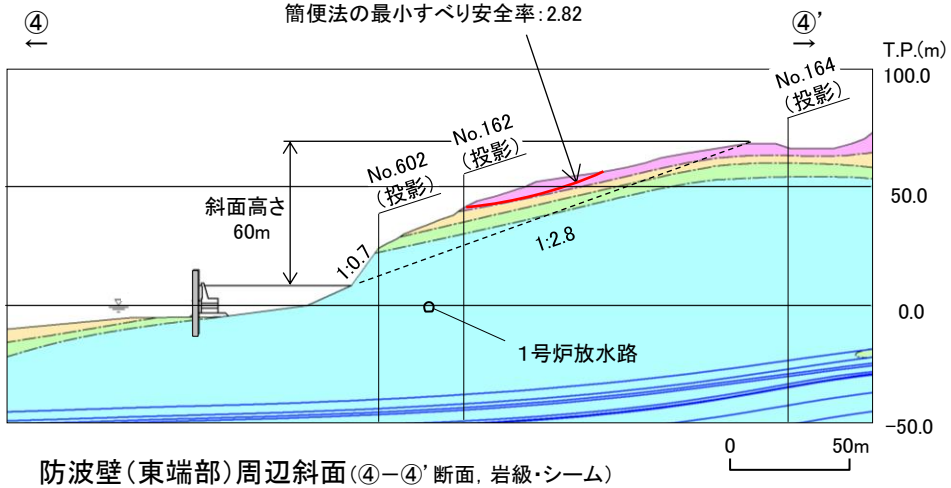
防波壁（西端部）周辺斜面（④－④’断面）の比較結果　グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下）

・⑤－⑤’断面に比べ，斜面高さが高いため，⑤－⑤’断面に代表させず，①－①’断面との比較を行う。
・①－①’断面に比べ，表層にD級岩盤が分布するが，斜面高さが60mと低いこと，平均勾配が1:2.8と緩いこと，シームが分布しないこと，及び簡便法のすべり安全率が2.82と大きいことから，①－①’断面の評価に代表させる。
・なお，当該断面は，津波防護の障壁となっている地山斜面を兼ねることから，「防波壁及び1号放水連絡通路防波扉の周辺斜面の安定性評価」（令和2年2月28日審査会合）において，別途，評価対象斜面に選定し，安定解析結果を説明済みである。

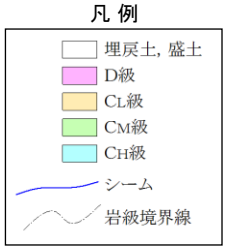


断面位置図

【凡例】
- ：耐震重要施設，常設重大事故等対処施設
- ：岩盤斜面（グループA，斜面法尻T.P.+15m以下）
- ：斜面の断面位置
- ：すべり方向

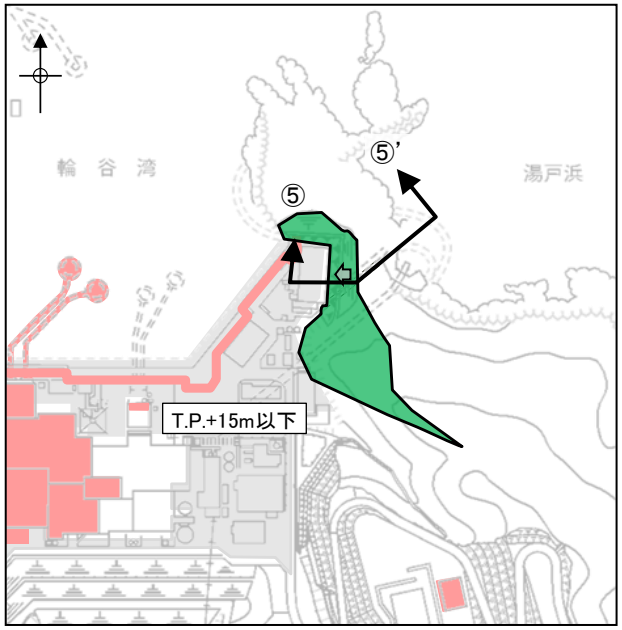


防波壁（東端部）周辺斜面（④－④’断面，岩級・シーム）



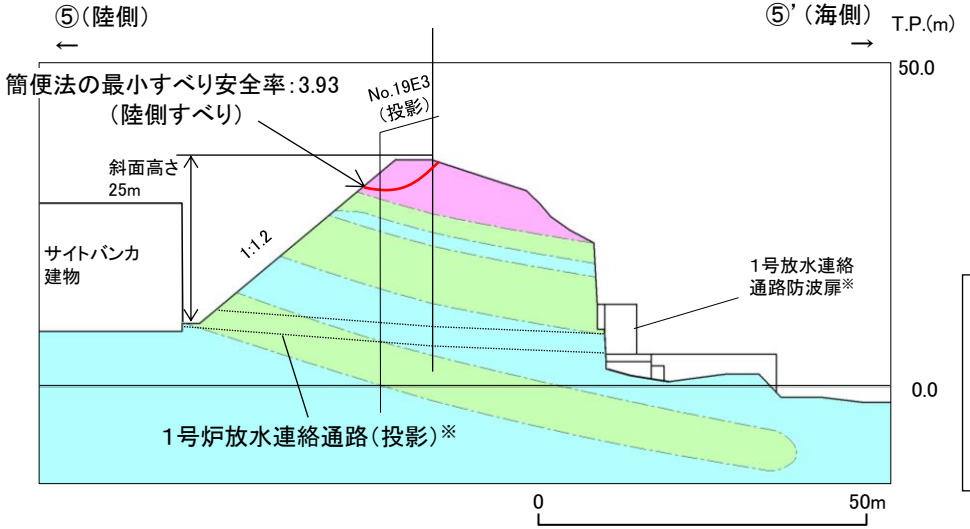
1号放水連絡通路防波扉等周辺斜面（⑤－⑤’断面，陸側すべり）の比較結果　グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下）

・①－①’断面に比べ，表層にD級岩盤が厚く分布し，平均勾配が急であるが，斜面高さが低いこと，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3.93と大きいことから，①－①’断面の評価に代表させる。



断面位置図　0　200m

【凡例】
- ：耐震重要施設，常設重大事故等対処施設
- ：岩盤斜面（グループA，斜面法尻T.P.+15m以下）
- ：斜面の断面位置
- ：すべり方向



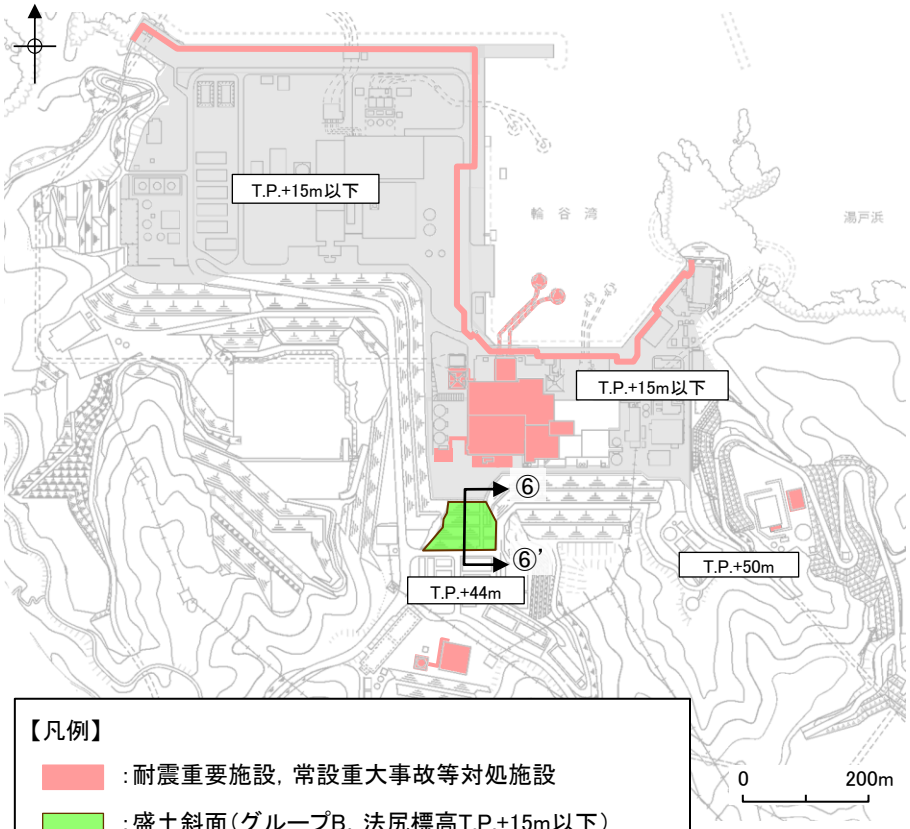
防波壁（東端部）周辺斜面（⑤－⑤’断面，岩級・シーム）

※「漂流物衝突荷重の設定方針」の審査において，1号炉放水連絡通路を閉塞する方針とし，1号放水連絡通路防波扉は津波防護施設（耐震重要施設）から除外することとした。

評価対象斜面の選定方法及び選定結果　グループB（盛土斜面，T.P.+15m以下）

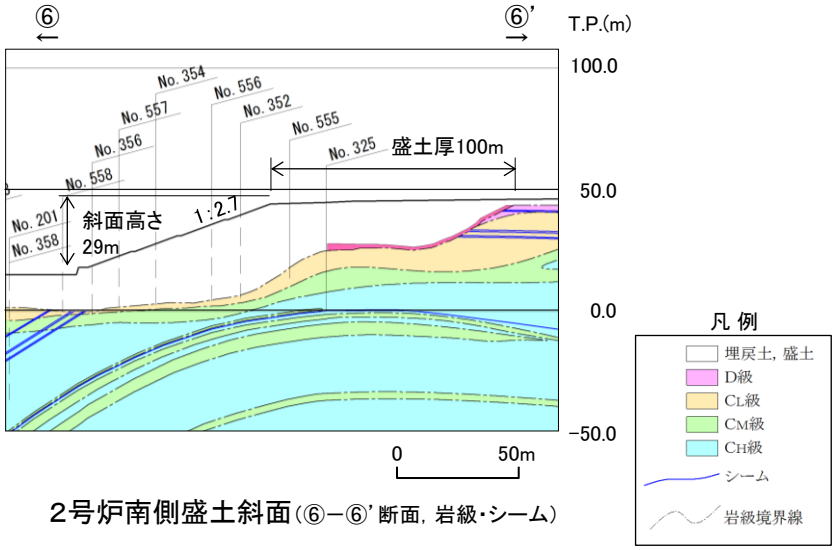
・グループBの斜面は，法尻標高T.P.+15m以下の盛土斜面が1箇所のみであることから，当該斜面において，盛土厚が最大となり，最急勾配方向となるすべり方向に⑥－⑥’断面を設定し，評価対象斜面に選定した。

・なお，液状化評価対象層である盛土で構成される当該斜面については，地下水位分布の状況を踏まえて液状化範囲を検討し，液状化を考慮したすべり安定性評価を実施する。（「6.4章　2号炉南側盛土斜面における液状化範囲の検討」を参照）



【凡例】
- ：耐震重要施設，常設重大事故等対処施設
- ：盛土斜面（グループB，法尻標高T.P.+15m以下）
- ：斜面の断面位置
- ：すべり方向

断面位置図

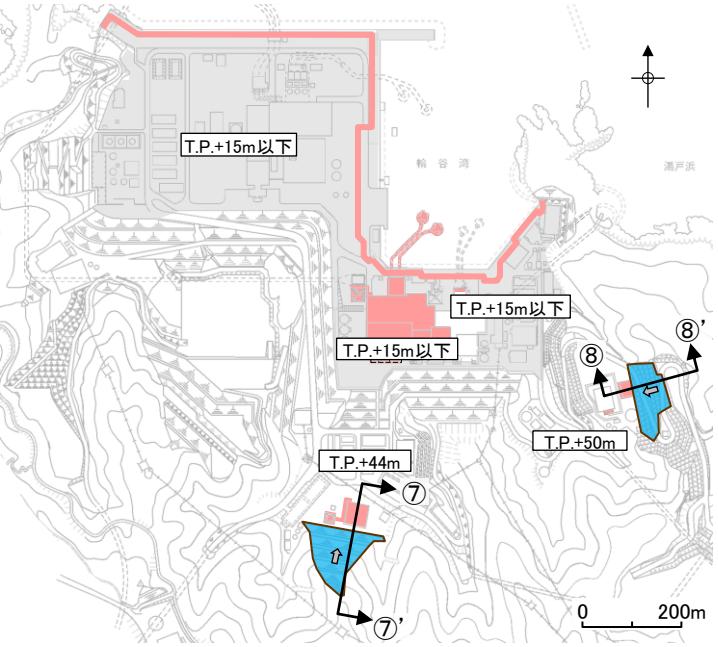


2号炉南側盛土斜面（⑥－⑥’断面，岩級・シーム）

第940回審査会合資料1-1　P239 再掲

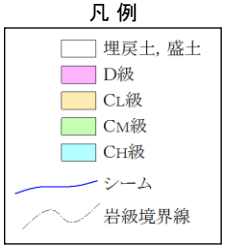
評価対象斜面の選定方法　グループC（岩盤斜面，T.P.+44～50m）

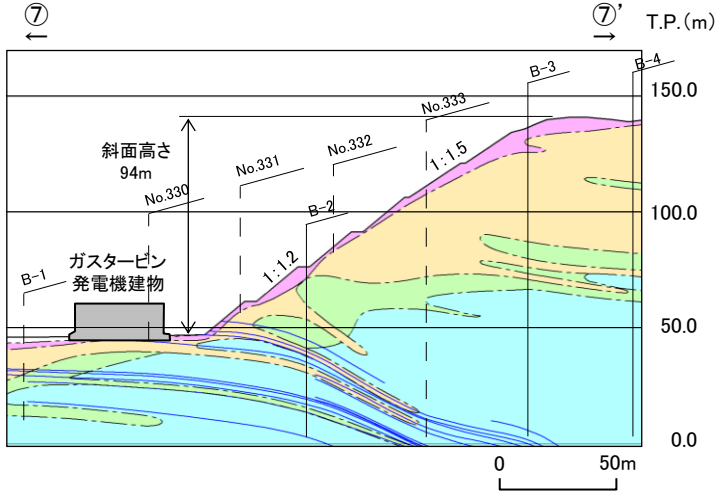
・耐震重要施設等に影響するおそれのある斜面の中で，斜面高さが高くなり，最急勾配方向となるすべり方向に⑦－⑦’断面及び⑧－⑧’断面の2断面を検討断面に設定し，この中から評価対象斜面を選定した。



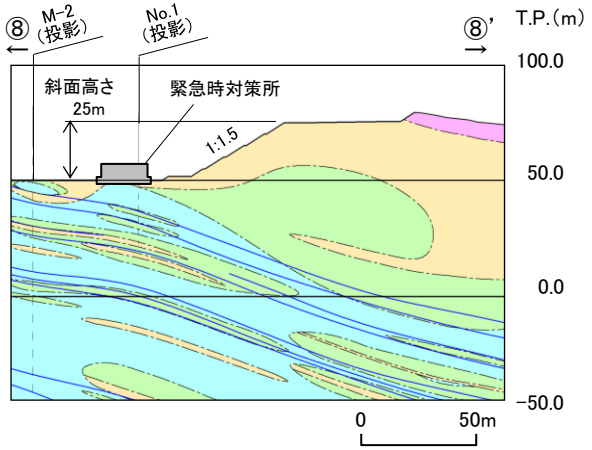
【凡例】
- ：耐震重要施設，常設重大事故等対処施設
- ：岩盤斜面（グループC，法尻標高T.P.+44m～50m ）
- ：斜面の断面位置
- ：すべり方向

断面位置図





ガスタービン発電機建物周辺斜面（⑦－⑦’断面，岩級・シーム）



緊急時対策所周辺斜面（⑧－⑧’断面，岩級・シーム）

評価対象斜面の選定結果 グループC（岩盤斜面，T.P.+44～50m）

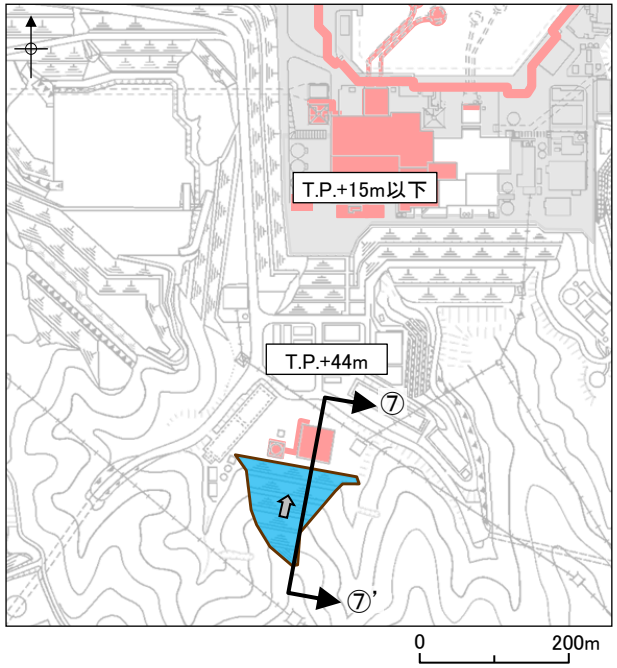
・グループC（岩盤斜面，T.P.+44m～50m）の斜面について下表の比較を行った結果，⑦－⑦’断面を評価対象斜面に選定した。（詳細をP250，251に記載）

上位クラス施設に影響するおそれのある斜面 グループB（T.P.+44m～50m）	影響要因				該当する影響要因	簡便法の最小すべり安全率	選定理由
	【影響要因①】構成する岩級	【影響要因②】斜面高さ	【影響要因③】斜面の勾配	【影響要因④】シームの分布の有無			
評価対象斜面に選定 ガスタービン発電機建物周辺斜面 （⑦－⑦’断面）	C_H，C_M，C_L，D級	94	1：1.2，1：1.5	あり	①，②，③，④	1.51	・⑧－⑧’断面に比べ，D級岩盤が斜面表層に分布すること，斜面高さが高いこと，斜面勾配が急なこと，法尻付近に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。
緊急時対策所周辺斜面 （⑧－⑧’断面）	C_M，C_L級	25	1：1.5	なし	①	2.90	・⑦－⑦’断面に比べ，D級岩盤が分布しないこと，斜面高さが低いこと，斜面勾配が緩いこと，シームが分布していないこと，及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから，⑦－⑦’断面の評価に代表させる。

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

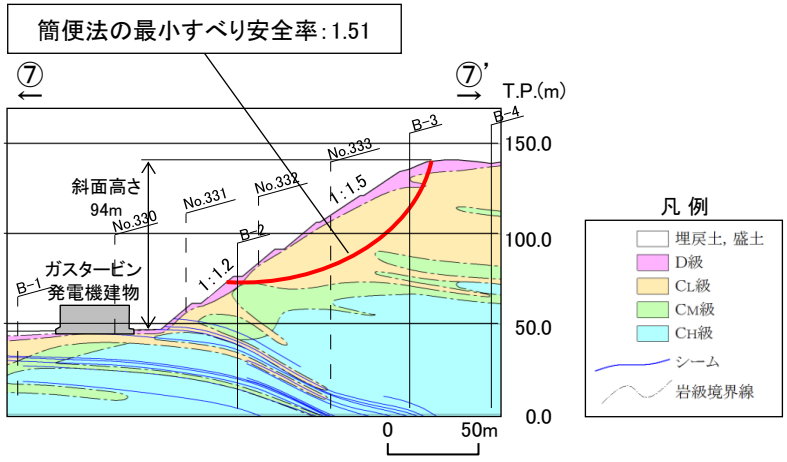
ガスタービン発電機建物周辺斜面（⑦－⑦’断面）の比較結果　グループC（岩盤斜面，T.P.+44～50m）

・当該斜面は，⑧－⑧’断面に比べ，D級岩盤が斜面表層に分布すること，斜面高さが94mと高いこと，斜面勾配が1：1.2及び1：1.5と急なこと，法尻付近にシームが分布すること，及び岩盤・シームすべりを対象とした簡便法のすべり安全率が1.51と小さいことから，評価対象斜面に選定した。



【凡例】
- ：耐震重要施設，常設重大事故等対処施設
- ：岩盤斜面（グループC，斜面法尻T.P.+44m～50m ）
- ：斜面の断面位置
- ：すべり方向

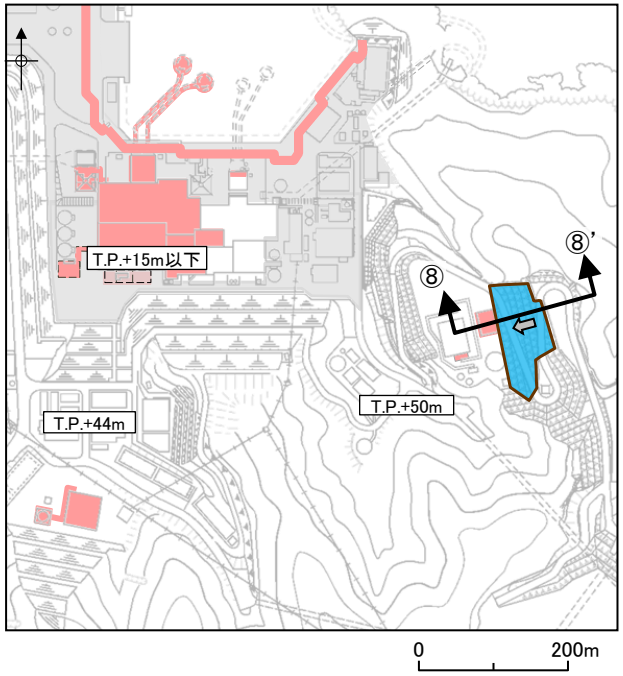
断面位置図



ガスタービン発電機建物周辺斜面（⑦－⑦’断面，岩級・シーム）

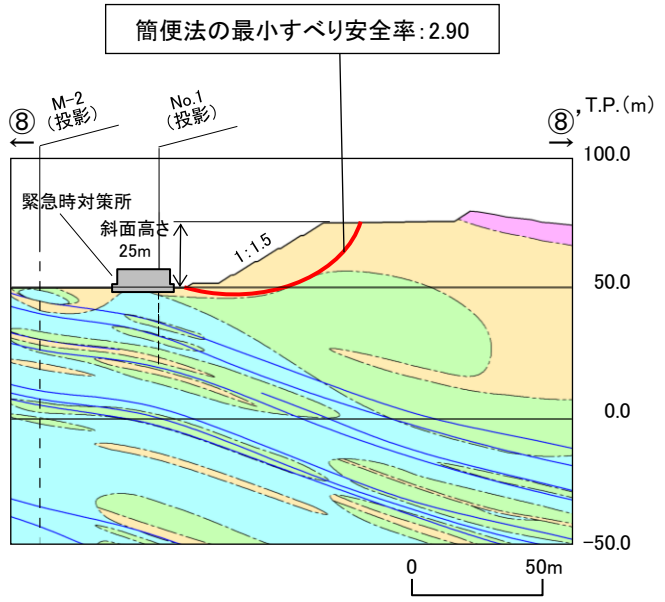
緊急時対策所周辺斜面（⑧－⑧’断面）の比較結果　グループC（岩盤斜面，T.P.+44～50m）

・当該斜面は，⑦－⑦’断面に比べ，D級岩盤が分布しないこと，斜面高さが25mと低いこと，斜面勾配が1:1.5と緩いこと，斜面にシームが分布していないこと，及び岩盤すべりを対象とした簡便法のすべり安全率が2.90と大きいことから，⑦－⑦’断面の評価に代表させる。



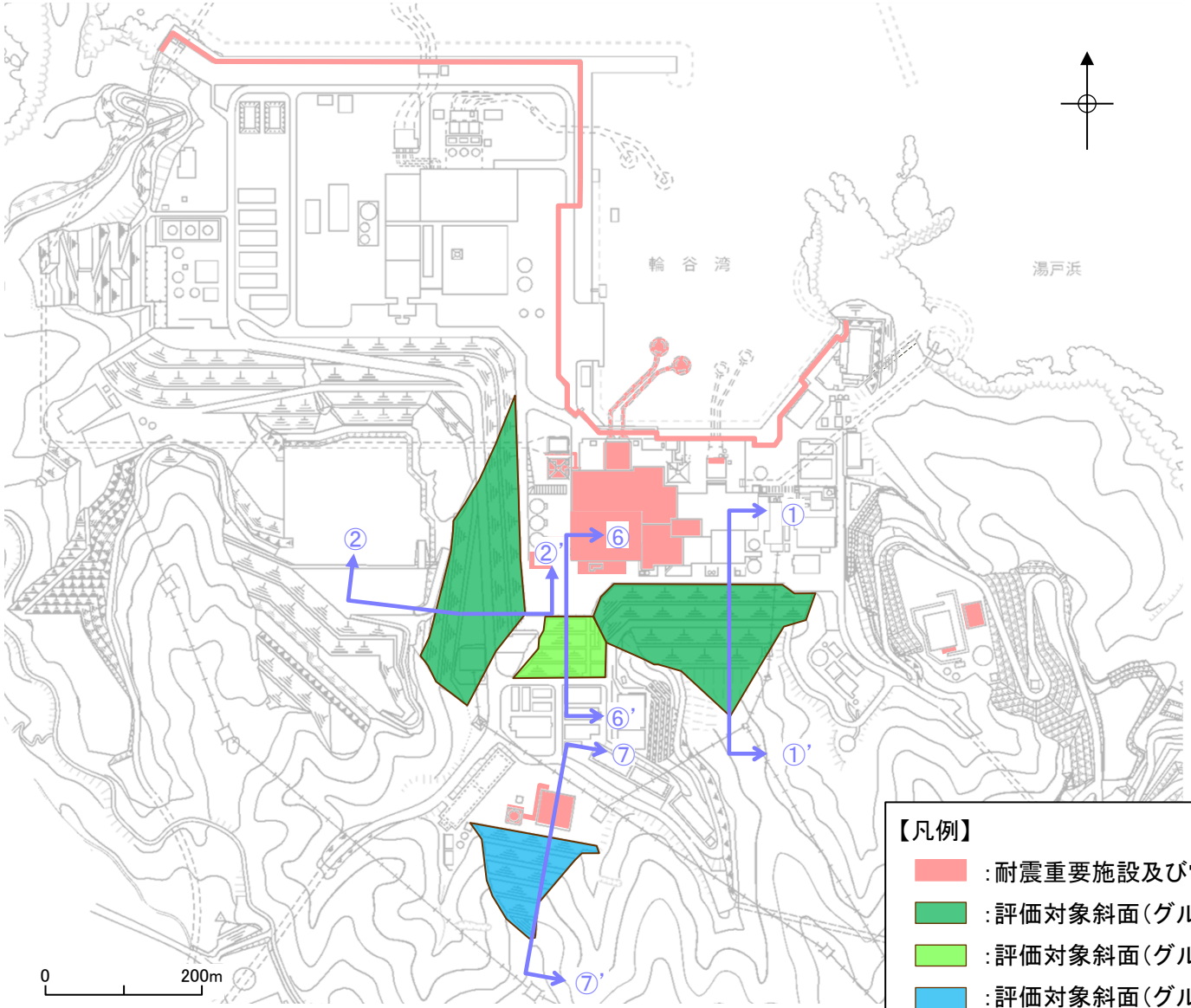
【凡例】
- ：耐震重要施設，常設重大事故等対処施設
- ：岩盤斜面（グループC，斜面法尻T.P.+44m～50m ）
- ：斜面の断面位置
- ：すべり方向

断面位置図



緊急時対策所周辺斜面（⑧－⑧’断面，岩級・シーム）

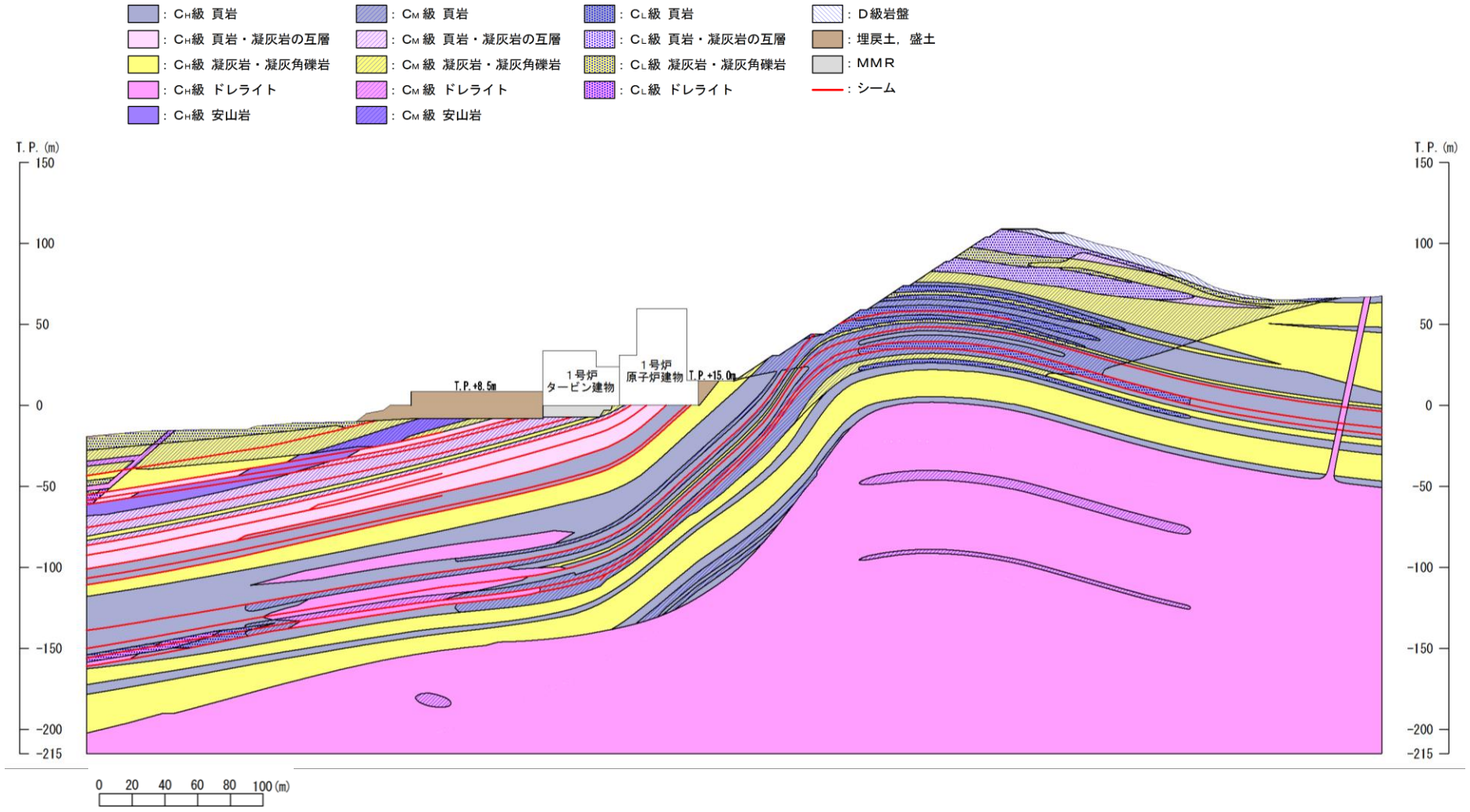
評価対象斜面の選定結果



評価対象斜面の選定結果

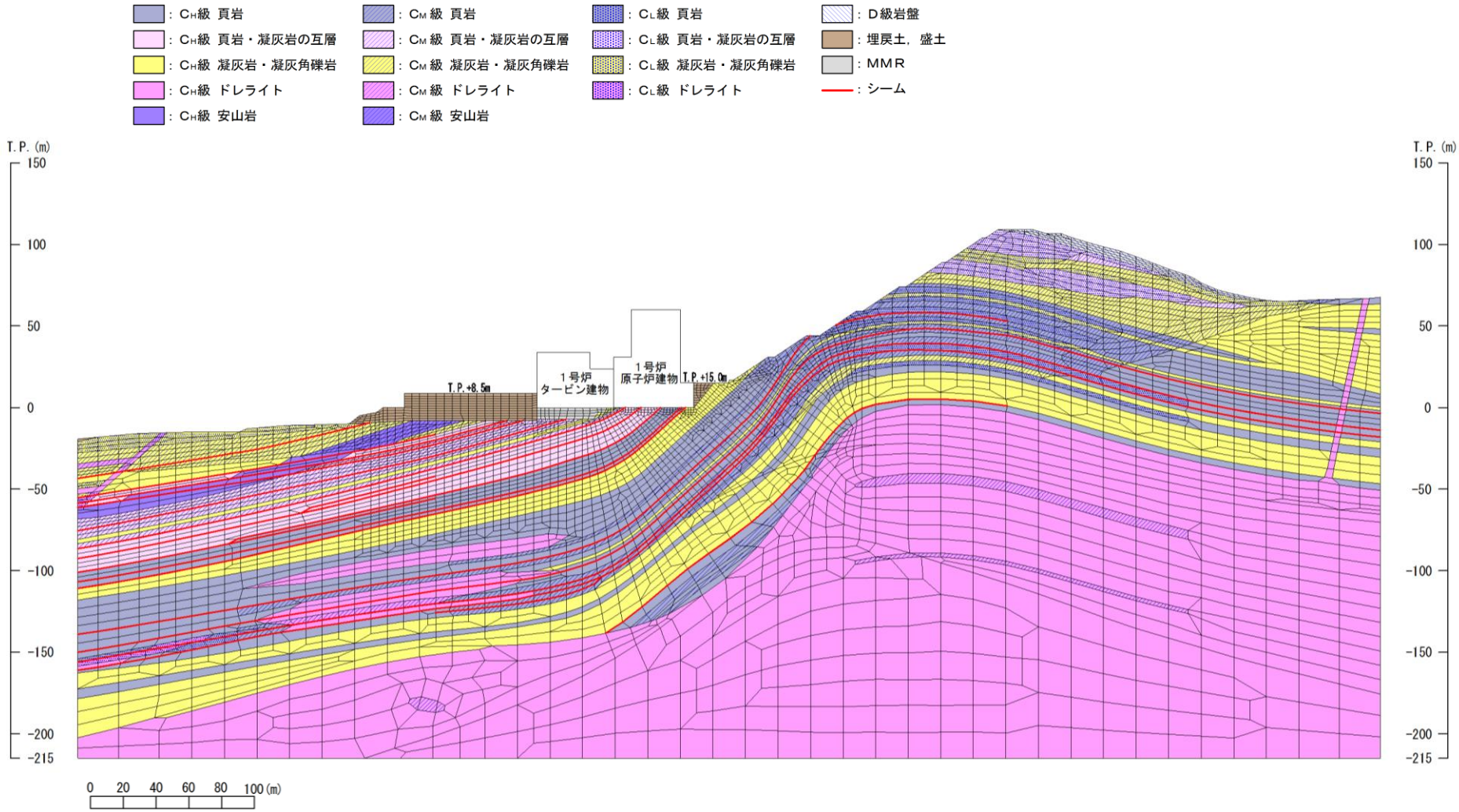
余白

解析用岩盤分類図　2号炉南側切取斜面　①-①’断面（グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下））

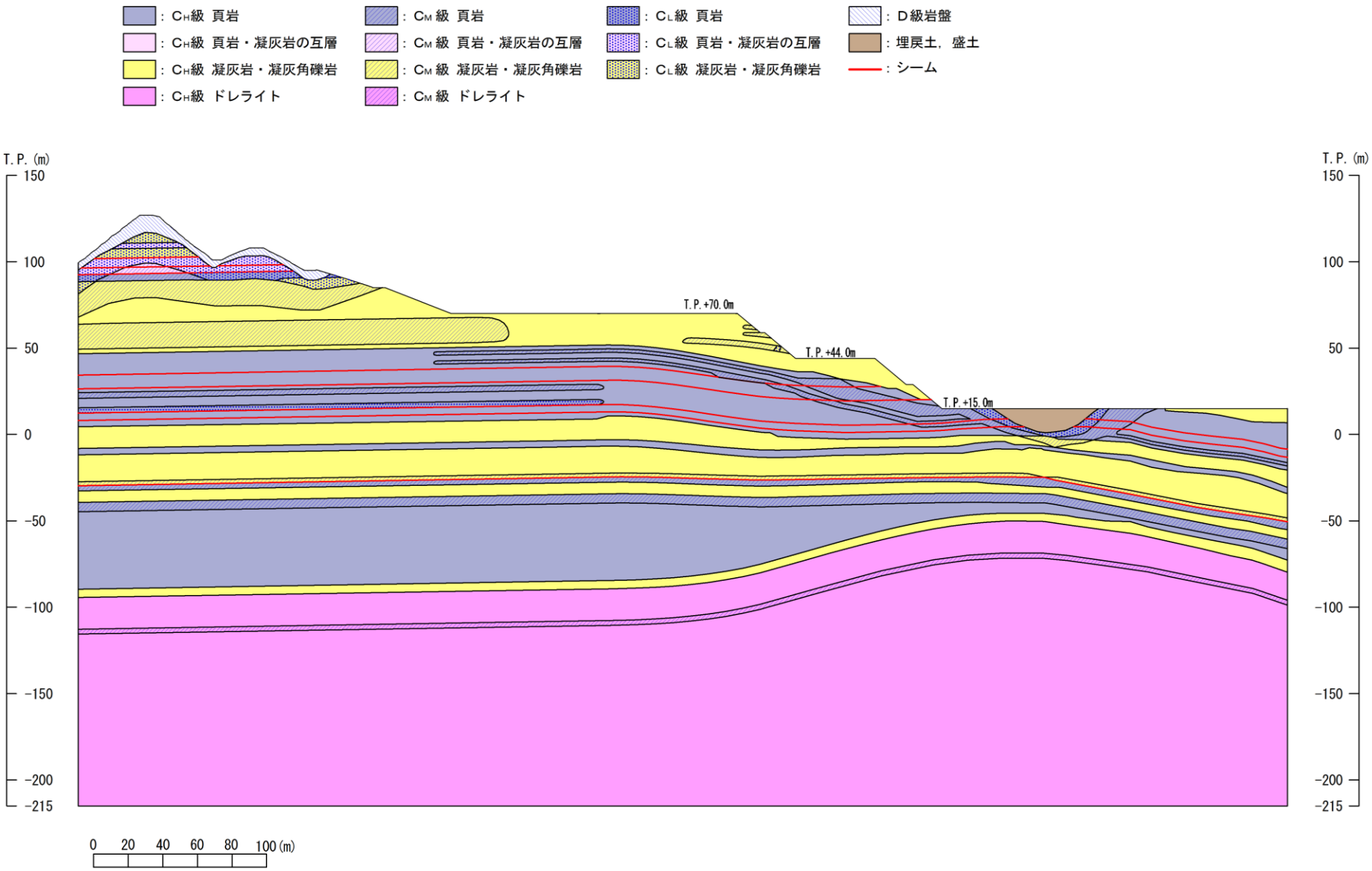


第940回審査会合資料1-1 P246 再掲

解析用要素分割図　2号炉南側切取斜面　①-①’断面（グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下））

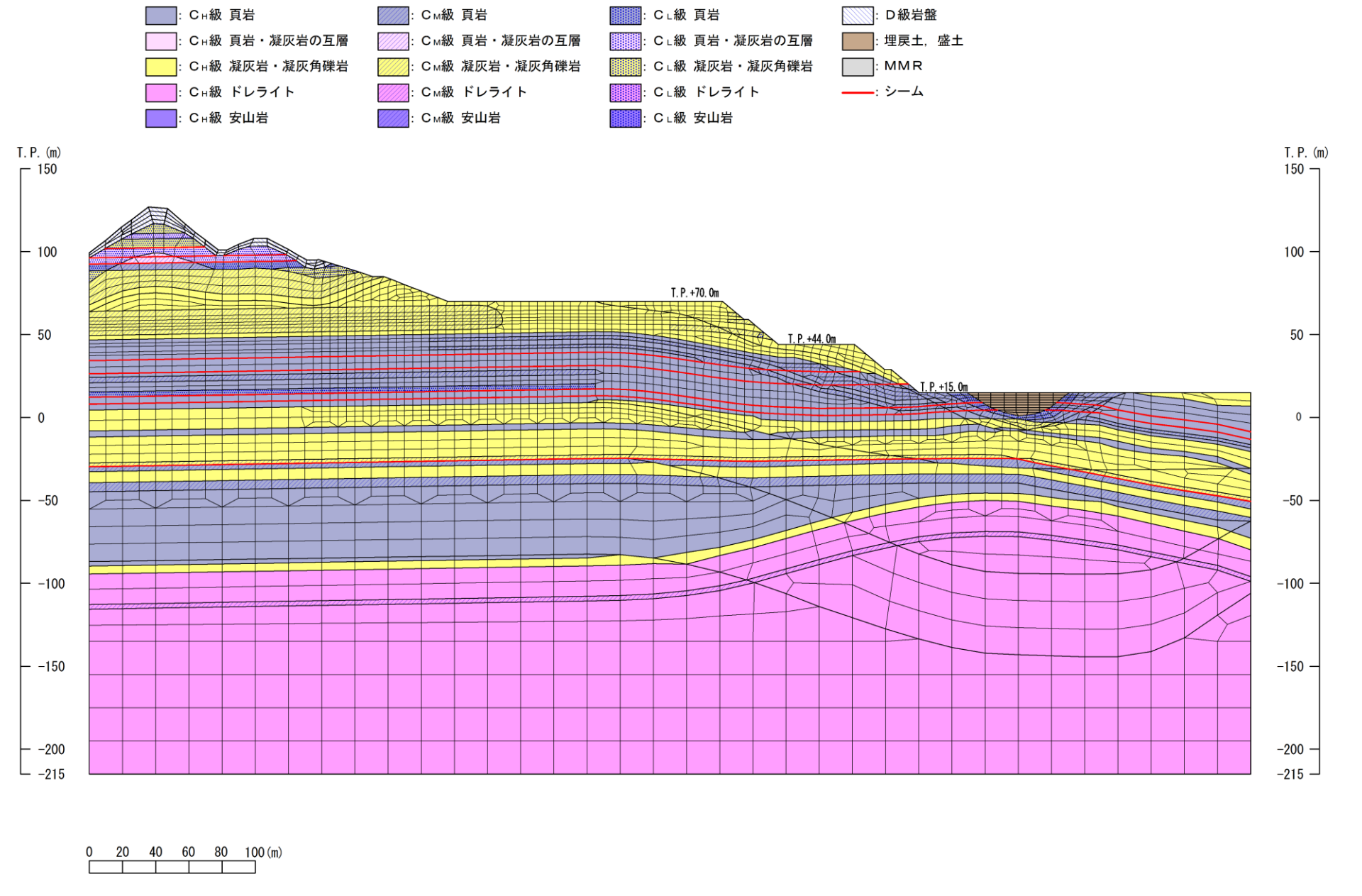


解析用岩盤分類図　2号炉西側切取斜面　②-②’断面（グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下））

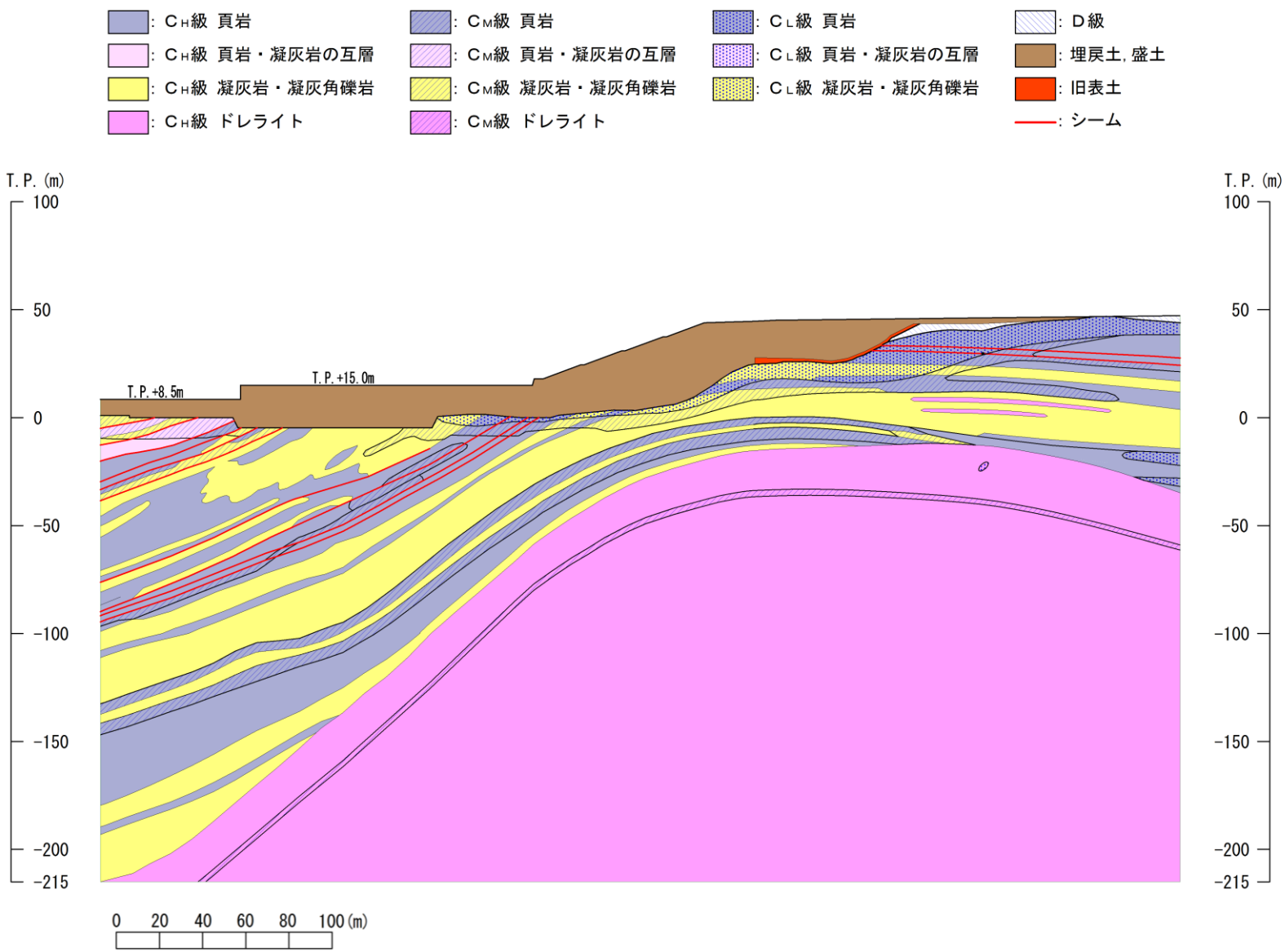


第940回審査会合資料1-1 P248 再掲

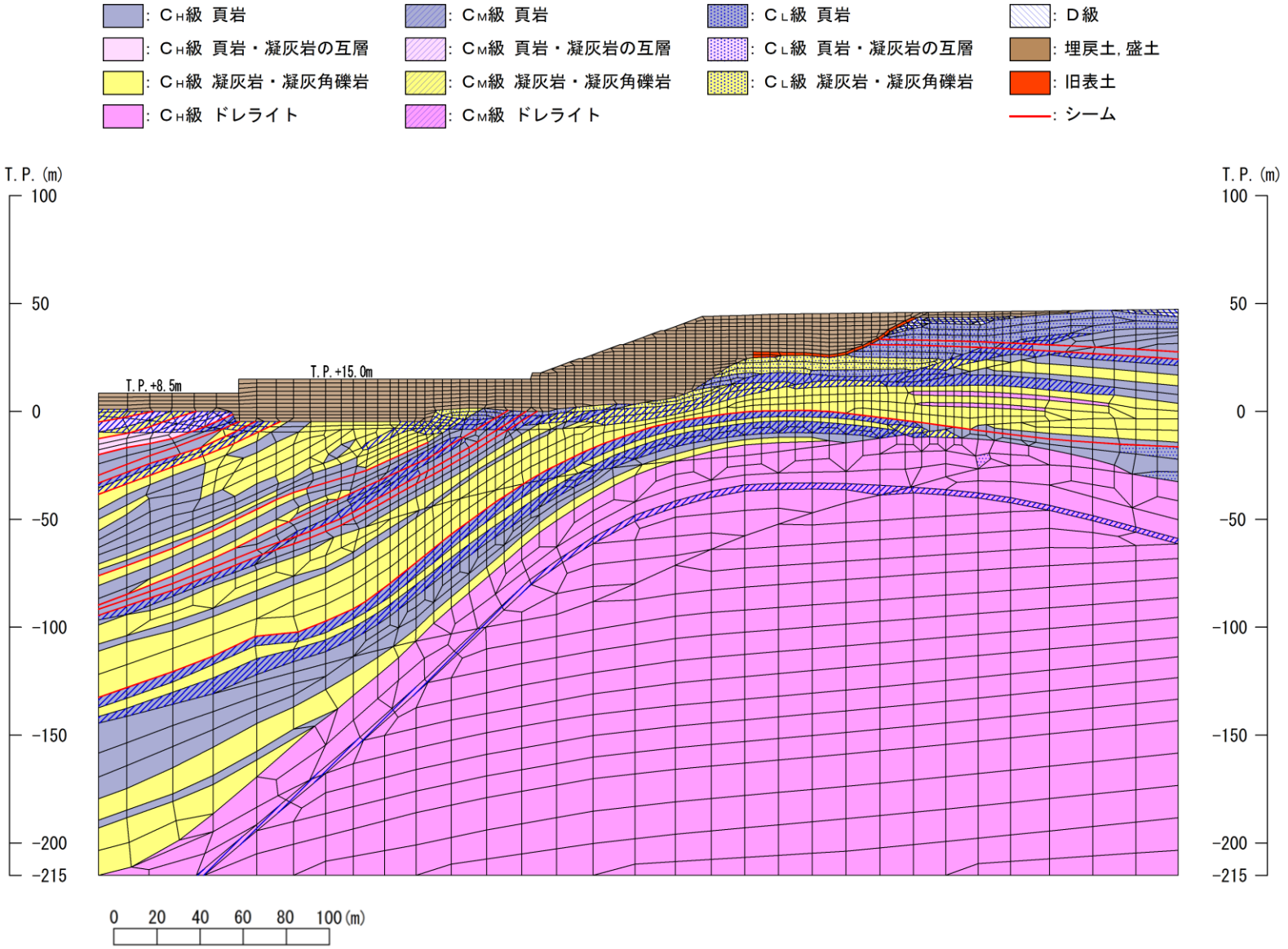
解析用要素分割図　2号炉西側切取斜面　②-②’断面（グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下））



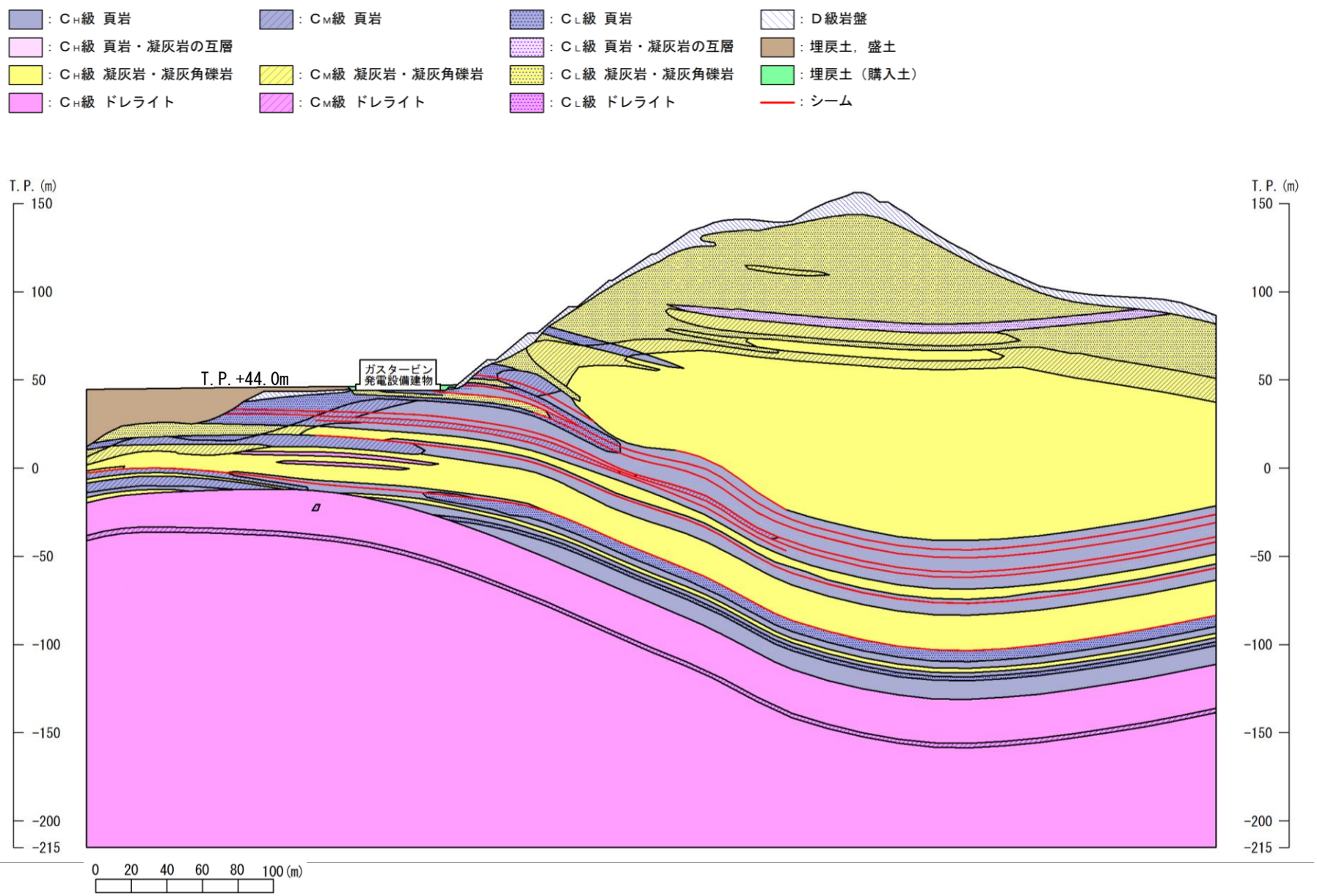
解析用岩盤分類図 2号炉南側盛土斜面 ⑥-⑥’断面（グループB（盛土斜面，T.P.+15m以下））



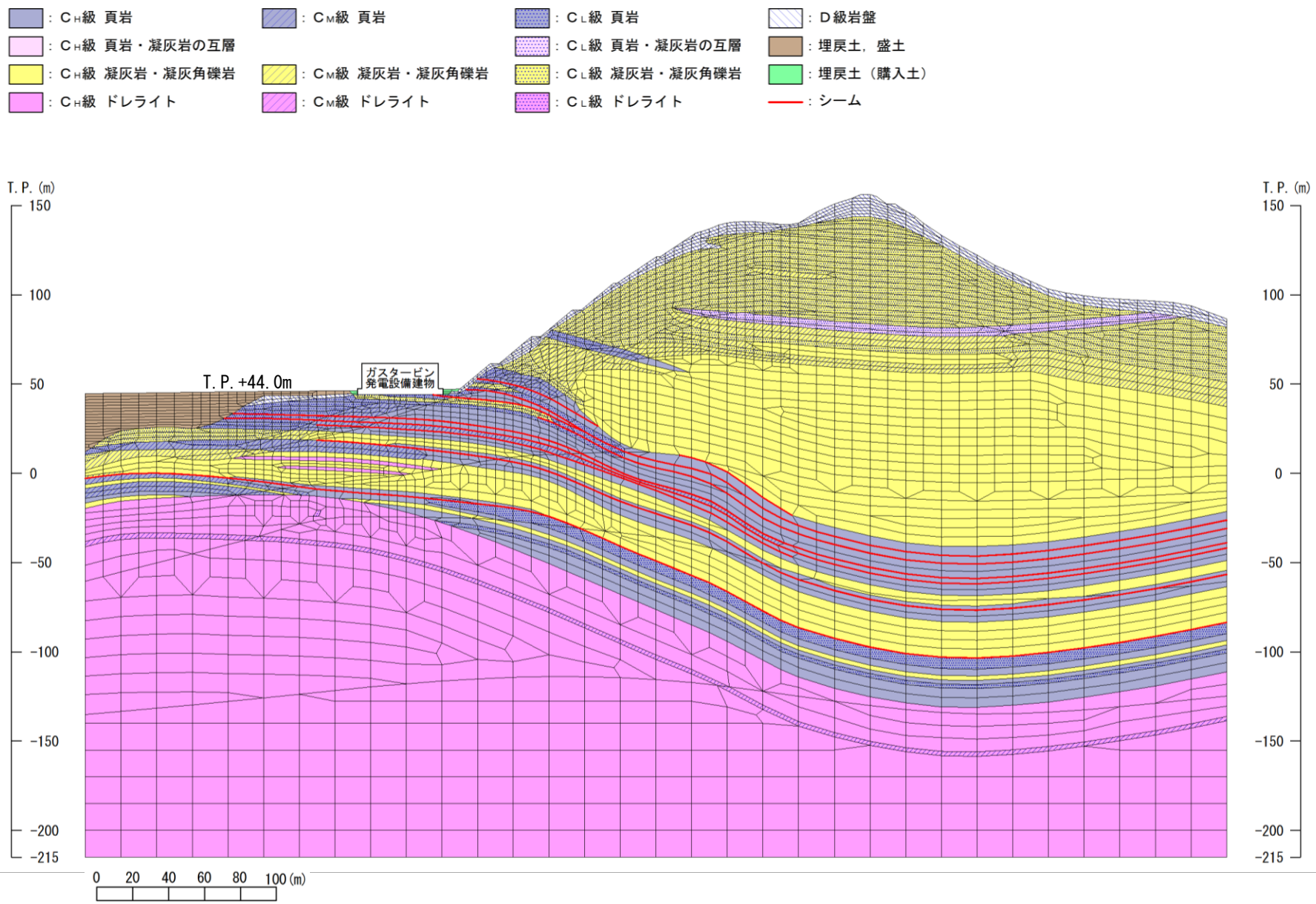
解析用要素分割図　2号炉南側盛土斜面　⑥-⑥’断面（グループB（盛土斜面，T.P.+15m以下））



解析用岩盤分類図　ガスタービン発電機建物周辺斜面　⑦-⑦’断面（グループC（岩盤斜面，T.P.+44～50m））



解析用岩盤分類図 ガスタービン発電機建物周辺斜面　⑦-⑦’断面（グループC（岩盤斜面，T.P.+44～50m））



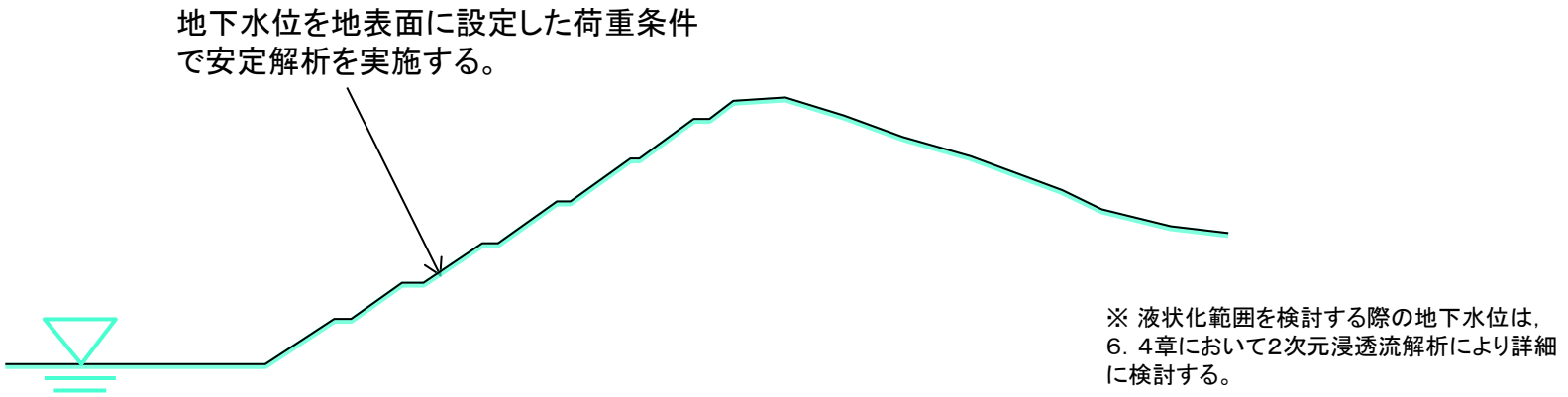
６．周辺斜面の安定性評価

６．３　評価方法

2次元動的FEM解析における地下水位の設定方針

[周辺斜面の地下水位設定]

・周辺斜面の2次元動的FEM解析では，保守的な評価となるよう，地下水位を地表面に設定した荷重条件（飽和重量）で安定解析を実施する。

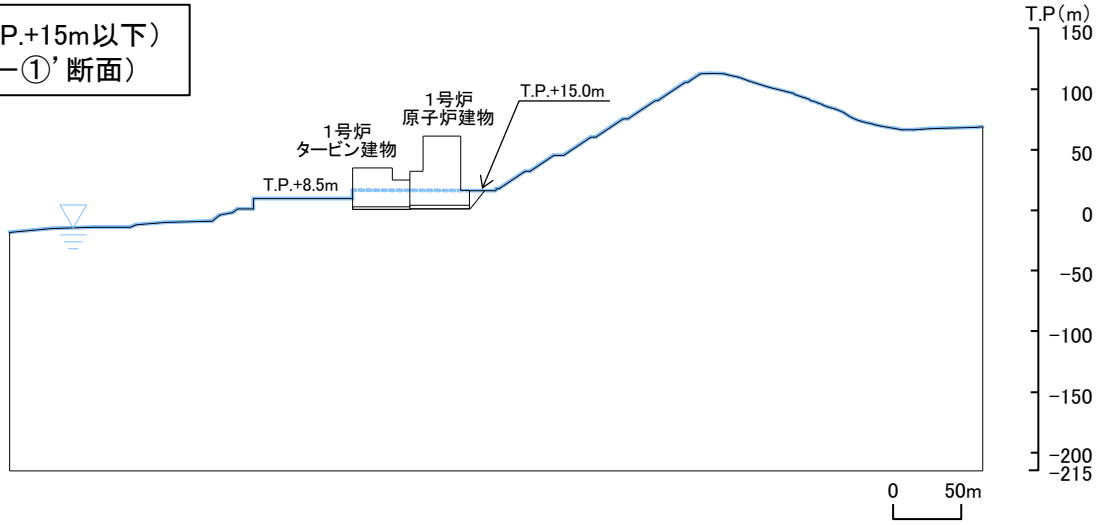


周辺斜面の2次元動的FEM解析における地下水位設定イメージ

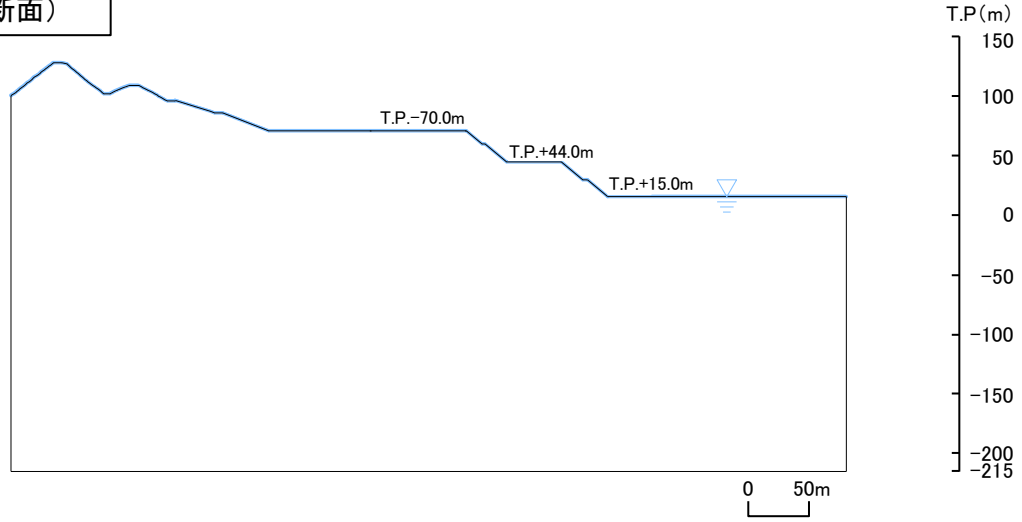
2次元動的FEM解析における地下水位の設定方法（1／2）

・2次元動的FEM解析における周辺斜面の地下水位は，保守的に地表面に設定した荷重条件で安定解析を実施する。

グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下）
2号炉南側切取斜面（①－①’断面）



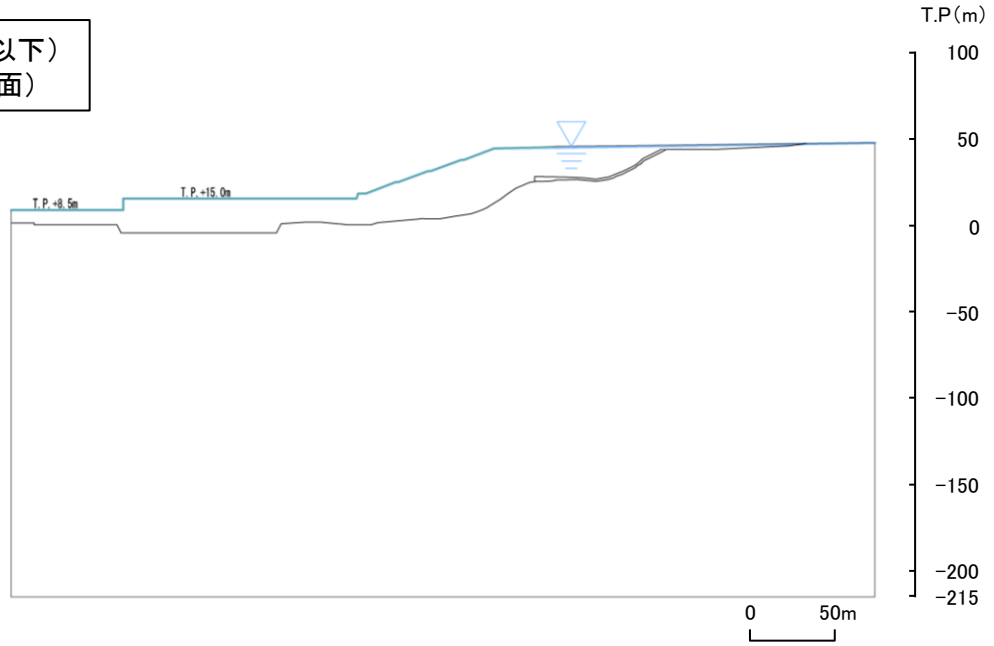
グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下）
2号炉西側切取斜面（②－②’断面）



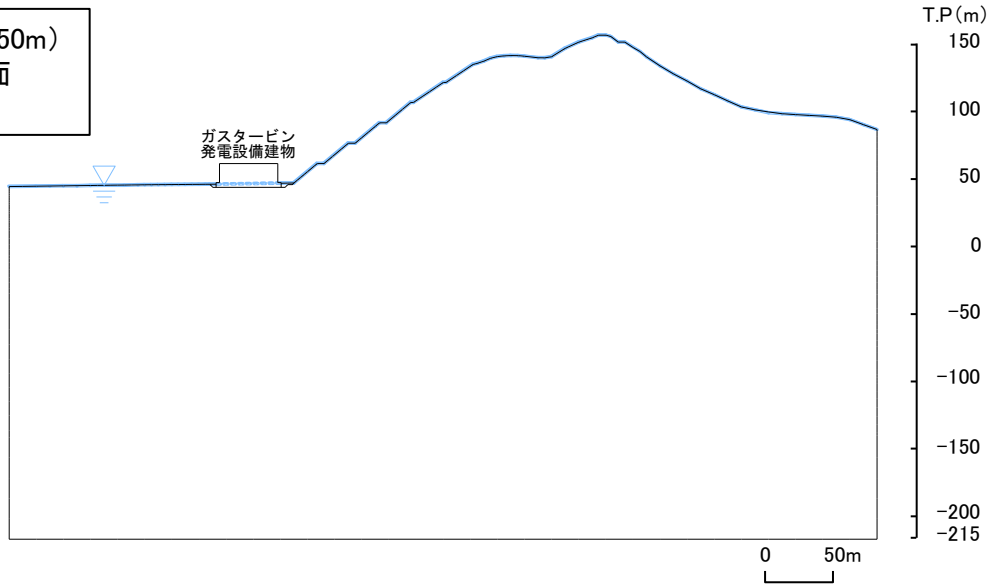
第940回審査会合資料1-1 P256 再掲

2次元動的FEM解析における地下水位の設定方法（2／2）

グループB（盛土斜面，T.P.+15m以下）
2号炉南側盛土斜面（⑥－⑥’断面）



グループC（岩盤斜面，T.P.+44～50m）
ガスタービン発電機建物周辺斜面
（⑦－⑦’断面）



すべり安全率の算定

・想定したすべり面におけるすべり安全率により評価する。
・すべり安全率は，想定したすべり面上の応力状態をもとに，すべり面上のせん断抵抗力の和をすべり面上のせん断力の和で除して求める。
・すべり安全率が評価基準値の1．2を上回ることを確認する。
・液状化範囲では，すべり面上のせん断力及びせん断抵抗力は考慮しないこととする。

$$\text{すべり安全率} = \frac{\Sigma\ (\text{すべり面上のせん断抵抗力})}{\Sigma\ (\text{すべり面上のせん断力})} > 1.2$$ を確認する。

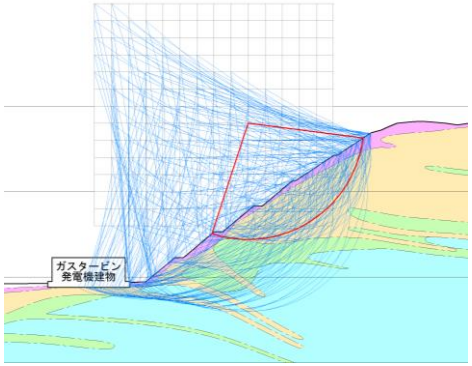
余白

すべり面の設定（1／2）

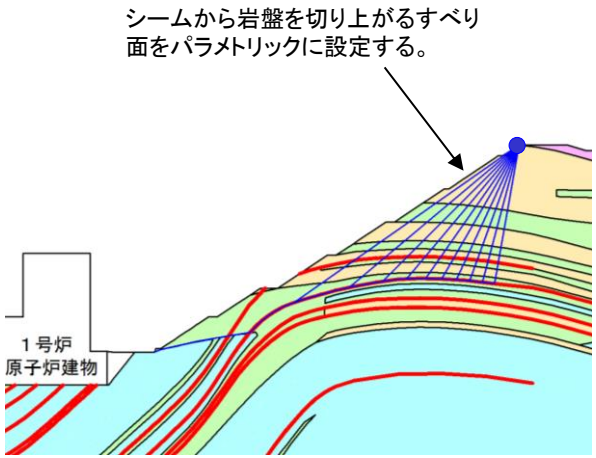
・すべり安全率を算定するすべり面については，簡便法によるすべり面及びシーム等の弱層を通るすべり面を設定し，応力状態を踏まえて必要に応じてすべり面を追加設定する。
・シーム等の弱層を通るすべり面は，基礎地盤で設定したものと同様に角度をパラメトリックに設定する。（詳細は次頁参照）

① 簡便法によるすべり面

・すべり面の形状を円弧と仮定し，中心と半径を変化させ，すべり安全率が最小となるすべり面を抽出する。
・作用させる静的地震力は原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-2015）に基づき，K_H=0.3，K_V=0.15とする。



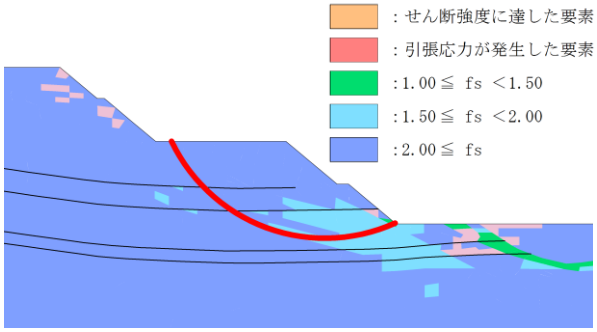
② シーム等の弱層を通るすべり面



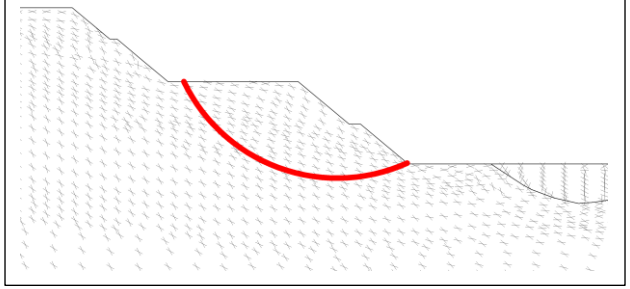
③ 応力状態を考慮したすべり面

①・②のすべり面における安定解析で得られた最小すべり安全率の応力状態から，①・②の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，必要に応じてすべり面を追加設定する。

1）要素の安全率が低い領域を考慮



2）モビライズド面を考慮

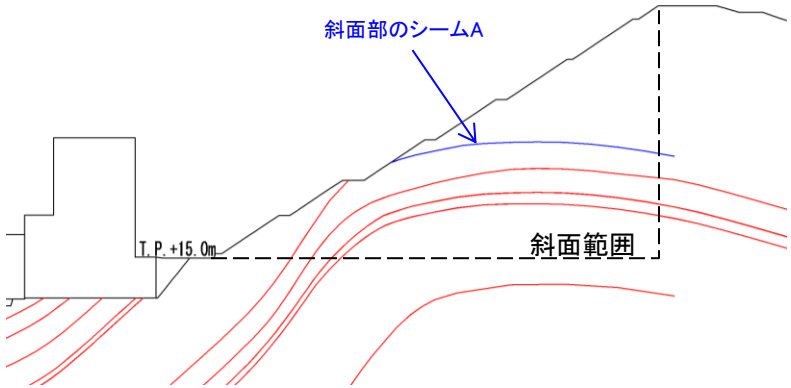


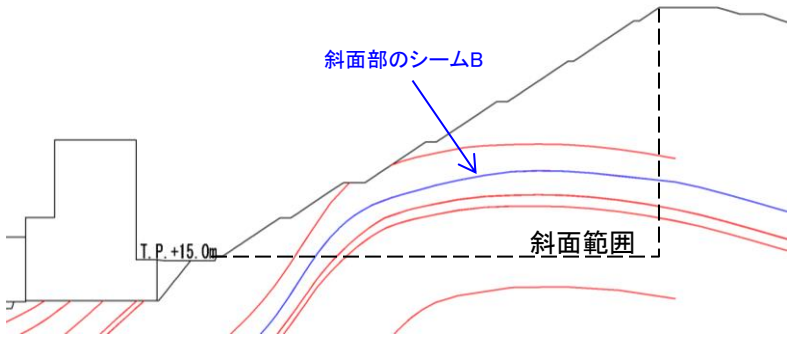
すべり面の設定（2／2）

・シームを通るすべり面は，検討対象のシームを設定した後，岩盤を切り下がるすべり面を固定点を設けてパラメトリックに設定した。
①斜面部に分布するシームを複数設定する。
②斜面法肩を固定点とし，5°～85°の範囲を5°間隔にパラメトリックに設定する。

①検討対象のシームの設定

斜面部に分布するシームを複数設定する。

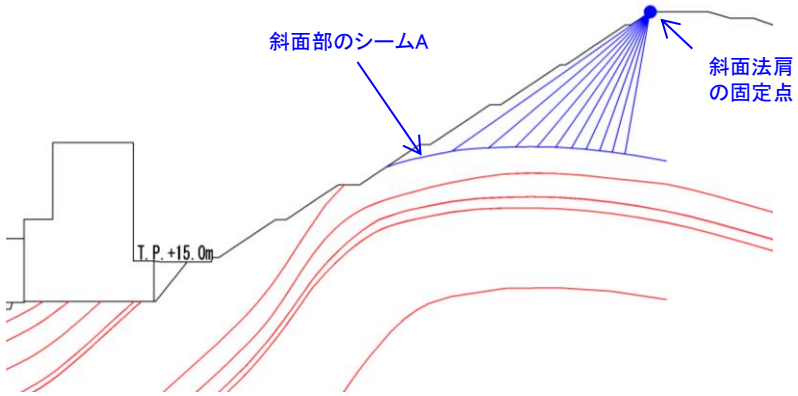


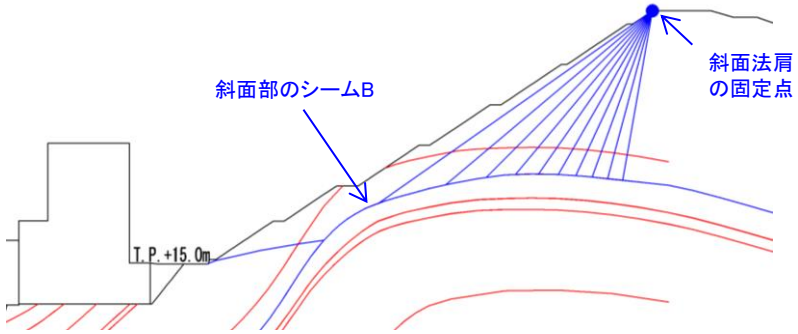


②岩盤を切り下がるすべり面の設定（固定点の設定）

以下の考え方で固定点を設け，岩盤を切り下がるすべり面を5°～85°の範囲で5°間隔にパラメトリックに設定する。

【固定点の設定の考え方】
・斜面法肩に固定点を設ける。





６．周辺斜面の安定性評価

６．４　２号炉南側盛土斜面における液状化範囲の検討

液状化範囲の検討フロー

第940回審査会合資料1-1 P262 再掲

・本章では，評価対象斜面に選定された2号炉南側盛土斜面において，すべり安定性評価を実施する際に考慮する液状化範囲について検討する。

・2次元浸透流解析により設定した地下水位分布状況を踏まえ，有効応力解析により液状化の発生の有無を確認し，繰り返し載荷による強度低下を考慮する液状化範囲を設定する。

2号炉南側盛土斜面

↓

検討用地下水位※の設定

2次元浸透流解析(定常解析)により，検討用地下水位を設定する。

↓

液状化発生の有無の確認

時刻歴非線形解析(有効応力解析，FLIP)により，検討用地下水位以下の埋戻土(掘削ズリ)の液状化発生の有無を確認する。

↓

液状化範囲の設定

過剰間隙水圧比が0.95を上回る埋戻土(掘削ズリ)について，繰り返し載荷による強度低下を考慮する液状化範囲として設定する。

※地下水位の継続確認

観測水位が検討用地下水位を上回らないことを継続的に確認する。

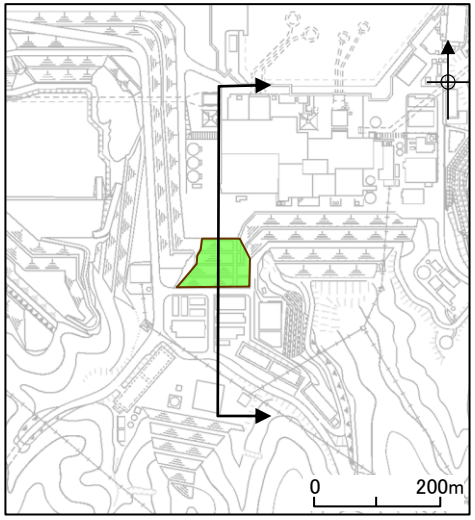
2次元浸透流解析モデル及び物性値の設定（1／2）

第940回審査会合資料1-1　P263 再掲

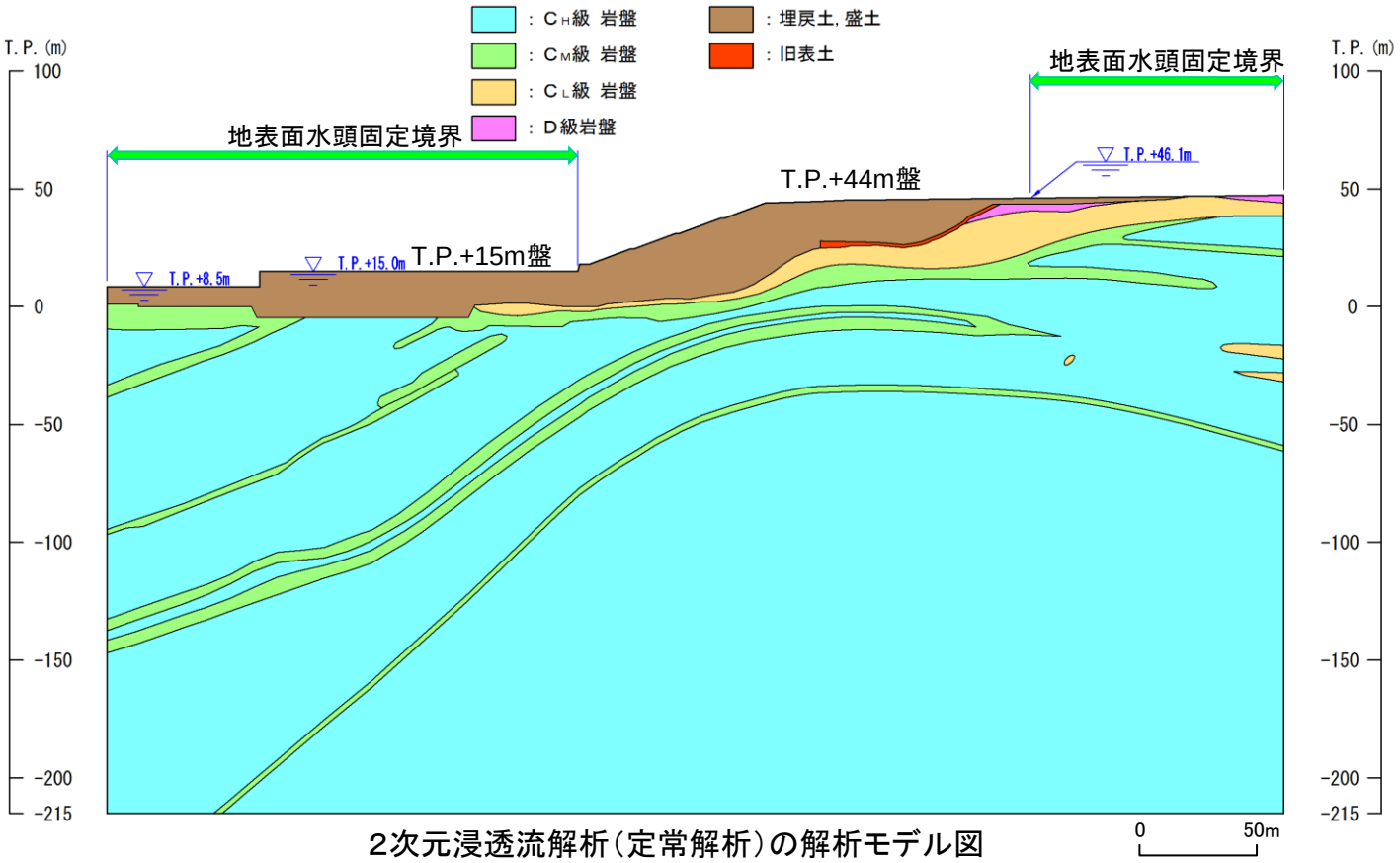
・液状化影響検討用地下水位を設定するため，2次元浸透流解析（定常解析）を実施した。

・解析モデルは下図のとおりとし，地下水位低下設備の機能に期待しない場合の地下水位（3次元浸透流解析結果）等を踏まえ，より保守的な条件となるよう，T.P.+8.5m盤，T.P.+15m盤及びT.P.+44m盤の一部において，地表面に水頭固定境界を設定した。（設定方法はP274,275参照）

・透水係数は，「島根原子力発電所2号炉 地震による損傷の防止[地下水位の設定]」（第872回審査会合，2020年7月7日，P211参照）と同様に埋戻土及び岩級毎に設定した。



断面位置図



2次元浸透流解析（定常解析）の解析モデル図

2次元浸透流解析モデル及び物性値の設定（2／2）

第940回審査会合資料1-1　P264 再掲

・透水係数は，「島根原子力発電所2号炉 地震による損傷の防止[地下水位の設定]」（第872回審査会合，2020年7月7日）と同様とした。なお，旧表土については，粘性土であることから，不透水性地層相当の透水係数を設定した。

2次元浸透流解析（定常解析）における透水係数

区分	解析用 透水係数 (cm/s)	設定方法	【参考】 試験結果 (cm/s)
構造物， 改良地盤	1×10^{-5}	『管理型廃棄物埋立護岸　設計・施工・管理マニュアル(改訂版)※』に基づき，不透水性地層相当（難透水層）として設定した。不透水材料として透水係数が１×10^{-5}cm/s以下であり，適切な厚さを持つことで不透水性地層と同等以上の遮水の効力を発揮できるとされていることから，構造物の透水係数を不透水性地層とした。	－
C_H級	5×10^{-5}	建設時工認の岩盤の透水係数は頁岩・凝灰岩（上層部）及び（下層部）の２種類を設定していたが，今回，３次元浸透流解析を行うに当たり，解析の精度向上を目的として，敷地の岩級に合わせて透水係数を設定する。	4.5×10^{-5}
C_M級	6×10^{-4}		5.6×10^{-4}
C_L級	1×10^{-3}		1.0×10^{-3}
D級	2×10^{-3}	D級岩盤の大部分は地表付近に分布する強風化した土砂状の岩盤であり，その粒度特性を踏まえ，クレーガーの方法により2.8×10^{-4}cm/s（≒3×10^{-4}cm/s)を設定していた。しかし，D級岩盤は割れ目の発達した岩盤と風化の進行した岩盤に大別されるが，粒度試験１２試料のうち割れ目が発達した黒色頁岩は１試料のみであったため，その特性を透水係数に反映できていないと考える。黒色頁岩の粒度試験結果から設定した透水係数により，揚水量が低減する傾向が認められることから，地下水位が高く算定されると判断し，割れ目が発達したD級岩盤の影響を考慮した透水係数2×10^{-3}cm/sを採用する。	1.75×10^{-3}
砂礫層	4×10^{-3}	建設時工認では設定されていなかったが，今回，３次元浸透流解析を行うに当たり，解析の精度向上を目的として現場透水試験を実施し，透水係数を設定した。	3.6×10^{-3}
埋戻土 （掘削ズリ）	2×10^{-1}	建設時工認の埋戻し土の透水係数は，工学的な観点から岩盤の透水係数より１オーダー大きな値とすることで地下水位を保守的に評価することに重点を置き，現場透水試験によらず透水係数を設定していた。今回，３次元浸透流解析を行うに当たり，解析の精度向上を目的として現場透水試験を実施し，透水係数を設定した。	1.7×10^{-1}
旧表土	1×10^{-5}	粘性土であることから，不透水性地層相当の透水係数を設定した。	－

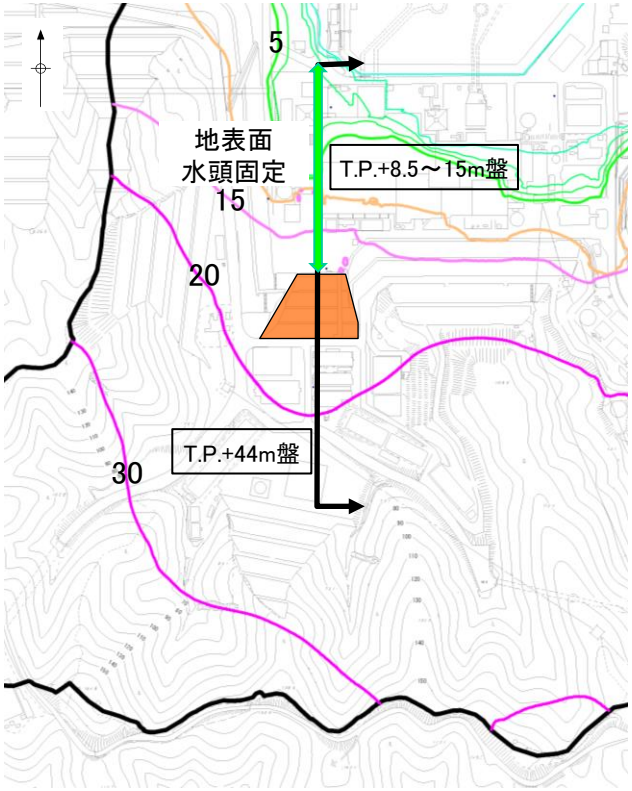
※　H20.8（財）港湾空間高度化環境研究センター

下流側水頭固定境界の範囲

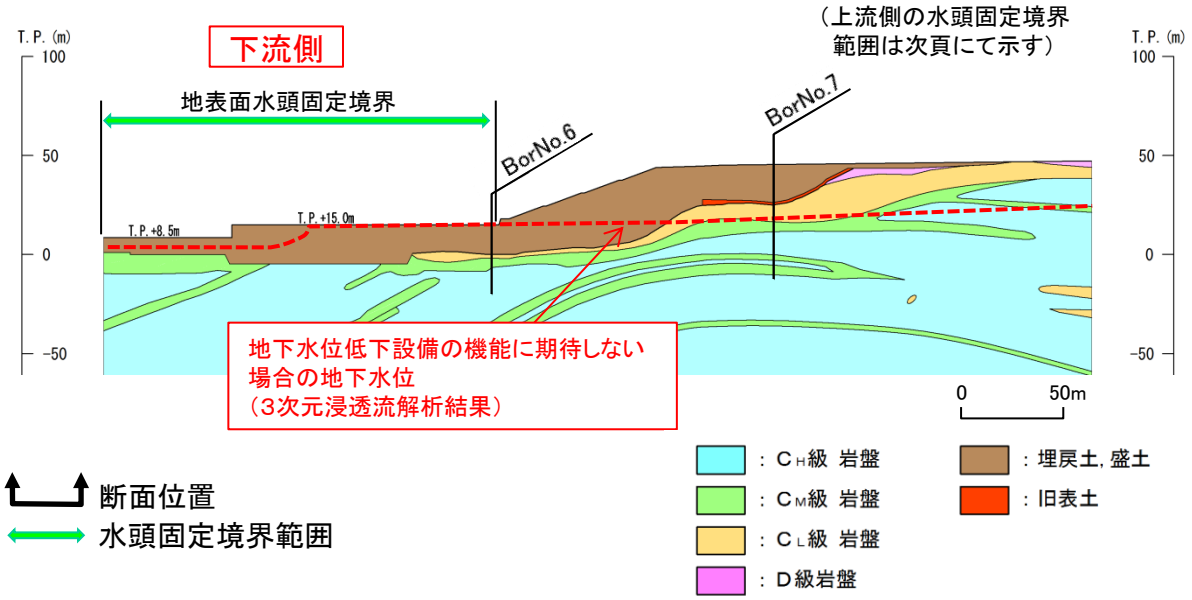
第940回審査会合資料1-1　P265 再掲

・下流側T.P.+8.5m盤及びT.P.+15m盤では，防波壁の設置及び地盤改良を考慮した3次元浸透流解析の結果※，地下水位が地表面まで到達していないが，下流側T.P.+8.5m盤及びT.P.+15m盤では，水頭固定境界を保守的に地表面に設定する。

※地下水位低下設備の機能に期待しない場合の地下水位，右図の赤破線



2号炉南側盛土斜面周辺の地形図
（3次元浸透流解析結果）



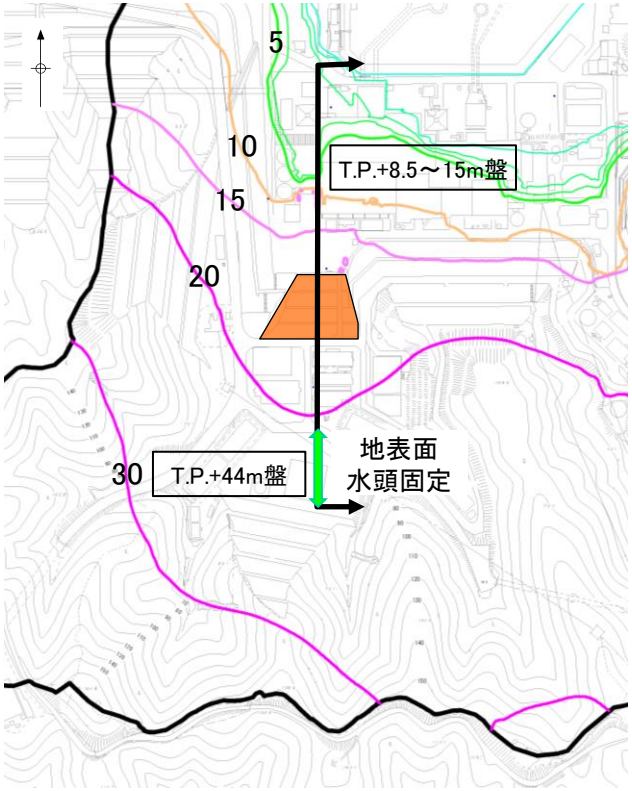
上流側水頭固定境界の範囲

第940回審査会合資料1-1　P266 再掲

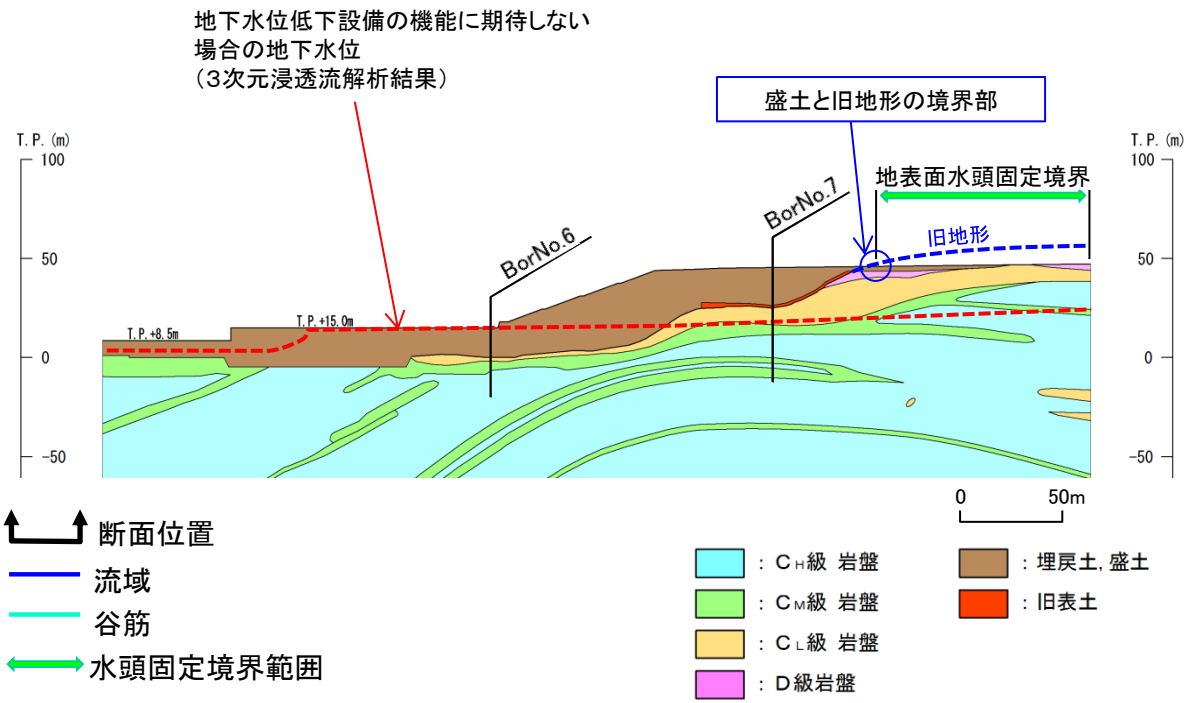
・T.P.+44m盤では，3次元浸透流解析結果※を踏まえると地下水位が地表面まで上昇することはないと考えられるが，盛土内部の地下水位を把握するため，盛土と旧地形の境界部において，水頭固定境界を地表面に設定した。

・なお，水頭固定境界の範囲設定に当たっては，谷筋における沢及び河川等の状況，構内排水路の設置状況及び法面保護工の施工状況も踏まえて総合的に検討した。(P277～280を参照)

※右図の赤破線



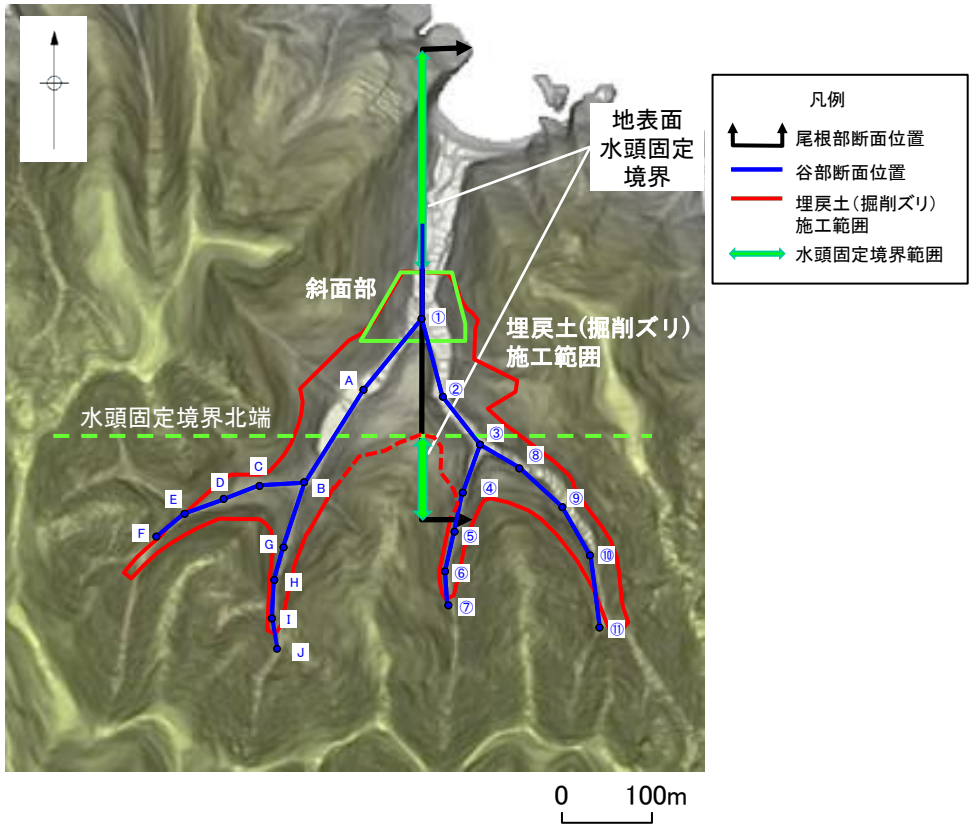
2号炉南側盛土斜面周辺の地形図
(3次元浸透流解析結果)



上流側水頭固定境界の範囲（盛土斜面背後の盛土施工範囲）

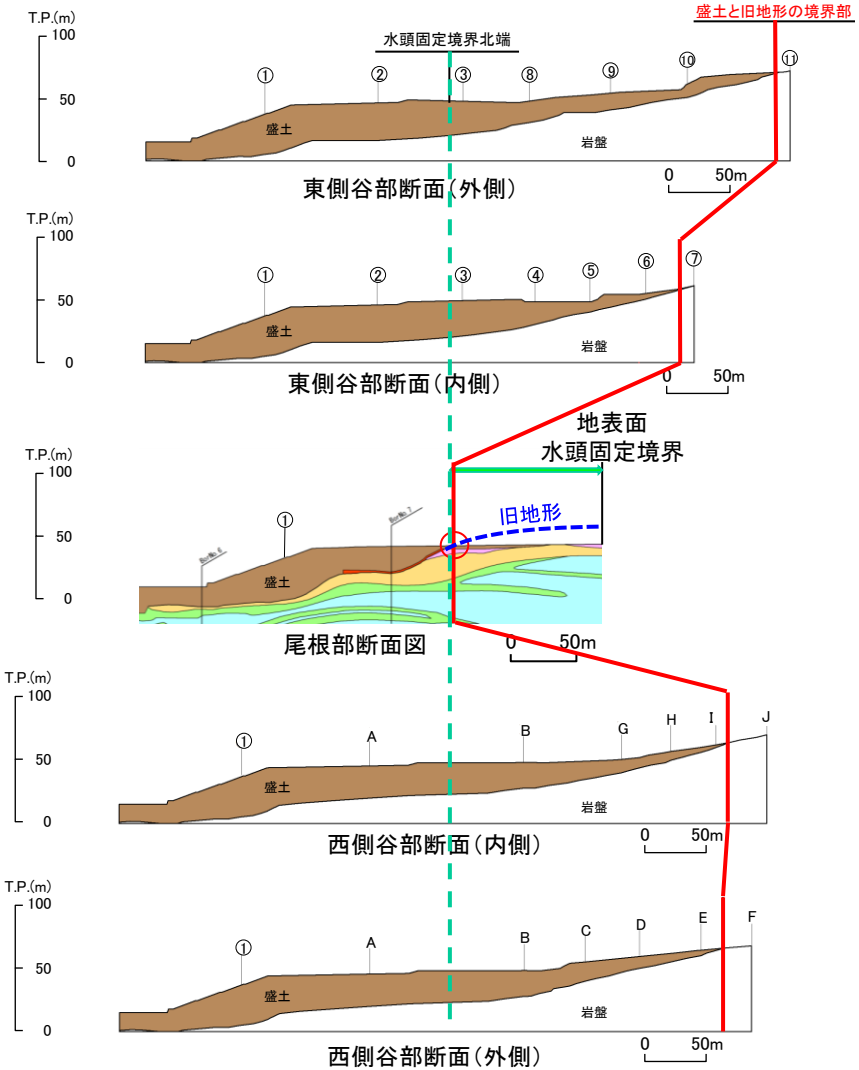
第940回審査会合資料1-1　P267 再掲

・上流側の水頭固定境界は，盛土内の地下水位を解析により求める目的から，地表面における盛土／旧地形の境界部に設定した。
・旧地形における谷部を通る断面を4断面作成し，2号炉南側盛土斜面断面における盛土／旧地形の境界部の位置と比較した結果，2号炉南側盛土斜面断面における盛土／旧地形の境界部が最も北側に位置しており，上流側水頭固定境界の設定範囲が保守的であることを確認した。



発電所建設前の地形立体図※

※航空レーザー測量で取得した2mメッシュのDEMデータに，空中写真により取得した旧地形のDEMデータを合成して作成したもの。
赤破線部は，旧地形を掘削し，表層を埋め戻した範囲。

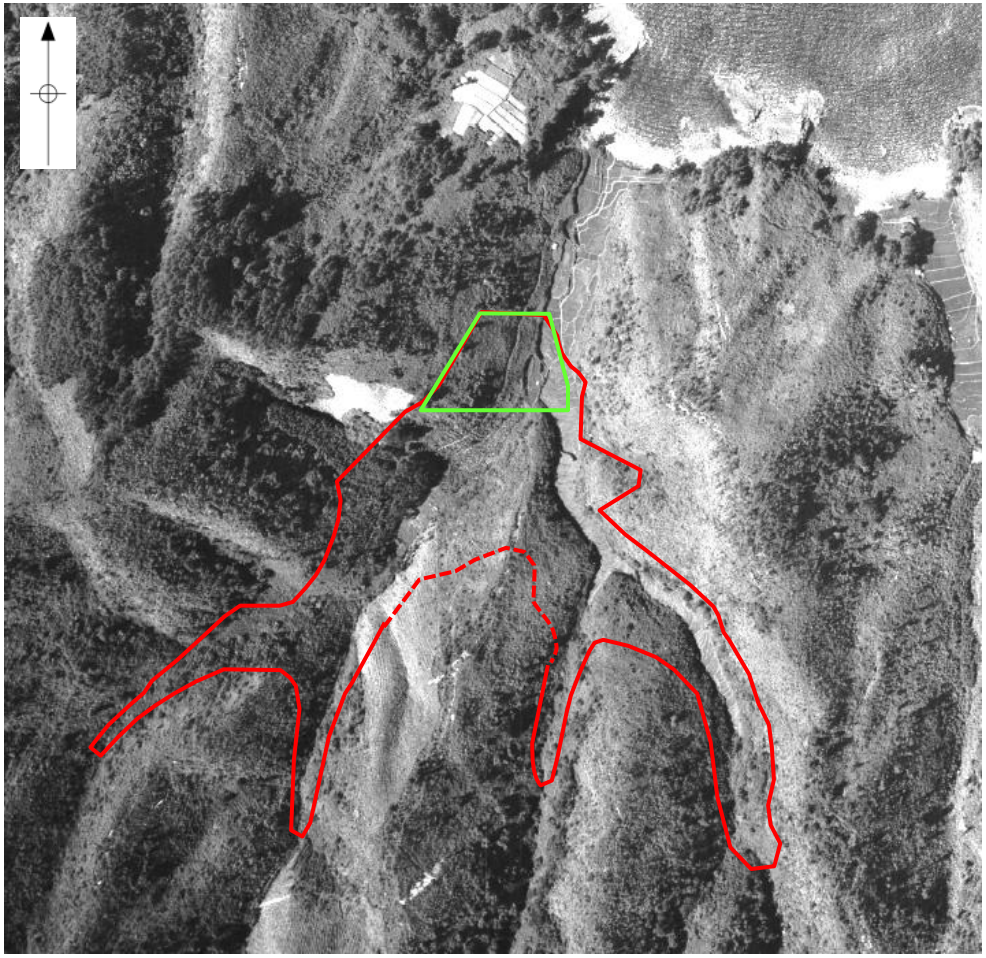


盛土分布図（イメージ図）

（参考）上流側水頭固定境界の範囲　谷筋の確認（1／2）

第940回審査会合資料1-1　P268 再掲

・現在，盛土を施工して旧地形が確認できない箇所について，盛土施工前に撮影した空中写真を確認した結果，2号炉南側盛土斜面及びその周辺の埋戻し範囲において，大きな沢や河川は認められない。

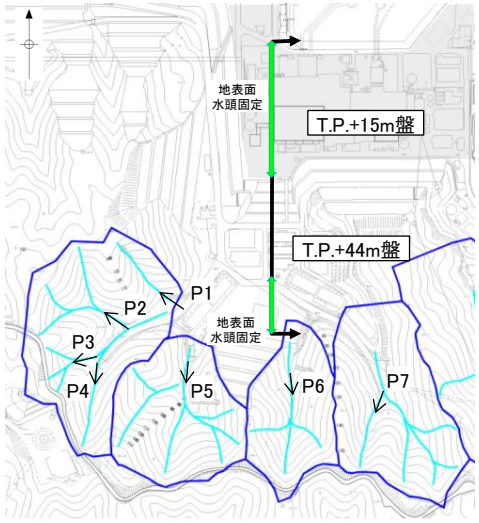


モノクロ空中写真（撮影縮尺：1万分の1，1962年撮影）　整理番号：MCG622，コース番号：C7A，写真番号：5，国土地理院より引用・加筆

（参考）上流側水頭固定境界の範囲　谷筋の確認（2／2）

第940回審査会合資料1-1　P269 再掲

・現在の2号炉南側盛土斜面背後の渓流の状況を確認した結果，湧水は確認されたものの，その水量はわずかであり，大きな沢や河川ではないことを確認した。
・また，渓流水は，構内排水路を通って輪谷湾に排水されるようになっており，2号炉南側盛土斜面には流入しない。



2号炉南側盛土斜面周辺の地形図

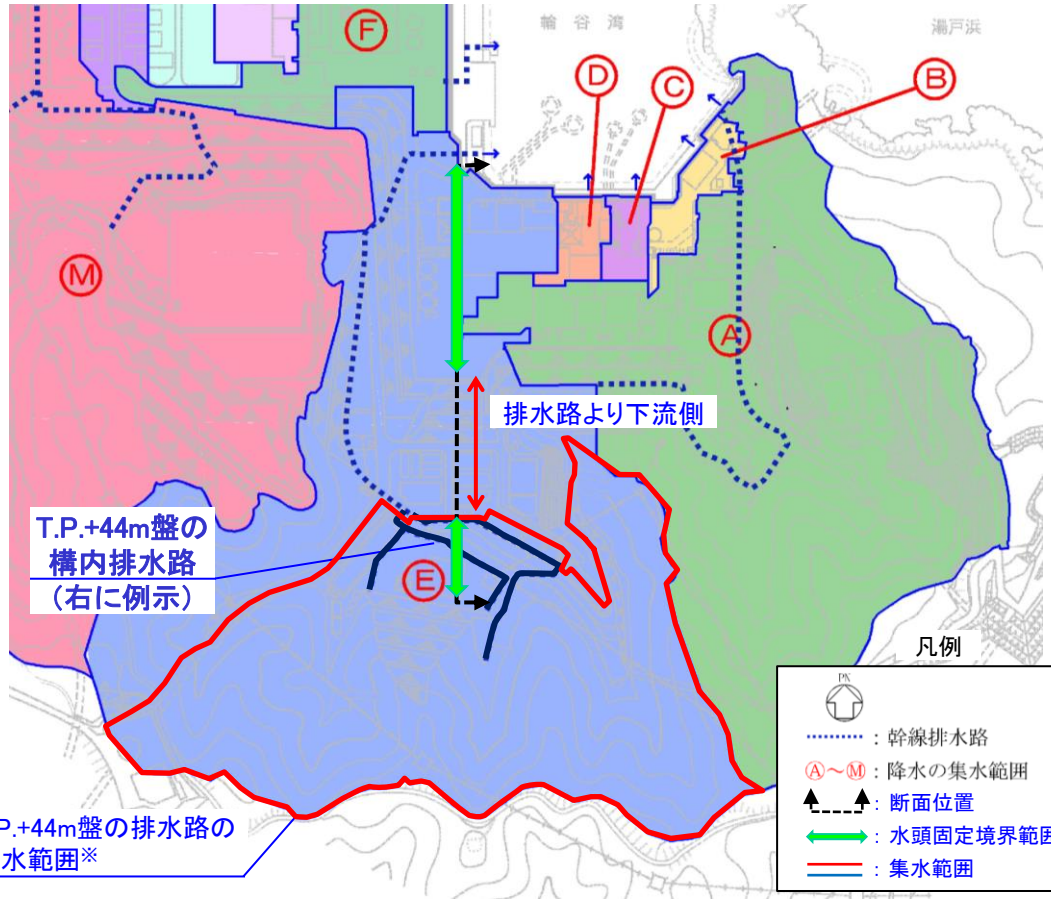
撮影日：2020年11月26日

（参考）上流側水頭固定境界の範囲・降雨条件の設定（構内排水路）

第940回審査会合資料1-1 P270 加筆・修正
※修正個所を青字で示す

・T.P.+44m盤では，構内排水路が整備されており，排水路より上流の流域からの地表水は排水路により集水する設計としているため，排水路より下流側は上流からの地表水の影響は軽微である。

第936回審査会合（2021年1月15日）資料1-1-3 P12を加筆・修正（修正個所を青字で示す）



※T.P.+44m盤の排水路の集水範囲は林地開発行為変更届より抜粋

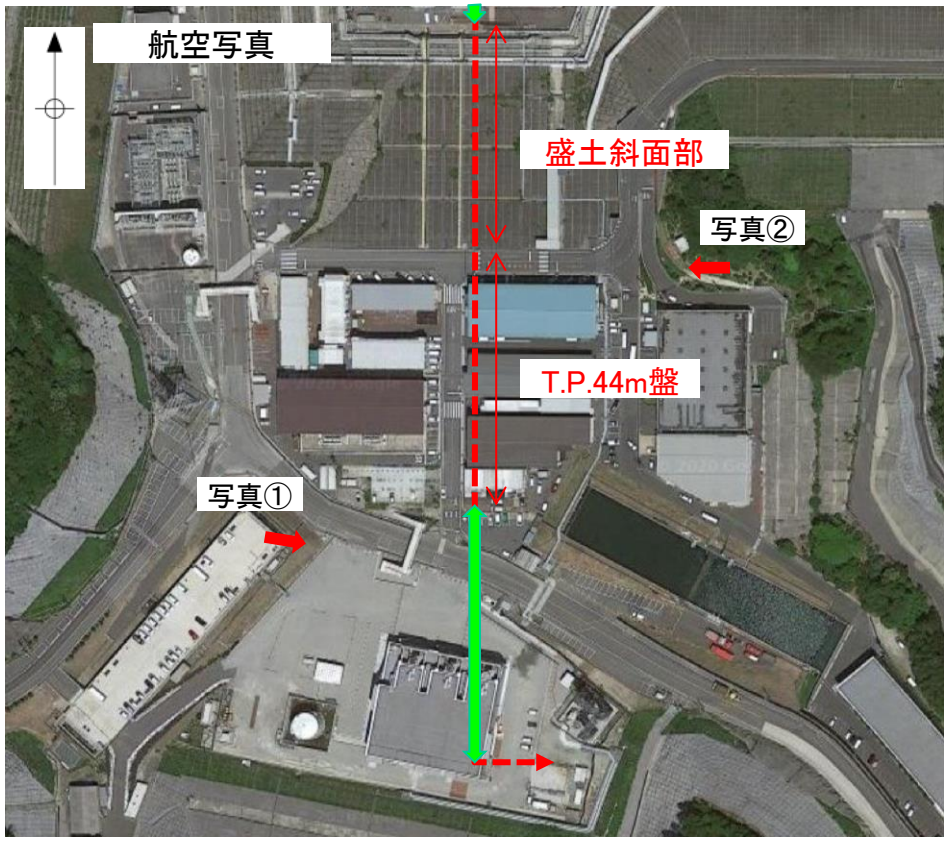
構内排水路位置図

構内排水路写真（例示）

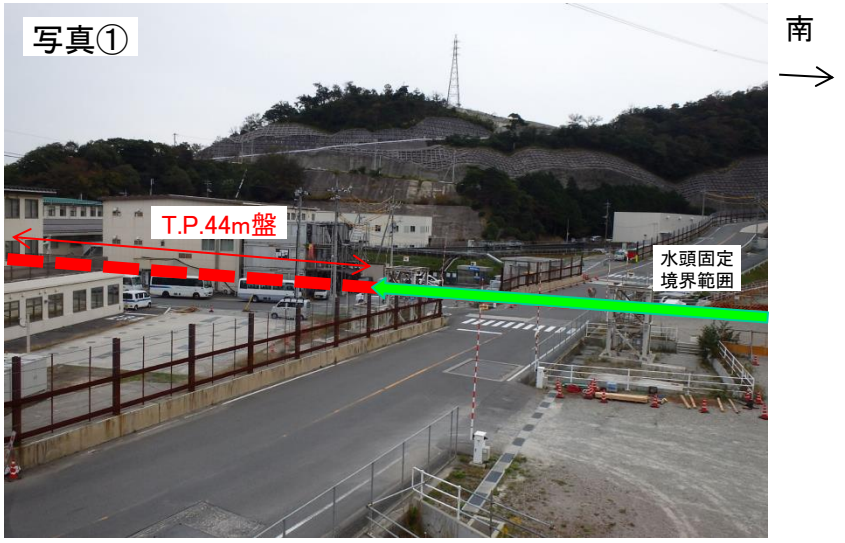
（参考）上流側水頭固定境界の範囲・降雨条件の設定（法面保護工）

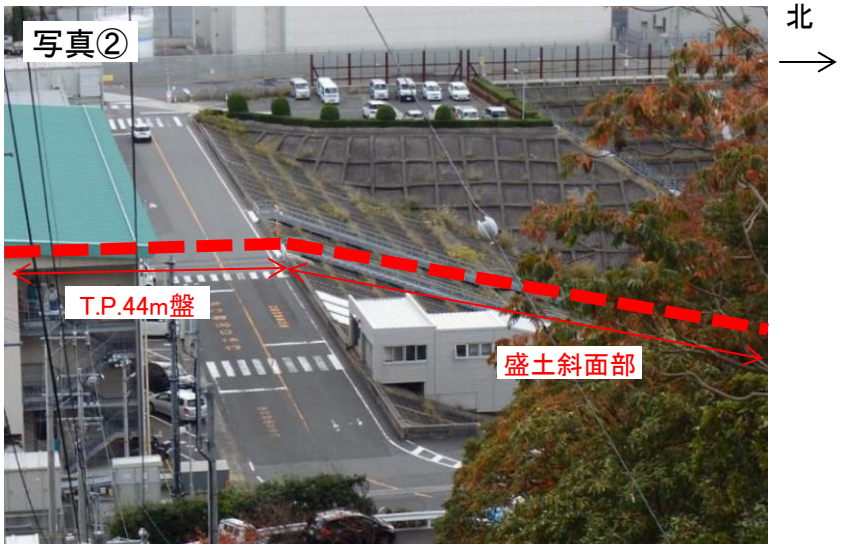
第940回審査会合資料1-1　P271 再掲

・T.P.+44m盤及び盛土斜面部は，道路部においてアスファルト，盛土斜面部においてコンクリートにより法面保護工が施工されており，降雨等の地表面からの浸透の影響は軽微である。



Google Mapより引用
https://www.google.co.jp/maps/

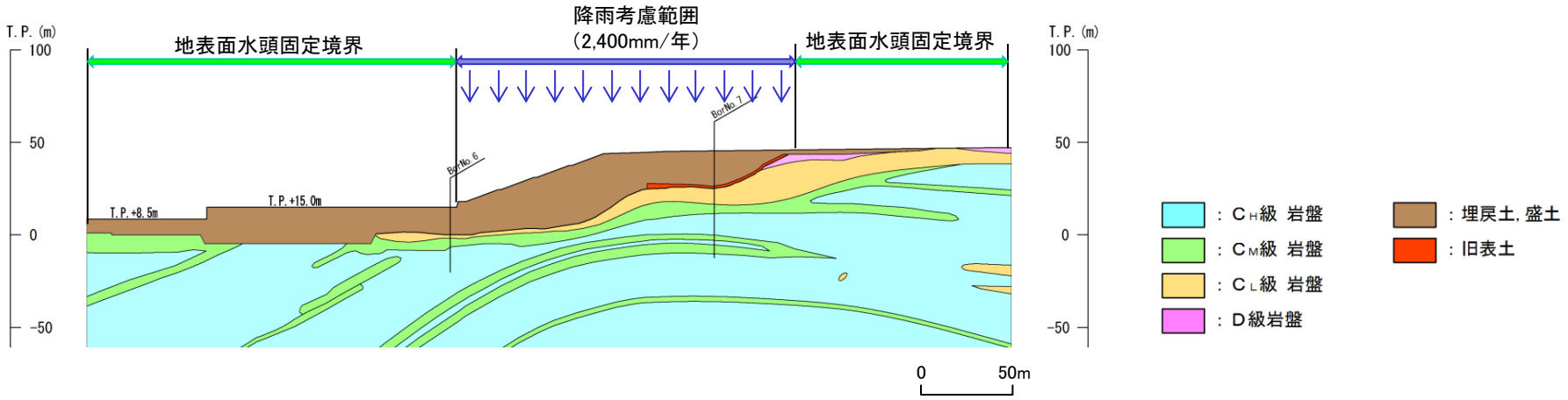




降雨条件の設定

第940回審査会合資料1-1　P272 再掲

・盛土斜面部には法面保護工等が施工されていること，及び後背地から流下する地表面の降水は排水路により集水されること（P279，280を参照）から，盛土斜面部において地表面から降水が浸透する可能性は低いが，２次元浸透流解析による検討用地下水位の解析条件として，地表面水頭固定境界に加え，松江地方気象台における年間降水量にばらつきを考慮した値に，今後の気候変動予測による降水量の変化を加味し，降雨条件2,400mm/年（補足説明資料12章 3次元浸透流解析の解析条件参照）を考慮する。



２次元浸透流解析（定常解析）の解析条件

下流側・上流側水頭固定境界の範囲　まとめ

第940回審査会合資料1-1　P273 再掲

【下流側水頭固定境界の範囲】

・下流側T.P.+8.5m盤及びT.P.+15m盤では，防波壁の設置及び地盤改良を考慮した3次元浸透流解析の結果，地下水位が地表面まで到達していないが，下流側T.P.+8.5m盤及びT.P.+15m盤では，水頭固定境界を保守的に地表面に設定する。

【上流側水頭固定境界の範囲】

・T.P.+44m盤では，3次元浸透流解析結果を踏まえると地下水位が地表面まで上昇することはないと考えられるが，盛土内の地下水位を解析により求める目的から，2号南側盛土斜面背後において，盛土と旧地形の境界を確認し，最も下流側に位置する尾根部の盛土境界部に上流側水頭固定境界を設定した。

・なお，水頭固定境界の範囲設定に当たっては，以下の状況を確認した。

①2号炉南側盛土斜面施工前に撮影した空中写真を確認した結果，2号炉南側盛土斜面及びその周辺の埋戻し範囲において，大きな沢や河川は認められない。

②現在の2号炉南側盛土斜面背後の渓流の状況を確認した結果，湧水は確認されたものの，その水量はわずかであり，大きな沢や河川ではないことを確認した。

③T.P.+44m盤では，構内排水路が整備されており，排水路より上流の流域からの地表水は排水路により集水する設計としているため，排水路より下流側は上流からの地表水の影響は軽微である。

④T.P.+44m盤及び盛土斜面部は，道路部においてアスファルト，盛土斜面部においてコンクリートにより法面保護工が施工されており，降雨等の地表面からの浸透の影響は軽微である。

【降雨条件の設定】

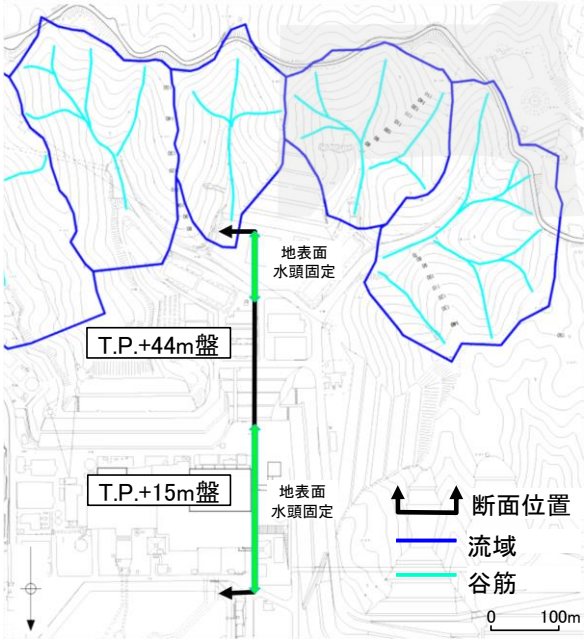
・盛土斜面部には法面保護工等が施工されていること，及び後背地から流下する地表面の降水は排水路により集水されることから，盛土斜面部において地表面から降水が浸透する可能性は低いが，2次元浸透流解析による検討用地下水位の解析条件として，地表面水頭固定境界に加え，松江地方気象台における年間降水量にばらつきを考慮した値に，今後の気候変動予測による降水量の変化を加味した降雨条件を考慮する。

以上のことから，2次元浸透流解析（定常解析）の入力条件である水頭固定境界の範囲及び降雨条件は，保守性があり妥当である。

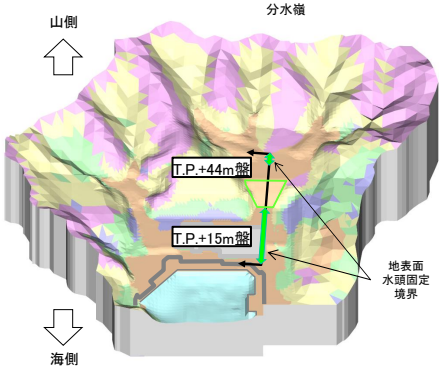
解析結果の検証　流域からの集水及び谷筋からの流入による影響

第940回審査会合資料1-1　P274 再掲

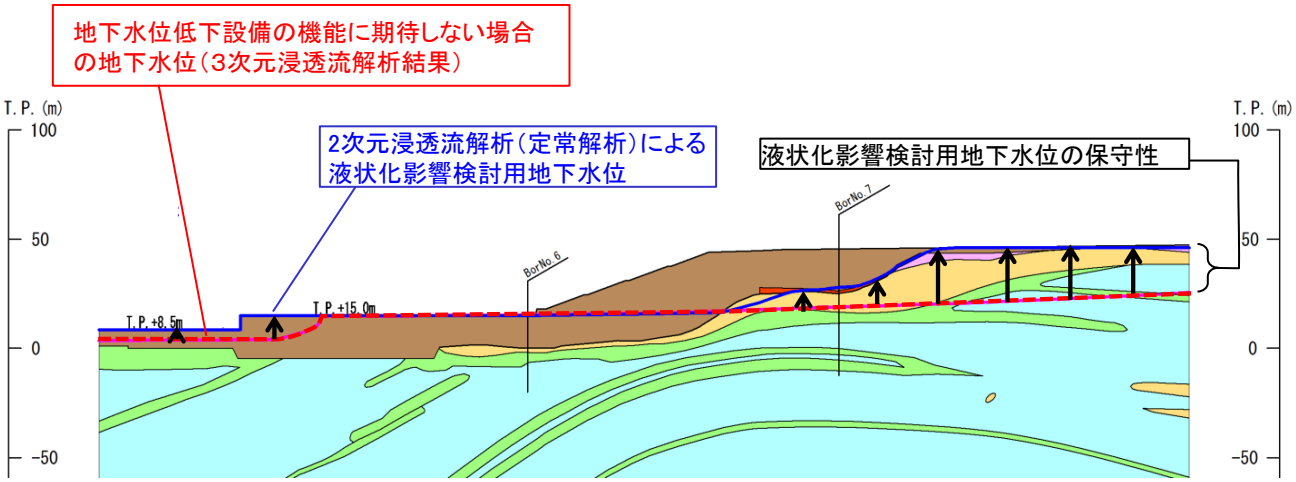
・2次元浸透流解析による検討用地下水位は，3次元浸透流解析による地下水位を上回っていることから，検討用地下水位は，3次元浸透流解析において考慮されている流域からの集水，谷筋からの流入の影響を踏まえても，保守的な地下水位である。



2号炉南側盛土斜面周辺の地形図



3次元浸透流解析　解析モデル

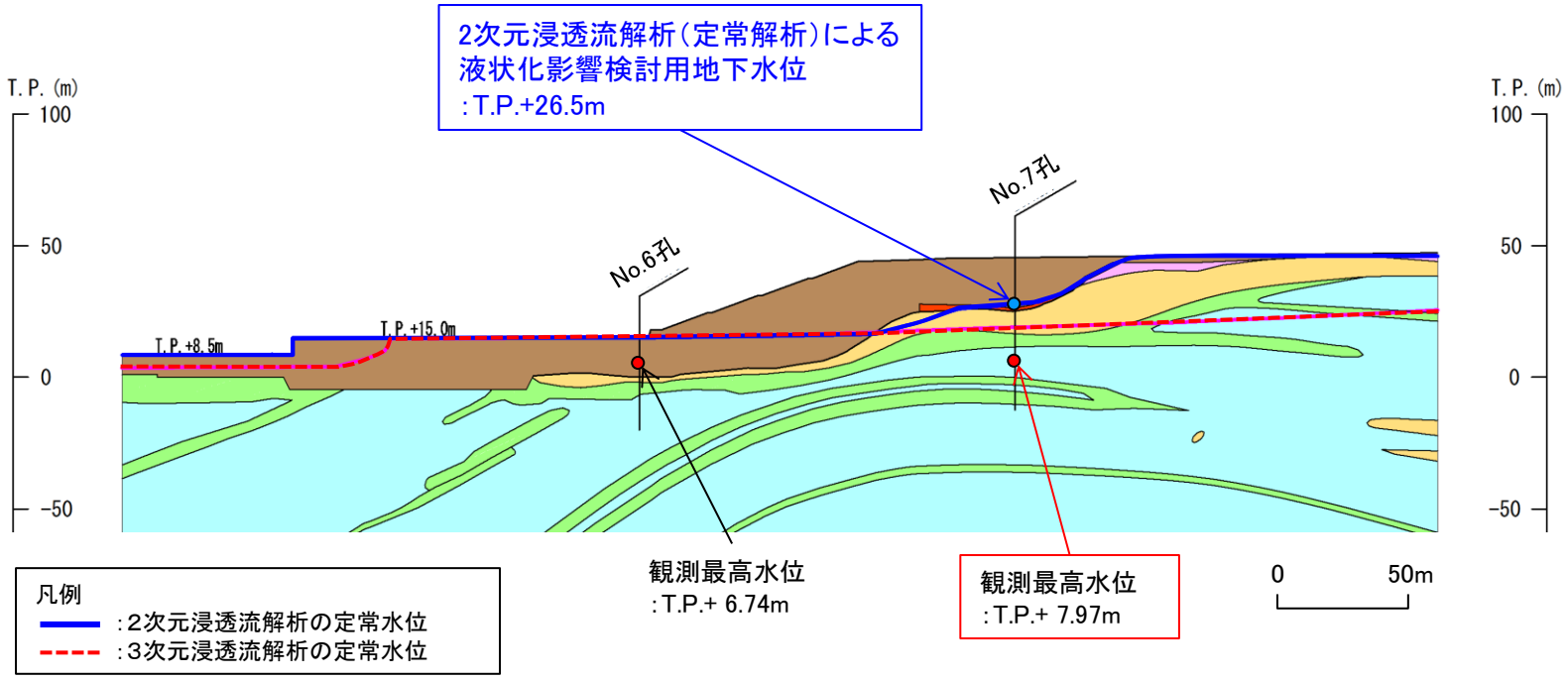


2次元浸透流解析（定常解析）の解析結果

解析結果の検証　観測地下水位との比較

第940回審査会合資料1-1　P275 再掲

・2次元浸透流解析による検討用地下水位について，島根原子力発電所の地下水位の観測記録との比較を行った。
・比較する観測孔は，盛土斜面に位置するNo.7孔とした。
・比較の結果，2次元浸透流解析による検討用地下水位は，地下水位の観測最高水位を大きく上回ることを確認した。



2次元浸透流解析による定常水位と島根原子力発電所の地下水位の観測記録との比較結果

解析結果の検証　既往最大降水量との比較（1／5）

第940回審査会合資料1-1　P276 再掲

・気象庁観測地点「松江」における既往最大降水量は，日最大1時間降水量（77.9mm/h）が1944年，日最大24時間降水量（306.9mm/24h）が1964年に観測されている。一方，島根原子力発電所の地下水位観測は2014年から実施していることから，気象庁観測地点「松江」における既往最大降水量（日最大1時間及び日最大24時間）に対応した地下水位観測データは得られていない。

・このため，島根原子力発電所で観測した降水記録及び地下水位観測記録（No.6孔及びNo.7孔）を用い，既往最大降水量に対する地下水位との比較を行った。

島根原子力発電所及び気象庁観測地点「松江」の降水観測記録

降水量の観測地点	日最大1時間		日最大24時間	
	降水量（mm/h）	観測年月	降水量（mm/24h）	観測年月
気象庁観測地点「松江」	77.9	1944.8	306.9	1964.7
島根原子力発電所	71.5	2020.9	157.5	2020.9

島根原子力発電所における地下水位観測記録

地下水位の観測地点	観測期間	観測最高水位	
		水位（T.P. m）	観測年月
No.6孔	2014.11～	+6.74	2020.7
No.7孔	2014.11～	+7.97	2018.7

【日最大1時間降水量】

・島根原子力発電所において，地下水位観測期間中に気象庁観測地点「松江」の既往最大（77.9mm/h）と同程度の降水量（71.5mm/h）が観測されているが，地下水位観測期間中の最高水位はNo.6孔でT.P.+6.74m，No.7孔でT.P.+7.97mであることから，既往最大の日最大1時間降水が発生した場合の地下水位は，2次元浸透流解析による検討用地下水位（ No.6孔：T.P.+15.0m，No.7孔：T.P.+26.5m ）に比べ十分低いと考えられる。

【日最大24時間降水量】

・気象庁観測地点「松江」の既往最大の日最大24時間降水量に対応する地下水位観測記録が得られていないため，次頁で降水量と地下水位の相関を整理し，既往最大の日最大24時間降水量を想定した場合の地下水位との比較を行った。

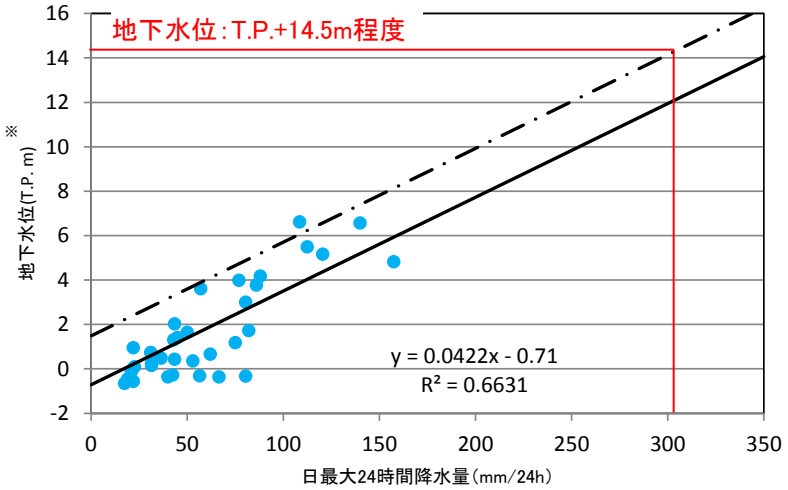
解析結果の検証　既往最大降水量との比較（2／5）　No.6孔（1／2）

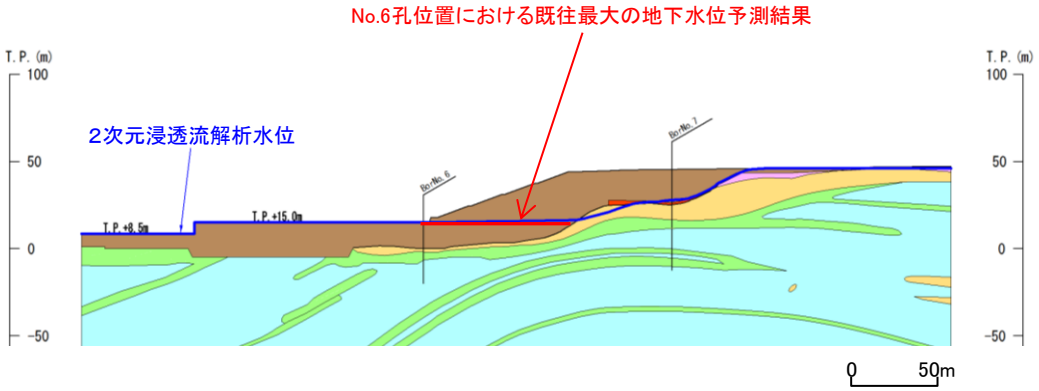
第940回審査会合資料1-1　P277 再掲

・降水量と盛土斜面の法尻に位置するNo.6観測孔における地下水位の相関を整理し，気象庁観測地点「松江」の既往最大の日最大24時間降水量（306.9㎜/24h）を想定した場合の地下水位との比較を行った。

・その結果，降水量と地下水位の関係は下図のとおり1次関数式で近似でき，決定係数R^2値が0.66程度と相関が低いことを確認した。評価に当たっては，保守的にばらつき（1σ ）を考慮した1次関数式を設定した。

・保守的にばらつき（1σ ）を考慮した1次関数式を用い，既往最大の日最大24時間降水量（306.9㎜/24h）を想定した地下水位を予測した結果，下図のとおり，地下水位はT.P.+14.5m程度となり，当該地点における2次元浸透流解析の境界条件（T.P.+15.0m）及び盛土法肩付近までの検討用地下水位よりも低いことを確認した。





凡例
- ：2次元浸透流解析水位
- ：No.6孔における既往最大の日最大24時間降水量を想定した地下水位

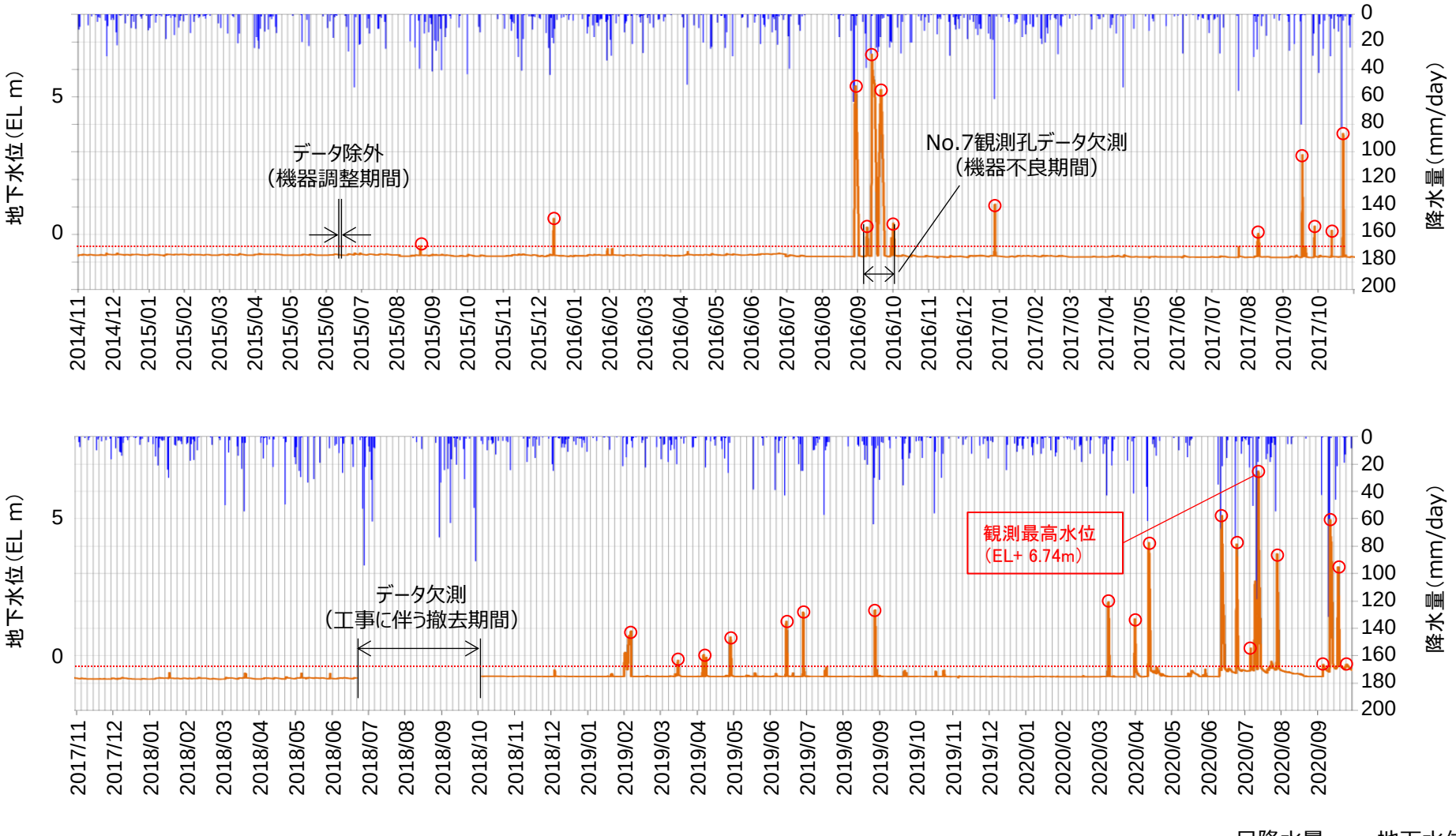
※　観測平均地下水位（T.P.−0.71m）に，水位上昇量（詳細は次頁参照）を考慮

降水量と地下水位の関係及び既往最大の地下水位予測結果

解析結果の検証　既往最大降水量との比較（3／5）　No.6孔（2／2）

第940回審査会合資料1-1　P278 再掲

- ２号炉原子炉建物南側観測孔（No.6）の記録を示す。
- ボーリング観測孔（No. 6）において，T.P.-0.5m以上の観測記録を対象として，雨の降り始めの水位を起点とした水位上昇量（下図の赤丸）と，雨の降り始めからの日最大24時間降水量の相関を求めた。



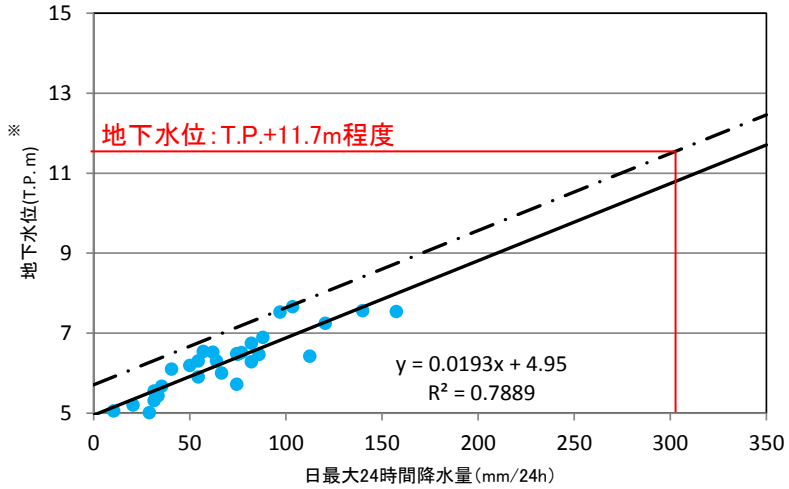
解析結果の検証　既往最大降水量との比較（4／5）　No.7孔（1／2）

第940回審査会合資料1-1　P279 再掲

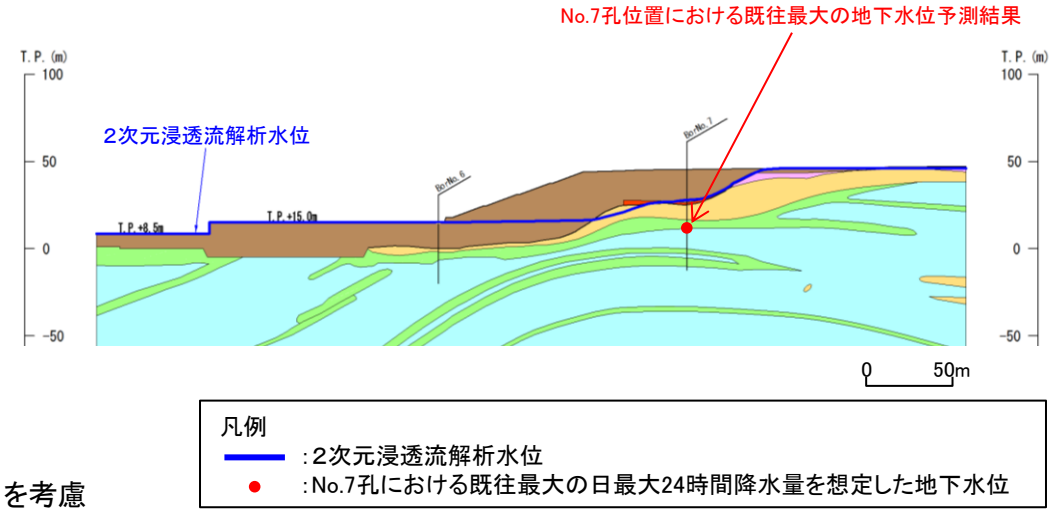
・降水量と盛土斜面に位置するNo.7観測孔における地下水位の相関を整理し，気象庁観測地点「松江」の既往最大の日最大24時間降水量（306.9㎜/24h）を想定した場合の地下水位との比較を行った。

・その結果，降水量と地下水位の関係は下図のとおり1次関数式で近似でき，決定係数R^2値が0.78程度と，高い相関関係を示すことを確認したが，評価に当たっては，保守的にばらつき（1σ ）を考慮した1次関数式を設定した。

・保守的にばらつき（1σ ）を考慮した1次関数式を用い，既往最大の日最大24時間降水量（306.9㎜/24h）を想定した地下水位を予測した結果，下図のとおり，地下水位はT.P.+11.7m程度となり，2次元浸透流解析による検討用地下水位（T.P.+26.5m）よりも十分に低いことを確認した。



※　観測平均下水位（T.P.+4.95m）に，水位上昇量（詳細は次頁参照）を考慮

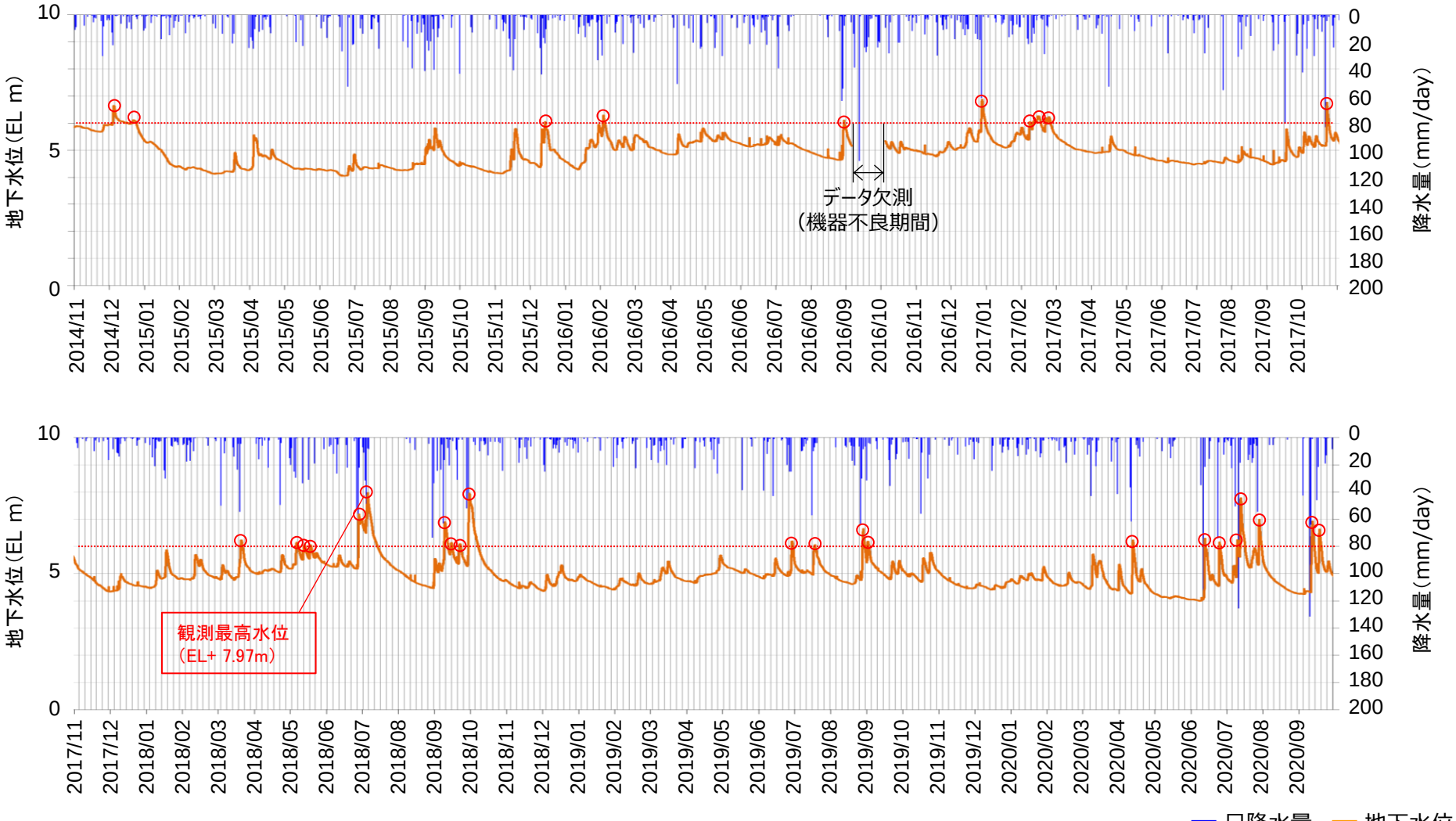


降水量と地下水位の関係及び既往最大の地下水位予測結果

解析結果の検証　既往最大降水量との比較（5／5）　No.7孔（2／2）

第940回審査会合資料1-1　P280 再掲

- 水位上昇量として，盛土斜面部におけるボーリング観測孔（No.7）の記録を用いた。
- 既設のサブドレーンピット近傍の観測孔（No.2，No.6）と比較して，降雨等による水位上昇後，緩やかに低下する傾向がある。
- ボーリング観測孔（No.7）において，T.P.+6m以上の観測記録を対象として，雨の降り始めの水位を起点とした水位上昇量（下図の赤丸）と，雨の降り始めからの日最大24時間降水量の相関を求めた。



解析結果の検証　まとめ

第940回審査会合資料1-1　P281 再掲

【流域からの集水及び谷筋からの流入による影響】

・2次元浸透流解析による検討用地下水位は，地下水位低下設備の機能に期待しない場合の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，検討用地下水位は，3次元浸透流解析において考慮されている流域からの集水，谷筋からの流入の影響を踏まえても，保守的な地下水位である。

【観測地下水位との比較】

・2次元浸透流解析の検討用地下水位は，地下水位の観測最高水位を大きく上回ることを確認した。

【既往最大日最大1時間降水量に対する地下水位との比較】

・気象庁観測地点「松江」の既往最大の日最大1時間降水量に対しては，島根原子力発電所でも同程度の降水量が観測されていることから，既往最大の日最大1時間降水量を想定した場合も，盛土斜面の法尻に位置するNo.6観測孔及び盛土斜面に位置するNo.7観測孔の地下水位は観測最高水位（No.6孔：T.P.+6.74m，No.7孔：T.P.+7.97m）と同程度と推測されるため，2次元浸透流解析による検討用地下水位（No.6孔：T.P.+15.0m，No.7孔：T.P.+26.5m）に比べ十分低いと考えられる。

【既往最大日最大24時間降水量に対する地下水位との比較】

・保守的にばらつき（1σ）を考慮した1次関数式を用い，日最大24時間降水量が降った場合の地下水位との比較を行った結果，地下水位はNo.6孔でT.P.+14.5m程度，No.7孔でT.P.+11.7m程度となり，2次元浸透流解析による検討用地下水位（No.6孔：T.P.+15.0m，No.7孔：T.P.+26.5m）よりも低いことを確認した。

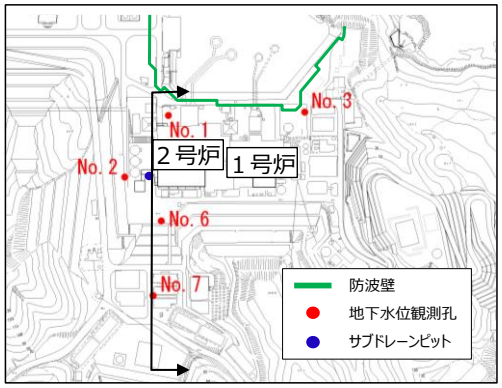
以上のことから，2次元浸透流解析（定常解析）の入力条件である水頭固定境界の範囲及び降雨条件は，保守性があり妥当である。

地下水位観測孔の諸元

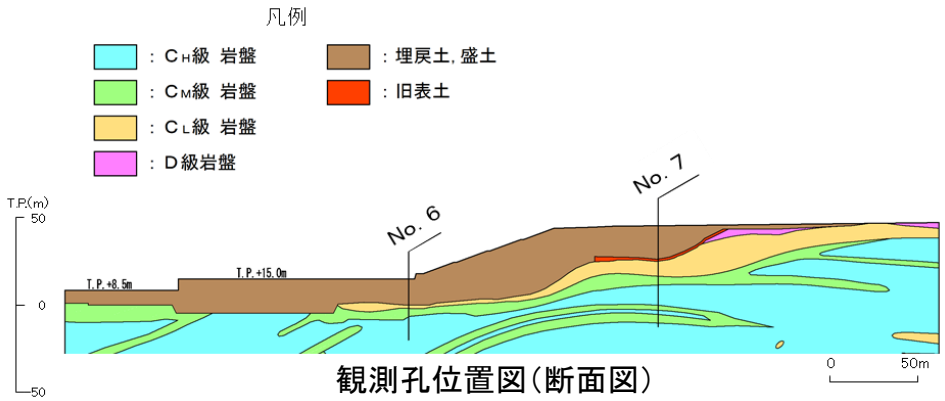
第940回審査会合資料1-1　P282 再掲

・No.6観測孔は，盛土内の地下水位を観測するため，盛土中の塩ビ管をストレーナ加工している。
・No.7観測孔は，岩盤内の地下水位を観測するため，岩盤中の塩ビ管をストレーナ加工している。

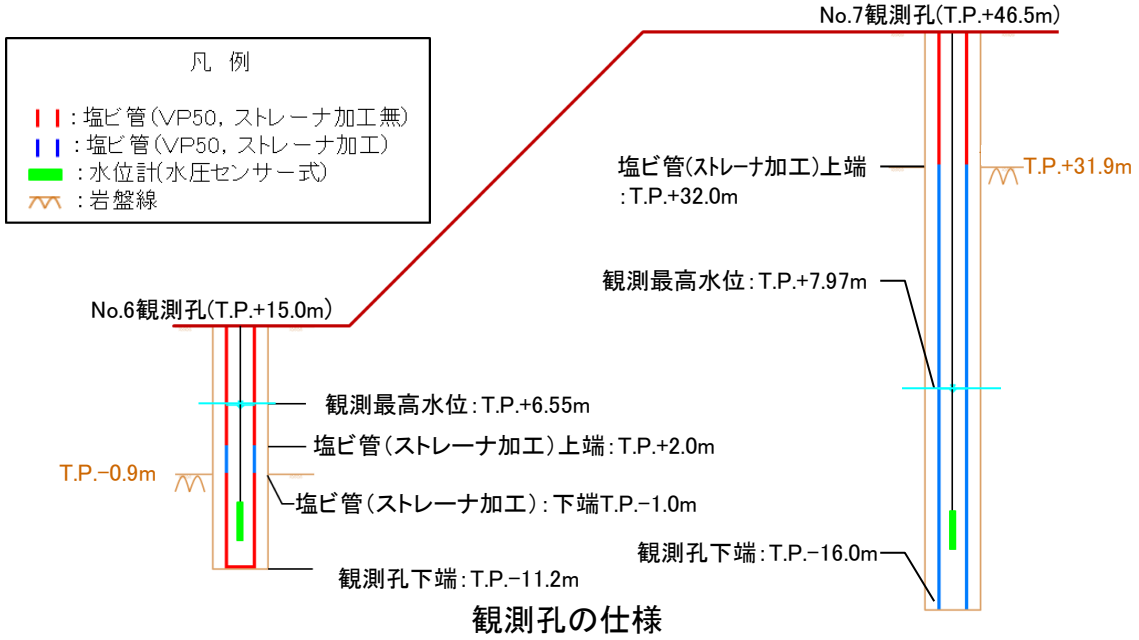
（観測地下水位は，次頁のとおり追加観測孔を設けて継続確認する）



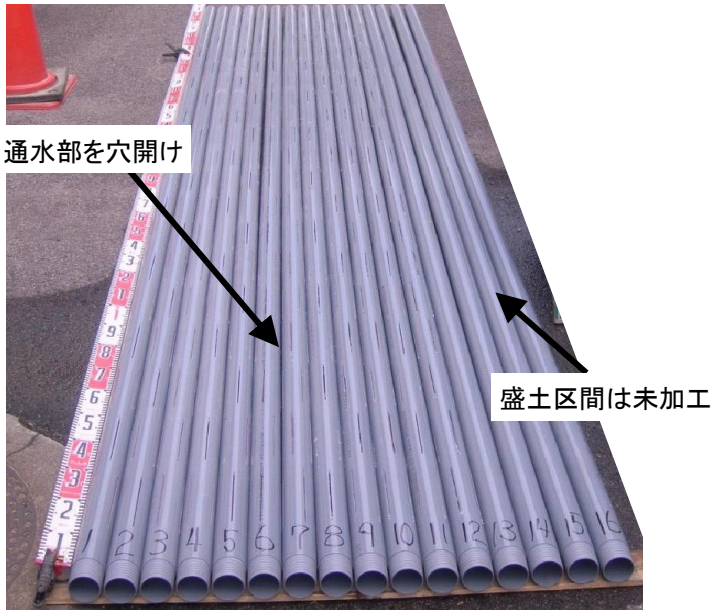
観測孔位置図（平面図）



観測孔位置図（断面図）



観測孔の仕様



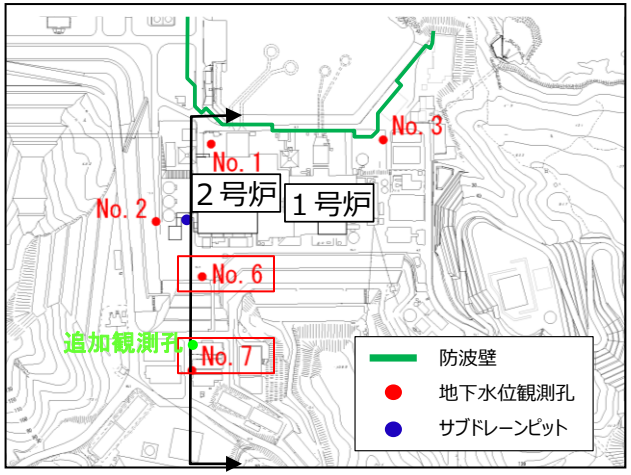
塩ビ管のストレーナ加工状況例（No.7観測孔）

追加観測孔

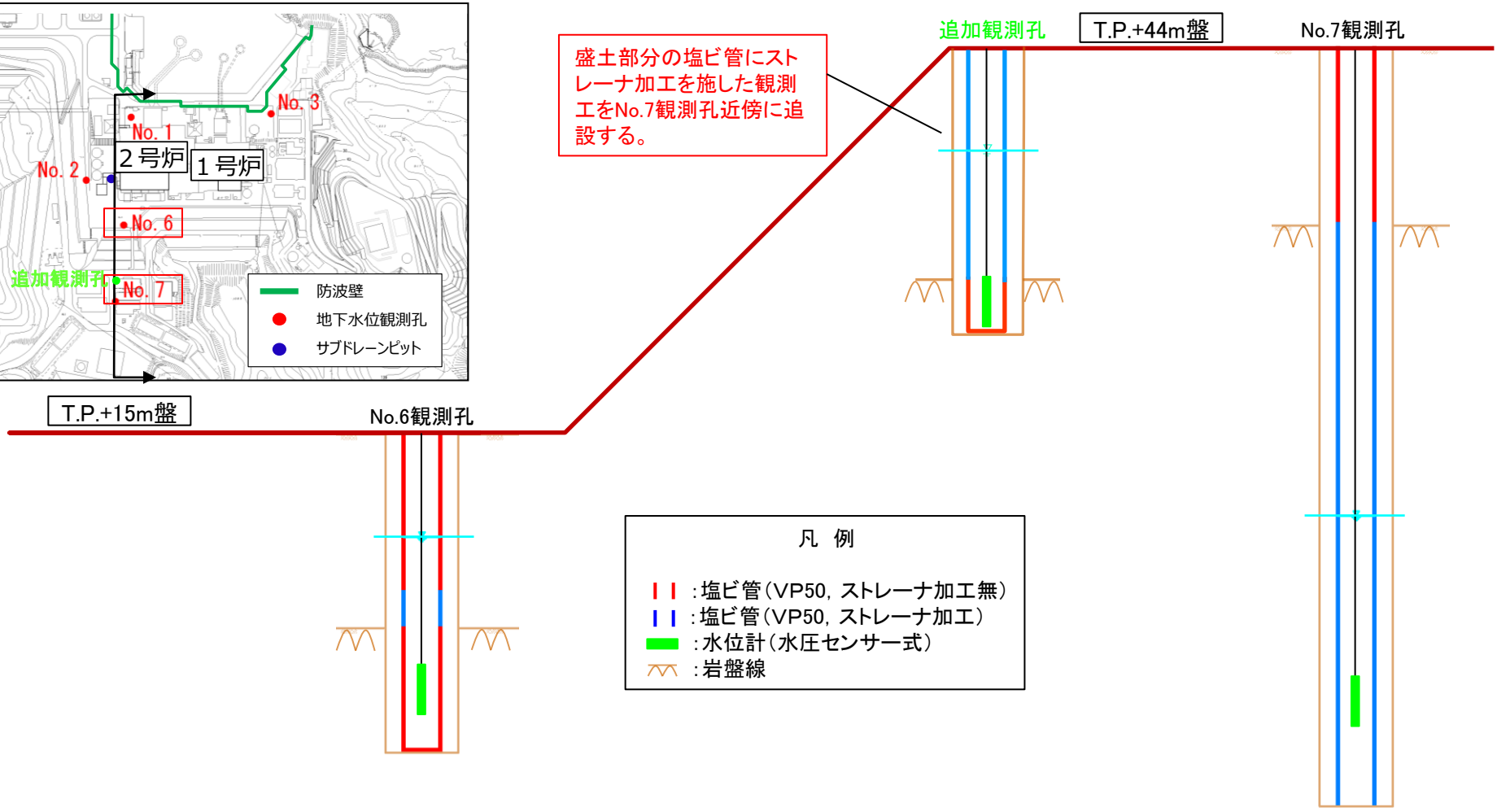
第940回審査会合資料1-1　P283 再掲

・液状化影響検討用地下水位は，十分に保守的な設定としていることから，これ以上地下水位が上昇するおそれはないと考えるが，水位観測を継続実施し，観測水位が検討用地下水位を上回らないことを確認する。

・水位観測に当たっては，No.7観測孔近傍に自主設備として観測孔を追設し，T.P.+44m盤において盛土部分の水位を，より確実に観測できるようにする。



盛土部分の塩ビ管にストレーナ加工を施した観測工をNo.7観測孔近傍に追設する。



有効応力解析の解析条件

第940回審査会合資料1-1　P284 再掲

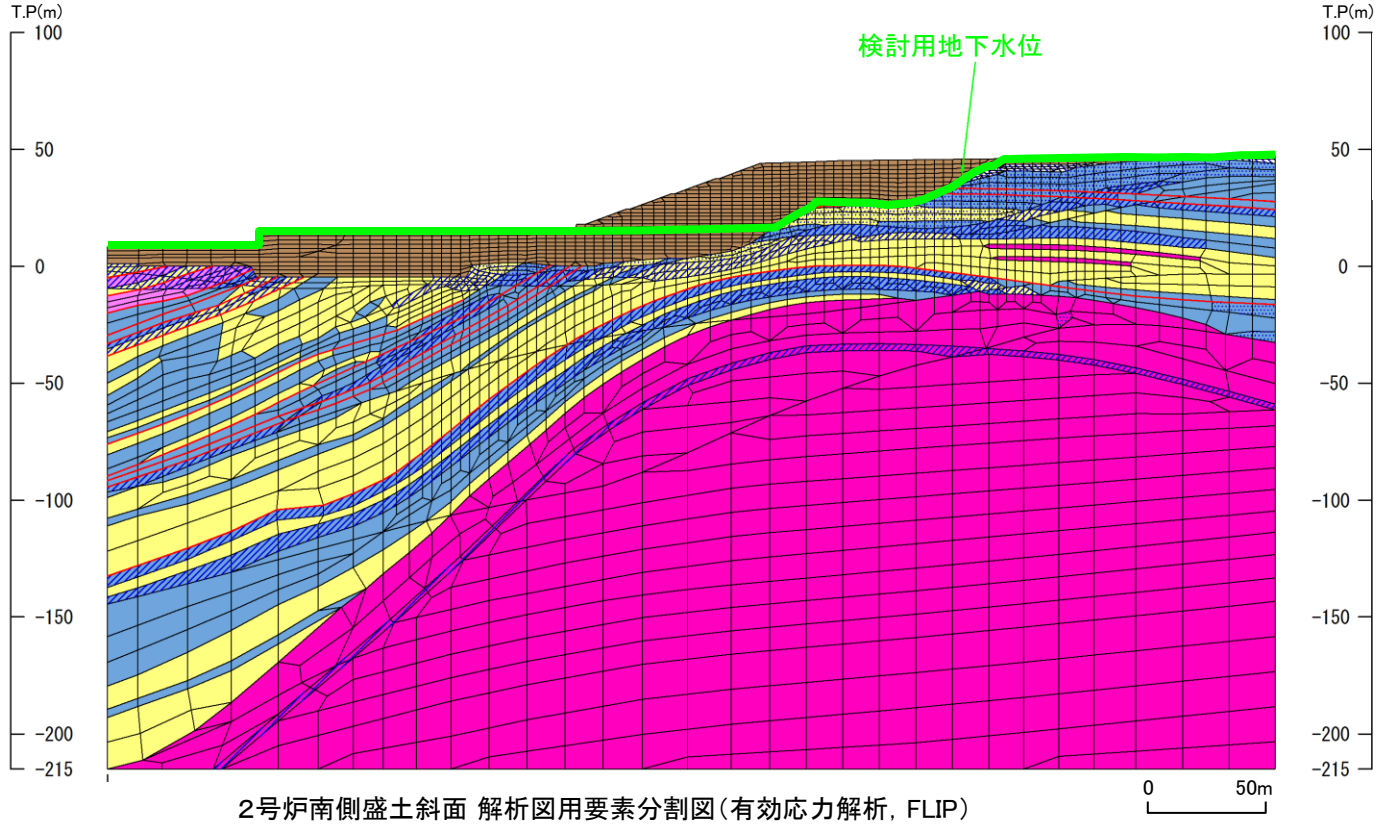
・有効応力解析（時刻歴非線形解析，FLIP）により，液状化の発生の有無を確認した。

・液状化検討範囲は，2次元浸透流解析（定常解析）結果に基づく検討用地下水位以下の埋戻土とした。

・解析用要素分割図は以下のとおり，岩級，岩相，埋戻土，旧表土及びシームをモデル化した。

・埋戻土以外の要素の解析用物性値は，全応力解析（等価線形解析，FLUSH）と同様とした。ただし，地下水位以浅の要素の単位体積重量は，湿潤重量とした。

・地震動は，継続時間が最も長い基準地震動Ss-Dとした。（「3．6　入力地震動」参照）

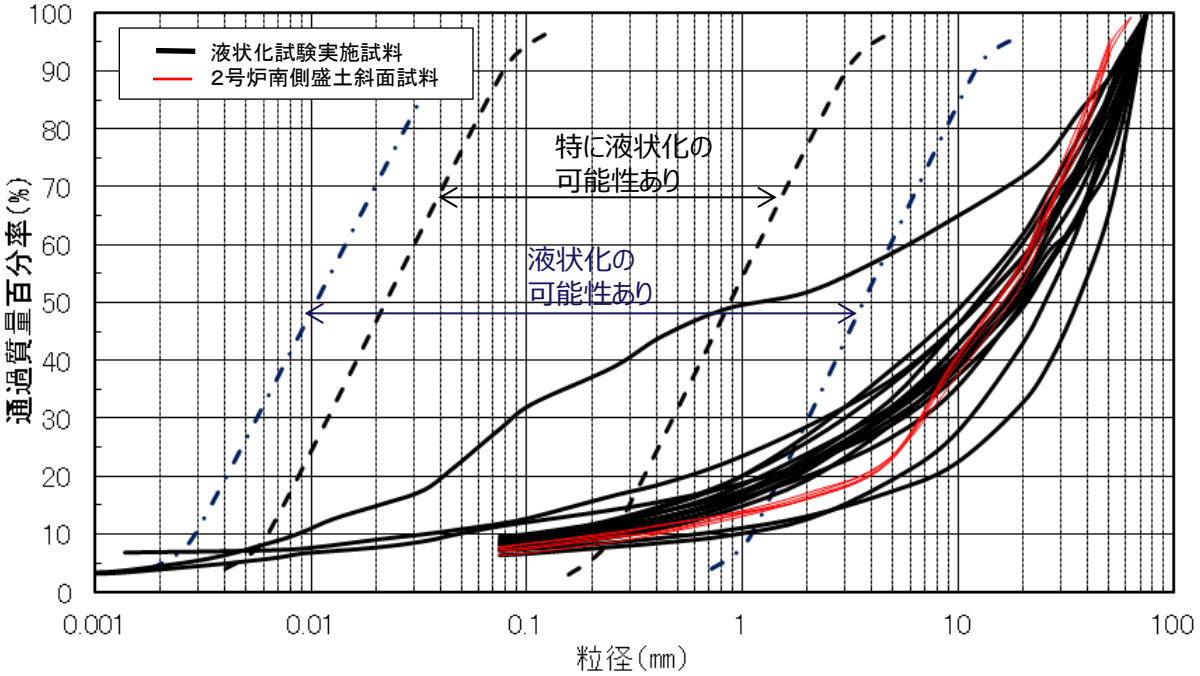


2号炉南側盛土斜面 解析図用要素分割図（有効応力解析，FLIP）

有効応力解析における液状化特性（1）

第940回審査会合資料1-1　P285 再掲

・液状化試験を実施した防波壁周辺の埋戻土と2号炉南側盛土斜面から採取した埋戻土について，粒度分布及び細粒分含有率を比較した結果，両者の粒度特性は同等であることを確認した。

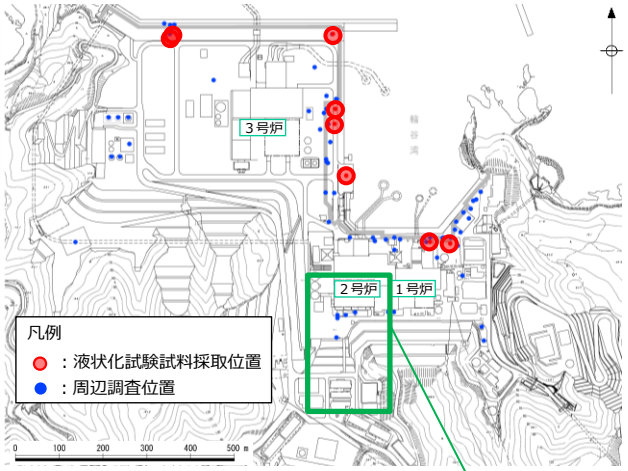


粒径加積曲線の比較

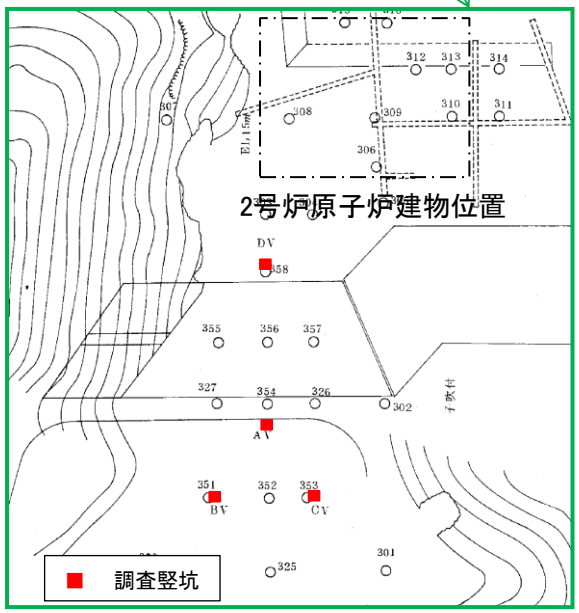
（第850回審査会合資料1-2　P30「埋戻土（掘削ズリ）の粒度による液状化判定」に加筆　）

細粒分含有率の比較

	細粒分含有率	試料数
液状化試験実施試料	10.2%	35試料
2号炉南側盛土斜面試料	7.2%	5試料



液状化試験位置図

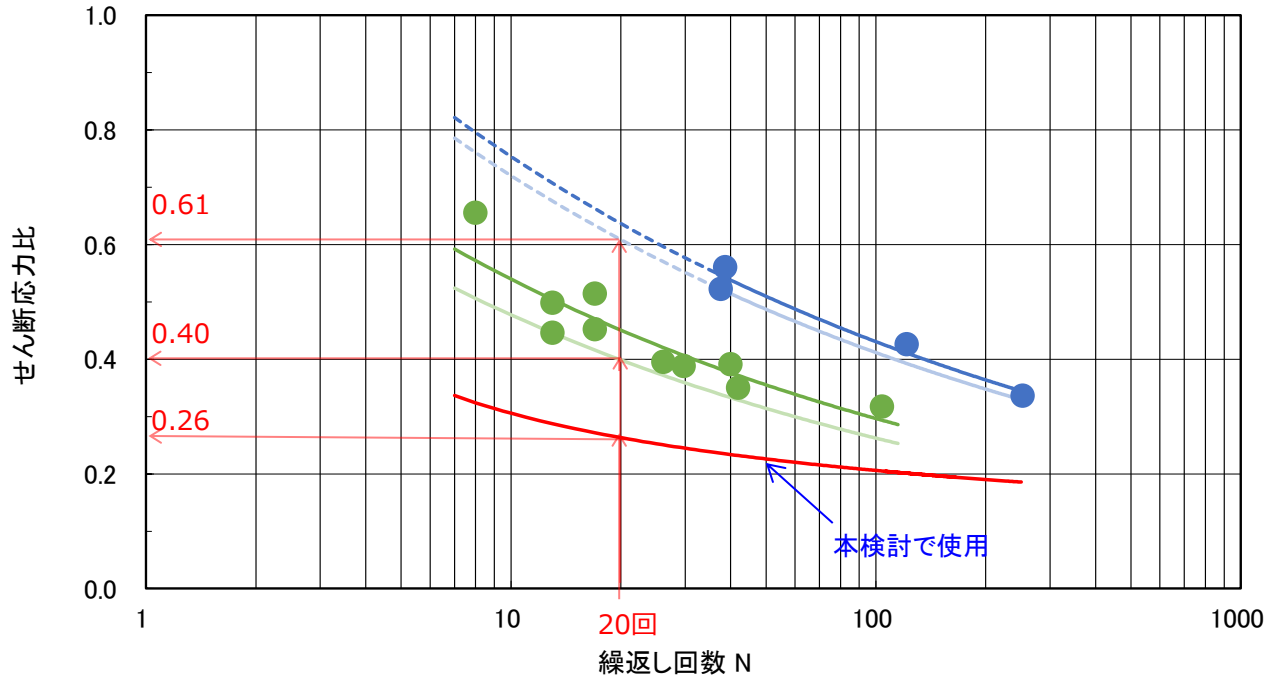


2号炉南側盛土斜面　試料採取位置

有効応力解析における液状化特性（2）

第940回審査会合資料1-1　P286 再掲

・盛土の液状化特性については，防波壁周辺の埋戻土と2号炉南側盛土斜面の盛土の粒度特性が同等であることを踏まえ，簡易設定法に基づく液状化強度曲線（「島根原子力発電所2号炉　地震による損傷の防止[地盤の液状化強度特性]」（第850回審査会合，2020年3月17日））と同一の液状化強度曲線を用いることとした。



解析に使用した液状化強度曲線

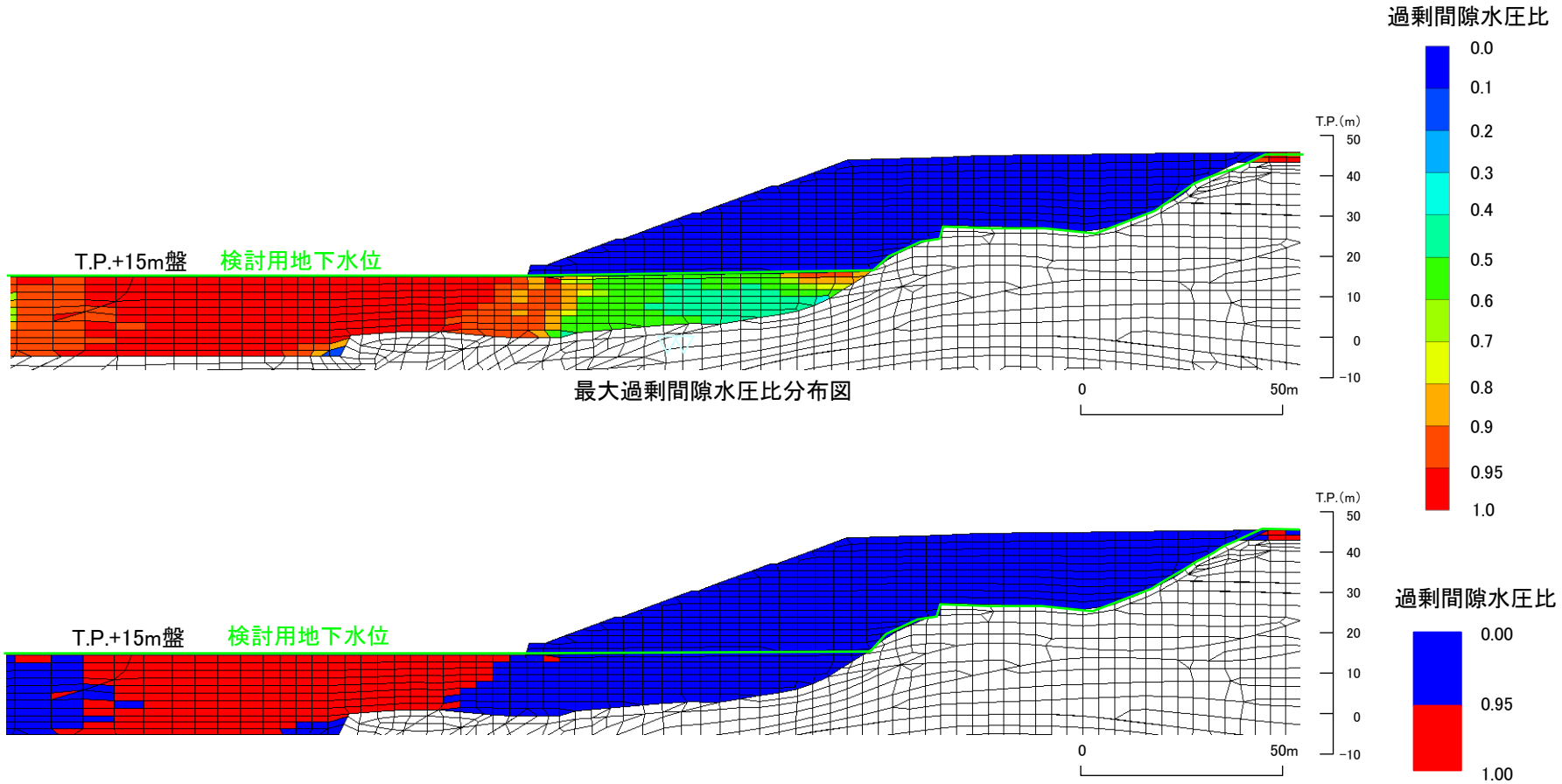
解析に使用した液状化パラメータ

Φp	S1	w1	p1	p2	c1
28	0.005	6.27	0.5	0.925	2.96

有効応力解析結果（最大過剰間隙水圧比）

第940回審査会合資料1-1　P287 再掲

・時刻歴非線形解析（有効応力解析，FLIP）の結果，法尻よりも斜面奥側の要素の過剰間隙水圧比は，概ね0.5程度であるため，盛土斜面部は深部も含めて液状化の可能性は低いと評価できる。
・過剰間隙水圧比が0.95を超えた要素は，法尻より北側のT.P.+15m盤に多数認められる。



最大過剰間隙水圧比分布図

最大過剰間隙水圧比分布図（過剰間隙水圧比0.95を閾値として再整理）

※各要素ごとの過剰間隙水圧比の時刻歴最大値を表示
すべり安全率が最小となるSs－D（水平反転）

液状化範囲の設定

第940回審査会合資料1-1　P288 再掲

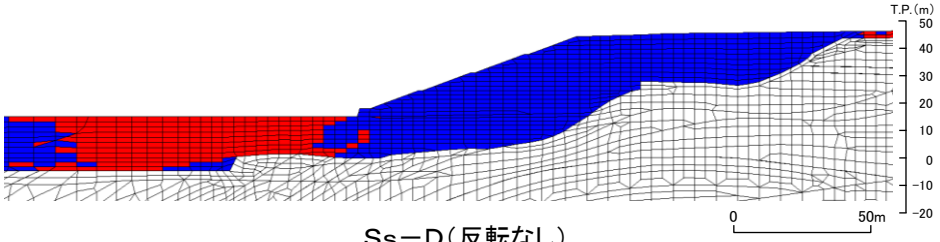
・有効応力解析の結果，斜面法尻付近において過剰間隙水圧比が0.95以上となる地盤要素について，繰り返し載荷による強度低下を考慮する液状範囲として設定する。

【検討条件】

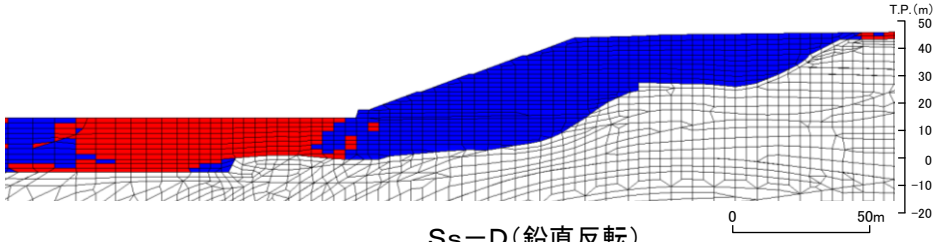
・有効応力解析の結果，一度でも過剰間隙水圧比が0.95を超えた要素については，繰り返し載荷により強度低下が生じたものとみなし，２次元動的FEM解析においてすべり面上のせん断力及び抵抗力をゼロとする。

・液状化影響を考慮する範囲については，基準地震動の反転を考慮して実施した有効応力解析結果それぞれにおいて，過剰間隙水圧が0.95を超えた全要素を包絡するように設定する。

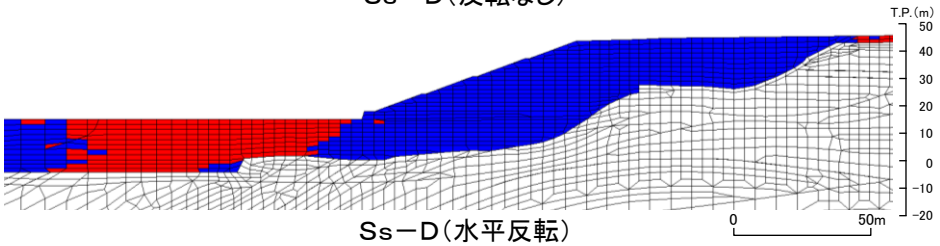
・すべり面の設定は，「6．3　評価方法」に示すとおり，簡便法により網羅的に探索する。液状化影響を考慮する範囲は，2次元動的FEM解析と同様，すべり面上のせん断力及び抵抗力をゼロとする。



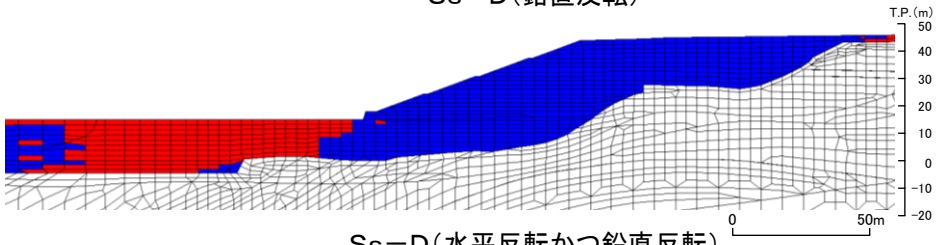
Ss－D（反転なし）



Ss－D（鉛直反転）



Ss－D（水平反転）



Ss－D（水平反転かつ鉛直反転）

各地震動方向にける最大過剰間隙水圧比分布図

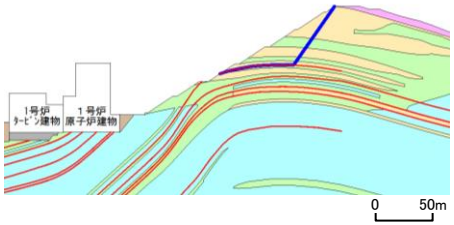
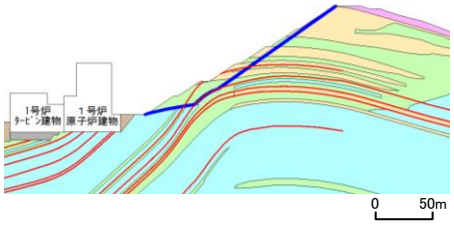
６．周辺斜面の安定性評価

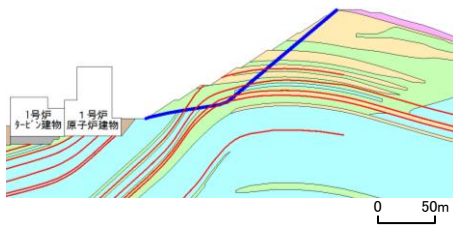
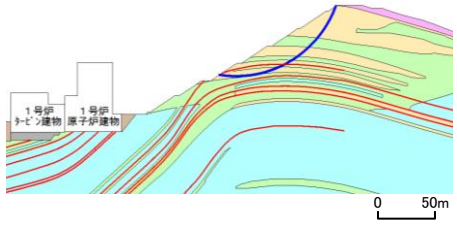
６．５　評価結果

第940回審査会合 資料1-1 P290 加筆・修正

2号炉南側切取斜面（①－①’断面） グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下）（1／2）

・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	 シーム沿いのすべり面（法肩からシームを通って斜面中腹に抜けるすべり面）	Ss-D (+,−)	1.62 〔14.63〕
2	 シーム沿いのすべり面（法肩からシームを通って，法尻のC_M級とC_H級の岩級境界付近のC_M級岩盤内を通って法尻に抜けるすべり面）	Ss-N1 (−,+)	1.66 〔7.45〕

	すべり面形状	基準地震動 ※1	最小すべり安全率 ※2
3	 シーム沿いのすべり面（法肩からシームを通って，法尻のC_M級とC_H級の岩級境界付近のC_M級岩盤内を通って法尻に抜けるすべり面）	Ss-N1 (−,+)	1.56 〔7.45〕
4	 簡便法により設定したすべり面	Ss-D (−,+)	1.57 〔19.15〕

※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。

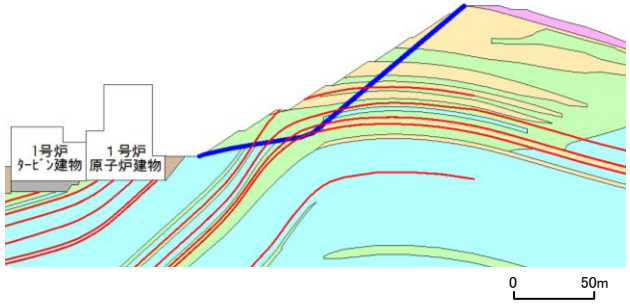
【凡例】

- ：C_H級 岩盤
- ：C_M級 岩盤
- ：C_L級 岩盤
- ：D級 岩盤
- ：埋戻土，盛土
- ：MMR
- ：シーム
- ：すべり面
- ：最小すべり安全率

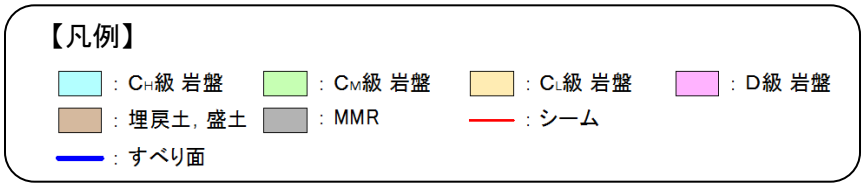
・動的解析の結果，平均強度を用いたすべり安全率は1.2を上回ることを確認した。

2号炉南側切取斜面（①－①’断面） グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下）（2／2）

・強度のばらつきを考慮したすべり安全率

	すべり面形状	基準 ※1 地震動	すべり安全率 【平均強度】※2	すべり安全率 【ばらつきを考慮した強度】※2
3	 シーム沿いのすべり面（法肩からシームを通って，法尻のC_M級とC_H級の岩級境界付近のC_M級岩盤内を通って法尻に抜けるすべり面）	Ss-N1 (－,+)	1.56 〔7.45〕	1.51 〔7.45〕

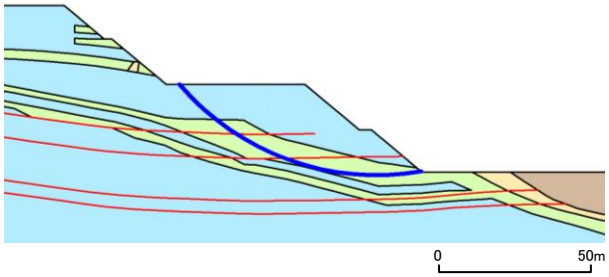
※1　基準地震動（－,+）は水平反転を示す。
※2　〔 〕は，発生時刻（秒）を示す。



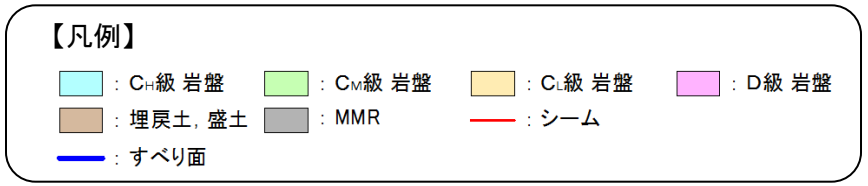
・平均強度を用いたすべり安全率最小ケースに対して，強度のばらつきを考慮して評価を行った結果，すべり安全率は1.2を上回ることを確認した。

2号炉西側切取斜面（②－②’断面） グループA（岩盤斜面，T.P.+15m以下）

・平均強度及び強度のばらつきを考慮したすべり安全率

	すべり面形状	基準 ※1 地震動	すべり安全率 【平均強度】※2	すべり安全率 【ばらつきを考慮した強度】※2
1	 簡便法により設定したすべり面	Ss-D (－,＋)	5.89 〔8.55〕	5.75 〔8.55〕

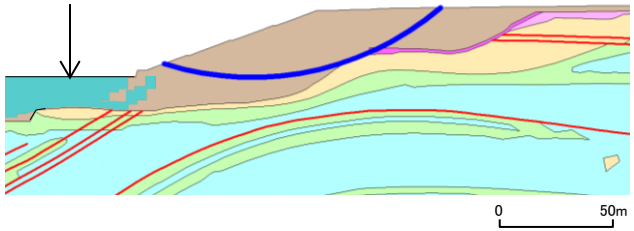
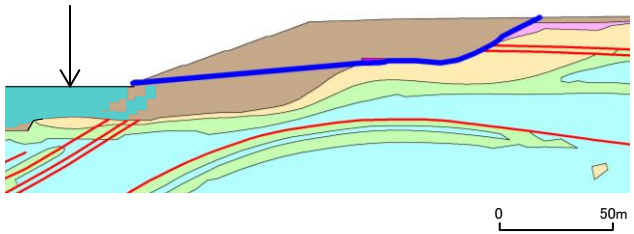
※1　基準地震動(－,＋)は水平反転を示す。
※2　〔 〕は，発生時刻(秒)を示す。



・動的解析の結果，平均強度を用いたすべり安全率は1.2を上回ることを確認した。
・平均強度を用いたすべり安全率最小ケースに対して，強度のばらつきを考慮して評価を行った結果，すべり安全率は1.2を上回ることを確認した。

2号炉南側盛土斜面（⑥－⑥’断面） グループB（盛土斜面，T.P.+15m以下）（1／3）

・平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動※1	すべり安全率【平均強度】※2
1	過剰間隙水圧比0.95以上の範囲  簡便法により設定したすべり面	Ss-N2（NS） （−,+）	2.09 〔25.10〕
2	過剰間隙水圧比0.95以上の範囲  弱層（旧表土）を通るすべり面	Ss-N2（NS） （+,+）	1.94 〔24.43〕

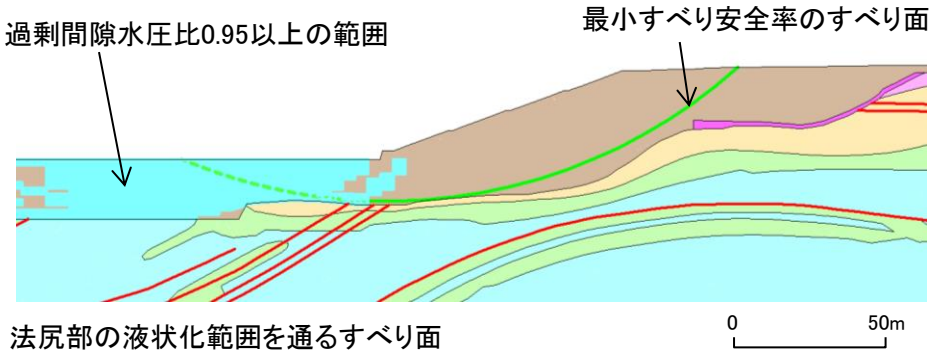
※1　基準地震動（−,+）は水平反転を示す。
※2　〔 〕は，発生時刻（秒）を示す。

【凡例】
：C_H級 岩盤　：C_M級 岩盤　：C_L級 岩盤　：D級 岩盤
：埋戻土，盛土　：MMR　：旧表土　：シーム　：すべり面

・動的解析の結果，平均強度を用いたすべり安全率は1.2を上回ることを確認した。

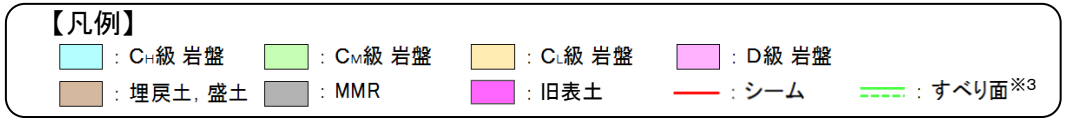
2号炉南側盛土斜面（⑥－⑥’断面） グループB（盛土斜面，T.P.+15m以下）（2／3）

・平均強度でのすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動※1	すべり安全率【平均強度】※2
3		Ss-D (−,+)	1.61 〔13.15〕

※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。



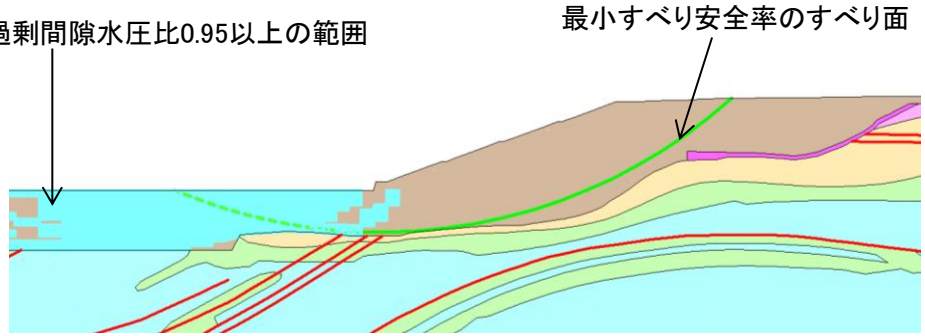
※3　破線は液状化影響を考慮する範囲（「6. 3 評価方法」を参照）

※4　有効応力解析による妥当性確認結果を「6. 6 液状化影響を考慮したすべり安定性評価の有効応力解析による妥当性確認」に示す。

・動的解析（全応力解析）の結果，平均強度を用いたすべり安全率は1.2を上回ることを確認した。

2号炉南側盛土斜面（⑥－⑥’断面）　グループB（盛土斜面，T.P.+15m以下）（3／3）

・強度のばらつきを考慮したすべり安全率

	すべり面形状	基準地震動※1	すべり安全率【平均強度】※2	すべり安全率【ばらつきを考慮した強度】※2
3	 法尻部の液状化範囲を通るすべり面	Ss-D (−,+)	1.61 〔13.15〕	1.56 〔13.15〕

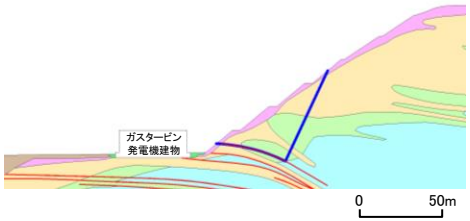
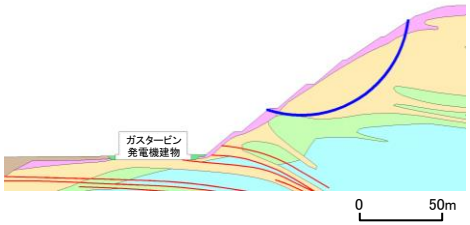
【凡例】
：C_H級 岩盤　：C_M級 岩盤　：C_L級 岩盤　：D級 岩盤
：埋戻土，盛土　：MMR　：旧表土　：シーム　：すべり面 ※3

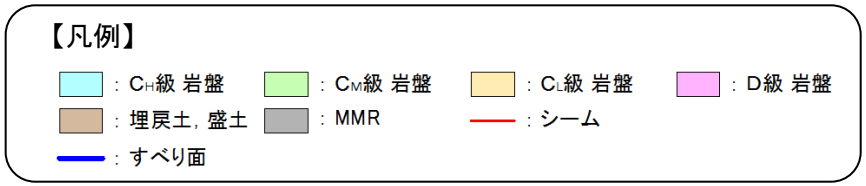
※1　基準地震動（+,+）は反転なし，（−,+）は水平反転，（+,−）は鉛直反転，（−,−）は水平反転かつ鉛直反転を示す。
※2　〔 〕は，発生時刻（秒）を示す。
※3　破線は液状化影響を考慮する範囲（「6. 3 評価方法」を参照）
※4　有効応力解析による妥当性確認結果を「6. 6 液状化影響を考慮したすべり安定性評価の有効応力解析による妥当性確認」に示す。

・平均強度を用いたすべり安全率最小ケースに対して，強度のばらつきを考慮して評価を行った結果，すべり安全率は1.2を上回ることを確認した。

ガスタービン発電機建物周辺斜面（⑦－⑦’断面）　グループC（岩盤斜面，T.P.+44～50m）（1／2）

・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	 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）	Ss-N1 (+,+)	2.07 〔7.59〕
2	 簡便法で設定したすべり面	Ss-N1 (−,+)	2.25 〔7.58〕

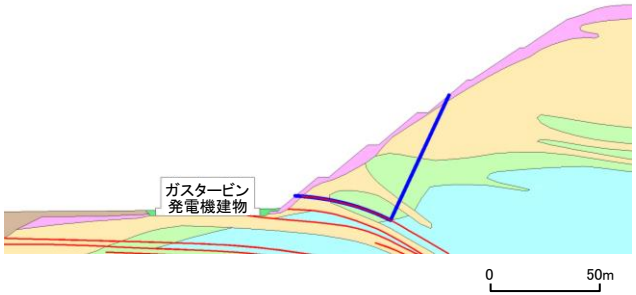


※1　基準地震動（+,+）は反転なし，（−,+）は水平反転，（+,−）は鉛直反転，（−,−）は水平反転かつ鉛直反転を示す。
※2　〔 〕は，発生時刻（秒）を示す。

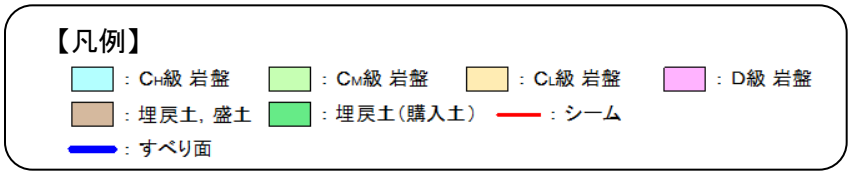
・動的解析の結果，平均強度を用いたすべり安全率は1.2を上回ることを確認した。

ガスタービン発電機建物周辺斜面（⑦－⑦’断面）　グループC（岩盤斜面，T.P.+44～50m）（2／2）

・強度のばらつきを考慮したすべり安全率

	すべり面形状	基準 ※1 地震動	すべり安全率 【平均強度】※2	すべり安全率 【ばらつきを考慮した強度】※2
1	 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）	Ss-N1 (+,+)	2.07 〔7.59〕	1.68 〔7.59〕

※1　基準地震動（+,+）は反転なしを示す。
※2　〔 〕は，発生時刻（秒）を示す。



・平均強度を用いたすべり安全率最小ケースに対して，強度のばらつきを考慮して評価を行った結果，すべり安全率は1.2を上回ることを確認した。

余白

６．周辺斜面の安定性評価

６．６　液状化影響を考慮したすべり安定性評価の有効応力解析による妥当性確認

有効応力解析による妥当性確認　検証方法（1／2）

・全応力解析による液状化影響を考慮したすべり安定性評価（以下，全応力解析の採用手法）について，有効応力解析により妥当性を検証するため，以下のとおり確認を行う。

【全応力解析の採用手法の妥当性検証】

・液状化範囲の過剰間隙水圧比分布や応力状態を確認するため，有効応力解析を実施する。

・有効応力解析の過剰間隙水圧比分布等を確認し，全応力解析の採用手法における，液状化範囲の設定及び起動力・抵抗力の設定が妥当であることを確認する。

・全応力解析の採用手法の妥当性を確認するため，有効応力解析を用いたすべり安全率を算定し，全応力解析の採用手法によるすべり安全率との比較を行い，採用手法の妥当性を確認する。

全応力解析の採用手法の概要

項目	全応力解析の採用手法 （全応力を用いて液状化影響を考慮）
液状化範囲の設定	有効応力解析における過剰間隙水圧比0.95以上の範囲（Ss-Dの波形反転の重ね合わせ・履歴考慮，6．4章を参照）を「液状化範囲」とする
液状化範囲の起動力	考慮しない（ゼロとする）
液状化範囲の抵抗力	考慮しない（ゼロとする）

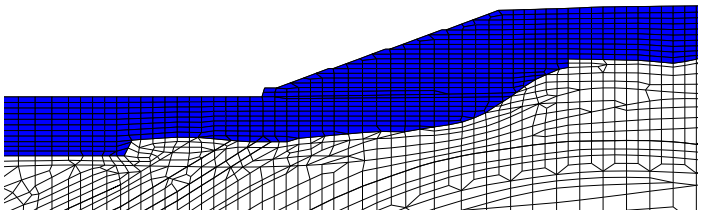
有効応力解析による妥当性確認　検証方法（2／2）

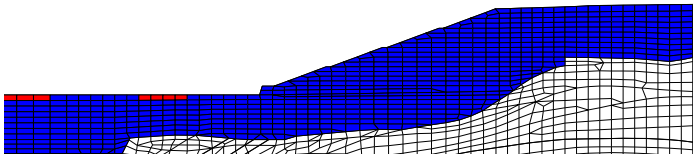
・検証に用いる地震動及び有効応力は以下のとおりとする。

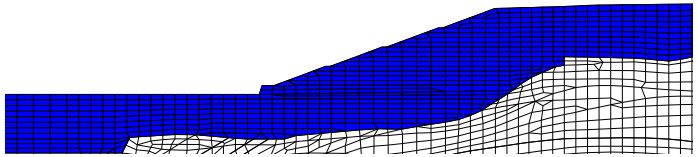
全応力解析の採用手法の妥当性確認　検証に用いる有効応力解析の解析条件

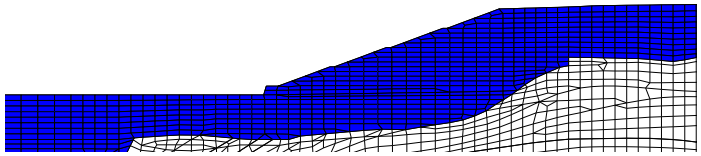
項目	検証の条件
基準地震動	継続時間が最も長いSs-Dの中で，すべり安全率の厳しいケースとする。
対象断面	評価対象斜面（全応力解析を実施した断面）のうち，盛土で構成される「2号炉南側盛土斜面」を選定する。
検証に用いる有効応力	6．4章で示している有効応力解析結果（FLIP）を用いる。

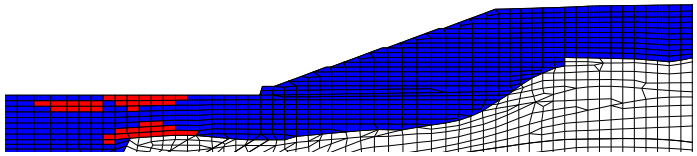
液状化範囲の設定の確認(Ss-D(-,+))

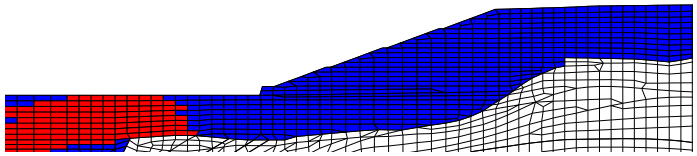

時刻①:5秒後

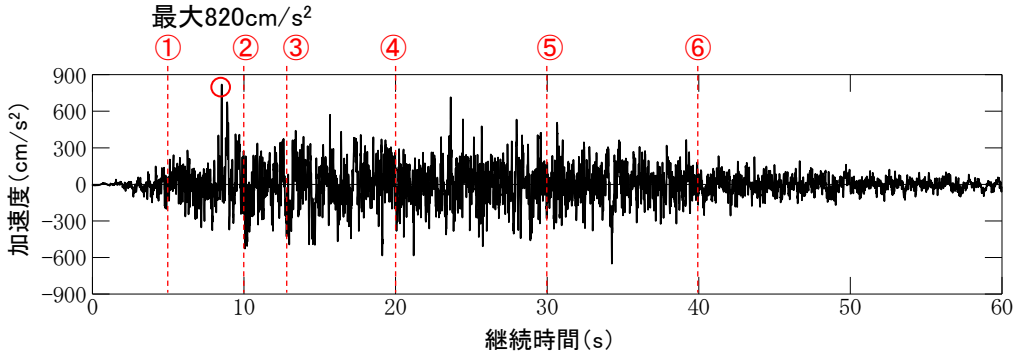

時刻②:10秒後


時刻③:13.15秒後(全応力解析のすべり安全率最小時刻)


時刻④:20秒後

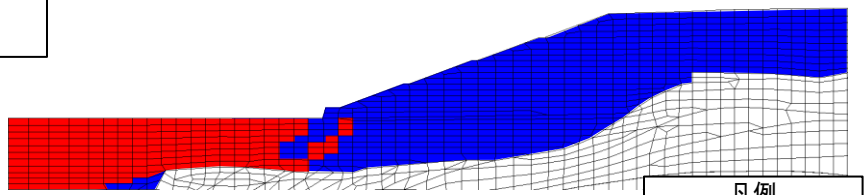

時刻⑤:30秒後


時刻⑥:40秒後



基準地震動Ss-Dの時刻歴波形(水平)

凡例
■:過剰間隙水圧比0.95以上
■:〃　未満


全応力解析の採用手法における液状化範囲の設定
(全時刻で同じ設定)

凡例
■:液状化範囲
■:非液状化範囲

・継続時間が最も長いSs-Dの中で，全応力解析の採用手法によるすべり安全率が最小となるSs－D(-,+)において，過剰間隙水圧比分布を確認した。

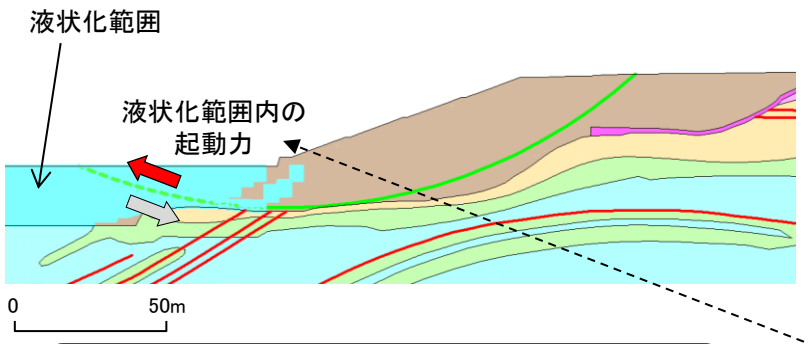
・10秒後から，過剰間隙水圧比0.95以上となる範囲が局所的に発生し，30秒からは，繰返しせん断に伴う過剰間隙水圧の上昇により，0.95以上の範囲が法尻付近に発生する。

・法尻よりも斜面奥側は，0.95以上の範囲は進展しない。

・全応力解析の採用手法における液状化範囲は，過剰間隙水圧比0.95以上の範囲(Ss-Dの波形反転の重ね合わせ・履歴考慮)を対象に設定している。(上図参照)

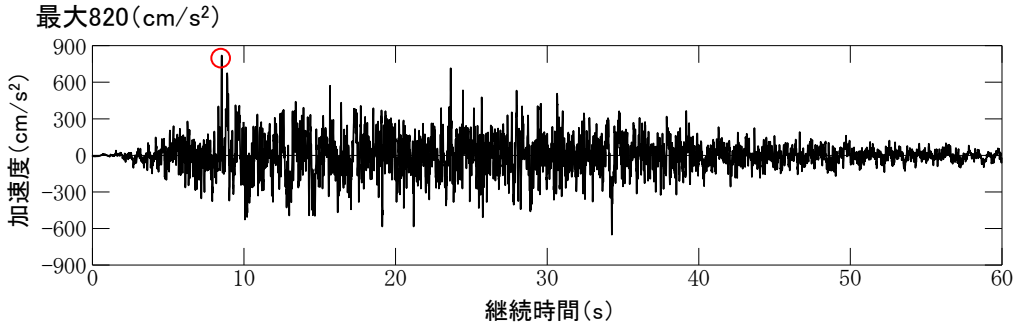
以上のことから，全応力解析の採用手法における液状化範囲の設定が保守的になっていることを確認した。

液状化範囲の起動力の設定の確認

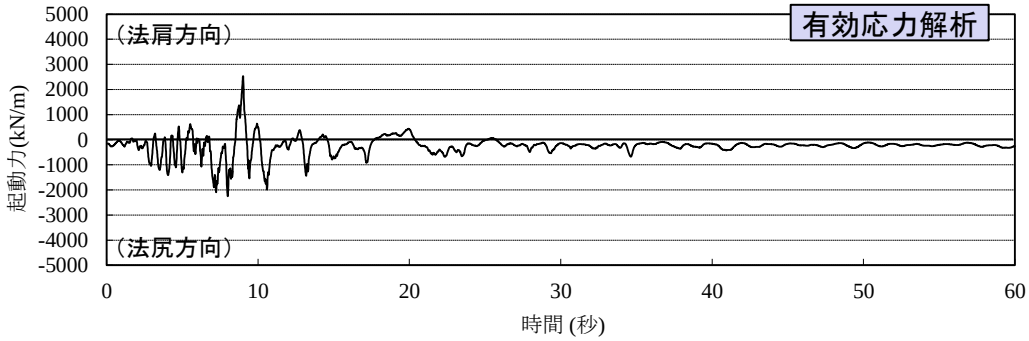


防波壁（多重鋼管杭式擁壁）地質断面図

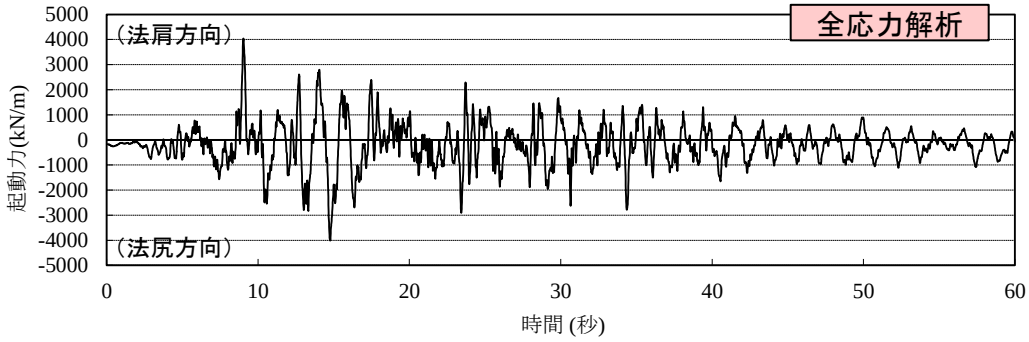
※1　破線は液状化影響を考慮する範囲（「6. 3　評価方法」を参照）



基準地震動Ss-Dの時刻歴波形（水平）



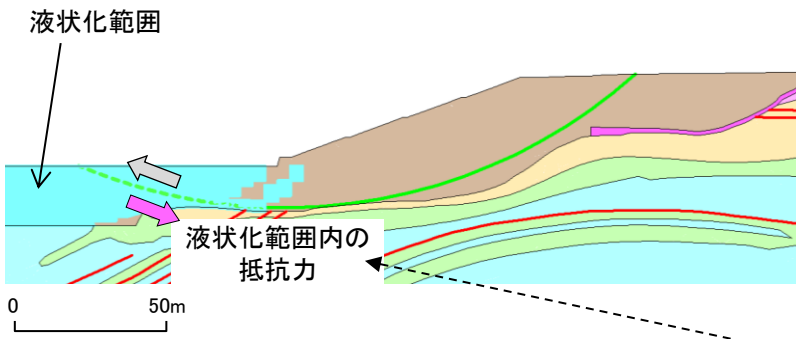
有効応力解析における液状化範囲内のすべり面上の起動力（Ss-D（-，+））



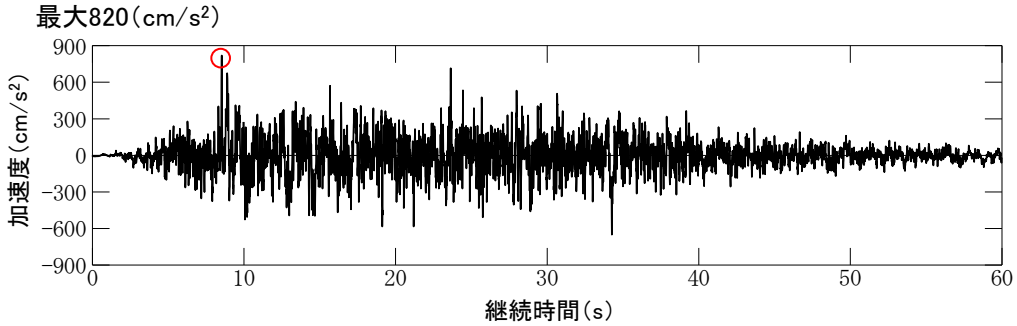
全応力解析における液状化範囲内のすべり面上の起動力（Ss-D（-，+））

- 有効応力解析及び全応力解析において，液状化範囲内のすべり面上の起動力を比較した。
- 有効応力解析では，約10秒から過剰間隙水圧に伴う有効応力の低下が顕著に現れ始め，徐々に減少して概ねゼロとなる。
- 全応力解析では，地震動の時刻歴波形に対応した起動力が発生しており，概ね1,000kN/mの比較的大きな起動力で推移する。

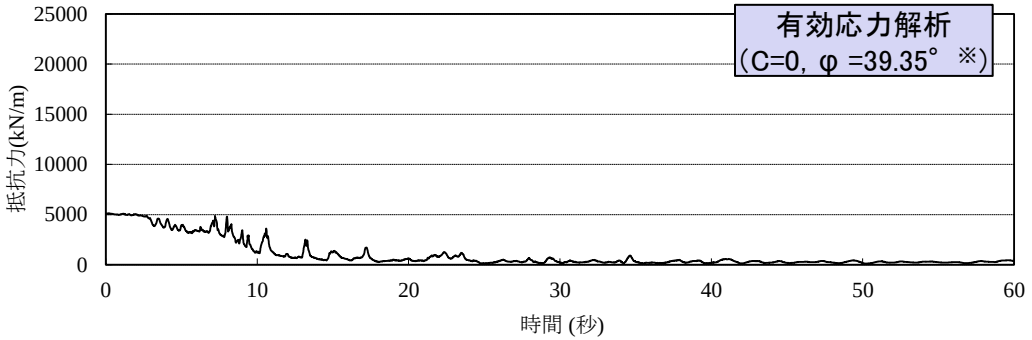
液状化範囲の抵抗力の設定の確認



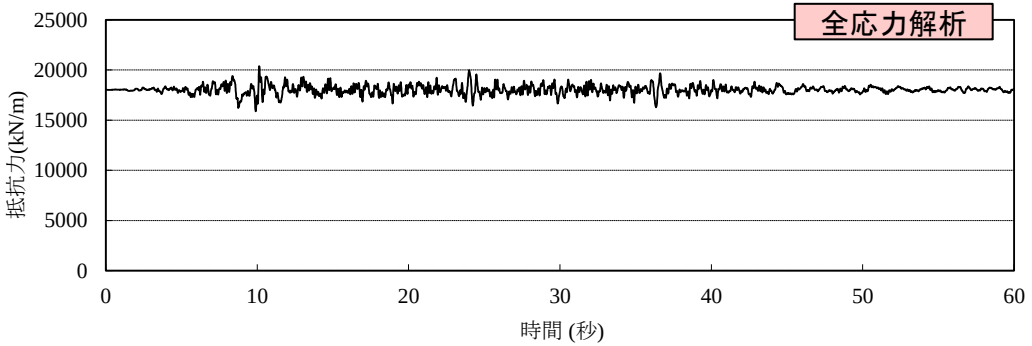
防波壁（多重鋼管杭式擁壁）地質断面図
※1 破線は液状化影響を考慮する範囲（「6. 3 評価方法」を参照）



基準地震動Ss-Dの時刻歴波形（水平）



有効応力解析における液状化範囲内のすべり面上の抵抗力（Ss-D（-，+））
※FLIPのせん断強度，「防波壁の構造成立性」の審査において設定した値（P320参照）



全応力解析における液状化範囲内のすべり面上の抵抗力（Ss-D（-，+））

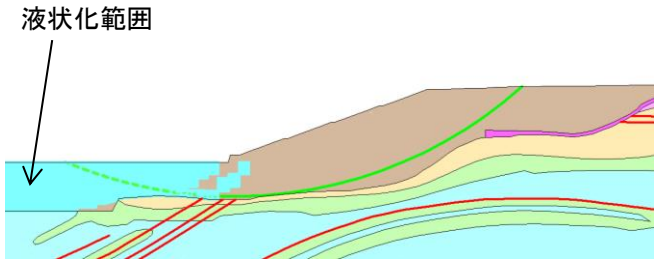
- 有効応力解析及び全応力解析において，液状化範囲内のすべり面上の抵抗力を比較した。
- 有効応力解析では，約10秒から過剰間隙水圧に伴う有効応力の低下が顕著に現れ始め，徐々に減少して概ねゼロとなる。
- 全応力解析では，地震動の時刻歴波形に対応した抵抗力が発生しており，約16,000kN/mの比較的大きな抵抗力で推移する。

以上より，有効応力解析結果を確認した結果，液状化範囲の起動力及び抵抗力はゼロに設定することが，妥当な評価になると考えられる。

余白

有効応力解析を用いたすべり安全率の算定

・全応力解析の採用手法の妥当性を確認するため，有効応力解析を用いたすべり安全率を算定し，全応力解析の採用手法によるすべり安全率との比較を行い，採用手法の妥当性を確認する。
・基準地震動は，継続時間が長く，液状化の影響が大きいと考えられるSs－Dのうち，全応力解析の採用手法において，最小すべり安全率を示す「Ss-D(-,+)」とする。(その他の条件は次頁参照)

	すべり面形状	基準地震動※1	すべり安全率【平均強度】※2	
			全応力解析の採用手法 F_{S1}	(参考) 有効応力解析を用いたすべり安全率 F_{S2}
1	 防波壁底面を通るすべり面	Ss-D (-,+)	1.61 〔13.15〕	1.43 〔14.78〕

※1 基準地震動(-,+)は水平反転を示す。
※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(「6. 3 評価方法」を参照)

【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 ※3

・保守的な条件により算定した有効応力解析によるすべり安全率F_{S2}が1.2を上回ること，及び全応力解析の採用手法によるすべり安全率F_{S1}と概ね同等になることから，全応力解析の採用手法が妥当であることを確認した。
(有効応力解析によるすべり安全率F_{S2}の算定方法及び保守性については，次頁を参照)

有効応力を用いたすべり安全率の算定方法

・全応力解析の採用手法と有効応力解析を用いたすべり安全率の算定手法の比較並びに有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法が有する保守性について，下表に示す。

項目			①全応力解析の採用手法 （全応力を用いて液状化影響を考慮）	②有効応力解析を用いたすべり安全率の算定
すべり安全率の算定フロー			「3．5　評価方法」に記載の方法	「3．5　評価方法」に記載の方法
埋戻土	応力状態を求める解析コード		全応力解析結果（FLUSH）	有効応力解析結果（FLIP）
	液状化範囲の設定		過剰間隙水圧比0.95以上の範囲（Ss-Dの波形反転重ね合わせ・履歴考慮，6．4章参照）	過剰間隙水圧比0.95以上の範囲（Ss-D（-,+）の時刻性考慮）
	液状化範囲	起動力	考慮しない（ゼロとする）	考慮する（時刻性を考慮※）
		抵抗力	考慮しない（ゼロとする）	保守性1：抵抗力の設定 考慮しない（ゼロとする）
	液状化範囲外	起動力	考慮する（時刻性を考慮）	考慮する（時刻性を考慮）
		抵抗力	考慮する（時刻性を考慮）	考慮する（時刻性を考慮）
	せん断強度		全応力表示の強度 （三軸圧縮試験結果） C=0.22（N/mm^2），φ ＝22°	保守性2：せん断強度の設定 有効応力表示の強度 （簡易設定法で設定したN値に基づき設定） C=0，φ ＝39.35°

※　埋戻土の有効応力によりすべり安全率を算出することから，時刻性を考慮した有効応力を用いる。

保守性1：抵抗力の設定

・残存する有効応力に対応した抵抗力が考慮できるが，保守的にゼロにしている。

保守性2：せん断強度の設定

・簡易設定法で設定したN値に基づく保守的な強度を使用している。

余白

有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法の保守性（1／2）

保守性1：抵抗力の設定

・すべり安全率F_{S2}の最小時刻である14.78秒では，過剰間隙水圧比0.95以上の法尻表層において残存する有効応力に対応した抵抗力が考慮できるが，保守的にゼロにしている。

保守性2：せん断強度の設定

・液状化範囲外では，埋戻土を対象とした大型三軸圧縮試験（$\overline{CU}$試験）によるせん断強度（C=0.04N/mm^2，φ =38°）では37,590kN/mの抵抗力を考慮できるが，FLIPで液状化に対して保守的な評価になるように設定しているせん断強度（C=0，φ =39.35°）を用いているため，その抵抗力は31,680kN/mとなっている。（P320参照）

《採用値》
液状化範囲の抵抗力
：0kN/m

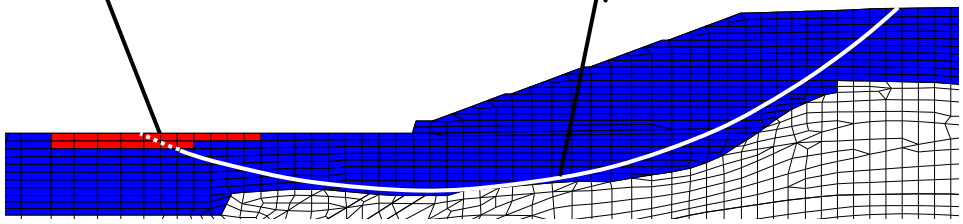
保守性1

液状化範囲の抵抗力
：410kN/m

《採用値》
液状化範囲外のせん断強度
：C=0，φ =39.35°（FLIPの設定値）
抵抗力：31,680kN/m

保守性2

液状化範囲外のせん断強度
：C=0.04（N/mm^2），φ =38°（三軸圧縮試験結果）
抵抗力：37,590kN/m



過剰間隙水圧比分布
（14.78秒後，有効応力解析のすべり安全率最小時刻）

有効応力解析を用いたすべり安全率の算定方法の保守性（2／2）

・前頁の保守性1及び保守性2を加味しない，より現実的な条件で有効応力解析を用いたすべり安全率F_{S2}’を算定した結果，すべり安全率F_{S2}’は1.71となり，全応力解析の採用手法によるすべり安全率F_{S1}の1.61を上回ることを確認した。

以上のことから，すべり安定性評価において，保守的な評価となる全応力解析の採用手法を用いることは妥当であると考えられる。

有効応力を用いたすべり安全率の算定表

		応力状態 算定方法	①起動力 （kN/m）	②抵抗力 （kN/m）	安全率 (=②/①)	時刻 （秒）	備考
埋戻土	液状化範囲外	有効応力 解析	22,123	31,680	1.43	14.78	起動力・抵抗力考慮 保守性2 せん断強度C=0，φ =39.35°
	液状化範囲	有効応力 解析	−3	0	—	14.78	起動力考慮 保守性1 抵抗力ゼロ
有効応力解析を用いた すべり安全率F_{S2}（上記の合計）		—	22,120	31,680	1.43	—	

有効応力解析を用いたすべり安全率F_{S2}

		応力状態 算定方法	①起動力 （kN/m）	②抵抗力 （kN/m）	安全率 (=②/①)	時刻 （秒）	備考
埋戻土	液状化範囲外	有効応力 解析	22,123	37,590	1.69	14.78	起動力・抵抗力考慮 せん断強度C=0.04（N/mm²），φ =38°
	液状化範囲	有効応力 解析	−3	410	100以上	14.78	起動力・抵抗力考慮 せん断強度C=0.04（N/mm²），φ =38°
より現実的な条件での 有効応力解析を用いた すべり安全率F_{S2}’（上記の合計）		—	22,120	38,000	1.71	—	

より現実的な条件での有効応力解析を用いたすべり安全率F_{S2}’

（参考）FLIPのせん断強度の設定方法及び保守性（再掲）

【せん断強度の設定方法】

・『島根原子力発電所2号炉　津波による損傷の防止　論点3「防波壁の構造についての設計方針及び構造成立性』（2020年10月15日）で示されているFLIPのせん断強度は，以下のとおり設定されており，液状化に対する保守性が考慮された設定になっている。

C ＝0　　；液状化評価対象層として，保守的にゼロと設定。※

φ ＝39.35°　；液状化強度試験結果よりも保守的な簡易設定法で用いたN値より設定。

※ 『港湾構造物設計事例集 第2編 第1章 p.1-69』に準拠して設定

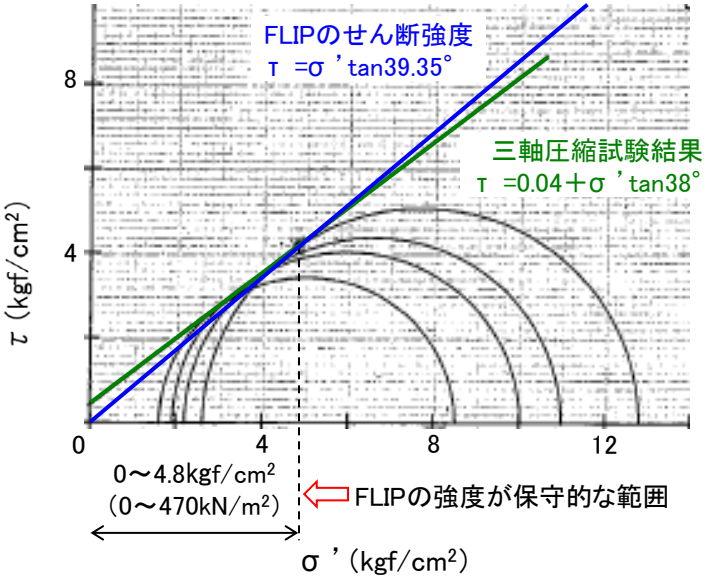
【せん断強度の保守性】

・ 大型三軸圧縮試験（$\overline{CU}$）の結果，間隙水圧を除いた有効応力表示のせん断強度はC=0.04（N/mm^2），φ =38° である。（同試験の全応力表示の強度は，補足2.2章に示すとおり，C=0.22（N/mm^2），φ =22° である ）

・ FLIPで用いているせん断強度（C=0，φ =39.35° ）は，0～470kN/㎡の拘束圧下（概ね22mの土被り相当）において大型三軸圧縮試験結果によるせん断強度（C=0.04N/mm^2，φ =38° ）を下回ることから，0～470kN/㎡の拘束圧下において保守的な設定となっていることを確認した。

せん断強度の比較

	有効応力解析に用いたせん断強度	大型三軸圧縮試験（$\overline{CU}$）の試験値
C：粘着力（N/mm^2）	0	0.04
φ ：内部摩擦角（° ）	39.35	38

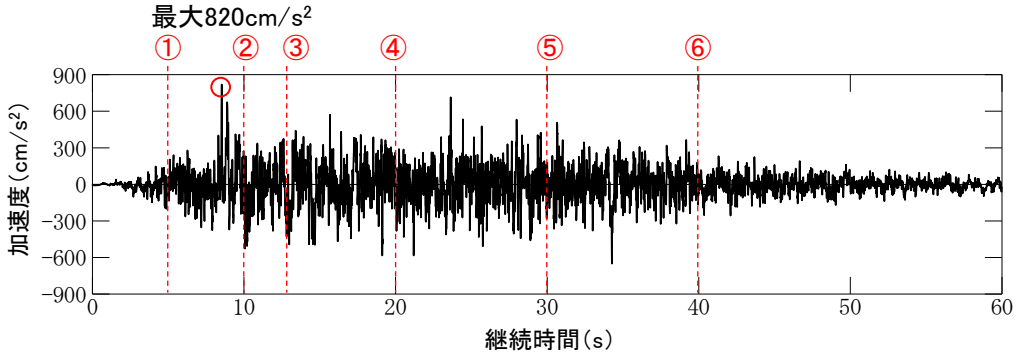


大型三軸圧縮試験（$\overline{CU}$）の結果

余白

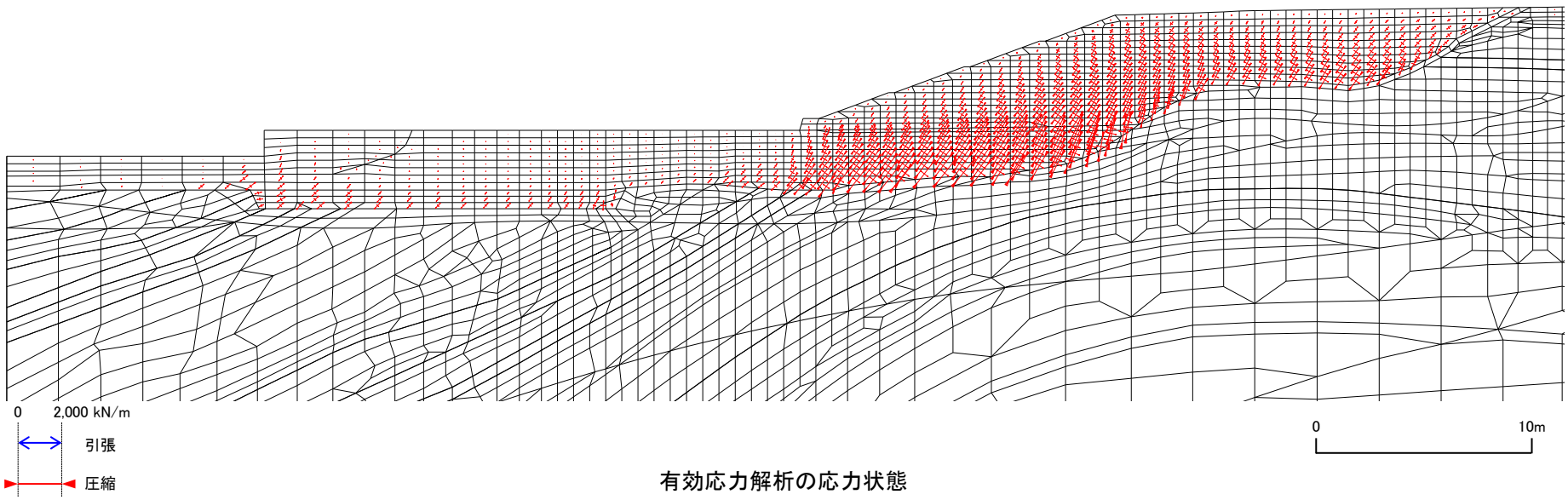
（参考）全応力解析及び有効応力解析の応力状態（1／2）

有効応力解析



基準地震動Ss-Dの時刻歴波形（水平）

時刻③：継続時間13.15秒
（全応力解析のすべり安全率最小時刻）

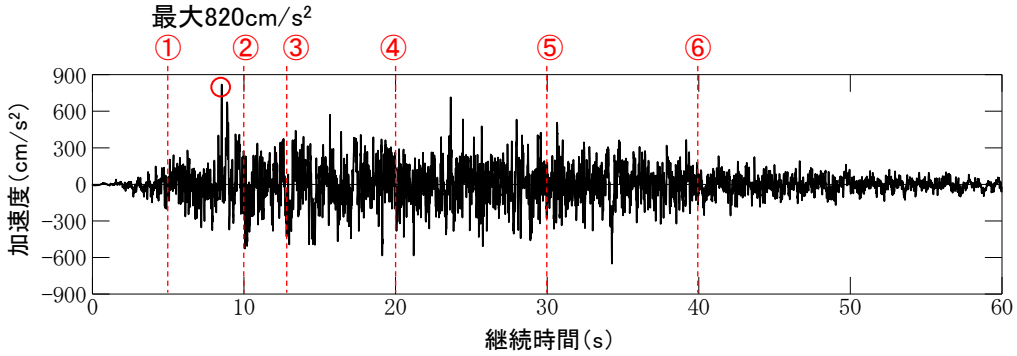


有効応力解析の応力状態

・有効応力解析では，過剰間隙水圧の上昇に伴う応力の減少により，法尻付近の埋戻土の応力は概ねゼロとなっている。

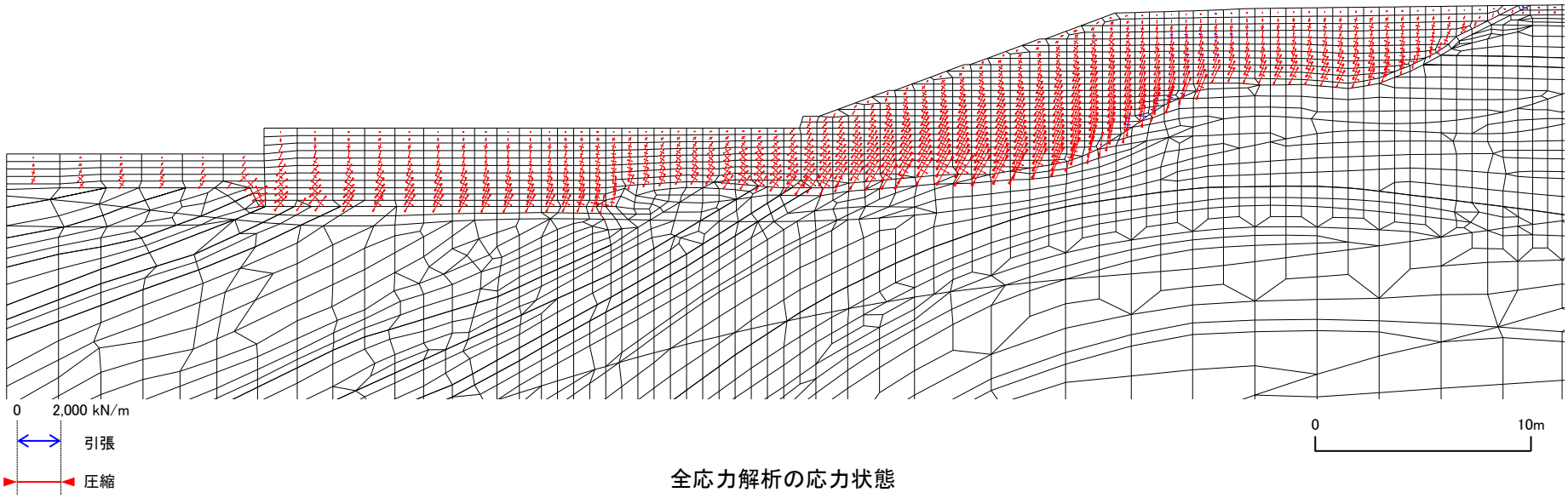
（参考）全応力解析及び有効応力解析の応力状態（2／2）

全応力解析



基準地震動Ss-Dの時刻歴波形（水平）

時刻③：継続時間13.15秒
（全応力解析のすべり安全率最小時刻）



全応力解析の応力状態

・全応力解析では，過剰間隙水圧の上昇に伴う応力の減少が表現できないことから，法尻付近の埋戻土の応力低下は発生しておらず，有効応力解析に比べて大きな応力が発生している。

まとめ

・有効応力解析の過剰間隙水圧比の分布や応力状態を確認し，全応力解析の採用手法における，液状化範囲の設定及び起動力・抵抗力の設定が妥当であることを以下のとおり確認した。

【過剰間隙水圧比分布】

- 10秒後から，過剰間隙水圧比0.95以上となる範囲が局所的に発生し，30秒からは，繰返しせん断に伴う過剰間隙水圧の上昇により，0.95以上の範囲が法尻付近に発生する。
- 法尻よりも斜面奥側は，0.95以上の範囲は進展しない。
- 全応力解析の採用手法における液状化範囲は，過剰間隙水圧比0.95以上の範囲（Ss-Dの波形反転の重ね合わせ・履歴考慮）を対象に設定している。

以上のことから，全応力解析の採用手法における液状化範囲の設定が保守的になっていることを確認した。

【応力状態】

- 有効応力解析では，液状化範囲内の起動力及び抵抗力は，約10秒から過剰間隙水圧の上昇に伴う有効応力の低下が顕著に現れ始め，概ねゼロとなる。
- 全応力解析では，液状化範囲内の起動力及び抵抗力は，地震動の時刻歴波形に対応した抵抗力が発生しており，比較的大きな値で推移する。

以上より，有効応力解析結果を確認した結果，液状化範囲の起動力及び抵抗力はゼロに設定することが，現実的な評価になると考えられる。

【有効応力解析を用いたすべり安全率】

- 保守的な条件により算定した有効応力解析によるすべり安全率F_{S2}が1.2を上回ること，及び全応力解析の採用手法によるすべり安全率F_{S1}と概ね同等になることから，全応力解析の採用手法が妥当であることを確認した。
- より現実的な条件で有効応力解析を用いたすべり安全率F_{S2}'を算定した結果，すべり安全率F_{S2}'は採用手法によるすべり安全率F_{S1}を上回ることを確認した。

7. まとめ

7．まとめ

[第3条第1項，第38条第1項]

・動的解析の結果に基づいて算定した基礎の接地圧が評価基準値を超えないことを確認した。

・液状化によるせん断強度の低下を考慮した動的解析の結果に基づく時刻歴の基礎地盤のすべり安全率が1.5を上回ることを確認した。

・防波壁（逆T擁壁）以外の評価対象施設について，動的解析の結果に基づいて求められた基礎底面の傾斜が評価基準値の目安を上回らないことを確認した。

・防波壁（逆T擁壁）については，基礎底面の傾斜を考慮しても，構造成立性が確保される見通しがあることを確認したことから，施設の安全機能が損なわれるおそれがないことを確認した。
詳細設計段階において，傾斜を考慮した場合においても，施設の機能が損なわれるおそれがないように設計する。

[第3条第2項，第38条第2項]

・防波壁（逆T擁壁）以外の評価対象施設について，地震発生に伴う地殻変動によって生じる地盤の傾斜を算出し，地震動による地盤の傾斜も考慮した最大傾斜が，評価基準値の目安を上回らないことを確認した。

・防波壁（逆T擁壁）については，基礎底面の傾斜を考慮しても，構造成立性が確保される見通しがあることを確認したことから，施設の安全機能が損なわれるおそれがないことを確認した。
詳細設計段階において，傾斜を考慮した場合においても，施設の機能が損なわれるおそれがないように設計する。

・施設の設置状況を踏まえ，地震発生に伴う不等沈下，液状化及び揺すり込み沈下等を起因とする施設間の不等沈下が生じないことを確認した。

・施設の詳細設計段階において，液状化，揺すり込み沈下等の変状を考慮した場合においても，施設の機能が損なわれるおそれがないように設計する。

[第3条第3項，第38条第3項]

・敷地には将来活動する可能性のある断層等が分布していないことを確認した。

[第4条第4項，第39条第2項]

・液状化によるせん断強度の低下を考慮した動的解析の結果に基づく時刻歴の周辺斜面のすべり安全率が1.2を上回ることを確認した。

以上のことから，島根原子力発電所2号炉の評価対象施設の基礎地盤及び周辺斜面は，基準地震動による地震力に対して十分な安定性を有しており，設置許可基準則第3条，4条，38条，及び39条に適合していることを確認した。

参考文献

（1）阿部真郎・林一成（2011）：近年の大規模地震に伴う地すべりの運動形態と地形・地質的発生の場，
日本地すべり学会誌，48巻，p.52-61
（2）土木学会（2009）： 原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術＜技術資料＞，
土木学会原子力土木研究委員会，2009
（3）Rongjiang Wang, Francisco Lorenzo Martin and Frank Roth (2003)：Computation of deformation induced by earthquakes in a multi-layered elastic crust - FORTRAN programs EDGRN/EDCMP, Computers and Geosciences, Vol.29, pp.195-207
（4）宅地防災マニュアルの解説： 宅地防災マニュアルの解説[第二次改訂版][Ⅱ]，[編集]宅地防災研究会，2007
（5）土木学会：過剰間隙水圧の発生過程が地盤の地震応答に与える影響，土木学会地震工学委員会レベル2
地震動による液状化研究小委員会 レベル2地震動による液状化に関するシンポジウム論文集，pp397-400，H15.6
（6）地盤工学会：地盤工学用語辞典，pp219-220，H18.3
（7）井合進：サイクリックモビリティCyclic Mobility，地盤工学会誌，56-8，H20.3
（8）吉見吉昭：砂地盤の液状化（第二版），技報堂出版，H3.5
（9）安田進：液状化の調査から対策工まで，鹿島出版会，H3.5