

本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項に属しますので、公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所6号及び7号炉

原子炉建屋等の基礎地盤及び周辺斜面の安定性について 【補足説明資料】

平成 29年 4月 12日

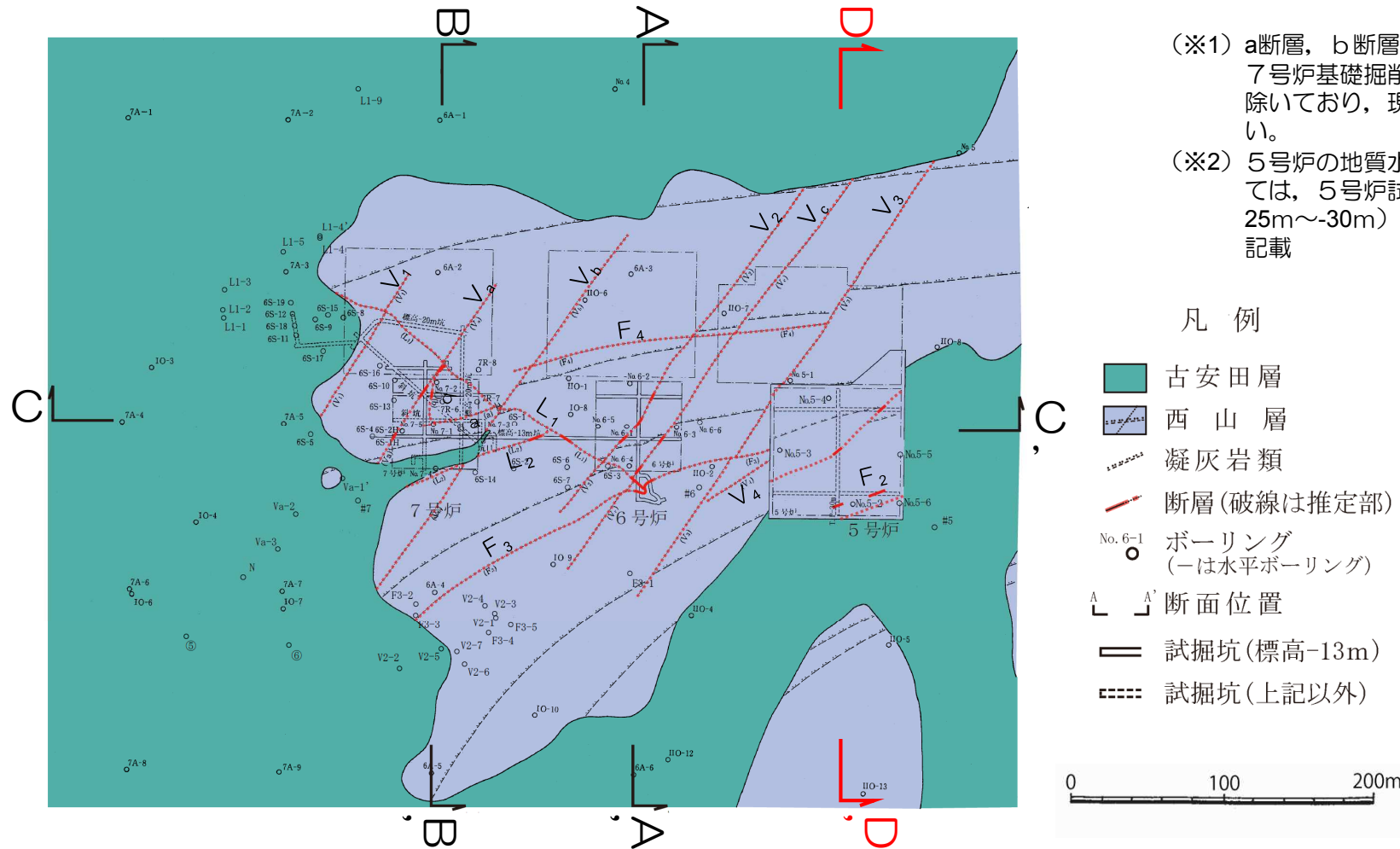
東京電力ホールディングス株式会社

目次

1. 敷地の地質・地質構造の概要に関する補足	3
2. 解析用物性値の設定に関する補足	
2. 1 地盤調査位置	9
2. 2 地盤の物理・変形・強度特性	12
2. 3 断層の物理・変形・強度特性	34
2. 4 マンメイドロックの物理・変形・強度特性	49
2. 5 西山層の岩盤支持力	57
2. 6 解析用物性値に関する補足	65
3. 基礎地盤の安定性評価に関する補足	
3. 1 解析手法, 条件に関する補足	69
3. 2 要素ごとの局所安全係数図	79
3. 3 基礎底面の許容傾斜に関する補足	90
3. 4 古安田層の支持性能に関する補足	100
4. 地殻変動評価に関する補足	124

1. 敷地の地質・地質構造の概要に関する補足	3
2. 解析用物性値の設定に関する補足		
2. 1 地盤調査位置	9
2. 2 地盤の物理・変形・強度特性	12
2. 3 断層の物理・変形・強度特性	34
2. 4 マンメイドロックの物理・変形・強度特性	49
2. 5 西山層の岩盤支持力	57
2. 6 解析用物性値に関する補足	65
3. 基礎地盤の安定性評価に関する補足		
3. 1 解析手法, 条件に関する補足	69
3. 2 要素ごとの局所安全係数図	79
3. 3 基礎底面の許容傾斜に関する補足	90
3. 4 古安田層の支持性能に関する補足	100
4. 地殻変動評価に関する補足	124

- 5号、6号及び7号炉周辺に分布する断層は、NW-SE~NNW-SSE走向で高角度の断層（V系断層），層理面に平行な断層（F系断層），ENE-WSW走向で低角度で南に傾斜するL₁断層とそれから分岐する層理面に平行なL₂断層，層理面に平行なa断層（※1）とそれに合流する高角度のb断層（※1）からなる。



- （※1） a断層， b断層については，7号炉基礎掘削時に全て取り除いており，現在は存在しない。
- （※2） 5号炉の地質水平断面については，5号炉試掘坑（標高-25m~-30m）の水平断面を記載

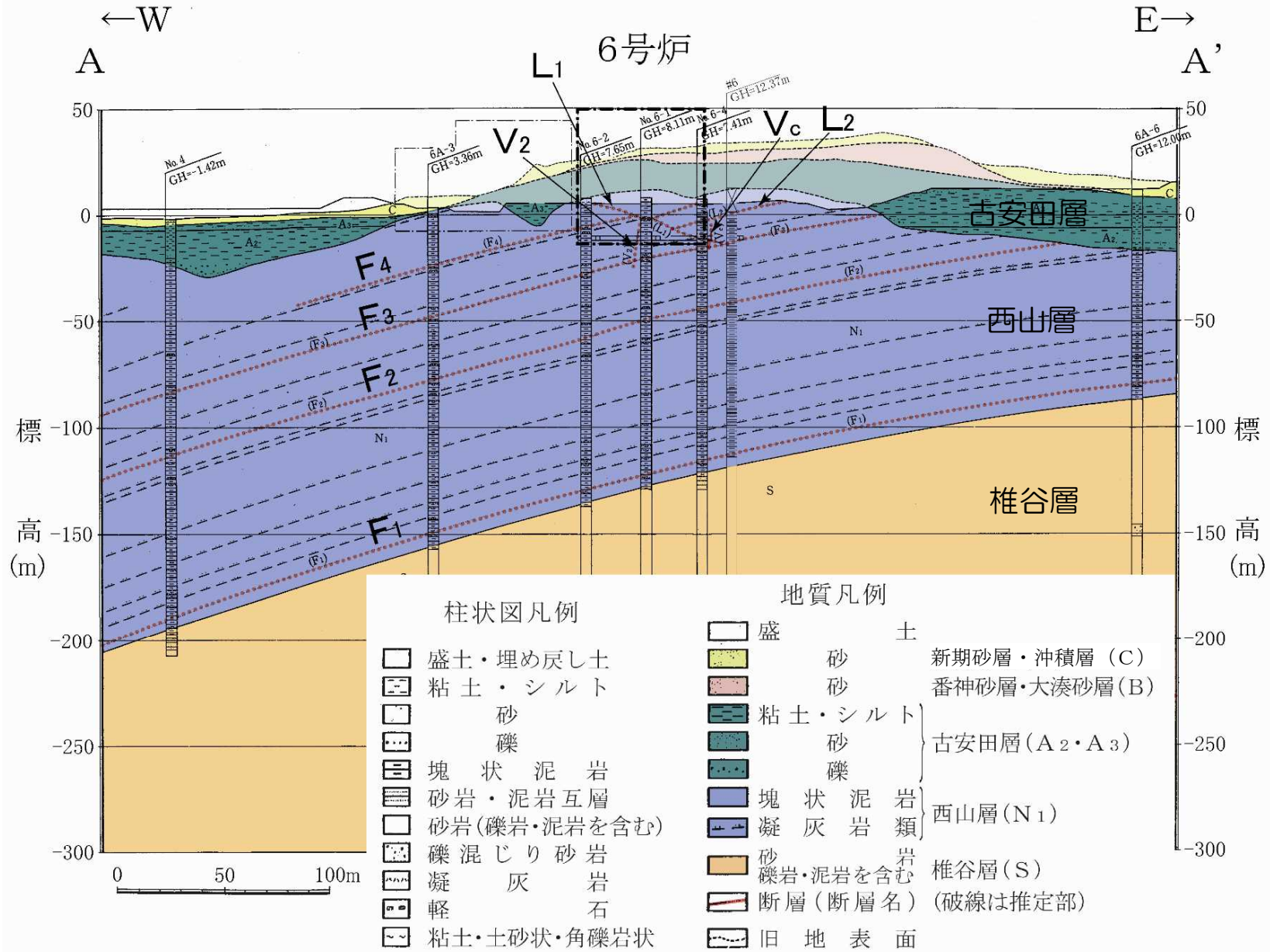
凡例

- 古安田層
- 西山層
- 凝灰岩類
- 断層（破線は推定部）
- No. 6-1 ボーリング（-は水平ボーリング）
- A—A' 断面位置
- ▭ 試掘坑（標高-13m）
- ▭ 試掘坑（上記以外）

5号、6号及び7号炉原子炉施設設置位置付近（標高約-13m※2）の地質水平断面図

6号炉心を通る汀線直交方向の地質鉛直断面図

1. 敷地の地質・地質構造の概要に関する補足

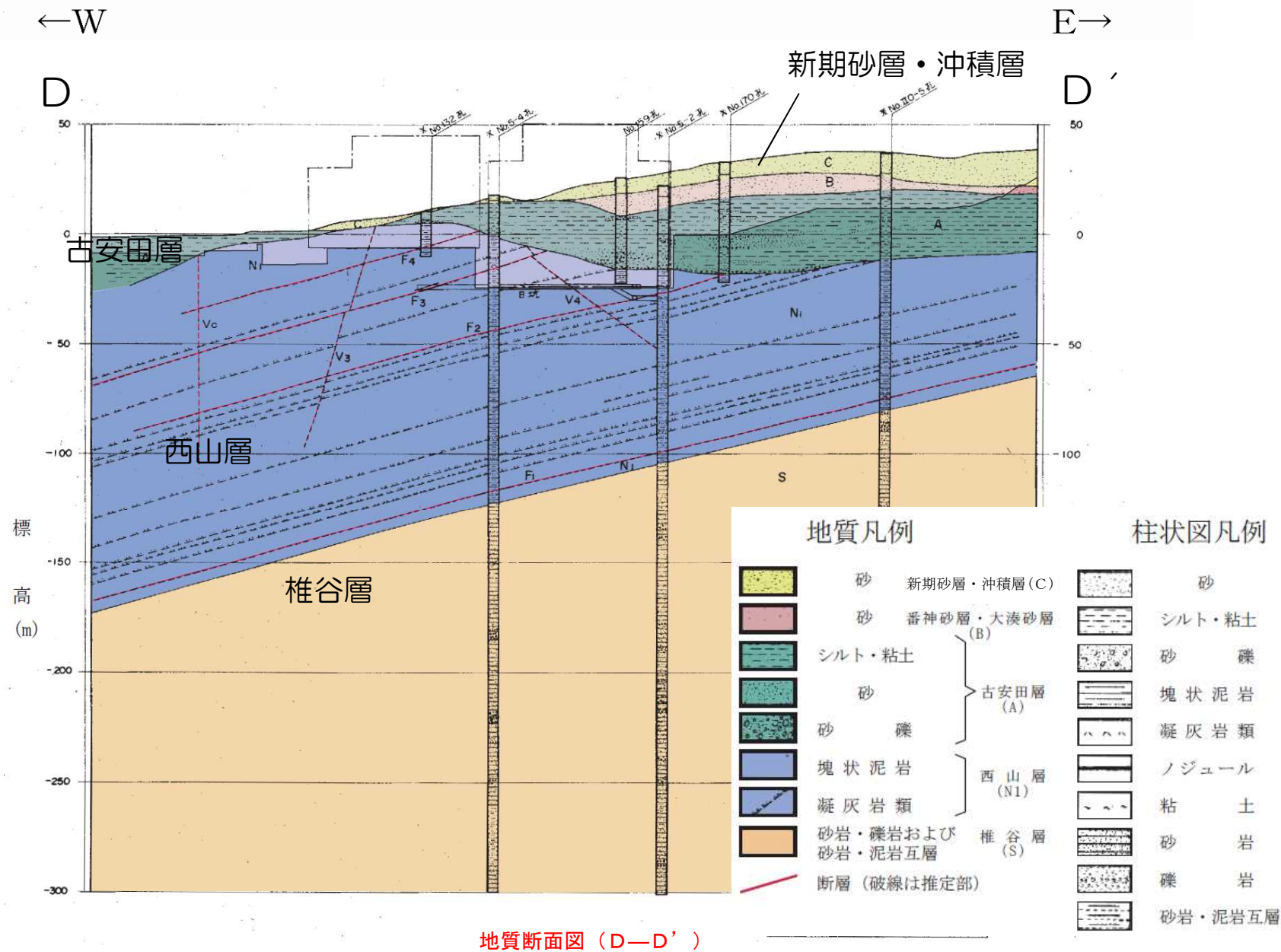


地質断面図 (A—A')

※地層の色の淡い部分は、掘削前の原地山における地層分布を示す。

5号炉心を通る汀線直交方向の地質鉛直断面図

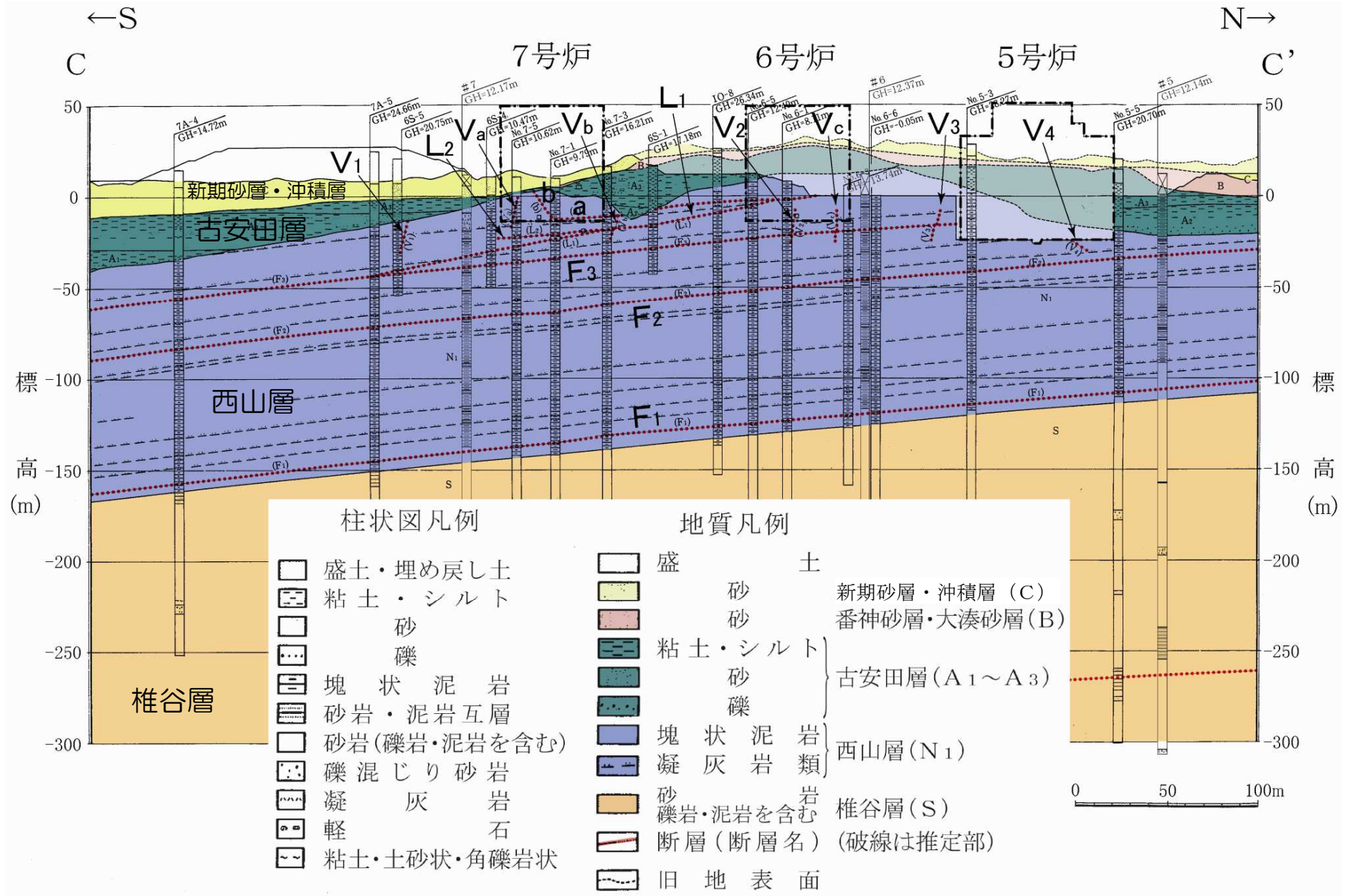
1. 敷地の地質・地質構造の概要に関する補足



※地層の色の淡い部分は、掘削前の原地山における地層分布を示す。

6. 7号炉心を通る汀線平行方向の地質鉛直断面図

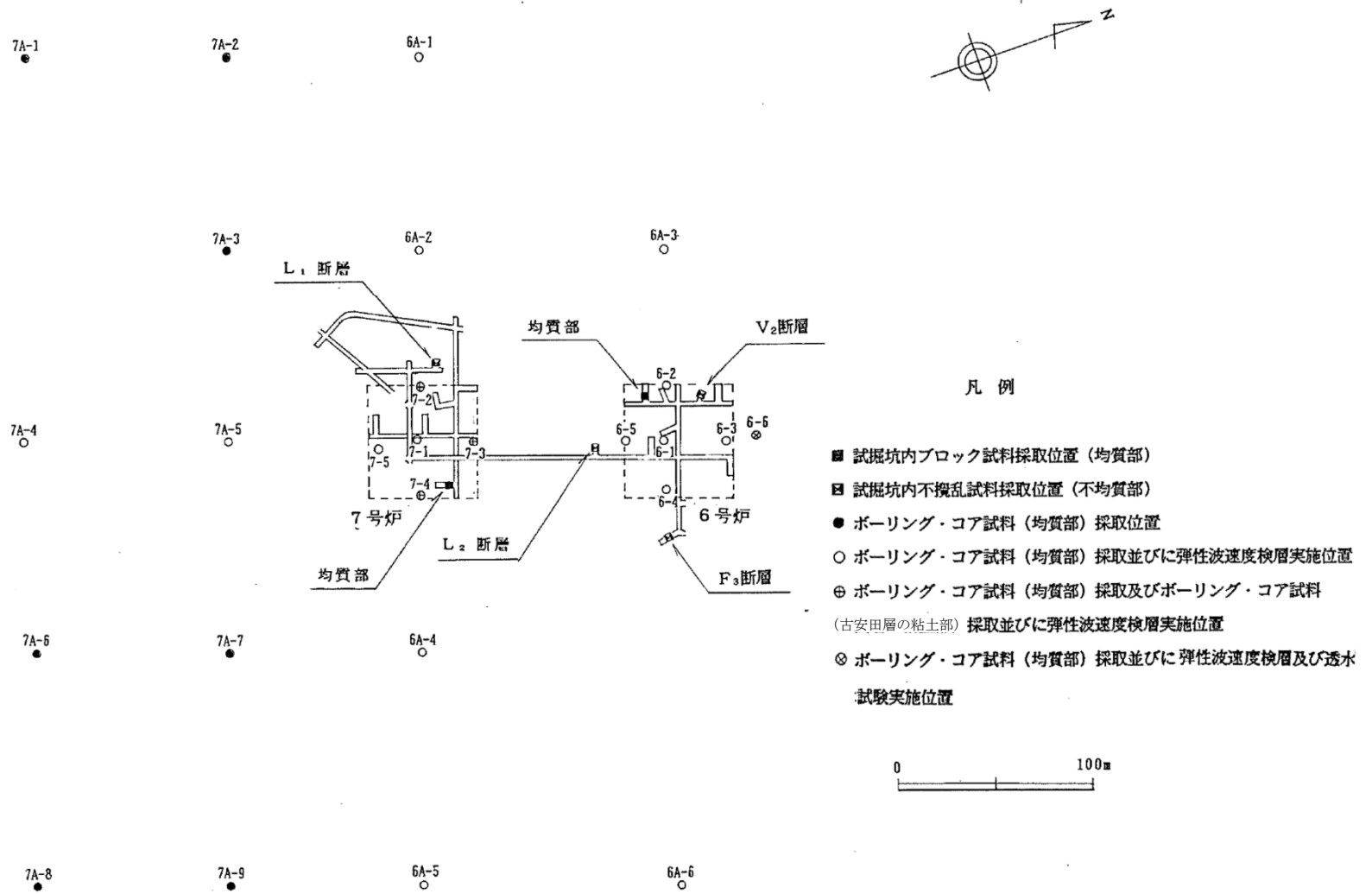
1. 敷地の地質・地質構造の概要に関する補足



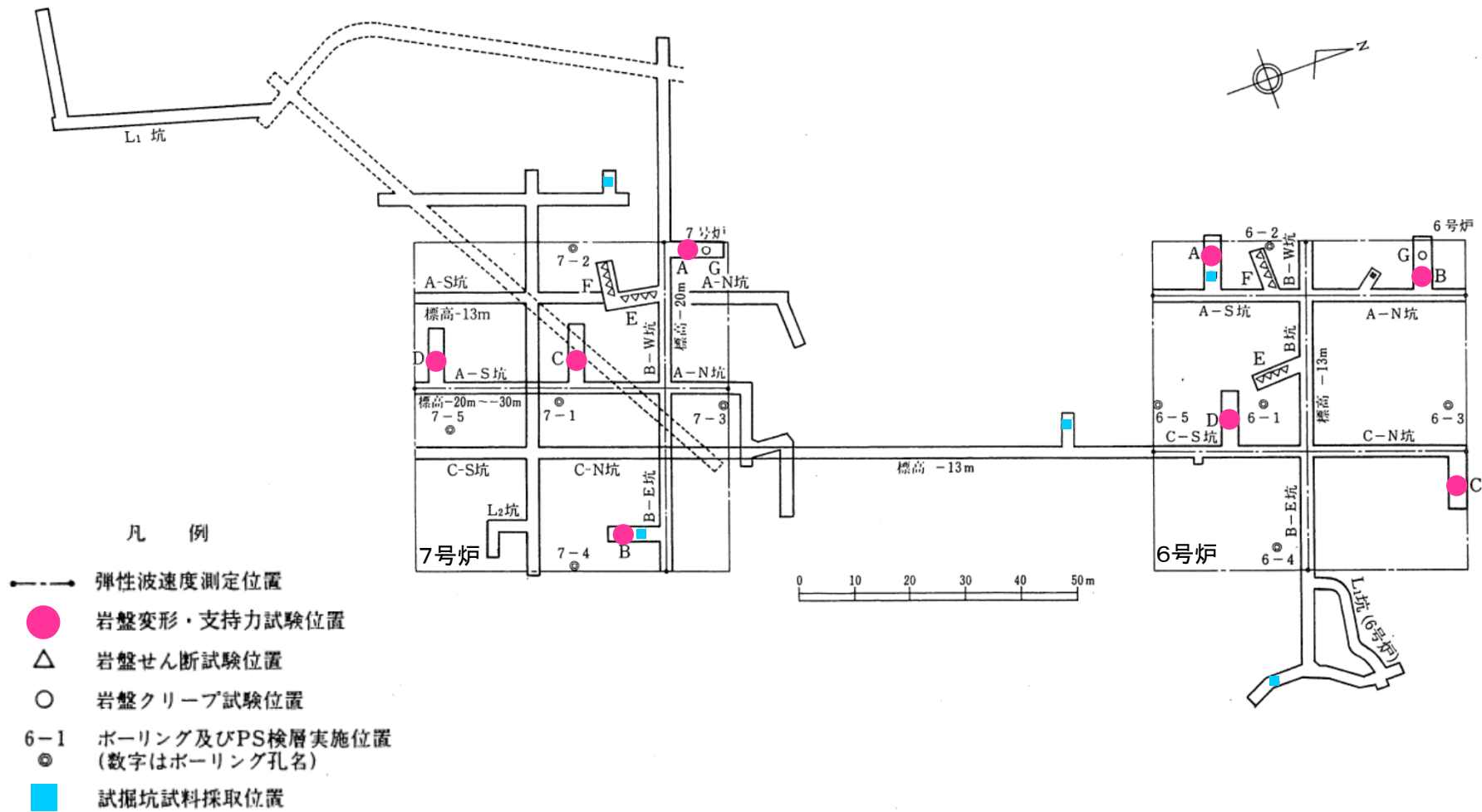
地質断面図 (C—C')

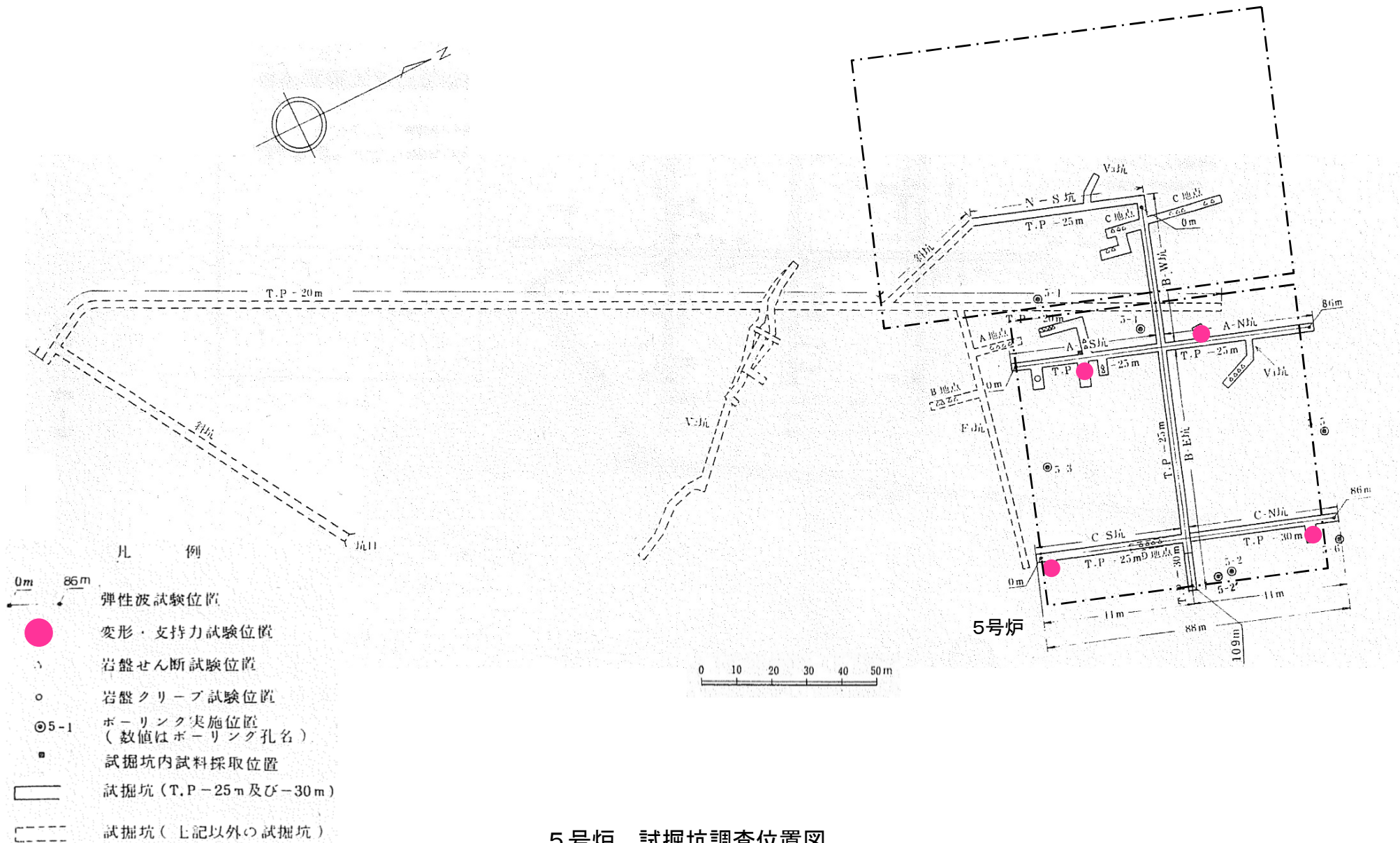
※地層の色の淡い部分は、掘削前の原地山における地層分布を示す。

1. 敷地の地質・地質構造の概要に関する補足	3
2. 解析用物性値の設定に関する補足	
2. 1 地盤調査位置	9
2. 2 地盤の物理・変形・強度特性	12
2. 3 断層の物理・変形・強度特性	34
2. 4 マンメイドロックの物理・変形・強度特性	49
2. 5 西山層の岩盤支持力	57
2. 6 解析用物性値に関する補足	65
3. 基礎地盤の安定性評価に関する補足	
3. 1 解析手法, 条件に関する補足	69
3. 2 要素ごとの局所安全係数図	79
3. 3 基礎底面の許容傾斜に関する補足	90
3. 4 古安田層の支持性能に関する補足	100
4. 地殻変動評価に関する補足	124



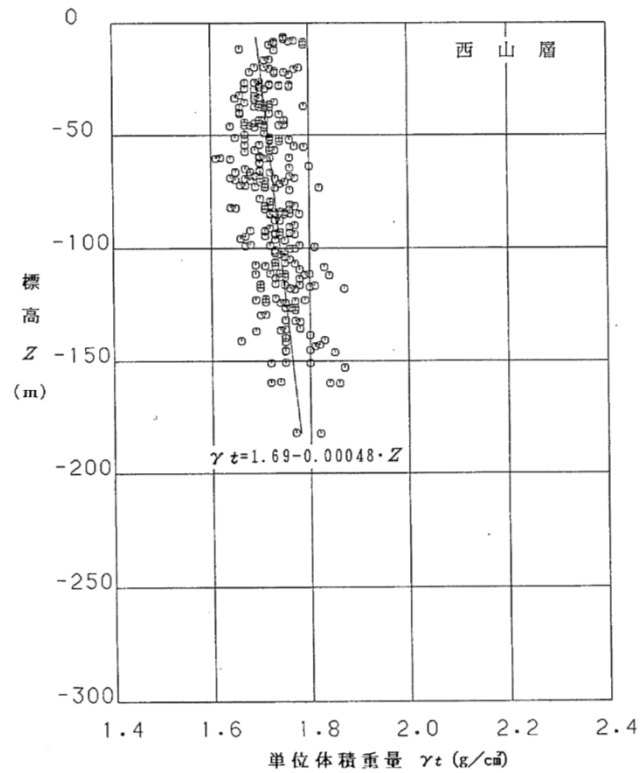
6, 7号炉 室内試験試料採取位置及びPS検層実施位置



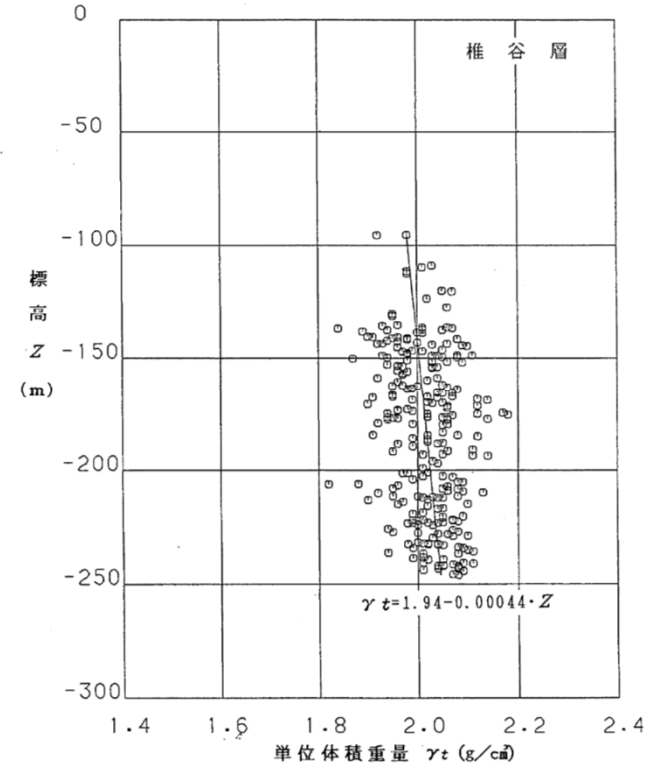


5号炉 試掘坑調査位置図

- 西山層及び椎谷層の単位体積重量は、三軸圧縮試験 (CU条件) に用いたボーリングコア試料による物理試験に基づき設定した。



西山層の単位体積重量



椎谷層の単位体積重量

- 古安田層の単位体積重量は、三軸圧縮試験（CU条件）に用いたボーリングコア試料による物理試験に基づき設定した。
- 番神砂層の単位体積重量は、三軸圧縮試験（CU条件）に用いたブロック試料による物理試験に基づき設定した。
- 新期砂層の単位体積重量は、三軸圧縮試験（UU条件）に用いたブロック試料による物理試験に基づき設定した。

古安田層、番神砂層及び新期砂層の単位体積重量

区 分	単 位 体 積 重 量 γ_t (g/cm ³)			含 水 比 W (%)			比 重 G_s			間 隙 比 e			試 験 数 (個数)
	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	
古安田層	1.92	1.62	1.76	59.4	38.9	47.0	2.75	2.67	2.69	1.64	0.93	1.25	比 重：9 その他：16
番神砂層	1.92	1.75	1.84	16.5	13.5	15.1	2.75	2.74	2.74	0.80	0.62	0.72	比 重：3 その他：12
新期砂層	1.64	1.64	1.64	5.6	5.6	5.6	2.73	2.72	2.72	0.75	0.75	0.75	比 重：3 その他：12

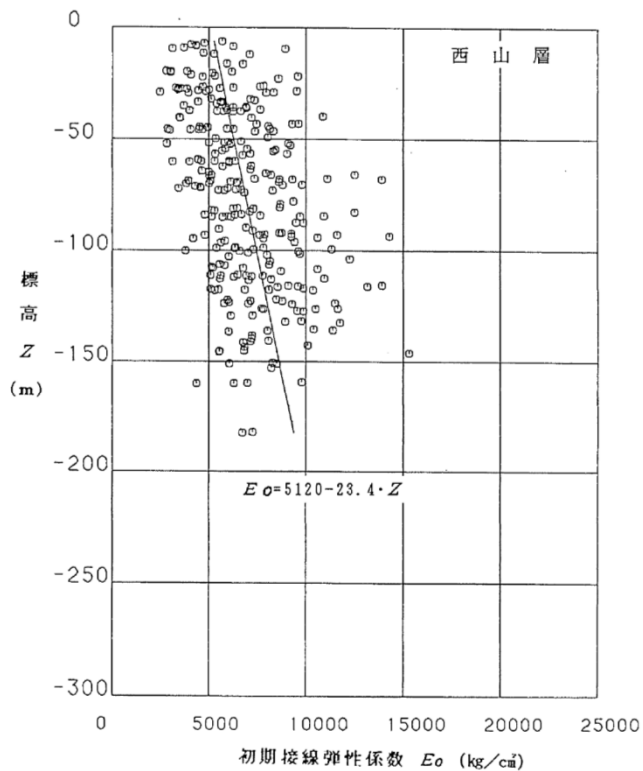
- 埋戻土の単位体積重量は、三軸圧縮試験 (UU条件) に用いた新期砂層の攪乱試料による物理試験に基づき設定した。

新期砂層の単位体積重量

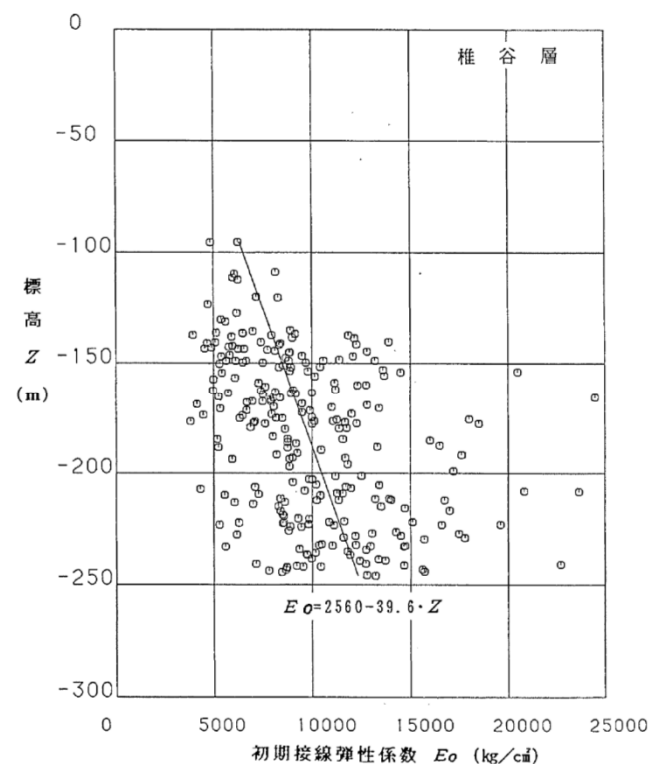
測定番号	含水比 MOISTURE CONTENT ω (%)	湿潤密度 WET DENSITY γ_t (g/cm^3)	側圧 LATERAL PRESSURE σ_3 (kg/cm^2)	圧縮強さ COMPRESSION STRENGTH $\sigma_1 - \sigma_3$ (kg/cm^2)	破壊ヒズミ FAILURE STRAIN ϵ_o (%)	体積変化 VOLUMETRIC CHANGE ΔV (%)	間ゲキ水圧 PORE WATER PRESSURE Δu (kg/cm^2)
1	14.9	1.887	1.0	3.16	3.5	—	—
2	14.8	1.887	2.0	5.97	4.0	—	—
3	14.8	1.887	3.0	8.18	5.0	—	—
4	14.9	1.887	4.0	11.05	5.5	—	—

※表中の側圧は、三軸圧縮試験の試験条件である。

- 西山層及び椎谷層の初期接線弾性係数は、ボーリングコア試料による三軸圧縮試験 (CU条件) に基づき設定した。

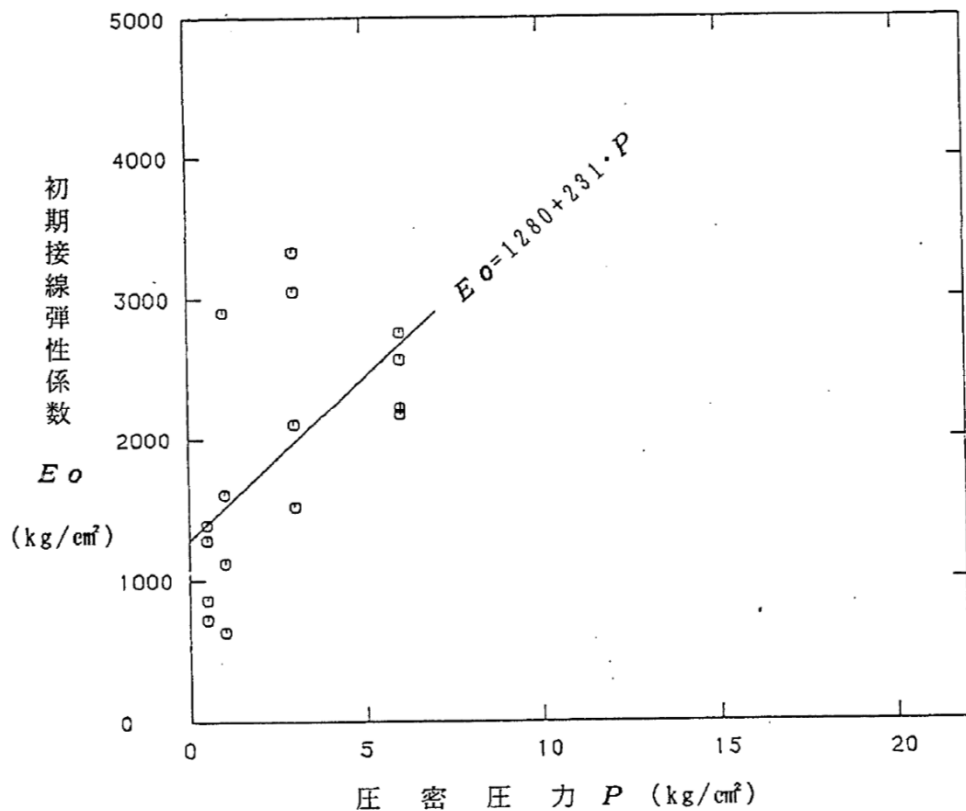


西山層の初期接線弾性係数

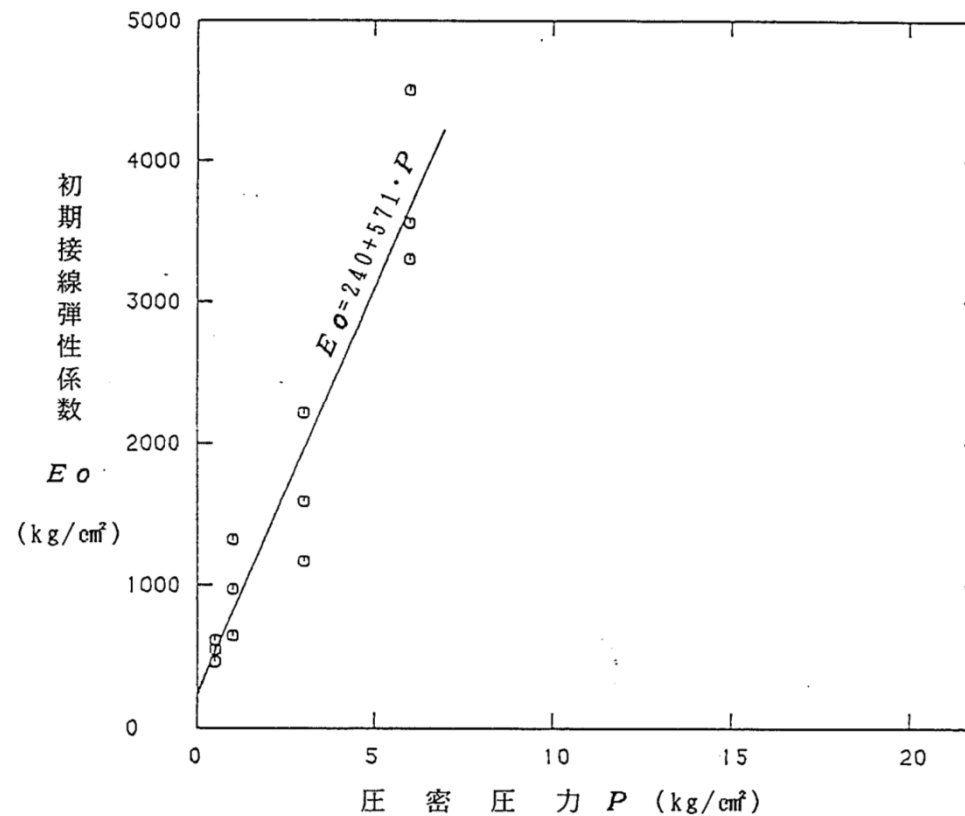


椎谷層の初期接線弾性係数

- 古安田層の初期接線弾性係数は、ボーリングコア試料による三軸圧縮試験 (CU条件) に基づき設定した。
- 番神砂層の初期接線弾性係数は、ブロック試料による三軸圧縮試験 (CU条件) に基づき設定した。

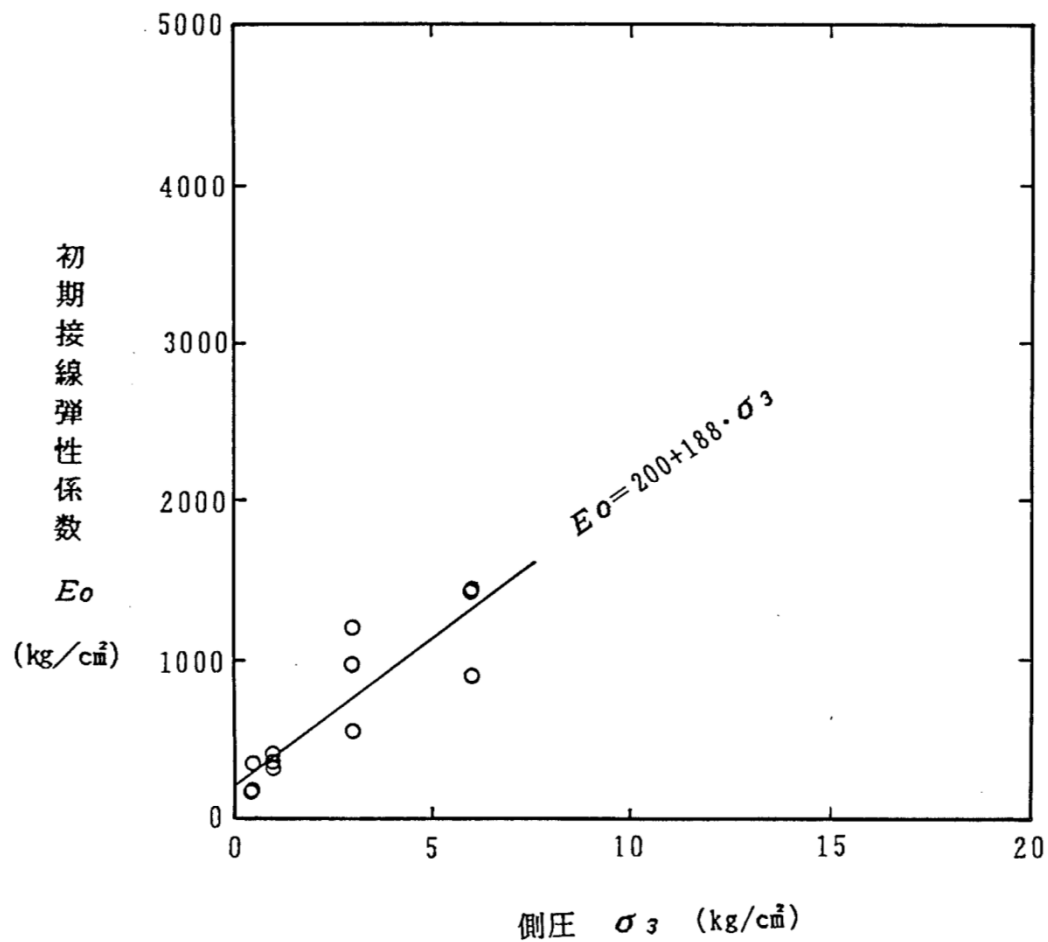


古安田層の初期接線弾性係数



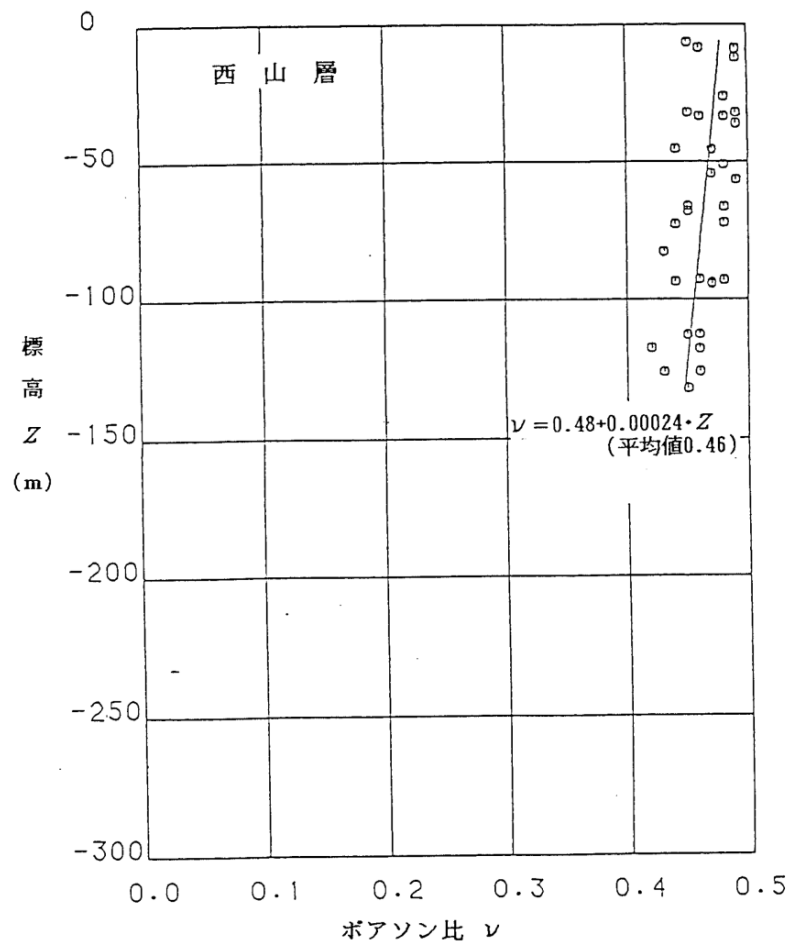
番神砂層の初期接線弾性係数

- 新期砂層の初期接線弾性係数は、ブロック試料による三軸圧縮試験 (UU条件) に基づき設定した。

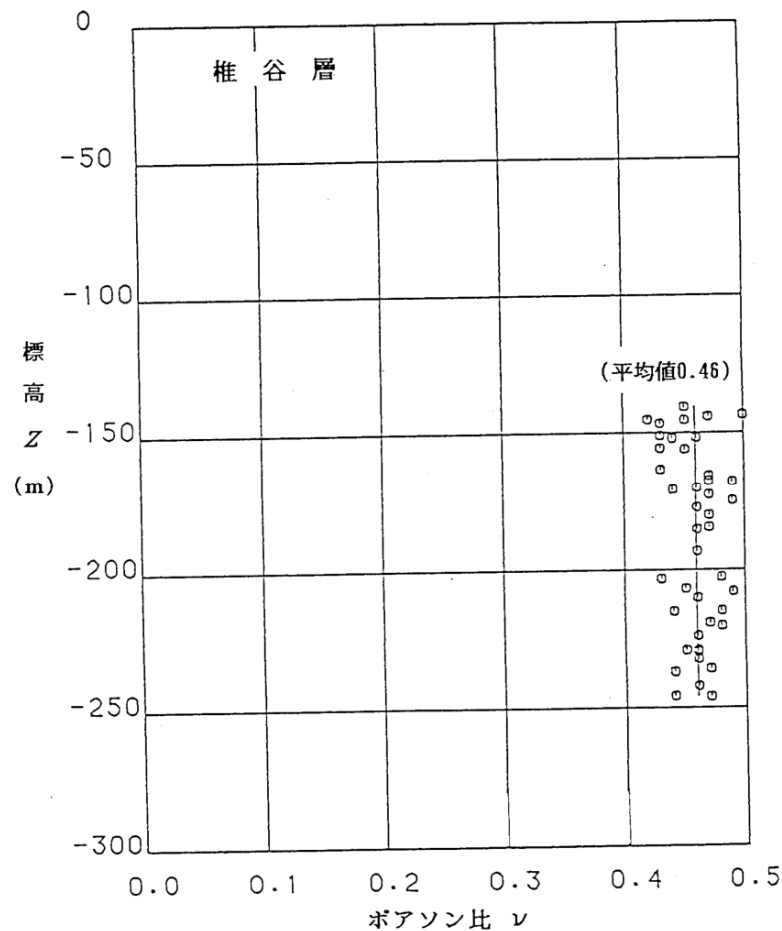


新期砂層の初期接線弾性係数

- 西山層及び椎谷層のポアソン比は、ボーリングコア試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。



西山層のポアソン比



椎谷層のポアソン比

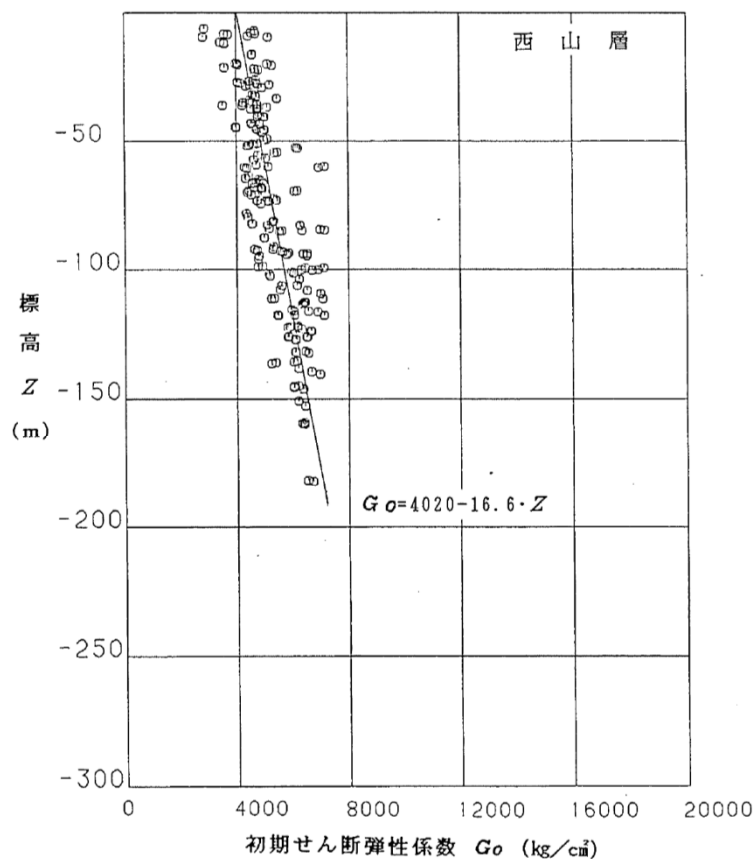
- 古安田層のポアソン比は、ボーリングコア試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。
- 番神砂層のポアソン比は、ブロック試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。

古安田層及び番神砂層のポアソン比

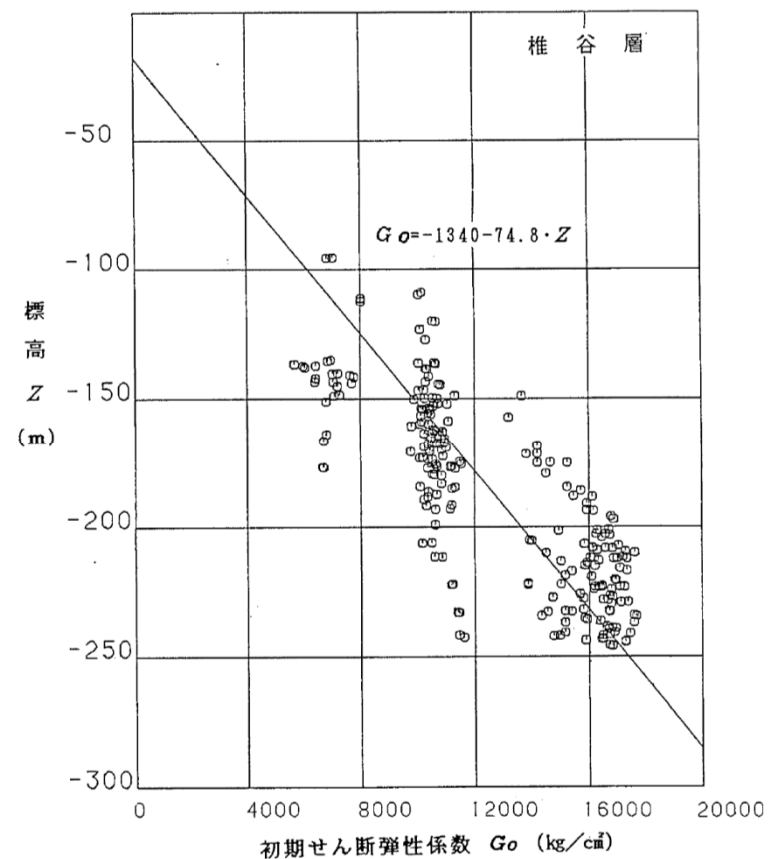
区 分	圧 密 圧 力 P (kg/cm ²)												全平均	試験数 (組)
	0.5			1			3			6				
	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値		
古安田層	0.50	0.49	0.50	0.50	0.49	0.50	0.50	0.47	0.49	0.50	0.48	0.49	0.49	4
番神砂層	0.50	0.48	0.49	0.50	0.46	0.48	0.48	0.44	0.47	0.46	0.44	0.45	0.47	3

- 西山層及び椎谷層の初期動せん断弾性係数 G_0 は、PS検層によるS波速度 V_s 、密度 ρ に基づき式(1)により設定した。

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad \dots (1)$$



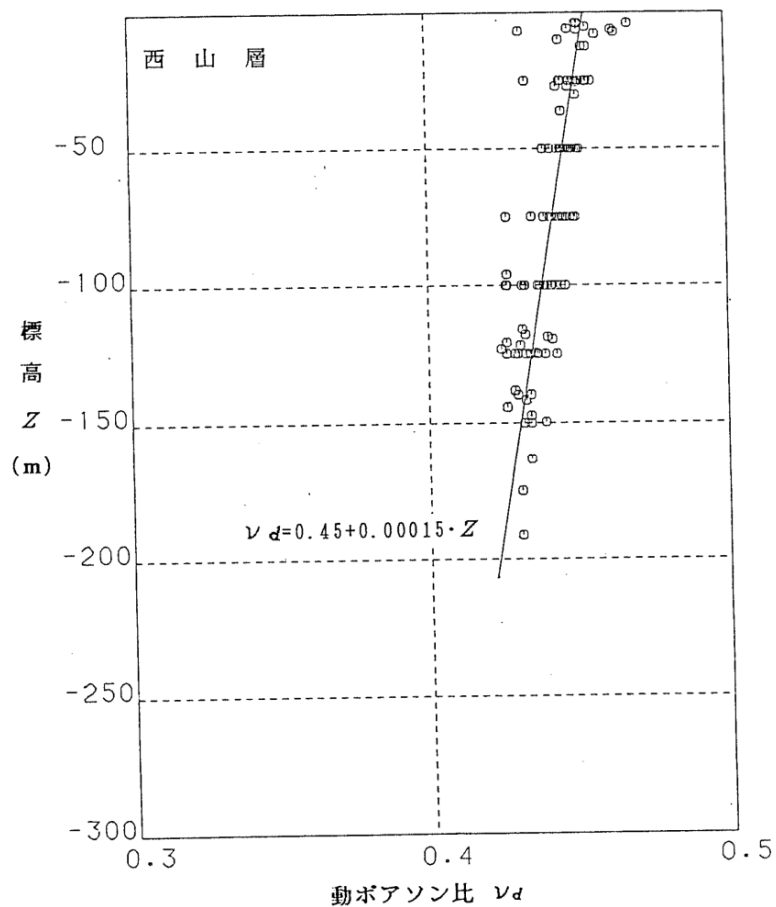
西山層の初期動せん断弾性係数



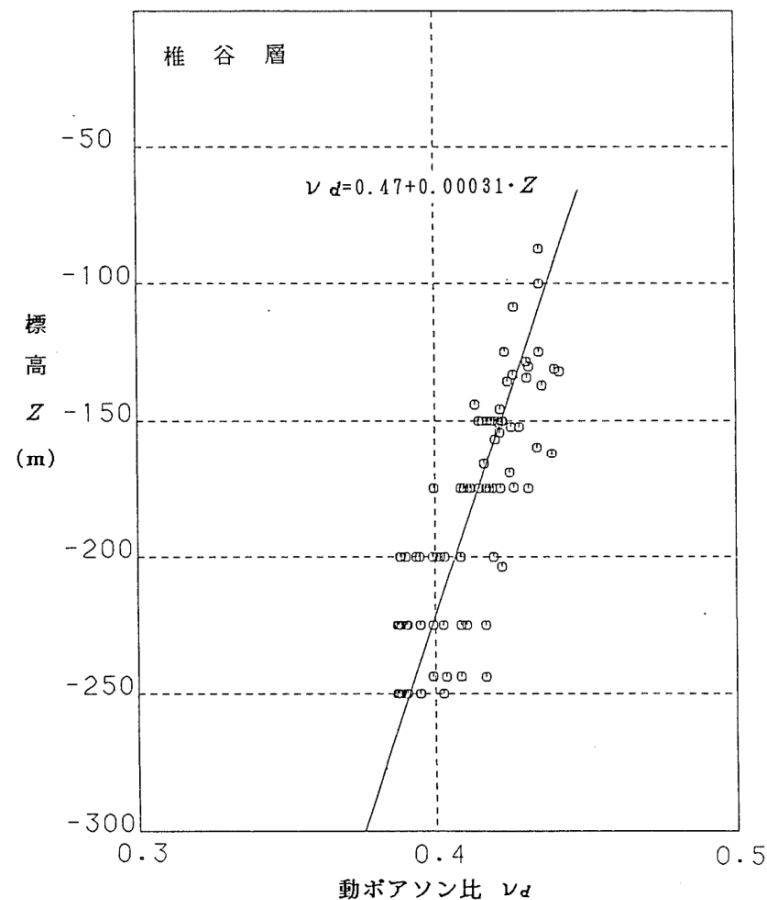
椎谷層の初期動せん断弾性係数

- 西山層及び椎谷層の動ポアソン比 ν_d は、PS検層によるS波速度 V_s 、P波速度 V_p に基づき式(1)により設定した。

$$\nu_d = 1/2 \cdot \{(V_p/V_s)^2 - 2\} / \{(V_p/V_s)^2 - 1\} \quad \dots (1)$$



西山層の動ポアソン比



椎谷層の動ポアソン比

- 古安田層の初期動せん断弾性係数 G_0 は、PS検層によるS波速度 V_s 、密度 ρ に基づき式(1)により設定した。
- 番神砂層、新期砂層及び埋戻土の初期動せん断弾性係数 G_0 は、ブロック試料を用いた弾性波速度測定試験によるS波速度 V_s 、密度 ρ に基づき式(1)により設定した。
- 古安田層の動ポアソン比 ν_d は、PS検層によるS波速度 V_s 、P波速度 V_p に基づき式(2)により設定した。
- 番神砂層、新期砂層及び埋戻土の動ポアソン比 ν_d は、ブロック試料を用いた弾性波速度測定試験によるS波速度 V_s 、P波速度 V_p に基づき式(2)により設定した。

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad \dots (1)$$

$$\nu_d = 1/2 \cdot \{(V_p/V_s)^2 - 2\} / \{(V_p/V_s)^2 - 1\} \quad \dots (2)$$

表層部の初期動せん断弾性係数及び動ポアソン比

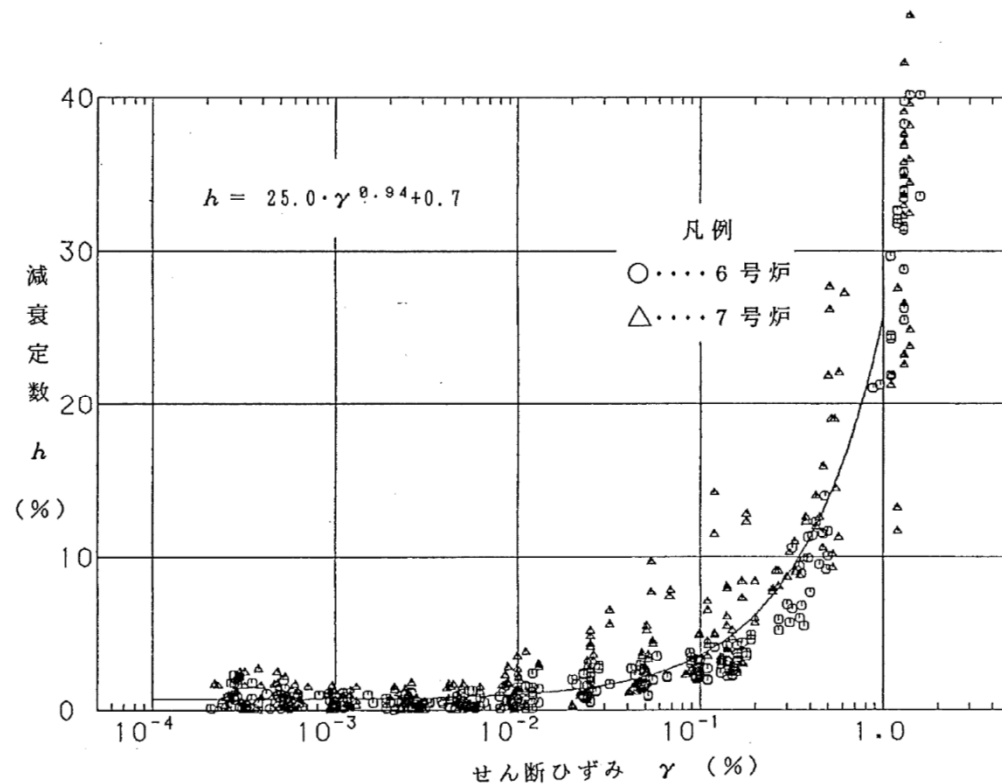
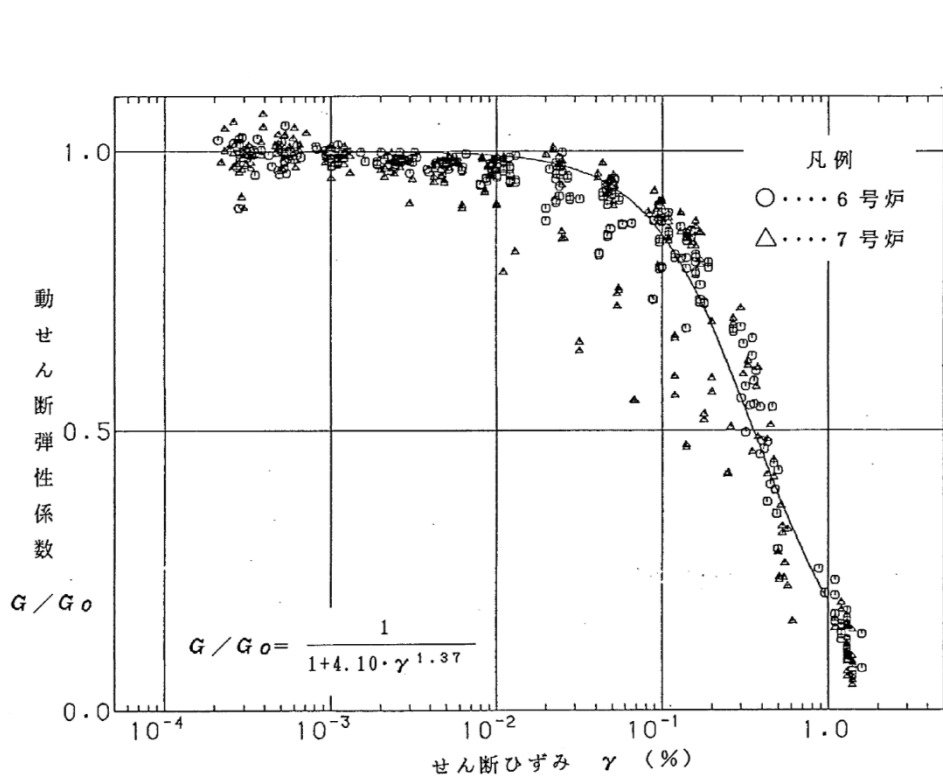
区分	P波速度 V_p (km/s)			S波速度 V_s (km/s)			動ポアソン比 ν_d			初期せん断弾性係数 G_0 ($\times 10^3$ kg/cm 2)			試験数 (個)
	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	
古安田層	1.65	0.80	1.24	0.35	0.24	0.31	0.48	0.42	0.45	2.20	0.82	1.78	5
番神砂層	0.98	0.80	0.88	0.31	0.30	0.31	0.44	0.41	0.43	1.96	1.74	1.88	3
新期砂層	0.28	0.25	0.27	0.14	0.11	0.12	0.38	0.33	0.36	0.34	0.20	0.26	3
埋戻土	0.33	0.29	0.31	0.13	0.10	0.12	0.43	0.38	0.41	0.33	0.19	0.28	3

注) 古安田層はPS検層の結果、他の地層は超音波速度測定結果による。

古安田層の試験数はボーリング本数を示す。

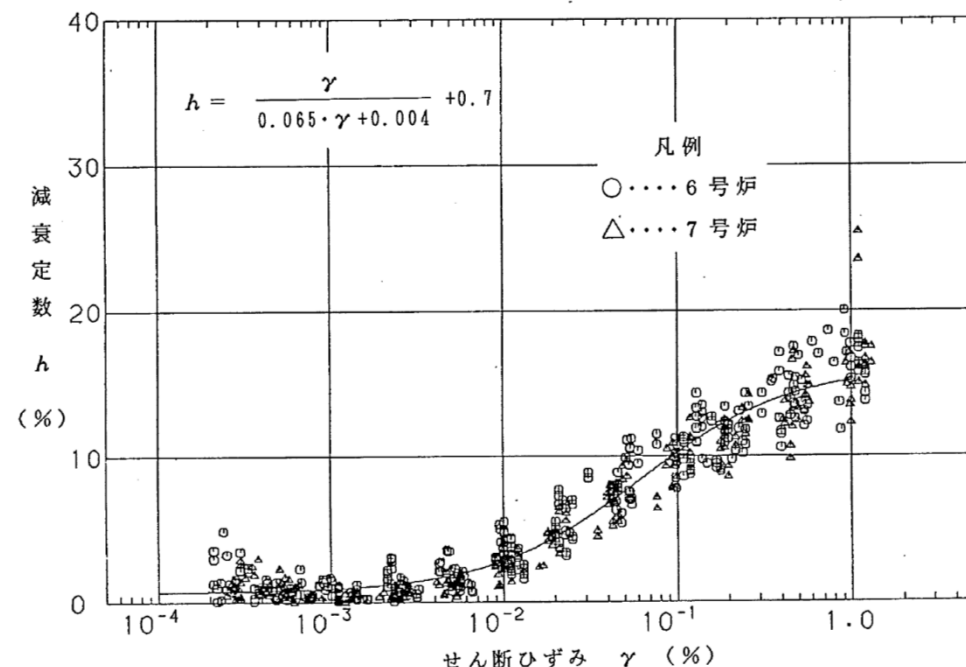
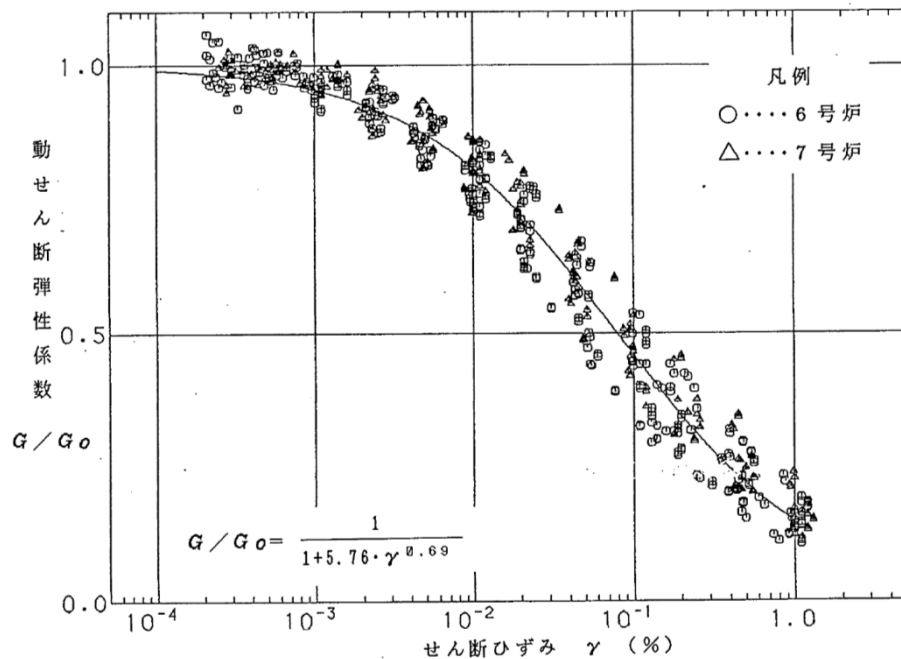
古安田層の平均値は層厚の重み付き平均による。

- 西山層の動的変形特性は、ボーリングコア試料による動的単純せん断試験に基づき設定した。



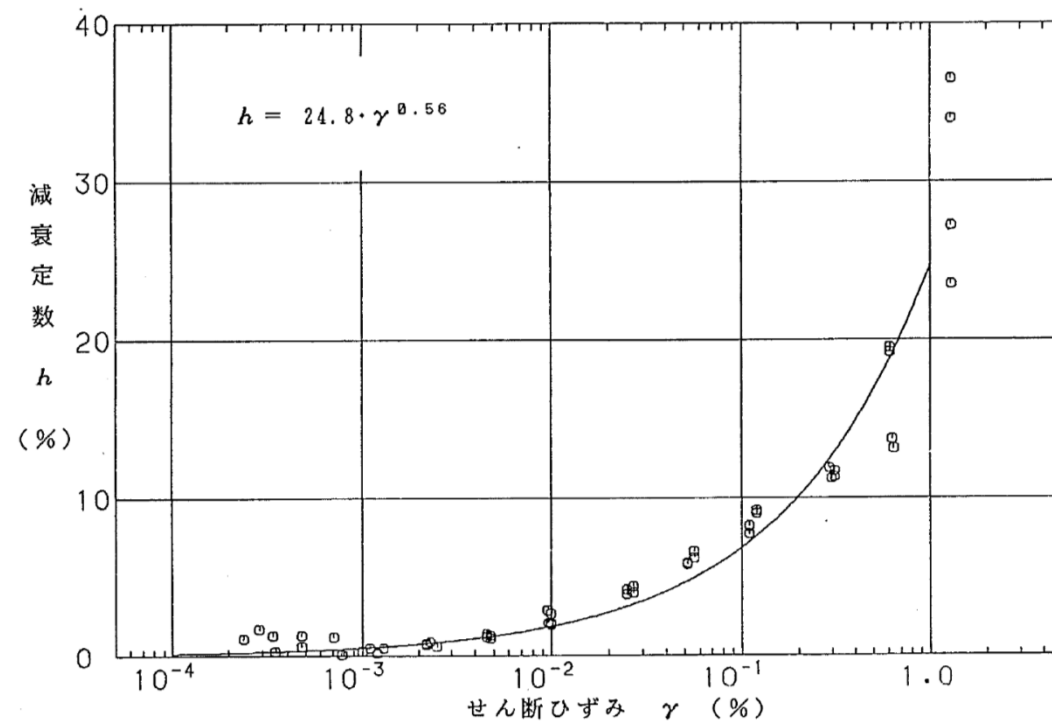
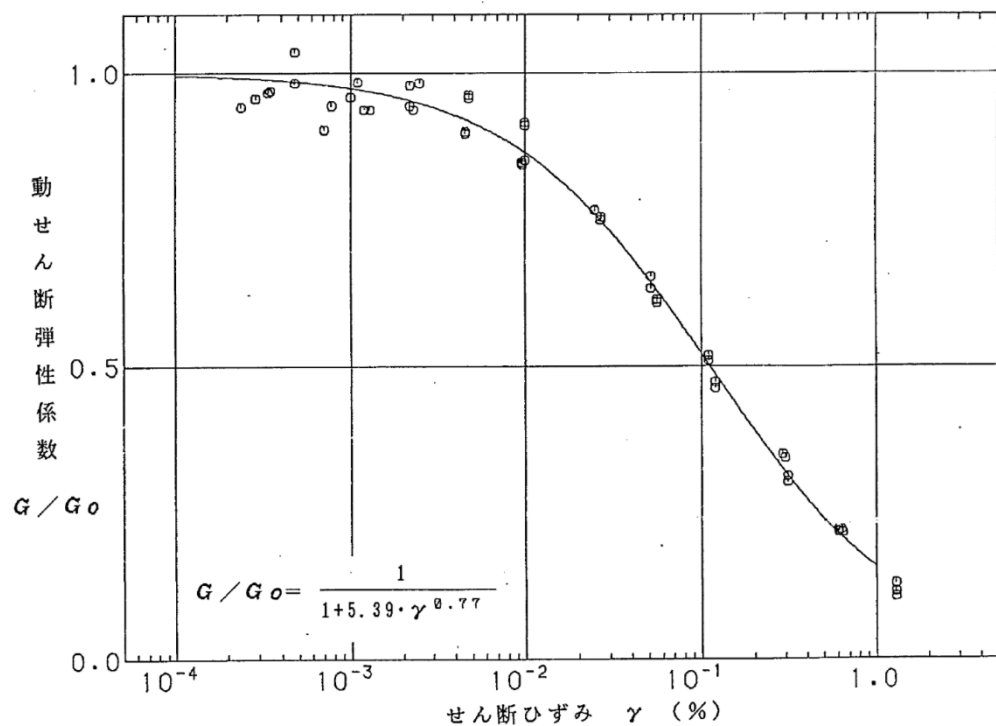
西山層の動的変形特性

■ 椎谷層の動的変形特性は、ボーリングコア試料による動的単純せん断試験に基づき設定した。



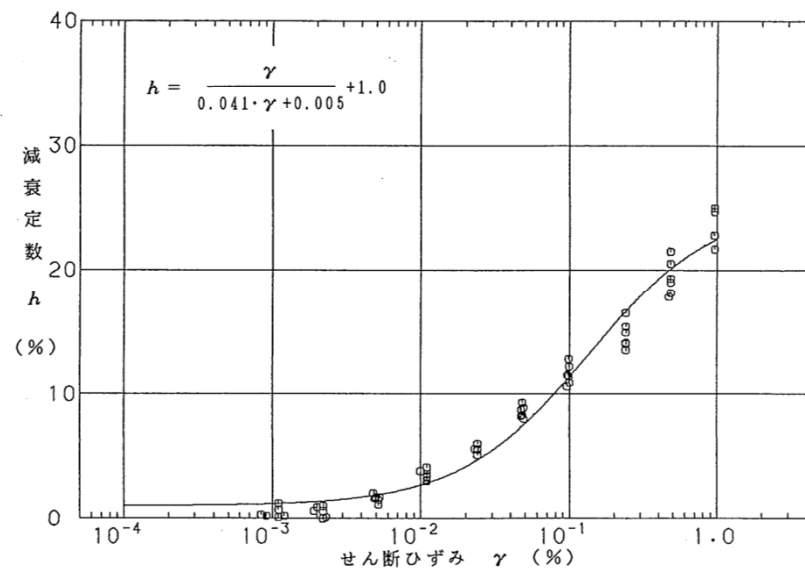
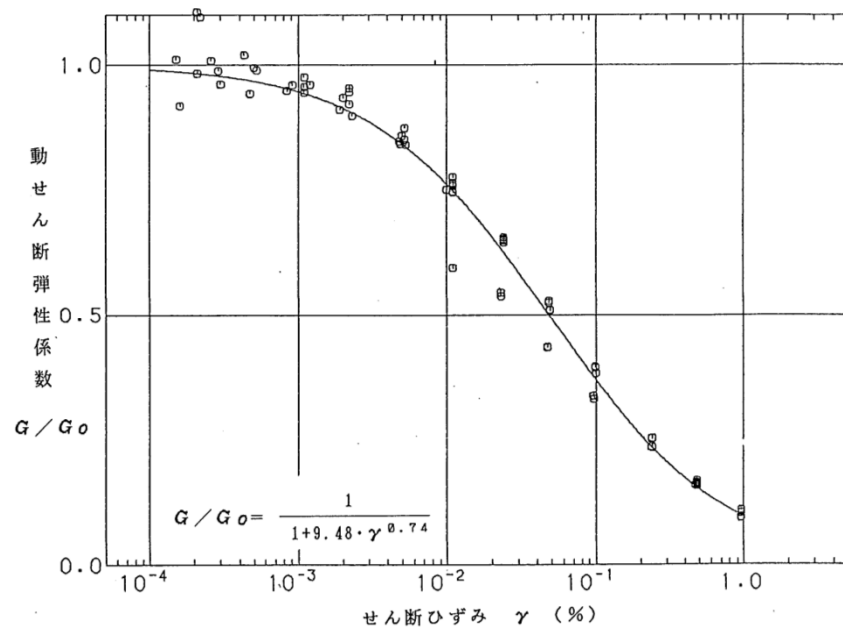
椎谷層の動的変形特性

- 古安田層の動的変形特性は、ボーリングコア試料による動的単純せん断試験に基づき設定した。



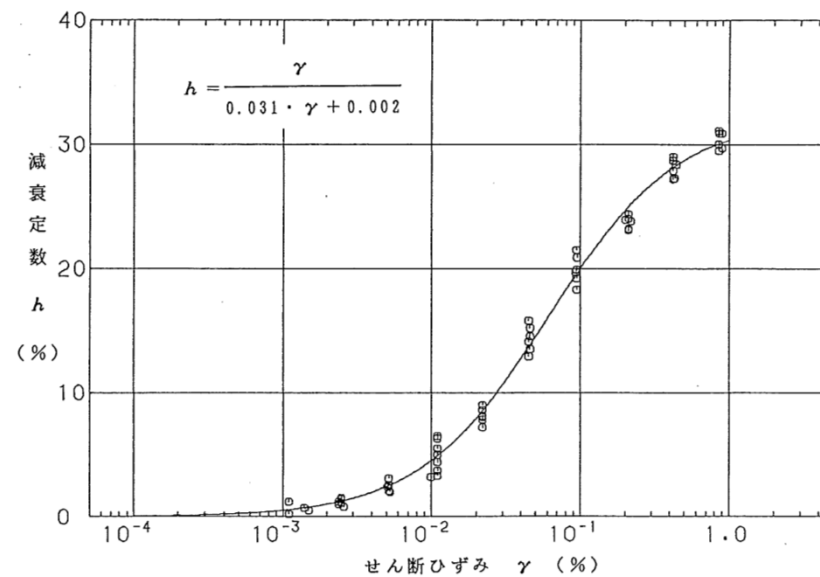
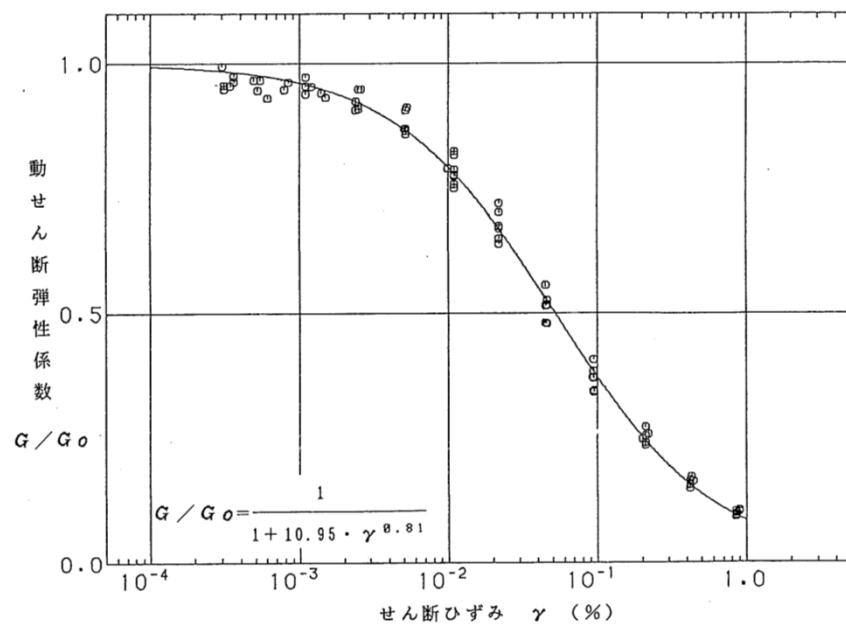
古安田層の動的変形特性

- 番神砂層の動的変形特性は、ブロック試料による動的単純せん断試験に基づき設定した。



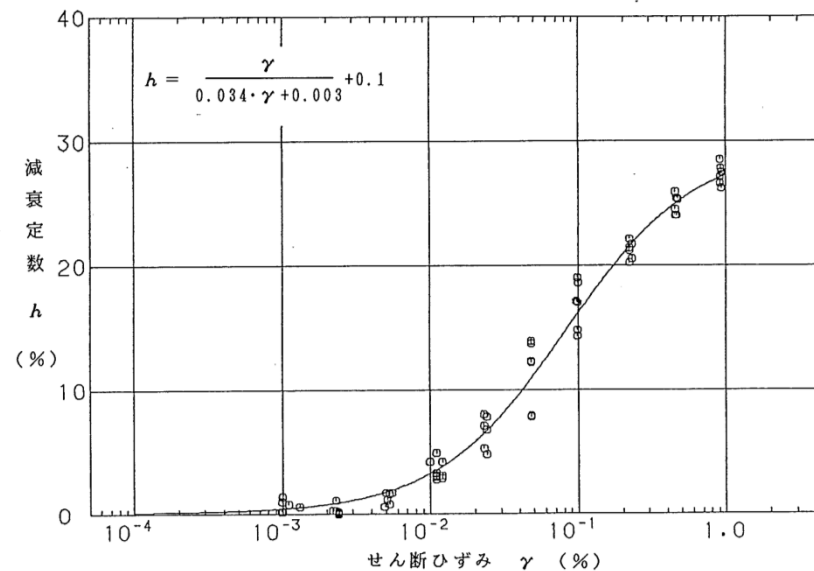
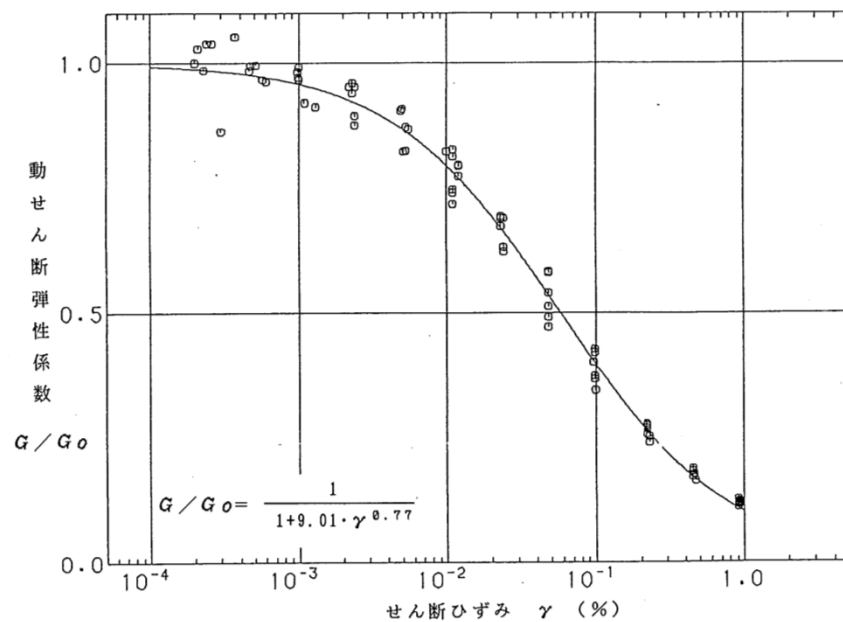
番神砂層の動的変形特性

- 新期砂層の動的変形特性は、ブロック試料による動的単純せん断試験に基づき設定した。



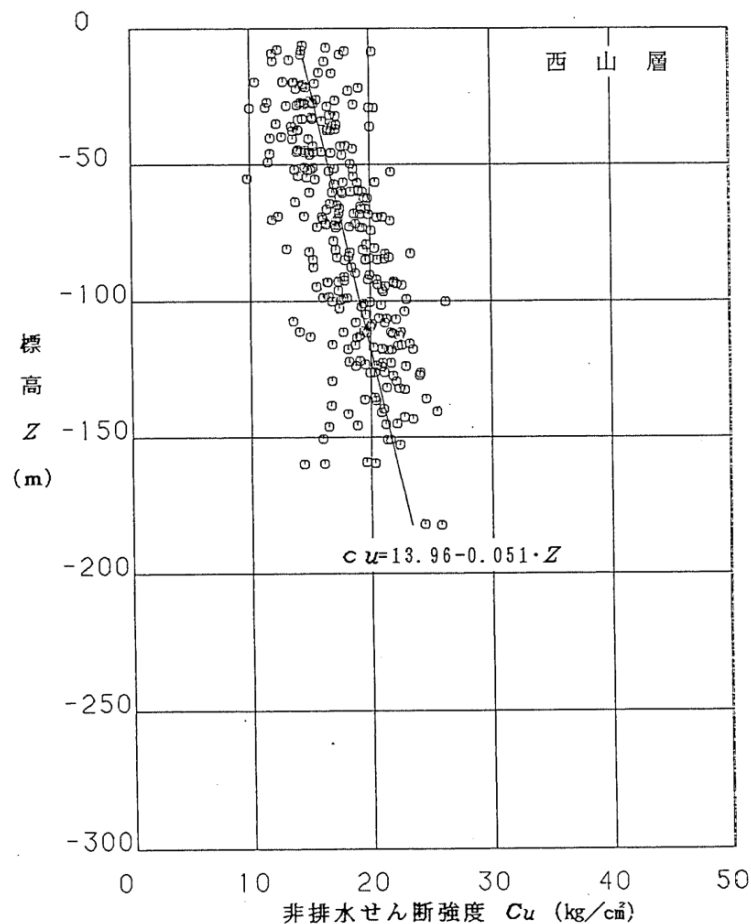
新期砂層の動的変形特性

- 埋戻土の動的変形特性は、ブロック試料による動的単純せん断試験に基づき設定した。

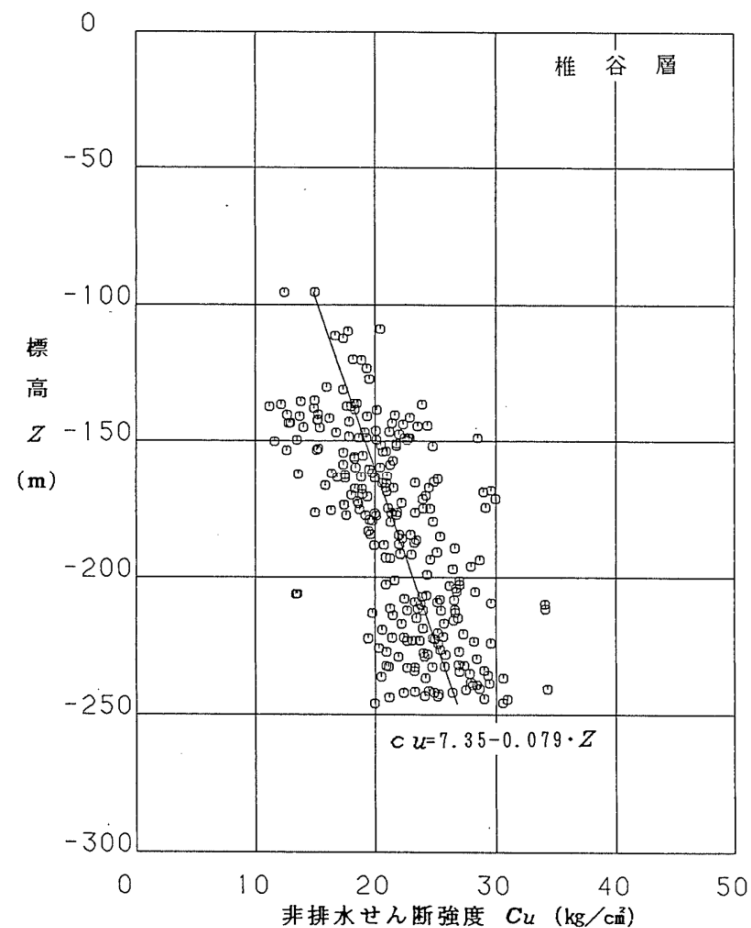


埋戻土の動的変形特性

- 西山層及び椎谷層のせん断強度は、ボーリングコア試料による三軸圧縮試験 (CU条件) に基づき設定した。

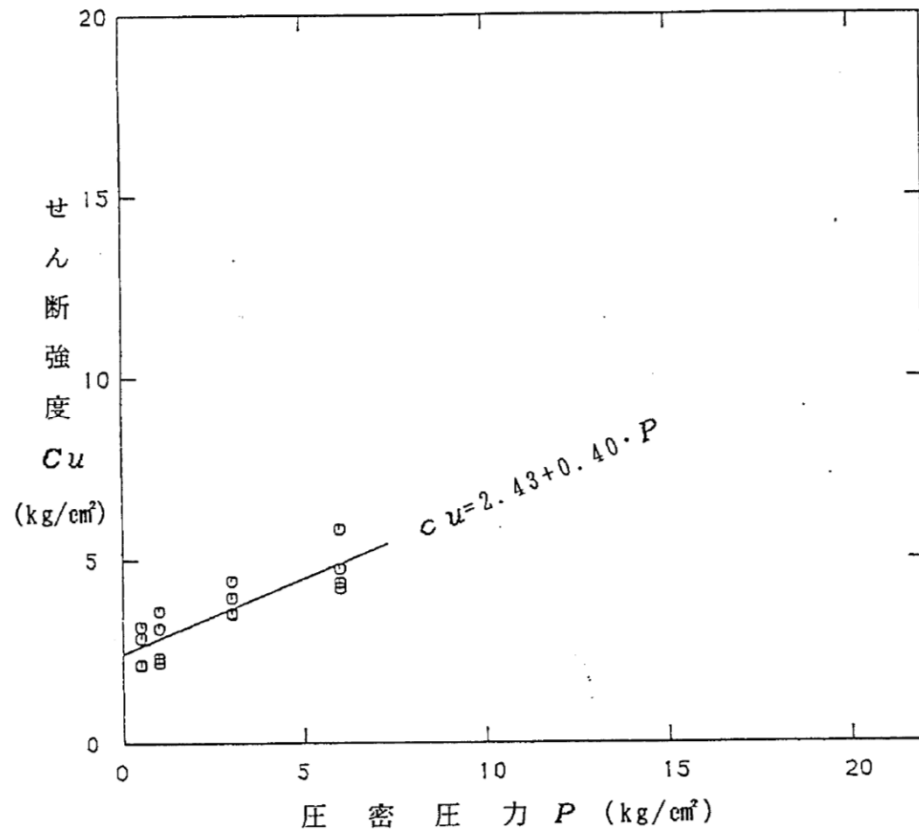


西山層のせん断強度

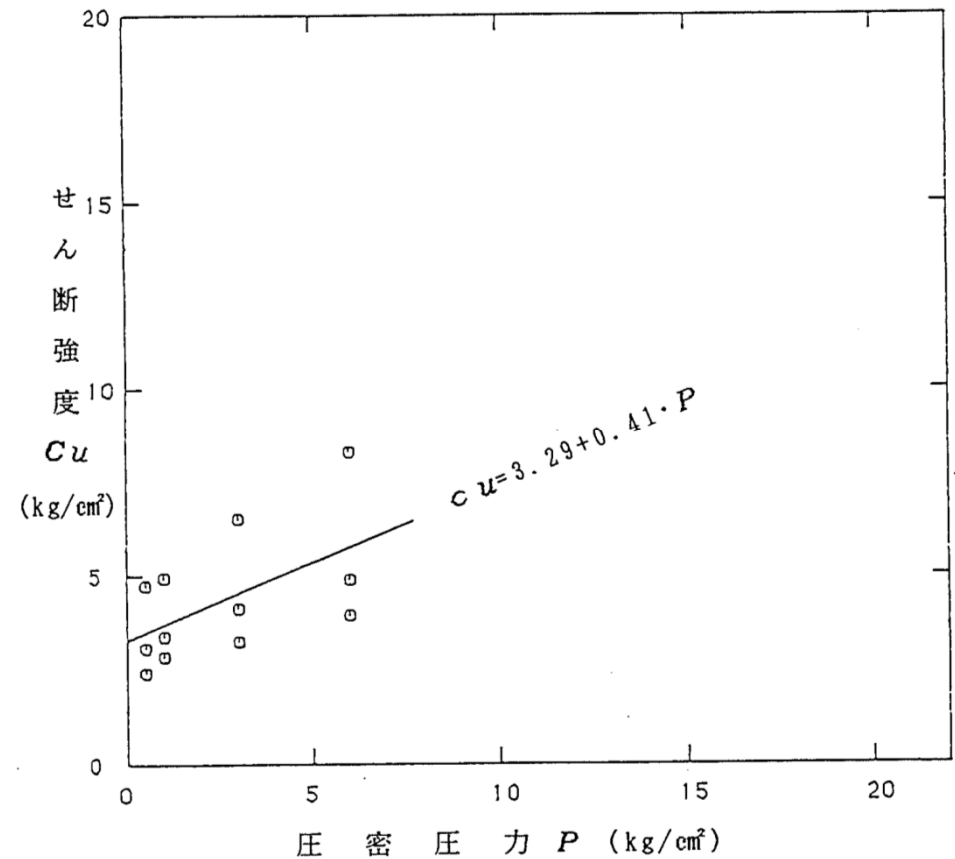


椎谷層のせん断強度

- 古安田層のせん断強度は、ボーリングコア試料による三軸圧縮試験 (CU条件) に基づき設定した。
- 番神砂層のせん断強度は、ブロック試料による三軸圧縮試験 (CU条件) に基づき設定した。

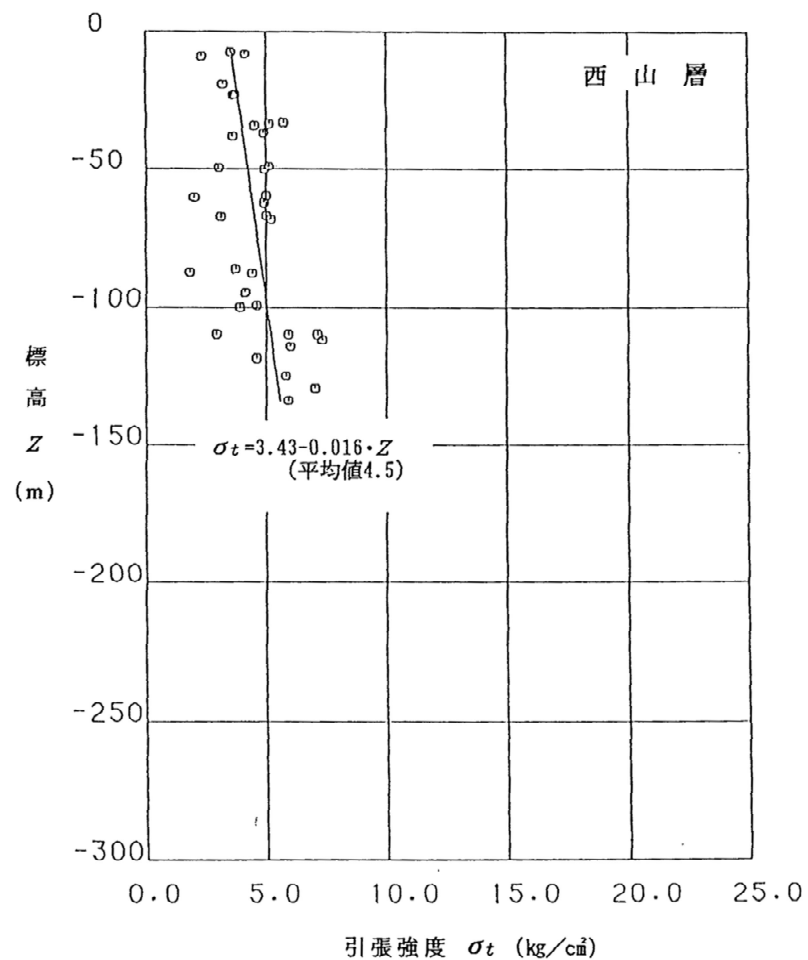


古安田層のせん断強度



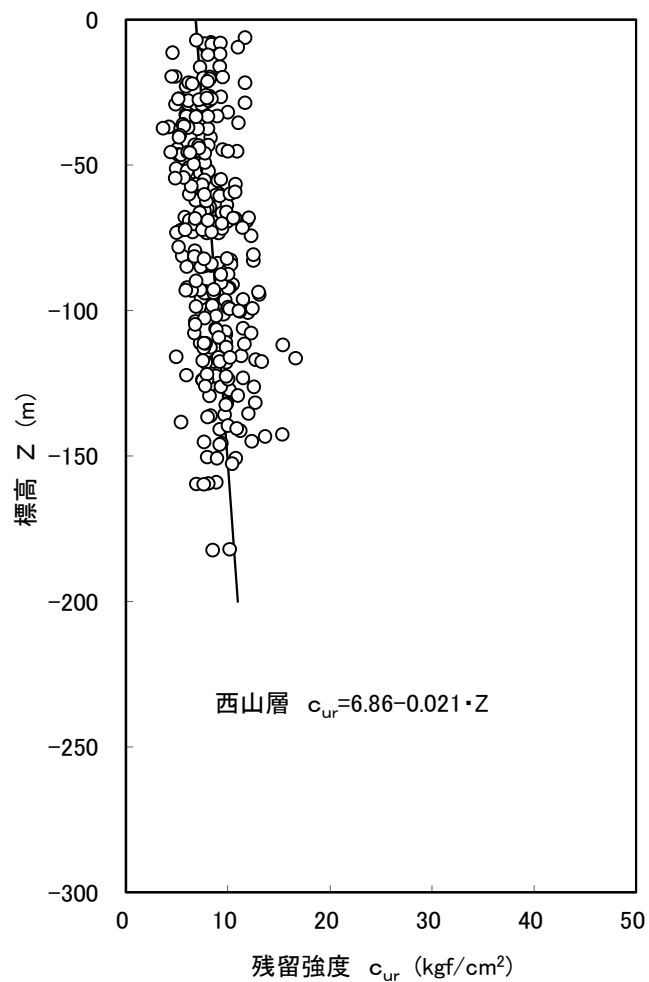
番神砂層のせん断強度

- 西山層の引張強度は、ボーリングコア試料による圧裂引張強度試験に基づき設定した。

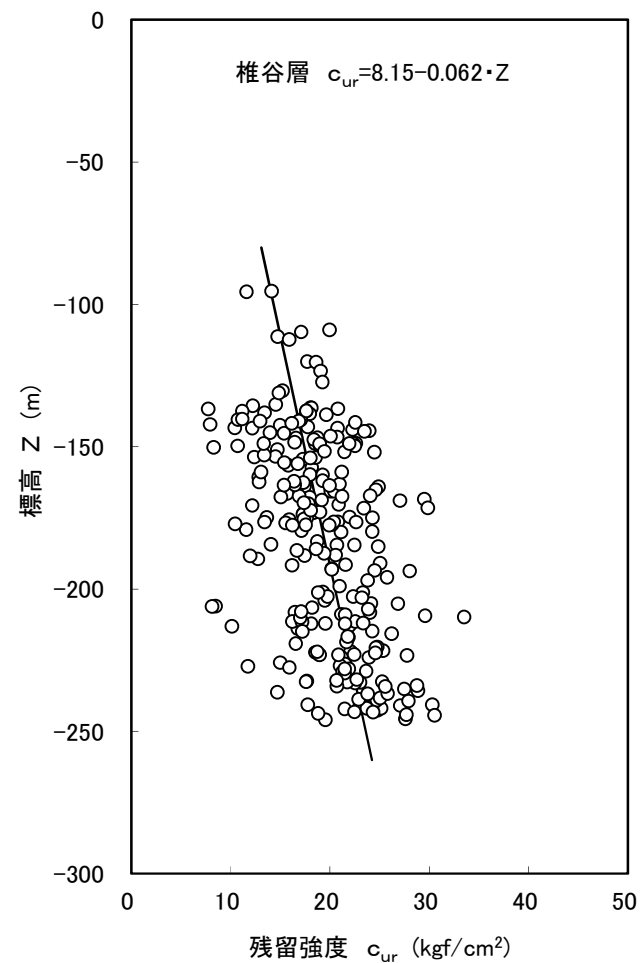


西山層の引張強度

- 西山層及び椎谷層の残留強度は、ボーリングコア試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。

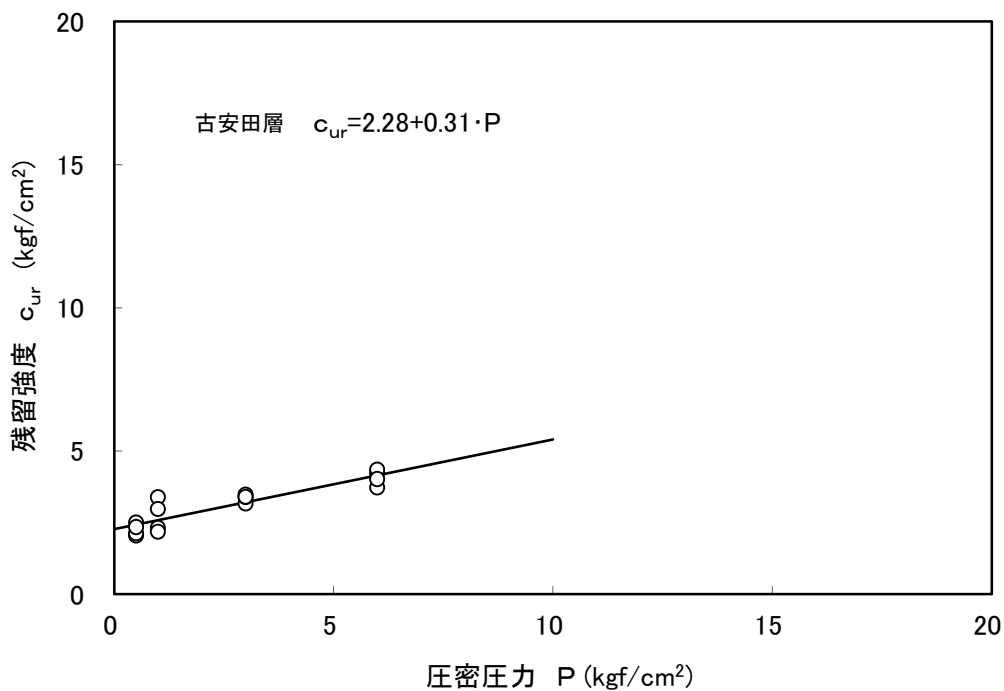


西山層の残留強度

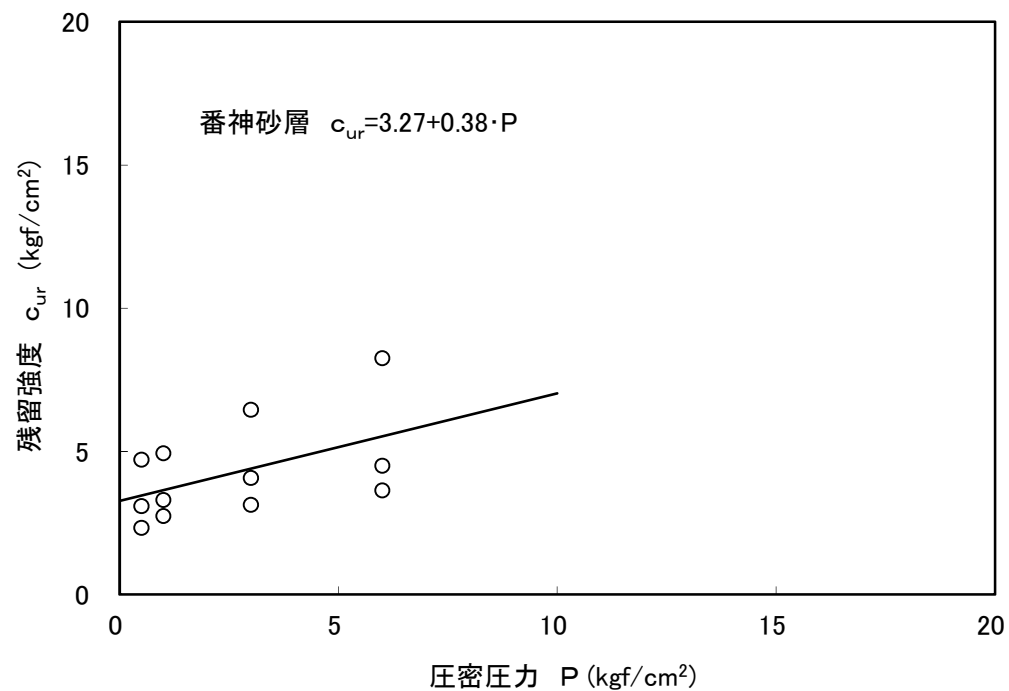


椎谷層の残留強度

- 古安田層の残留強度は、ボーリングコア試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。
- 番神砂層の残留強度は、ブロック試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。



古安田層の残留強度



番神砂層の残留強度

- F系断層は、連続性が良いF₃断層を代表とした。なお、試掘坑調査より、F₃断層で粘土幅が2cm程度、破砕幅が8cm程度であるため粘土部、破砕部の両方について物性値を設定した。
- V系断層は、破砕部の層厚及び変位量が比較的大きいV₂断層を代表とした。なお、試掘坑調査より、V₁～V₂及びV_a～V_c断層で粘土幅がフィルム状、破砕幅が1～3cm程度であるため、破砕部についてのみ物性値を設定した。
- L系断層は、L₂断層がL₁断層から分岐する一連の断層であることからL₁・L₂断層を同一の材料として評価した。なお、試掘坑調査より、L₁・L₂断層で粘土幅がフィルム状～0.2cm程度、破砕幅が7～15cm程度であるため、破砕部についてのみ物性値を設定した。

試掘坑調査による断層の性状

断層名	確認地点	走向・傾斜	粘土幅 (cm)	破砕幅 (cm)	センス	落差 (m)	記事
V系断層	V ₁ 断層 -20m坑 (エリア外) 斜坑 (エリア外)	N32W 83W	f	1	-	-	土砂状の破砕部を伴う
	V ₂ 断層 6号炉A-N坑 6号炉B坑 6号炉C-S坑	N29W 86W	f	2	正	1.2	近傍に同系の断層が分布し、合計の変位量は1.5m 土砂状の破砕部を伴う
	V ₃ 断層 7号炉B-W坑 (-13m) 7号炉A-S坑 (-20m～-30m) 7号炉A-S坑 (-13m) 7号炉アクセス坑 (-20m) 7号炉C-S坑 (-13m) (エリア外)	N31W 83W	f	1	正	1.1	土砂状の破砕部を伴う
	V ₄ 断層 7号炉B-E坑 (-20m) -20m坑 (エリア外)	N28W 84W	f	1	正	1.8	近傍に同系の断層が分布し、合計の変位量は3.0m 土砂状の破砕部を伴う
	V ₅ 断層 6号炉C-N坑 6号炉B-E坑 (一部エリア外)	N30W 90	f	3	正	0.8	土砂状の破砕部を伴う
F系断層	F ₃ 断層 6号炉B-E坑 (エリア外)	N7E 17W	1.9	8	逆	-	黒色の粘土を伴う
L ₁ ・L ₂ 断層	L ₁ 断層 6号炉アクセス坑 (エリア外) 7号炉A-N坑 (-20m) 6号炉B-E坑 (一部エリア外) 7号炉A-S坑 -20m坑 (エリア外) (-20m～-30m) 斜坑 (エリア外) 7号炉B-W坑 (-20m)	N67E 18S	0.2	15	正	9.0	L ₂ 断層を分岐する F ₃ 断層より下方へは延長しない 亜角礫を含む土砂状の破砕部を伴う
	L ₂ 断層 6号炉アクセス坑 (エリア外) 7号炉B-E坑 (-20m) 7号炉B-E坑 (-13m～-20m) 7号炉B-W坑 (-20m) 7号炉A-N坑 (-20m) 7号炉A-S坑 (-20m～-30m)	N10E 13W	f	7	逆	-	L ₁ 断層に合流し、それより下方へは延長しない 亜角礫を含む土砂状の破砕部を伴う

注1) 走向・傾斜は、各地点の代表的な計測値のベクトル合成により求めた。
注2) 粘土幅の「f」はフィルム状を示す。

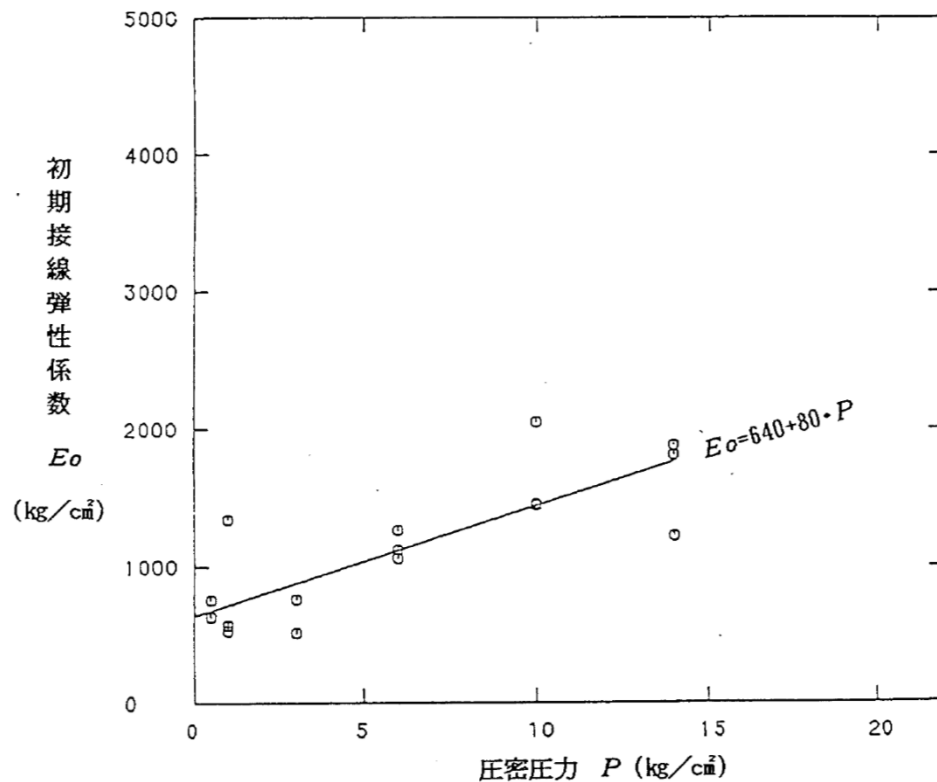
- F系断層（粘土部及び破砕部）の単位体積重量は，三軸圧縮試験（CU条件）に用いたF₃断層（粘土部及び破砕部）の試掘坑内のブロック試料による物理試験に基づき設定した。
- V系断層の単位体積重量は，三軸圧縮試験（CU条件）に用いたV₂断層（破砕部）の試掘坑内のブロック試料による物理試験に基づき設定した。
- L系断層の単位体積重量は，三軸圧縮試験（CU条件）に用いたL₁・L₂断層（破砕部）の試掘坑内のブロック試料による物理試験に基づき設定した。

F₃断層（粘土部及び破砕部），V₂断層（破砕部），L₁・L₂断層（破砕部）の単位体積重量

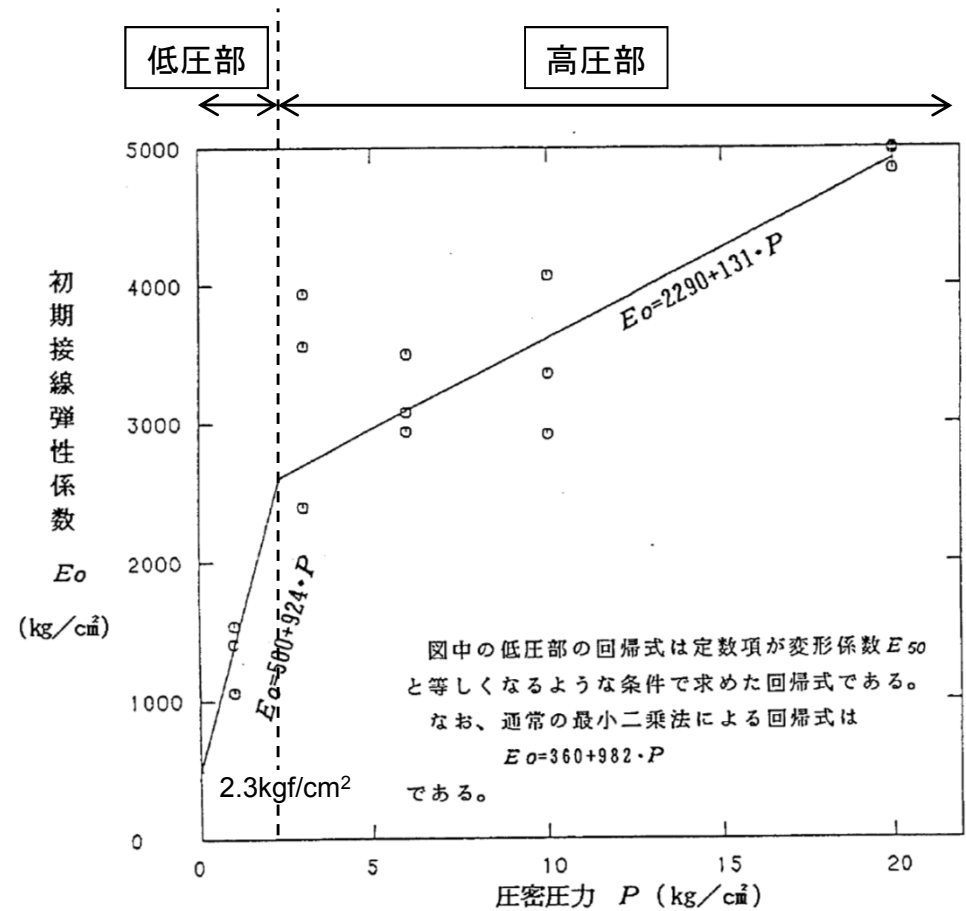
区 分	単位体積重量 γ_t (g/cm ³)			含水比 W (%)			比 重 G_s			間 隙 比 e			試験数 (個数)
	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	
V ₂ 断層（破砕部）	1.85	1.72	1.78	44.4	37.9	41.2	2.67	2.65	2.66	1.23	1.03	1.11	比重：3 その他：15
F ₃ 断層（破砕部）	1.83	1.65	1.73	52.4	40.8	46.3	2.68	2.67	2.68	1.41	1.10	1.26	比重：3 その他：15
L ₁ 断層（破砕部）	1.85	1.80	1.83	40.8	35.0	37.2	2.69	2.67	2.68	1.05	0.97	1.01	比重：3 その他：12
L ₂ 断層（破砕部）	1.85	1.71	1.81	50.3	33.8	38.8	2.69	2.67	2.68	1.36	0.96	1.06	比重：3 その他：12
F ₃ 断層（粘土部）	1.95	1.89	1.92	32.3	30.3	31.2	2.66	2.65	2.65	0.86	0.77	0.81	比重：3 その他：18

※ F系断層は，粘土幅と破砕幅の層厚を考慮した重み付け平均値を用いる。

- F系断層（粘土部及び破碎部）の初期接線弾性係数は，F₃断層（粘土部及び破碎部）の試掘坑内のブロック試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。

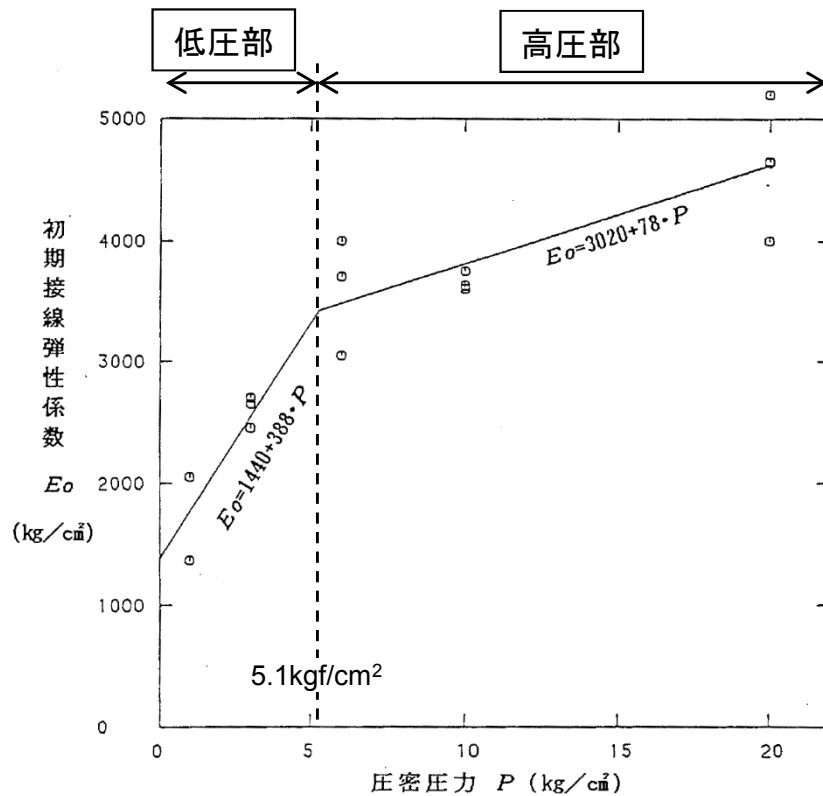


F₃断層（粘土部）の初期接線弾性係数

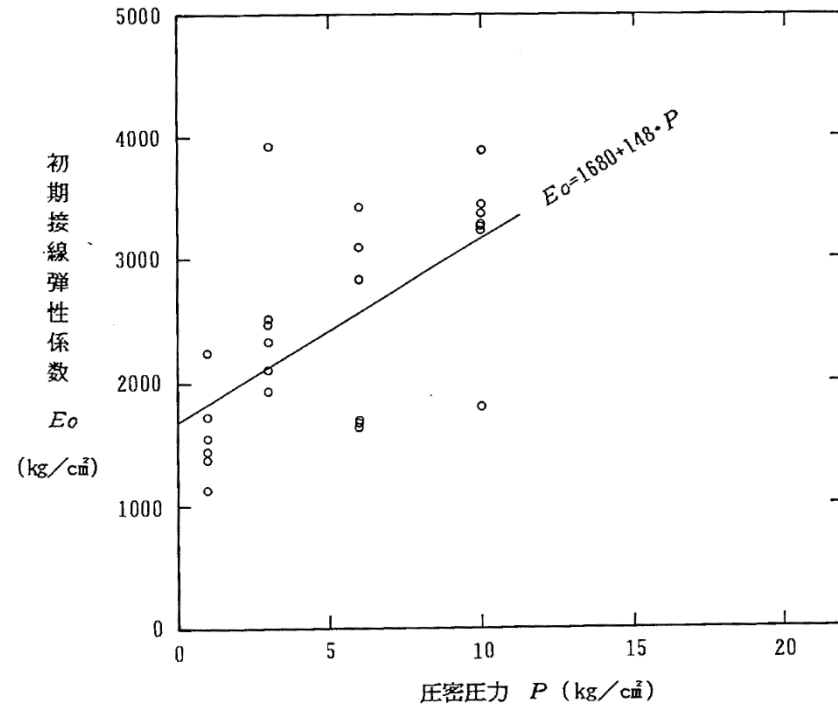


F₃断層（破碎部）の初期接線弾性係数

- V系断層の初期接線弾性係数は、V₂断層（破碎部）の試掘坑内のブロック試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。
- L系断層の初期接線弾性係数は、L₁・L₂断層（破碎部）の試掘坑内のブロック試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。



V₂断層（破碎部）の初期接線弾性係数



L₁・L₂断層（破碎部）の初期接線弾性係数

- F系断層（粘土部）のポアソン比は，母岩である西山層の平均値を用いる。
- F系断層（破碎部）のポアソン比は，F₃断層（破碎部）の試掘坑内のブロック試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。
- V系断層のポアソン比は，V₂断層（破碎部）の試掘坑内のブロック試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。
- L系断層のポアソン比は，L₁・L₂断層（破碎部）の試掘坑内のブロック試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。

F₃断層（破碎部），V₂断層（破碎部），L₁・L₂断層（破碎部）のポアソン比

区 分	圧 密 圧 力 P (kg/cm ²)															全平均	試験数 (組)
	1			3			6			10			20				
	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値		
V ₂ 断層（破碎部）	0.49	0.44	0.46	0.49	0.47	0.48	0.50	0.44	0.46	0.46	0.42	0.43	0.48	0.43	0.46	0.46	3
F ₃ 断層（破碎部）	0.50	0.48	0.49	0.48	0.45	0.47	0.48	0.43	0.46	0.46	0.42	0.45	0.44	0.43	0.44	0.46	3
L ₁ 断層（破碎部）	0.48	0.45	0.47	0.45	0.43	0.44	0.50	0.46	0.47	0.46	0.43	0.44	—	—	—	0.46	3
L ₂ 断層（破碎部）	0.50	0.46	0.48	0.48	0.45	0.47	0.45	0.44	0.44	0.45	0.43	0.44	—	—	—	0.46	3

※ F系断層（粘土部）は，層厚が薄く三軸圧縮試験（CU条件）に用いた供試体の寸法が，直径2cm，高さ4cmと小さく，ポアソン比の測定が実施できなかった。

- F系断層（粘土部及び破碎部）の初期動せん断弾性係数 G_0 は、 F_3 断層（粘土部及び破碎部）の試掘坑内のブロック試料を用いた弾性波速度測定試験によるS波速度 V_s 、密度 ρ に基づき式(1)により設定した。
- F系断層（粘土部及び破碎部）の動ポアソン比 ν_d は、 F_3 断層（粘土部及び破碎部）の試掘坑内のブロック試料を用いた弾性波速度測定試験によるS波速度 V_s 、P波速度 V_p に基づき式(2)により設定した。

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad \dots (1)$$

$$\nu_d = 1/2 \cdot \{(V_p/V_s)^2 - 2\} / \{(V_p/V_s)^2 - 1\} \quad \dots (2)$$

F_3 断層（粘土部及び破碎部）、 V_2 断層（破碎部）、 $L_1 \cdot L_2$ 断層（破碎部）の初期動せん断弾性係数及び動ポアソン比

区 分	P 波 速 度 V_p (km/s)			S 波 速 度 V_s (km/s)			動 ポ ア ソ ン 比 ν_d			初期せん断弾性係数 G_0 ($\times 10^3 \text{ kg/cm}^2$)			試験数 (個)
	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	
V_2 断層（破碎部）	1.84	1.51	1.63	0.57	0.50	0.54	0.46	0.42	0.44	5.87	4.06	5.01	3
F_3 断層（破碎部）	1.32	1.10	1.22	0.45	0.44	0.44	0.43	0.40	0.42	3.55	3.42	3.47	3
L_1 断層（破碎部）	1.59	1.37	1.44	0.39	0.35	0.36	0.47	0.46	0.47	2.73	2.01	2.31	3
L_2 断層（破碎部）	2.09	1.75	1.93	0.39	0.33	0.37	0.48	0.48	0.48	2.62	1.93	2.37	3
F_3 断層（粘土部）	1.78	1.45	1.67	0.51	0.37	0.42	0.48	0.45	0.47	4.88	2.57	3.43	3

※ F系断層は、粘土幅と破碎幅の層厚を考慮した積層異方性の考え方による等価な値を用いる。

- V系断層の初期動せん断弾性係数 G_0 は、 V_2 断層（破砕部）の試掘坑内のブロック試料を用いた弾性波速度測定試験によるS波速度 V_s 、密度 ρ に基づき式(1)により設定した値が、標高T.M.S.L.±0mにおける西山層の初期動せん断弾性係数を上回ったため、標高T.M.S.L.±0mにおける西山層の値(394N/mm²)を用いた。
- V系断層の動ポアソン比 ν_d は、 V_2 断層（破砕部）の試掘坑内のブロック試料を用いた弾性波速度測定試験によるS波速度 V_s 、P波速度 V_p に基づき式(2)により設定した。

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad \dots (1)$$

$$\nu_d = 1/2 \cdot \{(V_p/V_s)^2 - 2\} / \{(V_p/V_s)^2 - 1\} \quad \dots (2)$$

F_3 断層（粘土部及び破砕部）、 V_2 断層（破砕部）、 $L_1 \cdot L_2$ 断層（破砕部）の初期動せん断弾性係数及び動ポアソン比

区 分	P 波 速 度 V_p (km/s)			S 波 速 度 V_s (km/s)			動 ポ ア ソ ン 比 ν_d			初期せん断弾性係数 G_0 ($\times 10^3$ kg / cm ²)			試験数 (個)
	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	
V_2 断層（破砕部）	1.84	1.51	1.63	0.57	0.50	0.54	0.46	0.42	0.44	5.87	4.06	5.01	3
F_3 断層（破砕部）	1.32	1.10	1.22	0.45	0.44	0.44	0.43	0.40	0.42	3.55	3.42	3.47	3
L_1 断層（破砕部）	1.59	1.37	1.44	0.39	0.35	0.36	0.47	0.46	0.47	2.73	2.01	2.31	3
L_2 断層（破砕部）	2.09	1.75	1.93	0.39	0.33	0.37	0.48	0.48	0.48	2.62	1.93	2.37	3
F_3 断層（粘土部）	1.78	1.45	1.67	0.51	0.37	0.42	0.48	0.45	0.47	4.88	2.57	3.43	3

- L系断層の初期動せん断弾性係数 G_0 は、 $L_1 \cdot L_2$ 断層（破碎部）の試掘坑内のブロック試料を用いた弾性波速度測定試験によるS波速度 V_s 、密度 ρ に基づき式(1)により設定した。
- L系断層の動ポアソン比 ν_d は、 $L_1 \cdot L_2$ 断層（破碎部）の試掘坑内のブロック試料を用いた弾性波速度測定試験によるS波速度 V_s 、P波速度 V_p に基づき式(2)により設定した。

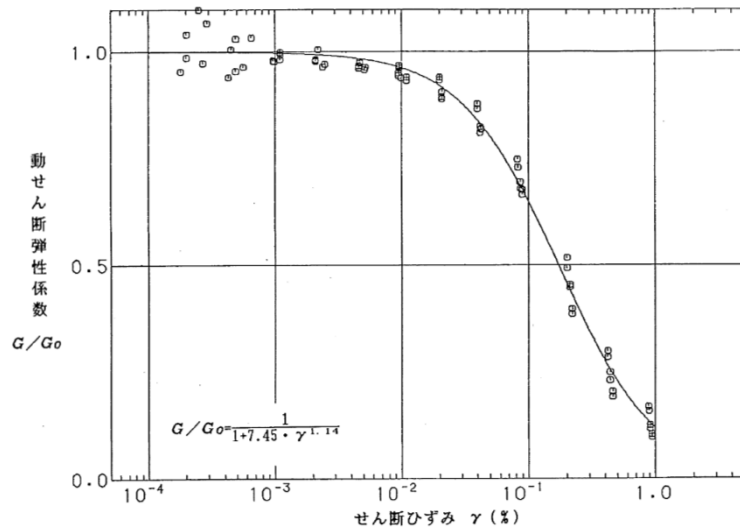
$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad \dots (1)$$

$$\nu_d = 1/2 \cdot \{(V_p/V_s)^2 - 2\} / \{(V_p/V_s)^2 - 1\} \quad \dots (2)$$

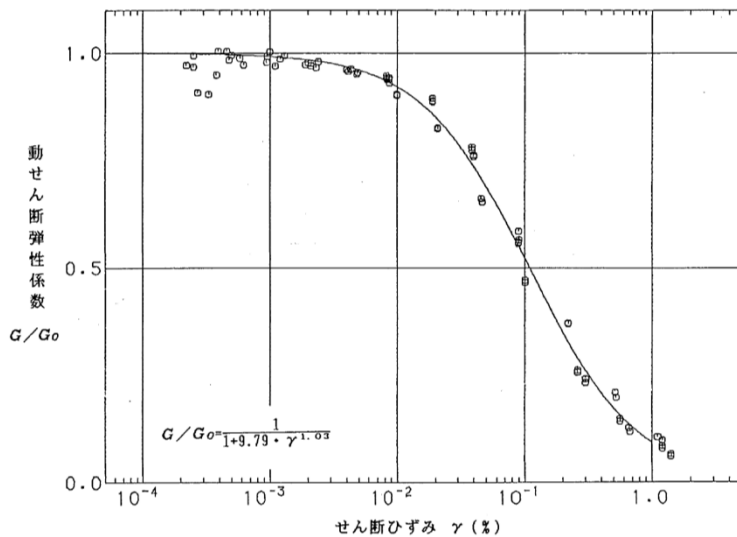
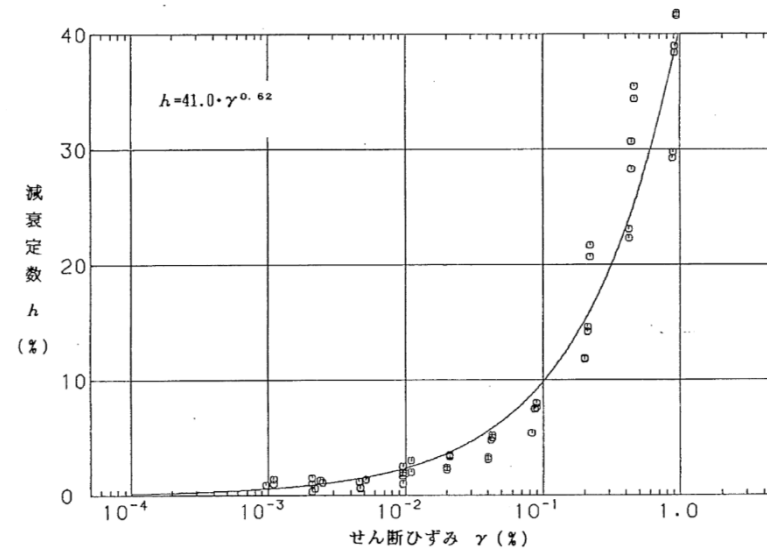
F_3 断層（粘土部及び破碎部）， V_2 断層（破碎部）， $L_1 \cdot L_2$ 断層（破碎部）の初期動せん断弾性係数及び動ポアソン比

区 分	P 波 速 度 V_p (km/s)			S 波 速 度 V_s (km/s)			動 ポ ア ソ ン 比 ν_d			初期せん断弾性係数 G_0 ($\times 10^3$ kg/cm ²)			試験数 (個)
	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	
V_2 断層（破碎部）	1.84	1.51	1.63	0.57	0.50	0.54	0.46	0.42	0.44	5.87	4.06	5.01	3
F_3 断層（破碎部）	1.32	1.10	1.22	0.45	0.44	0.44	0.43	0.40	0.42	3.55	3.42	3.47	3
L_1 断層（破碎部）	1.59	1.37	1.44	0.39	0.35	0.36	0.47	0.46	0.47	2.73	2.01	2.31	3
L_2 断層（破碎部）	2.09	1.75	1.93	0.39	0.33	0.37	0.48	0.48	0.48	2.62	1.93	2.37	3
F_3 断層（粘土部）	1.78	1.45	1.67	0.51	0.37	0.42	0.48	0.45	0.47	4.88	2.57	3.43	3

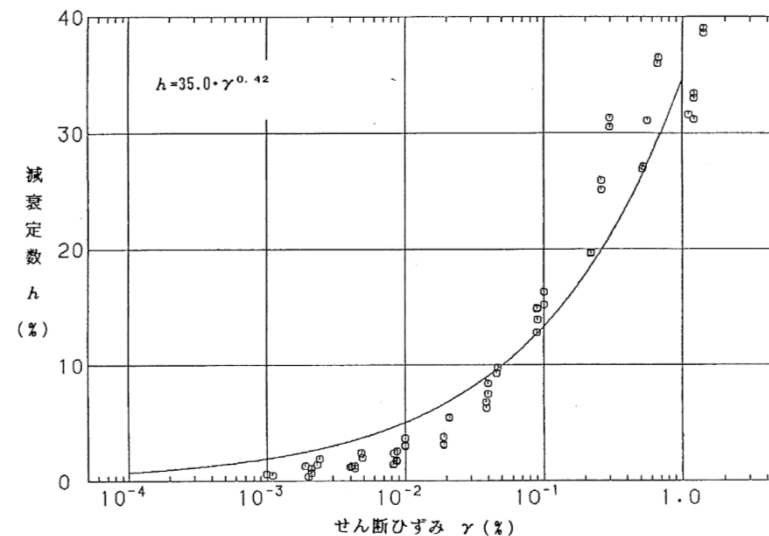
- F系断層（粘土部及び破砕部）の動的変形特性は、F₃断層（粘土部及び破砕部）の試掘坑内のブロック試料による動的単純せん断試験に基づき設定した。



F₃断層（粘土部）の動的変形特性

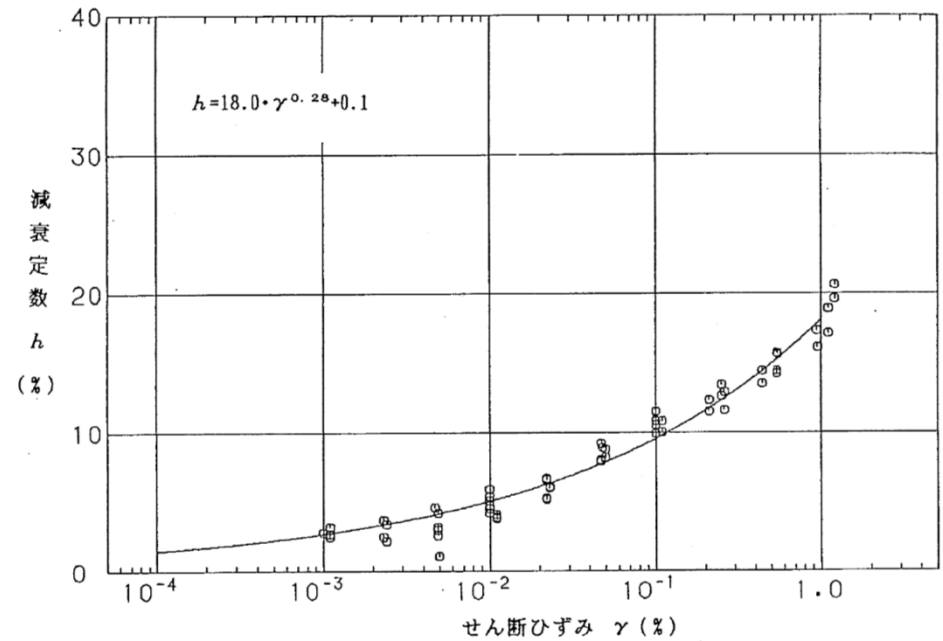
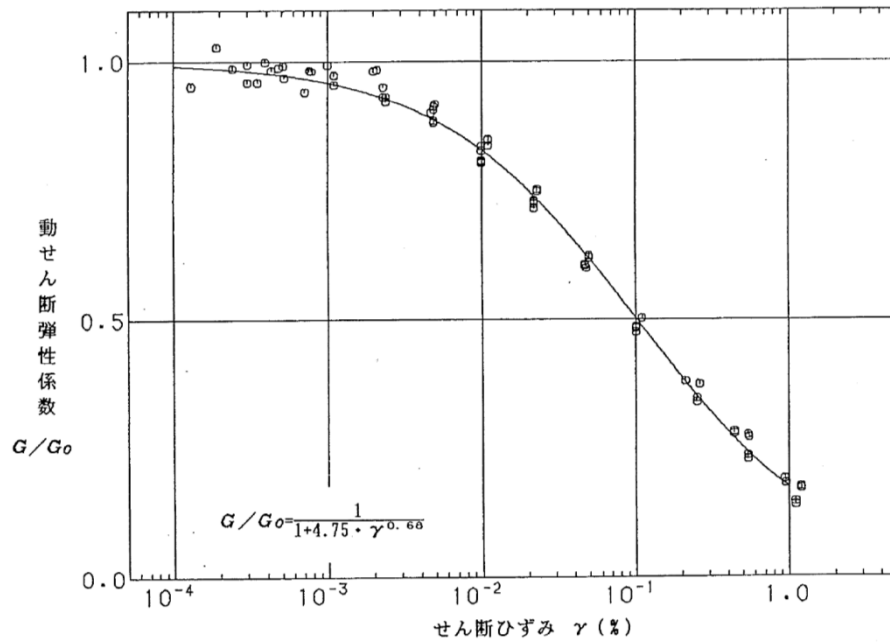


F₃断層（破砕部）の動的変形特性



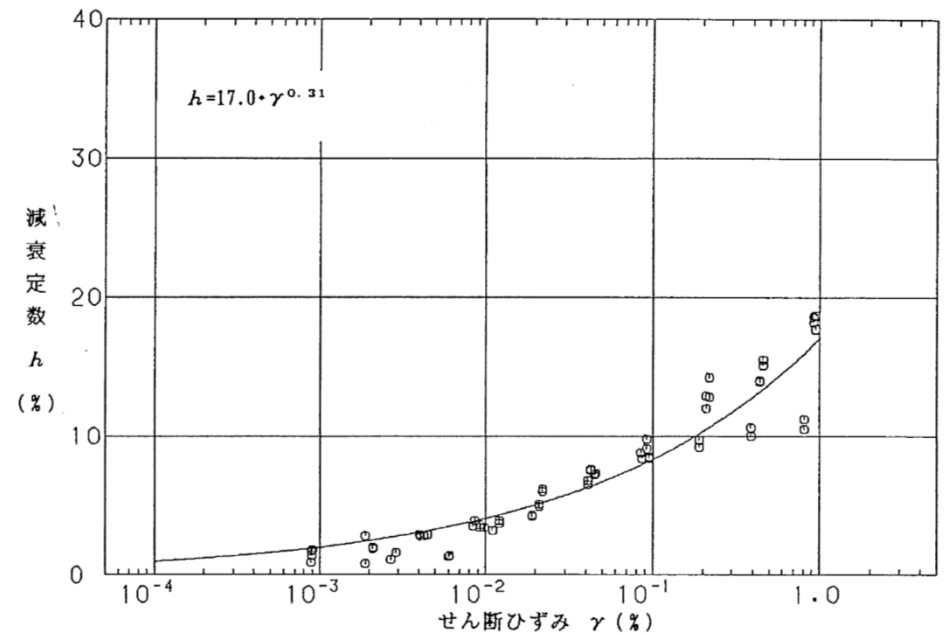
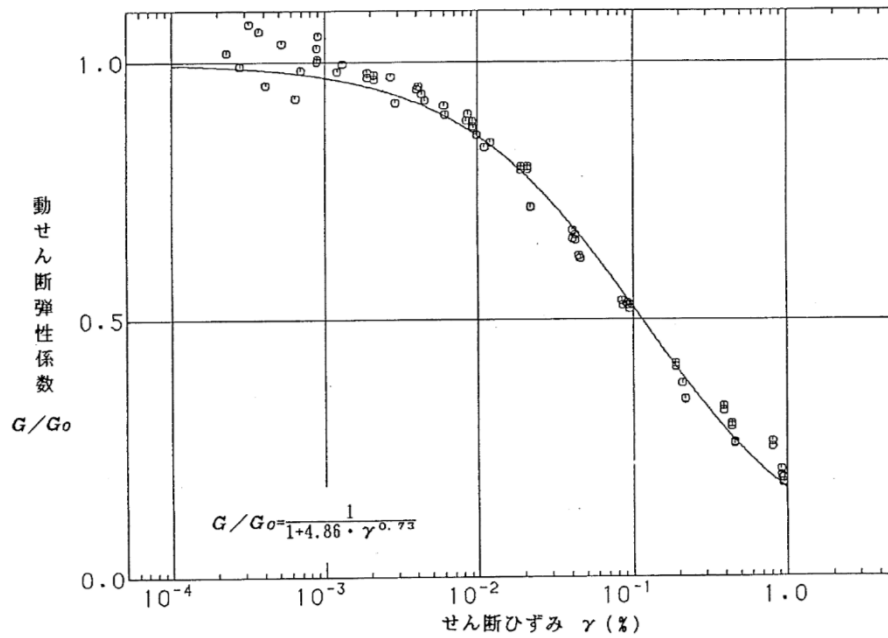
※F系断層は、粘土幅と破砕幅の層厚を考慮した積層異方性の考え方による等価な値を用いる。

- V系断層の動的変形特性は、V₂断層（破碎部）の試掘坑内のブロック試料による動的単純せん断試験に基づき設定した。



V₂断層の動的変形特性

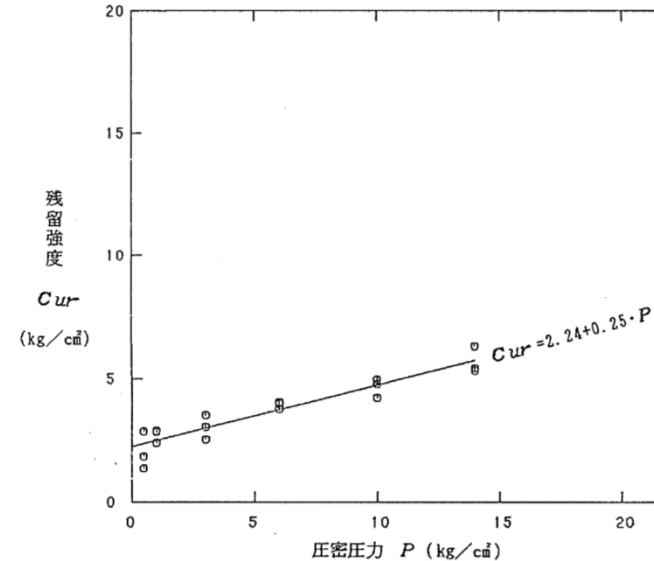
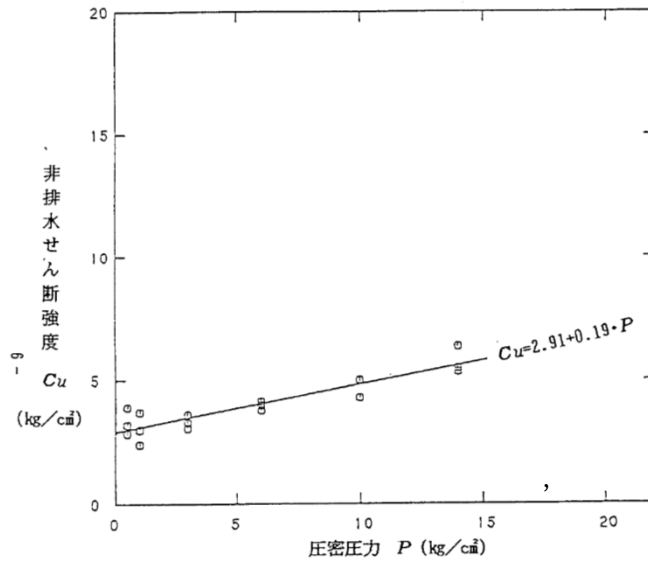
- L系断層の動的変形特性は，L₁断層（破碎部）の試掘坑内のブロック試料による動的単純せん断試験に基づき設定した。



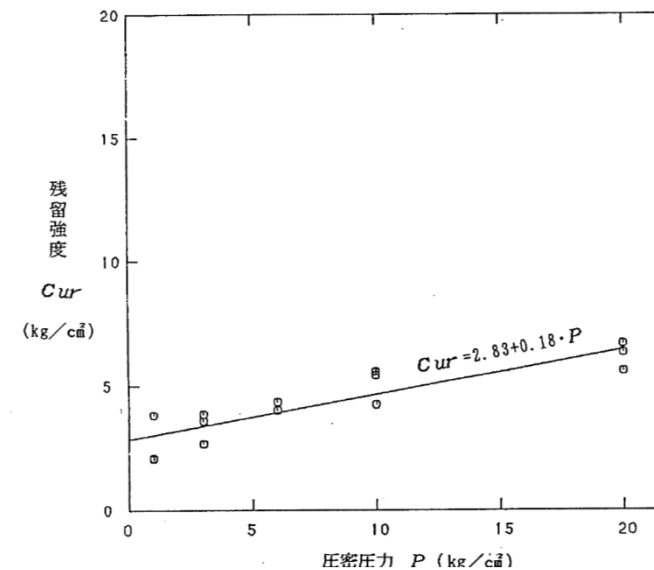
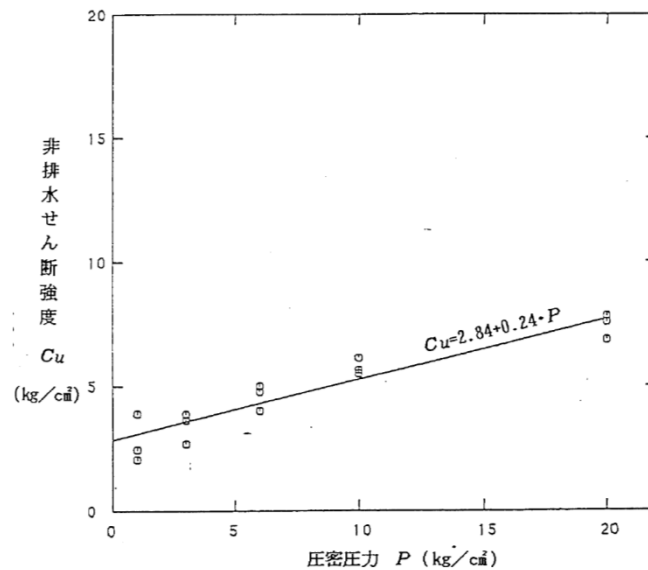
L₁断層の動的変形特性

※ L系断層の動的変形特性は，破碎幅が大きいL₁断層の試験結果を代表として設定した。

- F系断層（粘土部及び破碎部）のせん断強度及び残留強度は、F₃断層（粘土部及び破碎部）の試掘坑内のブロック試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。

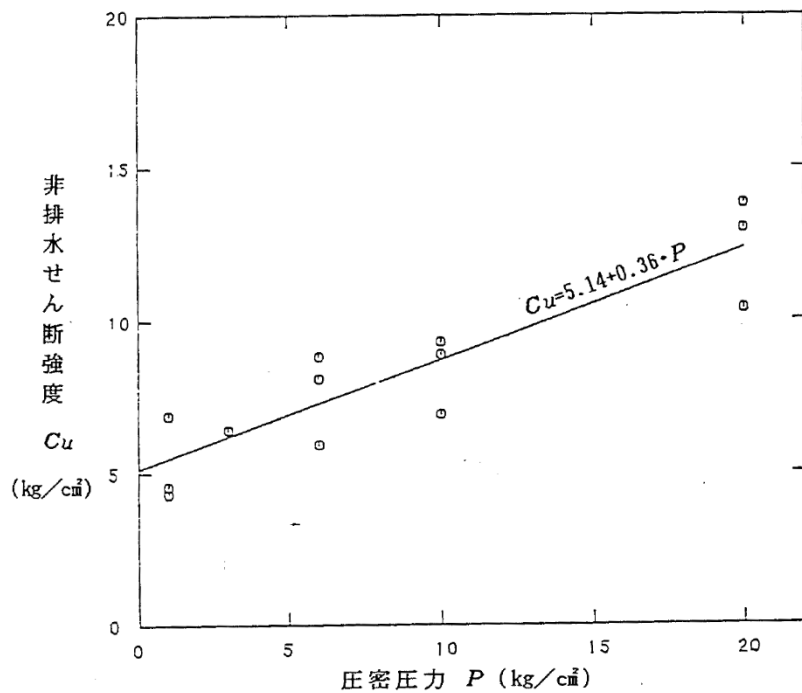


F₃断層（粘土部）のせん断強度及び残留強度

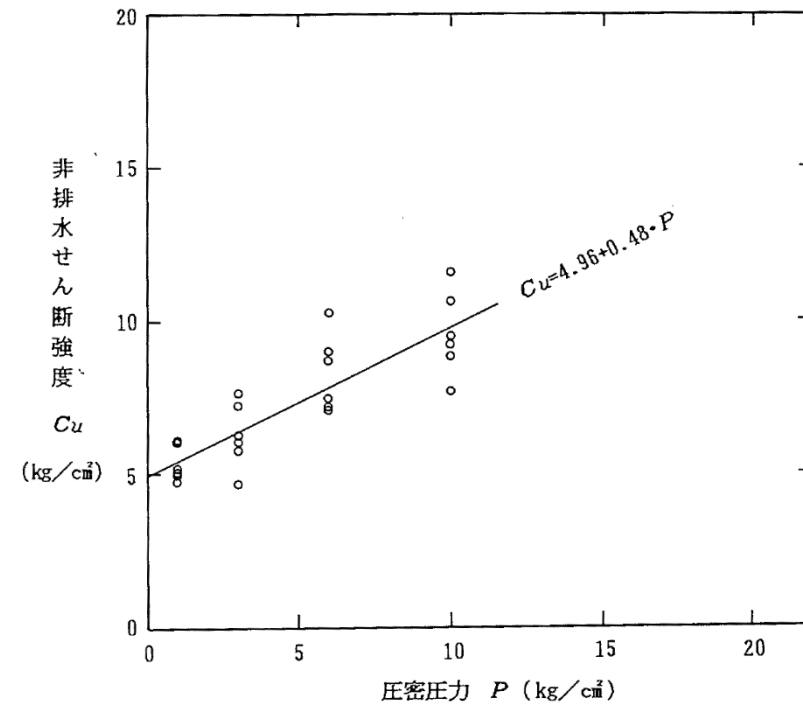


F₃断層（破碎部）のせん断強度及び残留強度 ※F系断層は、粘土部と破碎部の強度の低い方を用いる。

- V系断層のせん断強度は、V₂断層（破砕部）の試掘坑内のブロック試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。
- L系断層のせん断強度は、L₁・L₂断層（破砕部）の試掘坑内のブロック試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。

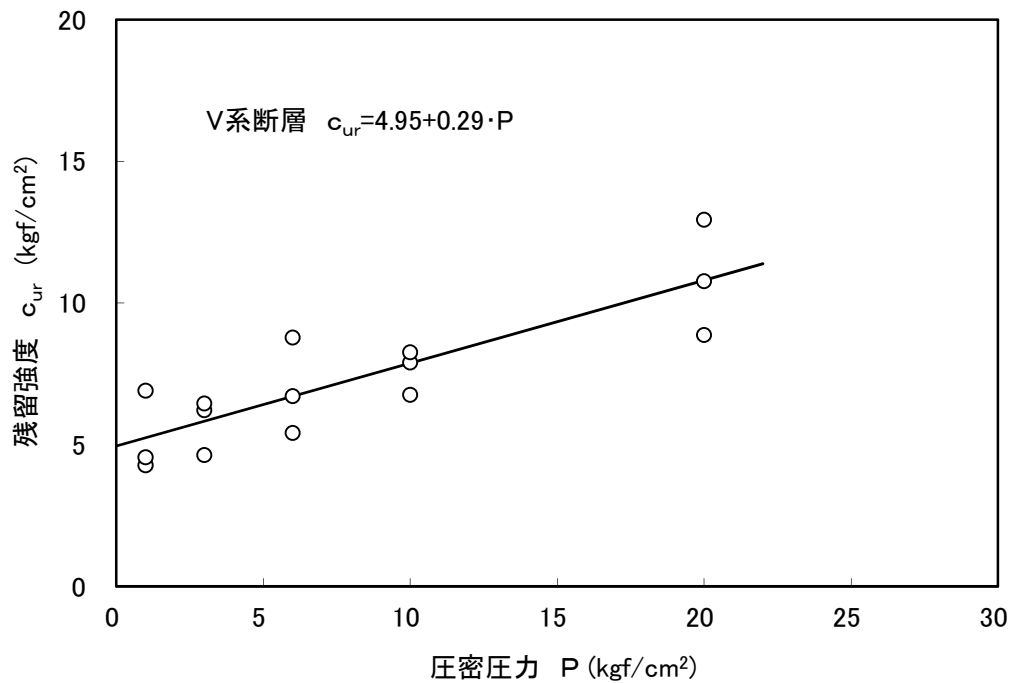


V₂断層のせん断強度

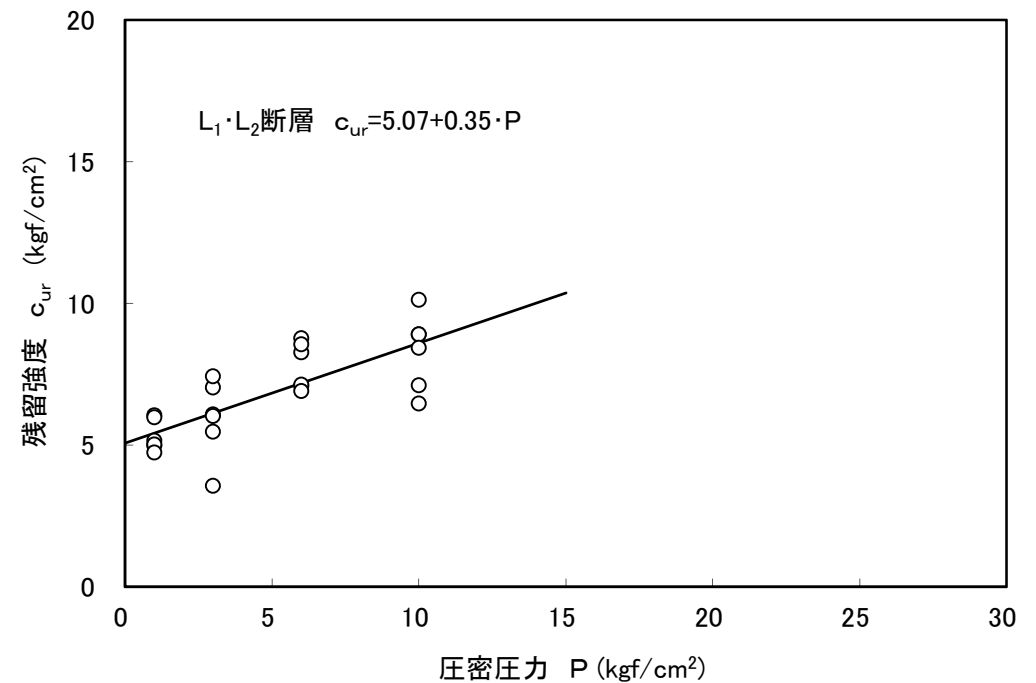


L₁, L₂断層のせん断強度

- V系断層の残留強度は、V₂断層（破碎部）の試掘坑内のブロック試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。
- L系断層の残留強度は、L₁・L₂断層（破碎部）の試掘坑内のブロック試料による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。

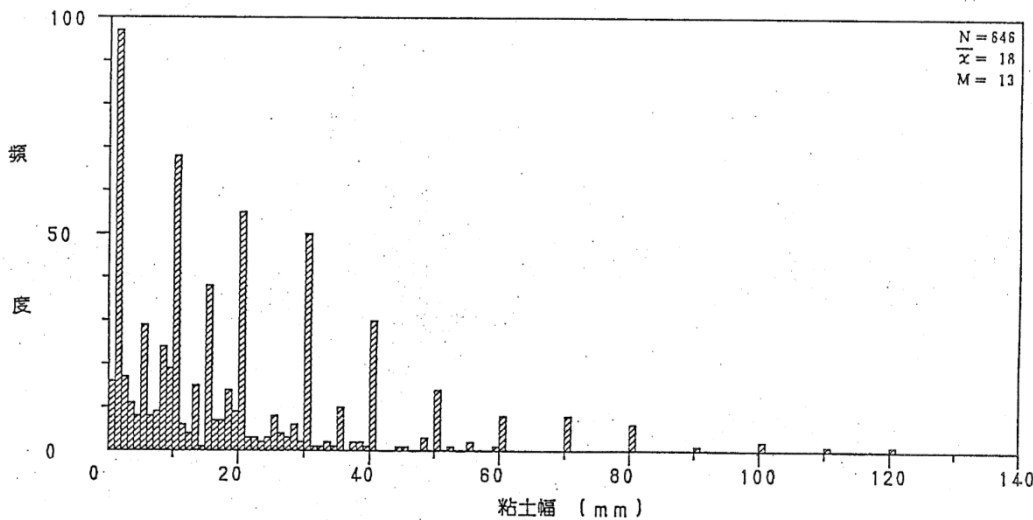


V₂断層の残留強度

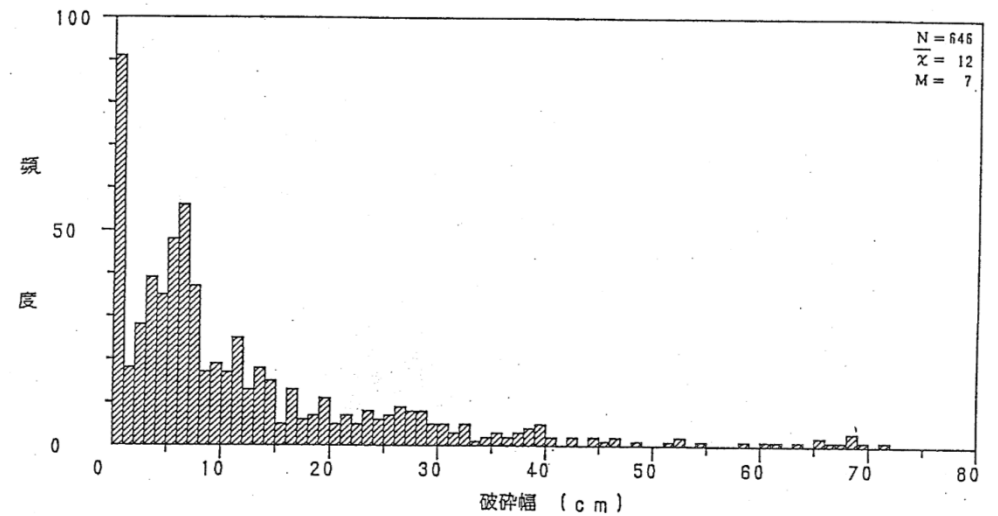


L₁, L₂断層の残留強度

- F系断層の粘土幅及び破碎幅は、F₃断層の試掘坑調査に基づき中央値より、粘土幅：1cm，破碎幅：7cmに設定した。



F₃断層（粘土部）の層厚



F₃断層（破碎部）の層厚

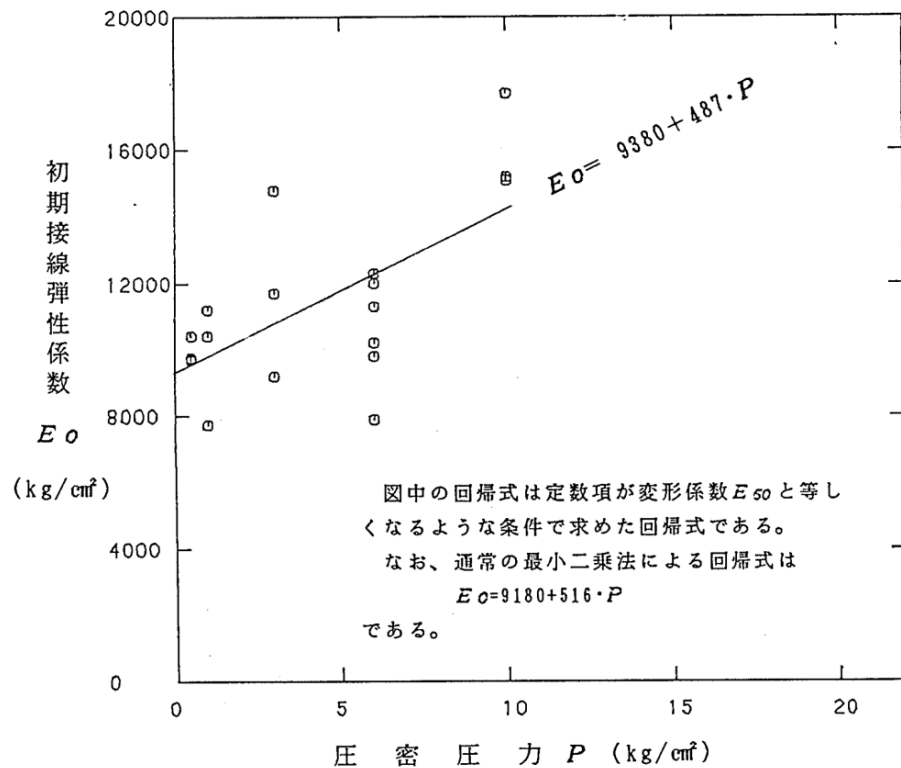
※図中のNは試験個数， \bar{x} は平均値，Mは中央値を表す。

- マンメイドロックの単位体積重量は、三軸圧縮試験（CU条件）に用いた室内で作製した試料（材齢91日、養生温度20℃）による物理試験に基づき設定した。

マンメイドロックの単位体積重量

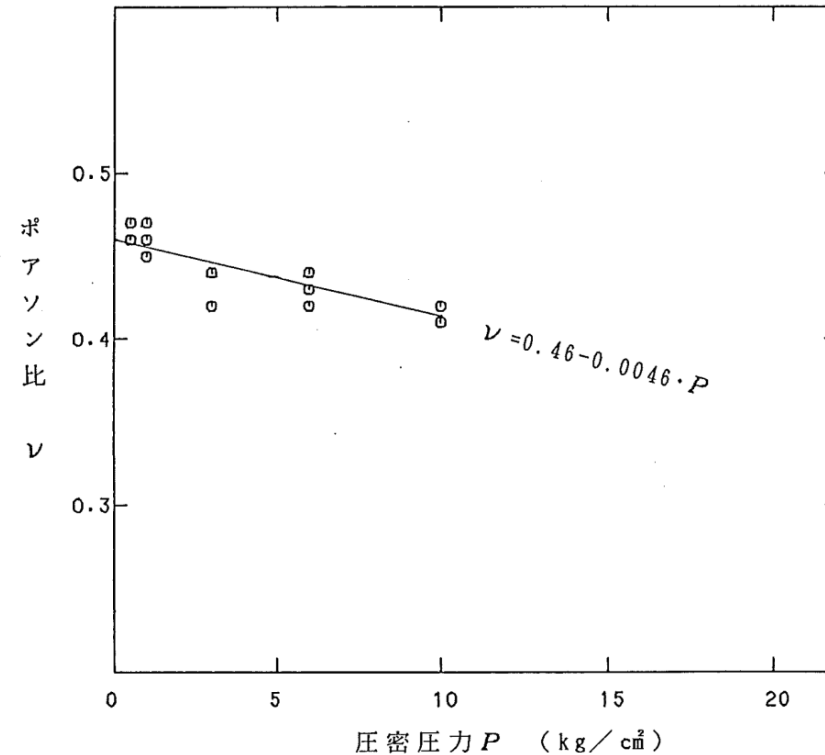
材 令	単 位 体 積 重 量 γ_t (g/cm ³)			試 験 数 (個)
	最 大 値	最 小 値	平 均 値	
2 8 日	1.78	1.73	1.75	18
9 1 日	1.77	1.73	1.75	18
3 年	1.77	1.69	1.73	18

- マンメイドロックの静的変形特性は、室内で作製した試料（材齢91日，養生温度20℃）による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。



注1) 試験結果から解析用の変形係数を求める際の圧密圧力 P は、7号炉R/B下で $P = 5 \text{ kg/cm}^2$ 、C/B下で $P = 2 \text{ kg/cm}^2$ を用いた。

マンメイドロックの初期接線弾性係数

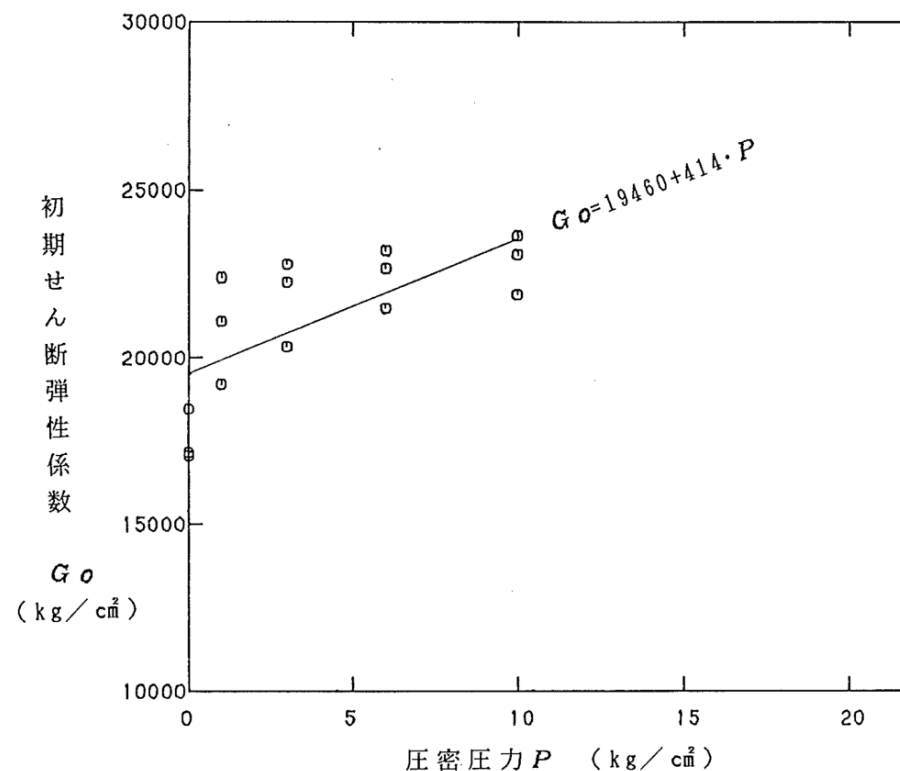


注1) 試験結果から解析用の変形係数を求める際の圧密圧力 P は、7号炉R/B下で $P = 5 \text{ kg/cm}^2$ 、C/B下で $P = 2 \text{ kg/cm}^2$ を用いた。

マンメイドロックのポアソン比

- マンメイドロックの初期動せん断弾性係数 G_0 は、室内で作製した試料（材齢91日，養生温度 20°C ）を用いた弾性波速度測定試験によるS波速度 V_s ，密度 ρ に基づき式(1)により設定した。

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad \dots (1)$$



注1) 試験結果から解析用の変形係数を求める際の圧密圧力 P は、7号炉R/B下で $P = 5\text{kg}/\text{cm}^2$ 、C/B下で $P = 2\text{kg}/\text{cm}^2$ を用いた。

マンメイドロックの初期動せん断弾性係数

- マンメイドロックの動ポアソン比 ν_d は、室内で作製した試料（材齢91日，養生温度20℃）を用いた弾性波速度測定試験によるS波速度 V_s ，P波速度 V_p に基づき式(1)により設定した。

$$\nu_d = 1/2 \cdot \{(V_p/V_s)^2 - 2\} / \{(V_p/V_s)^2 - 1\} \quad \dots (1)$$

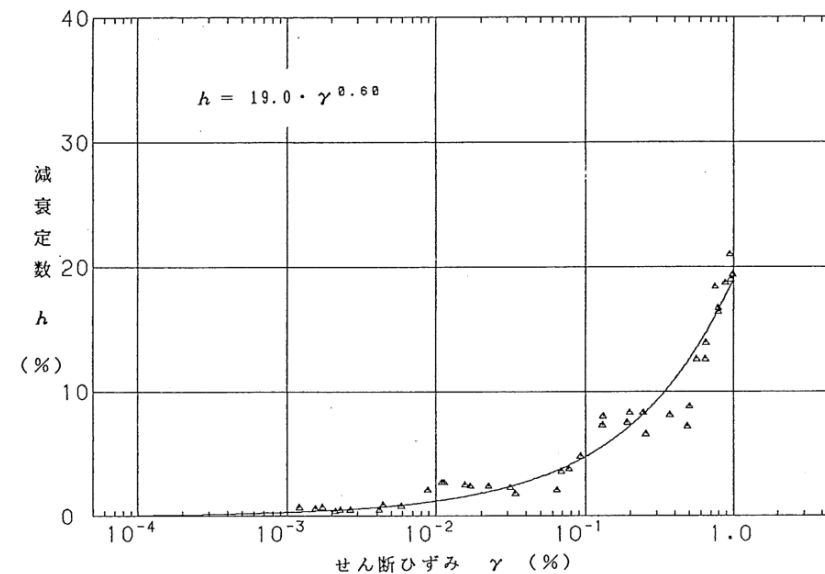
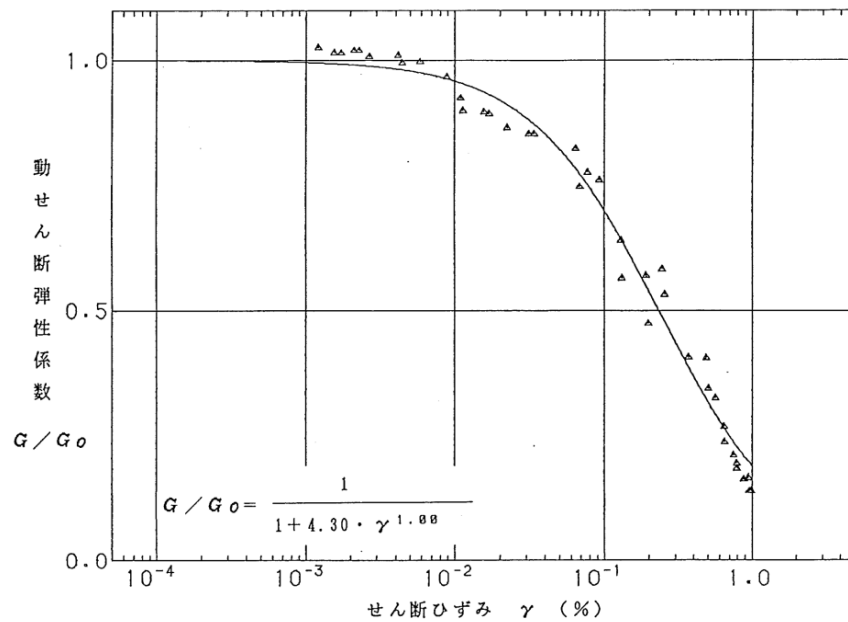
マンメイドロックの動ポアソン比

(d) 動ポアソン比 ν_d

材令	圧 密 圧 力 P (kg/cm ²)															試験数 (組)
	0			1			3			6			10			
	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値	平均値	
28日	0.38	0.36	0.37	0.36	0.36	0.36	0.38	0.37	0.38	0.39	0.36	0.37	0.39	0.36	0.37	3
91日	0.37	0.35	0.36	0.36	0.34	0.35	0.36	0.35	0.35	0.36	0.34	0.35	0.36	0.35	0.36	3
3年	0.36	0.36	0.36	0.36	0.35	0.35	0.36	0.34	0.35	0.36	0.34	0.35	0.36	0.34	0.35	3

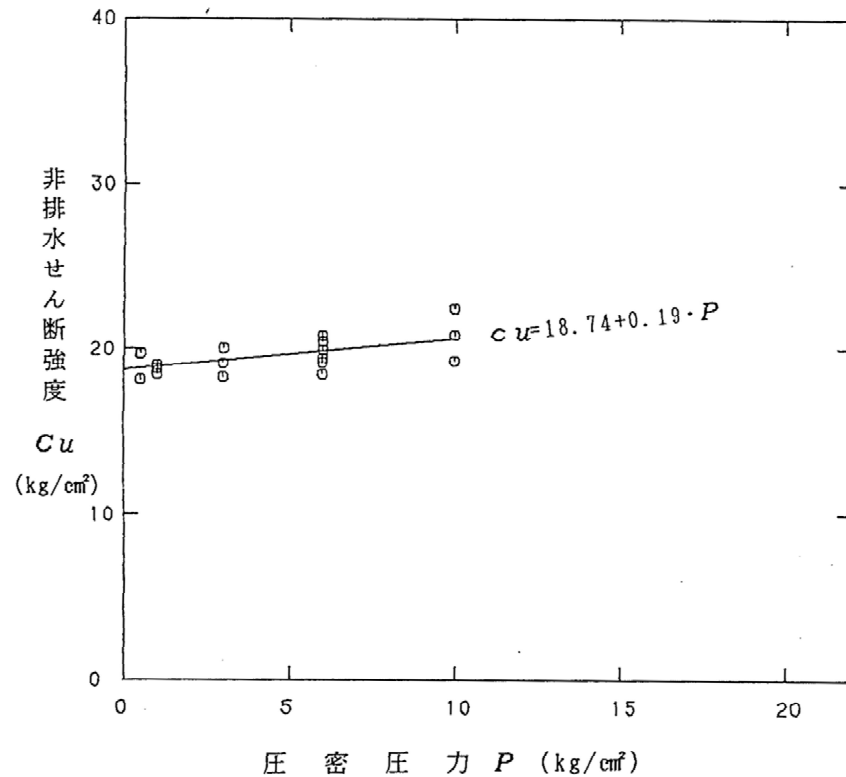
材令91日で0.35~0.36 (全圧密圧力での平均値は0.36)

- マンメイドロックの動的変形特性は、室内で作製した試料（材齢91日，養生温度20℃）による動的単純せん断試験に基づき設定した。

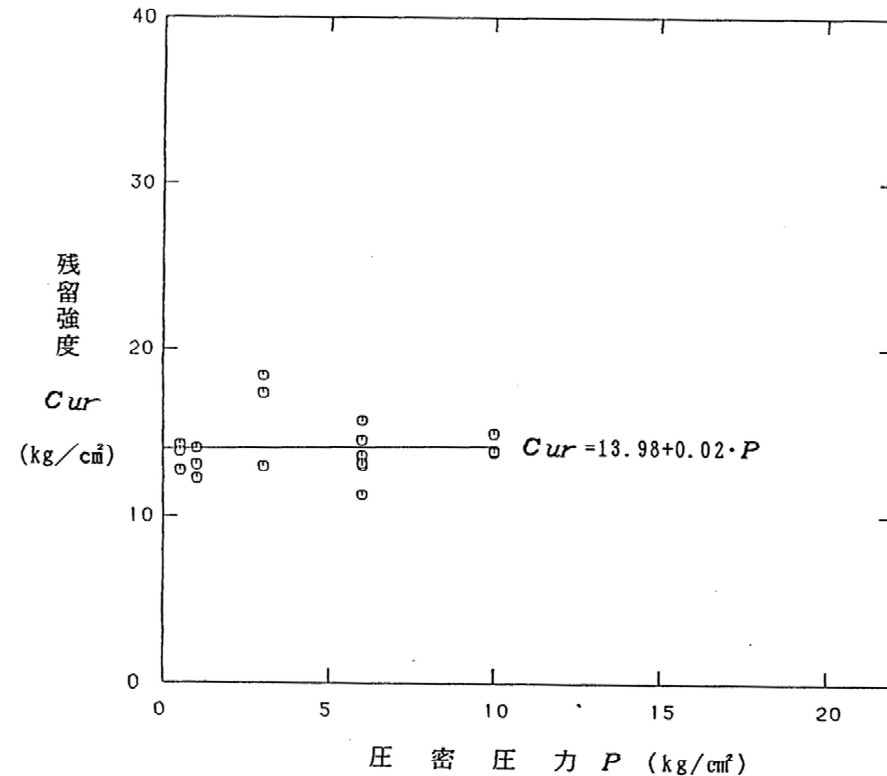


マンメイドロックの動的変形特性

- マンメイドロックのせん断強度及び残留強度は、室内で作製した試料（材齢91日，養生温度20℃）による三軸圧縮試験（CU条件）に基づき設定した。



マンメイドロックのせん断強度



マンメイドロックの残留強度

※均質部の非排水せん断強度は、安全側を考慮して圧密圧力P=0kgf/cm²に対応する強度を用いた。

※マンメイドロック打継目は、同一材齢のマンメイドロックについて通常の供試体で実施した三軸圧縮試験（CU条件）による軸差強度の平均値との比が、打継間隔1日で78.9%，打継間隔3日で74.3%，打継間隔5日で73.0%となっていることから、強度低減率を75%とした。

マンメイドロックの強度特性 (2)

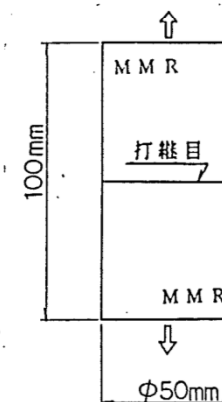
- マンメイドロックの引張強度は、室内で作製した試料（材齢91日，養生温度20℃）による圧裂引張強度試験に基づき設定した。
- マンメイドロック打継目の引張強度は、室内で作製した試料（材齢91日，養生温度20℃）による一軸引張試験に基づき設定した。

マンメイドロックの引張強度

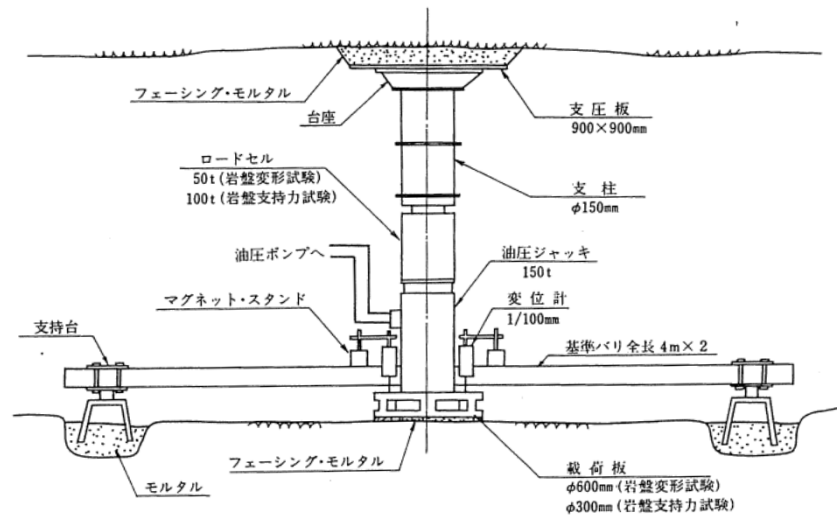
材 令	引 張 強 度 σ_t (kg/cm ²)		試験数 (個)	備 考
	平 均 値	標 準 偏 差		
28日	4.61	0.44	10	圧裂試験結果による
91日	6.79	0.25	10	
3年	9.00	0.73	10	

マンメイドロック打継目の引張強度

材 令	引 張 強 度 σ_t (kg/cm ²)		試験数 (個)	備 考
	平 均 値	標 準 偏 差		
91日	3.37	0.97	10	一軸引張試験結果による 打継間隔5日



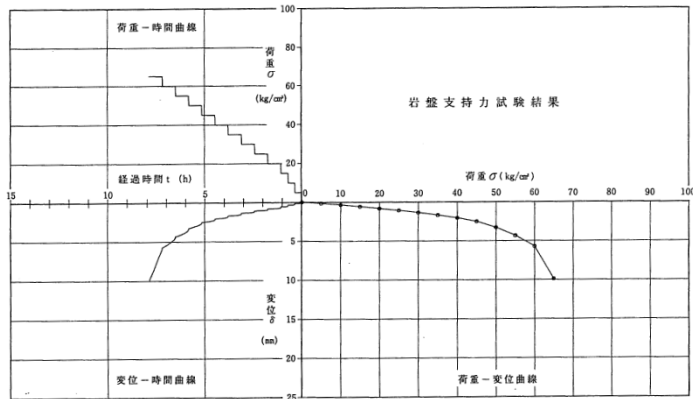
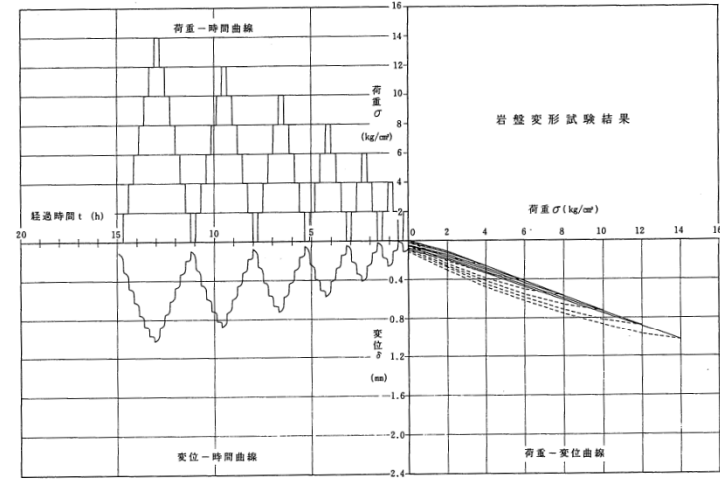
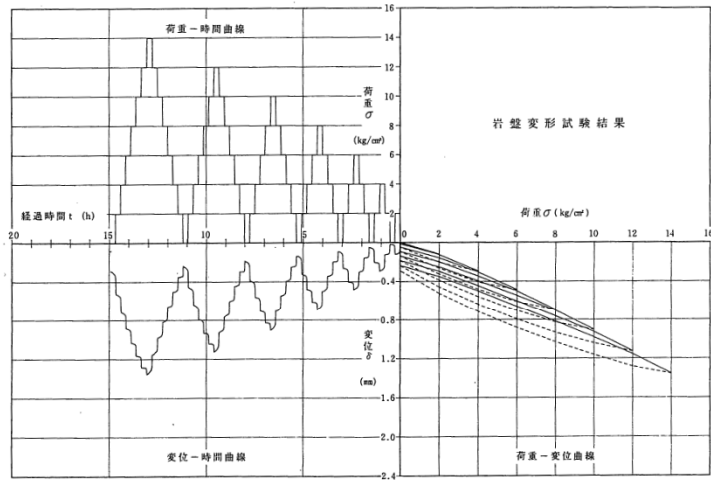
1. 敷地の地質・地質構造の概要に関する補足	3
2. 解析用物性値の設定に関する補足	
2. 1 地盤調査位置	9
2. 2 地盤の物理・変形・強度特性	12
2. 3 断層の物理・変形・強度特性	34
2. 4 マンメイドロックの物理・変形・強度特性	49
2. 5 西山層の岩盤支持力	57
2. 6 解析用物性値に関する補足	65
3. 基礎地盤の安定性評価に関する補足	
3. 1 解析手法, 条件に関する補足	69
3. 2 要素ごとの局所安全係数図	79
3. 3 基礎底面の許容傾斜に関する補足	90
3. 4 古安田層の支持性能に関する補足	100
4. 地殻変動評価に関する補足	124



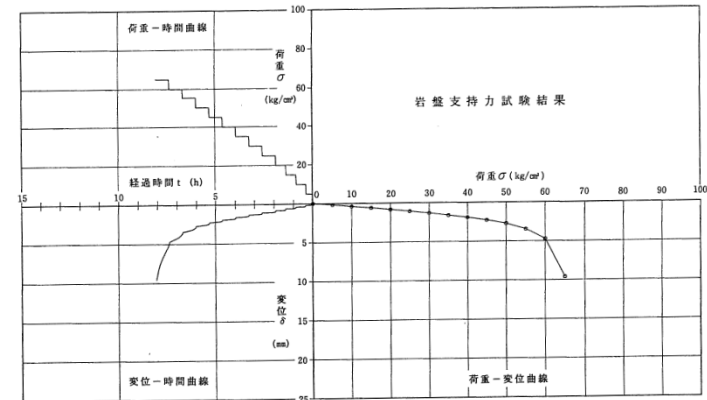
岩盤支持力試験

6, 7号炉 岩盤支持力試験結果

号 炉	試験位置		上限降伏値 (kg/cm ²)	最大荷重 (kg/cm ²)
	地 点	標高 (m)		
6 号 炉	A	-13	42	65
	B	-13	43	65
	C	-13	36	55
	D	-13	43	60
	平 均		41	61
7 号 炉	A	-20	39	55
	B	-20	48	70
	C	-25	44	65
	D	-29	43	60
	平 均		44	63

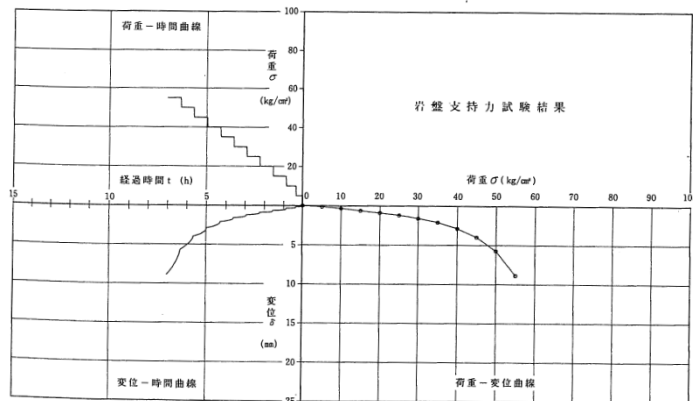
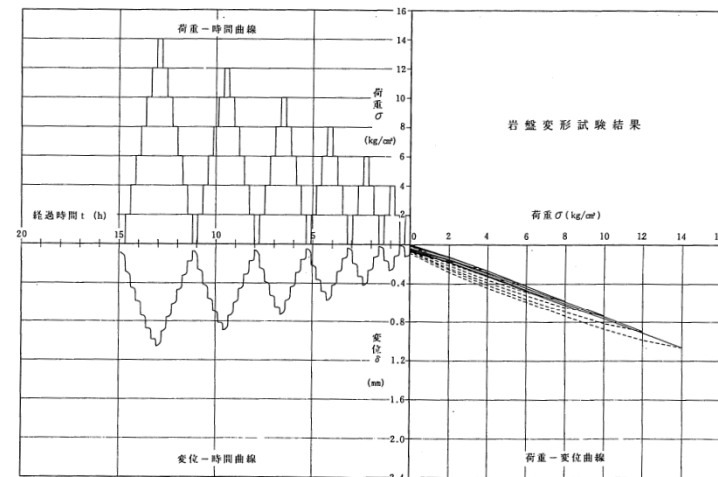
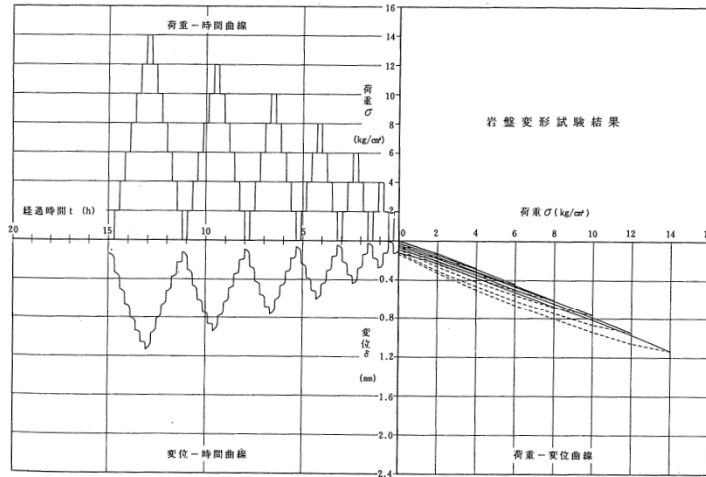


A地点

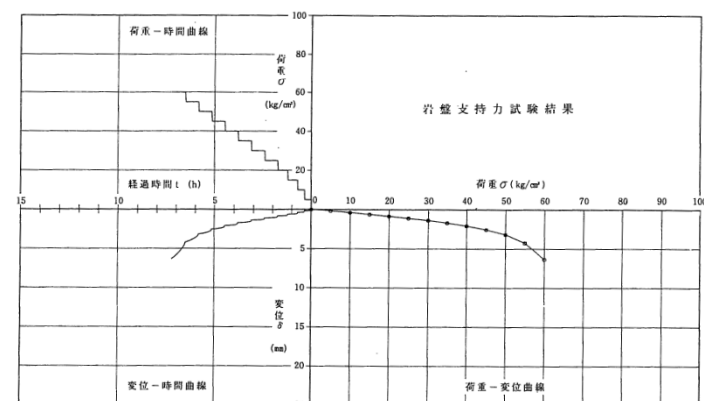


B地点

6号炉 岩盤変形・支持力試験結果（A，B地点）

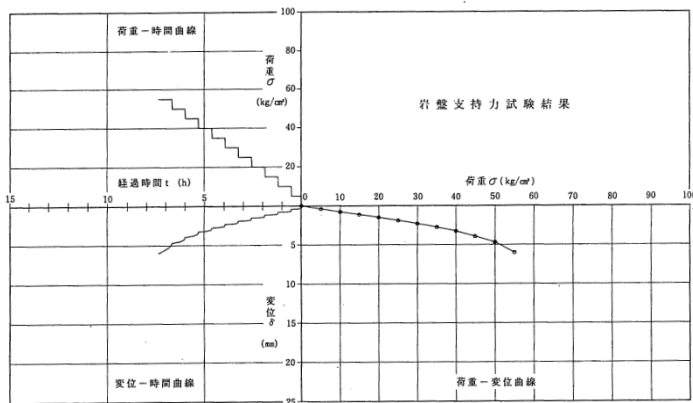
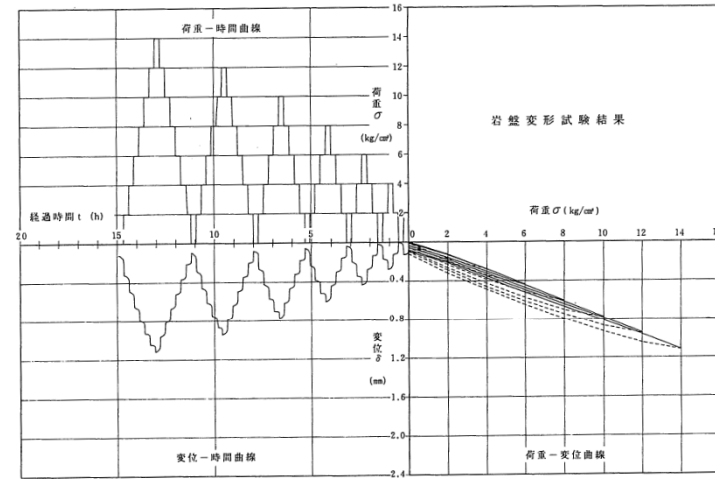
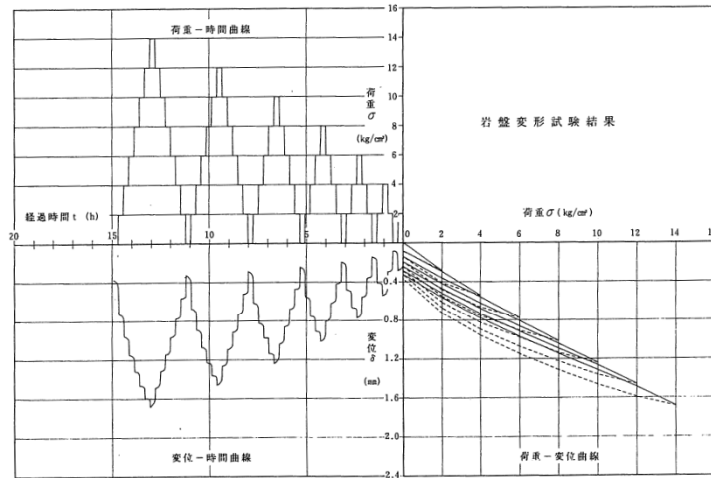


C地点

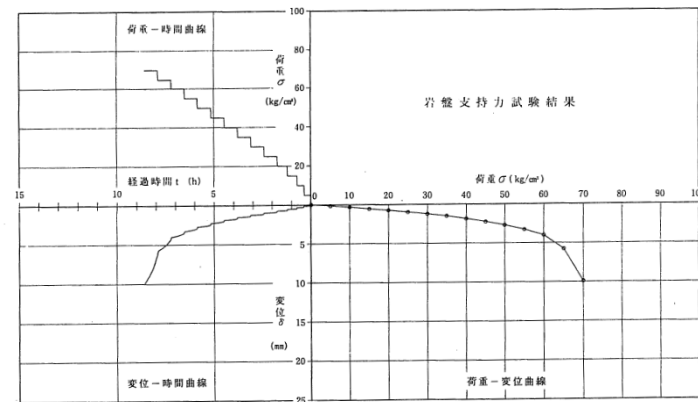


D地点

6号炉 岩盤変形・支持力試験結果（C, D地点）

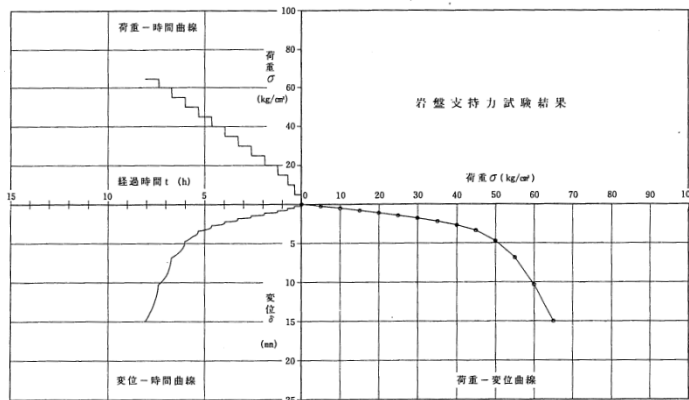
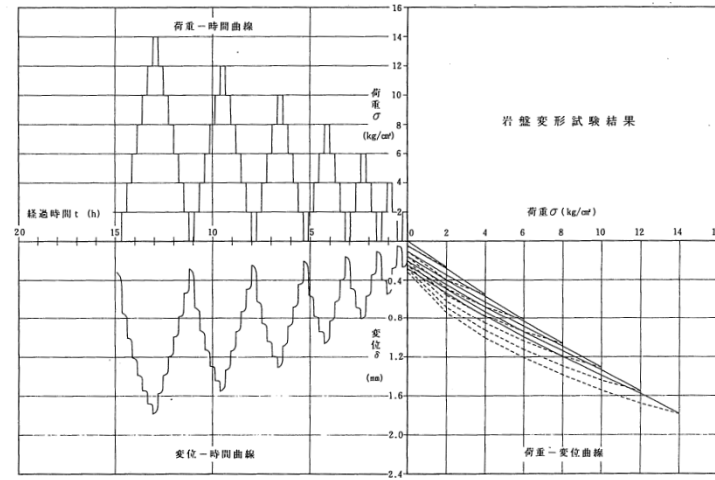
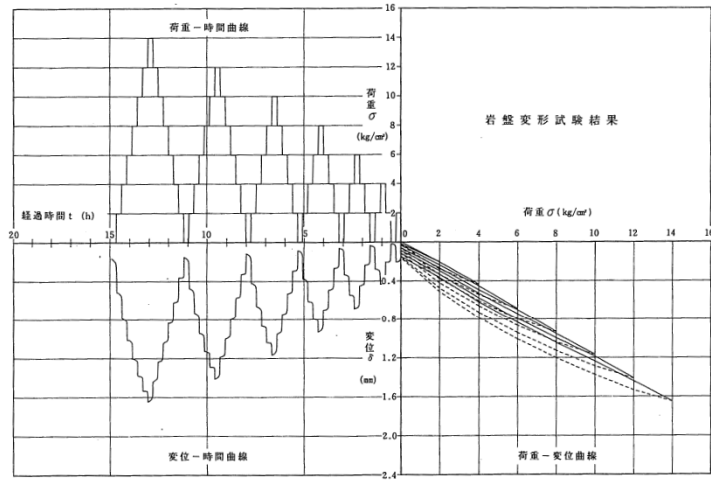


A地点

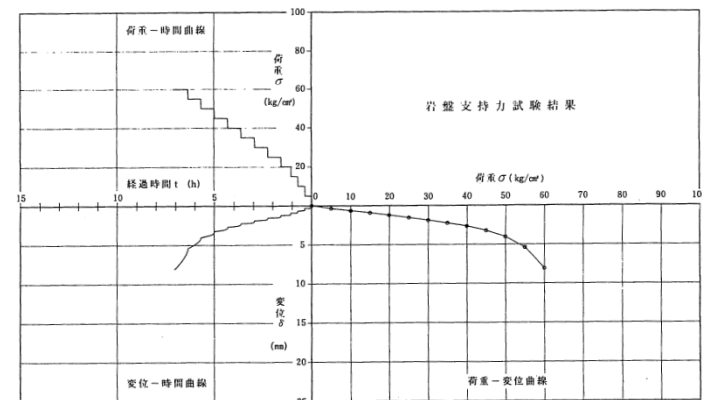


B地点

7号炉 岩盤変形・支持力試験結果（A, B地点）



C地点

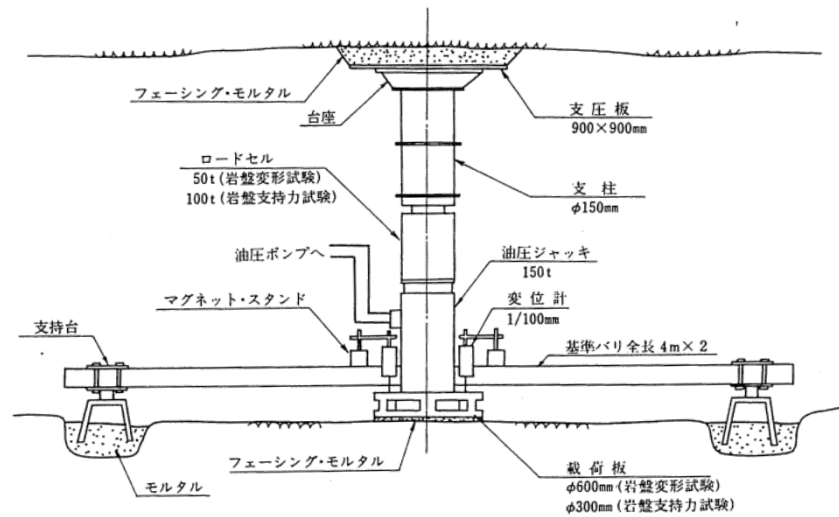


D地点

7号炉 岩盤変形・支持力試験結果（C, D地点）

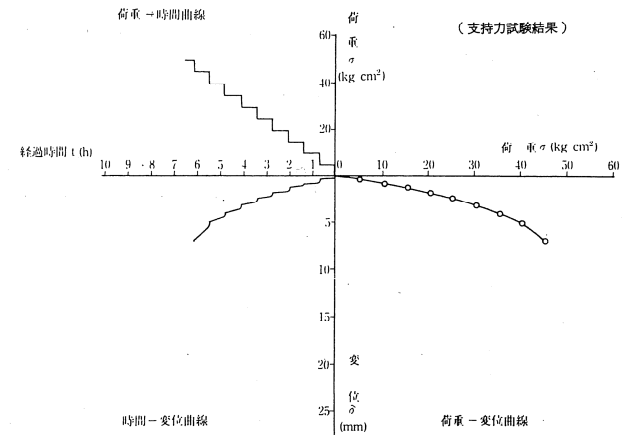
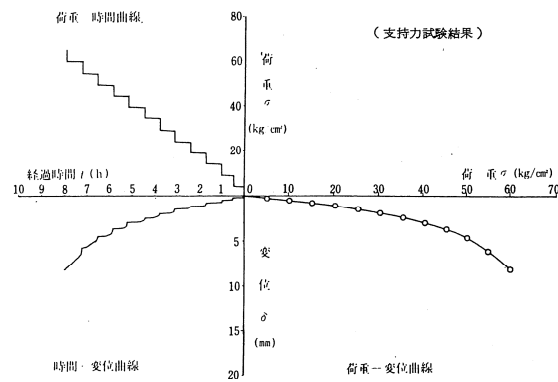
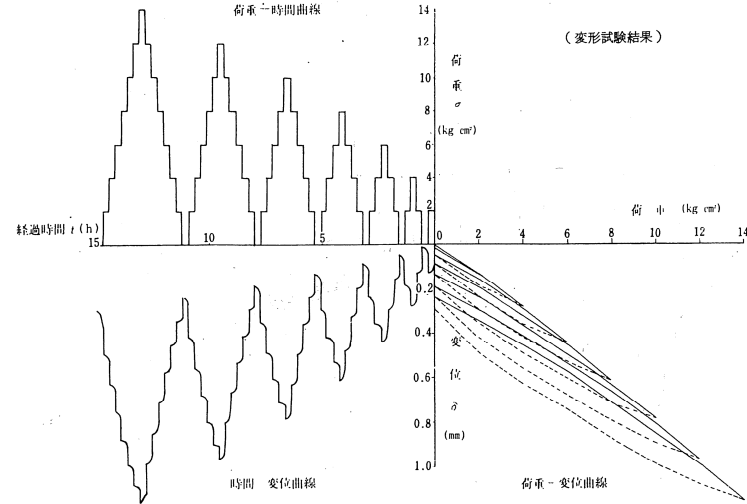
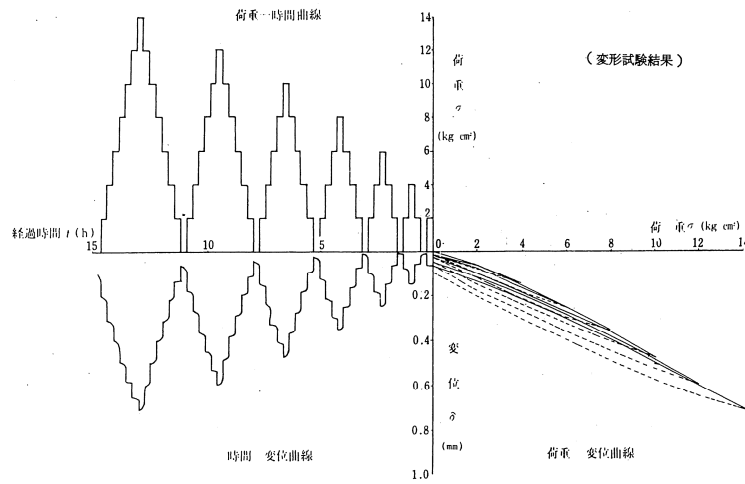
5号炉 岩盤支持力試験結果

(単位：kg/cm²)



岩盤支持力試験

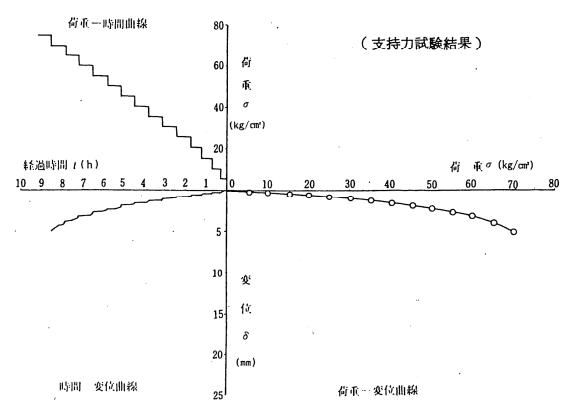
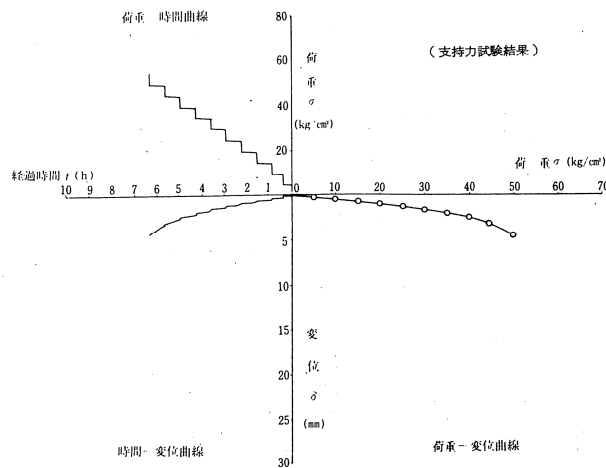
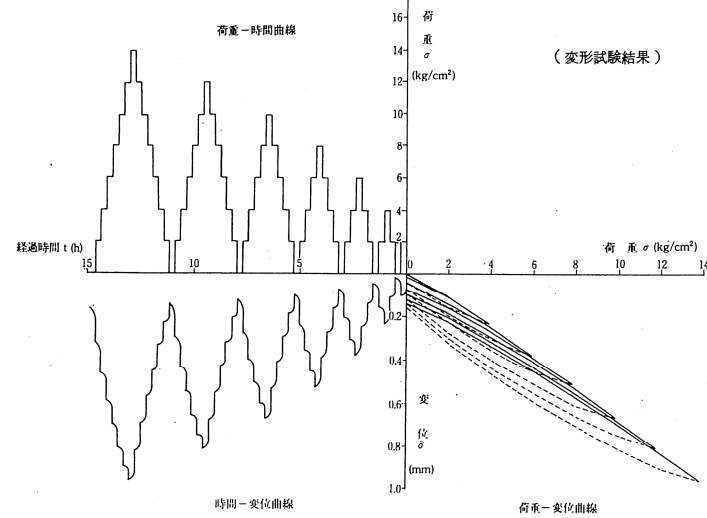
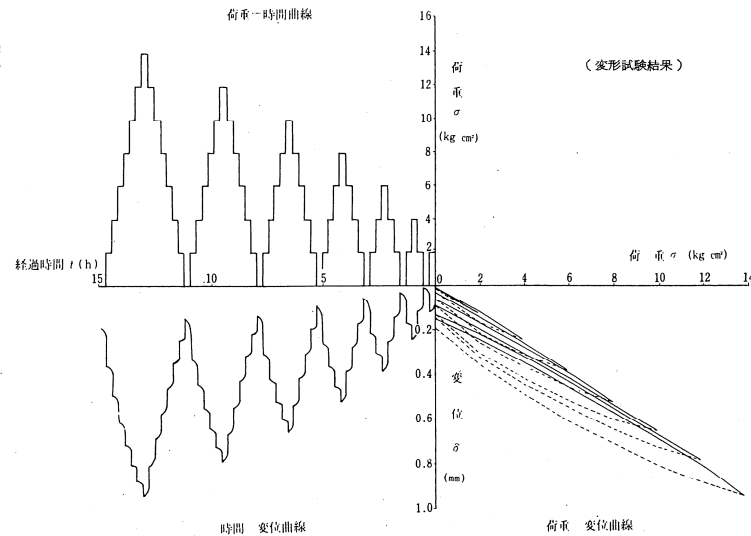
号 炉	地層名		試験位置		I・Y 点	P・Y 点	上限降伏値	最大荷重	
	部層	地点	標高 (m)						
2 号 山 層 炉	西	N ₁	C-E坑	-40	24	40	39	60	
			C-W坑	-40	21	30	30	45	
			D-E坑	-40	31	42	41	60	
			D-W坑	-40	26	46	45	65	
	N ₂	B-E坑	-40	34	50	45	60		
		B-W坑	-40	36	59	56	90		
	平均					29	45	43	63
	5 号 山 層 炉	西	N ₁	A-S坑	-25	23	43	39	60
A-N坑				-25	18	30	27	45	
C-S坑				-25	20	35	35	50	
C-N坑				-30	37	53	48	70	
平均					25	40	37	56	



A-S坑

A-N坑

5号炉 岩盤変形・支持力試験結果 (A-S坑, A-N坑)



C-S坑

C-N坑

5号炉 岩盤変形・支持力試験結果（C-S坑, C-N坑）

- T.M.S.L.および平均有効拘束圧に依存する物性について、大湊側を代表して5, 6, 7号炉原子炉建屋汀線平行断面の解析時の値を () 内に示す。

5, 6, 7号炉 原子炉建屋汀線平行断面の解析時の値

物性値		地層区分			
		西山層	F系断層		
物理特性		ρ_t (g/cm ³)	粘土部	破碎部	
		1.69-0.00048・Z (1.69~1.76)	1.92	1.73	
			層厚の重み付き平均=1.75		
変形特性	静的変形特性	E_0 (N/mm ²)	502-2.29・Z (504~854)	62.4+80.5・P (84~182)	低圧部：48.8+923・P 高圧部：224+131・P (259~418)
		ν	0.48+0.00024・Z (0.44~0.48)	0.46	0.46
	動の変形特性	G_0 (N/mm ²)	394-1.63・Z (395~644)	337	340
		ν_d	0.45+0.00015・Z (0.43~0.45)	0.47	0.42
		$G/G_0 \sim \gamma$	1/(1+4.10 $\gamma^{1.37}$)	1/(1+7.45 $\gamma^{1.14}$)	1/(1+9.79 $\gamma^{1.03}$)
		$h \sim \gamma$ (%)	25.0 $\gamma^{0.94}+0.7$	41.0 $\gamma^{0.62}$	35.0 $\gamma^{0.42}$
			層厚の重み付き平均=36.0 $\gamma^{0.44}$		
強度特性	ピーク強度	C_u (N/mm ²)	1.37-0.00504・Z (1.37~2.14)	0.286+0.191・P 粘土部と破碎部の強度の低い方を用いる。 (0.34~0.57)	0.279+0.242・P
		ϕ_u (°)	0	0	0
		σ_t (N/mm ²)	0.335-0.00157・Z (0.34~0.58)	0	0
	残留強度	C_{ur} (N/mm ²)	0.673-0.00201・Z (0.67~0.98)	0.219+0.251・P 粘土部と破碎部の強度の低い方を用いる。 (0.29~0.55)	0.278+0.181・P

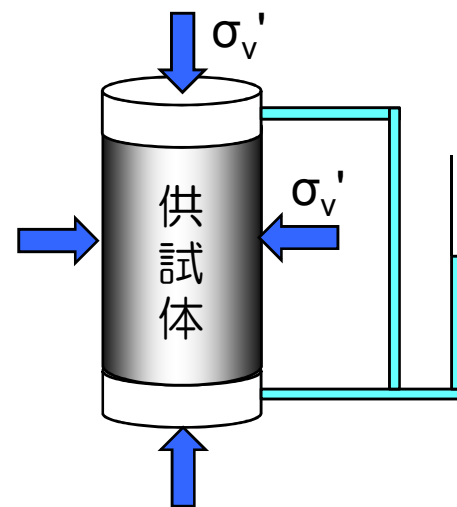
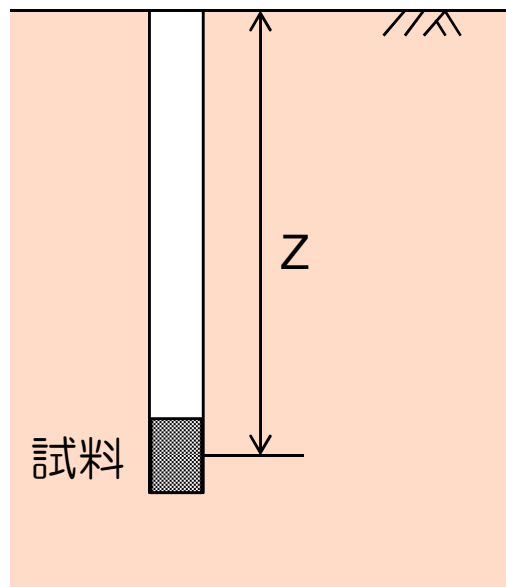
注：Zは、T.M.S.L. (m)を示す。

注：Pは、平均有効拘束圧(N/mm²)を示す。

注： γ は、せん断歪み (%)を示す。

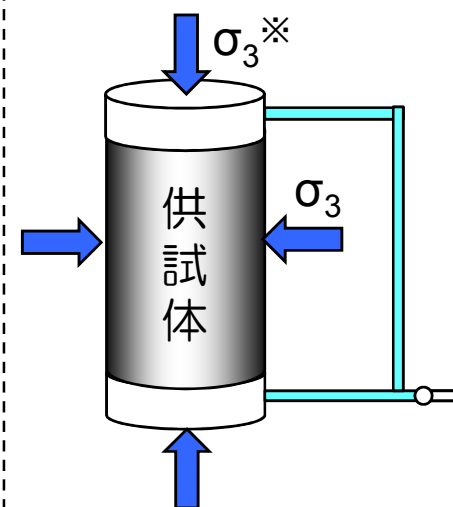
三軸圧縮試験（CU条件）の考え方（1）

- ボーリングにより深部から採取した試料は、 $\sigma_v' = \gamma' Z$ （ σ_v' ：有効土被り圧、 γ' ：単位体積重量、 Z ：深度）の分だけ応力解放されていることから、その深度における応力状態まで戻した状態でUU試験を行えば、試料採取深度における力学特性を得ることができると考えられる。
- 上記の概念に基づき、柏崎刈羽原子力発電所6，7号炉の調査では、ボーリングにより採取した供試体を、採取深度における有効土被り圧で圧密し（CUU試験のC状態）、その後、非排水状態でせん断（CUU試験のUU状態）を行う試験を実施している。

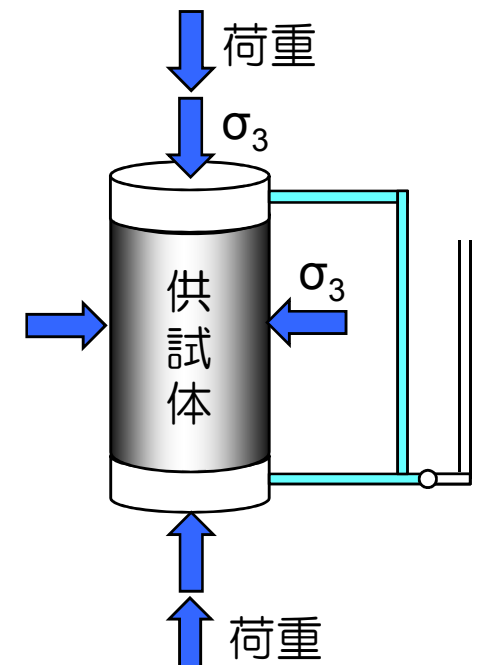


(a) Consolidated

UU条件



(b) Unconsolidated



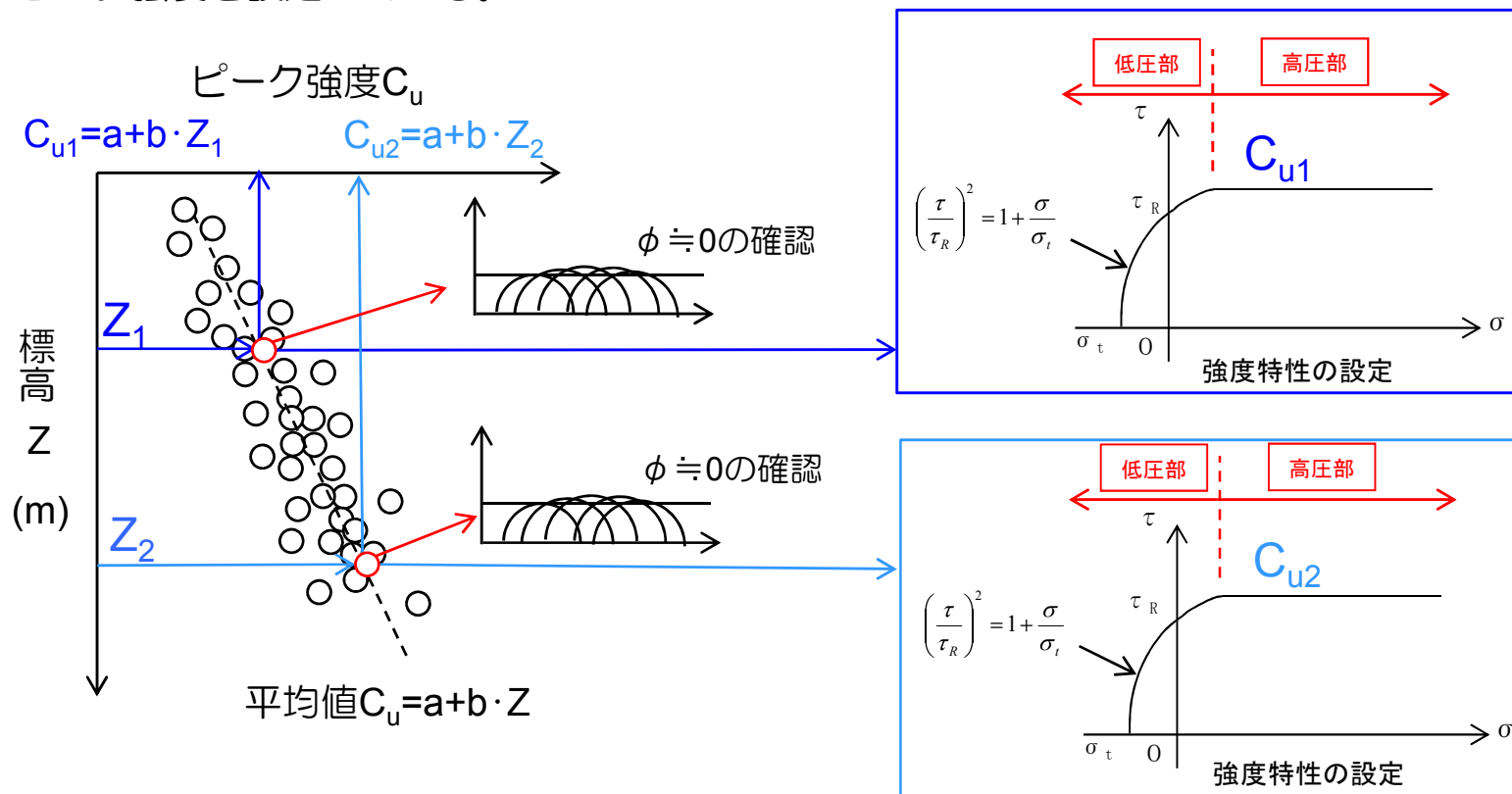
(c) Undrained

三軸圧縮試験（CUU条件）の試験方法 ※ $\sigma_3 = \sigma_v'$ の時、CU条件となる。

三軸圧縮試験（CU条件）の考え方（2）

- ① ボーリングコアを所定の深度ピッチで採取する。
- ② 採取深度における有効上載圧 σ_v' で等方圧密する（排水状態）。
- ③ 地震時のせん断応力変化を考慮して、所定の側圧 σ_3 を決める（非排水状態）。
- ④ せん断試験を実施する（非排水状態）。
- ⑤ 試験結果は、所定の深度ピッチ毎にモール・クーロンの破壊包絡線として整理する。

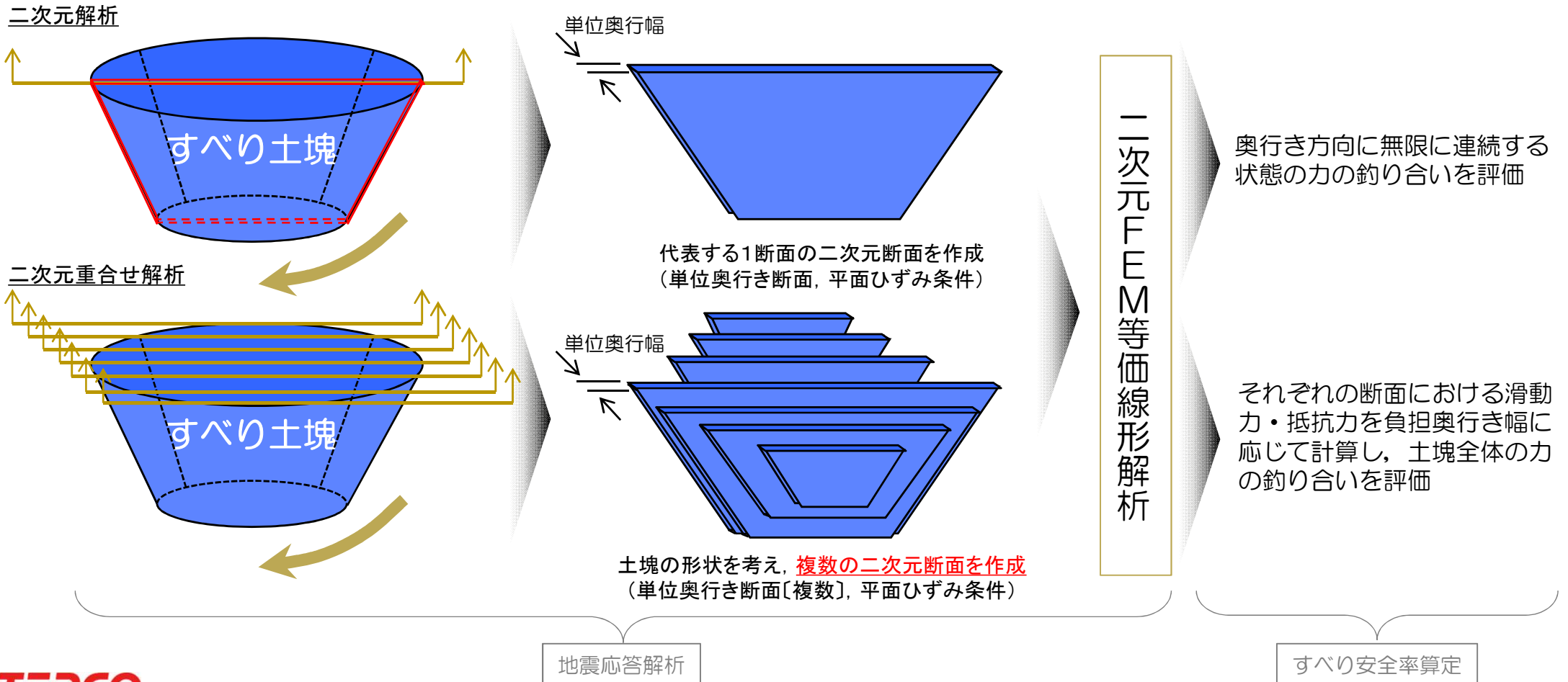
以上の結果を用いて解析用物性値として設定した。なお、飽和した堆積性軟岩を対象とした三軸圧縮試験（CUU条件）では、せん断抵抗角 ϕ はほぼゼロであることから、拘束圧 σ_3 が有効土被り圧 σ_v' 相当の試験結果（つまりCU条件）からピーク強度を設定している。



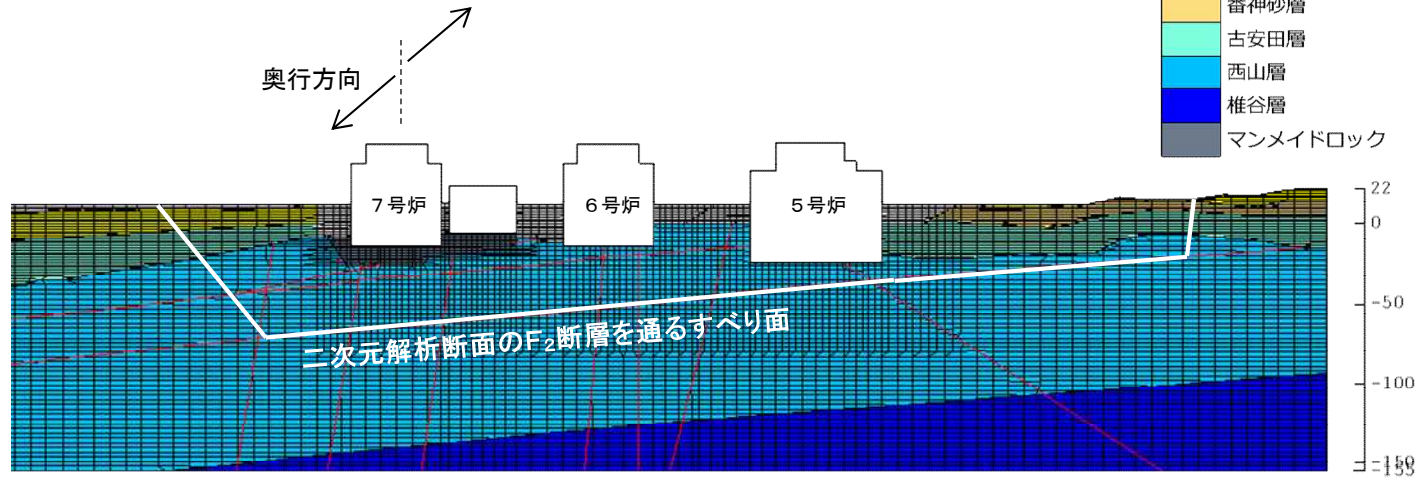
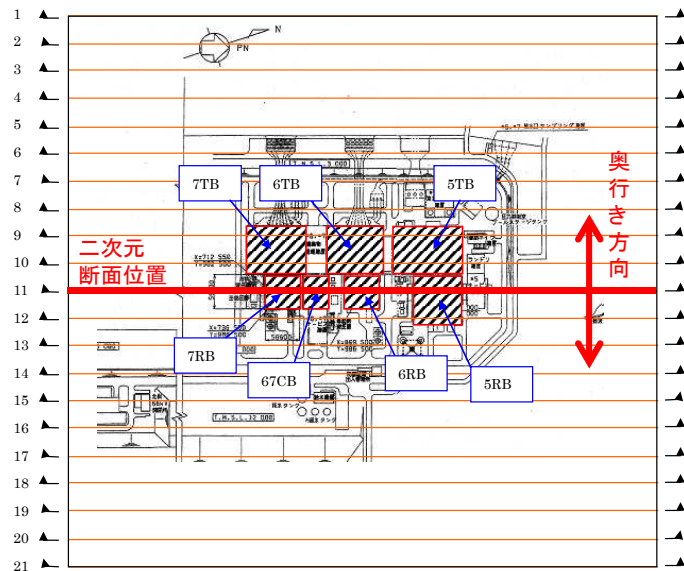
1. 敷地の地質・地質構造の概要に関する補足	3
2. 解析用物性値の設定に関する補足		
2. 1 地盤調査位置	9
2. 2 地盤の物理・変形・強度特性	12
2. 3 断層の物理・変形・強度特性	34
2. 4 マンメイドロックの物理・変形・強度特性	49
2. 5 西山層の岩盤支持力	57
2. 6 解析用物性値に関する補足	65
3. 基礎地盤の安定性評価に関する補足		
3. 1 解析手法, 条件に関する補足	69
3. 2 要素ごとの局所安全係数図	79
3. 3 基礎底面の許容傾斜に関する補足	90
3. 4 古安田層の支持性能に関する補足	100
4. 地殻変動評価に関する補足	124

二次元重合せ解析の概念

- 基礎地盤のすべり安定性は、地震時に土塊に作用する滑動力と地盤の持つ抵抗力の釣り合いを評価するものである。すべり安全率は、滑動力と抵抗力の比であり、滑動力が抵抗力を上回るとすべり安全率が1を下回る。
- 二次元解析の場合、代表する1断面から単位奥行き幅の二次元断面を作成し、平面ひずみ条件で解析することから、奥行き方向に無限に連続し、かつ変化しない土塊に対して力の釣り合いを評価していると考えられることができる。
- しかしながら、現実のすべり土塊は有限かつ奥行き方向にも変化していることから、複数の二次元断面を作成して解析を行い、すべり土塊の形状を考慮して力の釣り合いを評価するものが二次元重合せ解析（複数の二次元解析を重ね合わせた評価）である。



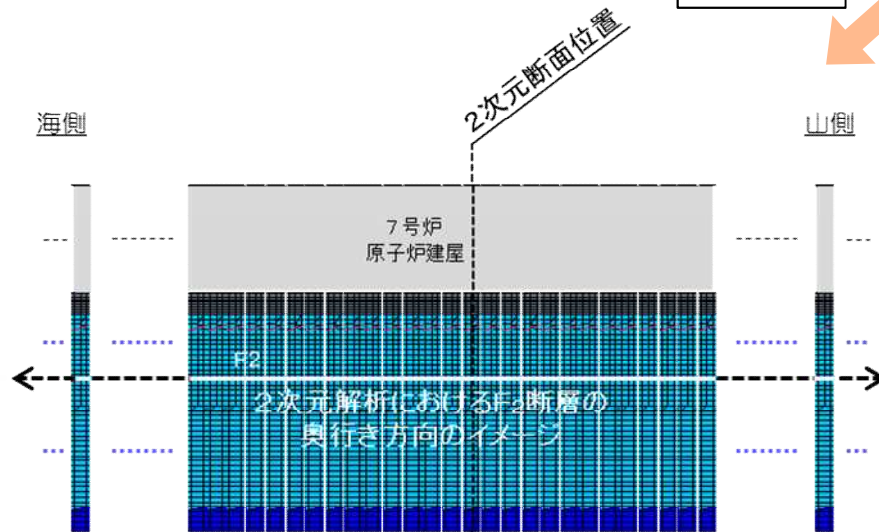
(参考) 大湊側 基礎地盤評価への適用イメージ



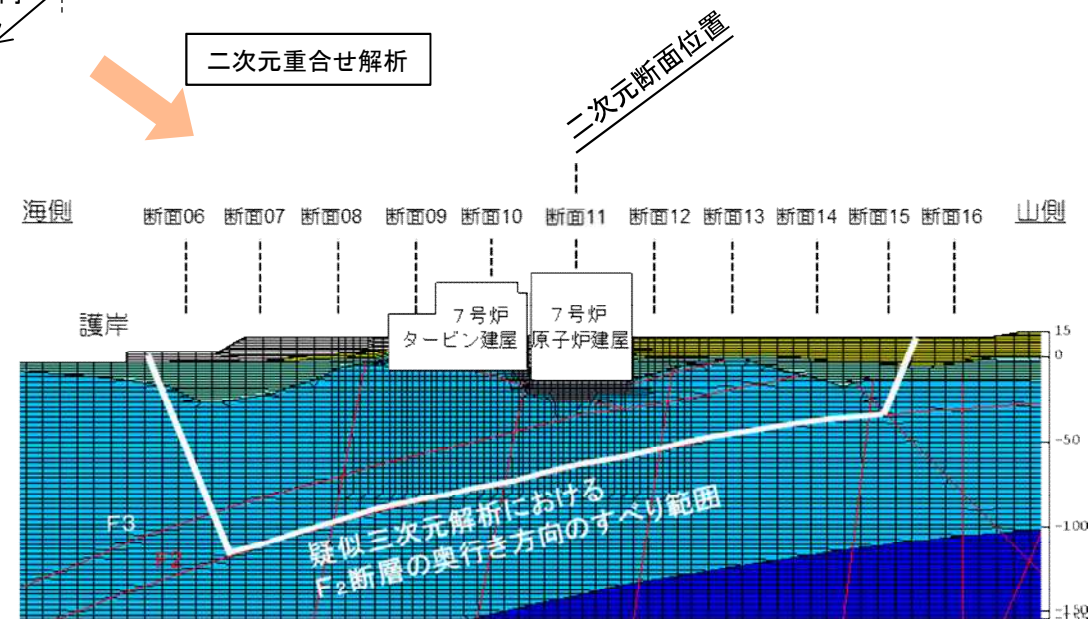
6, 7号炉原子炉建屋汀線平行断面(二次元解析断面)

二次元解析

二次元重ね合せ解析



二次元解析における奥行き方向のすべり面のイメージ



二次元重ね合せ解析における奥行き方向のすべり面のイメージ

評価方法に関する整理

- 二次元解析と二次元重ね解析における条件設定やモデル化等について、実現象との対応を整理した。
- 地盤物性の設定 (①), 断層のモデル化 (②) については、いずれの方法も保守的な (すべり安全率が常に小さく評価される) 設定やモデル化をしている。次ページ以降で、③~⑤のすべり安全率への影響について詳述する。

影響項目	実現象(実地盤, 実構造物)	二次元解析	二次元重ね解析
① 地盤物性の設定	物性のばらつきはあるものの、地盤全体としては平均値を示す	保守的 保守的にすべての地盤及び断層の強度を「平均-1σ強度」に低減した評価を実施	保守的 二次元解析と同じ
② 断層のモデル化	実際の断層形状は、滑らかではなく不陸がある	保守的 保守的に断層形状が滑らかであると仮定してモデル化	保守的 二次元解析と同じ
③ 建屋のモデル化	建屋は、箱型で断面方向及び奥行き方向に有限な形状 例) 原子炉建屋: 約60m × 60m	断面方向には建屋形状を考慮しているが、奥行き方向には建屋が無限に続く状態が仮定されるため、奥行き方向の建屋形状を考慮できない	奥行き方向に複数の断面を設定することにより、建屋の奥行き方向の形状を考慮できる
④ 奥行き方向の地質変化	地質・地質構造(地層境界や断層形状)は断面方向及び奥行き方向に変化	断面方向には地質変化を考慮しているが、奥行き方向には無限かつ変化しない状態が仮定されるため、奥行き方向の地質変化を考慮できない	奥行き方向に複数の断面を設定することにより、奥行き方向の地質変化を考慮できる
⑤ すべり面形状	すべり面は地表面に抜けるため、断面方向及び奥行き方向に有限な形状	断面方向にはすべり面形状を考慮しているが、奥行き方向にはすべり面無限に続く状態が仮定されるため、奥行き方向の地表面に抜けるすべり面の抵抗を考慮できない	奥行き方向に複数の断面を設定することにより、奥行き方向の有限なすべり面形状を考慮でき、奥行き方向の地表面に抜けるすべり面の抵抗を考慮できる

③ 建屋のモデル化について

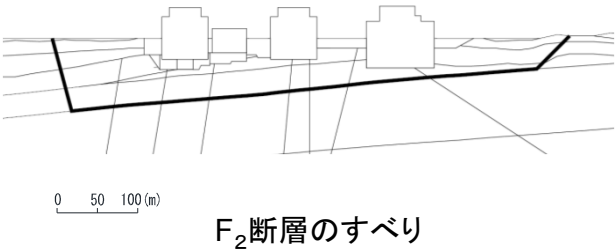
影響項目	実現象(実地盤, 実構造物)	二次元解析	二次元重合せ解析
③ 建屋のモデル化	建屋は, 箱型で断面方向及び奥行き方向に有限な形状 例) 原子炉建屋: 約60m × 60m	断面に依存 ※ 断面方向の建屋形状を考慮しているが, 奥行き方向には建屋が無限に続く状態が仮定されるため, 断面の諸条件に依存してすべり安全率は変動する	実現象考慮 ※ 奥行き方向に複数の断面を設定することにより, 建屋の奥行き方向の形状を考慮できるため, 断面に依存せず, より実現象に近いすべり安全率の算定ができる

- 一般的に, 建屋の有無がすべり安全率の変動に影響を与える因子としては, 建屋(形状, 重量, 剛性等)の地震時慣性力や振動特性, 基礎地盤の剛性や強度, すべり面の形状などが挙げられ, これらの条件の組合せで, すべり安全率は変動すると考えられる(例えば, 建屋があることで地震時慣性力は増加するが, 直下の地盤は拘束が増して地盤の強度も増加するため, そのバランスですべり安全率は変動する)。
- 二次元解析は, 代表する1断面から単位奥行き幅の二次元断面を作成することから, 奥行き方向に建屋が無限に続く状態が仮定されるため, そのすべり安全率は断面における上記の諸条件に依存して変動する。
- 二次元重合せ解析は, 奥行き方向に複数の断面を設定することにより, 建屋の奥行き方向の形状を考慮できるため, 断面に依存せずより実現象に近いすべり安全率の算定ができる。

※解析における条件設定やモデル化により, すべり安全率が常に小さく評価される項目を「保守的」, 二次元断面における建屋や地盤条件等に依存する項目を「断面に依存」, 実現象をある程度考慮する項目を「実現象考慮」と表記。

③ 建屋のモデル化について (参考)

- 具体的な例として、5, 6, 7号炉原子炉建屋汀線平行断面において、建屋の有無の影響をF₂断層を通るすべりに対するすべり安全率で比較検討した。その結果、本モデルにおいては、建屋の有無の影響は小さいことを確認した。

評価対象断面 及び地震動	すべり線形状のパターン	すべり安全率 〔平均-1σ強度〕	
		建屋あり	建屋なし
5, 6, 7号炉原子炉建屋 汀線平行断面 【Ss-3(正,逆)】		1.30	1.37

※ 基準地震動Ss-3の(正,逆)は、鉛直反転を示す。

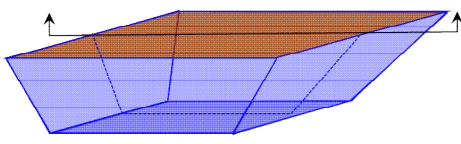
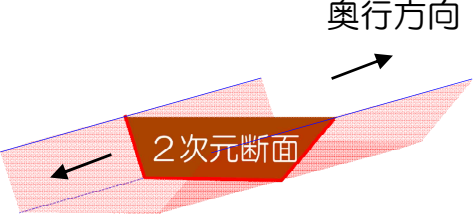
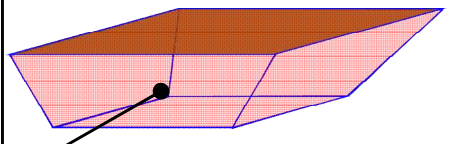
④ 奥行き方向の地質変化について

影響項目	実現象(実地盤, 実構造物)	二次元解析	二次元重合せ解析
④ 奥行き方向の地質変化	地質・地質構造(地層境界や断層形状)は断面方向及び奥行き方向に変化	<p>断面に依存※</p> <p>断面方向には地質変化を考慮しているが, 奥行き方向には無限かつ変化しない状態が仮定されるため, 断面の地質状況に依存してすべり安全率は変動する</p>	<p>実現象考慮※</p> <p>奥行き方向に複数の断面を設定することにより, 奥行き方向の地質変化を考慮できるため, 断面に依存せず, より実現象に近いすべり安全率の算定ができる</p>

- 地層や断層等の地質・地質構造は奥行き方向に変化していることから, その状況に応じてすべり安全率は変動すると考えられる。
- 二次元解析は, 代表する1断面から単位奥行き幅の二次元モデルを作成することから, 奥行き方向に無限かつ変化しない状態が仮定されるため, そのすべり安全率は断面における地質・地質構造の状況に依存して変動する。
- 二次元重合せ解析は, 奥行き方向に複数の断面を設定することにより, 奥行き方向の断層等の地質・地質構造の変化を考慮できるため, 断面に依存せずより実現象に近いすべり安全率の算定ができる。

※解析における条件設定やモデル化により, すべり安全率が常に小さく評価される項目を「保守的」, 二次元断面における建屋や地盤条件等に依存する項目を「断面に依存」, 実現象をある程度考慮する項目を「実現象考慮」と表記。

⑤ すべり面形状について

影響項目	実現象	二次元解析	二次元重合せ解析
⑤ すべり面形状	すべり面は地表面に抜けるため、断面方向及び奥行き方向に有限な形状	<p>保守的※</p> <p>奥行き方向にはすべり面が無限に続く状態が仮定され、奥行き方向の地表面に抜けるすべり面の抵抗を考慮できないことからすべり安全率は保守的に算定される</p>	<p>実現象考慮※</p> <p>奥行き方向に複数の断面を設定することにより、奥行き方向の地表面に抜けるすべり面の抵抗を考慮できるため、より実現象に近いすべり安全率の算定ができる</p>
	<p>(二次元断面位置)</p>  <p>すべり土塊は有限</p>	 <p>奥行き方向</p> <p>2次元断面</p> <p>奥行き方向</p>	 <p>奥行き方向のすべり面を考慮</p>

- すべり面は必ず地表面に抜けるため、断面方向及び奥行き方向に有限な形状である。
- 二次元解析は、代表する1断面から単位奥行き幅の二次元モデルを作成するため、奥行き方向に無限かつ変化しない状態が仮定され、奥行き方向の地表面に抜けるすべり面が考慮できないことから、すべり安全率は保守的に算定される。
- 二次元重合せ解析は、奥行き方向に複数の断面を設定することにより、すべり面の三次元的に有限な形状を考慮でき、地表面に抜けるすべり面の抵抗を考慮できるため、より実現象に近いすべり安全率の算定ができる。なお、二次元重合せ解析の検討にあたっては、後述のとおり、二次元解析の持つ保守性を考慮し、奥行き方向の地表面に抜けるすべり面の抵抗を考慮しない場合についてもあわせて検討する。

※解析における条件設定やモデル化により、すべり安全率が常に小さく評価される項目を「保守的」、二次元断面における建屋や地盤条件等に依存する項目を「断面に依存」、実現象をある程度考慮する項目を「実現象考慮」と表記。

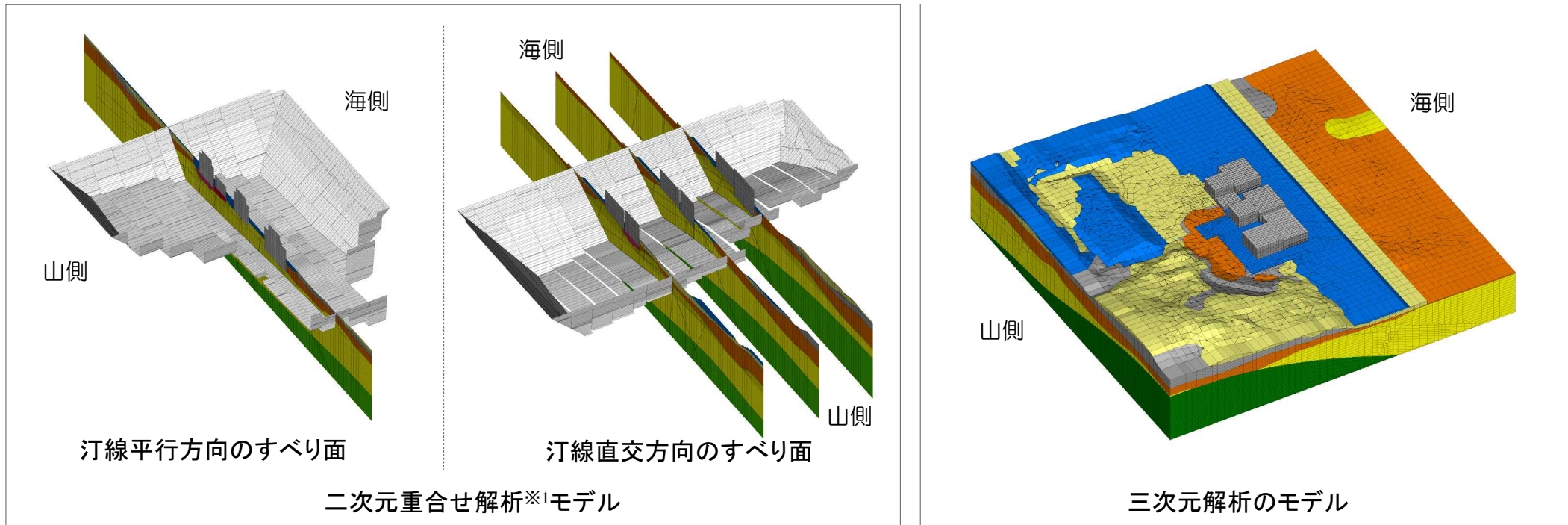
- 二次元解析と二次元重合せ解析における条件設定やモデル化等について、実現象との対応を整理した結果、いずれも十分な保守性を有する評価方法であり、二次元重合せ解析は二次元解析に対して、より実現象に近いすべり安全率の算定ができる評価方法であると整理される。
- なお、二次元重合せ解析におけるすべり面形状 (⑤) については、二次元解析の持つ保守性を考慮し、奥行き方向の地表面に抜けるすべり面の抵抗を考慮しない場合についてもあわせて検討する。

影響項目	実現象(実地盤, 実構造物)	二次元解析	二次元重合せ解析
① 地盤物性の設定	物性のばらつきはあるものの、地盤全体としては平均値を示す	保守的 ※ 保守的にすべての地盤及び断層の強度を「平均-1σ強度」に低減した評価を実施	保守的 ※ 二次元解析と同じ
② 断層のモデル化	実際の断層形状は、滑らかではなく不陸がある	保守的 ※ 保守的に断層形状が滑らかであると仮定してモデル化	保守的 ※ 二次元解析と同じ
③ 建屋のモデル化	建屋は、箱型で断面方向及び奥行き方向に有限な形状 例) 原子炉建屋: 約60m × 60m	断面に依存 ※ 断面方向の建屋形状を考慮しているが、奥行き方向には建屋が無限に続く状態が仮定されるため、断面の諸条件に依存してすべり安全率は変動する	実現象考慮 ※ 奥行き方向に複数の断面を設定することにより、建屋の奥行き方向の形状を考慮できるため、断面に依存せずより実現象に近いすべり安全率の算定ができる
④ 奥行き方向の地質変化	地質・地質構造(地層境界や断層形状)は断面方向及び奥行き方向に変化	断面に依存 ※ 断面方向には地質変化を考慮しているが、奥行き方向には無限かつ変化しない状態が仮定されるため、断面の諸条件に依存してすべり安全率は変動する	実現象考慮 ※ 奥行き方向に複数の断面を設定することにより、奥行き方向の地質変化を考慮できるため、断面に依存せずより実現象に近いすべり安全率の算定ができる
⑤ すべり面形状	すべり面は地表面に抜けるため、断面方向及び奥行き方向に有限な形状	保守的 ※ 奥行き方向にはすべり面が無限に続く状態が仮定され、奥行き方向の地表面に抜けるすべり面の抵抗を考慮できないことからすべり安全率は保守的に算定される	実現象考慮 ※ 奥行き方向に複数の断面を設定することにより、奥行き方向の地表面に抜けるすべり面の抵抗を考慮できるため、より実現象に近いすべり安全率の算定ができる

※解析における条件設定やモデル化により、すべり安全率が常に小さく評価される項目を「保守的」、二次元断面における建屋や地盤条件等に依存する項目を「断面に依存」、実現象をある程度考慮する項目を「実現象考慮」と表記。

奥行き方向の断面設定について

- 奥行き方向の複数断面設定における断面ピッチや負担幅の設定は、建屋形状や地質変化の状況に応じて適切に設定する必要がある。大湊側において二次元重合せ解析※1と三次元解析のすべり安全率を比較した結果、すべり安全率は同程度である※2ことから、今回の断面設定は妥当な設定であることを確認した。



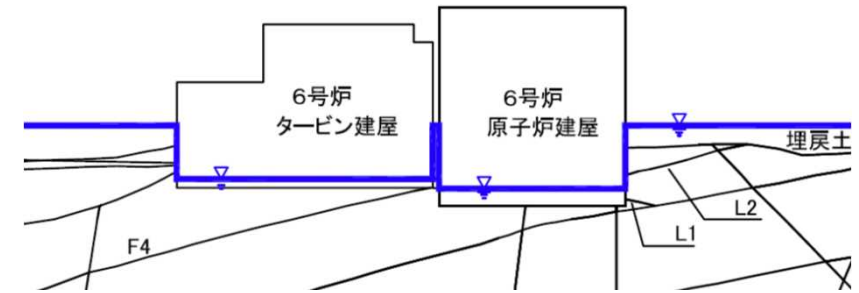
すべり安全率の比較

	二次元重合せ解析※1	三次元解析
汀線平行方向	3.3	3.3
汀線直交方向	3.5	3.3

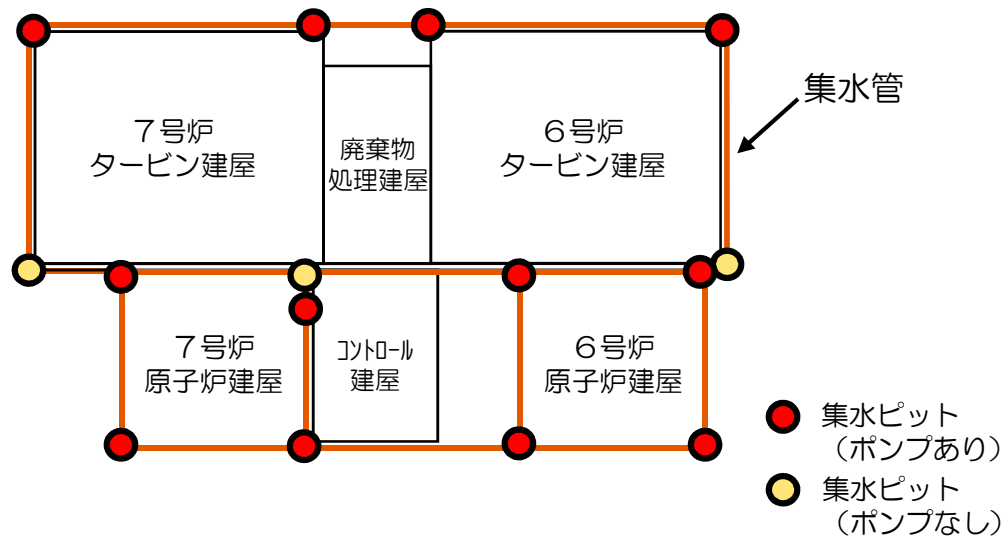
※1 大島他（2015）では、擬似三次元解析と呼称

※2 大島ほか；側方効果を考慮した擬似三次元モデルによる地盤安定性評価法，地盤工学ジャーナル，Vol.10，No.2，225-234，2015.6.

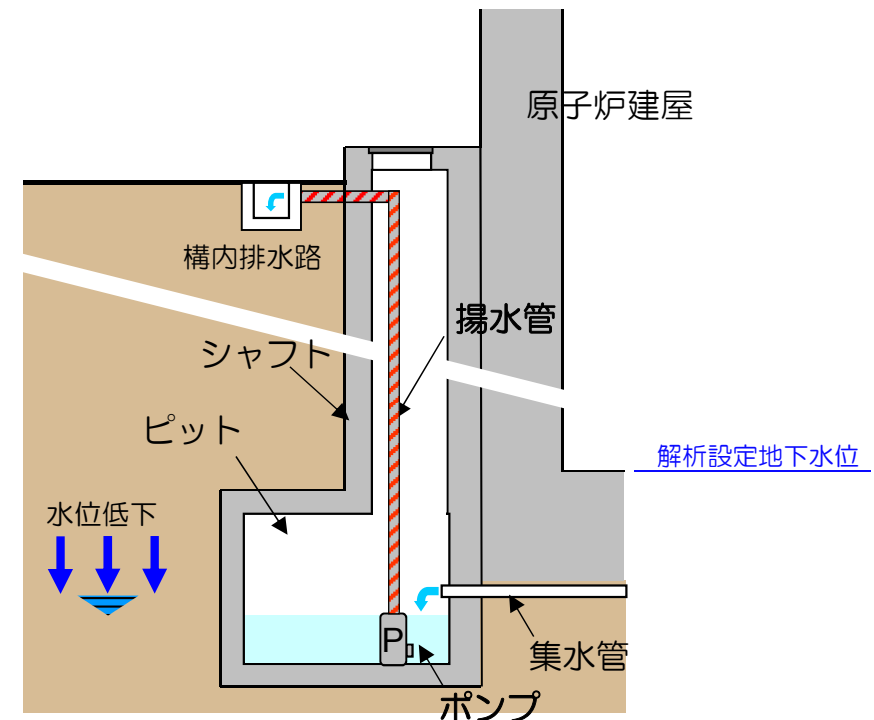
- 建屋部は、建屋底版の下部に集水管を設置して地下水位を低下させている。
- 集水した地下水は集水ピットに貯留され、ポンプにより排水することにより、集水管より低い水位で管理している。
- 上記より、解析における建屋底版上端の地下水位設定は保守的な設定であるといえる。



解析における地下水位設定(6号炉の例)



集水管, 集水ピット配置図(6, 7号炉の例)

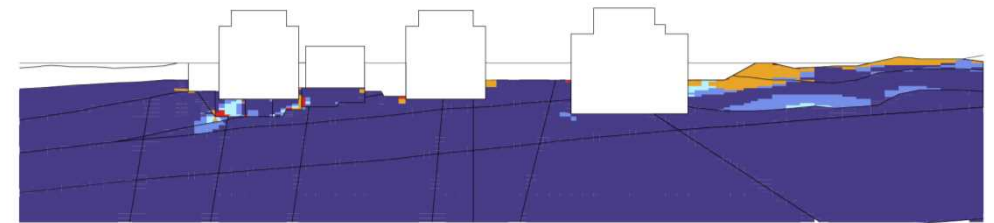
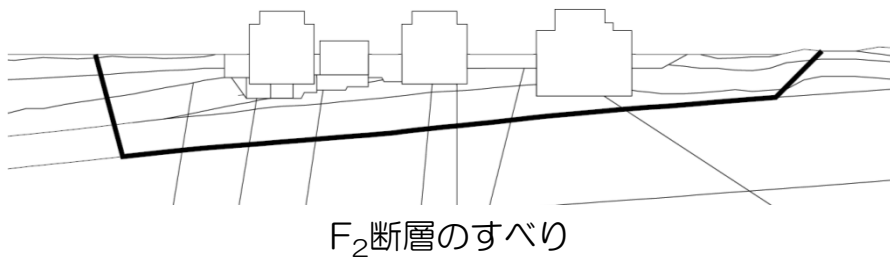


集水ピット構造図

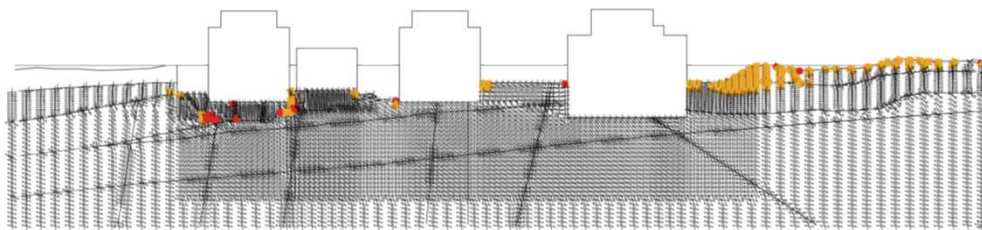
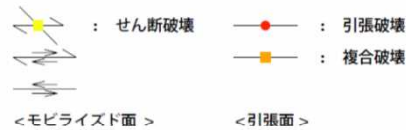
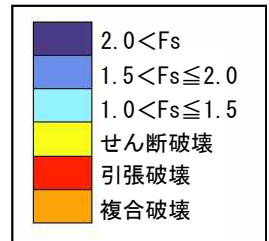
要素ごとの局所安全係数〔6, 7号炉原子炉建屋平行断面〕

■ 6, 7号炉原子炉建屋 汀線平行断面

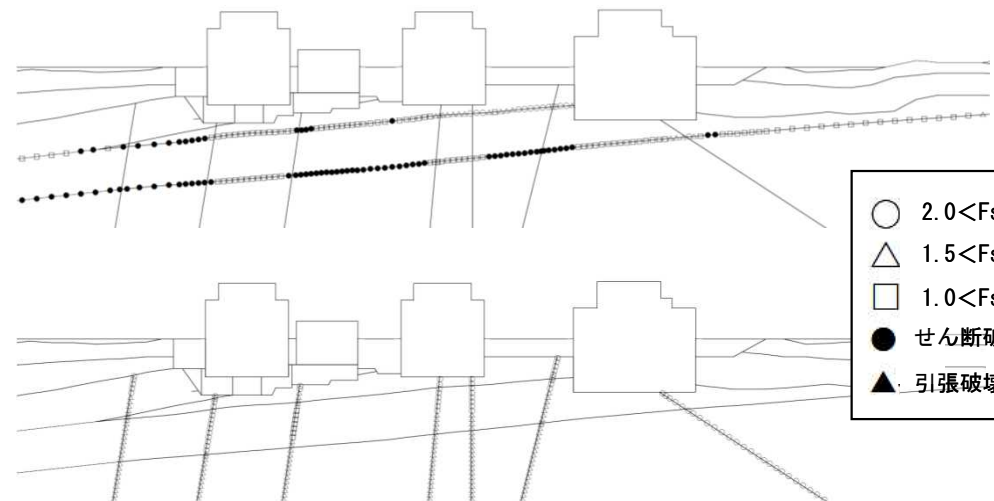
- 最小すべり安全率 : 1.5
- 地震動 : Ss-3(正(水平),逆(鉛直))
- 発生時刻 : 17.62秒



地盤の局所安全係数
(破壊表示は過去の履歴を考慮)



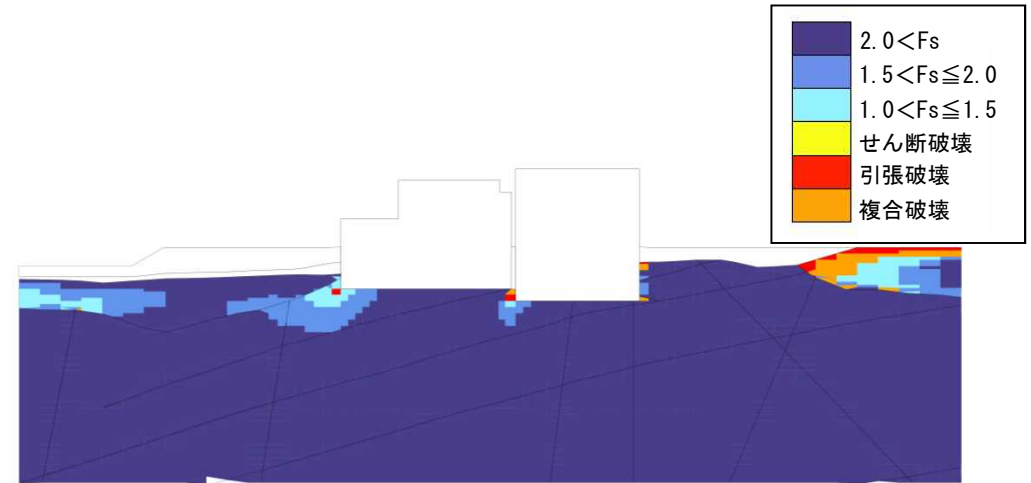
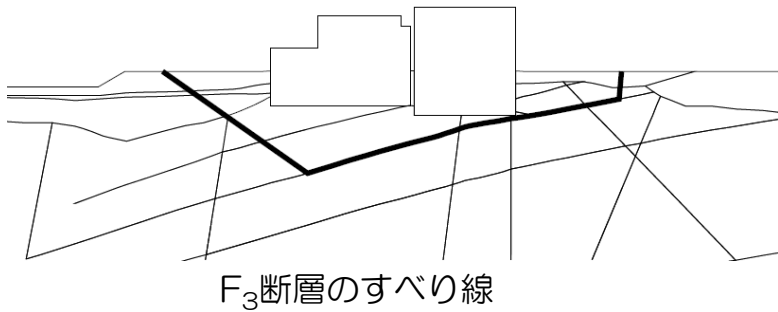
モビライズド面
(破壊表示は過去の履歴を考慮)



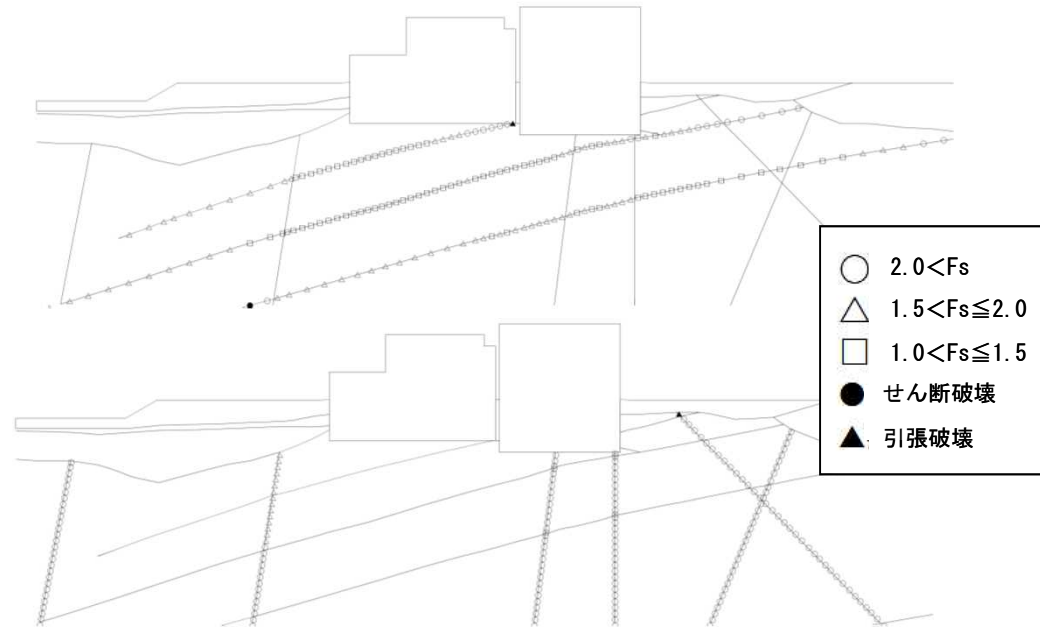
断層の局所安全係数
(破壊表示は過去の履歴を考慮)

■ 6号炉原子炉建屋 汀線直交断面

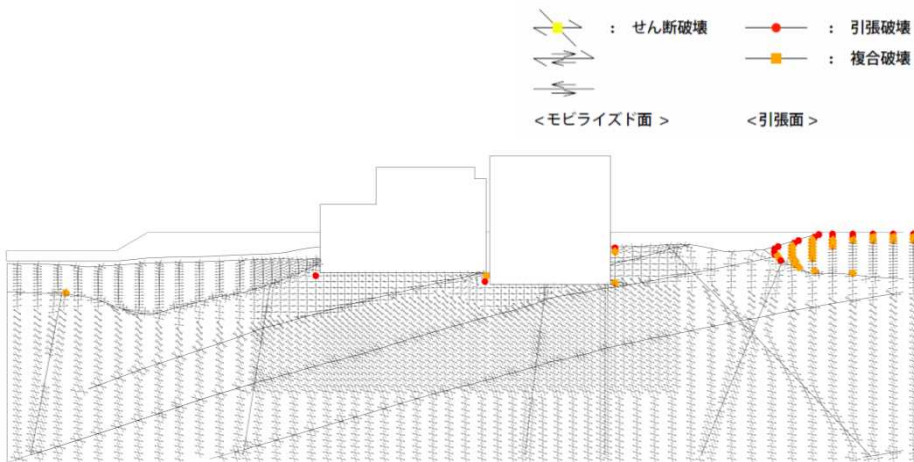
- 最小すべり安全率 : 2.1
- 地震動 : Ss-1 (逆(水平),正(鉛直))
- 発生時刻 : 5.68秒



地盤の局所安全係数
(破壊表示は過去の履歴を考慮)



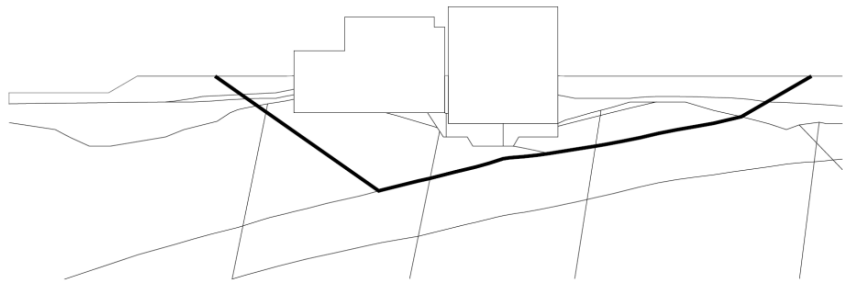
断層の局所安全係数
(破壊表示は過去の履歴を考慮)



モビライズド面
(破壊表示は過去の履歴を考慮)

■ 7号炉原子炉建屋 汀線直交断面

- 最小すべり安全率 : 1.6
- 地震動 : Ss-1 (逆(水平),正(鉛直))
- 発生時刻 : 5.67秒

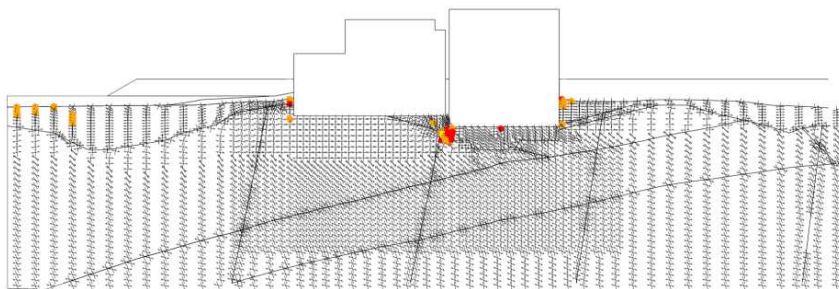


F₃断層のすべり

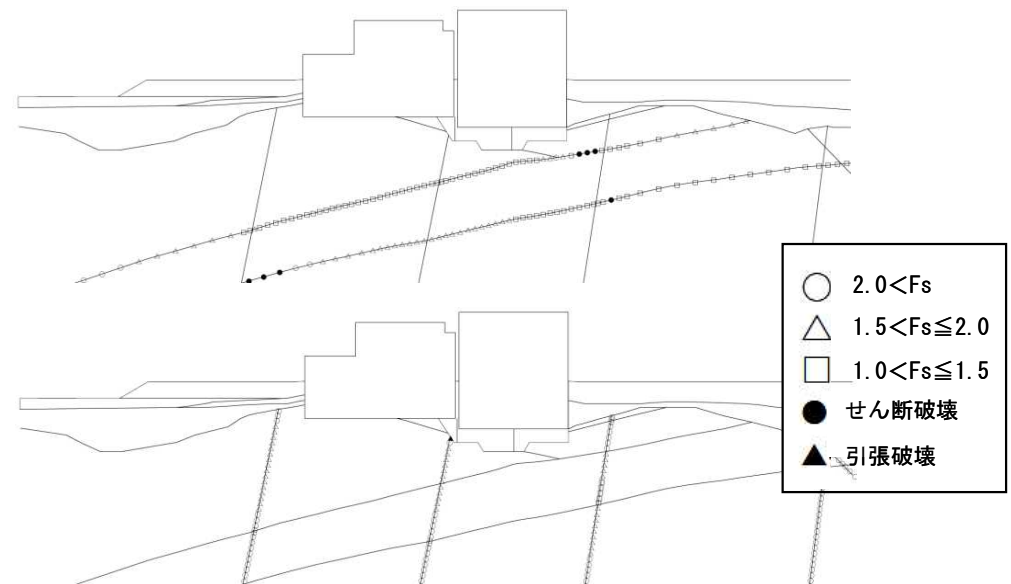


地盤の局所安全係数
(破壊表示は過去の履歴を考慮)

- | | | | |
|--|-----------|--|--------|
| | : せん断破壊 | | : 引張破壊 |
| | | | : 複合破壊 |
| | <モビライズド面> | | <引張面> |



モビライズド面
(破壊表示は過去の履歴を考慮)

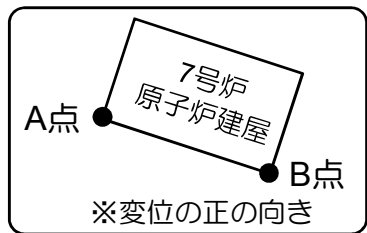
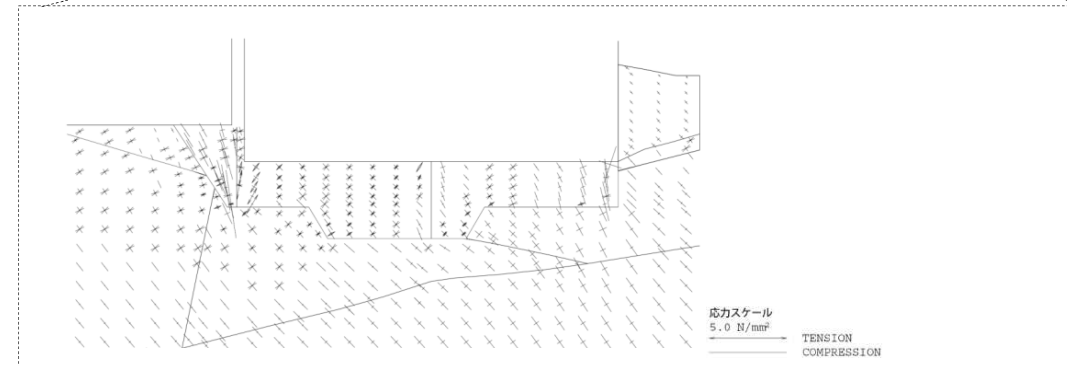
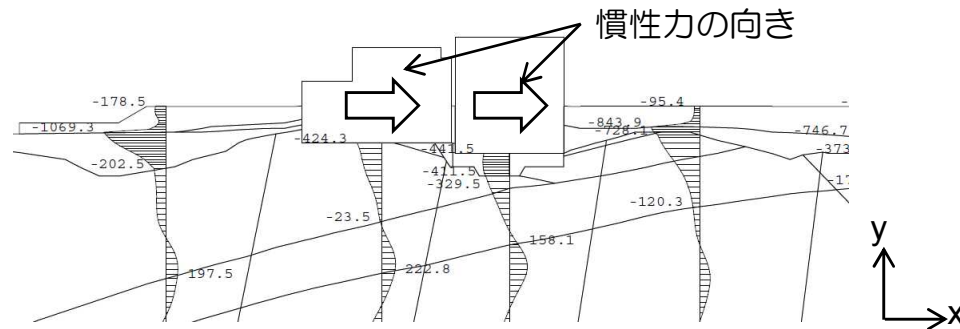
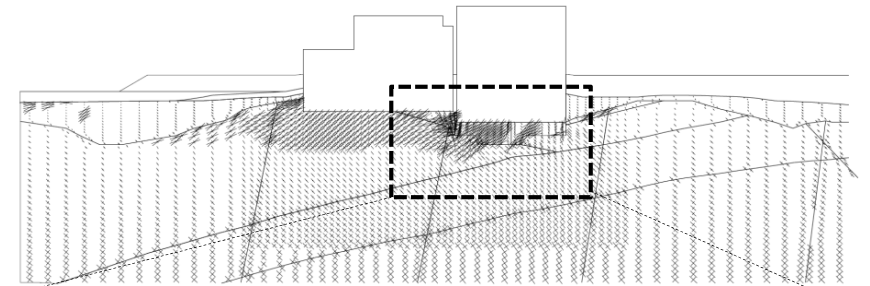


断層の局所安全係数
(破壊表示は過去の履歴を考慮)

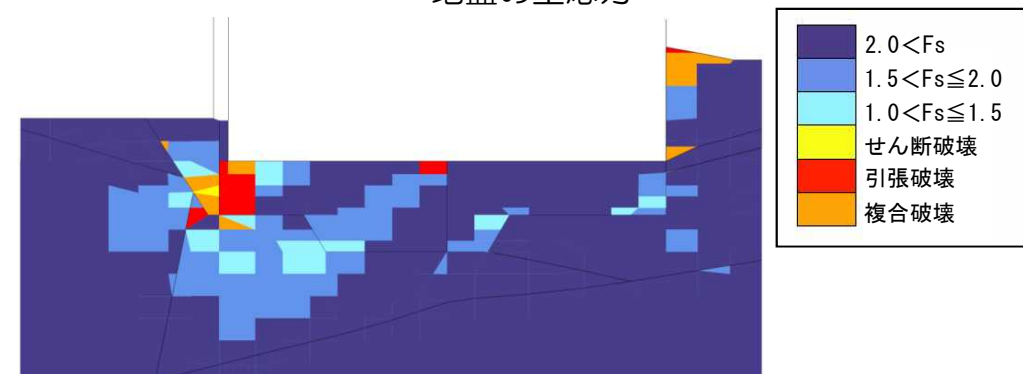
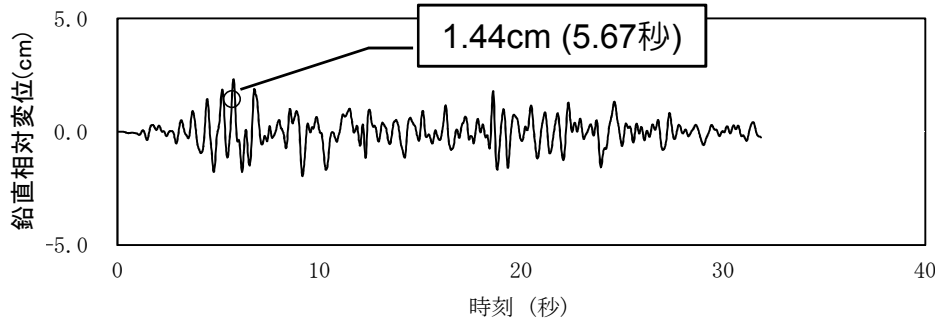
建屋付近の地盤状況に関する補足（1）

建屋付近に引張破壊が発生する要因について

- 原子炉建屋底面の慣性力の向きや鉛直相対変位から、すべり安全率最小時刻（5.67秒）では、建屋が右向きに回転している状態であり、それにより建屋付近のマンメイドロックに引張応力が発生していると考えられる。
- なお、引張応力の発生範囲は局所的であり、底面すべりの安全率も1.5を上回っていることから、基礎地盤の安定性への影響はないと判断できる。



鉛直相対変位
=A点の鉛直変位 - B点の鉛直変位



7号炉原子炉建屋底面鉛直変位

建屋付近の破壊状態について

- 地震により発生する接地圧（鉛直力）が地盤の支持力を超えて地盤が変形を始める時、地盤内では右図に示すようなすべり面を形成すると考えられている（Terzaghiの支持力理論など）。
- 7号炉汀線直交断面のすべり安全率最小時刻における局所安全係数分布図から、最大接地圧発生位置（○）では地盤は破壊に至っておらず、地盤は十分な支持力を有していると判断できる。
- なお、建屋端部付近の地盤（○）で引張及び複合破壊となる要素が一部存在するものの、安全係数が1を下回る要素が連続しておらず、応力の再配分を考慮しても大きく破壊領域が広がることは想定しがたいことから、地盤の支持力へ影響を与えるものではないと判断できる。

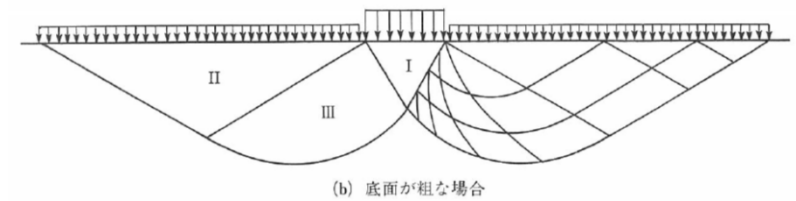
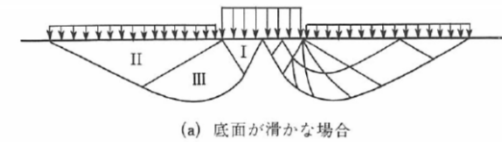
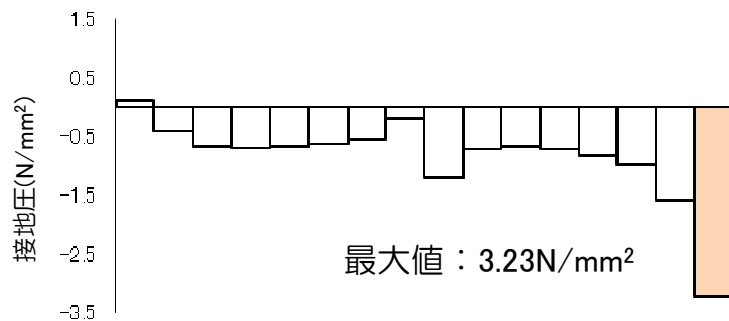
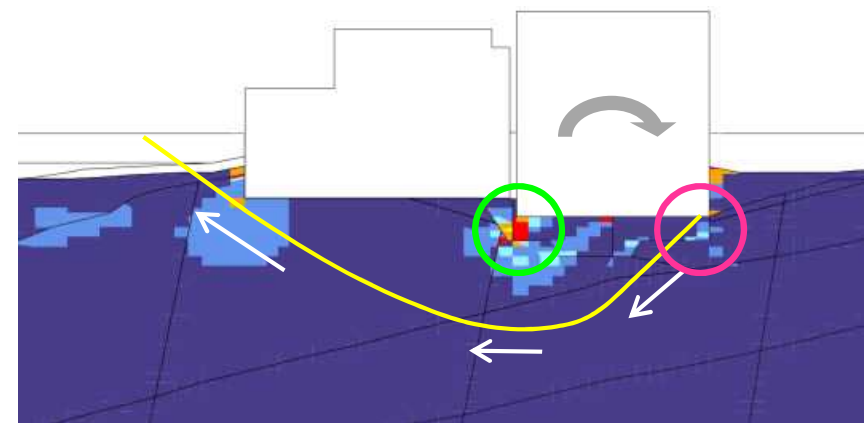


図 10.10 一般的なすべり面の形状

一般的なすべり面の形状
（石原研而（1988）：土質力学）



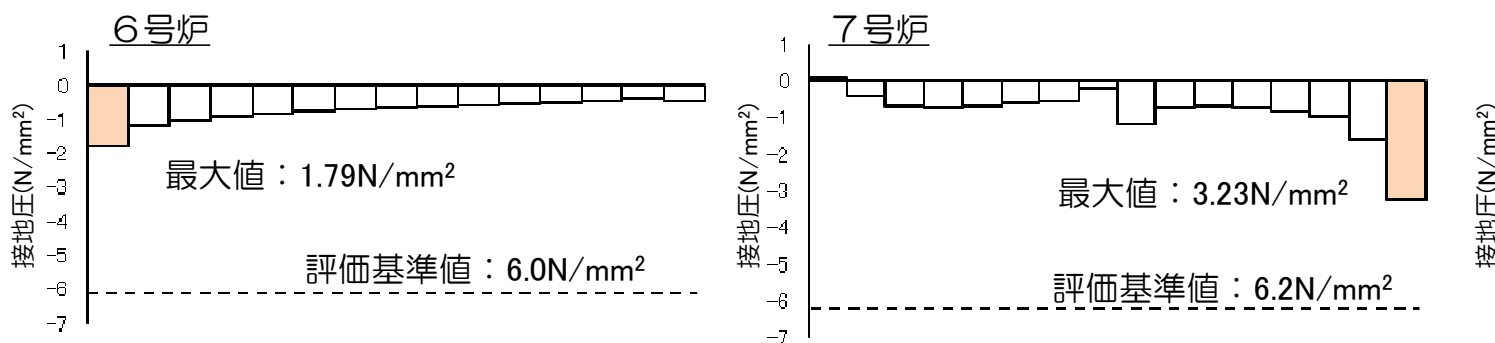
地震時（常時+地震時増分）の接地圧分布（7号炉）



局所安全係数（7号炉汀線直交断面）

建屋付近の破壊状態について

- 最大接地圧が発生する時刻における接地圧分布と岩盤試験による支持力との比較から、接地圧に対する地盤の支持力には十分な裕度があるといえる。
- 参考に西山層の強度から建築基礎構造設計指針（2001）の支持力算定式より求まる支持力を比較した結果、ピーク強度と残留強度から算定される支持力の間にあることから、岩盤試験から求まる支持力値は概ね妥当な値であると判断できる。



地震時（常時＋地震時増分）の接地圧分布（接地圧最大時刻）

支持力の比較（6号炉）

算定方法	支持力(N/mm ²)
岩盤試験	6.0
支持力式(ピーク強度)	9.2
支持力式(残留強度)	4.7

支持力の比較（7号炉）

算定方法	支持力(N/mm ²)
岩盤試験	6.2
支持力式(ピーク強度)	9.2
支持力式(残留強度)	4.7

（補足）建築基礎構造設計指針（2001）に基づく支持力算定について

- 三軸圧縮試験の結果に基づき設定した西山層の強度から、建築基礎構造設計指針（2001）の支持力算定式より支持力を算定した。

$$R_u = q_u \cdot A = (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \cdot A \quad (\text{kN}) \quad (5.2.1)$$

R_u : 直接基礎の極限鉛直支持力 (kN)

q_u : 単位面積あたりの極限鉛直支持力度 (kN/m²)

A : 基礎の底面積 [m², 荷重の偏心がある場合には有効面積 A_e を用いる, d. 項参照]

N_c, N_r, N_q : 支持力係数

c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)

γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 根入れ部分の土の単位体積重量 (kN/m³)

(γ_1, γ_2 には, 地下水位以下の場合には水中単位体積重量を用いる)

α, β : 基礎の形状係数 [b. 項参照]

η : 基礎の寸法効果による補正係数 [c. 項参照]

i_c, i_r, i_q : 荷重の傾斜に対する補正係数 [d. 項参照]

B : 基礎幅 (m), [短辺幅, 荷重の偏心がある場合には有効幅 B_e を用いる, d. 項参照]

D_f : 根入れ深さ (m), [e. 項参照]

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot \exp(\pi \tan \phi) \quad (\text{Prandtl の解}) \quad (5.2.3)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi \quad (\text{Reissner の解}) \quad (5.2.4)$$

$$N_r = (N_q - 1) \cdot \tan(1.4\phi) \quad (\text{Meyerhof の近似解}) \quad (5.2.5)$$

諸元		備考
ピーク強度 C_u (N/mm ²)	1.44	7号炉原子炉建屋底面(T.M.S.L-13.7mにおける値)
残留強度 C_{ur} (N/mm ²)	0.70	
支持地盤の単位体積重量 γ_1 (kN/m ³)	16.6	
根入れ部分の単位体積重量 γ_2 (kN/m ³)	18.5	埋戻土を想定
根入れ深さ(m)	25.7	T.M.S.L.+12.0~-13.7mの厚さ
極限鉛直支持力度 (ピーク強度) (N/mm ²)	9.2	7号炉の例
極限鉛直支持力度 (残留強度) (N/mm ²)	4.7	7号炉の例

建築基礎構造設計指針（2001）における支持力評価法

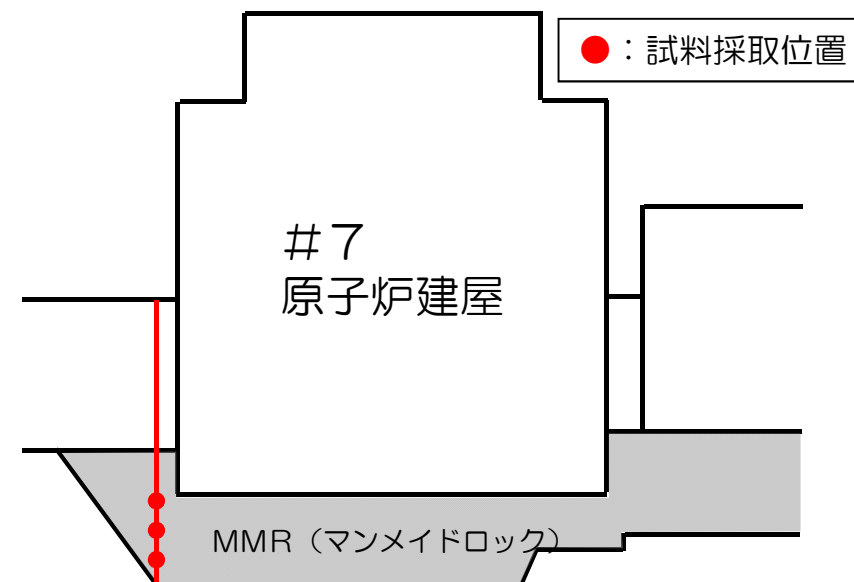
建屋付近の地盤状況に関する補足（5）

建屋下のマンメイドロックについて

- 2007年新潟県中越沖地震後にマンメイドロック（MMR）に対する調査ボーリングを実施している。
- 既往データと比較した結果，地震の影響は特に認められない。

室内試験の仕様

調査項目	調査方法	供試体の大きさ	調査数量
物理試験	三軸圧縮試験供試体の湿潤密度を測定。	—	12 供試体
三軸圧縮試験（CU条件）	JGS 2532-2002「軟岩の圧密非排水(CU)三軸圧縮試験方法」に準拠。ひずみ制御で載荷速度は0.01%/min。	直径約5cm ×高さ10cm	12 供試体
三軸超音波速度測定	JGS 1220-1998「パルス透過法による岩石の超音波速度測定方法」を参考。圧密後に拘束圧下で実施。	直径約5cm ×高さ約5cm	3 供試体

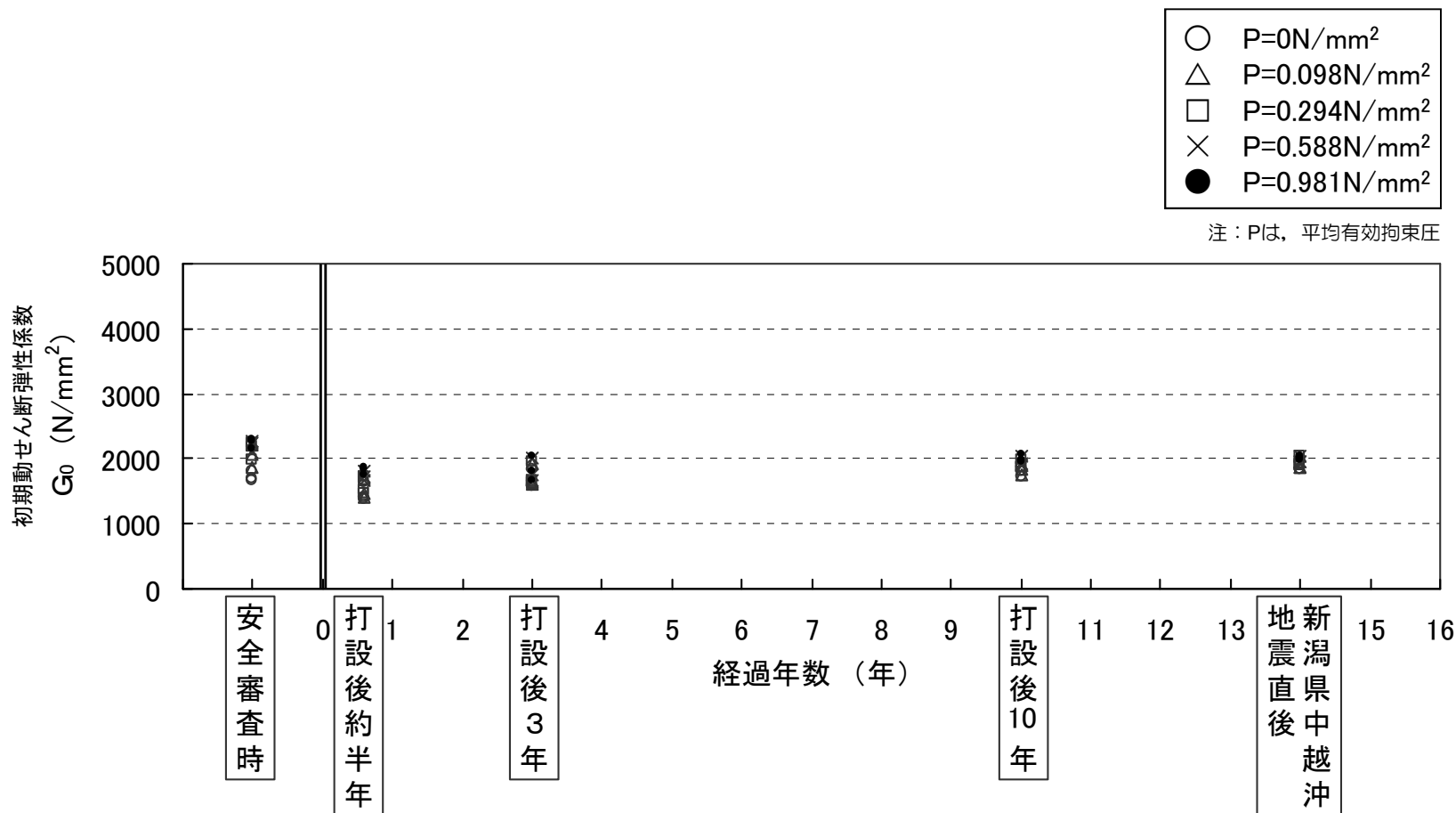


建屋付近の地盤状況に関する補足（6）

建屋下のマンメイドロックについて

試験方法：拘束圧下でのパルス透過法による超音波速度測定

拘束圧：5種類（ 0.0N/mm^2 ， 0.098N/mm^2 ， 0.294N/mm^2 ， 0.588N/mm^2 ， 0.981N/mm^2 ）



マンメイドロックせん断剛性の経時変化

建屋下のマンメイドロックについて

試験条件：三軸圧縮試験（CU条件）

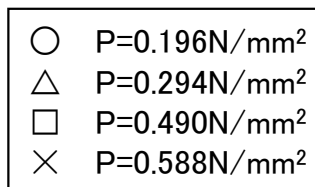
供試体寸法：直径約50mm×高さ約100mm

軸ひずみ速度：毎分0.01%

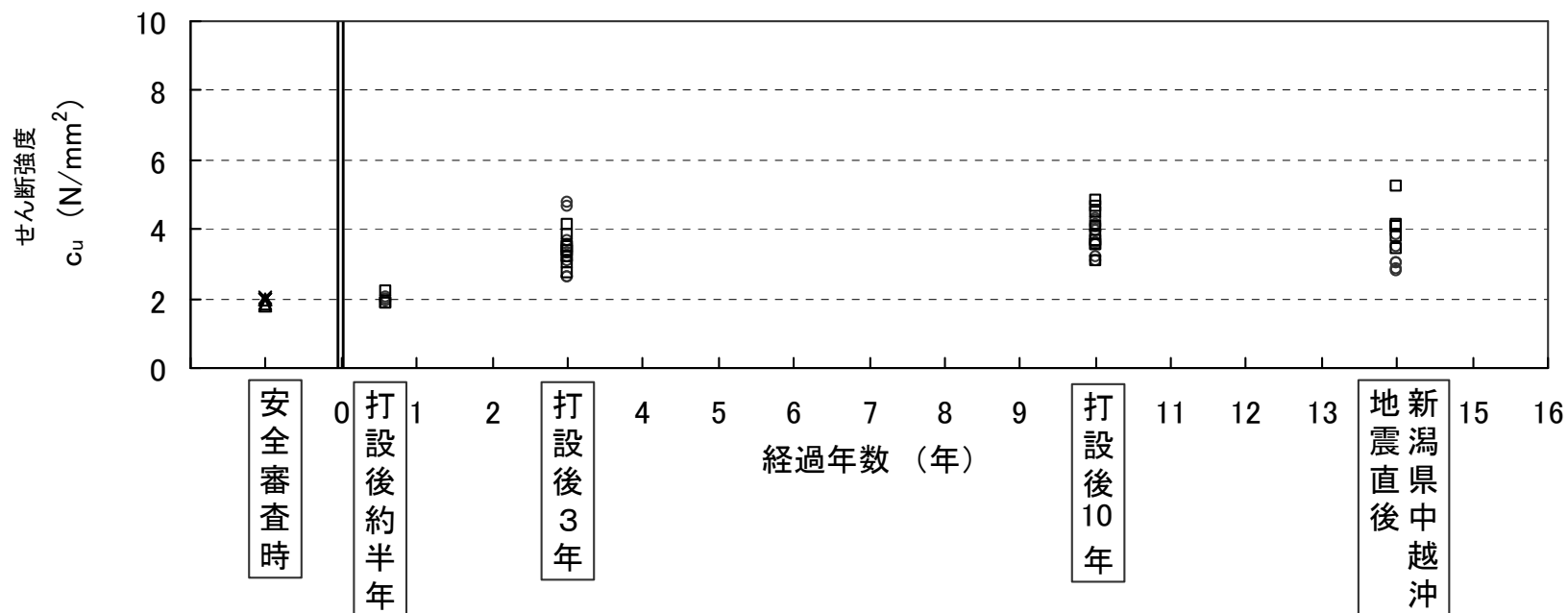
圧密圧力：

安全審査時；2種類（0.294N/mm², 0.588N/mm²）

打設後；2種類（0.196N/mm², 0.490N/mm²）



注：Pは、平均有効拘束圧

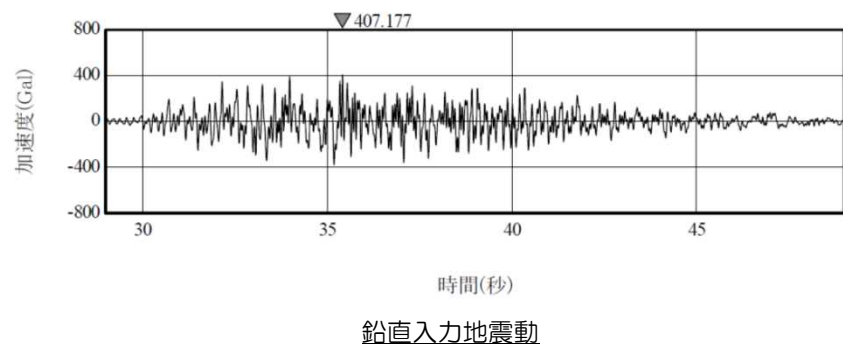
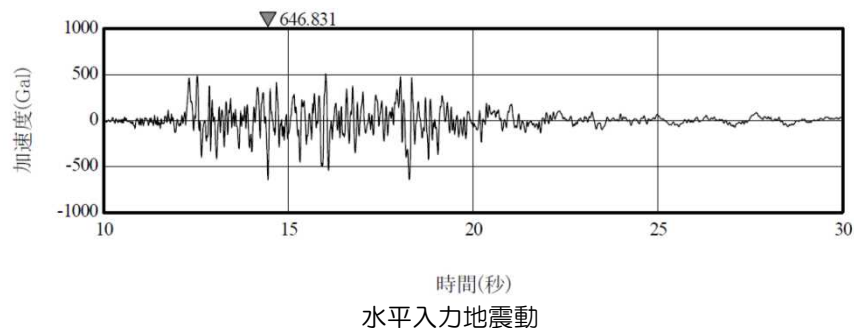


マンメイドロックせん断強度の経時変化

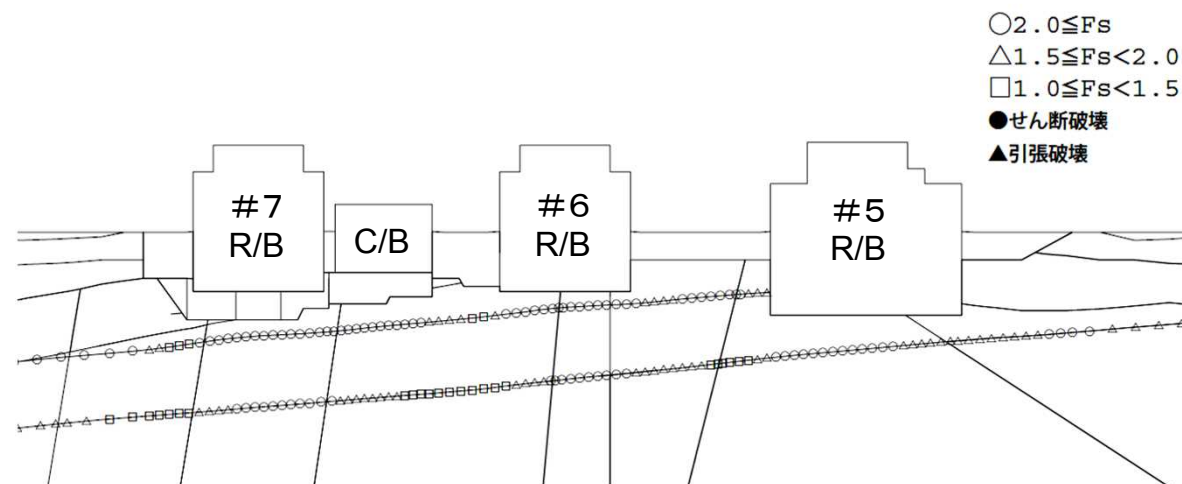
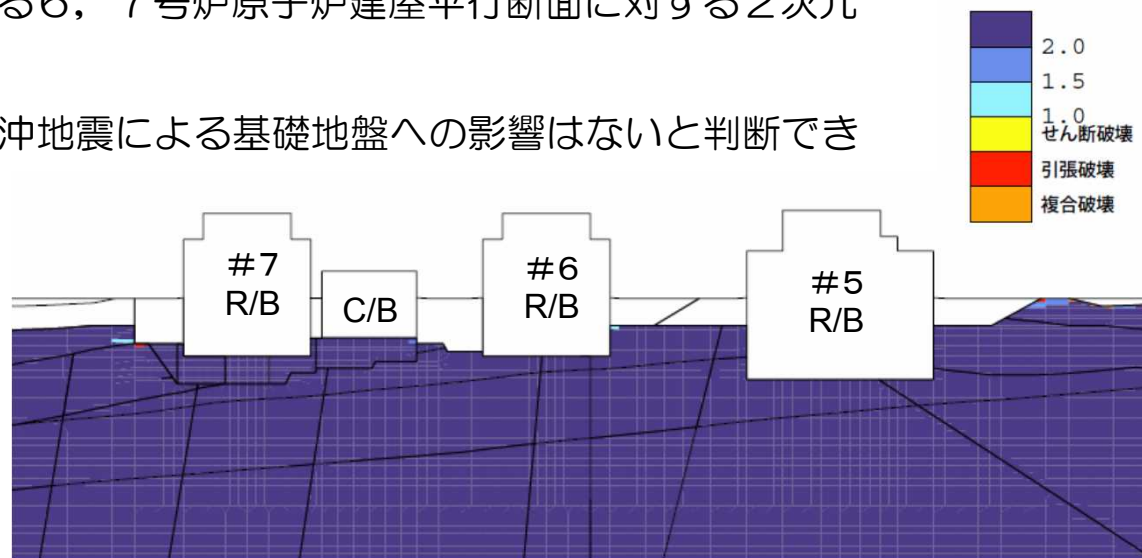
建屋付近の地盤状況に関する補足（8）

2007年新潟県中越沖による影響について

- 2007年新潟県中越沖地震の7号炉推定地震動による6, 7号炉原子炉建屋平行断面に対する2次元地震応答解析を実施した。
- 建屋付近に引張破壊等は生じておらず, 新潟県中越沖地震による基礎地盤への影響はないと判断できる。



入力地震動（中越沖地震7号炉推定地震動）



7号機汀線平行断面要素ごとの安全係数（時刻4.09秒）

- 建屋傾斜の目安値（1/1,000 ～ 2,000：建築基礎構造設計指針）の範囲では、荷重の変化等は0.1%程度あり、当該目安値で管理することにより機器・配管系の健全性は確保できる。

・配管および弁

従来から、弁・配管は様々な方向に設置されており傾斜の影響はない。

・タービン

アライメント調整が可能であり、水平度の確認を行っているため、健全性に影響はない。

・制御棒挿入性

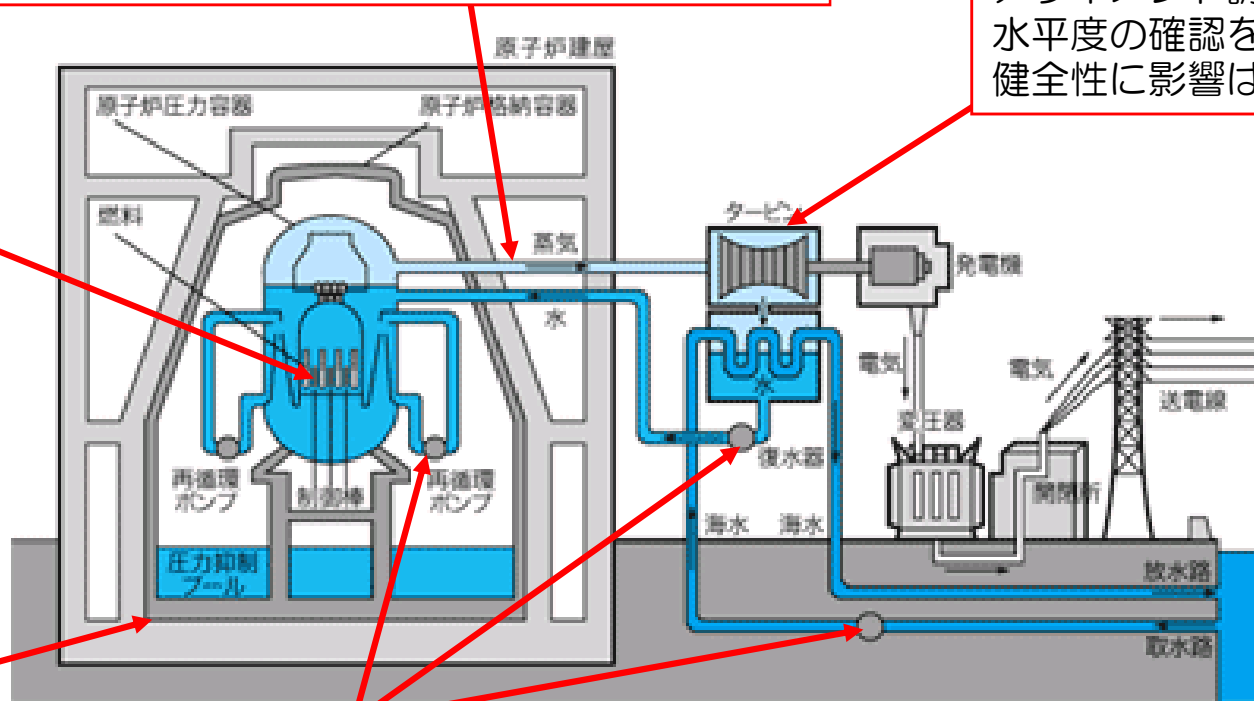
制御棒と燃料集合体は同一方向に傾斜するとともに、当該の傾斜量では燃料集合体の相対変位が生じないため、挿入性への影響はない。

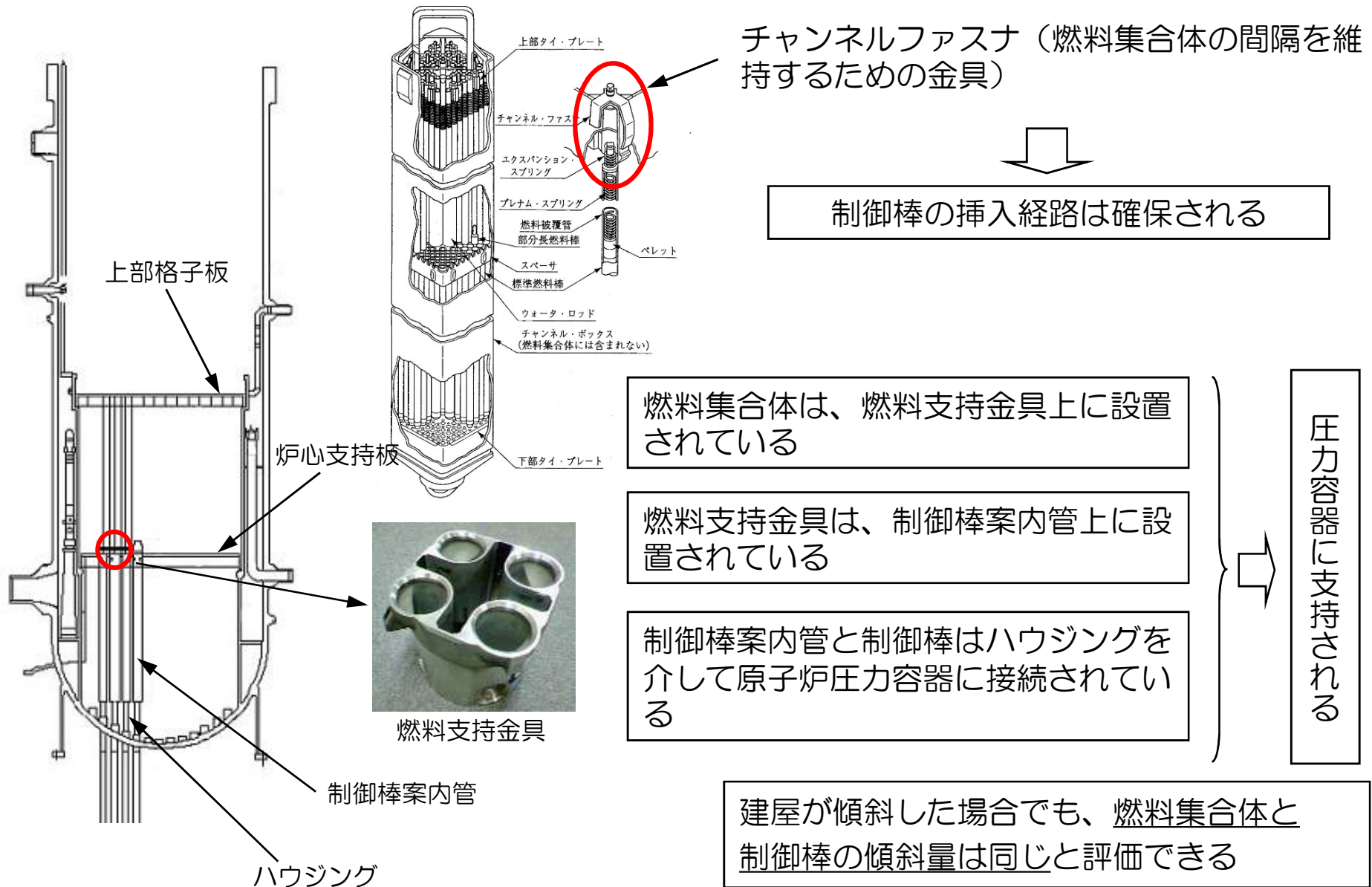
・容器基礎

基礎部の荷重の変化は無視できるほど小さい。

・ポンプ

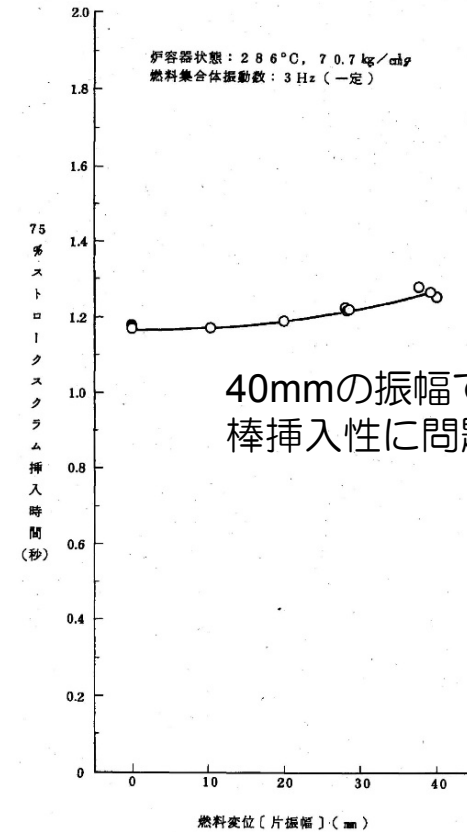
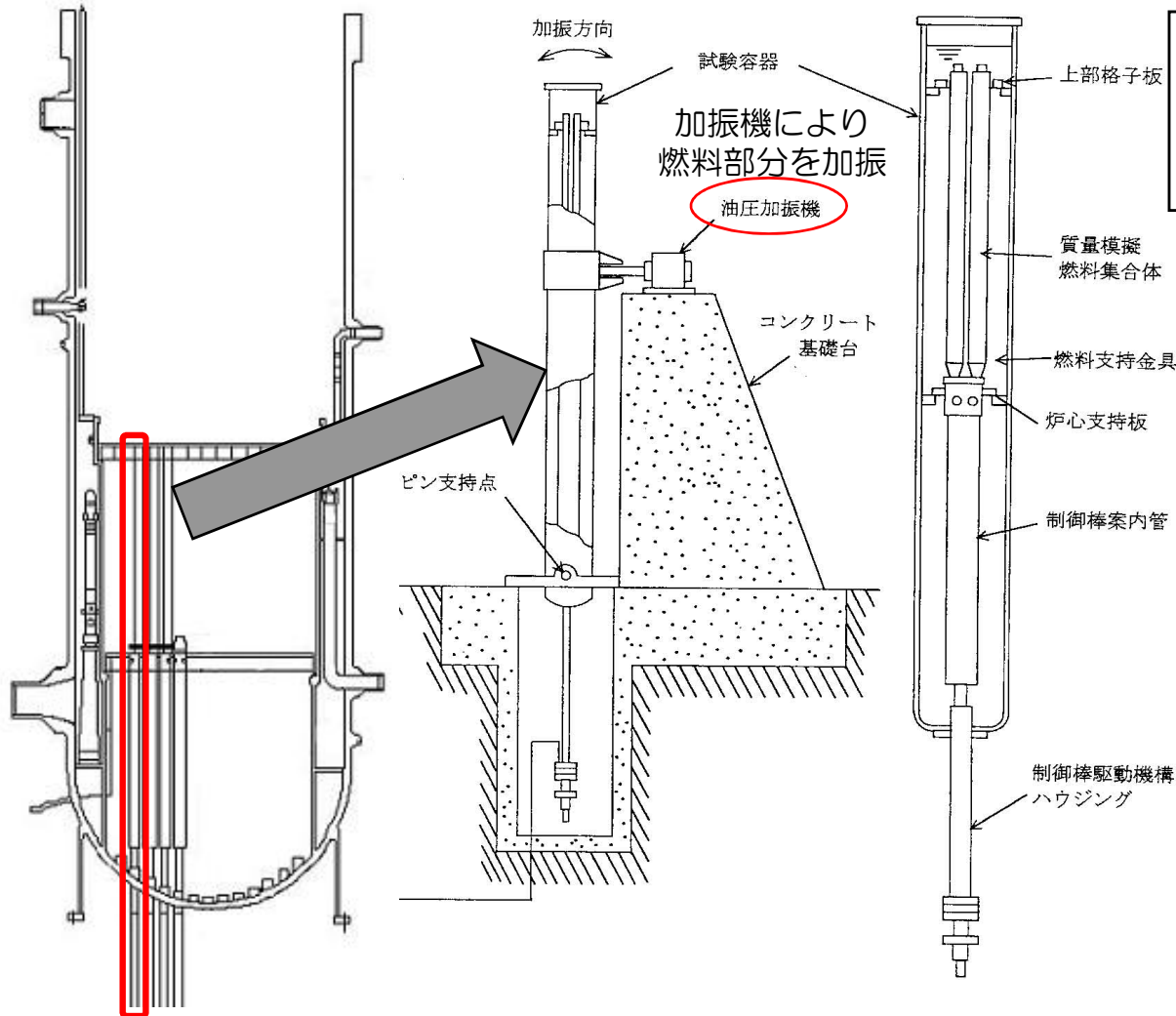
基礎部への影響は無視できるとともに、軸受荷重への影響も無視できる。





加振時挿入試験

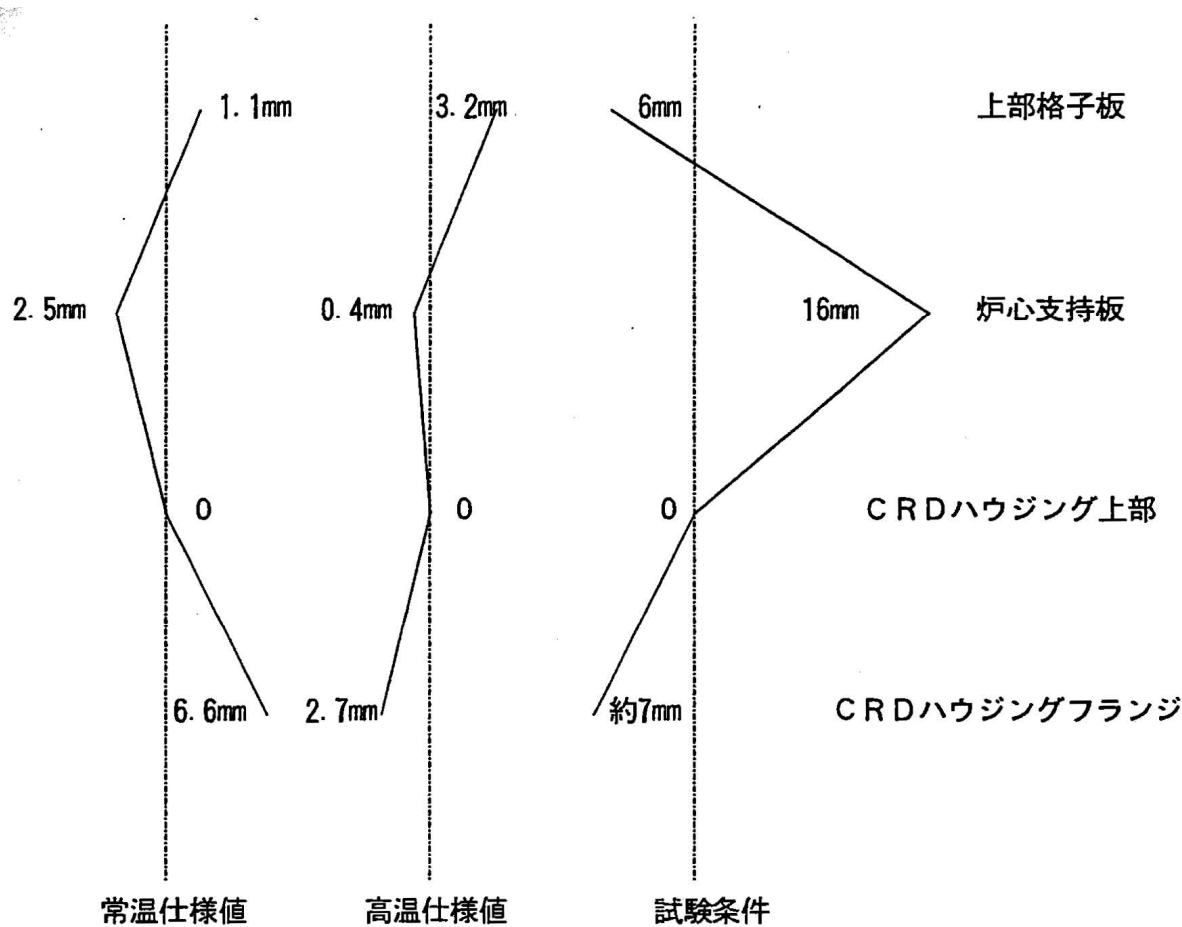
燃料集合体に40mmの相対変位を有する振動を加えた場合でも、制御棒が挿入できることを確認



40mmの振幅でも、制御棒挿入性に問題はない

経済産業省、総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会
運営管理・設備健全性評価ワーキンググループ
設備健全性評価サブワーキンググループ（第6回）資料より抜粋

機器にミスアライメント（芯ずれ）が生じた場合における制御棒挿入性に問題のないことが確認されている。
 → 傾斜により機器の芯ずれが生じた場合においても制御棒は挿入できる。

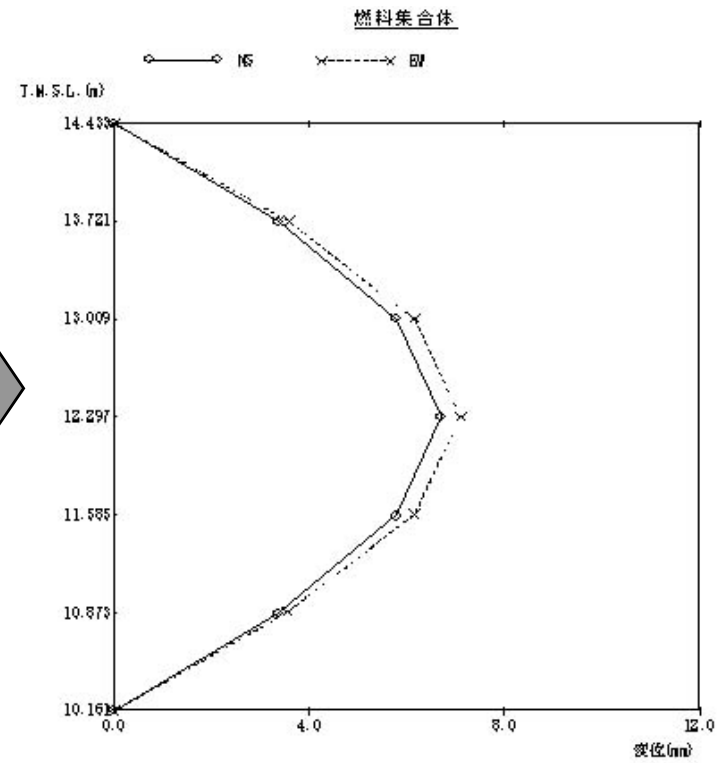
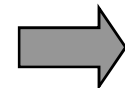
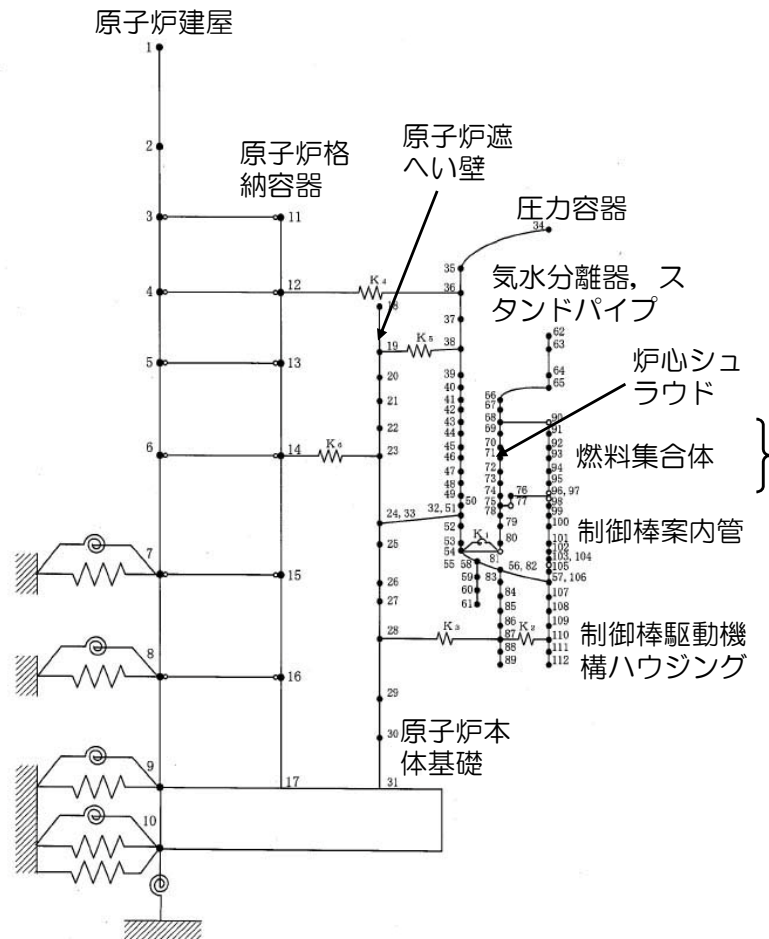


ABWRの最大許容偏心量を仮定した制御棒挿入試験において、常駆動での挿入時におけるモータトルクは定格値の1/4以下であり、緊急挿入時のスクラム時間遅れも約0.07秒程度と、スクラム特性にほとんど影響を与えないことが確認されている。

経済産業省，総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会
 運営管理・設備健全性評価ワーキンググループ
 設備健全性評価サブワーキンググループ（第6回）資料より抜粋

評価対象設備	燃料集合体の中越沖地震時 相対変位 (mm)	確認済相対変位 (mm)
制御棒 (地震時の挿入性)	7.1	40.0※

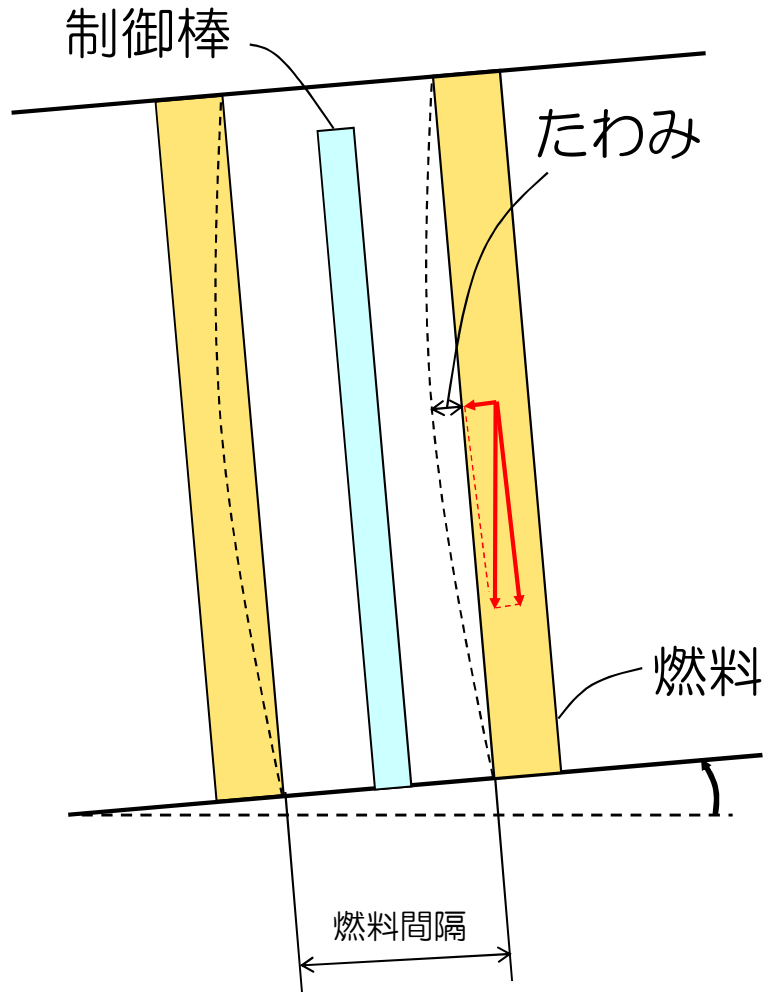
※確認済相対変位：加振時の挿入性試験により、規定時間内に制御棒が挿入されたことが確認された燃料変位



建屋-機器連成解析により求めた燃料相対変位

経済産業省、総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会
 運営管理・設備健全性評価ワーキンググループ
 設備健全性評価サブワーキンググループ（第6回）資料より抜粋

傾斜による「たわみ」が生じた場合においても、挿入性に問題はないものと評価できる



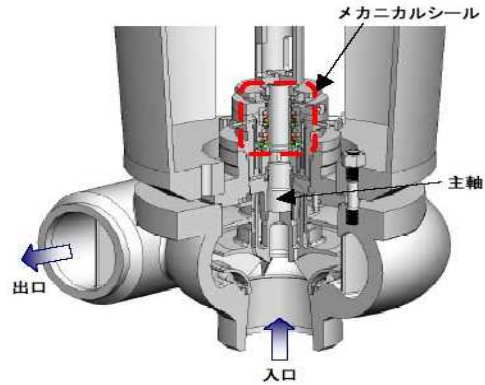
《建屋傾斜1/1000を仮定》

	傾斜無し	傾斜あり
燃料間隔	14.9mm	14.9mm

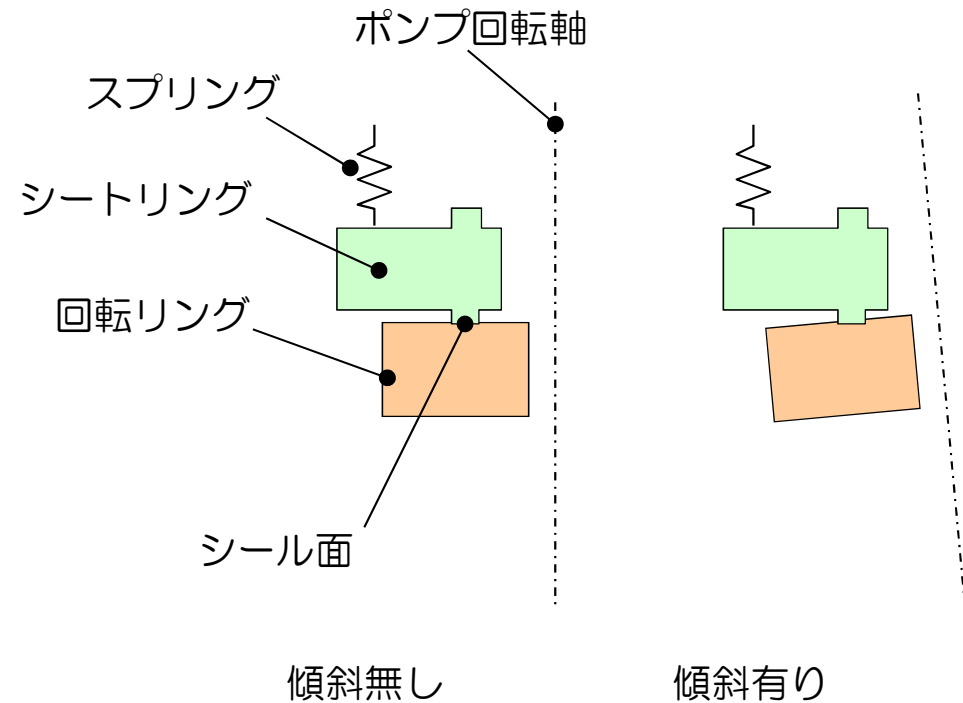
建屋傾斜1/1000の時の燃料のたわみ：約0.02mm

地震時挿入性試験振幅：40mm

【PLRポンプの例】



《建屋傾斜1/1000を仮定》

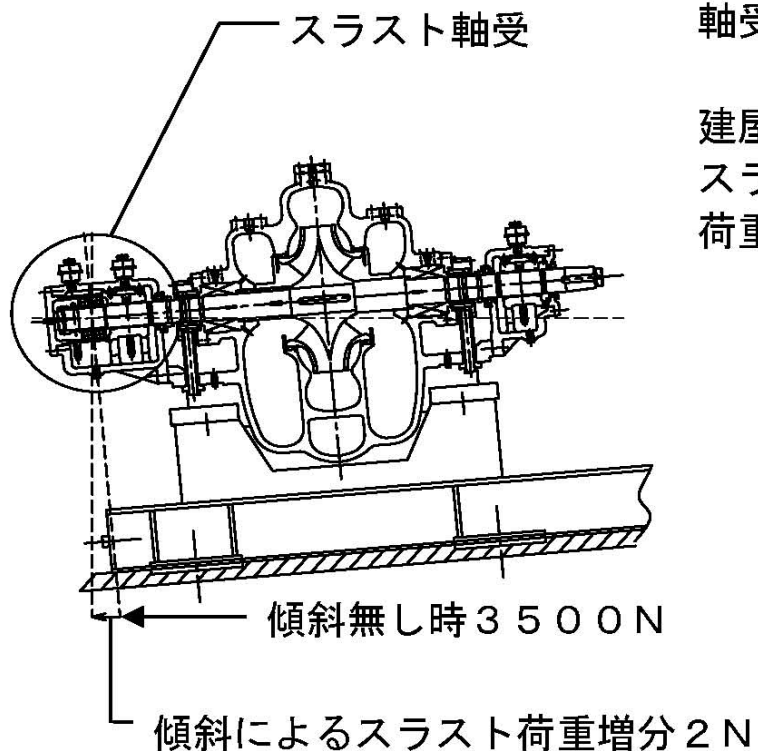


【評価部位】 メカニカルシール

【想定事象】 建屋傾斜によりシール面の開口が発生（リークが生じる）

【評価】 スプリング長さの変化量(0.27mm)は通常のスプリング圧縮量(約25mm)に比べ十分小さく、回転リングに対するシートリング追従性は保たれる

シール性に対して影響はない



【評価点】
 ポンプスラスト
 軸受荷重
 ↓
 建屋傾斜により
 スラスト軸受
 荷重増加

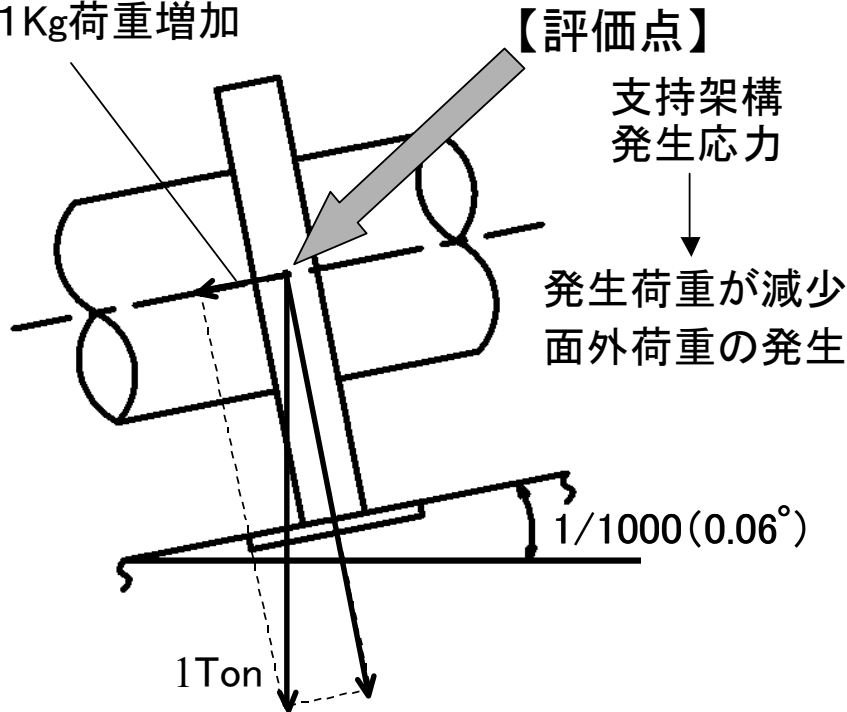
《建屋傾斜 1/1000 を仮定》

	傾斜 無し	傾斜 あり	許容値
スラスト 軸受荷重	3500N	3502N	6500N

スラスト軸受けの荷重が増加した場合においても、その影響は無視できる程度である

自重を1Ton受ける支持装置の場合

支持装置横方向に
1Kg荷重増加



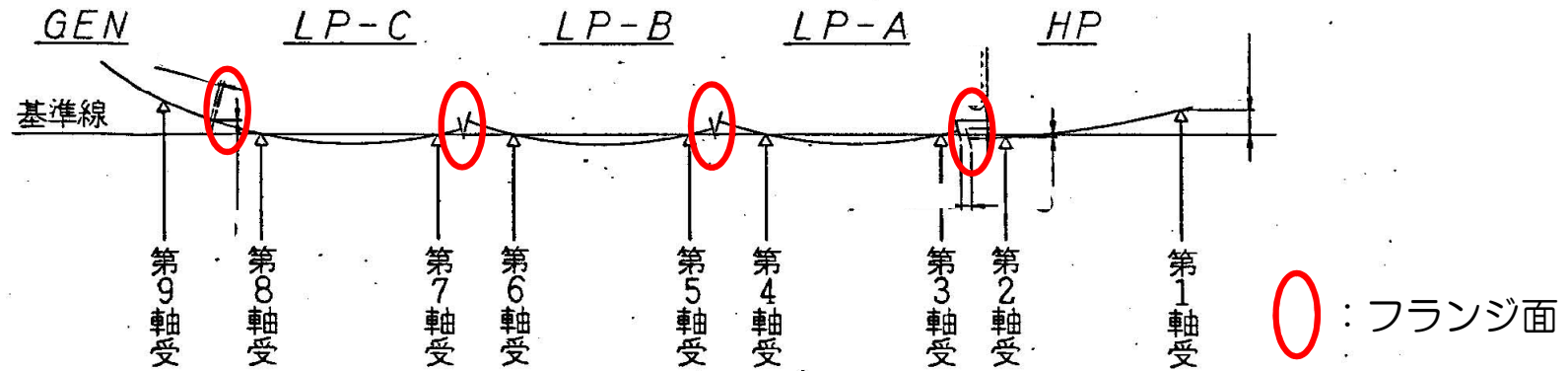
《建屋傾斜1/1000を仮定》

自重荷重が 1Tonの場合	傾斜 無し	傾斜 あり
面外荷重	無し	約1Kg 荷重増加
自重荷重	1Ton	0.55g 荷重減少

サポートの荷重の変化は
無視出来る程小さい

また、配管・弁は、従来から様々な方向に設置されており、傾斜による流路への影響はない

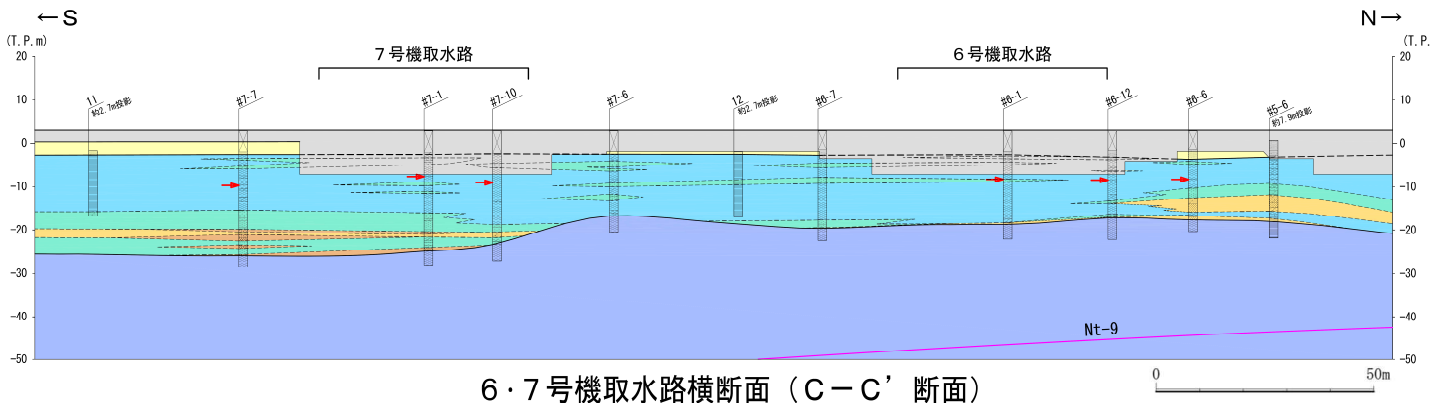
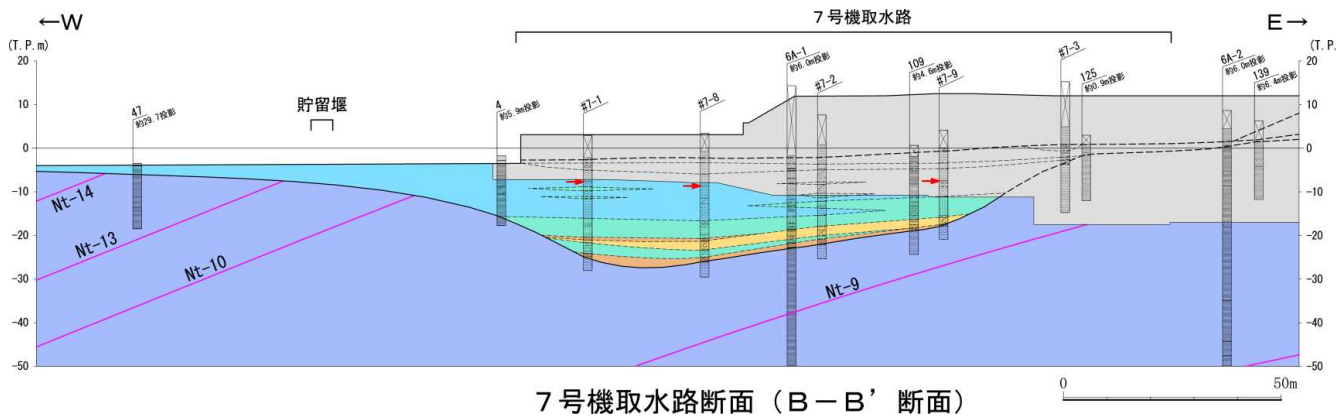
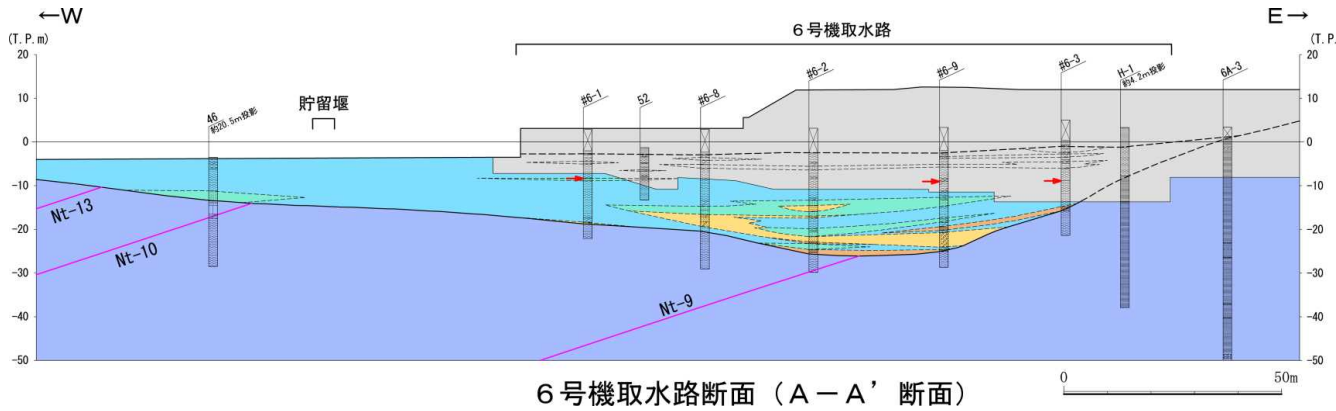
主タービン発電機アライメント（計画値）



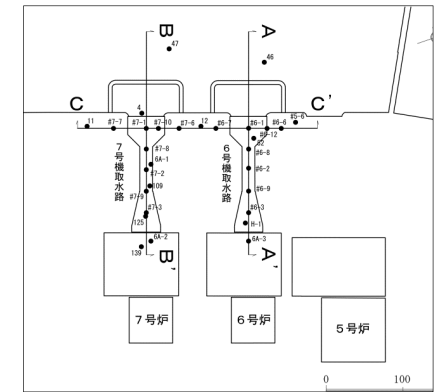
タービンは、定期事業者検査において各ロータ（高圧タービン・低圧タービン・発電機）フランジ面の開き具合等を確認することにより、ローターを支える各軸受けの水平度を確認し、必要に応じてロータを水平に保つため調整用のシムプレートにより軸受けの位置を調整している（アライメント調整「センタリング」）。また、タービンケーシングについては、適時ピアノ線や水準器を用いて水平度の確認し（軸受けとの位置関係も含む）、必要に応じてシムプレートにて水平度の調整（ワイヤリング調整）を行っている。

タービンについては、定期事業者検査ごとにアライメント調整（センタリング）を実施しており、建屋傾斜等の影響が無いよう調整した上で機器の運転を行っている。

取水路及び貯留堰 設置地盤の地質断面図



- 支持地盤（古安田層）は、シルト主体の地層であり、液状化が懸念される地盤ではないと判断できる。
- 道路橋示方書・同解説（H14）や建築基礎構造設計指針（2001）では、地表面から20m以浅の沖積層を液状化判定が必要な土層としており、古安田層の一部に分布する砂層は、中期更新世の地層かつ深度20m以深の非常に密な地盤であることから、その対象とはならない。
- ただし、この古安田層の砂層については、詳細設計段階において基準地震動Ssに対して液状化に関する詳細な検討を行う。



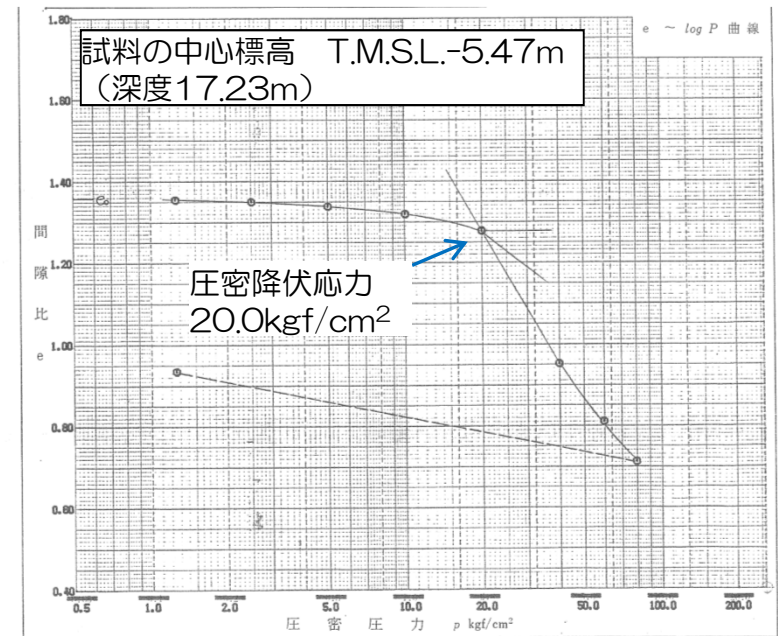
古安田層の細粒分含有率及び塑性指数

	細粒分含有率 Fc(%)	塑性指数 I _p
古安田層 (シルト)	95	25~60
古安田層 (砂シルト互層)	46~72	30~60

- 6, 7号炉取水路の等価な単位体積重量は14.5~17.7kN/m³であり, 埋戻土の単位体積重量18.5kN/m³と比べて同等かやや小さく, 過圧密状態にあると考えられる。
- 6, 7号炉取水路の常時の接地圧と圧密降伏応力との比較を行った結果, 6, 7号炉取水路の常時の接地圧は圧密降伏応力より十分に小さい。
- 以上のことから, 6, 7号炉取水路の沈下が問題になることはないと判断できる。

取水路の常時接地圧と圧密降伏応力の比較

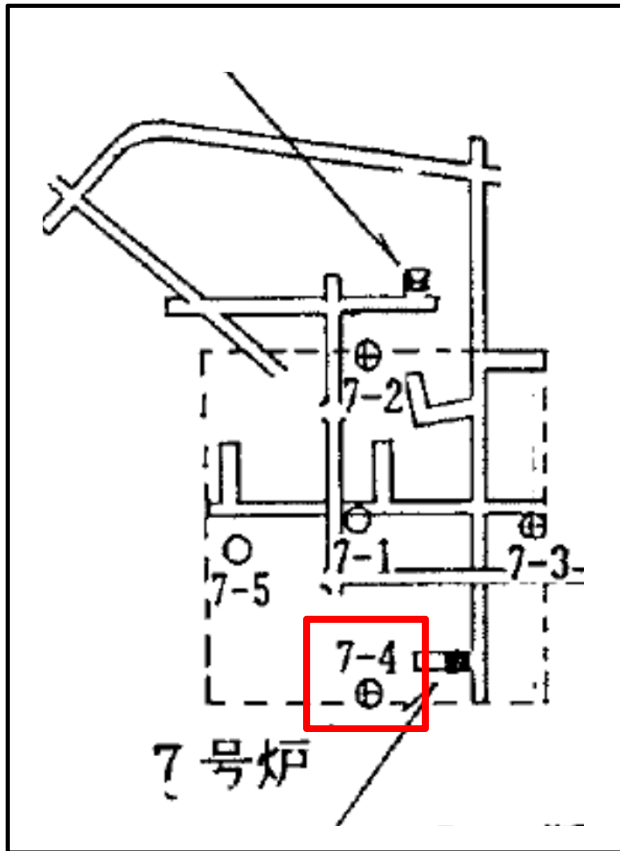
	設置位置 T.M.S.L(m)	常時の接地圧 (N/mm ²)	圧密降伏応力 (N/mm ²)
6, 7号炉 スクリーン室	-6.8m	0.08	1.7
6, 7号炉 取水路	-10.5m	0.30	



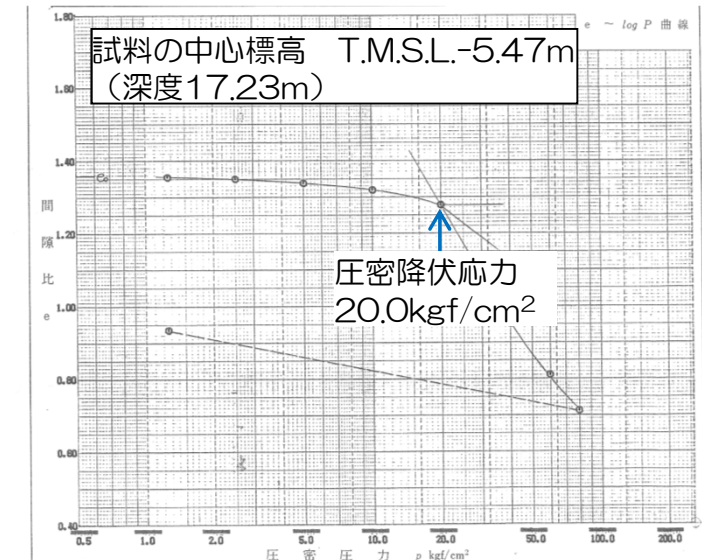
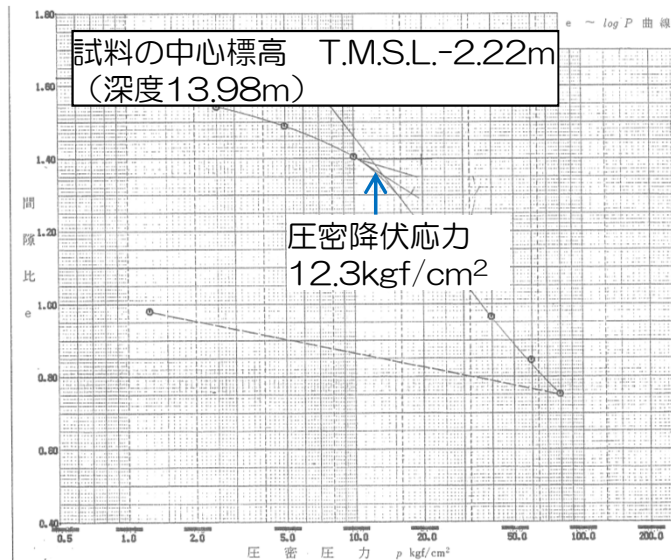
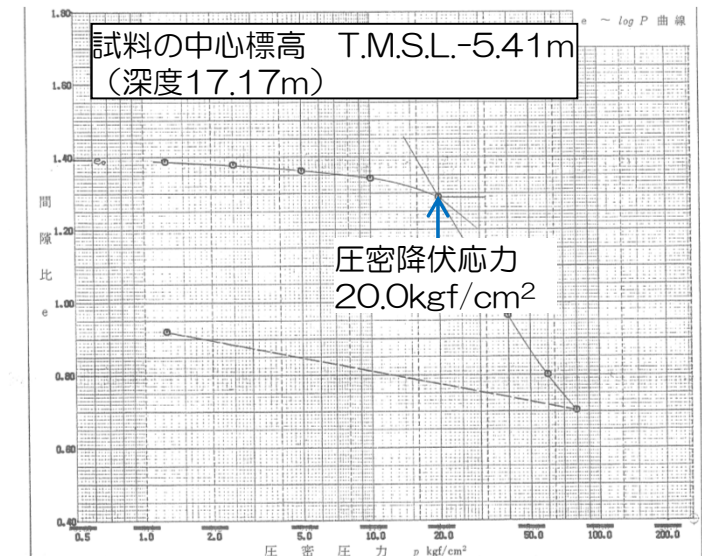
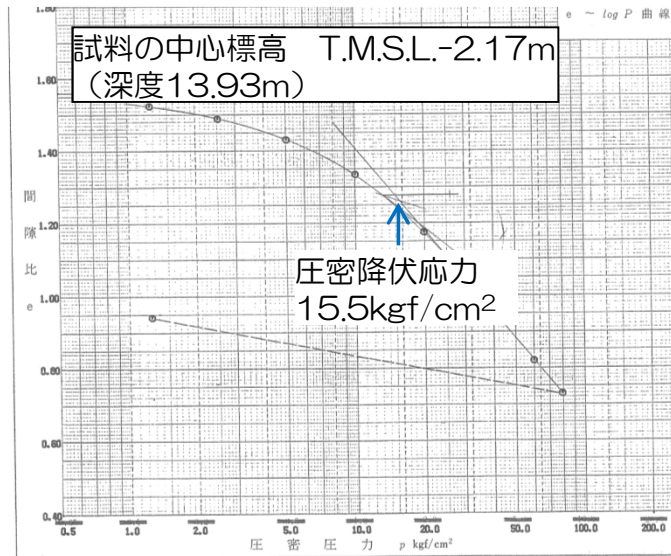
圧密試験結果の例

取水路の常時荷重に対する設置地盤への影響について

- 古安田層の圧密試験はボーリング孔7-4で採取された試料を用いて実施している。
- 圧密降伏応力の平均値は， $1.7\text{N/mm}^2(17.0\text{kgf/cm}^2)$ である。

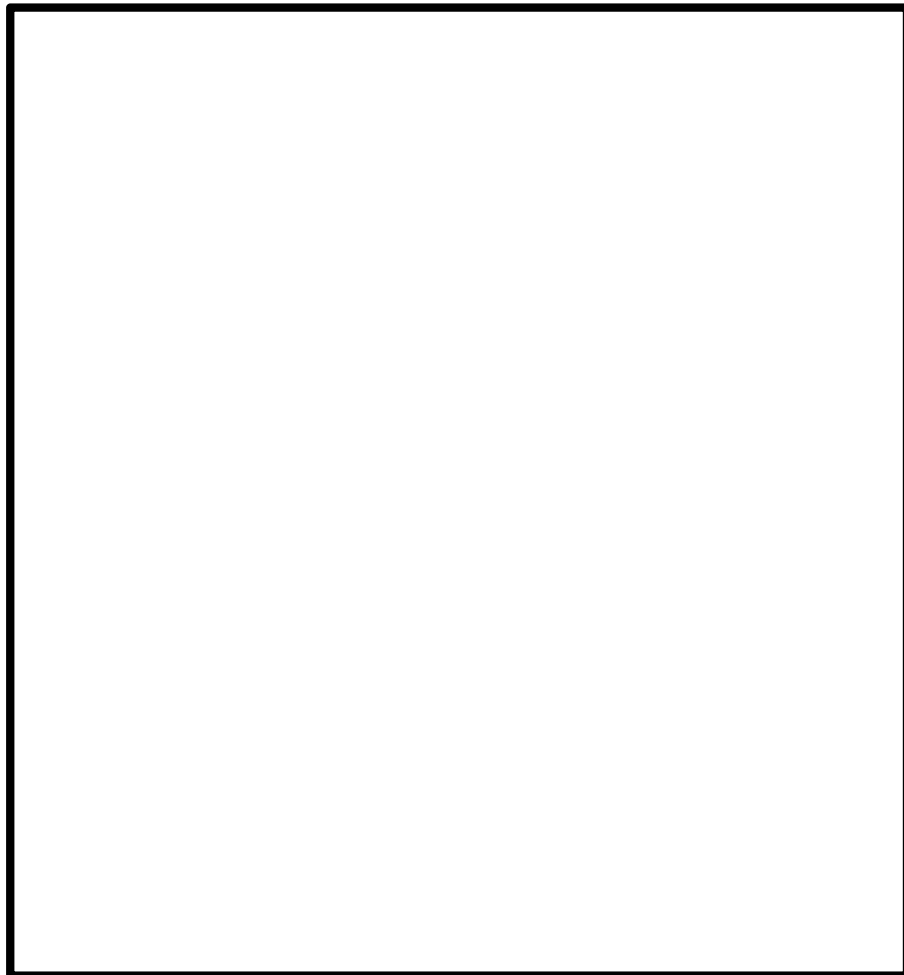


圧密試験試料採取位置

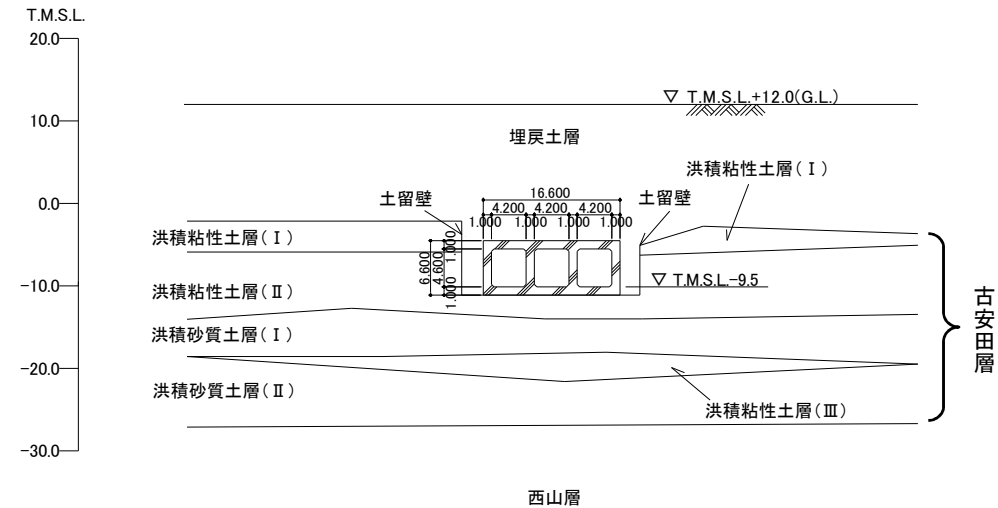


圧密試験結果

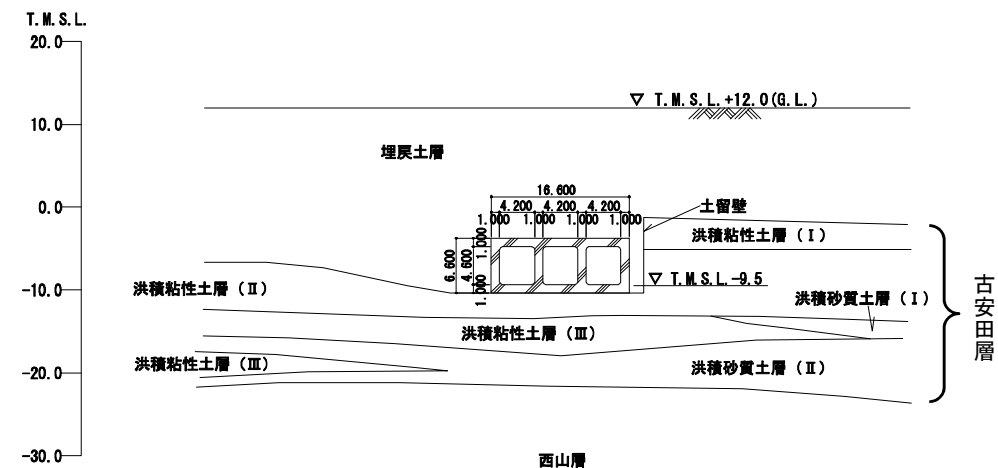
- 6号炉と7号炉の取水路は、いずれも主として古安田層に設置していることから、本資料では7号炉における検討結果を示す。



位置図



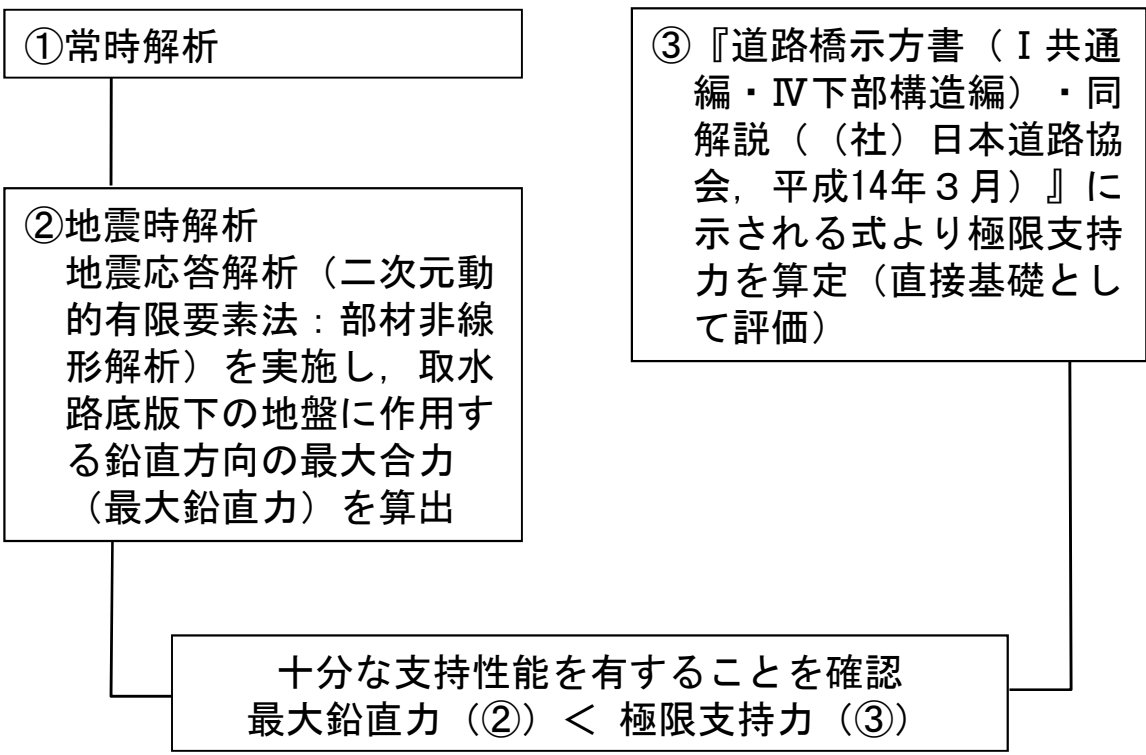
6号炉取水路（一般部）断面図



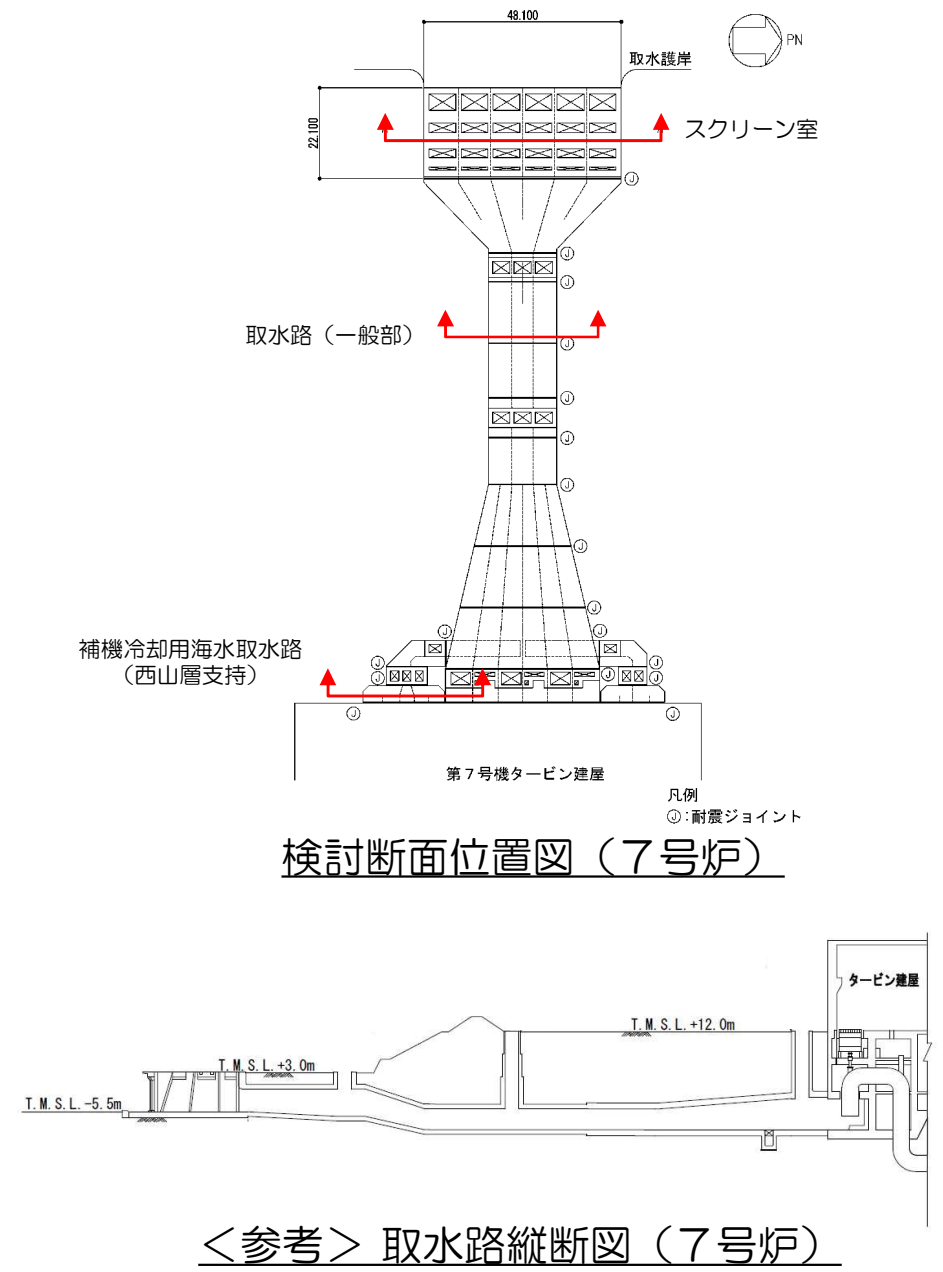
7号炉取水路（一般部）断面図

検討方針

- 取水路は構造形式から、スクリーン室、取水路（一般部）および補機冷却用海水取水路の3つの区間に大別されるため、各構造形式ごとに検討断面を抽出する。
- なお、補機冷却用海水取水路は、岩盤（西山層）に支持されている。

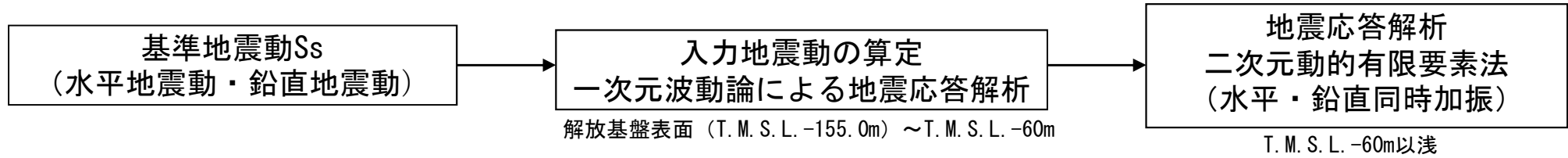


検討方針のフロー図

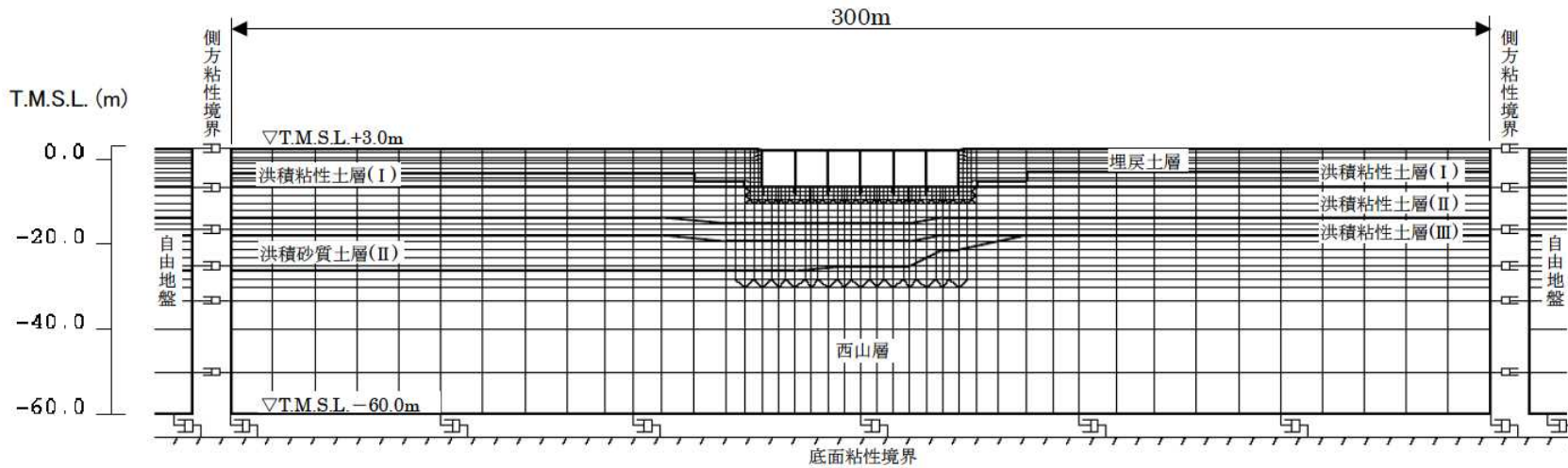


<参考> 取水路縦断図 (7号炉)

地震応答解析

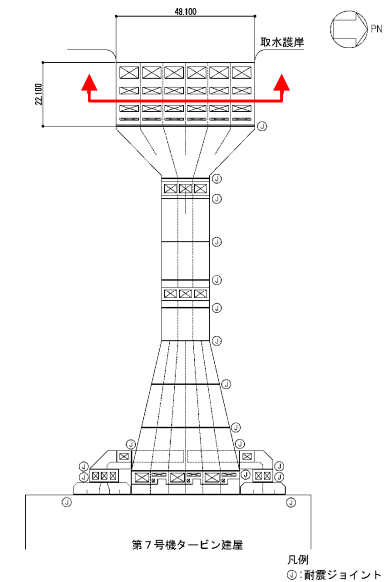


地震応答解析モデル：スクリーン室



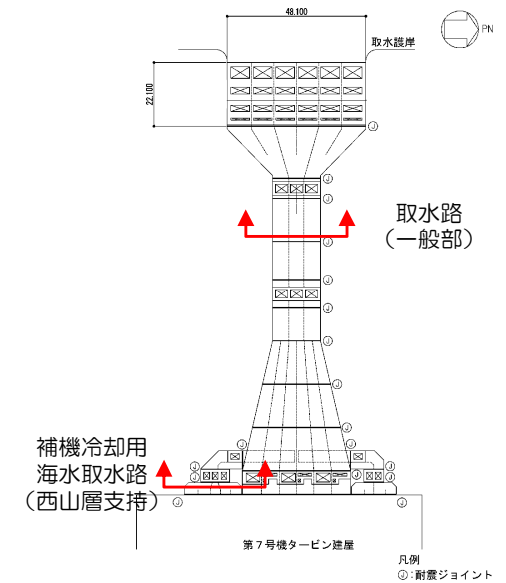
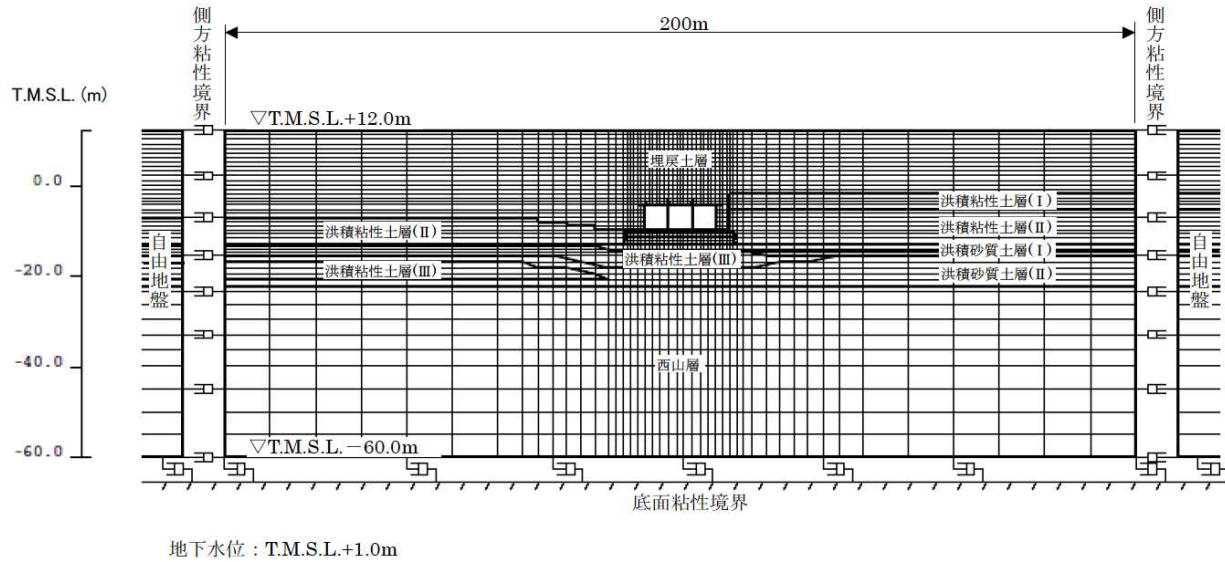
地下水位：T.M.S.L.+1.0m

地震応答解析モデル

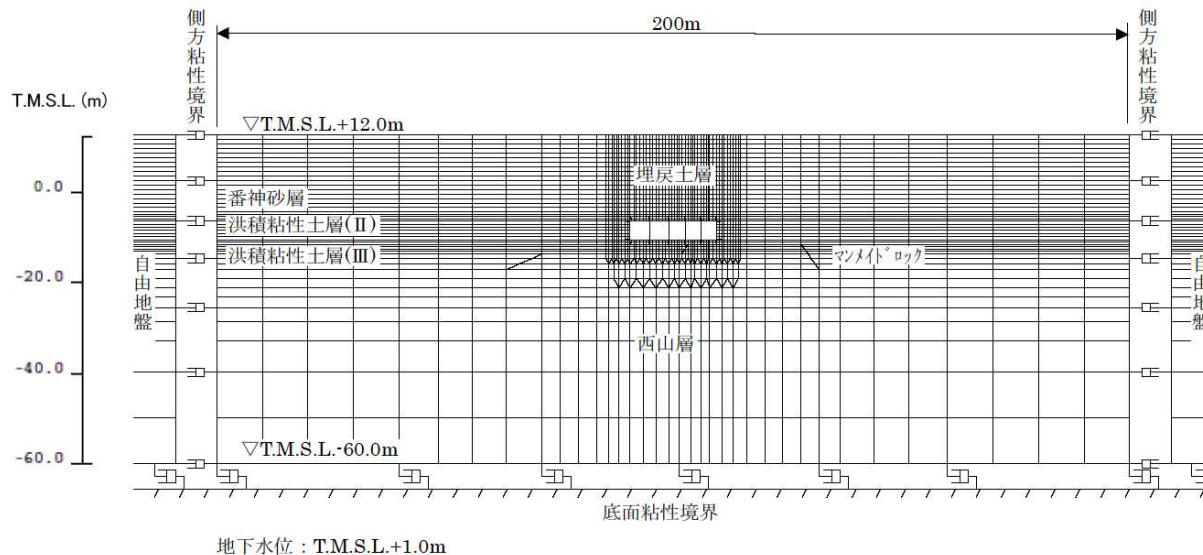


モデル位置図

地震応答解析モデル：取水路（一般部）



地震応答解析モデル：補機冷却用海水取水路



モデル位置図

解析用物性値（地盤）※1

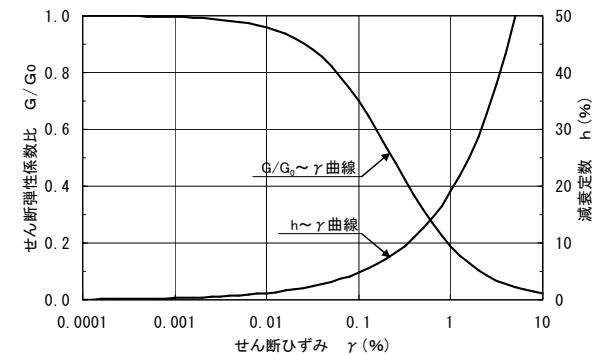
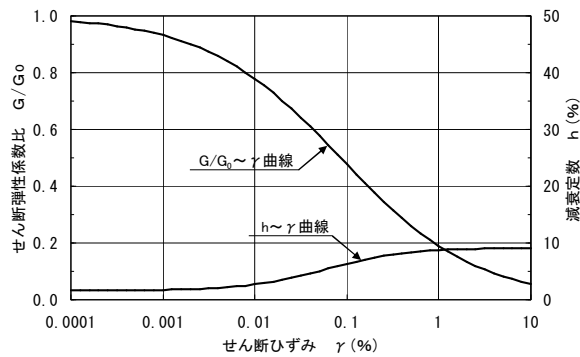
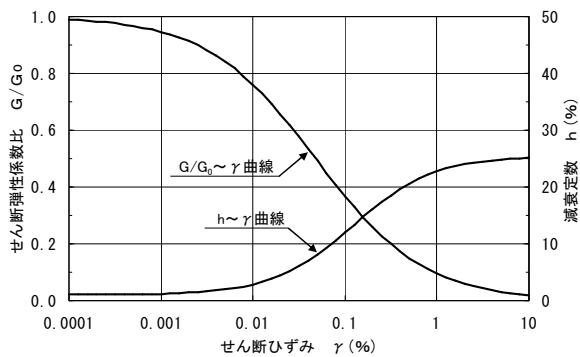
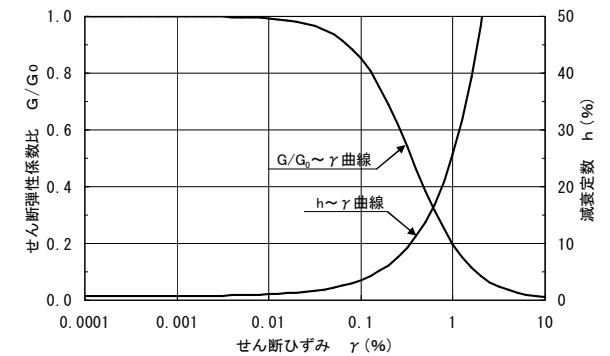
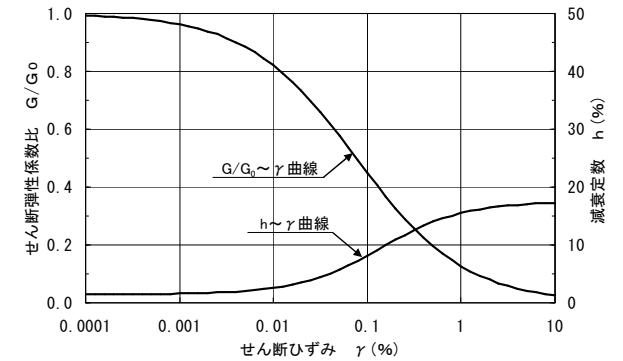
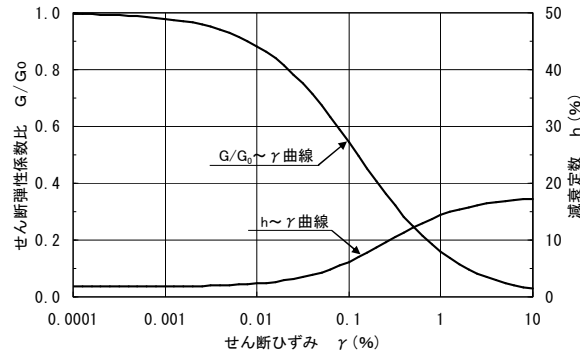
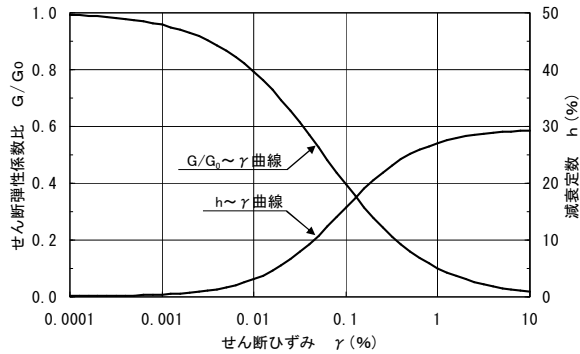
地層区分		単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)	せん断弾性係数G, 減衰定数h
埋戻土層		19.6 (18.6)※2	0.41	$1980 \times \sigma_v^{0.667}$ ※3	ひずみ依存性を考慮
番神砂層		18.0	0.43	1.83×10^5	
古安田層	洪積粘性土層(I)	17.8	0.49	9.63×10^4	
	洪積粘性土層(II)	17.7	0.49	1.13×10^5	
	洪積粘性土層(III)	18.2	0.48	1.56×10^5	
	洪積砂質土層(I)	18.6	0.48	1.83×10^5	
	洪積砂質土層(II)	18.6	0.48	2.07×10^5	
西山層	西山層上限面 ~ T. M. S. L. -33.0m	17.0	0.45	4.15×10^5	
	~T. M. S. L. -90.0m	16.6	0.45	4.75×10^5	
	~T. M. S. L. -136.0m	17.3	0.43	6.13×10^5	
	~T. M. S. L. -155.0m	19.3	0.42	8.32×10^5	
解放基盤		19.9	0.42	1.05×10^6	—
マンメイドロック		17.2	0.36	1.90×10^6	ひずみ依存性を考慮

※1 建設時工認物性を使用

※2 () は湿潤単位体積重量

※3 $G_0 = 1980 \times \sigma_v'^{0.667}$ (kN/m²) ここに, σ_v' : 有効上載圧 (kN/m²), G_0 の下限値 2.75×10^4 (kN/m²)

解析用物性値（地盤のひずみ依存特性）



解析用物性値（材料）※1

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	ヤング係数 (kN/mm ²)
コンクリート	24※2	0.2	25
鉄筋		0.3	200

コンクリート	設計基準強度 23.5N/mm ² (240kgf/cm ²)
鉄筋	SD345相当 (SD35)

※1 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会, 2002) に準拠

※2 鉄筋コンクリートとしての単位体積重量

解析用物性値（地盤の強度特性）

地層区分	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
洪積粘性土層(Ⅱ)	187	24.8
マンメイドロック	0.19σ ※+1838	0

※ σ : 有効拘束圧 (kN/m²)

支持力評価

- 古安田層の支持力は、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に準拠し算定。取水路が地盤に直接設置されていることから，直接基礎の支持力算定式を適用。
- 西山層の支持力は，原位置試験の結果に基づく基礎地盤支持力を適用。

$$Q_u = A_e \left\{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\}$$

Q_u : 荷重の偏心傾斜，支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

q : 上載荷重 (kN/m²) で， $q = \gamma_2 D_f$

A_e : 有効載荷面積 (m²)

γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ただし，地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B : 基礎幅 (m)

e_B : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α, β : 基礎の形状係数 (=1，帯状基礎の係数を適用)

κ : 根入れ効果に対する割増係数 (=1)

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

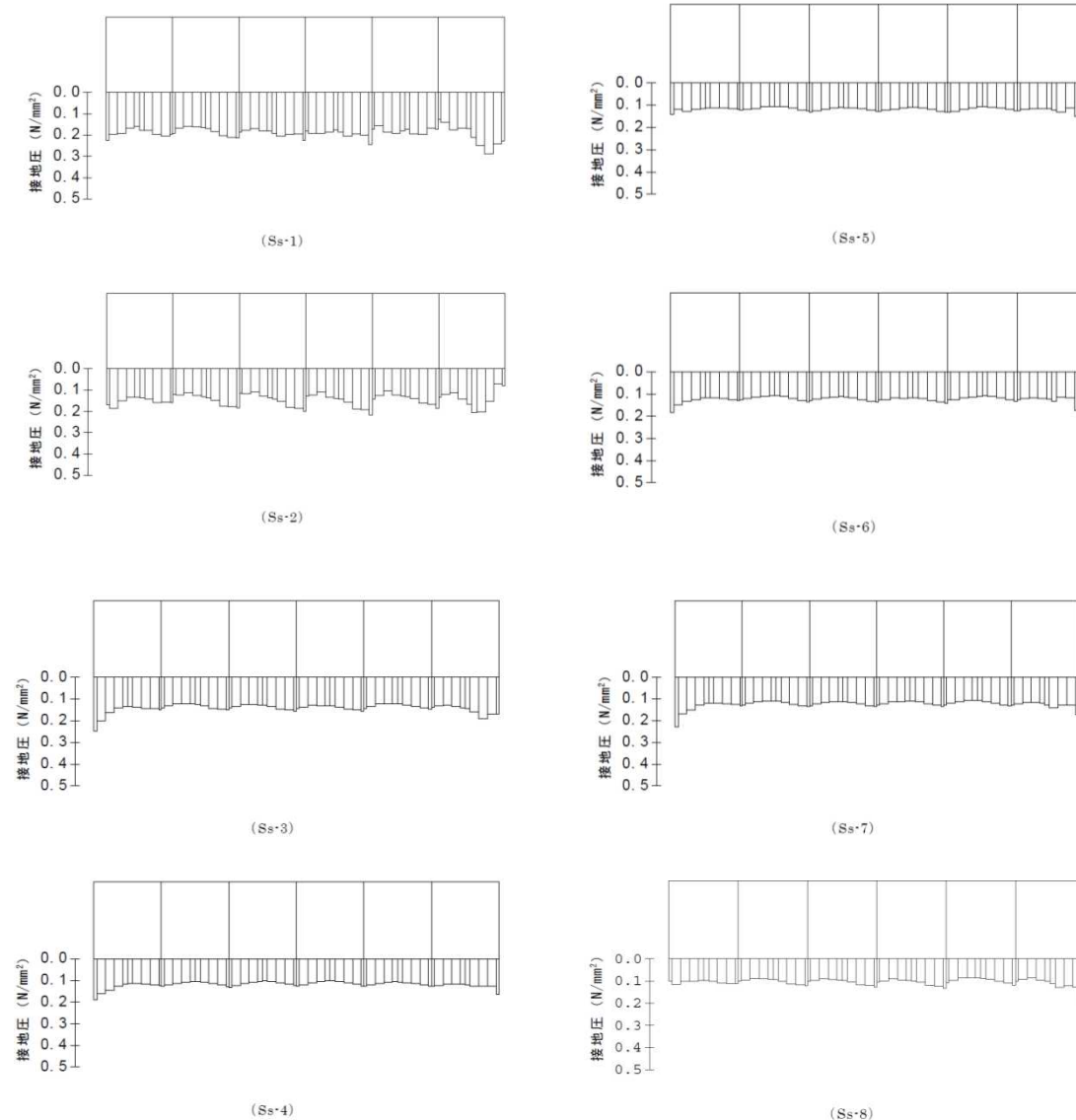
S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

評価結果：スクリーン室

基礎地盤の支持性能評価結果

地震動	②最大鉛直力 (kN)	③極限支持力 (kN)	最大鉛直力／極限支持力 (②／③)
Ss-1	9400	54200	0.17
Ss-2	7330	23700	0.31
Ss-3	7140	49800	0.14
Ss-4	6080	95000	0.06
Ss-5	6120	78400	0.08
Ss-6	6340	89000	0.07
Ss-7	6300	98800	0.06
Ss-8	5390	30100	0.18

■ 十分な支持性能を有していることを確認した。



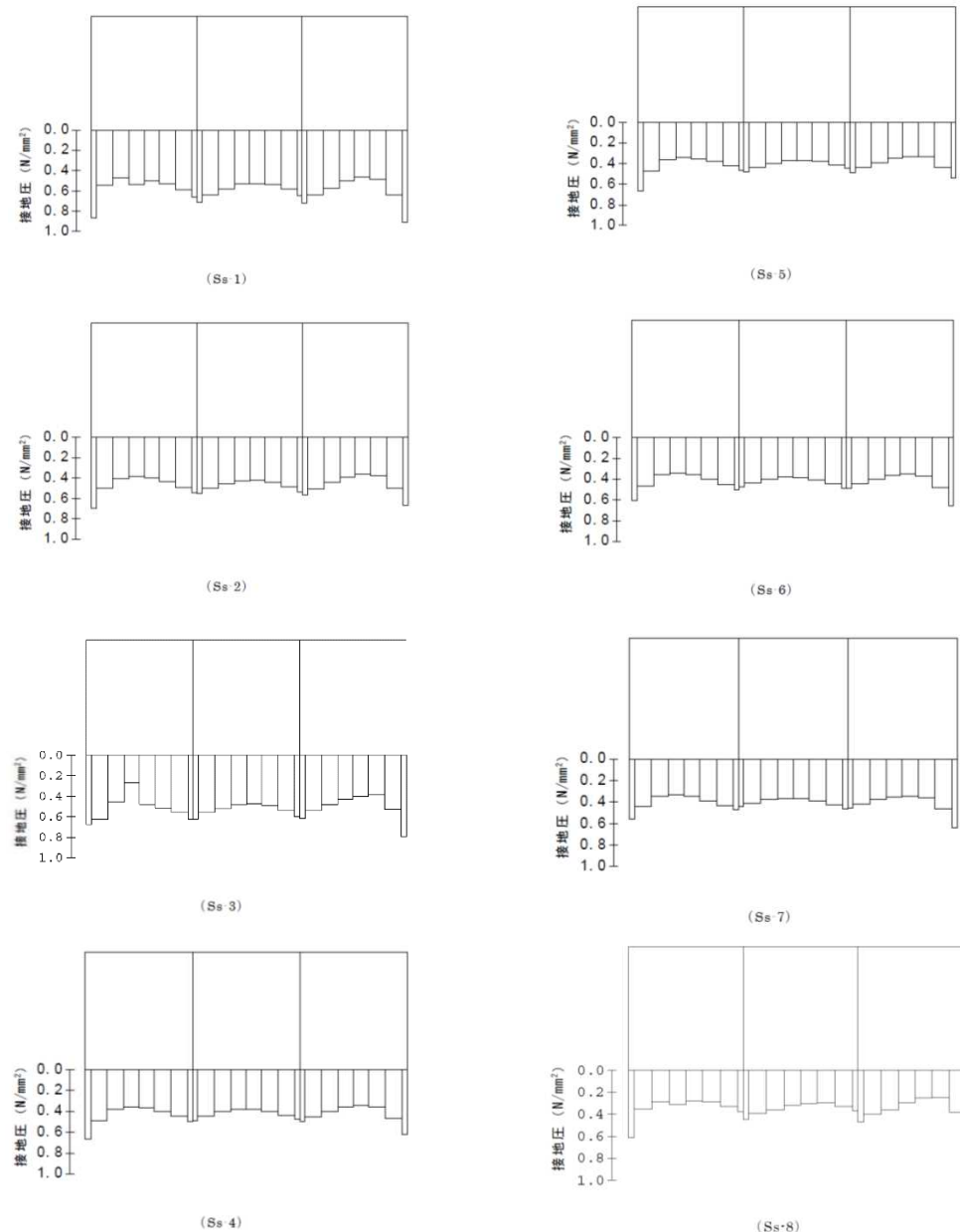
設置圧分布図（鉛直力最大時）

評価結果：取水路（一般部）

基礎地盤の支持性能評価結果

地震動	②最大鉛直力 (kN)	③極限支持力 (kN)	最大鉛直力 / 極限支持力 (②/③)
Ss-1	9290	38100	0.24
Ss-2	7510	40300	0.19
Ss-3	8150	32500	0.25
Ss-4	6950	40500	0.17
Ss-5	6660	36100	0.18
Ss-6	6930	39200	0.18
Ss-7	6620	36400	0.18
Ss-8	5650	29500	0.19

■ 十分な支持性能を有していることを確認した。



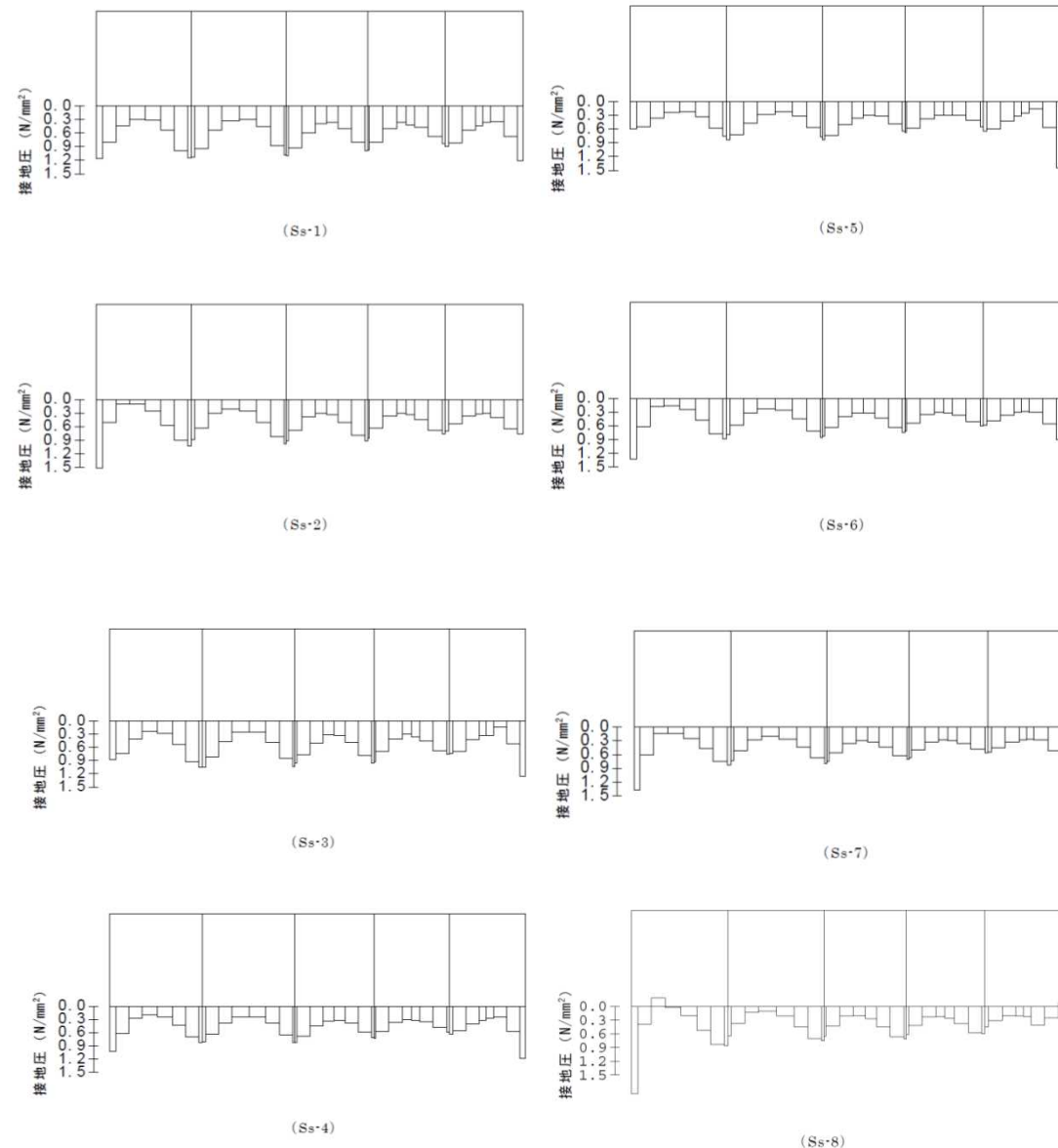
設置圧分布図（鉛直力最大時）

評価結果：補機冷却用海水取水路 (西山層支持)

基礎地盤の支持性能評価結果

地震動	②最大鉛直力 (kN)	③極限支持力 (kN)	最大鉛直力 ／極限支持力 (②／③)
Ss-1	11900	123000	0.10
Ss-2	9780	123000	0.08
Ss-3	10500	123000	0.09
Ss-4	9030	123000	0.07
Ss-5	8700	123000	0.07
Ss-6	9000	123000	0.07
Ss-7	8440	123000	0.07
Ss-8	7340	123000	0.06

■ 十分な支持性能を有していることを確認した。



接地圧分布図（鉛直力最大時）

液状化の影響を考慮した検討

- 液状化の影響を考慮した有効応力解析における、取水路の最大鉛直力に対しても、古安田層は十分な支持性能を有していることを確認した。（解析の詳細は4条資料に記載）

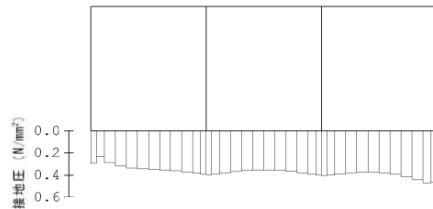
※1：極限支持力 (③)
 ※2：最大鉛直力 (②)

評価対象	項目	評価結果							
		Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4	Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8
取水路 (一般部)	評価基準値※1 (kN)	24,000	29,600	25,800	52,900	48,400	24,200	19,000	29,300
	照査用応答値※2 (kN) (応答値/基準値)	5,750 (0.24)	5,120 (0.17)	5,690 (0.22)	4,880 (0.09)	4,890 (0.10)	5,130 (0.21)	5,200 (0.27)	5,080 (0.17)
	[発生時刻 (秒)]	[10.92]	[23.63]	[33.89]	[45.79]	[46.87]	[66.11]	[67.40]	[8.09]

①常時解析

②地震時解析

地震応答解析（二次元動的有限要素法：部材非線形解析）を実施し、取水路底板下の地盤に作用する鉛直方向の最大合力（最大鉛直力）を算出

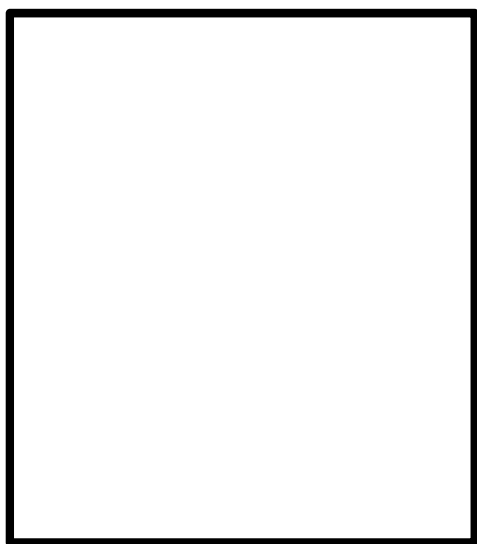


③支持力の評価

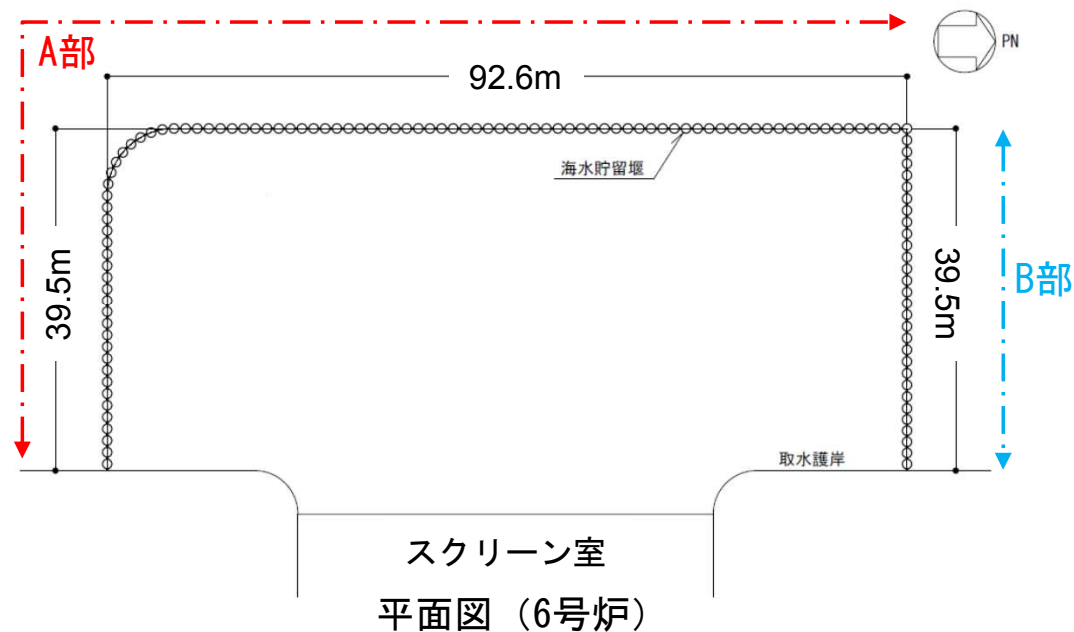
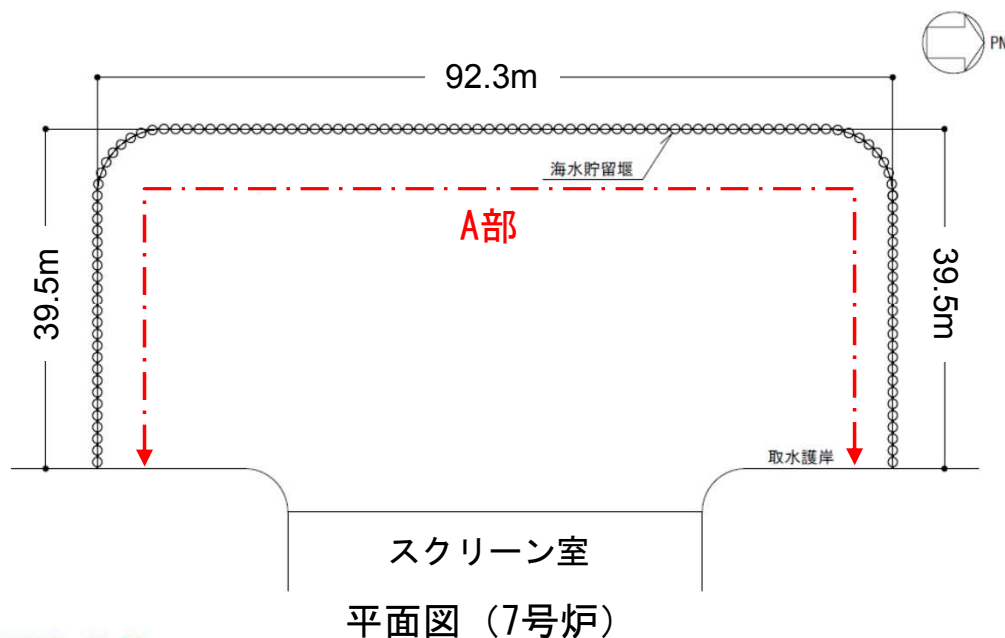
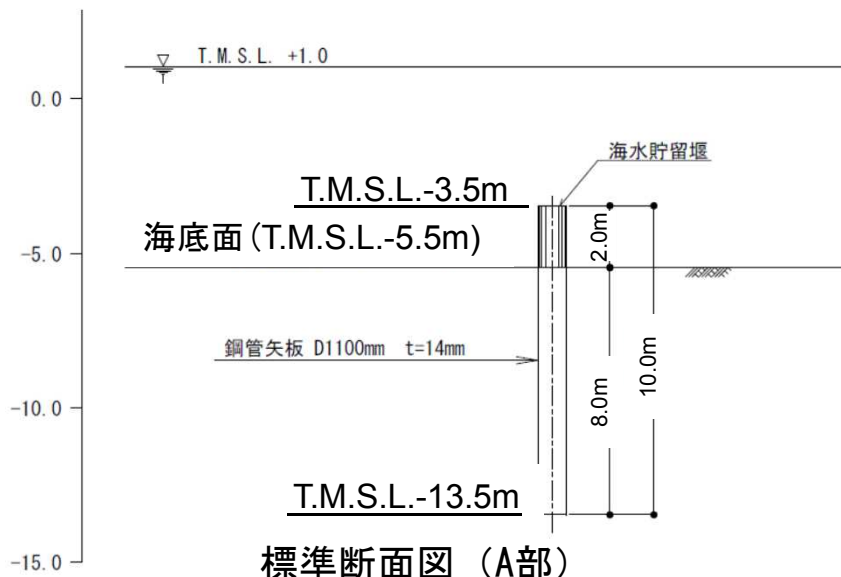
『道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）』に示される式より極限支持力を算定（直接基礎として評価）

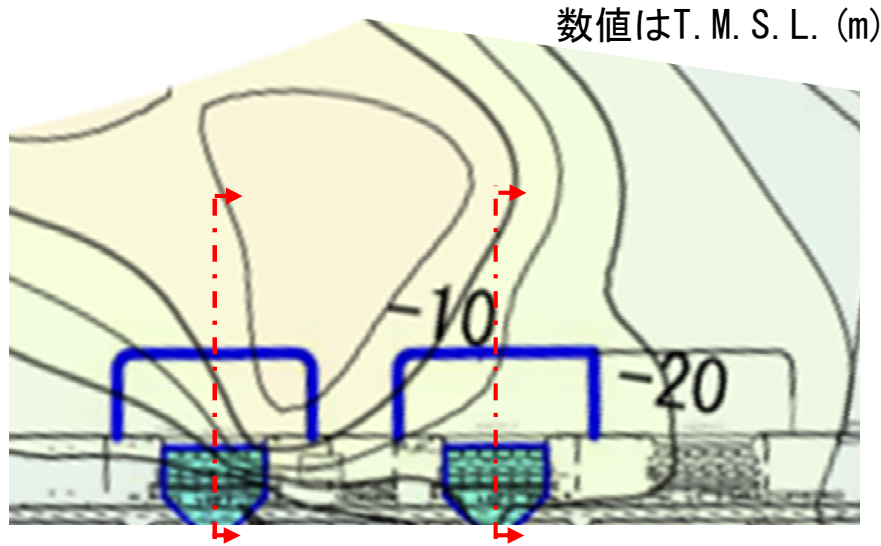
$$Q_u = A_e \left\{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \right\}$$

十分な支持性能を有することを確認
 最大鉛直力 (②) < 極限支持力 (③)

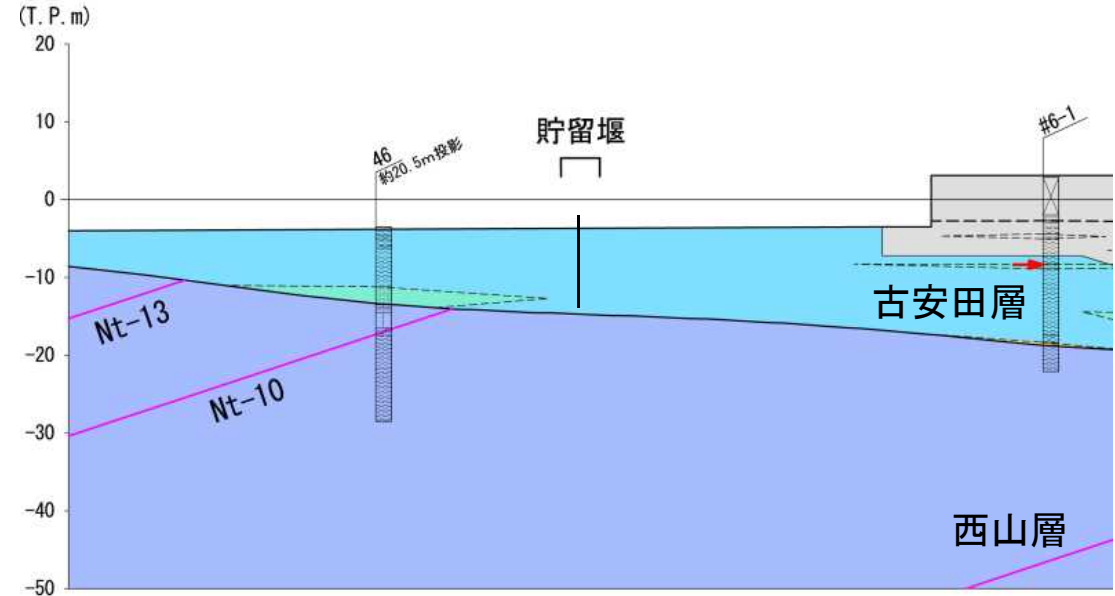


位置図

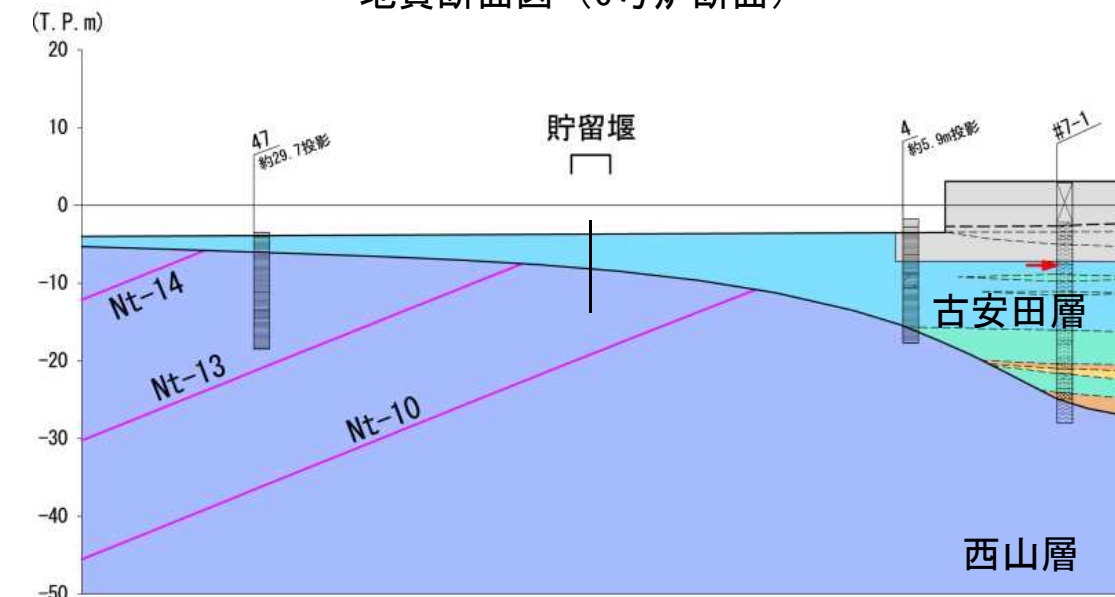




7号炉断面 6号炉断面
西山層上限面図と貯留堰との位置関係



地質断面図 (6号炉断面)



地質断面図 (7号炉断面)

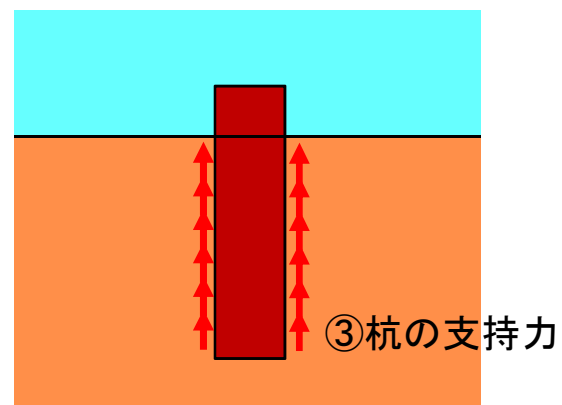
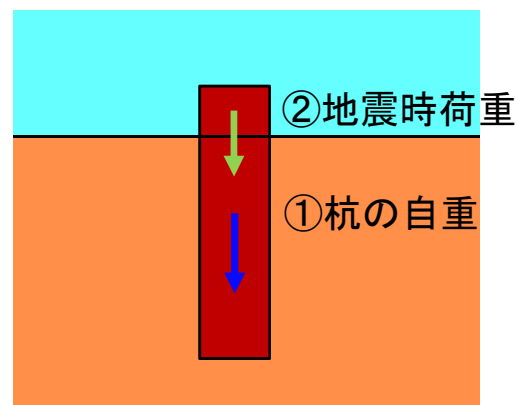
- 貯留堰の根入れは8mとし、杭先端はT.M.S.L.-13.5mに位置しているため、貯留堰の一部は西山層に支持している。
- 本資料における支持力の評価は、保守的に古安田層のみに支持する6号断面を例示する。

検討方針

①常時荷重（自重）の評価

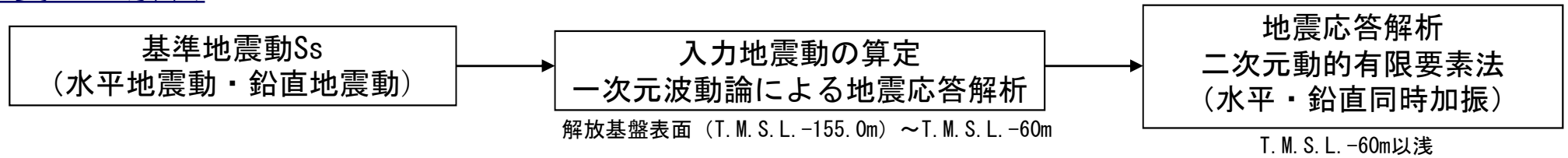
②地震荷重の評価
地震応答解析（二次元動的有限要素法：等価線形解析）を実施し、貯留堰の杭頭に係る慣性力（最大鉛直力）を算出

③支持力の評価
『道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）』に示される式より極限支持力を算定（群杭として周面摩擦のみを評価）

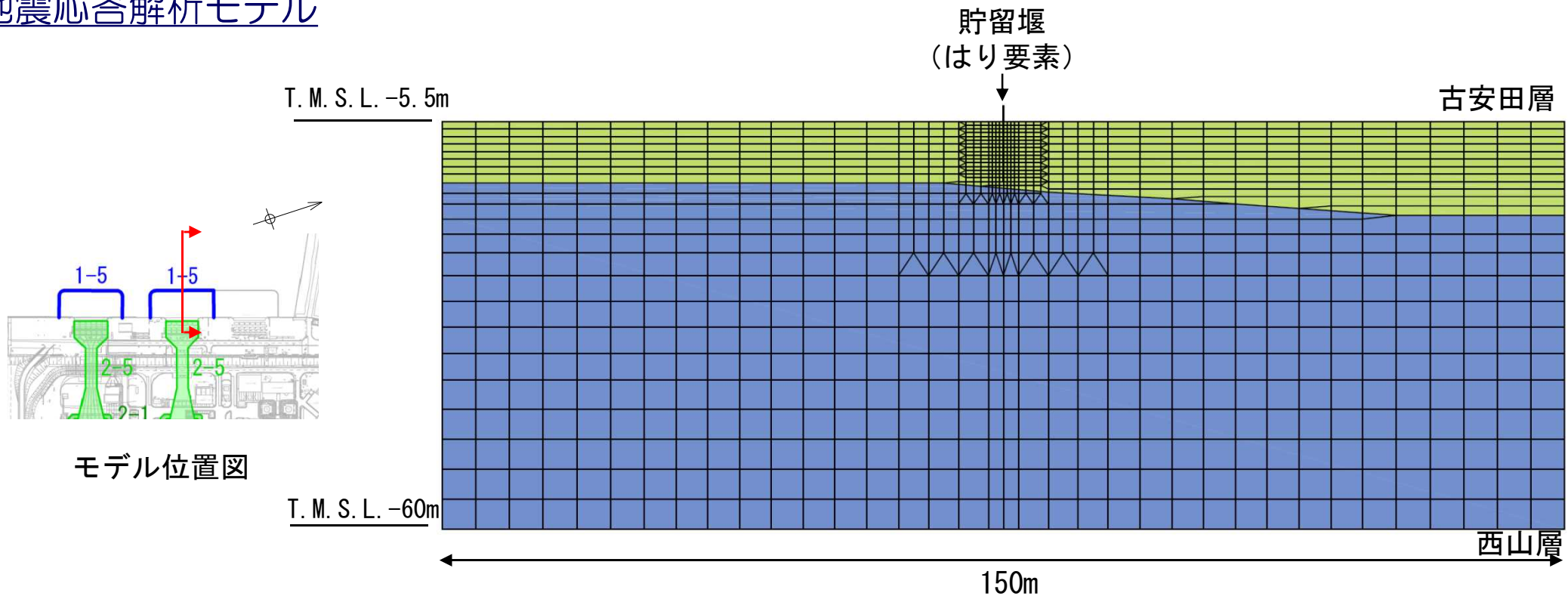


十分な支持性能を有することを確認
最大鉛直力（①+②） < 極限支持力（③）

地震応答解析



地震応答解析モデル



地震応答解析モデル

解析用物性値

材料の物性値※1

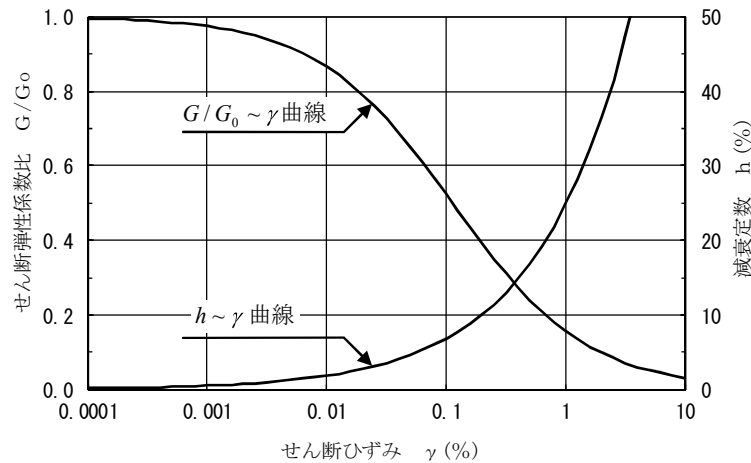
材料	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
鋼管矢板 (SKY490)	77	200	0.3

※1：港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，2007年版）

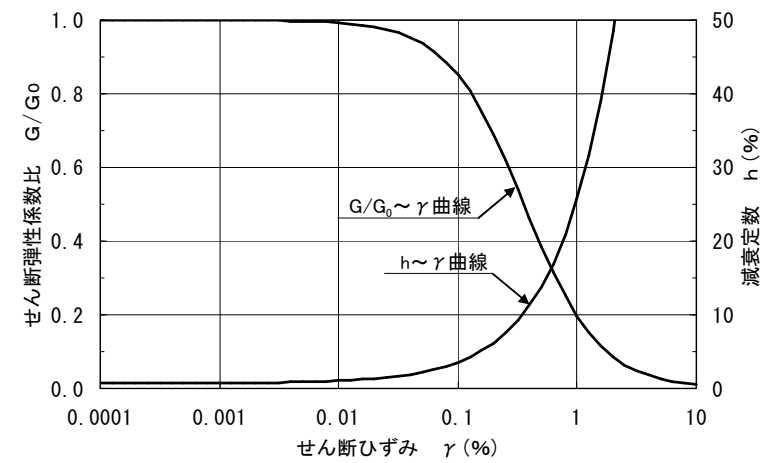
地盤の物性値※2

地層区分		単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)	せん断弾性係数G， 減衰定数h
古安田層		17.3	0.45	1.75×10^5	ひずみ依存性を考慮
西山層	西山層上限面 ~ T. M. S. L. -33.0m	17.0	0.45	4.15×10^5	
	~T. M. S. L. -90.0m	16.6	0.45	4.75×10^5	
	~T. M. S. L. -136.0m	17.3	0.43	6.13×10^5	
	~T. M. S. L. -155.0m	19.3	0.42	8.32×10^5	
解放基盤		19.9	0.42	1.05×10^6	—

※2：古安田層は，基礎地盤物性に同じ。その他は，建設時工認物性。



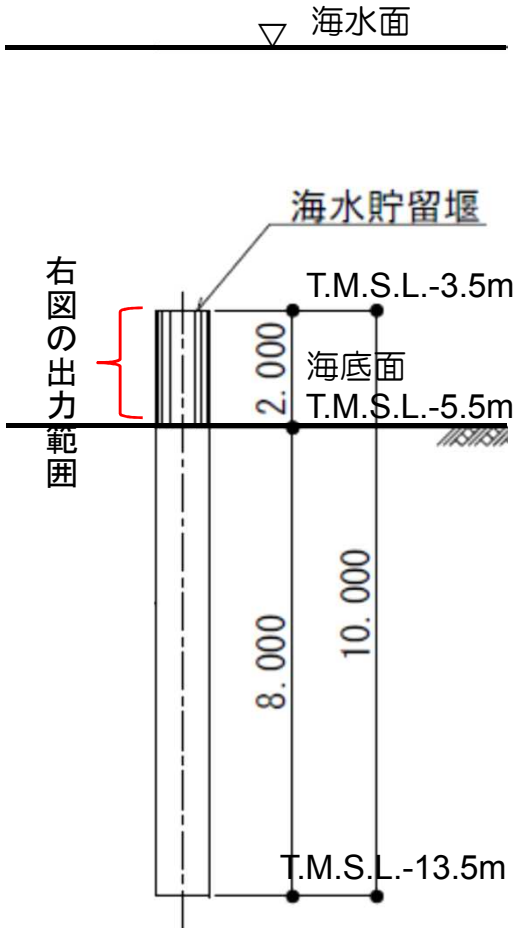
古安田層



西山層

解析結果

杭頭の軸力分布



(単位 : kN)	(単位 : kN)	(単位 : kN)	(単位 : kN)
4.8 9.5 9.5 11.0 11.0 12.4 12.4	3.0 5.9 5.9 6.8 6.8 7.7 7.7	3.0 6.0 6.0 6.9 6.9 7.8 7.8	2.3 4.5 4.5 5.2 5.2 5.9 5.9
(最大) 12.4kN	(最大) 7.7kN	(最大) 7.8kN	(最大) 5.9kN
Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-4
(単位 : kN)	(単位 : kN)	(単位 : kN)	(単位 : kN)
2.3 4.5 4.5 5.1 5.1 5.8 5.8	2.3 4.5 4.5 5.1 5.1 5.8 5.8	2.2 4.3 4.3 5.0 5.0 5.7 5.7	2.0 3.9 3.9 4.4 4.4 5.0 5.0
(最大) 5.8kN	(最大) 5.8kN	(最大) 5.7kN	(最大) 5.0kN
Ss-5	Ss-6	Ss-7	Ss-8

支持力評価

- 「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」に準拠。
- 鋼管矢板が連続していることから，群杭としての支持力算定式を適用。
- 安全率は，「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 JEAC 4616-2009（（社）日本電気協会）」に従い $n=1.2$ （Ss地震時）を適用。

$$Q_a = \frac{1}{n} (Q_p + Q_f)$$

Q_a : 群杭としての軸方向許容押し込み支持力 (杭頭での許容荷重) (kN)

n : 安全率

※本評価では，上述の通り1.2を適用

Q_p : 群杭としての杭先端の極限支持力 (kN)

※本評価では考慮しない

Q_f : 群杭としての周面摩擦力 (kN)

$$Q_f = U_G \sum L_i \tau_i$$

U_G : 右上図の斜線部分の周長 (m)

※本評価では，右下図の貯留堰側面のみを周長として評価

L_i : フーチング底面から先端支持層までの各層の層厚 (m)

τ_i : 各層の土のせん断抵抗力度 (kN/m²)

※本評価では，古安田層の強度特性より設定 (下図)

$$U_G = 2.0 \text{ m}, \quad L = 8.0 \text{ m}, \quad \tau = 118.4 \text{ kN/m}^2$$

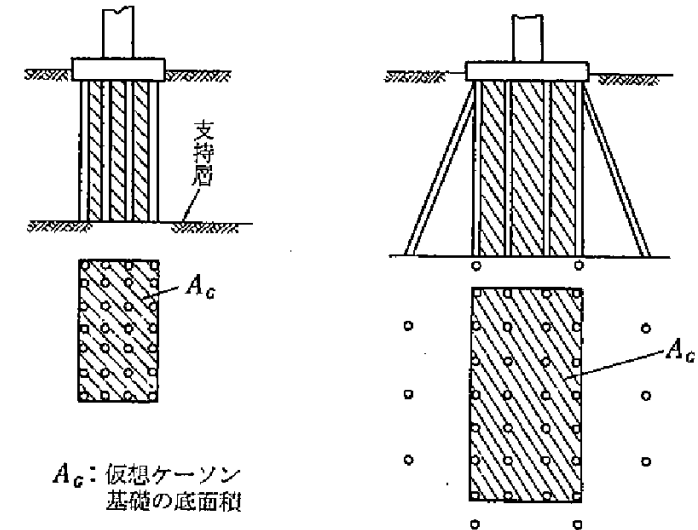
$$Q_f = 1894.9 \text{ kN}$$

$$Q_a = 1579.0 \text{ kN}$$

古安田層の強度特性

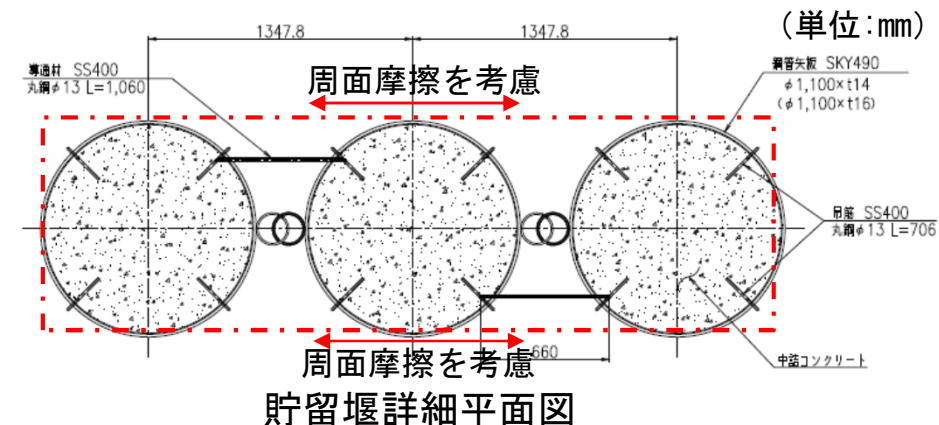
粘着力 C (N/mm ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
0.238+0.407P※	0

※Pは，平均有効拘束圧 (N/mm²) を示す。



仮想ケーソン基礎

道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説
（（社）日本道路協会，平成24年3月）



照査結果 (奥行き1mあたりの照査)

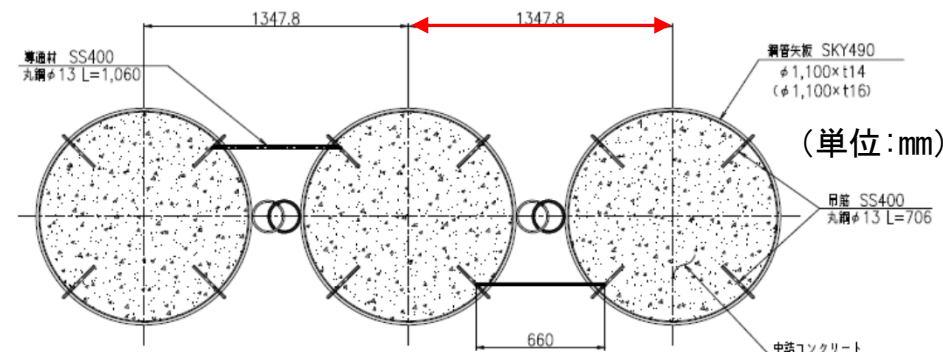
地震動	①常時荷重※1 (自重) (kN)	②地震時荷重※2 (kN)	照査用応答値 (①+②) (kN)	③極限支持力 (kN)	照査用応答値/ 極限支持力 (①+②)/③
Ss-1	33.8	9.2	43.0	1579	0.03
Ss-2	33.8	5.7	39.5	1579	0.03
Ss-3	33.8	5.8	39.6	1579	0.03
Ss-4	33.8	4.4	38.2	1579	0.02
Ss-5	33.8	4.3	38.1	1579	0.02
Ss-6	33.8	4.3	38.1	1579	0.02
Ss-7	33.8	4.2	38.0	1579	0.02
Ss-8	33.8	3.7	37.5	1579	0.02

■ 十分な支持性能を有していることを確認した。

※1：奥行き1mあたりの杭の自重 (33.8kN)

	単体体積重量 (g/cm ³)	面積 (m ²)	高さ (m)	重量 (kN)
鋼管	7.85	3.47E-02	10	26.7
蓋コンクリート	2.40	6.70E-01	0.45	7.1

※2：前述の杭頭の最大軸力を、杭間隔 (約1.3m) で除し、奥行き1mあたりの軸力に換算



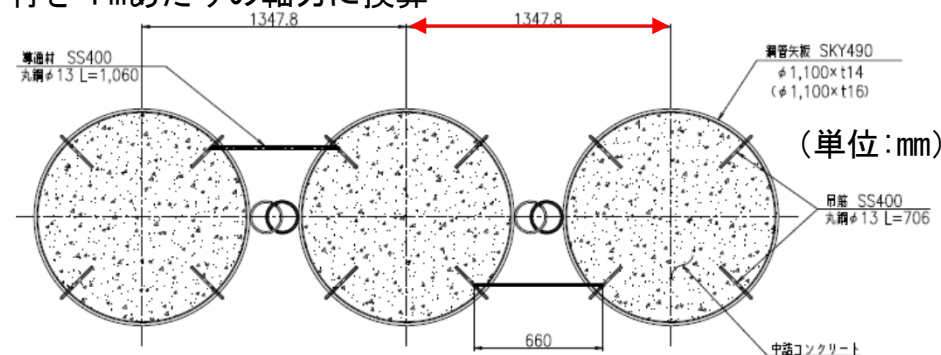
詳細平面図

※海水貯留堰のB部（5号側[杭長10.5m]）の自重を考慮した場合の照査結果

照査結果（奥行き1mあたりの照査）

地震動	①常時荷重※1 （自重） （kN）	②地震時荷重※2 （kN）	照査用応答値 （①+②） （kN）	③極限支持力 （kN）	照査用応答値/ 極限支持力 （①+②）/③
Ss-1	39.1	9.2	48.3	1579	0.03
Ss-2	39.1	5.7	44.8	1579	0.03
Ss-3	39.1	5.8	44.9	1579	0.03
Ss-4	39.1	4.4	43.5	1579	0.03
Ss-5	39.1	4.3	43.4	1579	0.03
Ss-6	39.1	4.3	43.4	1579	0.03
Ss-7	39.1	4.2	43.3	1579	0.03
Ss-8	39.1	3.7	42.8	1579	0.03

※2：前述の杭頭の最大軸力を，杭間隔（約1.3m）で除し，奥行き1mあたりの軸力に換算



※1：奥行き1mあたりの杭の自重（39.1kN）（B部）

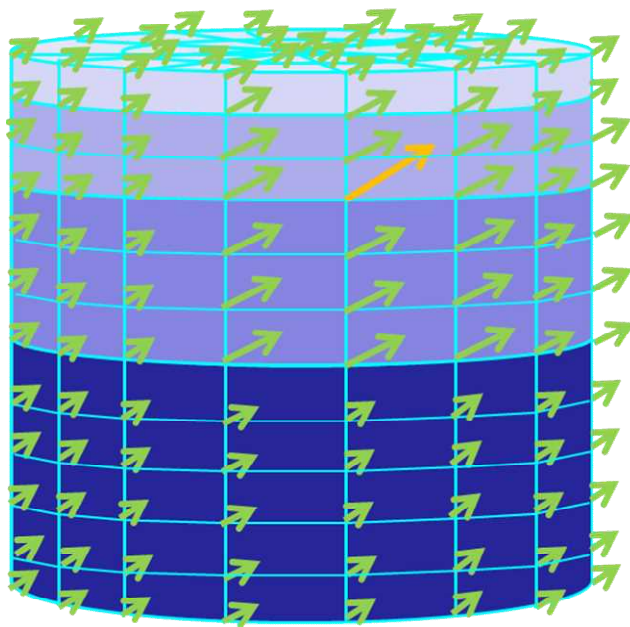
	単体体積重量 （g/cm ³ ）	面積 （m ² ）	高さ （m）	重量 （kN）
鋼管	7.85	3.97E-02	10.5	32.1
蓋コンクリート	2.40	6.65E-01	0.45	7.0

詳細平面図

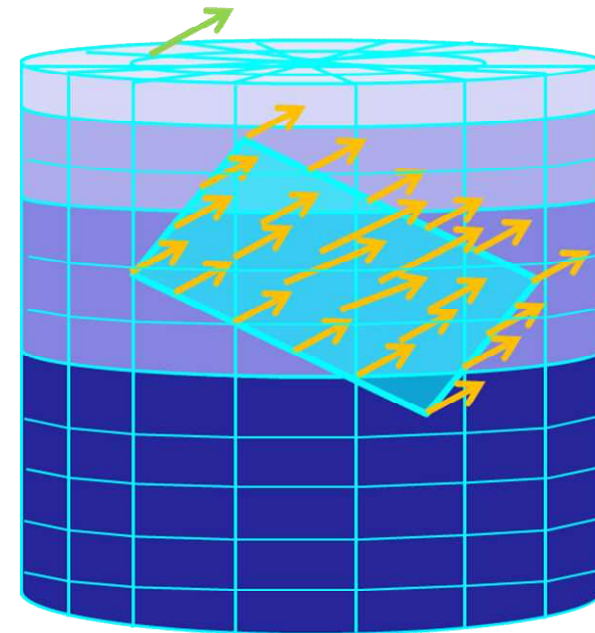
1. 敷地の地質・地質構造の概要に関する補足	3
2. 解析用物性値の設定に関する補足	
2. 1 地盤調査位置	9
2. 2 地盤の物理・変形・強度特性	12
2. 3 断層の物理・変形・強度特性	34
2. 4 マンメイドロックの物理・変形・強度特性	49
2. 5 西山層の岩盤支持力	57
2. 6 解析用物性値に関する補足	65
3. 基礎地盤の安定性評価に関する補足	
3. 1 解析手法, 条件に関する補足	69
3. 2 要素ごとの局所安全係数図	79
3. 3 基礎底面の許容傾斜に関する補足	90
3. 4 古安田層の支持性能に関する補足	100
4. 地殻変動評価に関する補足	124

- 地殻変動解析には、多層から成る地盤を考慮して変形量を求めることのできるWang et al. (2003)の方法を採用した。
- Wang et al. (2003)の方法は、対象地盤を等方で均質な多層の弾性体と仮定し、断層（すべり面）において変位量（くいちがい量）を与えた時の弾性体の変形を解析する手法である。

1. 対象領域のグリーン関数（任意の格子点に単位変位を与えたときの、他の点に生じる変位）を計算する。

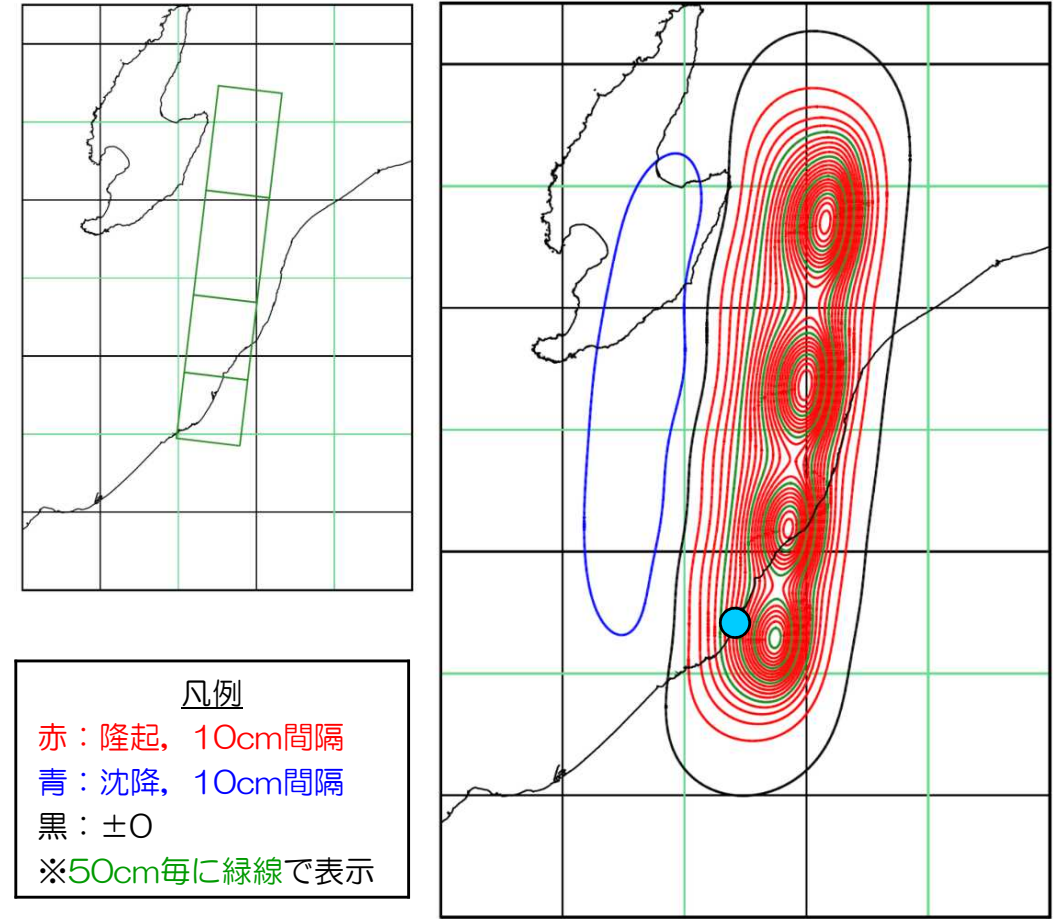
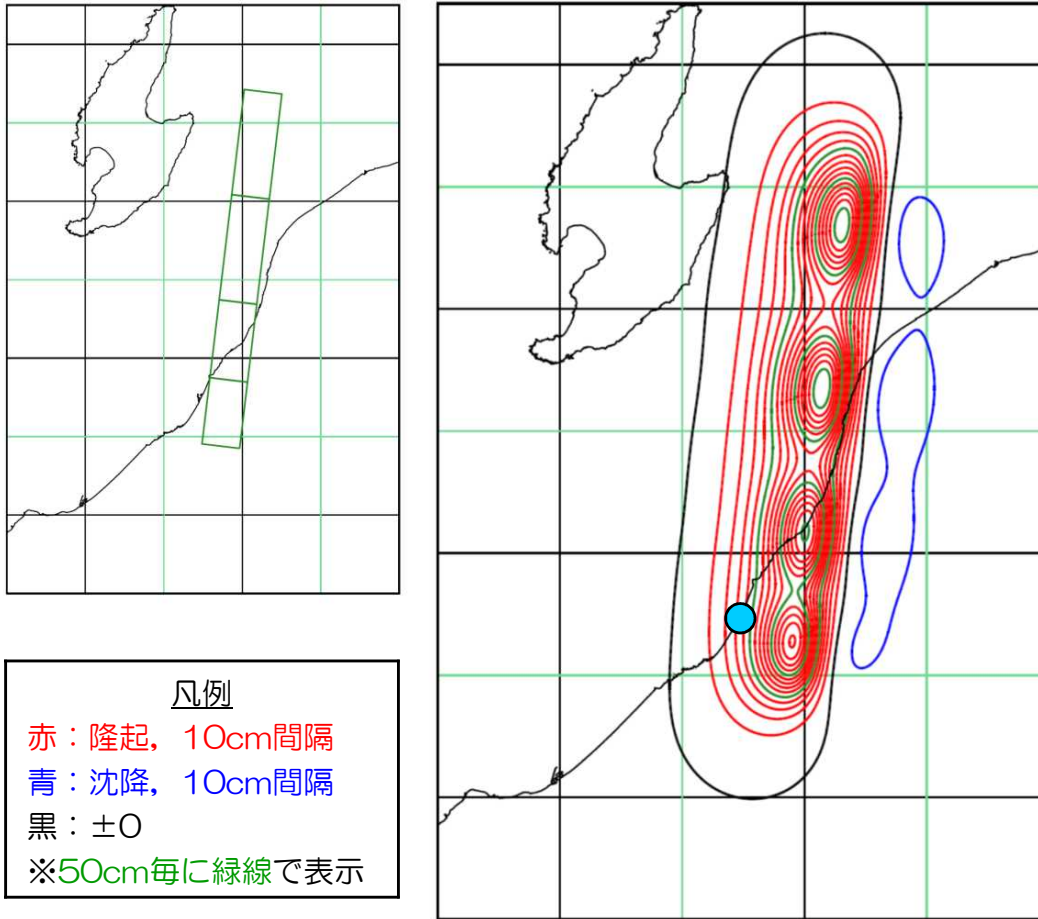


2. 断層のすべりを表すため参照するすべての格子点の変位により生じる、着目点の変位を足し合わせる。



長岡平野西縁断層帯（傾斜角50度）

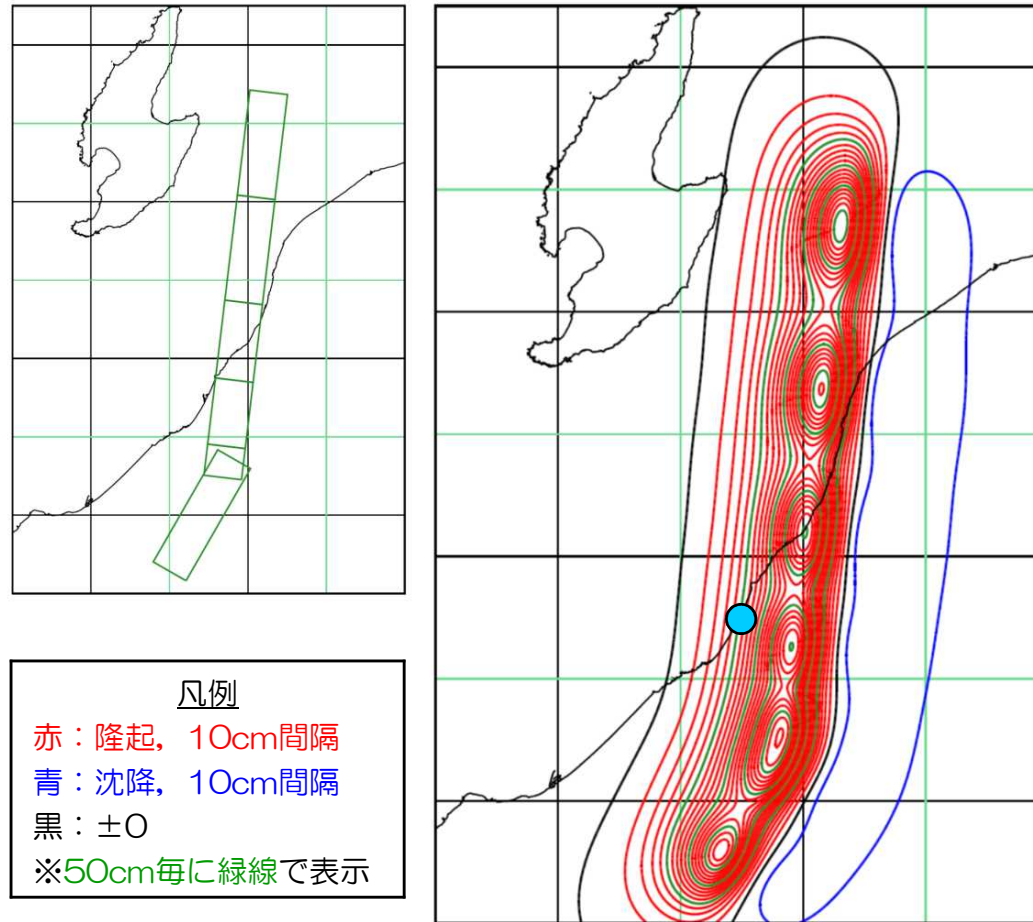
長岡平野西縁断層帯（傾斜角35度）



●：柏崎刈羽原子力発電所

●：柏崎刈羽原子力発電所

長岡平野西縁断層～山本山断層～十日町断層帯西部の連動（傾斜角50度）



●：柏崎刈羽原子力発電所

評価結果〔地震動による最大傾斜〕

■ 地殻変動による傾斜と重ね合わせる地震時の最大傾斜は、下表のとおり。

断層	6号炉原子炉建屋		7号炉原子炉建屋		5号炉原子炉建屋	
	汀線平行断面	汀線直交断面	汀線平行断面	汀線直交断面	汀線平行断面	汀線直交断面
F-B断層〔Ss-2〕	1/2,500	1/4,300	1/2,900	1/2,700	1/4,400	1/4,000
長岡平野西縁断層帯 (傾斜角50度)〔Ss-4〕	1/4,200	1/5,000	1/4,500	1/3,200	1/6,300	1/5,200
長岡平野西縁断層帯 (傾斜角35度)〔Ss-5〕	1/4,100	1/5,100	1/4,100	1/3,500	1/5,900	1/4,400
長岡平野西縁断層～山本山断層～十日町断層帯西部の連動(傾斜角50度)〔Ss-6〕	1/4,000	1/5,000	1/3,600	1/2,900	1/7,500	1/5,600
長岡平野西縁断層～山本山断層～十日町断層帯西部の連動(傾斜角35度)〔Ss-7〕	1/4,700	1/4,200	1/4,600	1/3,000	1/8,200	1/5,300

※ 地震動による最大傾斜は、各断層モデルに対応する基準地震動Ssを入力地震動としたケースの最大傾斜