

【 参 考 資 料 】

- 参考資料1 : 解析用物性値の設定根拠
- 参考資料2 : 建屋モデルの解析用物性値
- 参考資料3 : 周辺斜面に関する参考資料
- 参考資料4 : 安定性評価に関する参考資料
- 参考資料5 : マンメイドロック(コンクリート)の強度特性及び
評価の考え方
- 参考資料6 : 参考文献

参考資料1：解析用物性値の設定根拠

1. 1 岩盤分類
1. 2 物理特性
1. 3 強度特性
1. 4 静的変形特性
1. 5 動的変形特性
1. 6 地殻変動量の算定に用いる断層パラメータ及び地下構造モデル

参考資料1：解析用物性値の設定根拠

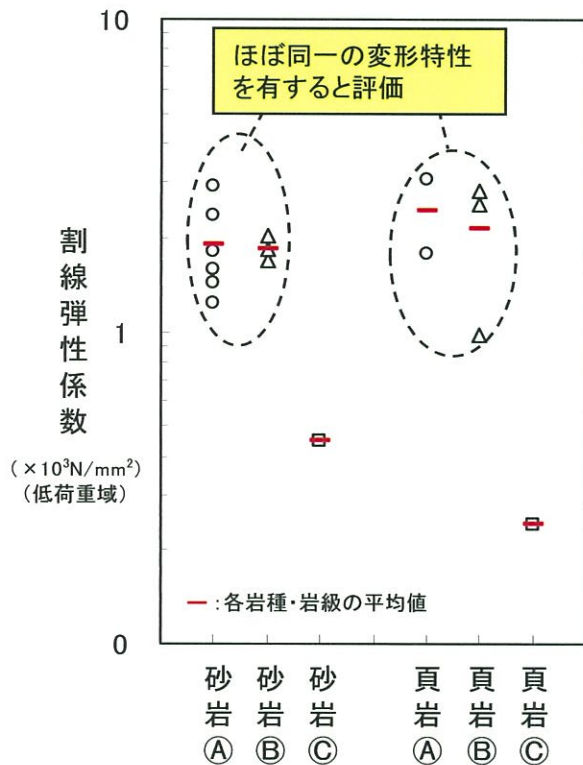
1. 1 岩盤分類
1. 2 物理特性
1. 3 強度特性
1. 4 静的変形特性
1. 5 動的変形特性
1. 6 地殻変動量の算定に用いる断層パラメータ
及び地下構造モデル

1.1 岩盤分類

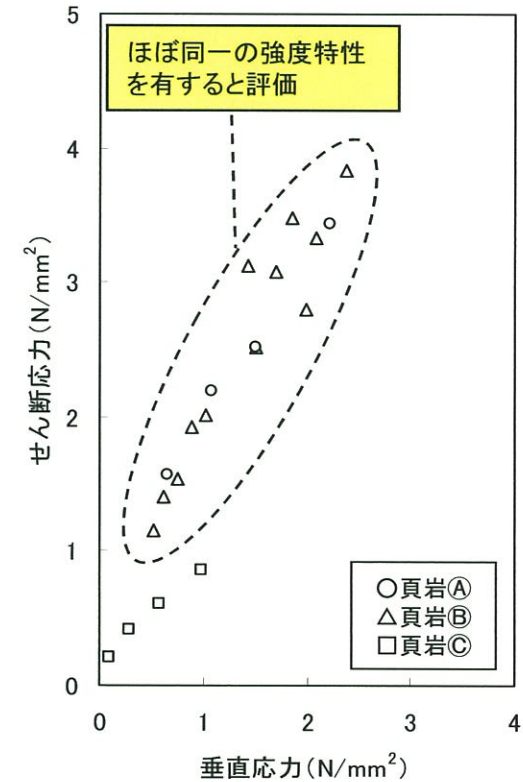
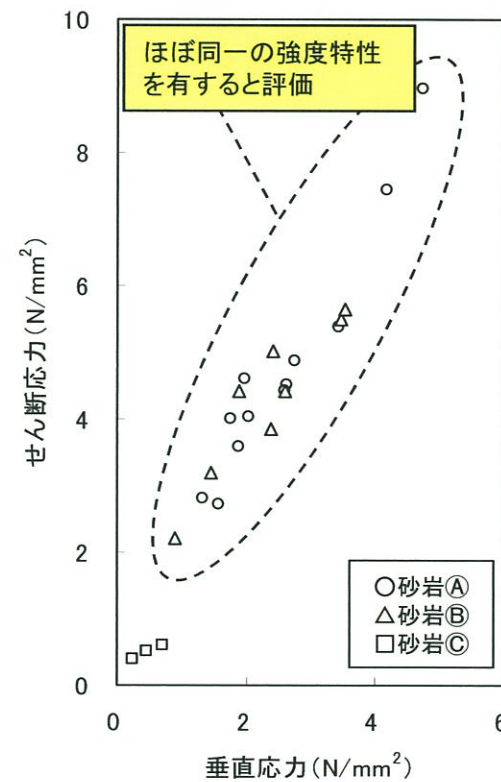
平成31年 3月19日
 まとめ資料
 TJ-015改 (P-33)再掲

- 試掘坑内で実施した岩盤試験結果より、砂岩及び頁岩の①・②級は、ほぼ同一の変形特性、強度特性を示す。
- 一方、砂岩及び頁岩の③級は、変形特性、強度特性ともに①・②級と明瞭な差を示す。
- 以上のことから、砂岩及び頁岩の解析用物性値は、①・②級を同一グループとし、①・②級と③級の2つに区分する。

変形特性



強度特性





(余 白)

参考資料1：解析用物性値の設定根拠

1. 1 岩盤分類
1. 2 物理特性
1. 3 強度特性
1. 4 静的変形特性
1. 5 動的変形特性
1. 6 地殻変動量の算定に用いる断層パラメータ及び地下構造モデル

1.2 物理特性 (密度)

■ 解析に用いる密度は、試掘坑内及びボーリング孔より採取した試料の湿潤状態の密度(断層、シームは飽和状態)の平均値とした。

密度試験結果

<p>砂岩(A)ⓑ</p> <p>供試体数: 277 平均値: 2.393 標準偏差: 0.101</p>	<p>頁岩(A)ⓑ</p> <p>供試体数: 151 平均値: 2.548 標準偏差: 0.065</p>	<p>玢岩(A)</p> <p>供試体数: 12 平均値: 2.699 標準偏差: 0.050</p>	<p>玄武岩(A)</p> <p>供試体数: 17 平均値: 2.823 標準偏差: 0.089</p>	<p>断層</p> <p>供試体数: 24 平均値: 2.035 標準偏差: 0.082</p>
<p>砂岩(C)</p> <p>供試体数: 47 平均値: 2.272 標準偏差: 0.058</p>	<p>頁岩(C)</p> <p>供試体数: 1 平均値: 2.056 標準偏差: 0.000</p>	<p>玢岩(B)</p> <p>供試体数: 13 平均値: 2.682 標準偏差: 0.057</p>	<p>玄武岩(B)</p> <p>供試体数: 45 平均値: 2.445 標準偏差: 0.139</p>	<p>シーム</p> <p>供試体数: 20 平均値: 2.102 標準偏差: 0.033</p>
<p>凝灰岩(C)</p> <p>供試体数: 25 平均値: 1.897 標準偏差: 0.119</p>	<p>八ノ久保砂礫層</p> <p>供試体数: 20 平均値: 2.003 標準偏差: 0.119</p>	<p>玢岩(C)</p> <p>供試体数: 46 平均値: 2.123 標準偏差: 0.105</p>	<p>玄武岩(C)</p> <p>供試体数: 6 平均値: 2.007 標準偏差: 0.088</p>	<p>埋戻土</p> <p>供試体数: 10 平均値: 1.987 標準偏差: 0.042</p>

参考資料1：解析用物性値の設定根拠

- 1. 1 岩盤分類
- 1. 2 物理特性
- 1. 3 強度特性**
- 1. 4 静的変形特性
- 1. 5 動的変形特性
- 1. 6 地殻変動量の算定に用いる断層パラメータ及び地下構造モデル

1.3 強度特性（強度特性の考え方）

- 基本的に岩種・岩級ごとに実施した岩盤せん断試験（ハノ久保砂礫層、シーム、断層及び埋戻土については静的三軸圧縮試験）結果をもとに設定した。
- 試験値が得られていない岩種・岩級の強度特性については、他の岩種の試験結果に基づき設定した。
- 設定にあたっては、他岩種の試験値を代用していることを踏まえ、保守的に設定した。

	①級		②級		③級		強度特性の基本的考え方
	ピーク強度	残留強度	ピーク強度	残留強度	ピーク強度	残留強度	
砂岩	①②級として試験値より設定				試験値	試験値	①級及び②級を①②級として設定
頁岩	①②級として試験値より設定				試験値	試験値	①級及び②級を①②級として設定
玄武岩	玢岩の同クラス値流用		玢岩の同クラス値流用		玢岩の同クラス値流用		①級、②級、③級の3区分で設定
玢岩	砂岩の一軸強度換算値	砂岩のピーク強度換算値	砂岩の一軸強度換算値	砂岩のピーク強度換算値	試験値	試験値	①級、②級、③級の3区分で設定
凝灰岩	設定なし				玄武岩の同クラス値流用		③級のみ設定

※ 岩級区分を設定していないハノ久保砂礫層、シーム、断層及び埋戻土については試験値により設定

1.3 強度特性（換算値の設定方法）

■ 試験を実施していない岩盤の強度特性は、他岩種の試験結果を基に換算した。

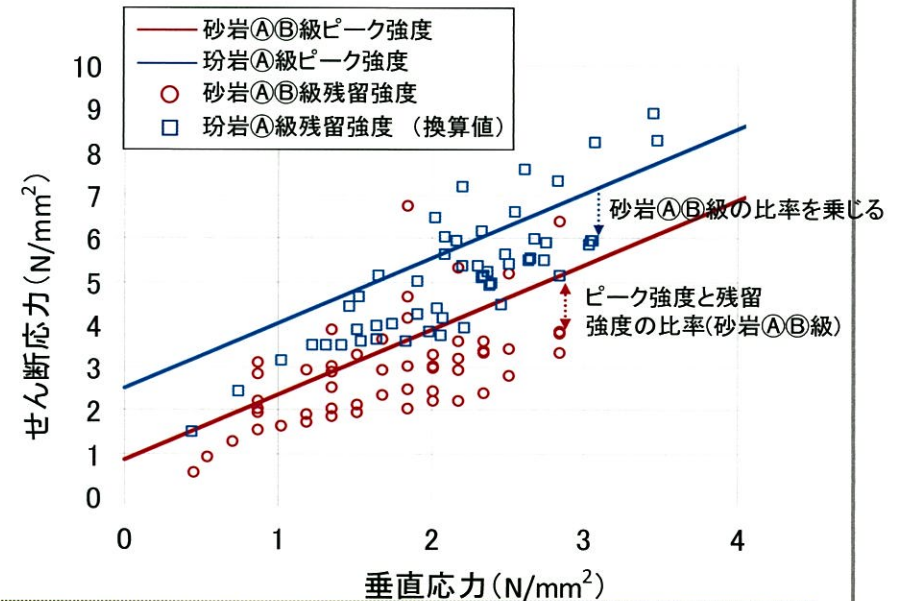
【ピーク強度の換算例(珩岩A級の例)】

珩岩A級 (N/mm ²)	砂岩A/B級 (N/mm ²)
(一軸圧縮強度) 111.3	(一軸圧縮強度) 18.6
(解析用物性値) (換算値) $\tau_0=2.51$ ($\times 1/2$) $\phi=56.4^\circ$	(岩盤せん断試験結果) $\tau_0=5.02$ $\phi=56.4^\circ$

換算値の1/2を解析用物性値として採用

- ✓ 岩盤せん断試験を実施している砂岩との一軸圧縮強度比を算出する。
- ✓ 算出した比率を、砂岩A/B級のせん断強度(τ_0)に乘じ、さらに1/2倍した値を珩岩A級の換算せん断強度とする。
- ✓ 内部摩擦角については、砂岩A/B級の値をそのまま流用する。

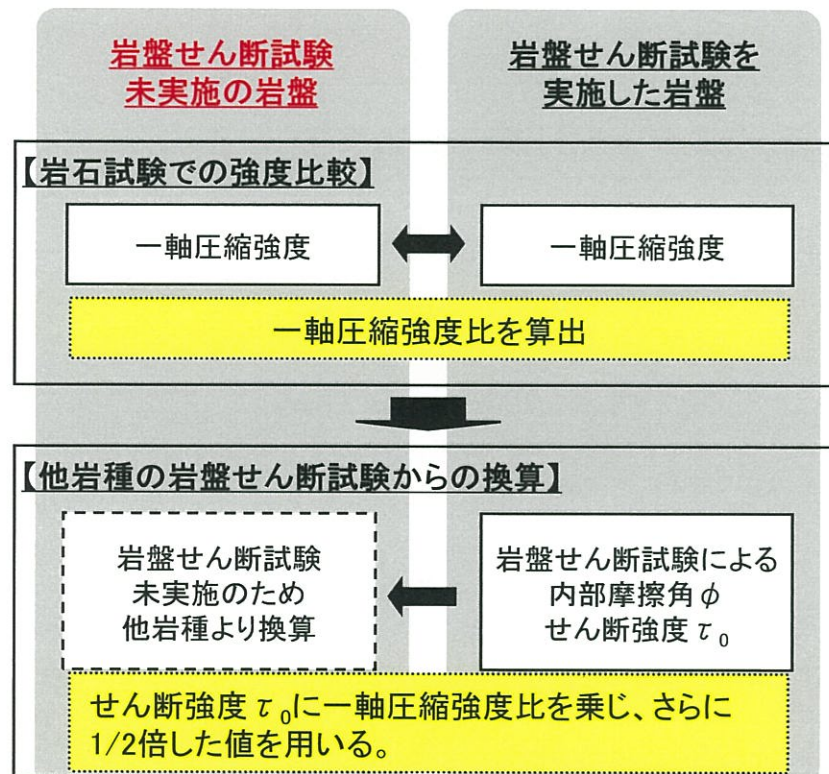
【残留強度の換算例(珩岩A級の例)】



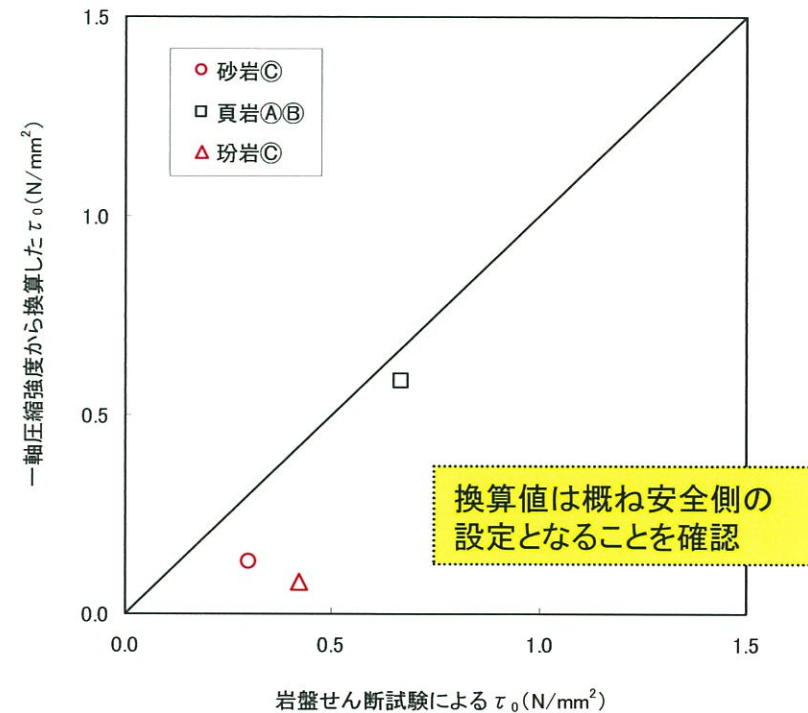
- ✓ 岩盤せん断試験にて設定した砂岩A/B級のピーク強度と残留強度の比率を算出する。
- ✓ 珩岩A級のピーク強度に砂岩A/B級のピーク強度と残留強度の比率を乘じる。
- ✓ 上記により求まる換算値により回帰線を設定し、残留強度式とする。

1.3 強度特性（換算手法の妥当性）

- 岩盤せん断試験を実施していない岩盤については、一軸圧縮強度比を用いて岩盤せん断試験を実施した岩盤の強度特性より換算した。
- 当該手法により換算した岩盤のせん断強度は、概ね安全側の設定となっている。



一軸圧縮強度を用いた強度特性の換算手法



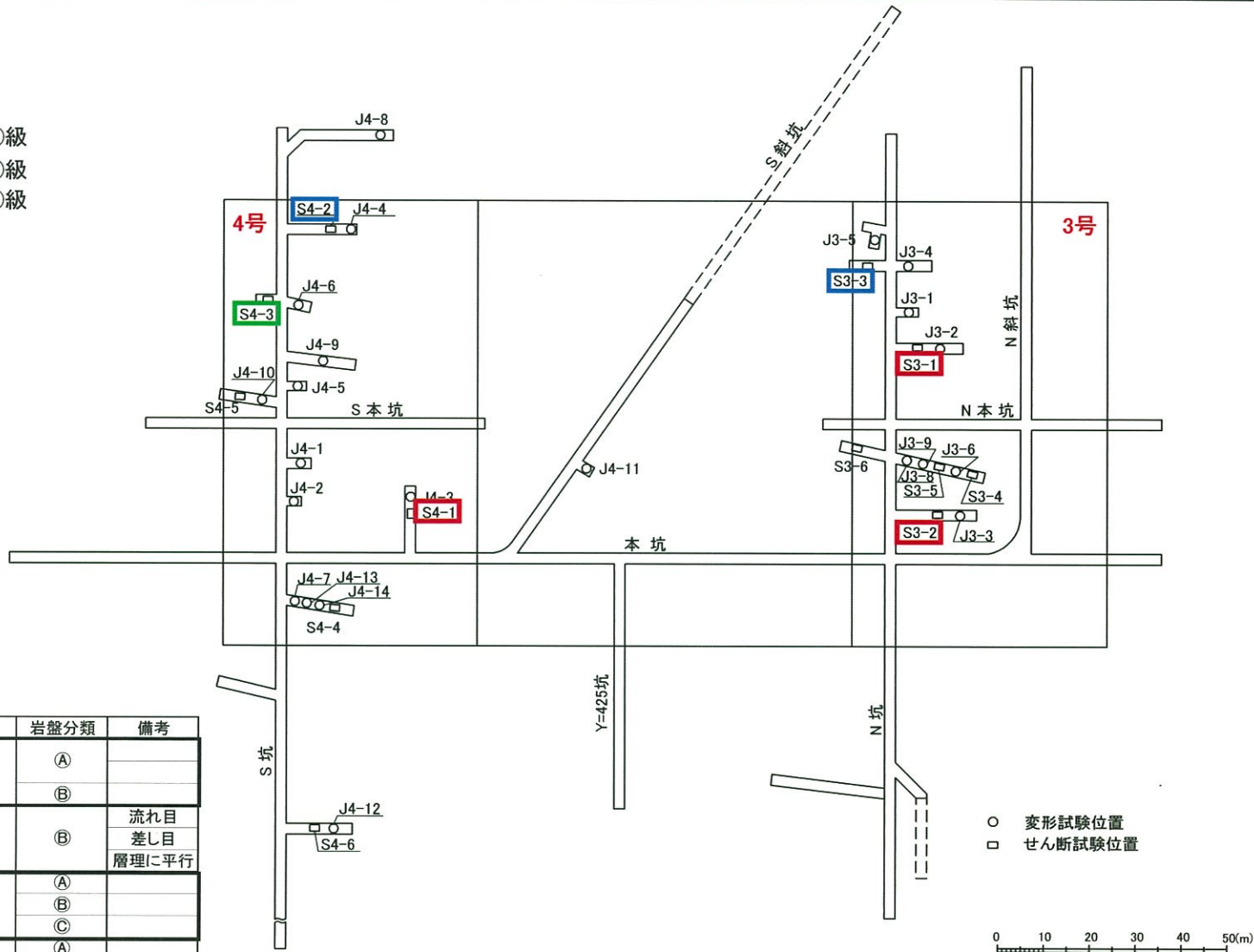
当該手法により換算したせん断強度と岩盤せん断試験によるせん断強度の比較

1.3 強度特性（砂岩の強度特性）

平成31年3月19日
まとめ資料
TJ-015改(P-111)再掲

■ 砂岩の強度は、試掘坑内の3号側の3箇所、4号側の3箇所で行った岩盤せん断試験により設定した。

- 砂岩(A級)
- 砂岩(B級)
- 砂岩(C級)

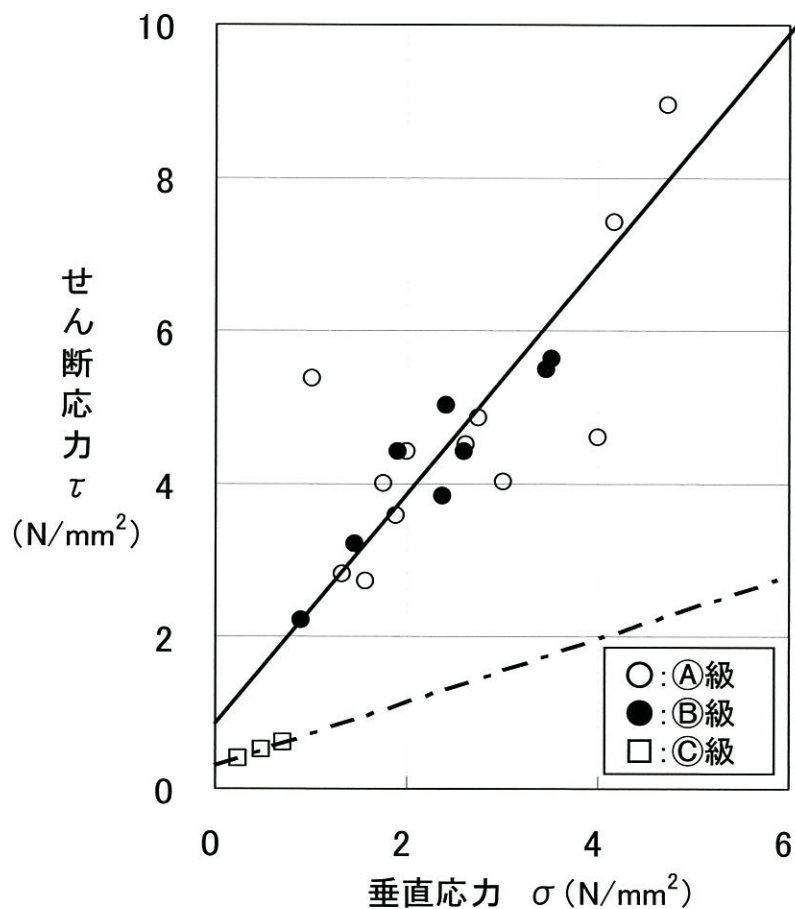


	試験位置	岩種	岩盤分類	備考
3号側	S3-1	砂岩	(A)	
	S3-2		(B)	
	S3-3		(C)	
	S3-4	頁岩	(B)	流れ目
	S3-5		(C)	差し目
	S3-6		(C)	層理に平行
4号側	S4-1	砂岩	(A)	
	S4-2		(B)	
	S4-3		(C)	
	S4-4	頁岩	(A)	
	S4-5		(C)	
	S4-6		(C)	

岩盤せん断試験実施位置(砂岩)

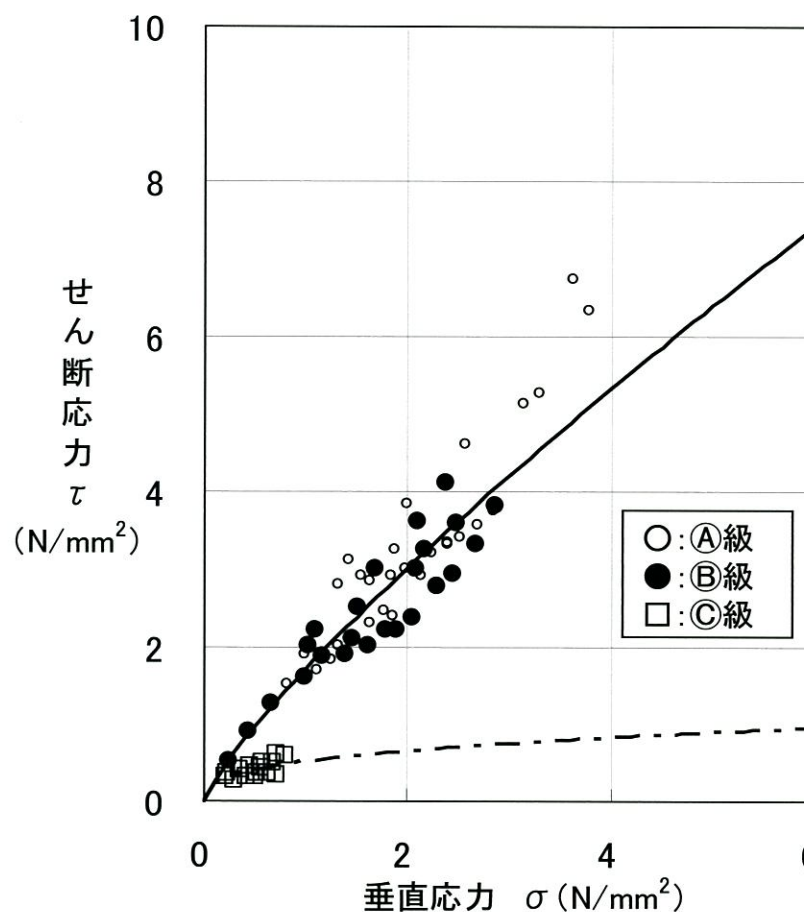
1.3 強度特性 (砂岩の強度特性)

平成31年 3月19日
 まとめ資料
 TJ-015改 (P-112) 再掲



$\textcircled{A}\textcircled{B}$ 級: $\tau = \sigma \tan 56.4^\circ + 0.84 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 \textcircled{C} 級: $\tau = \sigma \tan 22.6^\circ + 0.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

岩盤せん断試験結果



$\textcircled{A}\textcircled{B}$ 級: $\tau = 1.71 \sigma^{0.82} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 \textcircled{C} 級: $\tau = 0.51 \sigma^{0.35} \text{ (N/mm}^2\text{)}$

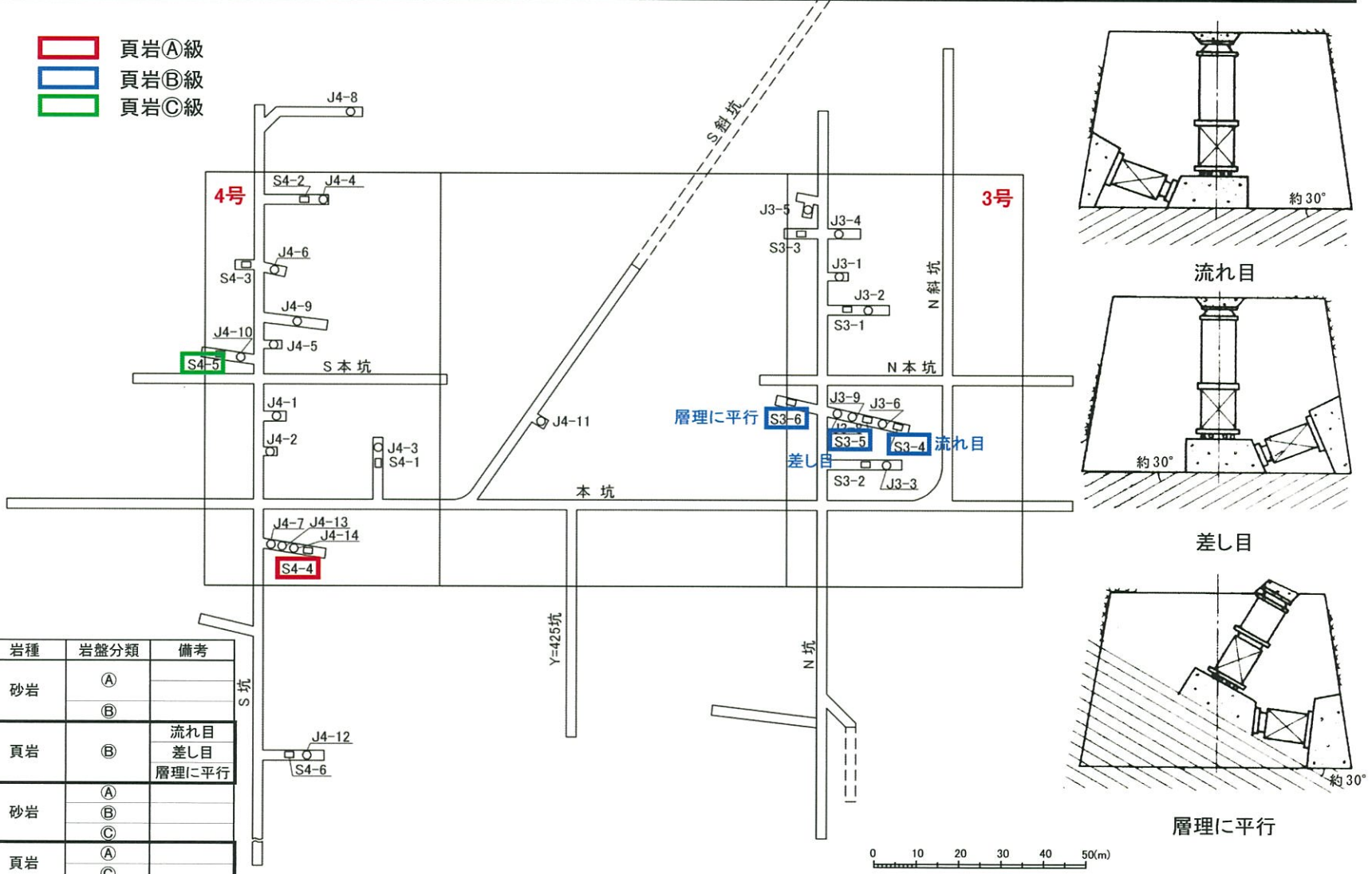
残留強度試験結果

1.3 強度特性（頁岩の強度特性）

平成31年 3月19日
 まとめ資料
 TJ-015改 (P-113) 再掲

- 頁岩の強度は、試掘坑内の3号側の3箇所、4号側の2箇所で行った岩盤せん断試験により設定した。
- 強度の異方性の有無を確認するため、層理の流れ目方向、差し目方向及び層理平行方向について試験を行った。

 頁岩①級
 頁岩②級
 頁岩③級

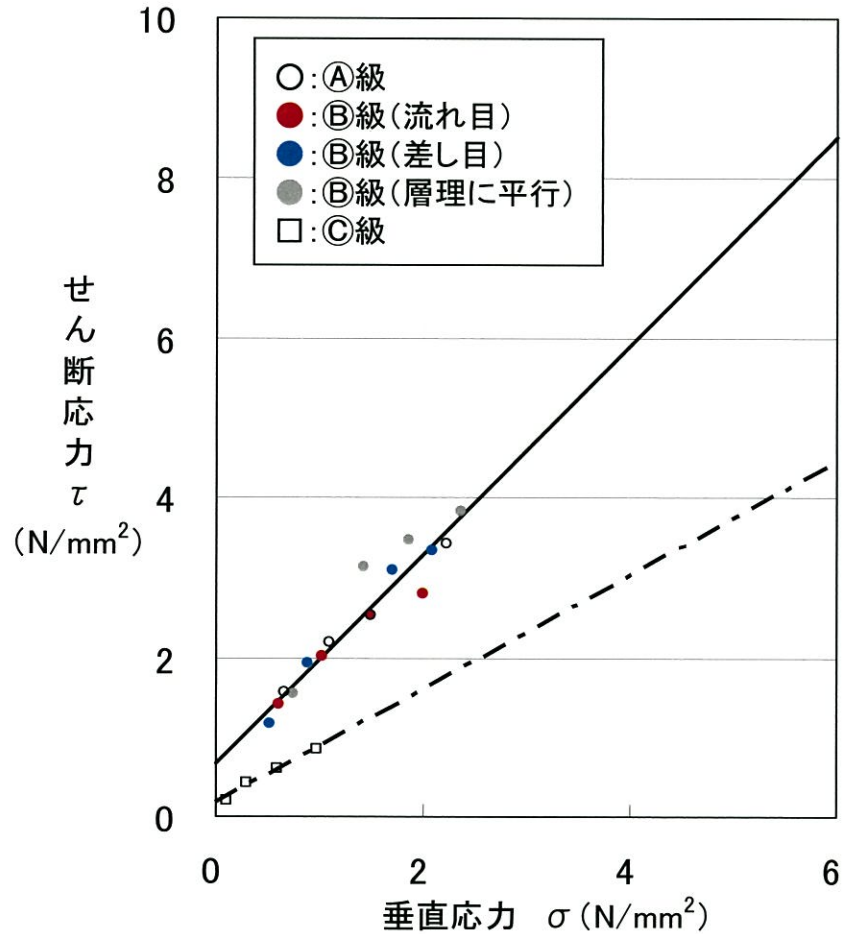


	試験位置	岩種	岩盤分類	備考
3号側	S3-1	砂岩	①	
	S3-2		②	
	S3-3		③	
	S3-4	頁岩	①	流れ目
	S3-5		②	差し目
	S3-6		③	層理に平行
4号側	S4-1	砂岩	①	
	S4-2		②	
	S4-3		③	
	S4-4	頁岩	①	
	S4-5		②	
	S4-6		③	

岩盤せん断試験実施位置(頁岩)

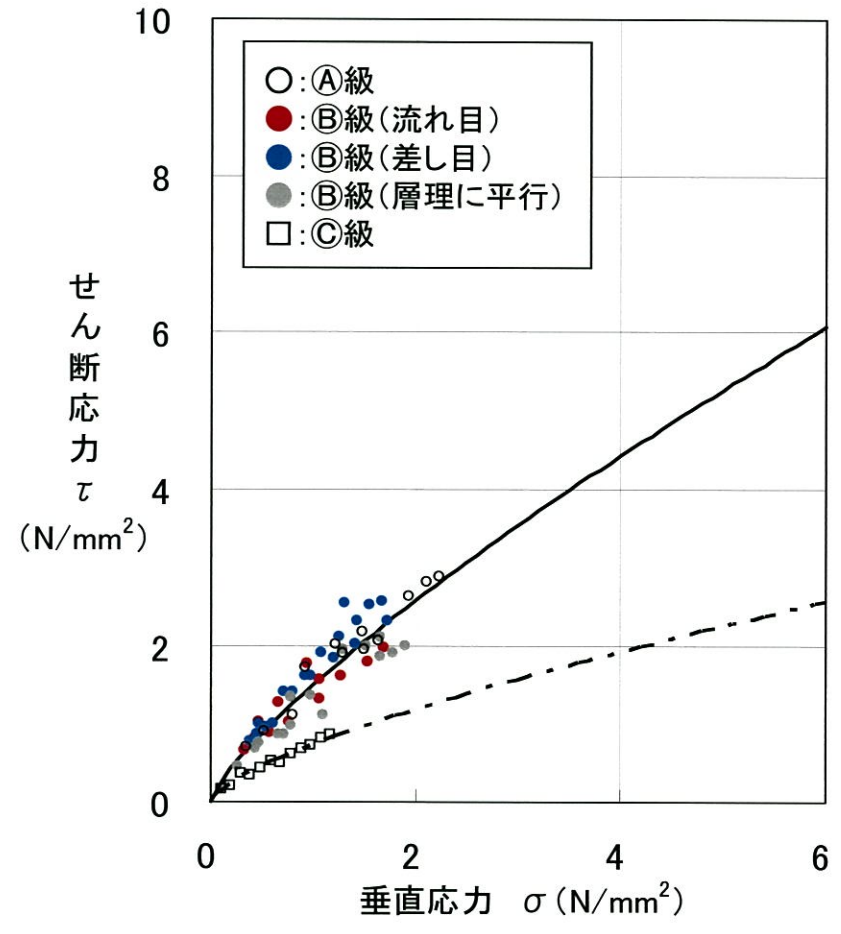
1.3 強度特性（頁岩の強度特性）

■ 頁岩の流れ目方向と差し目方向とで大きな差異は見られず、強度特性に顕著な異方性は認められない。



$\textcircled{A}\textcircled{B}$ 級: $\tau = \sigma \tan 52.6^\circ + 0.67 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 \textcircled{C} 級: $\tau = \sigma \tan 35.5^\circ + 0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

岩盤せん断試験結果



$\textcircled{A}\textcircled{B}$ 級: $\tau = 1.50 \sigma^{0.78} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 \textcircled{C} 級: $\tau = 0.73 \sigma^{0.70} \text{ (N/mm}^2\text{)}$

残留強度試験結果

1.3 強度特性（頁岩の強度特性）

平成31年3月19日
まとめ資料
TJ-015改(P-115)再掲

■ 頁岩①級の岩石試験による一軸圧縮強度、引張強度及び超音波伝播速度についても、顕著な異方性は認められない。

岩石試験結果（頁岩①級）

	一軸圧縮強度 平均値 (kg/cm ²)	引張強度 平均値 (kg/cm ²)	超音波伝播速度平均値	
			P波(km/s)	S波(km/s)
層理に直角	291(7)	15.6(7)	3.4(14)	2.0(14)
層理に平行	280(7)	15.1(7)	3.4(14)	1.9(14)

()は試料数を示す。

1.3 強度特性（玄武岩の強度特性）

平成31年3月19日
まとめ資料
TJ-015改(P-116)再掲

- 玄武岩Ⓐ級の一軸圧縮強度は、玢岩Ⓐ級の一軸圧縮強度を上回ることから、玄武岩の強度特性は玢岩の強度特性と同等あるいはそれ以上であると判断できる。
- 以上より、玄武岩の強度特性は、保守的に同岩級の玢岩の強度特性を用いた。

一軸圧縮試験結果

	一軸圧縮強度 平均値 (N/mm ²)
玄武岩Ⓐ級	158.0(11)
玢岩Ⓐ級	111.3(9)

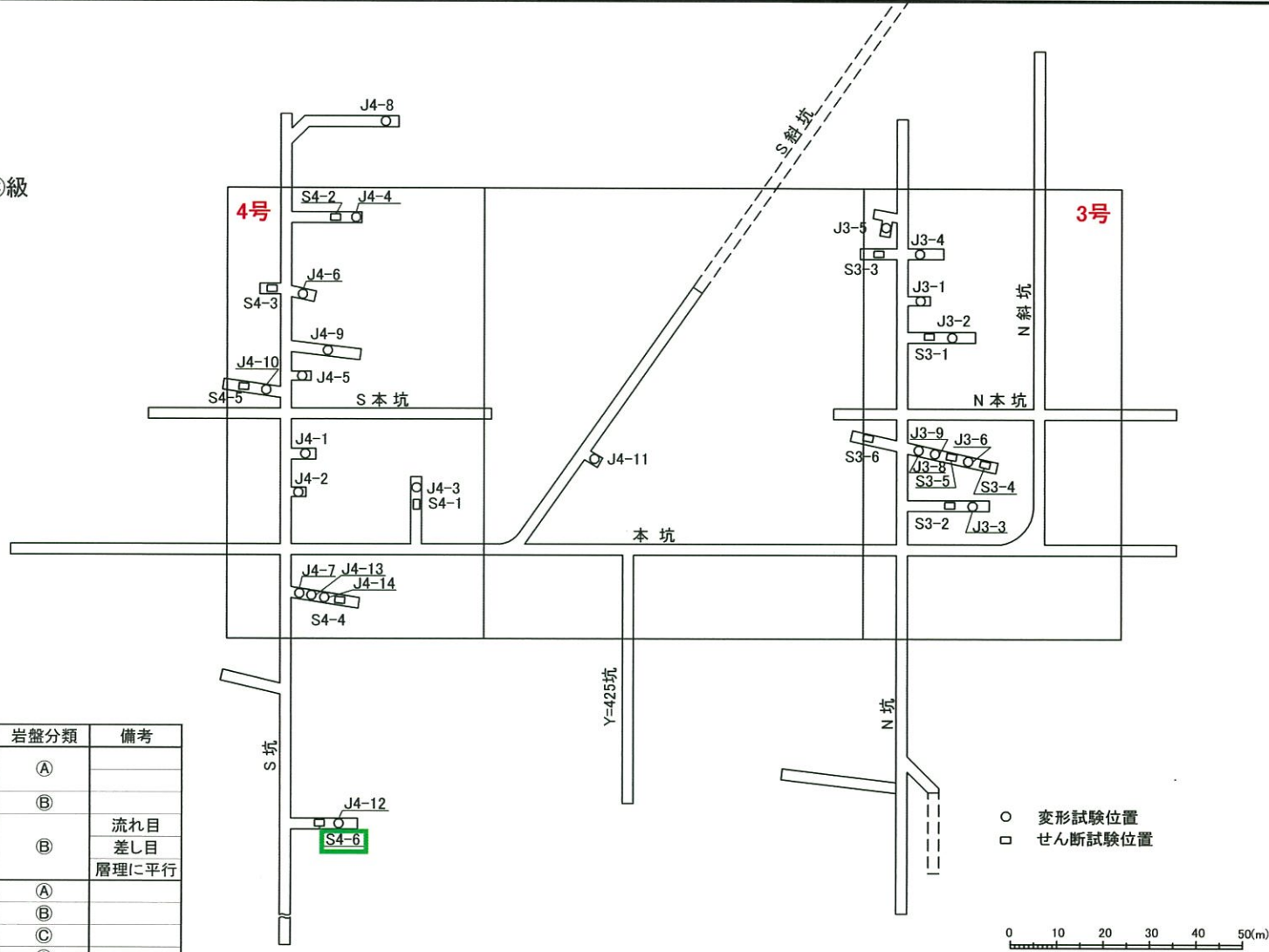
()は試料数を示す。

1.3 強度特性 (玢岩の強度特性)

平成31年 3月19日
 まとめ資料
 TJ-015改(P-117)再掲

■ 玢岩◎級の強度は、試掘坑内で実施した岩盤せん断試験により設定した。

□ 玢岩◎級



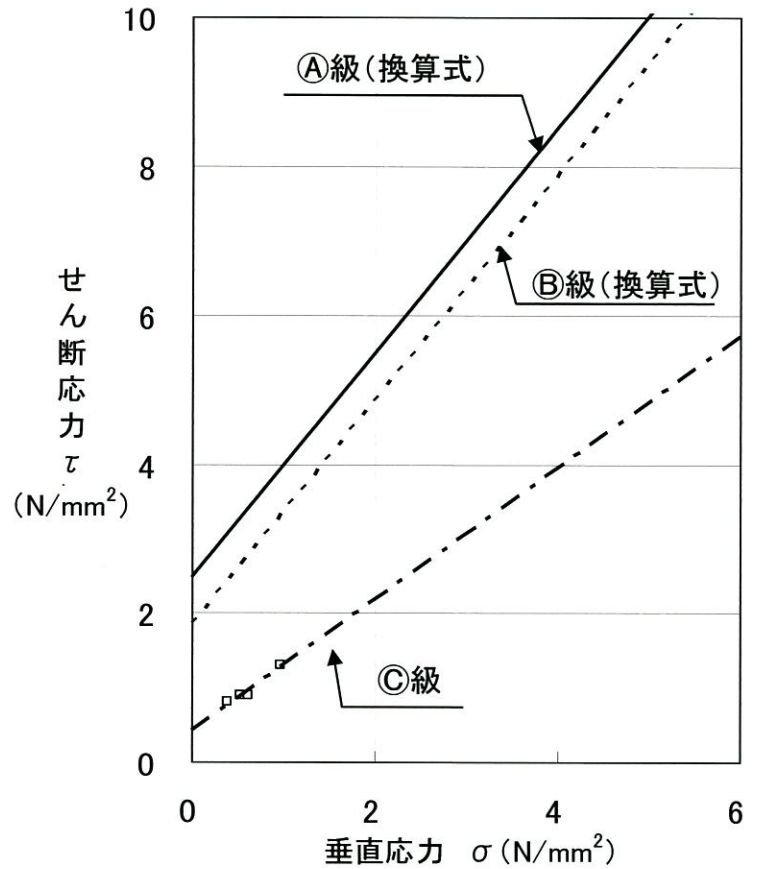
	試験位置	岩種	岩盤分類	備考
3号側	S3-1	砂岩	Ⓐ	
	S3-2		Ⓑ	
	S3-3		Ⓒ	
	S3-4	頁岩	Ⓐ	流れ目
	S3-5		Ⓑ	差し目
	S3-6		Ⓒ	層理に平行
4号側	S4-1	砂岩	Ⓐ	
	S4-2		Ⓑ	
	S4-3		Ⓒ	
	S4-4	頁岩	Ⓐ	
	S4-5		Ⓑ	
	S4-6		Ⓒ	

岩盤せん断試験実施位置(玢岩◎級)

1.3 強度特性（珩岩の強度特性）

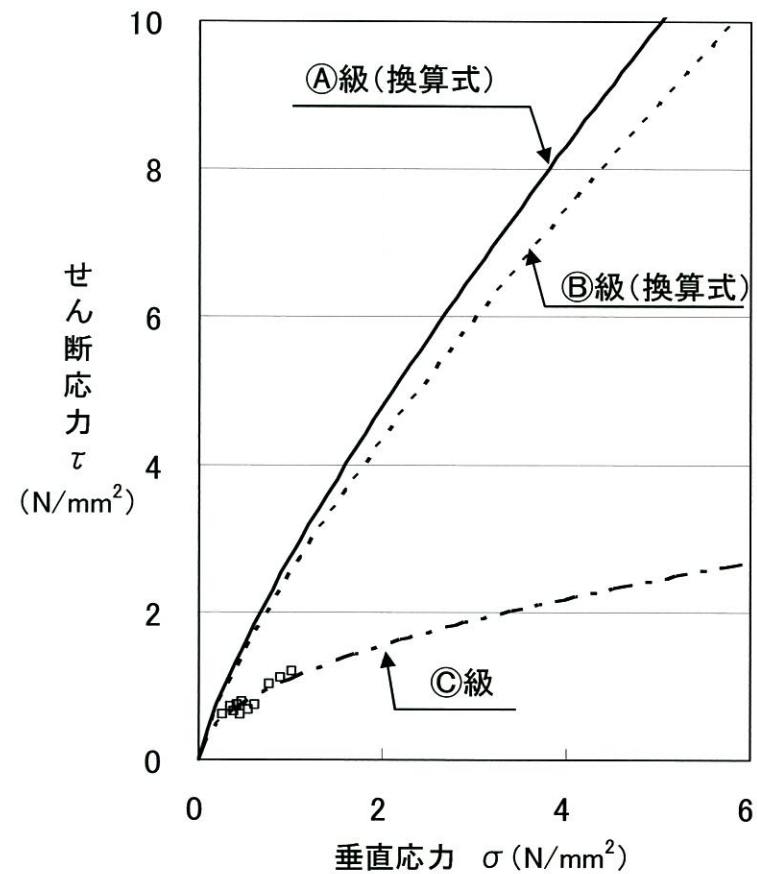
平成31年 3月19日
 まとめ資料
 TJ-015改 (P-118) 再掲

- 珩岩(A級及びB級)の強度については、その分布が少ないことから、一軸圧縮試験結果を基に換算を行った。
- 珩岩(C級)の強度は、試掘坑内で実施した岩盤せん断試験により設定した。



①級 : $\tau = \sigma \tan 56.4^\circ + 2.51$ (N/mm²)
 ②級 : $\tau = \sigma \tan 56.4^\circ + 1.86$ (N/mm²)
 ③級 : $\tau = \sigma \tan 41.5^\circ + 0.42$ (N/mm²)

ピーク強度



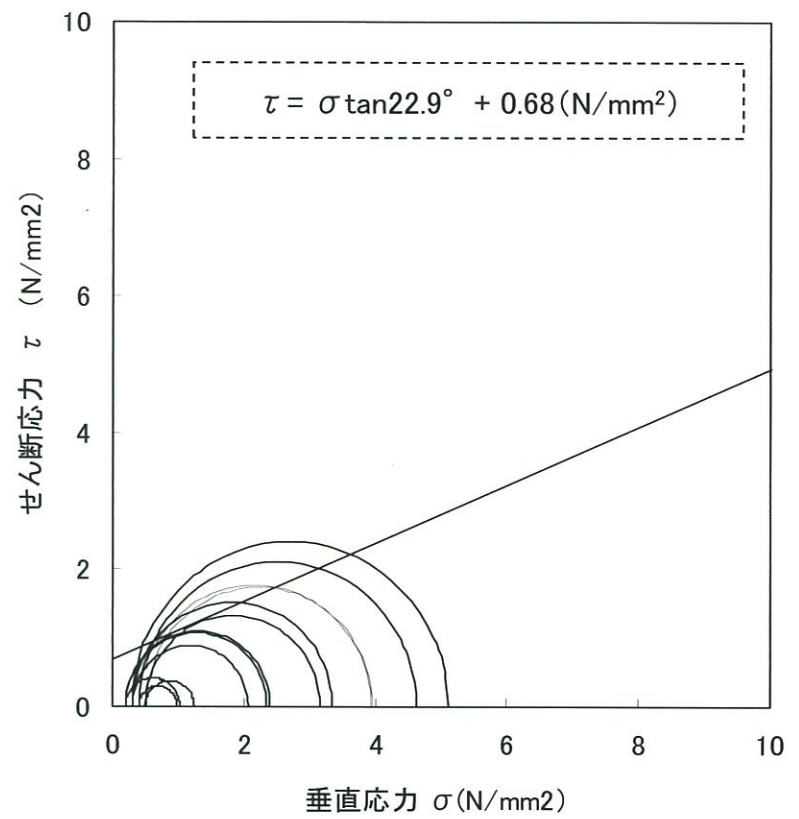
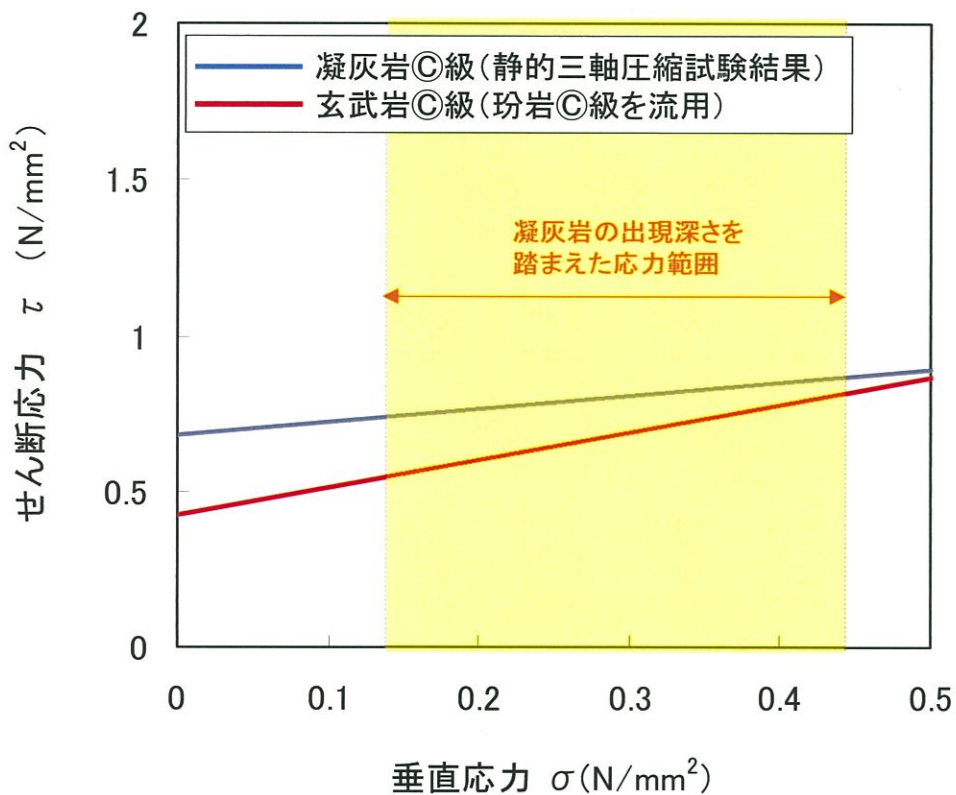
①級 : $\tau = 2.75 \sigma^{0.80}$ (N/mm²)
 ②級 : $\tau = 2.53 \sigma^{0.78}$ (N/mm²)
 ③級 : $\tau = 1.09 \sigma^{0.50}$ (N/mm²)

残留強度

1.3 強度特性（凝灰岩◎級の強度設定）

平成31年3月19日
 まとめ資料
 TJ-015改(P-119)一部修正

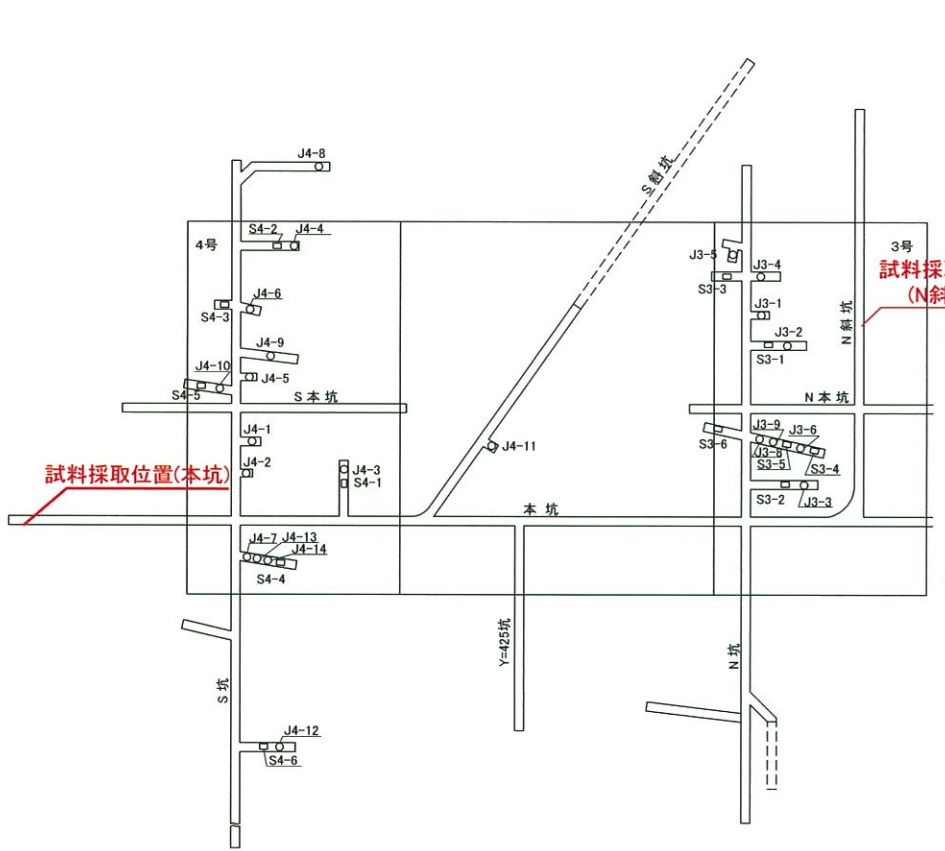
- 静的三軸圧縮試験結果より、凝灰岩◎級の強度特性は玄武岩◎級の強度特性を上回る。
- 以上より、凝灰岩◎級の強度特性は、保守的に玄武岩◎級の強度特性を用いた。



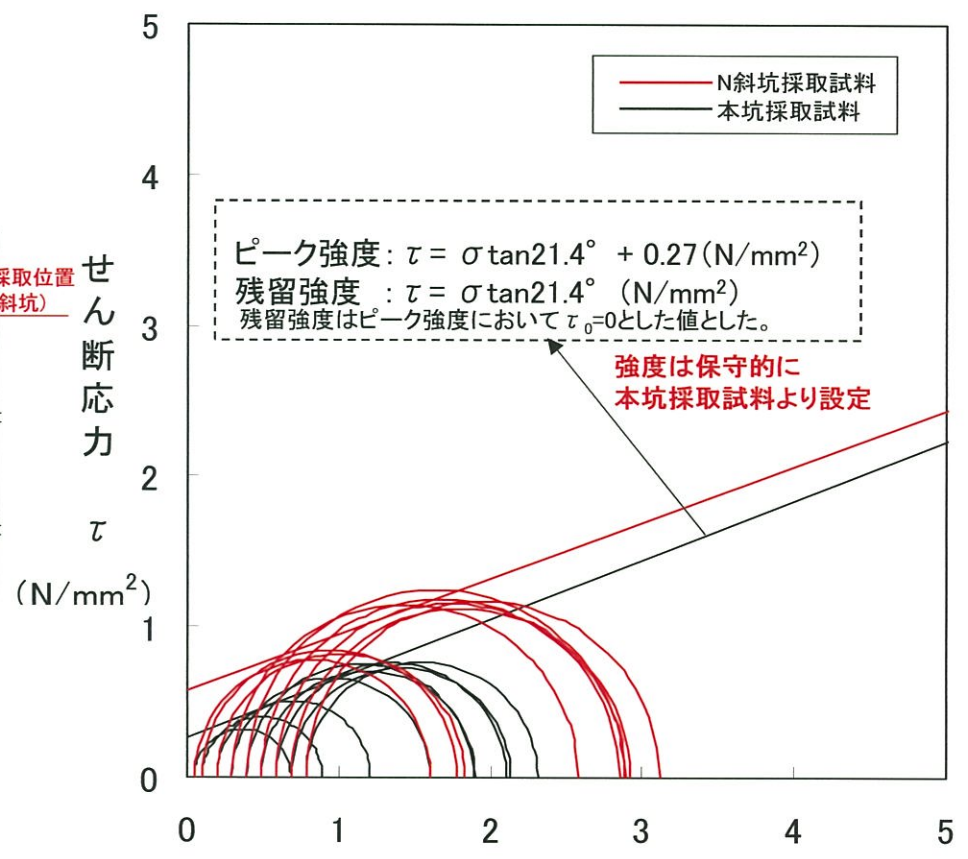
1.3 強度特性（八ノ久保砂礫層の強度特性）

平成31年 3月19日
 まとめ資料
 TJ-015改(P-120)一部修正

- 八ノ久保砂礫層の強度は、試掘坑内で採取した試料を対象に実施した静的三軸圧縮試験結果のうち、保守的に強度の小さい本坑の採取試料による試験結果を基に設定した。
- 残留強度は、ピーク強度の内部摩擦角のみを考慮した値とした。

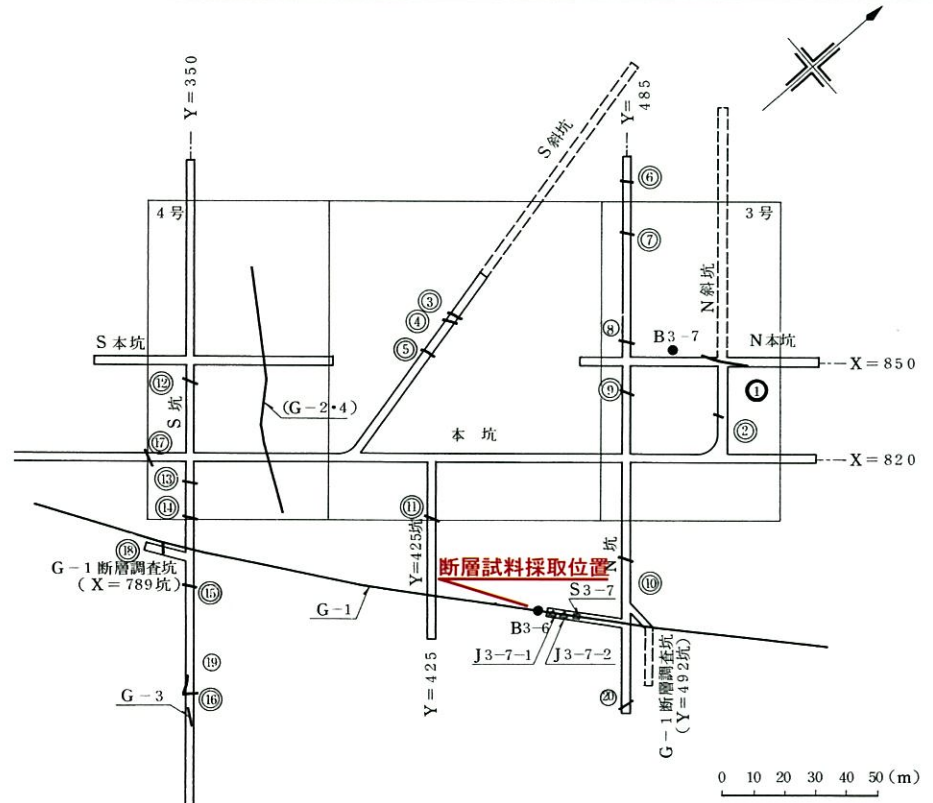


試料採取位置



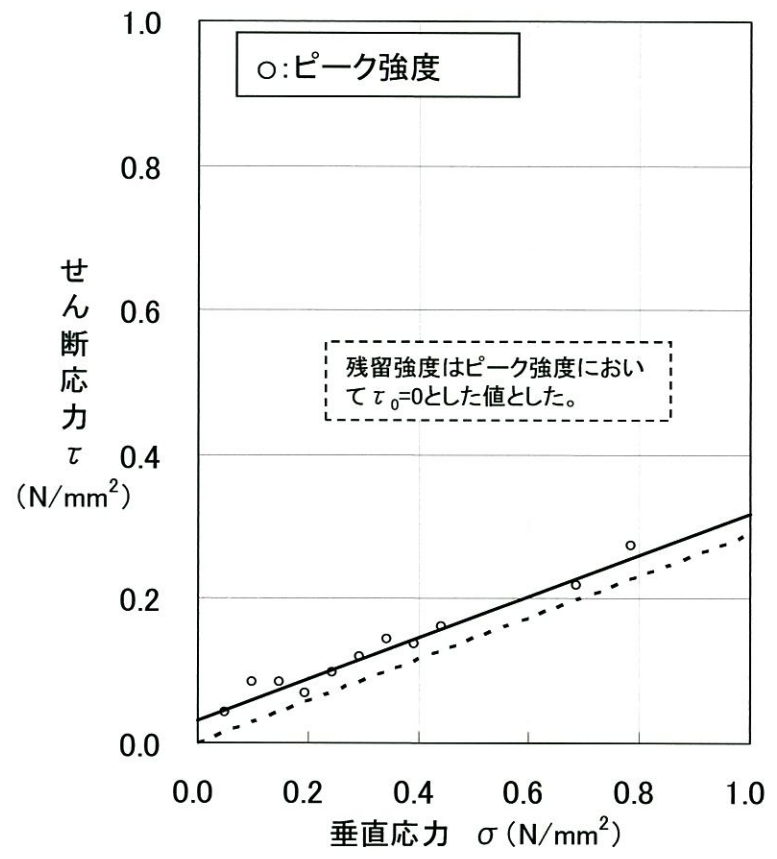
1.3 強度特性 (断層の強度特性)

- 試掘坑内で最も破碎幅の大きいG-1断層を対象に、不攪乱のブロックサンプルを採取し静的三軸圧縮試験を実施した。
- 残留強度は、ピーク強度の内部摩擦角のみを考慮した値とした。



凡	例
△ 変形及び支持力試験位置 (G-1断層)	○ シーム (円内はシーム番号)
□ せん断試験位置 (G-1断層)	◎ 物理試験試料を採取したシーム
● ブロックサンプル採取位置 (G-1断層及びシーム①)	○ 力学試験試料を採取したシーム

試料採取位置

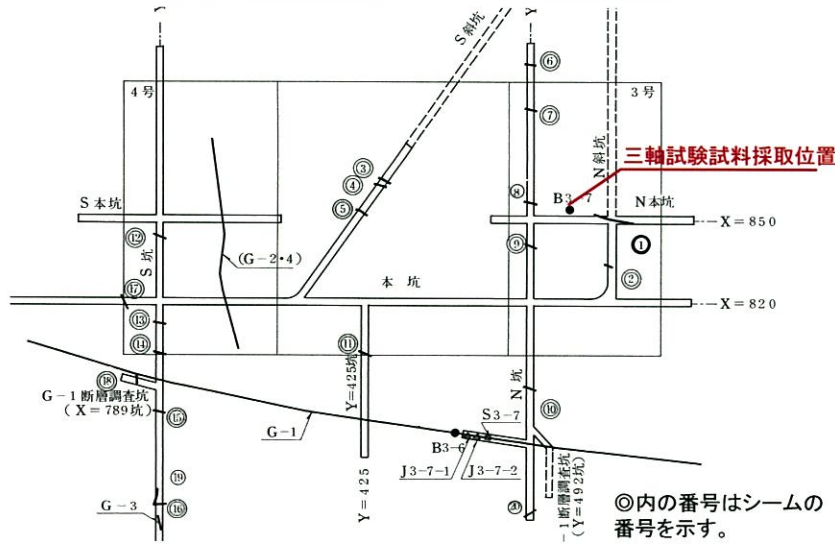


ピーク強度: $\tau = \sigma \tan 16.1^\circ + 0.03$ (N/mm²)
 残留強度: $\tau = \sigma \tan 16.1^\circ$ (N/mm²)

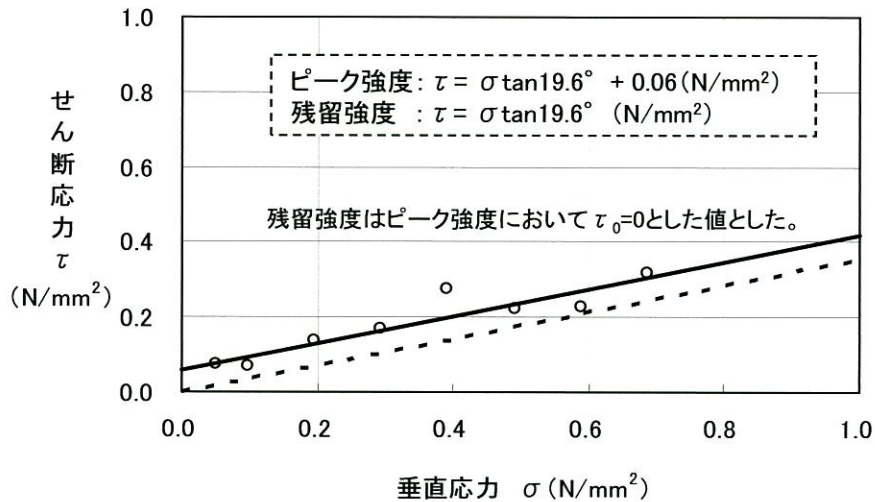
1.3 強度特性 (シームの強度特性)

平成31年 3月19日
まとめ資料
TJ-015改 (P-122) 再掲

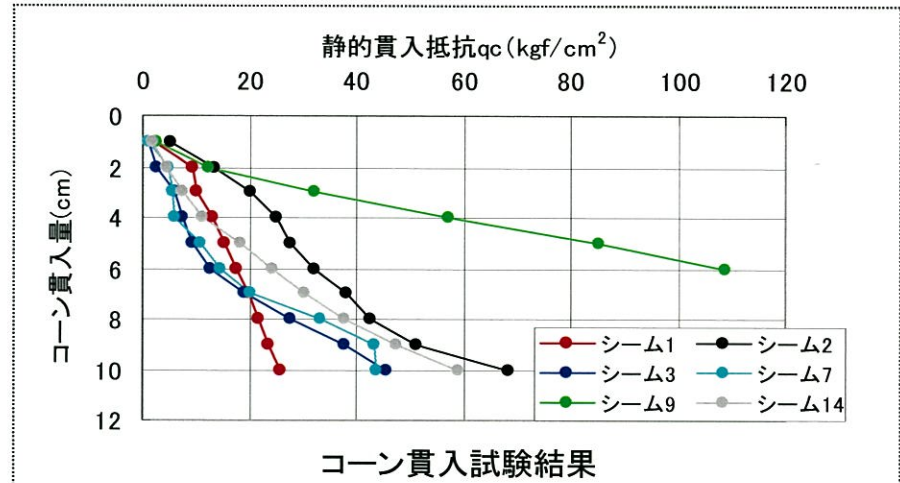
■ シームの解析用物性値は、コーン貫入抵抗が比較的小さく、且つ細粒分を多く含むシーム1の力学特性・変形特性を代表させることで設定した。



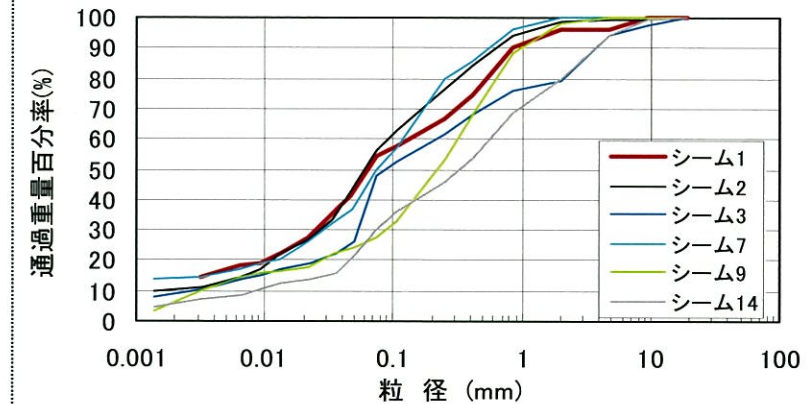
シーム試料採取位置図



静的三軸圧縮試験結果



コーン貫入試験結果



粒径加積曲線

(コーン貫入試験を実施した試料について示す)

1.3 強度特性(埋戻土の強度特性)

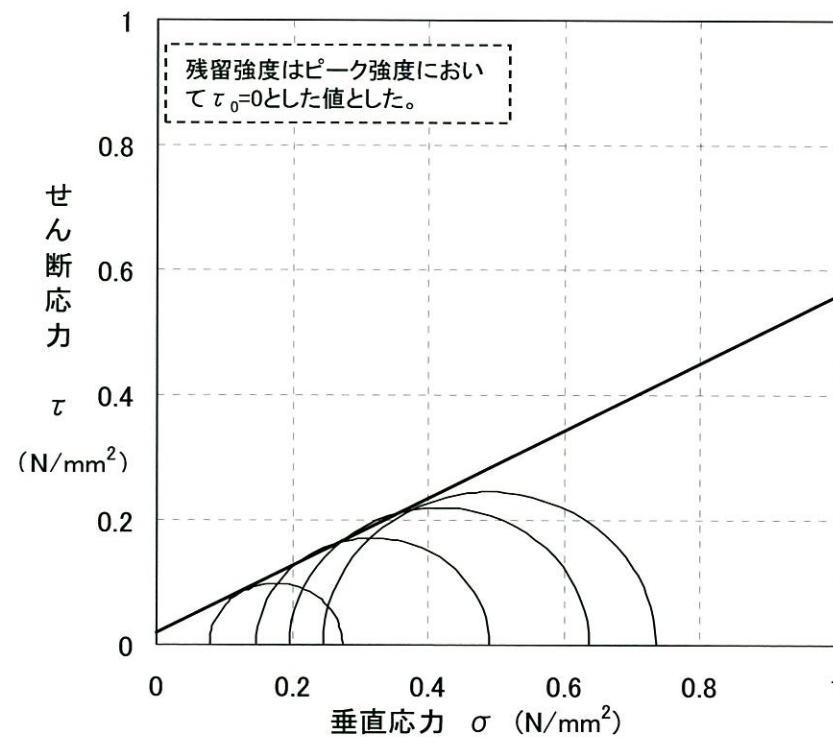
追加

- 埋戻土のピーク強度及び残留強度は、まさ土※の静的三軸圧縮試験に基づき設定した。
- 残留強度は、ピーク強度の内部摩擦角のみを考慮した値とした。

※ 敷地内の盛土は、建設時の掘削ずりを使用している。保守的にまさ土の強度特性を用いる。



埋戻土の試料採取位置図



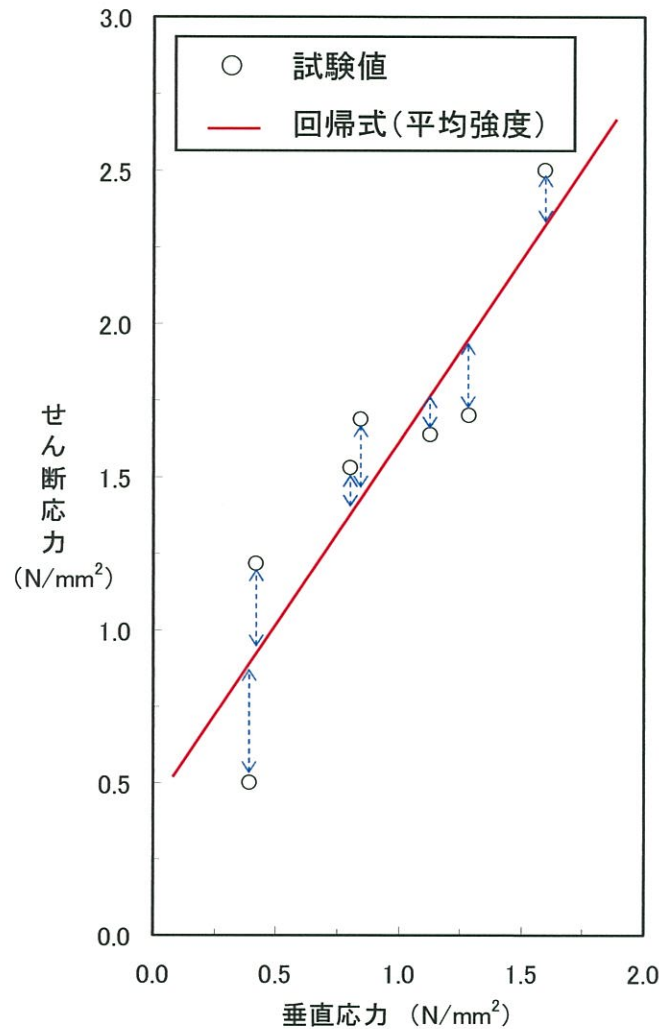
ピーク強度 : $\tau = \sigma \tan 28.3^\circ + 0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
残留強度 : $\tau = \sigma \tan 28.3^\circ \text{ (N/mm}^2\text{)}$

静的三軸圧縮試験結果

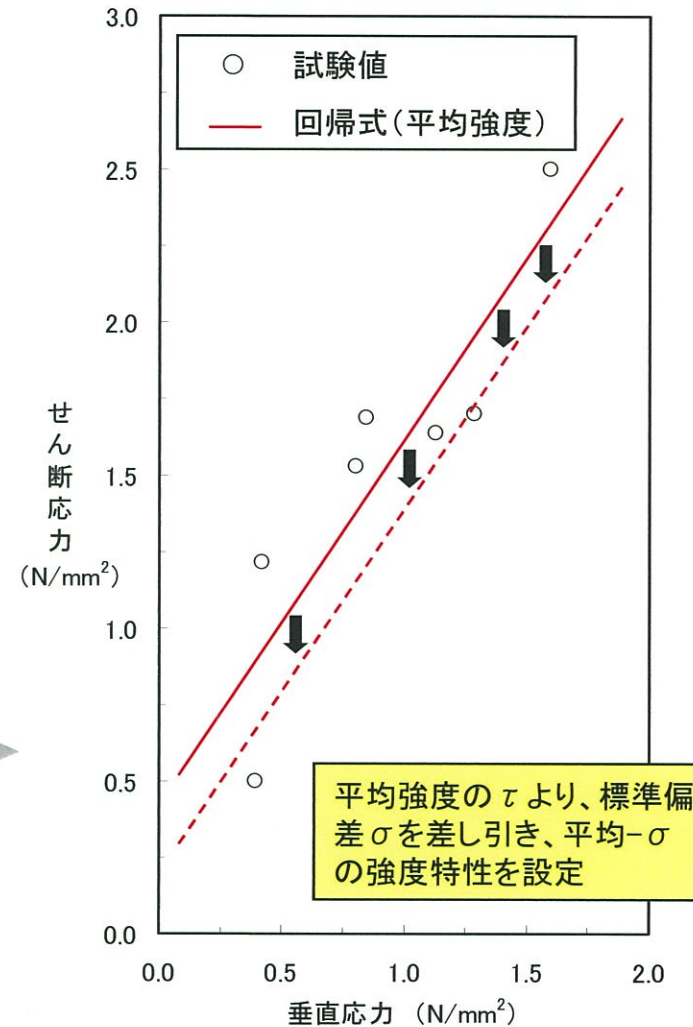
1.3 強度特性（ばらつきを考慮した強度特性の設定について）

平成31年3月19日
まとめ資料
TJ-015改(P-123)再掲

- すべり安全率の算定にあたっては、すべり安全率に支配的である強度特性について、調査及び試験の不確かさを考慮し、平均 -1σ とした場合の安全率を検討する。
- 強度特性の平均 -1σ については、回帰式(平均強度)と各試験値の残差を母集団とし、得られた標準偏差をせん断強度 τ より差し引いたものとした。



回帰式と試験値の残差(左図青線)を母集団とし、標準偏差 σ を算出



平均強度の τ より、標準偏差 σ を差し引き、平均 -1σ の強度特性を設定

1.3 強度特性 (ばらつきを考慮した強度特性の設定について)

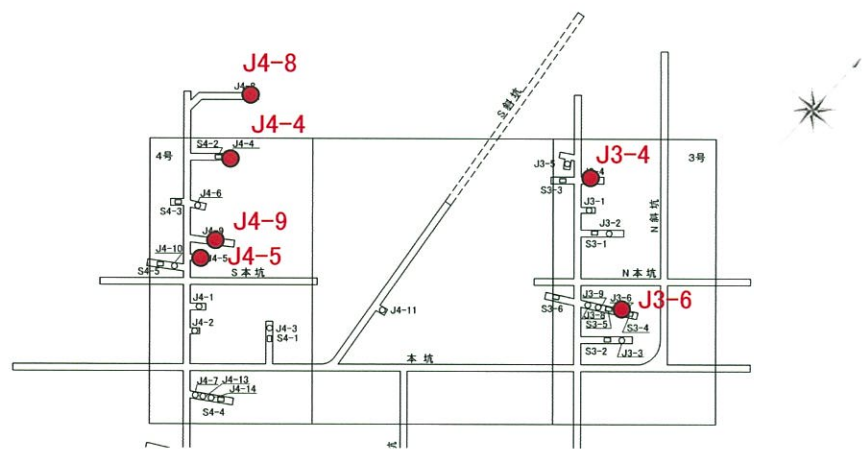
平成31年3月19日
まとめ資料
TJ-015改(P-124)一部修正

		基本強度		基本強度-1σ	
		せん断強度 (N/mm ²)	残留強度 (N/mm ²)	せん断強度 (N/mm ²)	残留強度 (N/mm ²)
砂岩	Ⓐ、Ⓑ級	$\tau = 0.84 + \sigma \tan 56.4^\circ$	$\tau = 1.71 \sigma^{0.82}$	$\tau = 0.37 + \sigma \tan 56.4^\circ$	$\tau = 1.48 \sigma^{0.82}$
	Ⓒ級	$\tau = 0.30 + \sigma \tan 22.6^\circ$	$\tau = 0.51 \sigma^{0.35}$	$\tau = 0.29 + \sigma \tan 22.6^\circ$	$\tau = 0.43 \sigma^{0.35}$
頁岩	Ⓐ、Ⓑ級	$\tau = 0.67 + \sigma \tan 52.6^\circ$	$\tau = 1.50 \sigma^{0.78}$	$\tau = 0.44 + \sigma \tan 52.6^\circ$	$\tau = 1.29 \sigma^{0.78}$
	Ⓒ級	$\tau = 0.17 + \sigma \tan 35.5^\circ$	$\tau = 0.73 \sigma^{0.70}$	$\tau = 0.14 + \sigma \tan 35.5^\circ$	$\tau = 0.67 \sigma^{0.70}$
玄武岩	Ⓐ級	$\tau = 2.51 + \sigma \tan 56.4^\circ$	$\tau = 2.75 \sigma^{0.80}$	$\tau = 1.10 + \sigma \tan 56.4^\circ$	$\tau = 2.36 \sigma^{0.80}$
	Ⓑ級	$\tau = 1.86 + \sigma \tan 56.4^\circ$	$\tau = 2.53 \sigma^{0.78}$	$\tau = 0.82 + \sigma \tan 56.4^\circ$	$\tau = 2.16 \sigma^{0.78}$
	Ⓒ級	$\tau = 0.42 + \sigma \tan 41.5^\circ$	$\tau = 1.09 \sigma^{0.50}$	$\tau = 0.38 + \sigma \tan 41.5^\circ$	$\tau = 0.98 \sigma^{0.50}$
玢岩	Ⓐ級	$\tau = 2.51 + \sigma \tan 56.4^\circ$	$\tau = 2.75 \sigma^{0.80}$	$\tau = 1.10 + \sigma \tan 56.4^\circ$	$\tau = 2.36 \sigma^{0.80}$
	Ⓑ級	$\tau = 1.86 + \sigma \tan 56.4^\circ$	$\tau = 2.53 \sigma^{0.78}$	$\tau = 0.82 + \sigma \tan 56.4^\circ$	$\tau = 2.16 \sigma^{0.78}$
	Ⓒ級	$\tau = 0.42 + \sigma \tan 41.5^\circ$	$\tau = 1.09 \sigma^{0.50}$	$\tau = 0.38 + \sigma \tan 41.5^\circ$	$\tau = 0.98 \sigma^{0.50}$
凝灰岩	Ⓒ級	$\tau = 0.42 + \sigma \tan 41.5^\circ$	$\tau = 1.09 \sigma^{0.50}$	$\tau = 0.38 + \sigma \tan 41.5^\circ$	$\tau = 0.98 \sigma^{0.50}$
八ノ久保砂礫層	-	$\tau = 0.27 + \sigma \tan 21.4^\circ$	$\tau = \sigma \tan 21.4^\circ$	$\tau = 0.22 + \sigma \tan 21.4^\circ$	$\tau = \sigma \tan 21.4^\circ$
シーム	-	$\tau = 0.06 + \sigma \tan 19.6^\circ$	$\tau = \sigma \tan 19.6^\circ$	$\tau = 0.03 + \sigma \tan 19.6^\circ$	$\tau = \sigma \tan 19.6^\circ$
断層	-	$\tau = 0.03 + \sigma \tan 16.1^\circ$	$\tau = \sigma \tan 16.1^\circ$	$\tau = 0.02 + \sigma \tan 16.1^\circ$	$\tau = \sigma \tan 16.1^\circ$
埋戻土 [※]	-	$\tau = 0.02 + \sigma \tan 28.3^\circ$	$\tau = \sigma \tan 28.3^\circ$	$\tau = \sigma \tan 28.3^\circ$	$\tau = \sigma \tan 28.3^\circ$

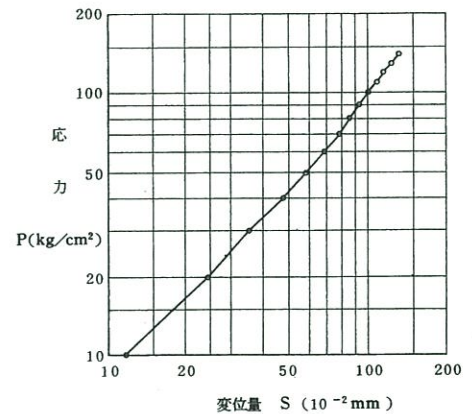
※ 表土(盛土等を含む)の物性値については、埋戻土の物性値を用いる。

1.3 強度特性 (基礎地盤の極限支持力について)

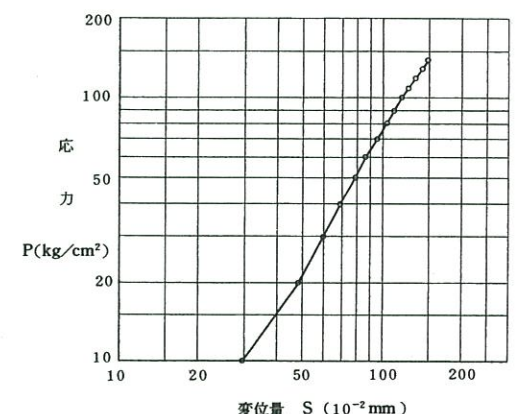
■ 砂岩③級、頁岩③級以上は、ジャッキの载荷限界である $13.7\text{N}/\text{mm}^2$ ($140\text{kg}/\text{cm}^2$)に達しても破壊に至らないことから基礎地盤の極限支持力は、 $13.7\text{N}/\text{mm}^2$ 以上と設定した。



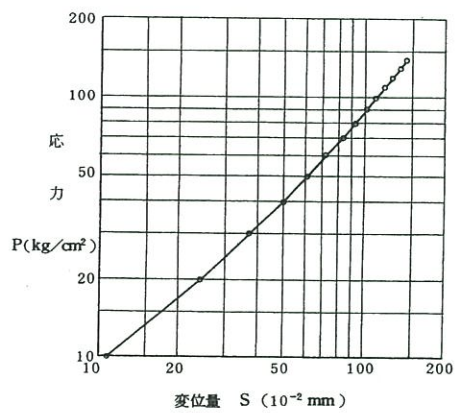
支持力試験位置図(3,4号試験坑平面図)



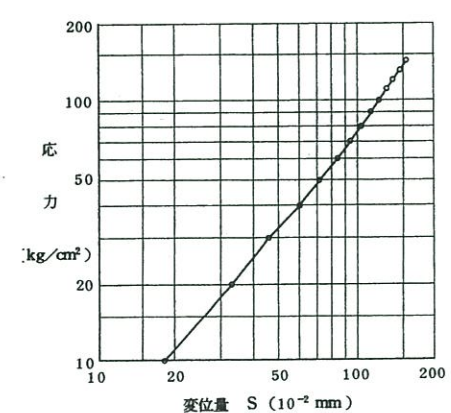
J3-4試験結果
 (砂岩③級)



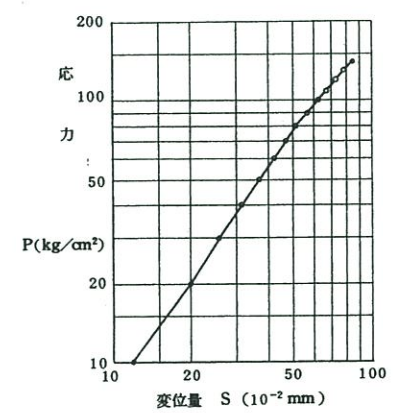
J3-6試験結果
 (頁岩③級)



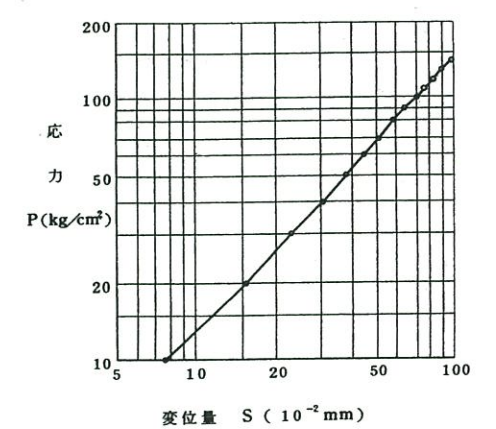
J4-4試験結果
 (砂岩③級)



J4-5試験結果
 (砂岩③級)



J4-8試験結果
 (頁岩③級)



J4-9試験結果
 (頁岩③級)

参考資料1：解析用物性値の設定根拠

- 1. 1 岩盤分類
- 1. 2 物理特性
- 1. 3 強度特性
- 1. 4 **静的変形特性**
- 1. 5 動的変形特性
- 1. 6 地殻変動量の算定に用いる断層パラメータ
及び地下構造モデル

1.4 静的変形特性（静的変形特性の考え方）

- 静弾性係数については、基本的に岩種・岩級ごとに実施した岩盤変形試験（シーム、断層及び埋戻土については静的三軸圧縮試験）結果をもとに、岩級ごとに設定（砂岩、頁岩は①級と②級を①②級として設定）した。
- ポアソン比については、主に一軸圧縮試験結果、慣用値により設定した。

	①級		②級		③級	
	静弾性係数	ポアソン比	静弾性係数	ポアソン比	静弾性係数	ポアソン比
砂岩	①②級として試験値より設定				試験値	慣用値
頁岩	①②級として試験値より設定	①②級として慣用値を設定	①②級として試験値より設定	①②級として慣用値を設定	試験値	慣用値
玄武岩	砂岩の岩盤変形試験/孔内水平載荷試験の比率より算出	試験値	砂岩の岩盤変形試験/孔内水平載荷試験の比率より算出	試験値	砂岩の岩盤変形試験/孔内水平載荷試験の比率より算出	試験値
玢岩	砂岩の岩盤変形試験/孔内水平載荷試験の比率より算出	試験値	砂岩の岩盤変形試験/孔内水平載荷試験の比率より算出	試験値	試験値	試験値
凝灰岩	設定なし				玄武岩の同クラス値流用	
八ノ久保砂礫層	静弾性係数：砂岩の岩盤変形試験/孔内水平載荷試験の比率より算出 ポアソン比：慣用値を設定					

静的変形特性の基本的考え方
①級及び②級を①②級として設定
①級及び②級を①②級として設定
①級、②級、③級の3区分で設定
①級、②級、③級の3区分で設定
③級のみ設定

※ 岩級区分を設定していないシーム、断層及び埋戻土については試験値により設定

1.4 静的変形特性（換算値の設定方法）

■ 試験を実施していない岩盤の静的変形特性は、他岩種や同岩種他岩級の試験結果を基に換算した。

【玄武岩①級の静弾性係数の換算例】

	静弾性係数(N/mm ²)	
	孔内水平載荷試験	岩盤変形試験
玄武岩 ①級	(孔内水平載荷試験結果) 7460	(換算値) 3730
砂岩 ①②級	(孔内水平載荷試験結果) 3770	(岩盤変形試験結果) 1880

- ✓ 砂岩①②級の孔内水平載荷試験及び岩盤変形試験による静弾性係数の比率を算定。
- ✓ 算出した比率を、玄武岩①級の孔内水平載荷試験による静弾性係数に乗じて換算静弾性係数とする。

【頁岩③級(層理に直角方向)の静弾性係数の換算例】

	静弾性係数(N/mm ²)	
	岩盤変形試験	
頁岩 ③級	鉛直方向載荷 240	直角方向載荷 100(換算値)
頁岩 ①②級	鉛直方向載荷 2240	直角方向載荷 890

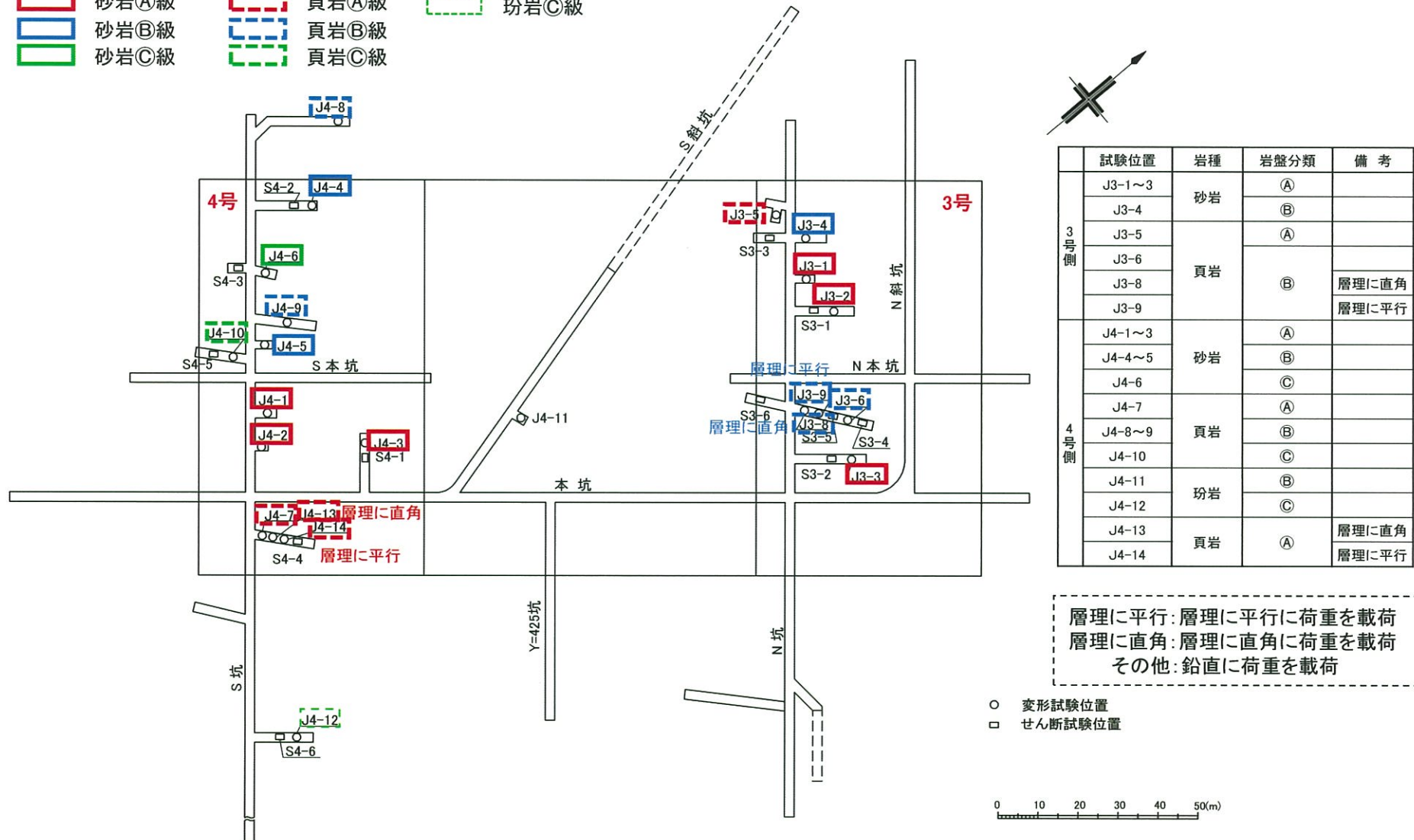
- ✓ 頁岩①②級の鉛直方向載荷及び直角方向載荷による静弾性係数の比率を算定。
- ✓ 算出した比率を頁岩③級の鉛直方向載荷による静弾性係数に乗じて、直角方向の換算静弾性係数とする。

1.4 静的変形特性 (砂岩、頁岩、玄武岩、玢岩、凝灰岩、八ノ久保砂礫層の静的変形特性)

平成31年 3月19日
まとめ資料
TJ-015改(P-129)再掲

■ 砂岩、頁岩(A)(B)級及び玢岩(C)級の静弾性係数は、試掘坑内で実施した岩盤変形試験より設定した。

- 砂岩(A)級
- 砂岩(B)級
- 砂岩(C)級
- 頁岩(A)級
- 頁岩(B)級
- 頁岩(C)級
- 玢岩(C)級

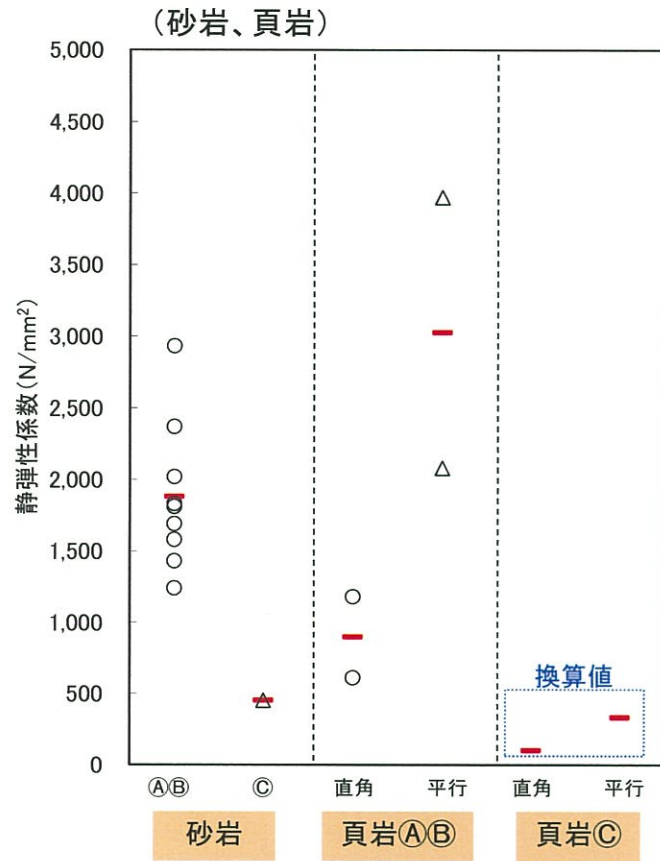


岩盤変形試験実施位置

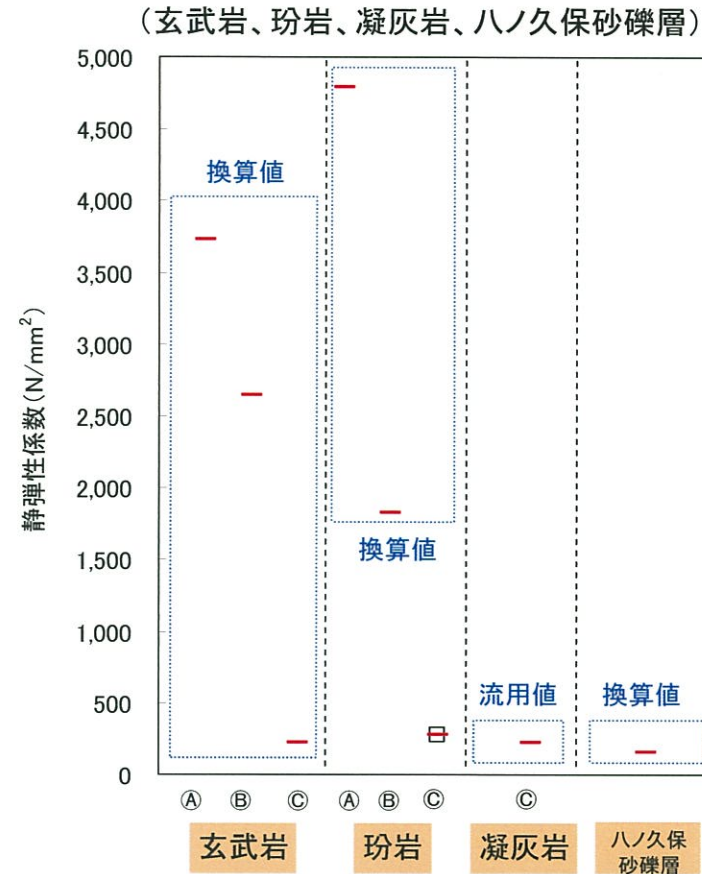
1.4 静的変形特性 (砂岩、頁岩、玄武岩、玢岩、凝灰岩、八ノ久保砂礫層の静的変形特性)

平成31年 3月19日
まとめ資料
TJ-015改(P-130)再掲

- 砂岩、頁岩(A)(B)級及び玢岩(C)級の静弾性係数は、試掘坑内で実施した岩盤変形試験より設定した。
- 試験を実施していない岩盤の静的変形特性は、他岩種の試験結果を基に設定した。



		静弾性係数 (N/mm ²)	
		(A)(B)級	(C)級
砂岩		1.88×10^3	0.45×10^3
頁岩	層理に直角	0.89×10^3	0.10×10^3
	層理に平行	3.03×10^3	0.33×10^3

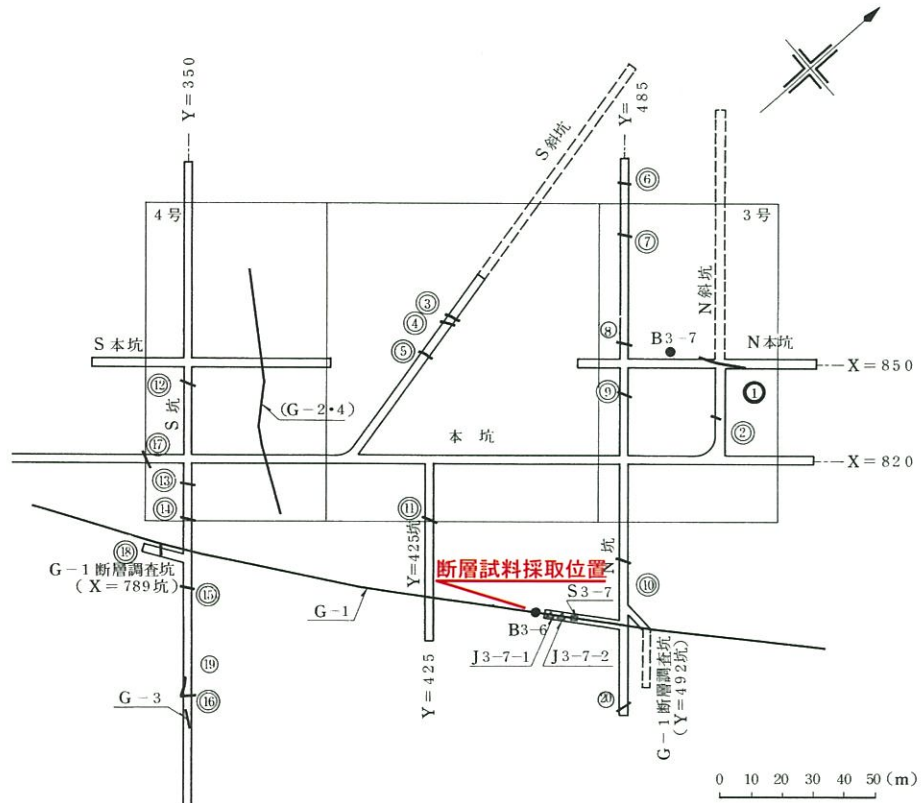


	静弾性係数 (N/mm ²)		
	(A)級	(B)級	(C)級
玄武岩	3.73×10^3	2.64×10^3	0.22×10^3
玢岩	4.79×10^3	1.82×10^3	0.28×10^3
凝灰岩	設定なし		0.22×10^3
八ノ久保砂礫層	0.16×10^3		

1.4 静的変形特性（断層の静的変形特性）

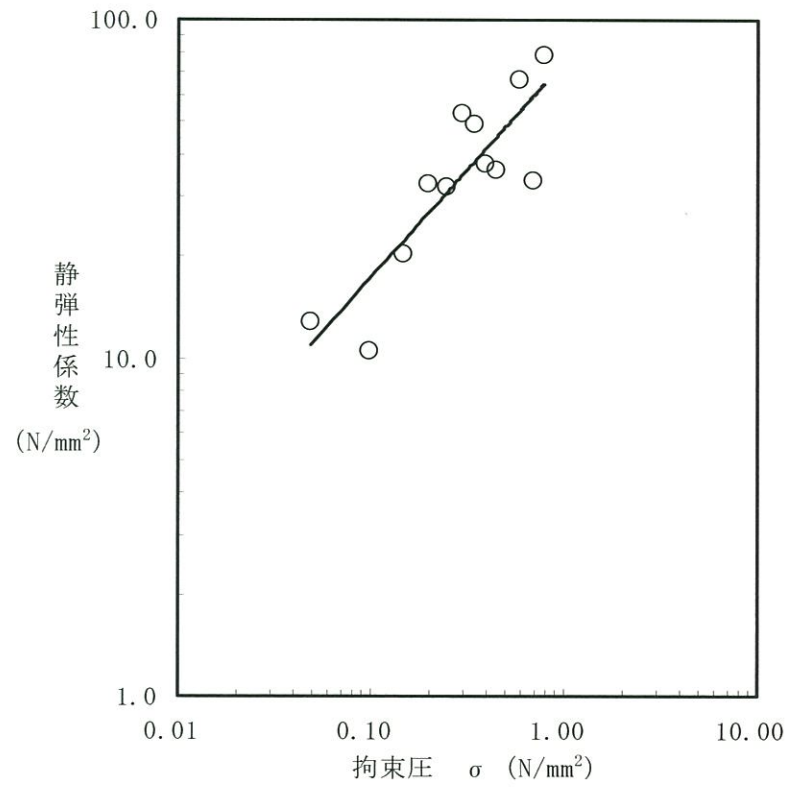
平成31年 3月19日
まとめ資料
TJ-015改(P-131)再掲

■ 断層の静的変形特性は、試掘坑内で採取したブロック試料による静的三軸圧縮試験による E_{50} に基づき設定した。



- | 凡 例 | |
|-----|----------------------------|
| △ | 変形及び支持力試験位置 (G-1断層) |
| □ | せん断試験位置 (G-1断層) |
| ● | ブロックサンプル採取位置 (G-1断層及びシーム①) |
| ○ | シーム (円内はシーム番号) |
| ◎ | 物理試験試料を採取したシーム |
| ⊙ | 力学試験試料を採取したシーム |

断層試料採取位置図



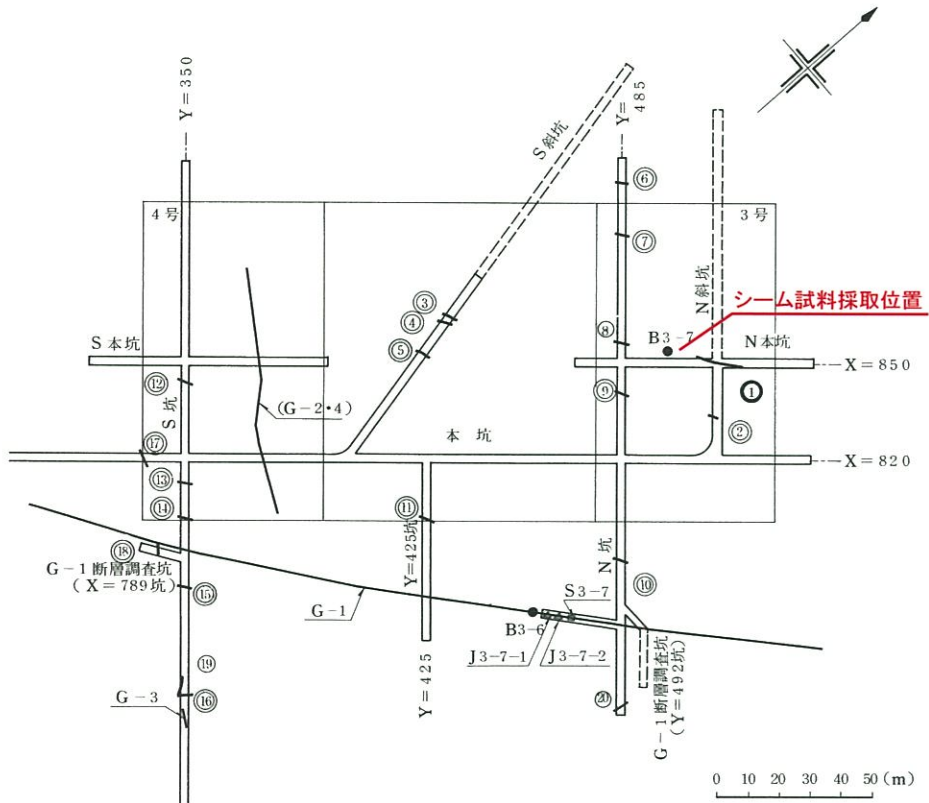
断層 $E_s = 76 \sigma^{0.64} (N/mm^2)$

静的三軸圧縮試験結果

1.4 静的変形特性 (シームの静的変形特性)

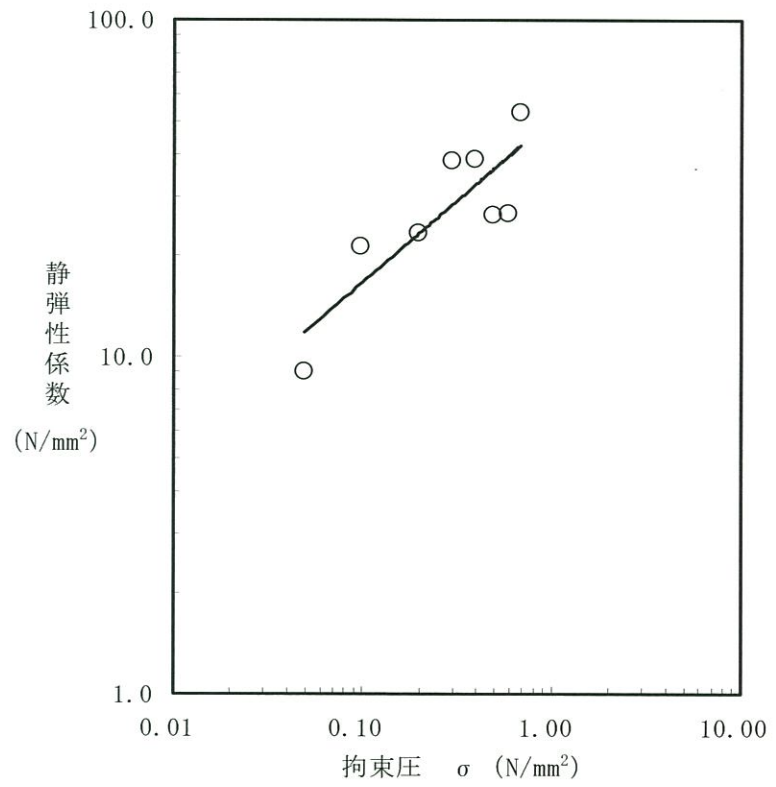
平成31年3月19日
まとめ資料
TJ-015改(P-132)再掲

■ シームの静的変形特性は、ブロック試料による静的三軸圧縮試験による E_{50} に基づき設定した。



凡 例	
△ 変形及び支持力試験位置 (G-1断層)	○ シーム (円内はシーム番号)
□ せん断試験位置 (G-1断層)	◎ 物理試験試料を採取したシーム
● ブロックサンプル採取位置 (G-1断層及びシーム①)	○ 力学試験試料を採取したシーム

シーム試料採取位置図



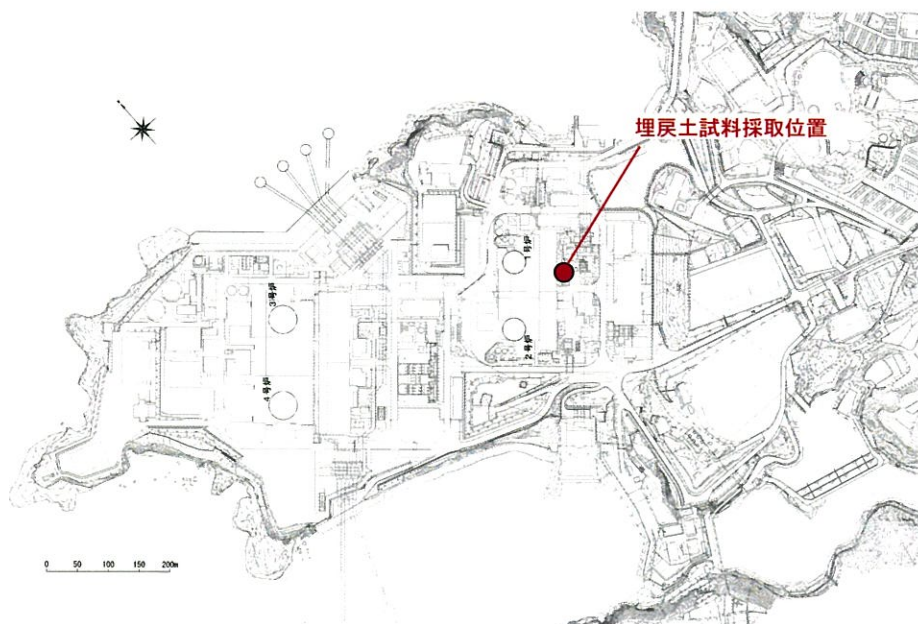
シーム $E_s = 51 \sigma^{0.49} (N/mm^2)$

静的三軸圧縮試験結果

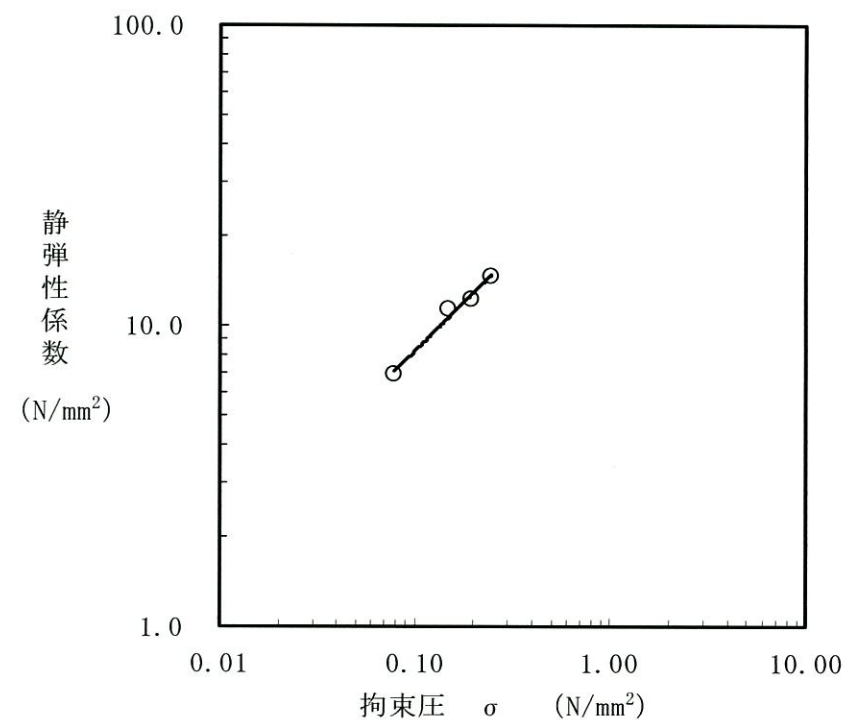
1.4 静的変形特性（埋戻土の静的変形特性）

追加

■ 埋戻土の静的変形特性は、静的三軸圧縮試験における E_{50} に基づき設定した。



埋戻土の試料採取位置図



埋戻土 : $E_s = 37\sigma_3^{0.65}$ (N/mm²)

静的三軸試験結果

参考資料1：解析用物性値の設定根拠

- 1. 1 岩盤分類
- 1. 2 物理特性
- 1. 3 強度特性
- 1. 4 静的変形特性
- 1. 5 動的変形特性**
- 1. 6 地殻変動量の算定に用いる断層パラメータ及び地下構造モデル

1.5 動的変形特性（動的変形特性の考え方）

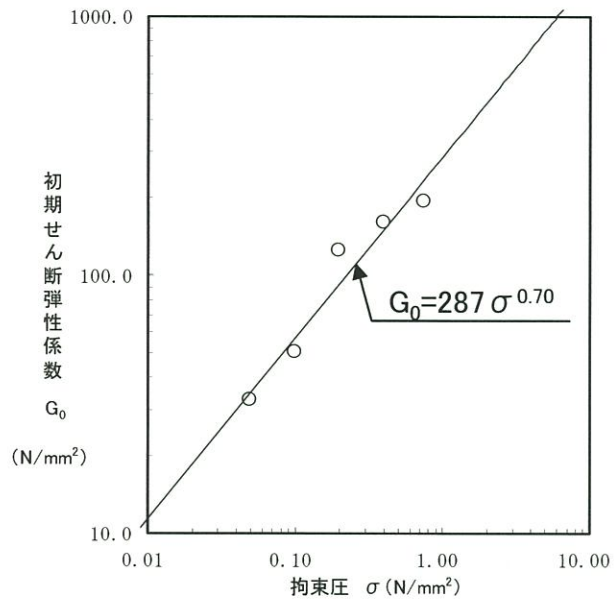
平成31年3月19日
まとめ資料
TJ-015改(P-134)一部修正

- シーム、断層及び埋戻土については、動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を考慮した。
- 上記以外の岩盤の動せん断弾性係数は、PS検層結果に基づき設定し、減衰定数は、一律3%として設定した。

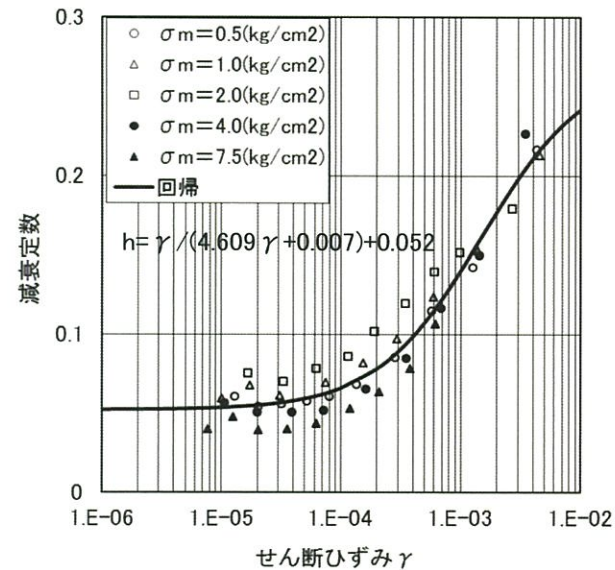
	初期動せん断弾性係数 (G_0)	動ポアソン比 (ν_d)	動せん断弾性係数 ($G_d/G_0 \sim \gamma$)	減衰定数 ($h \sim \gamma$)
シーム	試験値	慣用値	試験値	試験値
断層	試験値	慣用値	試験値	試験値
埋戻土	試験値	慣用値	試験値	試験値

1.5 動的変形特性（断層の動的変形特性）

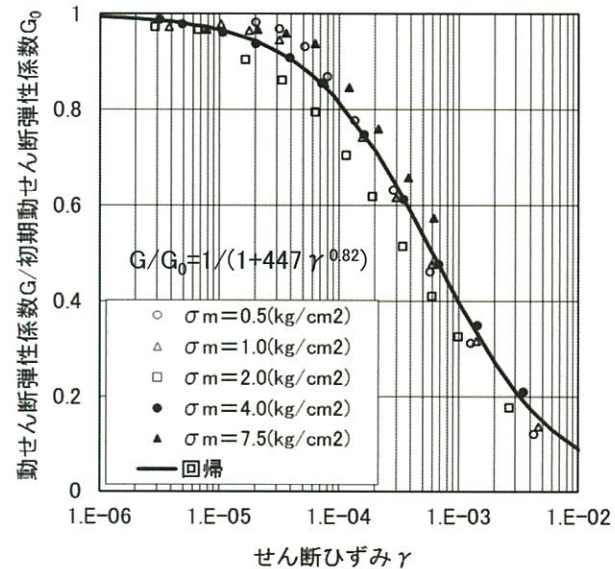
- 断層の動的変形特性は、ブロック試料による繰返し三軸試験結果に基づき設定した。
- 試料採取位置は、三軸圧縮試験のブロック試料採取位置と同じである。



動的変形特性(初期せん断弾性係数)



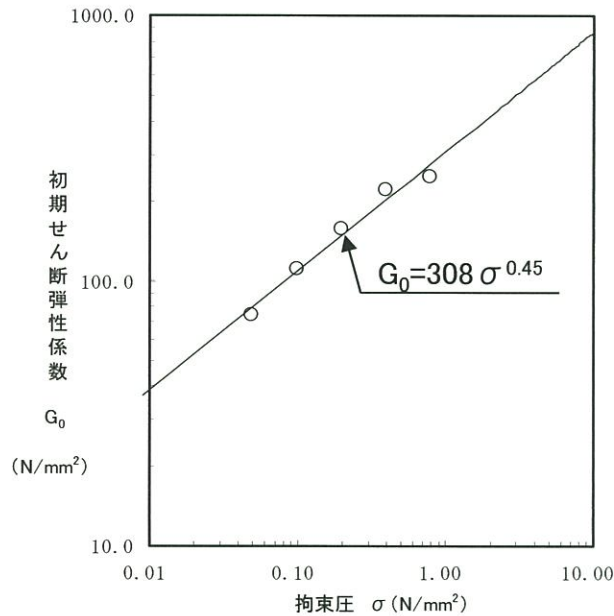
減衰特性(h ~ gamma)



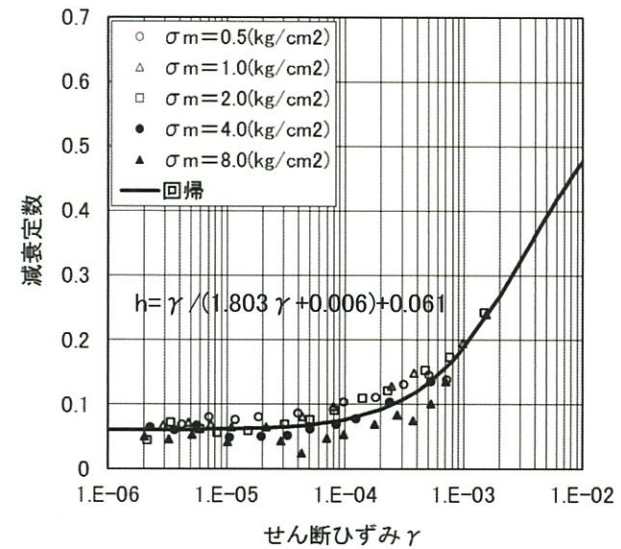
動的変形特性(G_d/G₀ ~ gamma)

1.5 動的変形特性 (シームの動的変形特性)

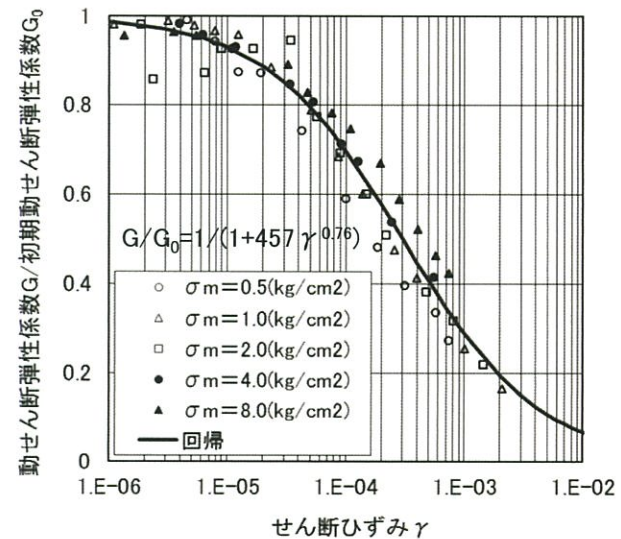
- シームの動的変形特性は、ブロック試料による繰返し三軸試験結果に基づき設定した。
- 試料採取位置は、三軸圧縮試験のブロック試料採取位置と同じである。



動的変形特性(初期せん断弾性係数)



減衰特性($h \sim \gamma$)

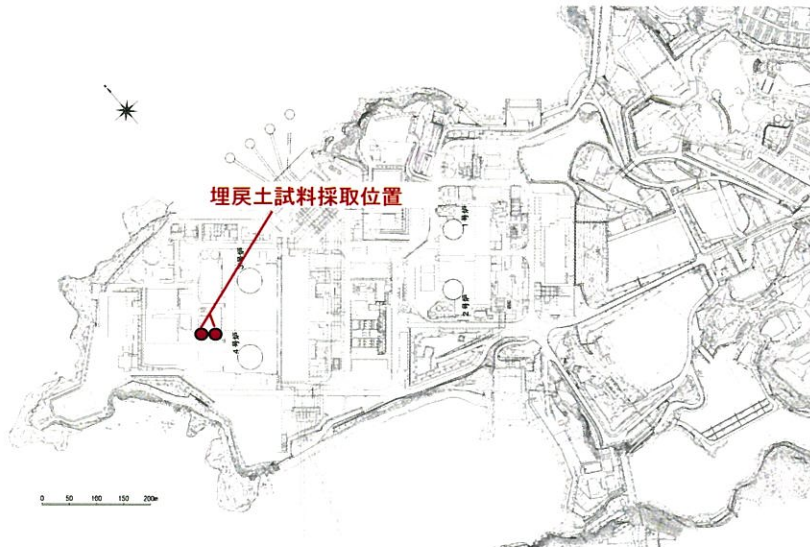


動的変形特性($G_d/G_0 \sim \gamma$)

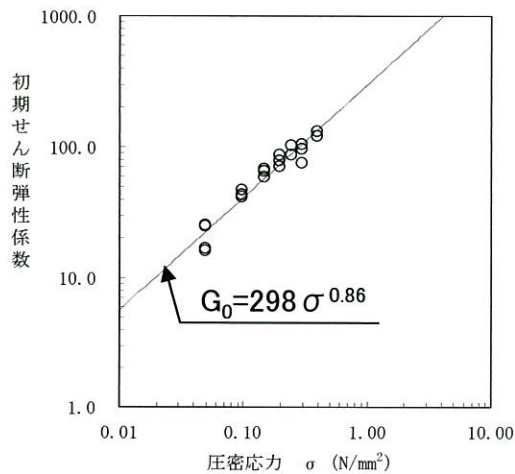
1.5 動的変形特性（埋戻土の動的変形特性）

追加

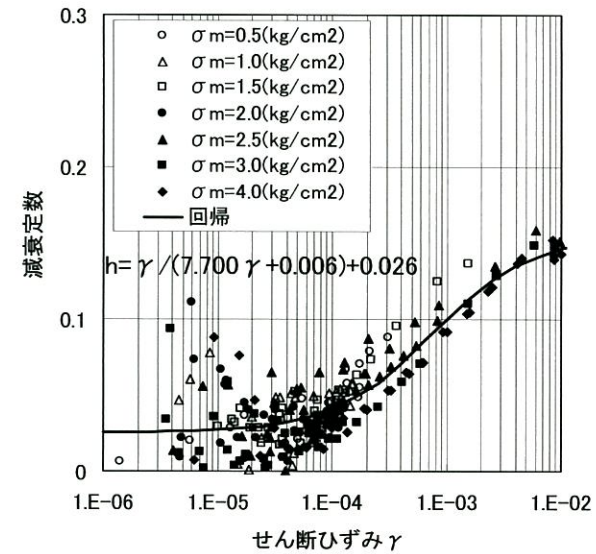
■ 埋戻土の動的変形特性は、繰返し三軸試験結果に基づき設定した。



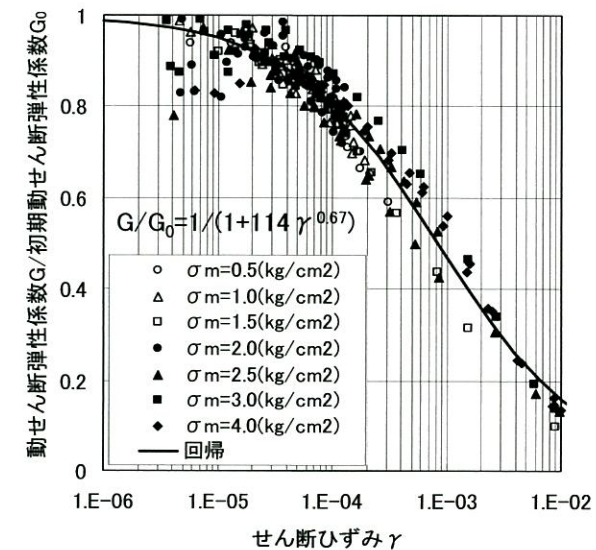
試料採取位置



動的変形特性（初期せん断弾性係数）



減衰特性(h~gamma)



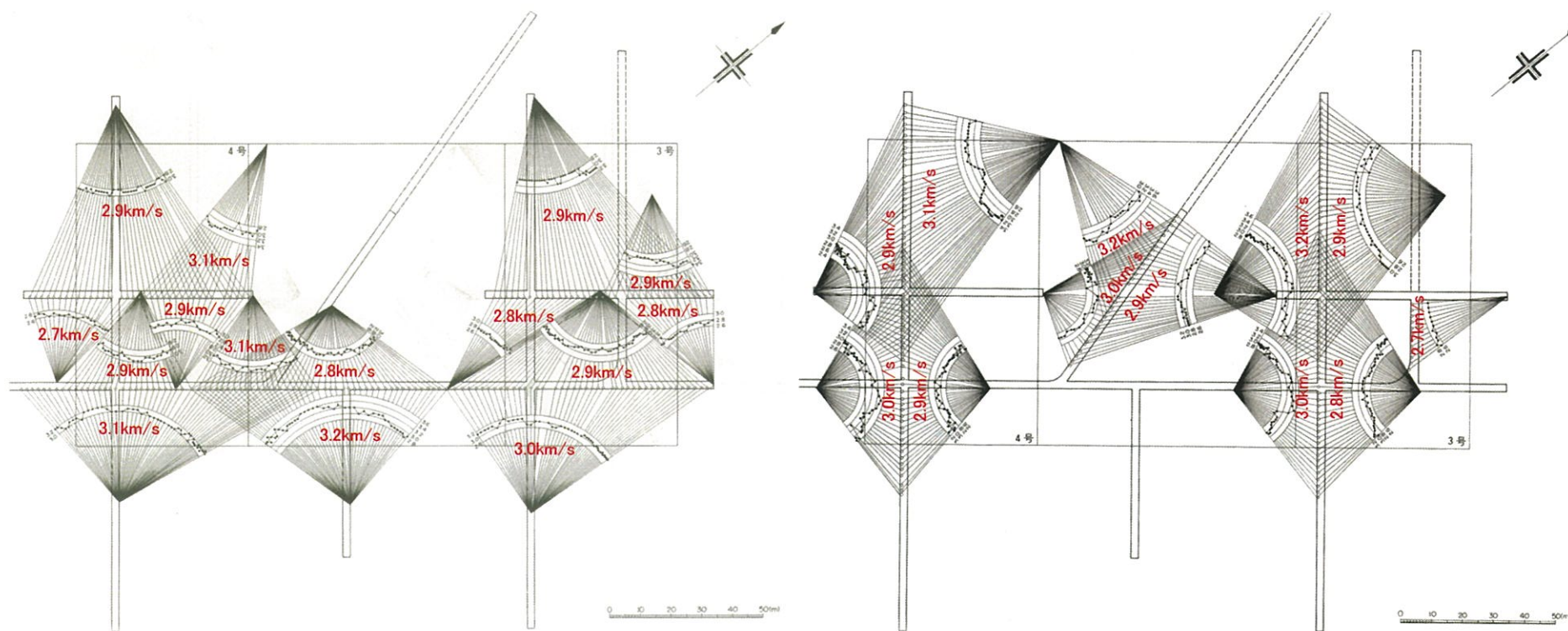
動的変形特性(Gd/G0~gamma)

1.5 [補足] 速度構造(試掘坑内)

平成31年 3月19日
まとめ資料
TJ-015改(P-137)再掲

■ 試掘坑内で実施した弾性波速度試験(平均速度法)より求めた基礎地盤の V_p は、平均3.0km/s、標準偏差0.2km/sであり、ばらつきが小さく、有意な異方性は認められない。

測定手法	測線数	平均 V_p	標準偏差
平均速度法	868本	3.0km/s	0.2km/s



※ 図中の数字は、各測線の平均値を示す

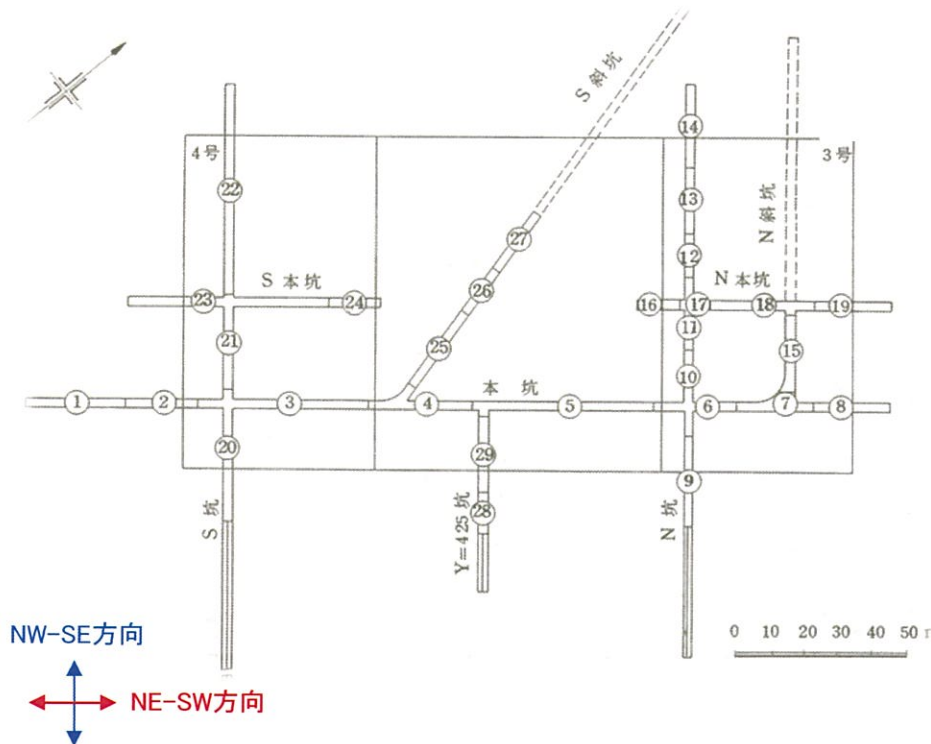
試掘坑内における弾性波測定結果(平均速度法)

1.5 [補足] 速度構造(試掘坑内)

平成31年3月19日
まとめ資料
TJ-015改(P-138)再掲

■ 試掘坑内で実施した弾性波速度試験(屈折波法)より求めた基礎地盤の V_p は約2.6~3.3km/s、 V_s は1.2~1.5km/s程度であり、NW-SE方向とNE-SW方向で有意な異方性は認められない。

測定手法	測定方向	V_p	V_s
屈折波法	NW-SE方向	2.55~3.31km/s	1.19~1.52km/s
	NE-SW方向	2.65~3.31km/s	1.20~1.54km/s



坑名	位置	P波速度 V_p (km/s)	S波速度 V_s (km/s)	坑名	位置	P波速度 V_p (km/s)	S波速度 V_s (km/s)
本坑	2	2.65	1.20	N本坑	16	3.26	1.25
	3	2.98	1.26		17	3.31	1.45
	4	2.75	1.26		18	3.26	1.35
	5	2.97	1.26		19	2.80	1.30
	6	2.97	1.54		S坑	20	2.95
	7	2.97	1.37	21		2.95	1.52
	8	2.97	1.22	22		2.67	1.34
	N坑	9	2.98	1.36	S本坑	23	2.98
10		2.98	1.45	24		3.31	1.46
11		3.31	1.45	Y=425坑	29	2.96	1.45
12		2.97	1.27				
13		2.66	1.19				
14		2.55	1.19				
N斜坑	15	2.97	1.39				

NW-SE方向
NE-SW方向

試掘坑内における弾性波測定結果(屈折波法)

1.5 [補足] PS検層（サスペンション法）実施箇所（発電用原子炉施設設置位置付近）

追加

- 発電用原子炉施設設置位置付近におけるPS検層（サスペンション法）実施孔とデータ取得孔の位置を示す。

参考資料1：解析用物性値の設定根拠

1. 1 岩盤分類
1. 2 物理特性
1. 3 強度特性
1. 4 静的変形特性
1. 5 動的変形特性
1. 6 地殻変動量の算定に用いる断層パラメータ及び地下構造モデル

1.6 地殻変動量の算定に用いる断層パラメータ及び地下構造モデル

平成31年3月19日
まとめ資料
TJ-015改(P-140)再掲

- 地殻変動量の算定に用いる断層パラメータは、基本的に検討用地震動の評価における断層モデルの諸元を用いるが、断層のすべり角については、敷地における地殻変動量を保守的に評価するため90度に設定した。
- 地下構造モデルは、各種試験結果及び文献等を基に設定した。

断層パラメータ

項目		竹木場断層	城山南断層
断層諸元	走向(度)	194.8	118.6
	傾斜角(度)	60	60
	すべり角(度)	90	270
	断層上端深さ(km)	3	3
	断層長さ(km)	19.7	19.7
	断層幅(km)	19.7	19.7
すべり量 (cm)	アスペリティ	131.2	131.2
	背景領域	50.8	50.8

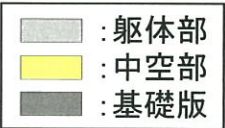
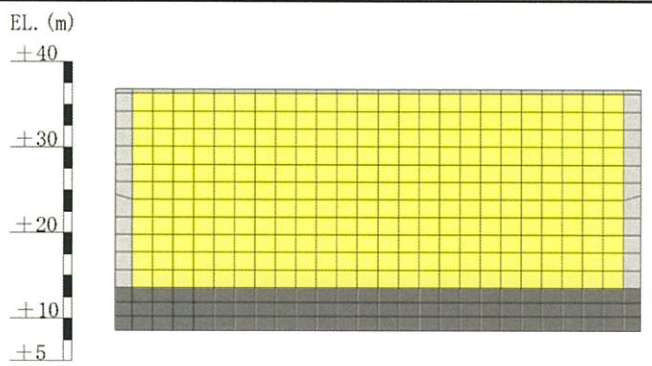
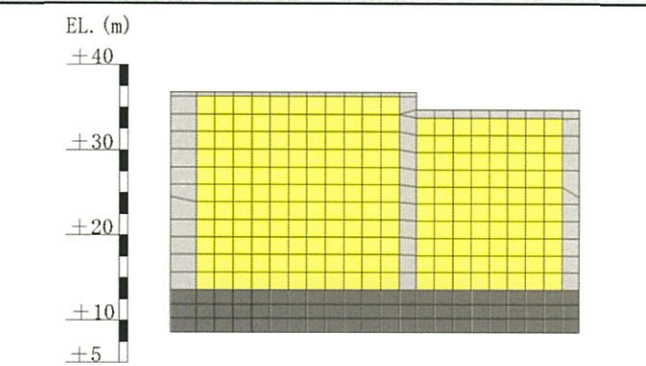
地下構造モデル

層上面(km)	密度(g/cm ³)	Vp(km/s)	Vs(km/s)	設定根拠
0.00(解放基盤表面)	2.35	3.00	1.35	試掘坑内弾性波試験
-0.035	2.35	3.44	1.57	
-0.085	2.35	3.47	1.73	
-0.135	2.35	3.65	1.77	PS検層
-0.185	2.40	4.00	2.10	
-1.789	2.60	5.50	3.10	地震調査委員会
-3.00	2.70	5.90	3.50	
-20.00	3.00	6.60	3.80	
-33.00	3.30	7.60	4.30	

【 参 考 資 料 】

- 参考資料1 : 解析用物性値の設定根拠
- 参考資料2 : 建屋モデルの解析用物性値**
- 参考資料3 : 周辺斜面に関する参考資料
- 参考資料4 : 安定性評価に関する参考資料
- 参考資料5 : マンメイドロック(コンクリート)の強度特性及び
評価の考え方
- 参考資料6 : 参考文献

2 建屋モデルの解析用物性値

		$X_{SC}-X_{SC}'$ 断面		Y_S-Y_S' 断面	
使用済燃料 乾式貯蔵建屋モデル 					
建屋重量 (kN)	躯体部	139,000	276,000		
	中空部	469,000 (71,000)*	332,000 (71,000)*		
	基礎版	352,000	352,000		
	計	960,000	960,000		
解析用物性値	単位体積重量 (kN/m ³)	躯体部・基礎版	24.0	24.0	
		中空部	7.53	6.12	
	動せん断弾性係数 (kN/m ²)	躯体部・基礎版	9.46×10^6	9.46×10^6	
		中空部	1.39×10^6	0.61×10^6	
[参考] 重心標高 (基礎版除く)		EL. 25.6m	EL. 25.4m		

* ()内は割増設定した使用済燃料乾式貯蔵容器(貯蔵架台含む)の重量を記載

【 参 考 資 料 】

- 参考資料1 : 解析用物性値の設定根拠
- 参考資料2 : 建屋モデルの解析用物性値
- 参考資料3 : 周辺斜面に関する参考資料**
- 参考資料4 : 安定性評価に関する参考資料
- 参考資料5 : マンメイドロック(コンクリート)の強度特性及び
評価の考え方
- 参考資料6 : 参考文献

参考資料3 : 周辺斜面に関する参考資料

3. 1 周辺斜面のスクリーニングに関する参考資料

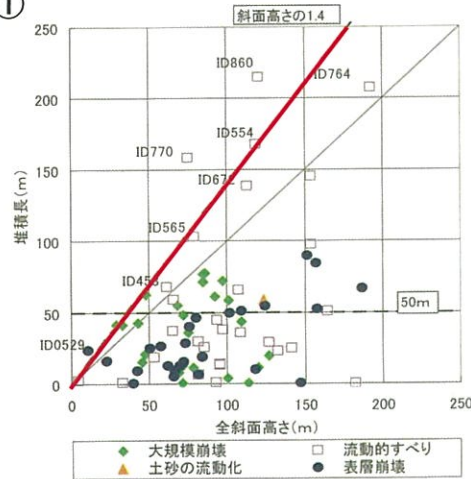
3. 2 対象施設設置位置付近における斜面

3.1 周辺斜面のスクリーニングに関する参考資料

斜面崩壊土砂の到達距離について【各種文献での記載】

文献名	記載内容	到達距離	対象斜面
①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	2004年新潟県中越地震による斜面崩壊事例からの分析結果	1. 4 H (斜面高×1.4倍) あるいは50m	自然斜面
②土質工学ハンドブック	昭和44年～49年の崖崩れの事例収集	1. 4 H (斜面高×1.4倍)	
③土木工学ハンドブック	1972～1982年に発生した急傾斜地3500地区の調査結果	0.55～0.79 H (崩壊高×0.55～0.79倍)	
④土砂災害防止法	土砂災害警戒区域	2. 0 H (斜面高×2.0倍) ただし、50mを超える場合は50m	
⑤宅地防災マニュアルの解説	急傾斜地崩壊危険箇所の考え方	2. 0 H (斜面高×2.0倍) 概ね50mを限度	

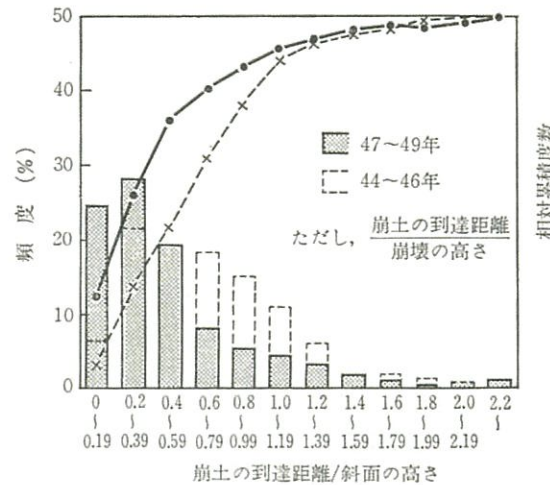
文献①



・ JEAGによる「堆積長50m」と「斜面高さの1.4倍」の分析データは地震時だけのデータではない(降雨など)ため、地震のみの崩壊事例として、2004年新潟県中越地震による斜面崩壊の事例について分析。

・ その結果、「50m」及び「斜面高さの1.4倍」を超えるのは2.2%であり、JEAGで示されている基準は十分保守的な値

文献②



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

文献③

表-5.2 斜面構成土質ごとの崩壊規模(平均値)(1978～1982年)⁽¹⁴⁾
 Magnitude of failures versus material (average):
 1978 to 1982)

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

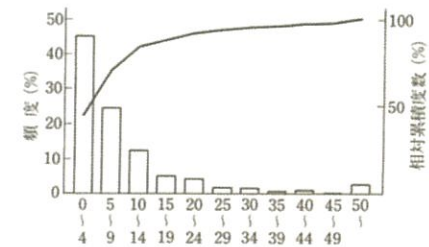
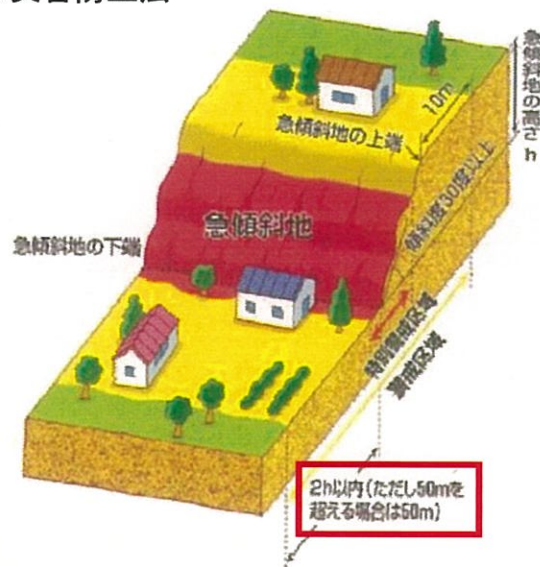


図-5.4 崩土の到達距離 (m) (1972～1982年)⁽¹⁴⁾

3.1 周辺斜面のスクリーニングに関する参考資料

平成31年3月19日
まとめ資料
TJ-015改(P-149)一部修正

④ 土砂災害防止法



土砂災害警戒区域・特別警戒区域

土砂災害警戒区域

急傾斜地の崩壊等が発生した場合に、住民等の生命又は身体に危害が生じるおそれがあると認められる区域であり、危険の周知、警戒避難体制の整備が行われます。

土砂災害特別警戒区域

急傾斜地の崩壊等が発生した場合に、建築物に損壊が生じ住民等の生命又は身体に著しい危害が生ずるおそれがあると認められる区域で、特定の開発行為に対する許可制、建築物の構造規制等が行われます。

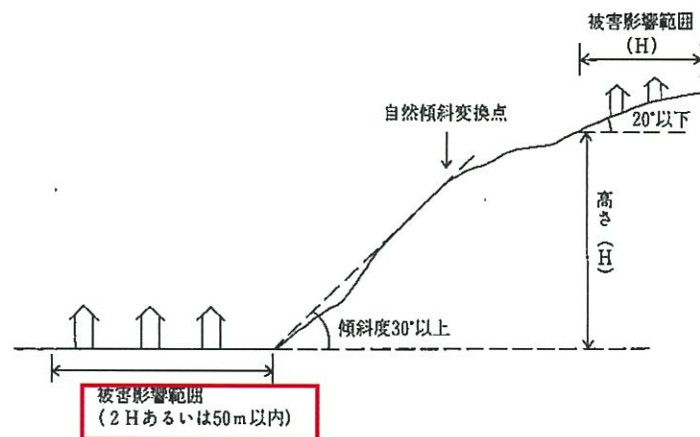
⑤ 宅地防災マニュアルの解説

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

【危険箇所としての要件】

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

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



図X.1 急傾斜地崩壊危険箇所の要件

- ①～③より、到達距離50mあるいは1.4Hは崩壊事例をもとにした基準であり合理的な設定である。
- ④、⑤で示された到達距離2.0Hについては、警戒範囲を示したものであり、裕度を持たせて設定されたものである。また、到達距離は概ね50mが限度と記載されている。
- 以上より、対象施設と周辺斜面の離隔距離が法尻から50mの範囲以内、あるいは法尻から1.4H(斜面高さ×1.4)の範囲内の周辺斜面を評価対象斜面として選定する。

参考資料3 : 周辺斜面に関する参考資料

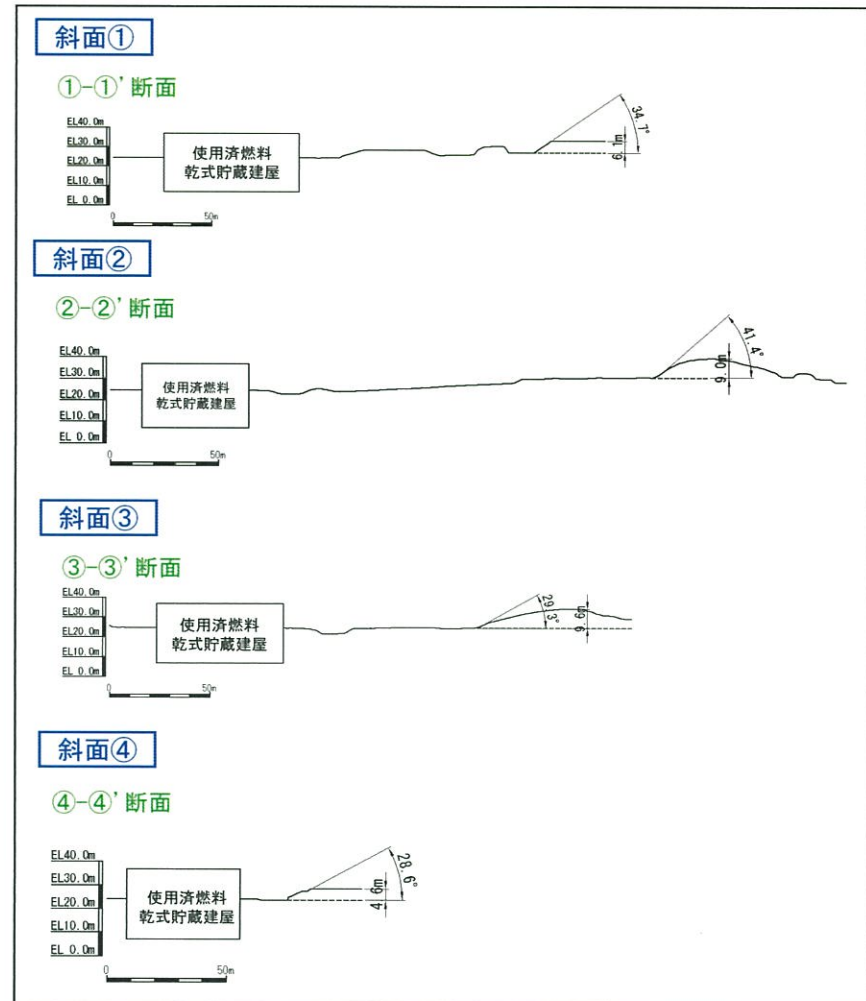
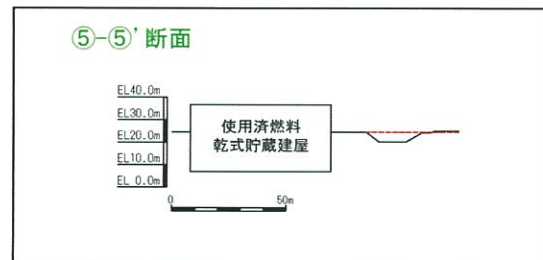
- 3. 1 周辺斜面のスクリーニングに関する参考資料
- 3. 2 対象施設設置位置付近における斜面

3.2 対象施設設置位置付近における斜面

- 対象施設の周辺には、4箇所の斜面(斜面①～④)が存在する。
- 斜面④は、水平面とのなす角度が30度未満、かつ、斜面高さが5m未満であることから周辺斜面ではないと判断し、斜面①～③を周辺斜面として抽出した。



対象施設設置位置付近の斜面位置図



【 参 考 資 料 】

- 参考資料1 : 解析用物性値の設定根拠
- 参考資料2 : 建屋モデルの解析用物性値
- 参考資料3 : 周辺斜面に関する参考資料
- 参考資料4 : 安定性評価に関する参考資料**
- 参考資料5 : マンメイドロック(コンクリート)の強度特性及び
評価の考え方
- 参考資料6 : 参考文献

4.1 断層の代表性

■ 断層の解析用物性値は、連続性を有するとともに、破碎幅が大きい、G-1断層で代表させる。

【断層の連続性】

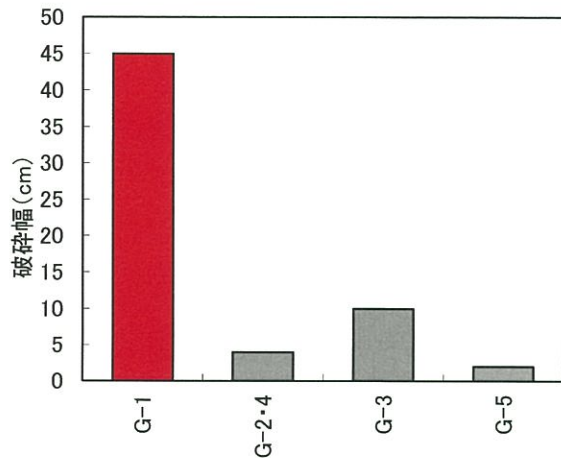
評価対象断面に出現する断層のうち、すべり線を形成するような連続した断層はG-1断層のみ

【断層の破碎幅】

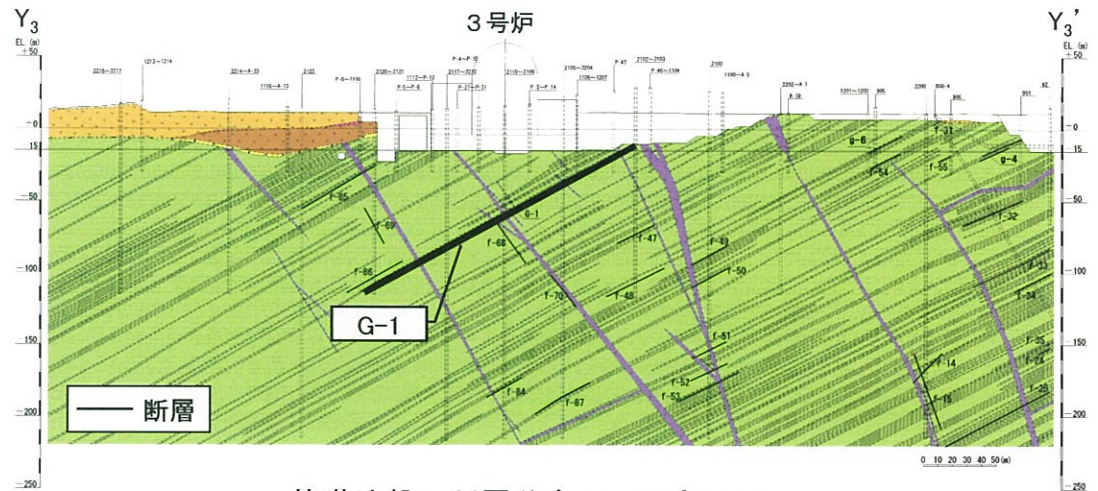
試掘坑で確認された断層のうち、G-1断層の破碎幅が最も大きい

断層の分布状況及び規模から、基礎地盤のすべり安全率に支配的なすべりはG-1断層を通ると想定される

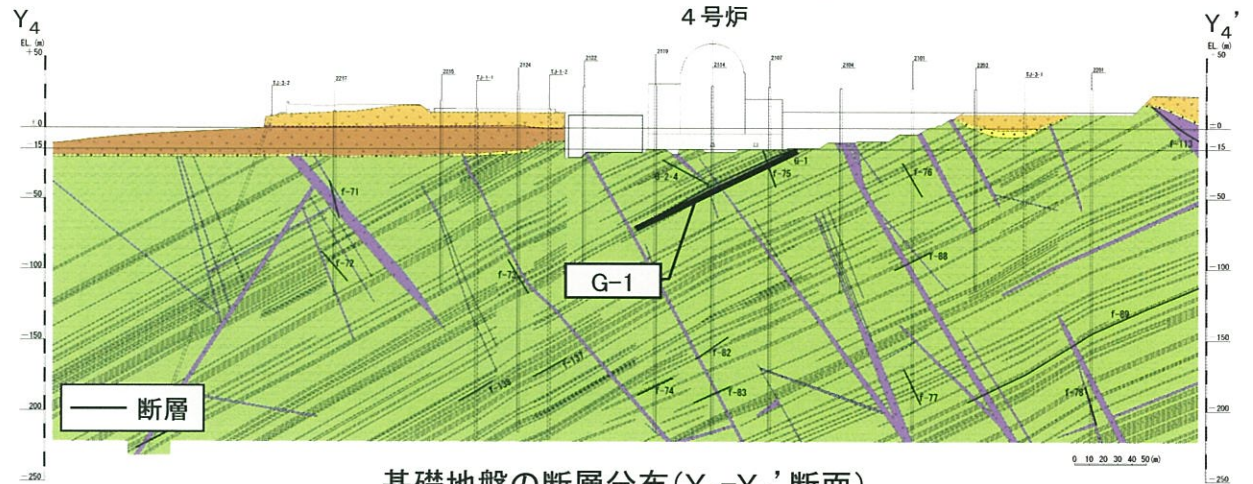
断層の物性値をG-1断層で代表



試掘坑にて出現する断層の破碎幅(最大値)



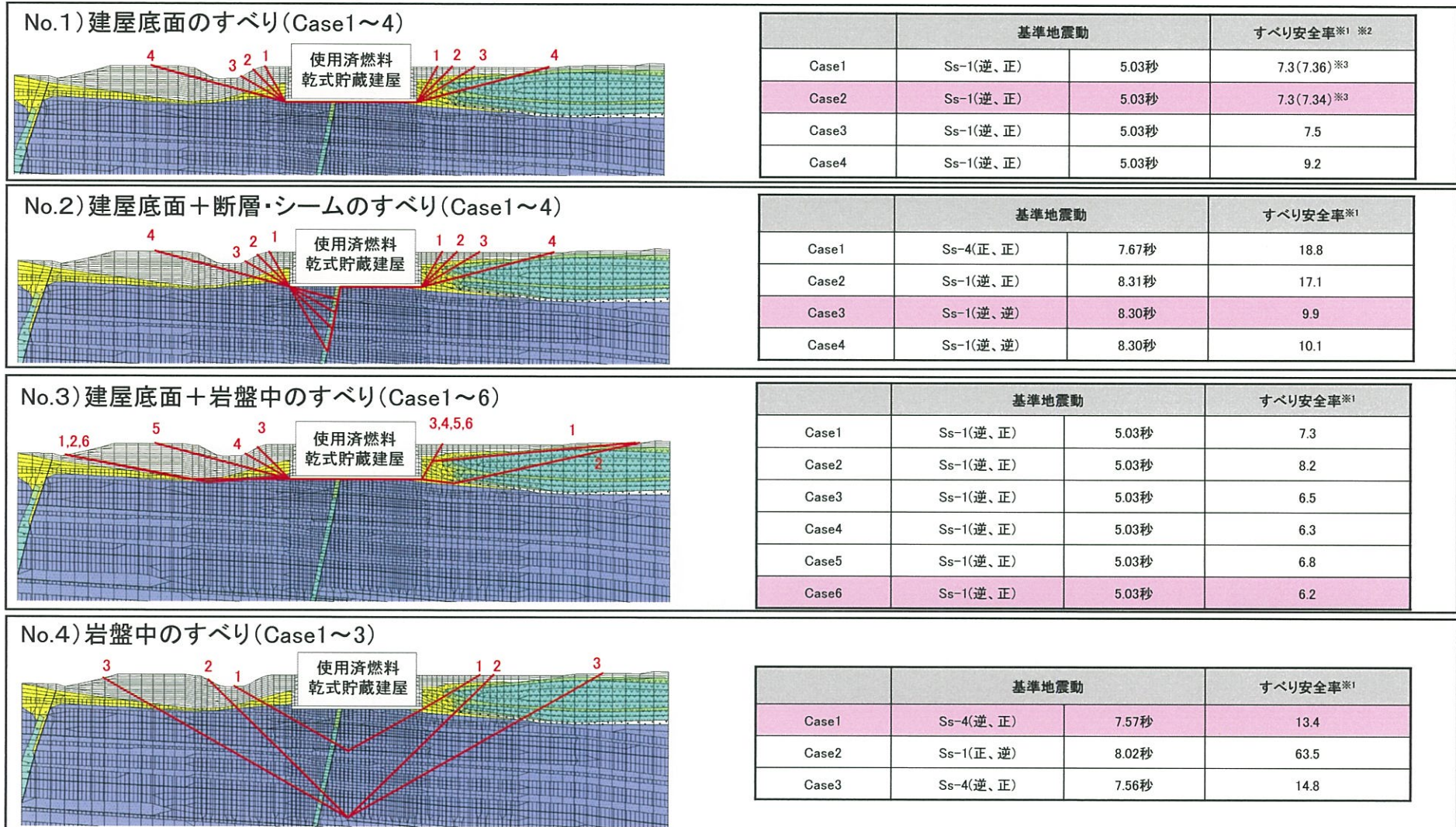
基礎地盤の断層分布(Y₃-Y₃'断面)



基礎地盤の断層分布(Y₄-Y₄'断面)

4.2 すべり安全率のケーススタディ結果 (X_{SC}-X_{SC}' 断面)

- No.1,2については、建屋基礎の端点からのすべり線の切り上がり角度を15° ずつ変化させ最小となる安全率を確認した。
- No. 3については、岩盤中の不安定領域(引張破壊・せん断破壊等が生じた要素)を通るすべり線についてモビライズド面等も考慮しすべり線のケーススタディを実施した。
- No. 4については、岩盤のすべり線のケーススタディとして深度方向を変化させすべり線を選定した。



※1 すべり安全率は、基準地震動Ss-1~5(反転含む)にて算出した値のうち最小を示すものを記載。

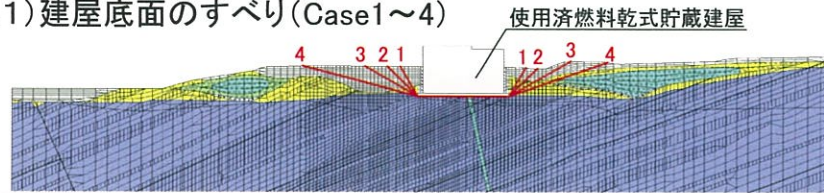
※2 切り上がりを考慮しない建屋底面のみすべり安全率は5.7。

※3 ()内はすべり安全率を小数点第2位まで表示。

4.2 すべり安全率のケーススタディ結果 ($Y_S - Y_S'$ 断面)

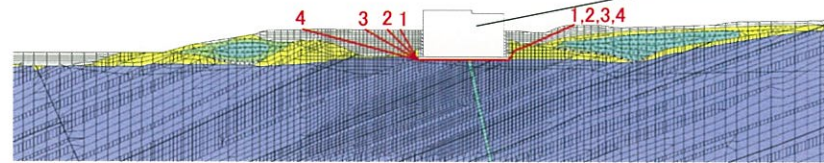
- No.1については、建屋基礎の端点からのすべり線の切り上がり角度を 15° ずつ変化させ最小となる安全率を確認した。
- No. 2,3については、シームによる切り上がりを固定し、建屋底面を通り建屋基礎の端点からの切り上がりのケーススタディとシームから岩盤を通り切り上がるケーススタディを実施した。
- No. 4については、断層・シームを通り岩盤中を切り上がるケーススタディに加え、複数の断層・シームを通るすべり線の組合せについて検討した。

No.1) 建屋底面のすべり (Case1~4)



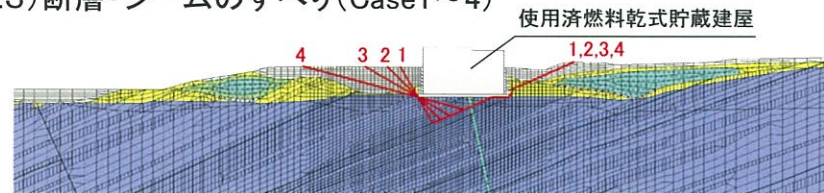
	基準地震動		すべり安全率 ^{※1} ^{※2}
Case1	Ss-4(正, 正)	7.54秒	4.7(4.77) ^{※3}
Case2	Ss-4(正, 正)	7.54秒	4.7(4.73) ^{※3}
Case3	Ss-4(正, 正)	7.54秒	4.8
Case4	Ss-4(正, 正)	7.54秒	6.3

No.2) 建屋底面+断層・シームのすべり (Case1~4) 使用済燃料乾式貯蔵建屋



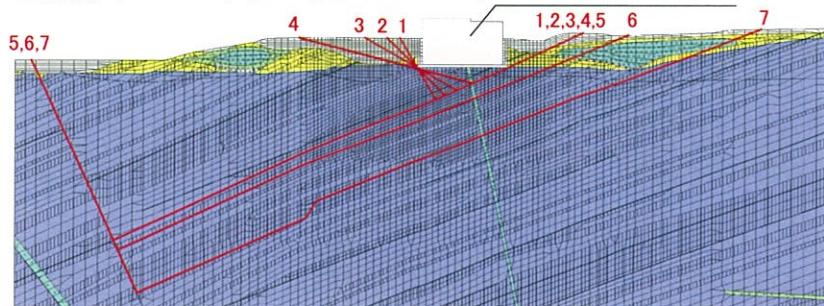
	基準地震動		すべり安全率 ^{※1}
Case1	Ss-4(正, 正)	7.54秒	5.0
Case2	Ss-4(正, 正)	7.54秒	4.7
Case3	Ss-4(正, 正)	7.54秒	4.6
Case4	Ss-4(正, 正)	7.55秒	5.3

No.3) 断層・シームのすべり (Case1~4)



	基準地震動		すべり安全率 ^{※1}
Case1	Ss-4(正, 正)	7.54秒	8.1
Case2	Ss-4(正, 正)	7.54秒	5.1
Case3	Ss-4(正, 正)	7.54秒	4.0
Case4	Ss-4(正, 正)	7.54秒	4.5

No.4) 断層・シームのすべり (Case1~7) 使用済燃料乾式貯蔵建屋



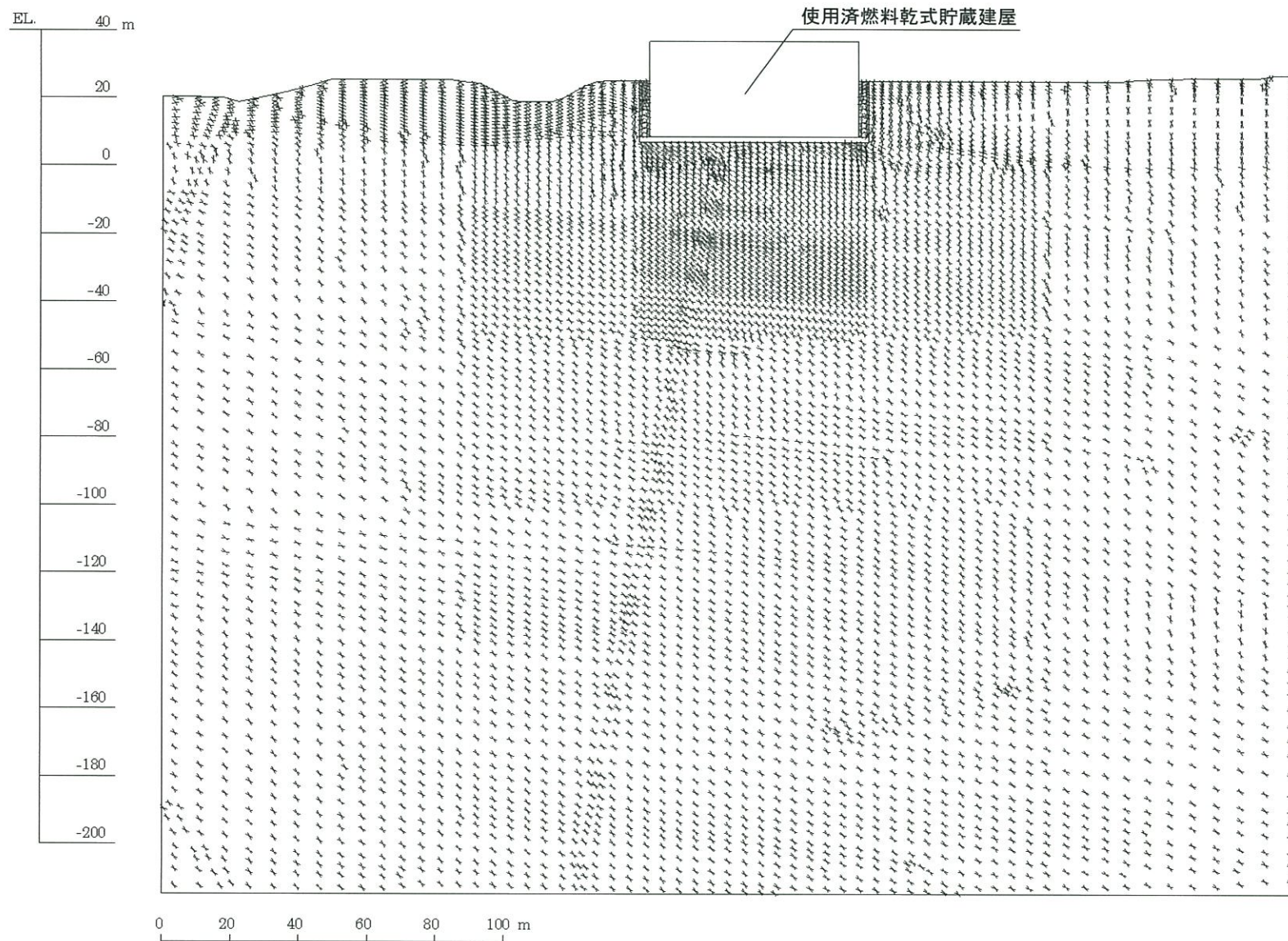
	基準地震動		すべり安全率 ^{※1}
Case1	Ss-5NS(逆, 逆)	7.04秒	11.9
Case2	Ss-4(正, 正)	7.54秒	7.5
Case3	Ss-4(正, 正)	7.54秒	5.3
Case4	Ss-4(正, 正)	7.54秒	6.0
Case5	Ss-5NS(逆, 正)	6.99秒	3.9
Case6	Ss-5NS(逆, 逆)	7.01秒	4.8
Case7	Ss-1(正, 逆)	8.22秒	2.5

※1 すべり安全率は、基準地震動Ss-1~5(反転含む)にて算出した値のうち最小を示すものを記載。

※2 切り上がりを考慮しない建屋底面のみすべり安全率は4.0。

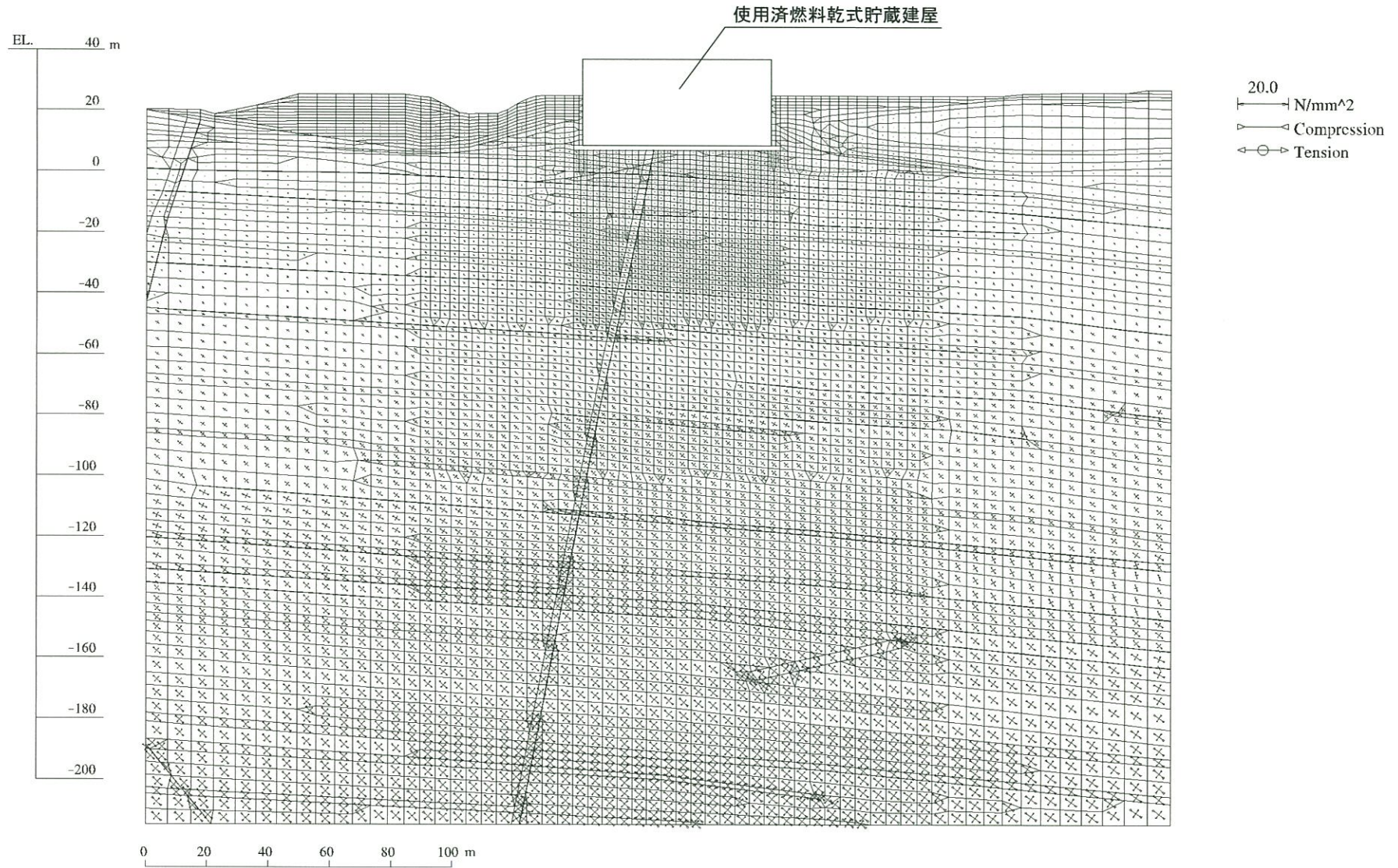
※3 ()内はすべり安全率を小数点第2位まで表示。

・ モビライズド面 ($X_{SC}-X_{SC}'$ 断面)



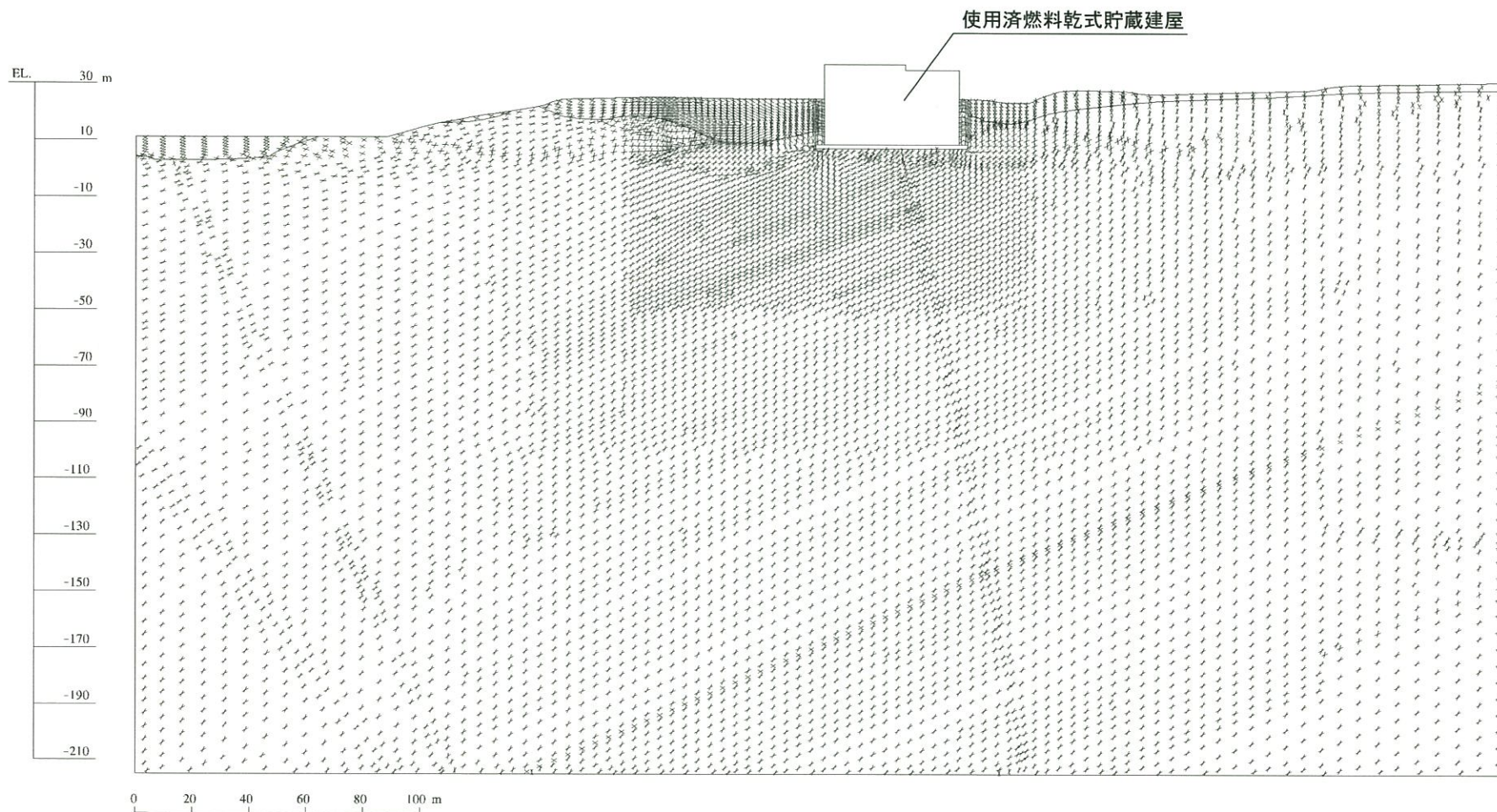
最小すべり安全率発生時刻のモビライズド面 ($X_{SC}-X_{SC}'$ 断面、 S_s-1 、5.03秒)

主応力図 ($X_{SC}-X_{SC}'$ 断面)



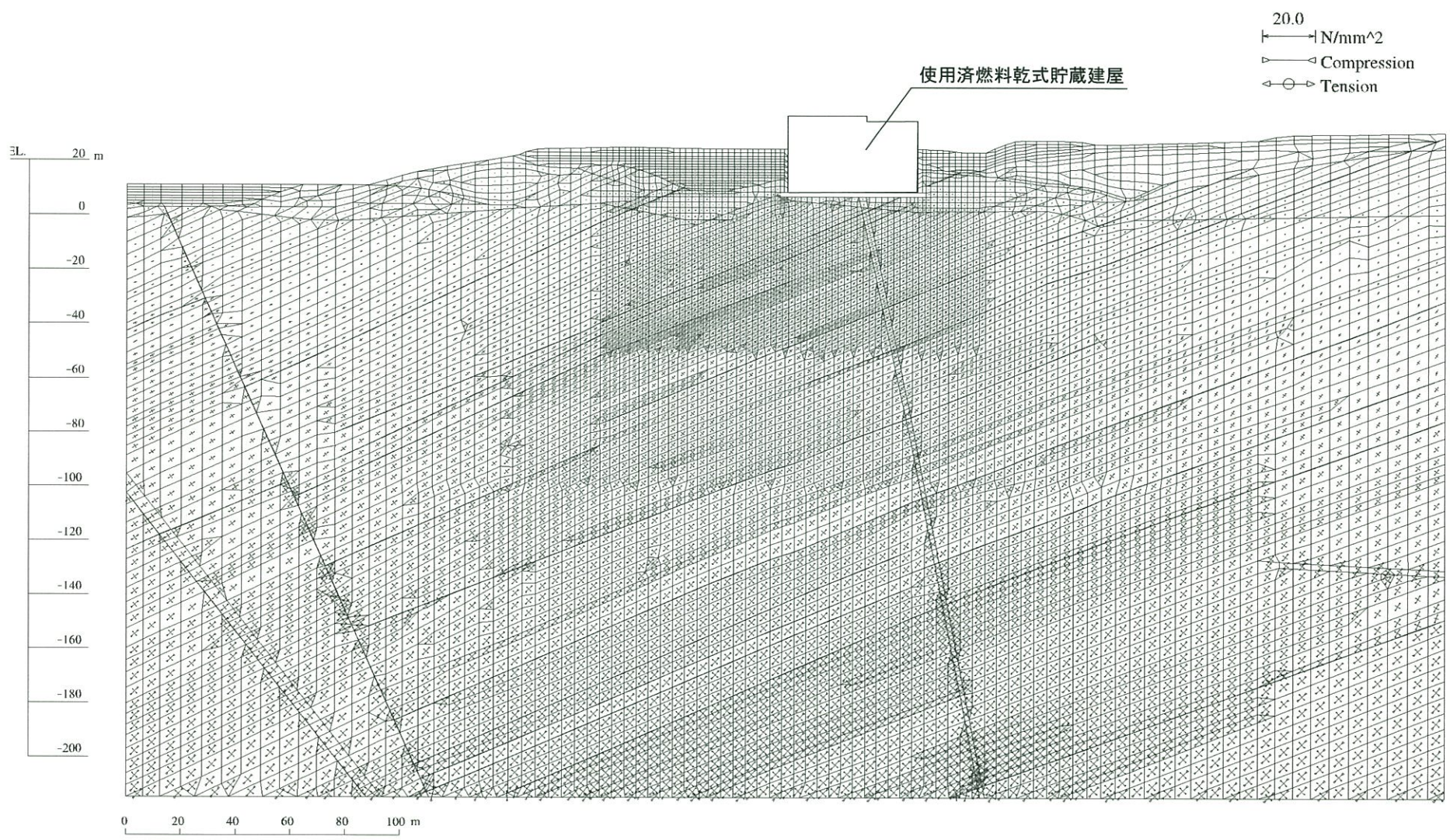
最小すべり安全率発生時刻の主応力図 ($X_{SC}-X_{SC}'$ 断面、Ss-1、5.03秒)

・ モビライズド面 (Y_S - Y_S' 断面)



最小すべり安全率発生時刻のモビライズド面 (Y_S - Y_S' 断面、 S_s -1、8.22秒)

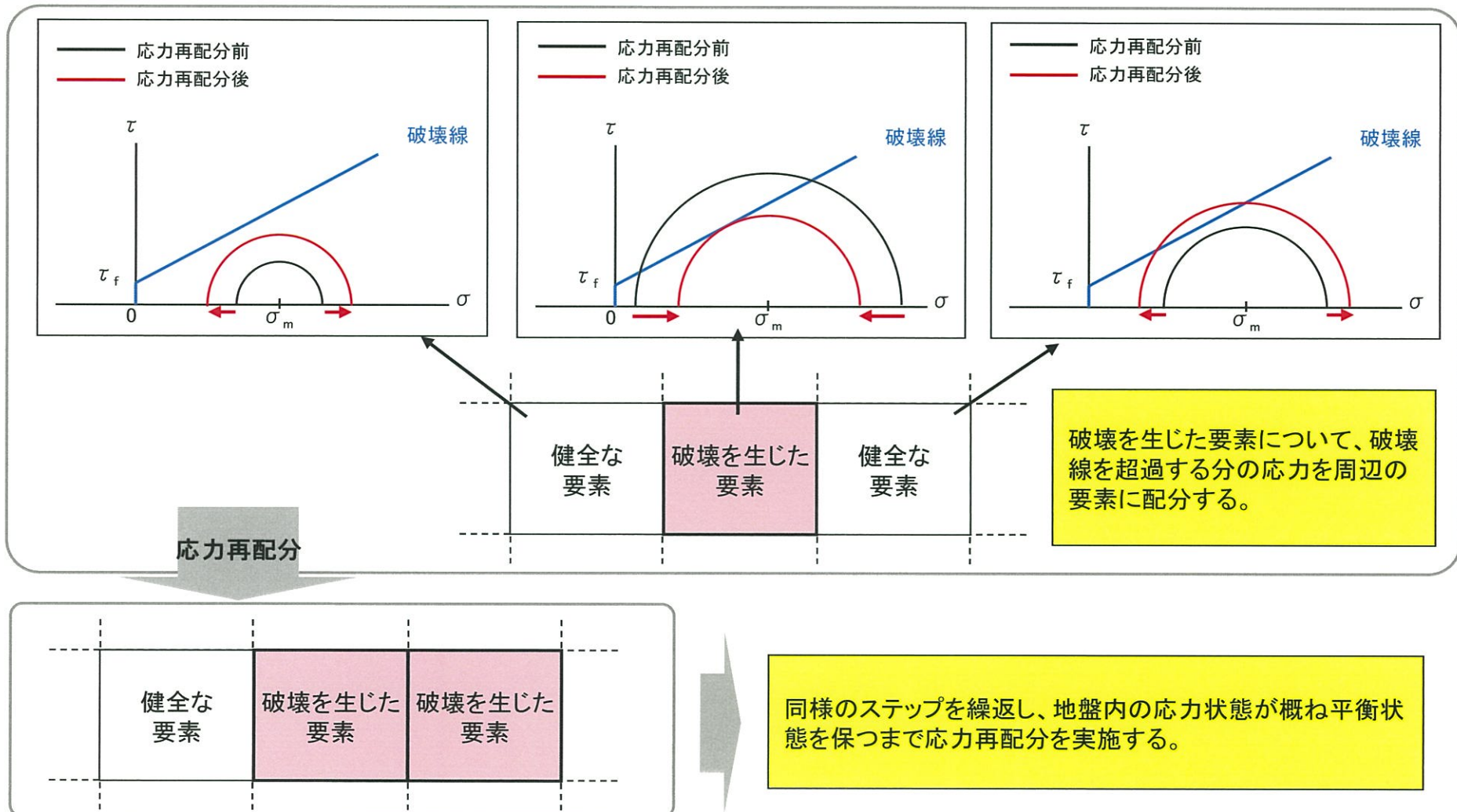
主応力図 ($Y_S - Y_S'$ 断面)



最小すべり安全率発生時刻の主応力図 ($Y_S - Y_S'$ 断面、Ss-1、8.22秒)

4.3 進行性破壊等についての検討(応力再配分について)

- 局所的な岩盤等の破壊が、すべり安全率に顕著な影響を与えない事を確認するため、最小すべり安全率を示す時間における応力状態を基に、応力再配分を実施。
- 応力再配分は、引張応力、あるいはせん断応力が岩盤のせん断強度を超える要素について、その差分応力を考慮して以下に示すステップを繰り返し、周辺地盤への進行性破壊等の影響を考慮する。

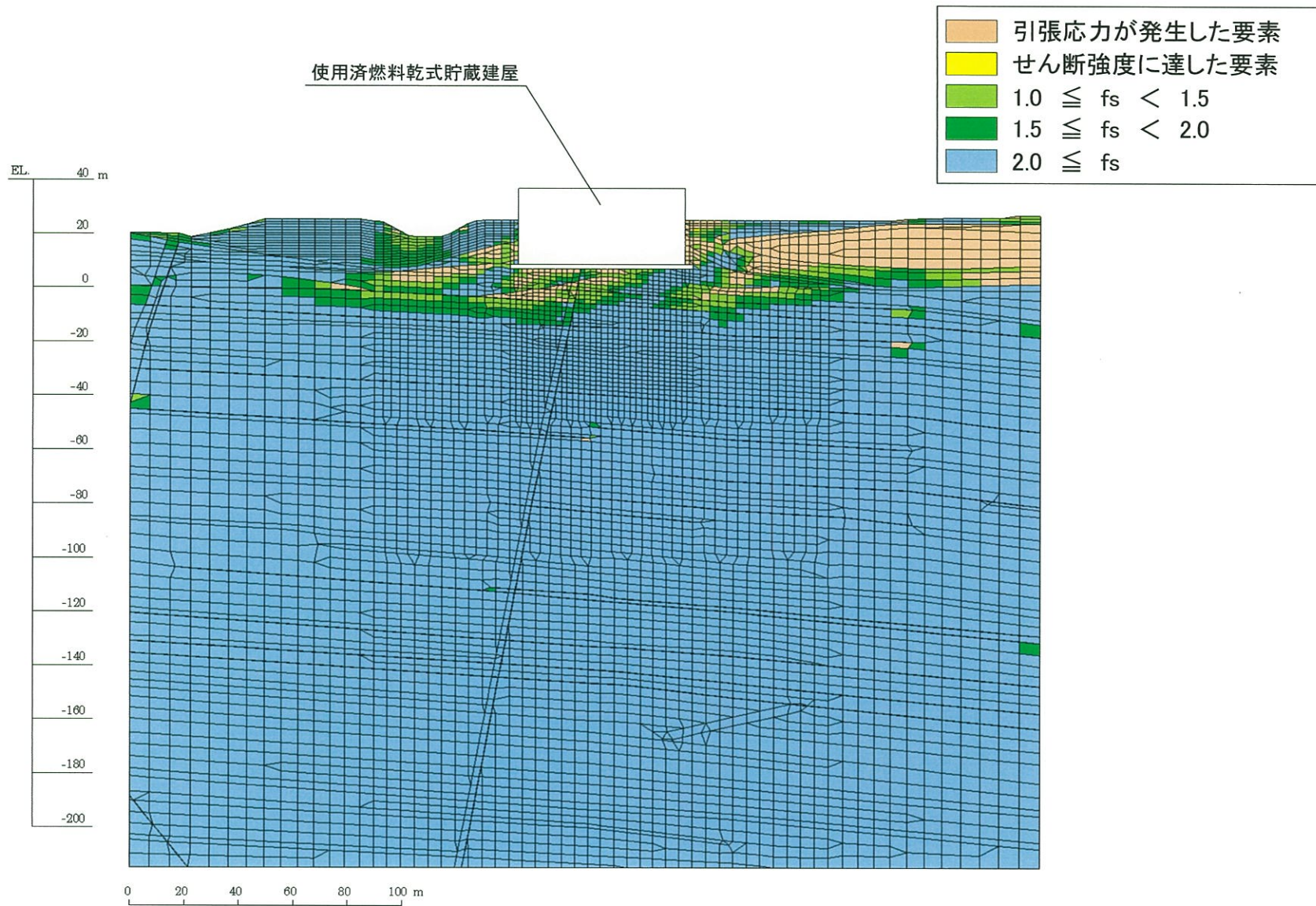


応力再配分のイメージ



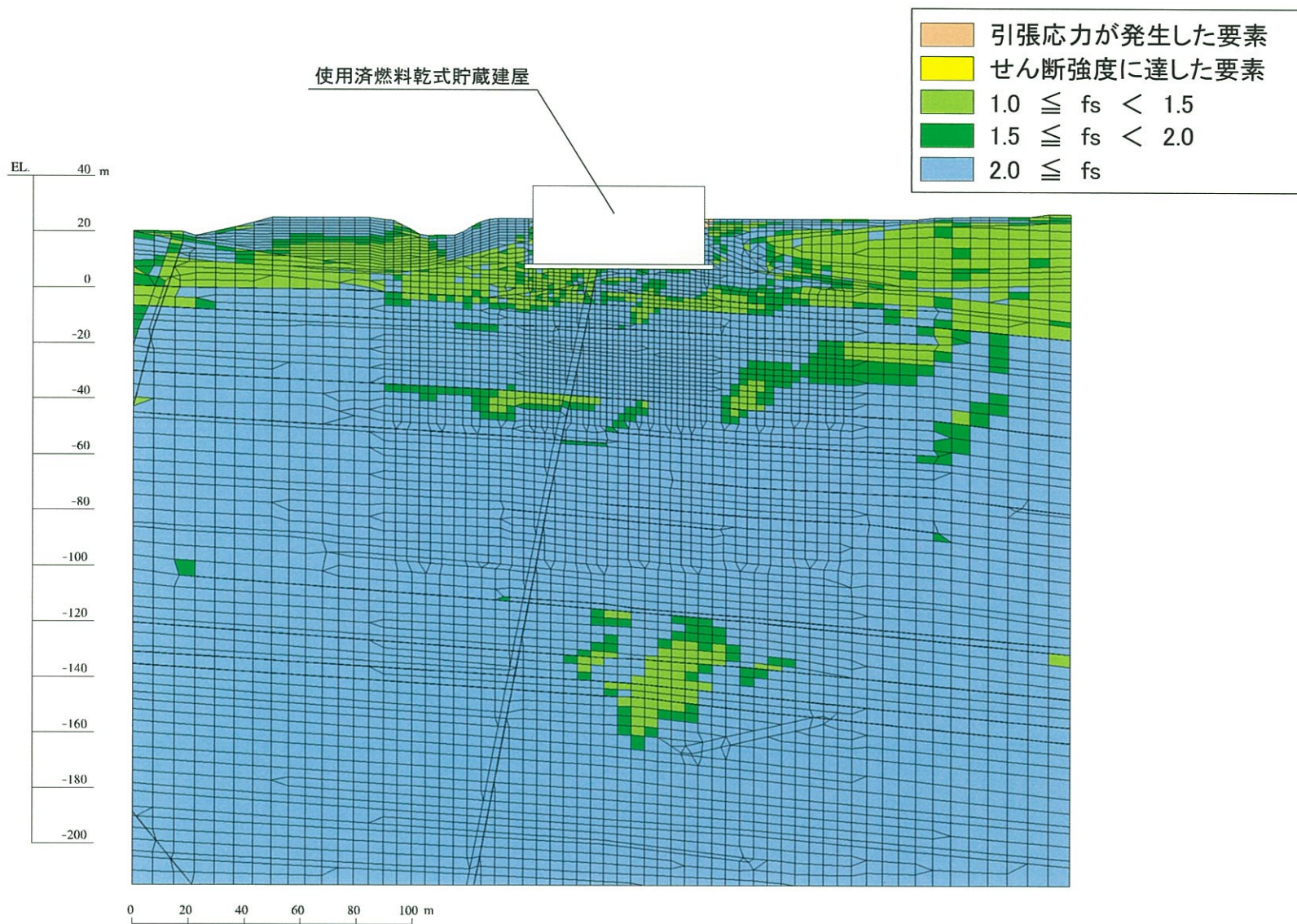
(余 白)

・ すべり安全率最小時間における局所安全係数 ($X_{SC}-X_{SC}'$ 断面)



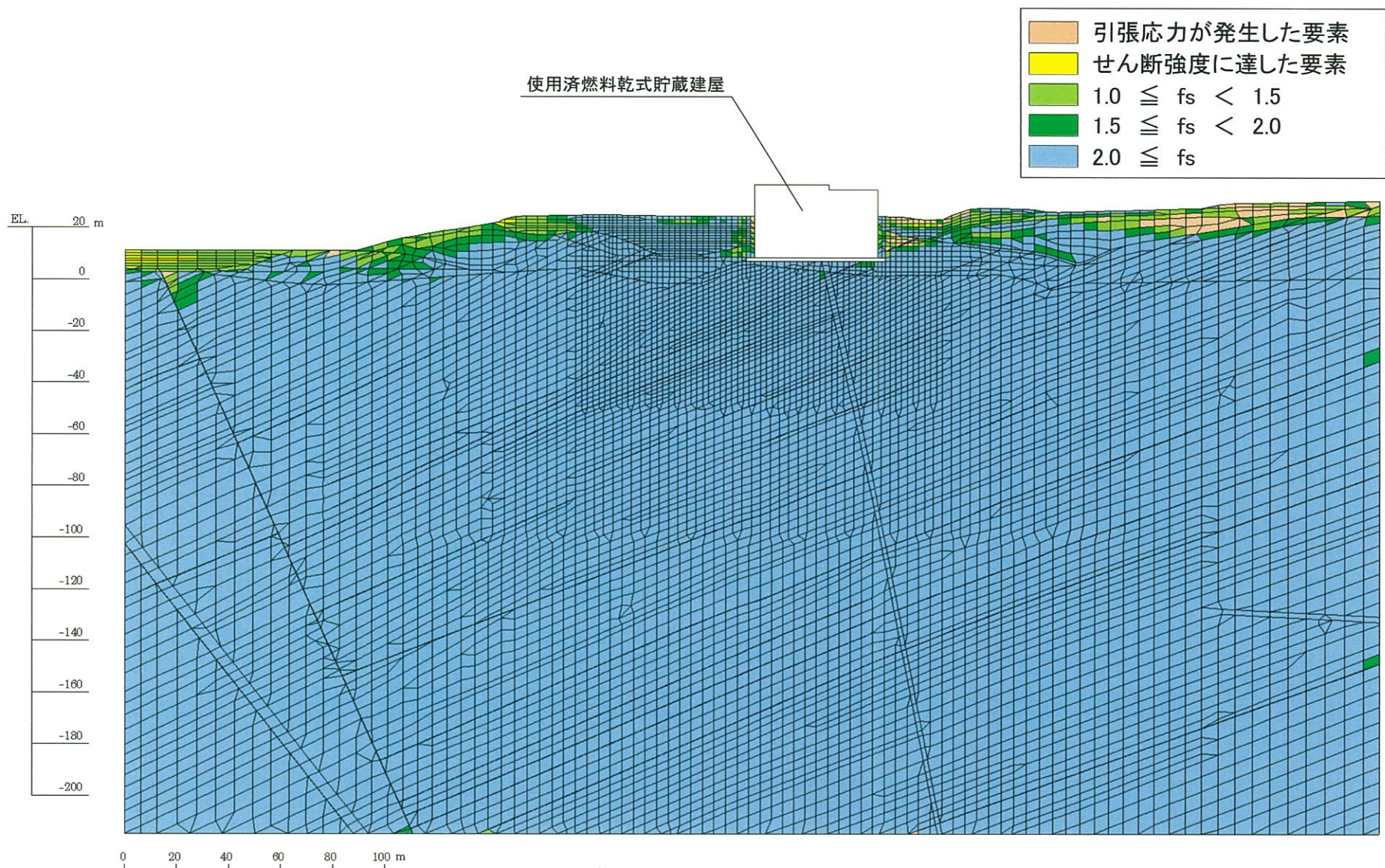
最小すべり安全率発生時刻の局所安全係数図 ($X_{SC}-X_{SC}'$ 断面、 S_s-1 、5.03秒) (応力再配分前)

・ すべり安全率最小時間における局所安全係数($X_{SC}-X_{SC}'$ 断面)



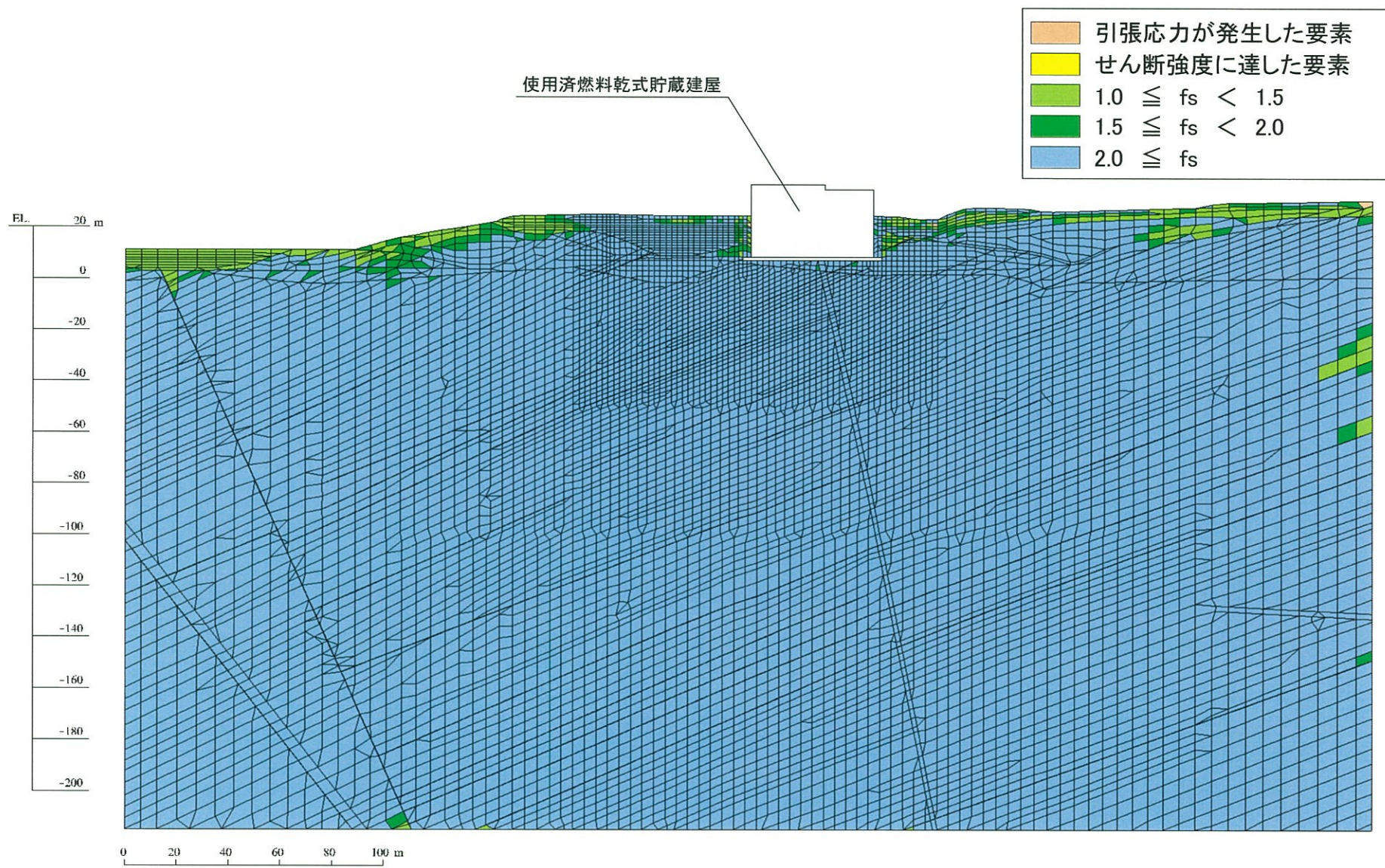
最小すべり安全率発生時刻の局所安全係数図($X_{SC}-X_{SC}'$ 断面、 S_s-1 、5.03秒) (応力再配分後)

・ すべり安全率最小時間における局所安全係数 (Y_S-Y_S' 断面)



最小すべり安全率発生時刻の局所安全係数図 (Y_S-Y_S' 断面、 S_s-1 、8.22秒) (応力再配分前)

すべり安全率最小時間における局所安全係数 ($Y_S - Y_S'$ 断面)



最小すべり安全率発生時刻の局所安全係数図 ($Y_S - Y_S'$ 断面、 S_s-1 、8.22秒) (応力再配分後)

【 参 考 資 料 】

- 参考資料1 : 解析用物性値の設定根拠
- 参考資料2 : 建屋モデルの解析用物性値
- 参考資料3 : 周辺斜面に関する参考資料
- 参考資料4 : 安定性評価に関する参考資料
- 参考資料5 : マンメイドロック(コンクリート)の強度特性及び
評価の考え方**
- 参考資料6 : 参考文献

5 マンメイドロック(コンクリート)の強度特性及び評価の考え方

追加

- コンクリート標準示方書に基づき、コンクリートの圧縮強度から算出したマンメイドロック※1のせん断強度(3.6N/mm²)は、マンメイドロック直下に分布する岩盤のせん断強度(砂岩(A)②級:0.84N/mm²、頁岩(A)②級:0.67N/mm²)に比べて大きい。
- マンメイドロックの支持力(18.0N/mm²)は、マンメイドロック直下の岩盤の支持力(13.7N/mm²)に比べて大きい。
- 以上より、マンメイドロックの強度特性は、マンメイドロック直下の岩盤の強度特性より大きいことから、すべり安全率及び基礎の支持力の算定では、保守的にマンメイドロック直下の岩盤にて評価を実施する。

※1 マンメイドロックの設計基準強度は18.0N/mm²

マンメイドロックの強度特性

	マンメイドロック
せん断強度 (N/mm ²)	3.6 (18.0 × 1/5)
支持力(圧縮強度) (N/mm ²)	18.0

岩盤の強度特性

	砂岩(A)②級	頁岩(A)②級
せん断強度※2 (N/mm ²)	0.84	0.67
支持力※3 (N/mm ²)	13.7	13.7

※2 せん断強度 τ_0 を採用

※3 ②級を対象とした支持力試験結果から算出した極限支持力

(参考) コンクリートのせん断強度の考え方

コンクリート標準示方書[2007年度制定 ダムコンクリート編 P.40]

ダムコンクリートのせん断強度は、ダムコンクリートが等方体と考えられる場合には、設計計算上必要なパラメータとならないが、水平打継目におけるせん断摩擦安全率を検討する場合には、水平打継目のせん断強度が必要となる。水平打継目のせん断強度は打継目処理の方法によって大きく変化するが、丁寧な打継目処理を施した場合、水平打継目のせん断強度はダムコンクリート自身のせん断強度とほぼ等しい値を示す。この値はダムコンクリートの圧縮強度のおよそ 1/5 である。

【 参 考 資 料 】

- 参考資料1 : 解析用物性値の設定根拠
- 参考資料2 : 建屋モデルの解析用物性値
- 参考資料3 : 周辺斜面に関する参考資料
- 参考資料4 : 安定性評価に関する参考資料
- 参考資料5 : マンメイドロック(コンクリート)の強度特性及び
評価の考え方
- 参考資料6 : 参考文献**

- ・土木学会 原子力土木委員会：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>、2009年2月
- ・土質工学会編：土質工学ハンドブック、1982年
- ・土木学会編：第四版 土木工学ハンドブックⅡ、1989年
- ・土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律、平成十二年五月八日法律第五十七号
- ・宅地防災研究会：第二次改訂版 宅地防災マニュアルの解説、2007年12月
- ・土木学会：岩盤斜面の安定解析と計測、平成6年12月
- ・日本建築学会：原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2005年
- ・(社)日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針JEAG4601-2008、平成21年7月
- ・(社)日本電気協会：原子力発電所耐震設計技術指針JEAG4601-1987、昭和62年8月
- ・土木学会：2002年制定 コンクリート標準示方書〔耐震性能照査編〕、平成14年12月
- ・国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、平成11年10月
- ・Rongjiang Wang, Francisco Lorenzo Martin, Frank Roth: Computation of deformation induced by earthquakes in a multi-layered elastic crust - FORTRAN programs EDGRN/EDCMP, Computers & Geosciences 29, 2003.
- ・土木学会：2007年制定 コンクリート標準示方書〔ダムコンクリート編〕、平成20年3月