

島尻層群泥岩新里層分布地域における切土法面の の安定性に関する考察

(株)南城技術開発 井上英将

2. 対象箇所

対象となる切土法面区間

- No.223～230区間[※当初設計は他コンサルタント]
- No.237～242区間
- No.252～256区間

農地地すべり区域
地すべり分布地



1. はじめに

南部東道路の内、現在暫定供用を行っている、大城ダム周辺区間は、切土、盛土、橋梁より構成される。大城工区内での切土区間は大きく3箇所あり、これら切土設計に弊社が関与している。これら3区間は切土前設計段階では、特に崩れのリスクの可能性が低い斜面として設計されていた。ただし、3区間の内、2区間で、切土工施工中に不安定性の顕在化、または崩れが発生した。

ここでは、切土後の表層の劣化、各種要因の相違による切土法面の安定性の相違について整理した。

3. 発表の流れ

- ① H24, 25年、当初設計時点での考え方、方針
- ↓
- ② 切土後の法面表層のN値の変化
- ↓
- ③ 切土法面の安定性への関与が考慮される地形の相違(素因)
- ↓
- ④ 切土後の各法面の推移
- ↓
- ⑤ 新里層地盤での切土法面で確認された不安定状況(または要因)
- ↓
- ⑥ 参考計算(完全軟化強度を与えた地山が安定する勾配の試行計算)

①-(1) H24, 25年度, 当初設計時点の考え方 (推定)

(地質)

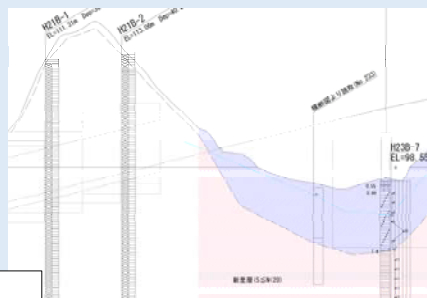
切土前の調査では、いずれの区間も新里層内ではN値5~10以上が確認された。

→地質的な不安定性要素はないものと判定

(地すべりとの関係)

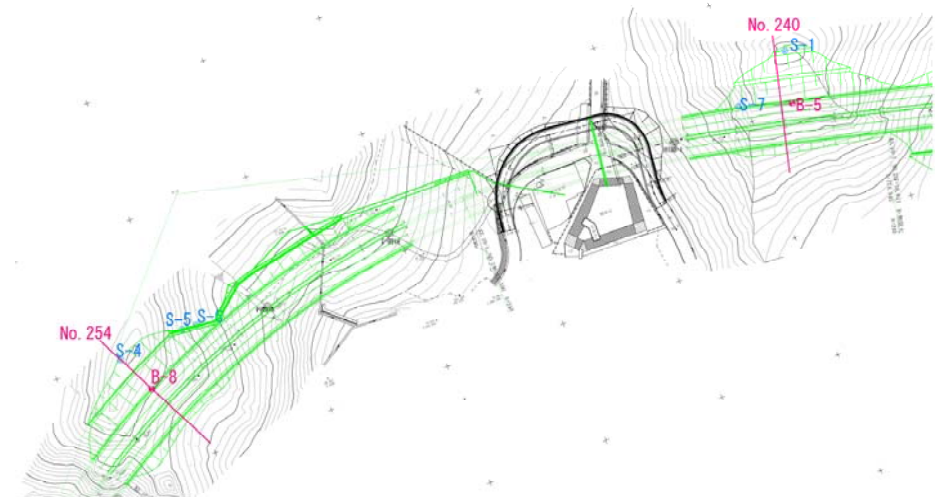
周辺では過去、地すべりが発生している。切土区間と重なる地すべりブロックは顕著には見られないものの、計画切土地の周辺には、地すべり~地すべり地形が分布する。

○No. 223~230区間



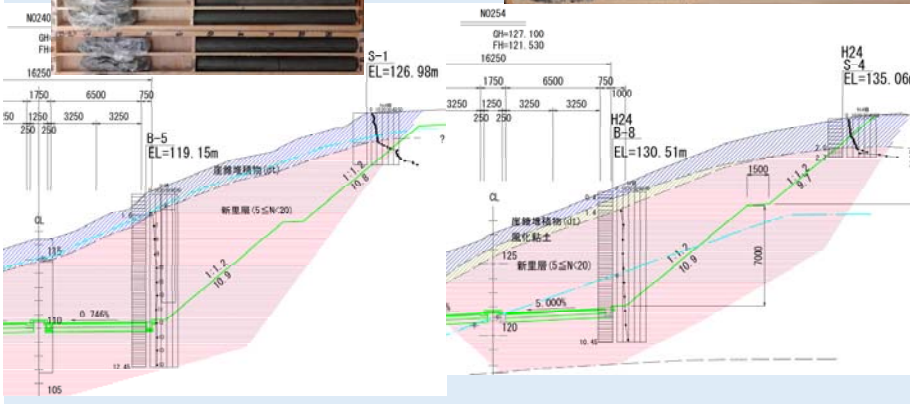
No. 223~230切土区間の設計時点の地質横断面なし。
既往データより“新里層5≦N<20”が分布するものと推察される。

- ・No.237~242区間
- ・No.252~256区間



- ・No.237~242区間
- ・No.252~256区間

新里層5≦N<20が分布、顕著な弱部なし



①-(2) H24, 25年度, 当初設計時点の考え方

切土法面の安定評価方法、適用強度

- ・安定した地山の土質定数:ピーク強度(土質試験結果)
- ・ゆるみ領域の土質強度 :完全軟化強度

☆	① 設計に用いる土質定数の土質定数	
☆	(1) 盛土の土質定数	95%確率の三軸圧縮試験(CU)を適用 完全軟化強度: $\phi=28^\circ$, $c=0.18 \text{ MN/m}^2$, $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ 完全軟化強度: $\phi=28^\circ$, $c=0.18 \text{ kN/m}^2$
☆	(2) 擁壁の裏込め・盛土の土質定数	95%確率の三軸圧縮試験(CU)を適用 完全軟化強度: $\phi=28^\circ$, $c=0.18 \text{ MN/m}^2$, $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ 完全軟化強度: $\phi=28^\circ$, $c=0.18 \text{ kN/m}^2$
★	(3) 自然斜面の土質定数	ゆるみ領域と比較的安定した地山に分けて土圧を算定する ・安定した地山の土質定数 ・ゆるみ領域の土質定数 ピーク強度(土質試験結果による) 完全軟化強度
—	(4) 自然斜面の安定性の調査	完全軟化強度を適用し、 $\phi=1.0$ の安全率を確保 ・前年度の完全軟化強度(既設強度) ・本年度の完全軟化強度(既設強度)
—	(5) 切土法面の安定性の調査	試験結果: $c=0.18 \text{ MN/m}^2$, $\phi=28^\circ$ (22%) "O"の値は既設強度 試験結果: $c=0.18 \text{ MN/m}^2$, $\phi=28^\circ$ (22%) "O"の値は既設強度
—	(6) 切土法面の安定性の調査	試験結果: $c=0.18 \text{ MN/m}^2$, $\phi=28^\circ$ (22%) "O"の値は既設強度 試験結果: $c=0.18 \text{ MN/m}^2$, $\phi=28^\circ$ (22%) "O"の値は既設強度

「第9回連絡会議資料」より引用

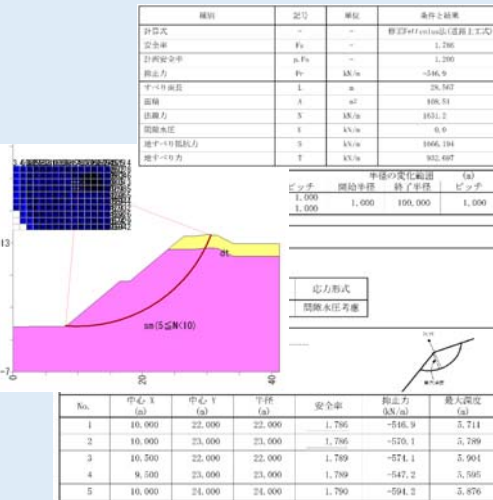
①-(3) H24, 25年度, 当初設計時点での定量的評価

切土前調査ボーリングではゆるみ領域はないため、ピーク強度を利用し、繰り返し円弧計算を実施。島尻層群泥岩の標準勾配である1:1.2で安全率は $F_s > 1.2$ となり、切土後法面は安全と評価される。

土質名	設計勾配 (度)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m)	単位体積重量 (kN/m³)	備考
沖積層粘土	2	0	0	0	試験結果
洪積層粘土	9	0	0	0	Terrazhi and Peak の推定式 $c=0, \phi=16$ の推定式
琉球石灰岩	314	40	98	95	20
炭質風化粘土	4	0	0	0	Terrazhi and Peak の推定式 $c=0, \phi=16$
与那原層泥岩 (風化部 N=20)	24	0	0	0	試験結果
与那原層泥岩 (風化部 20-30(N=20))	24	0	0	0	試験結果
与那原層泥岩 (風化部 N=20)	51	0	0	0	試験結果
砂質土	7	0	0	0	Terrazhi and Peak の推定式 $c=0, \phi=16$
砂質層泥岩 (風化部 N=20)	9	0	0	0	試験結果
砂質層泥岩 (風化部 20-30(N=20))	24	0	0	0	試験結果
砂質層泥岩 (風化部 N=20)	43	0	0	0	与那原層の試験結果
盛土材料 与那原層	0	0	0	0	30%緑泥の
盛土材料 新嘉坡	0	0	0	0	30%緑泥の

※1 設計に用いる島尻層群泥岩の土質定数
 ※2 室内土質試験結果より
 ※3 Terrazhi and Peak 式 $c=0, \phi=16$ を用いて算定する
 ※4 日本道路公団「道路調査方法」(平成14年3月) P41 土の単位体積重量より
 ※5 KEXCO「設計集」 第二集」(平成18年4月) P4-緑泥の設計用土質定数より

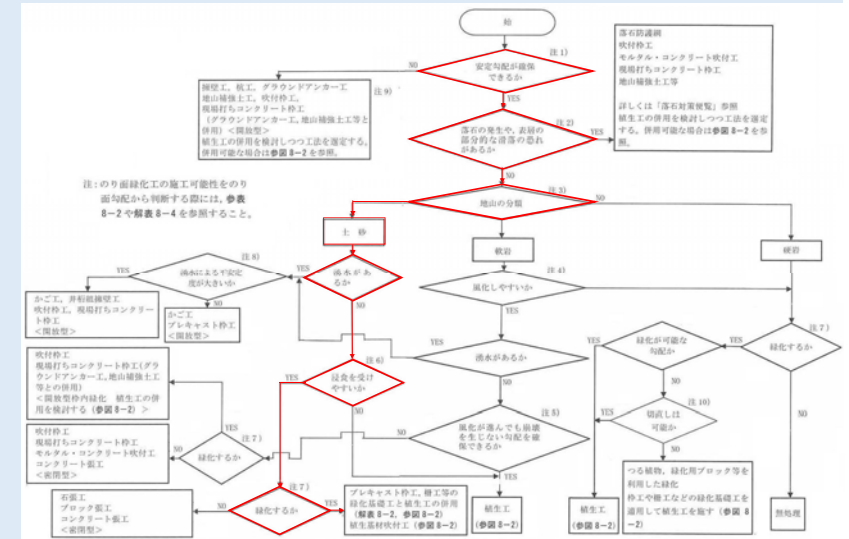
「第2回連絡会議資料」より引用



No.240測線：繰り返し円弧計算結果(最小安全率円弧)

①-(4) H24, 25年度, 法面保護工の選定

安定計算の結果を考慮すると、対浸食性を踏まえた工法が選出される。

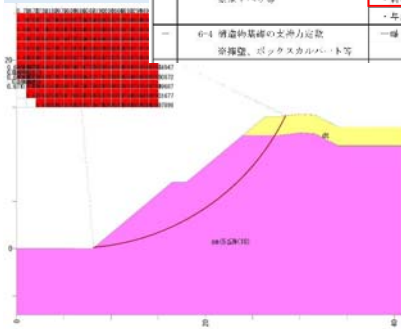


(参考) 完全軟化強度を適用した場合

参考までにsm (5 ≤ N ≤ 10) 層に完全軟化強度を適用し、円弧計算を行うと、 $F_s < 1.0$ の円弧が複数検出される。

完全軟化強度 $c=0, \phi=29^\circ$

区分	設計に用いる島尻層群泥岩の土質定数	90度傾斜の三軸圧縮試験 (C) を実施	完全軟化強度: $c=0, \phi=29^\circ$
☆	(1) 盛土の土質定数	90度傾斜の三軸圧縮試験 (C) を実施	$c=0, \phi=29^\circ$
☆	(2) 掘削の裏打ち・盛土の土質定数	90度傾斜の三軸圧縮試験 (C) を実施	$c=0, \phi=29^\circ$
★	(3) 島尻層群泥岩による切土建築物の土質定数	ゆるみ領域と比較的安定な地盤に於いて土圧を算定する・安定した地盤の土質定数・ゆるみ領域の土質定数	完全軟化強度
—	(4) 島尻層群泥岩の安定性の調査結果等	・お墨敷の完全軟化強度 (44%軟化) ・与那原層の完全軟化強度 (44%軟化)	試験結果: $c=0, \phi=29^\circ$ (12°) / (12°) の試験結果
—	(5) 地盤調査結果の土質定数	・お墨敷の完全軟化強度 (44%軟化) ・与那原層の完全軟化強度 (44%軟化)	試験結果: $c=0, \phi=29^\circ$ (12°) / (12°) の試験結果



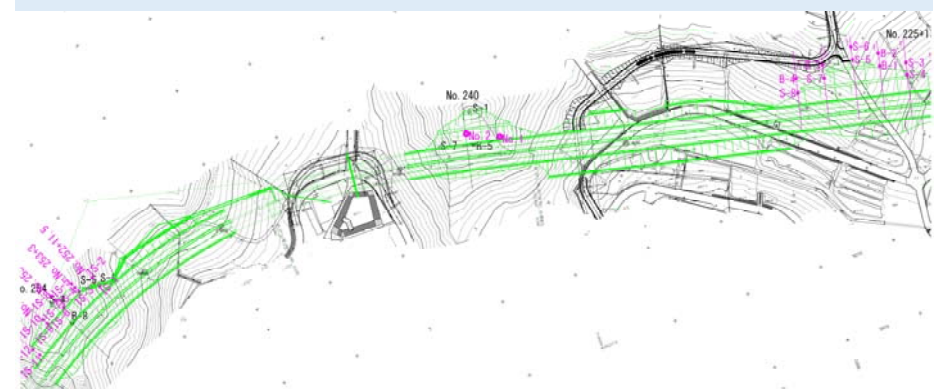
No.	中心 X (m)	中心 Y (m)	半径 (m)	安全率	抵抗力 (kN/m)	最大深度 (m)
256	7,000	21,000	21,000	0.893	175.0	4,139
257	7,000	22,000	19,000	0.893	19.9	1,303
258	6,000	24,000	22,000	0.894	38.3	2,077
259	6,000	25,000	25,000	0.894	200.6	4,220
260	7,000	22,000	22,000	0.894	191.3	4,303
261	8,000	17,000	17,000	0.894	139.2	3,933
262	11,000	18,000	14,000	0.894	35.3	1,761
263	4,000	24,000	22,000	0.895	10.8	0,957
264	5,000	25,000	21,000	0.896	96.3	2,688
265	7,000	20,000	20,000	0.896	155.4	3,957

②切土後の法面のN値の変化

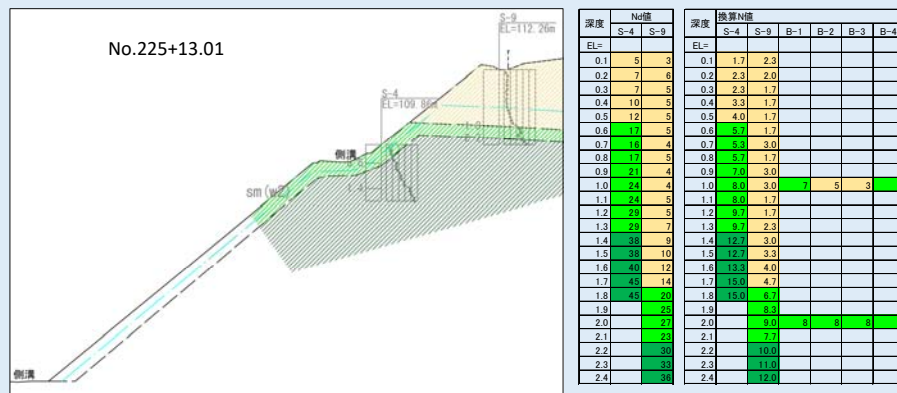
切土法面で不安定性の顕在化等あり、簡易動的コーン貫入試験を実施

■各区間での切土後～試験実施までの期間

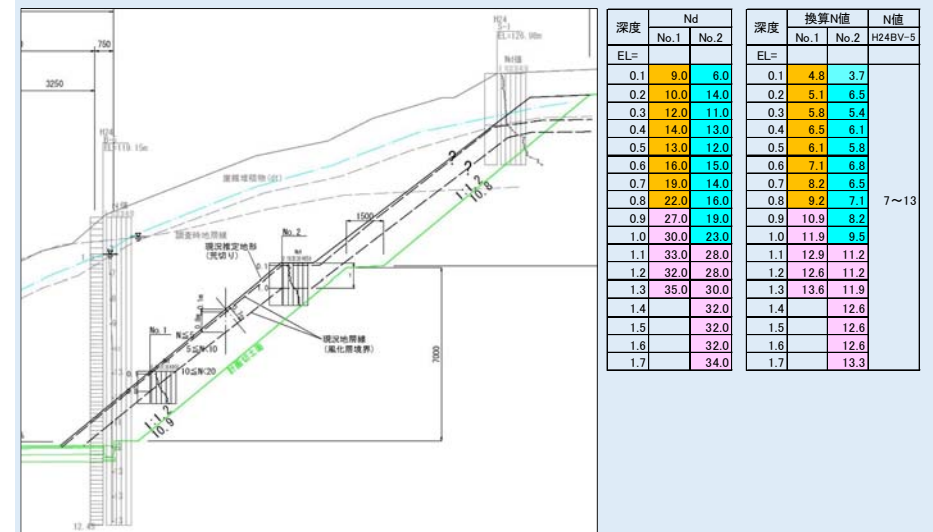
- ・No.223～230区間: 切土工直後(2～3か月後)
- ・No.237～242区間: 切土工後半年程度
- ・No.252～256区間: 切土工直後(2～3か月後)



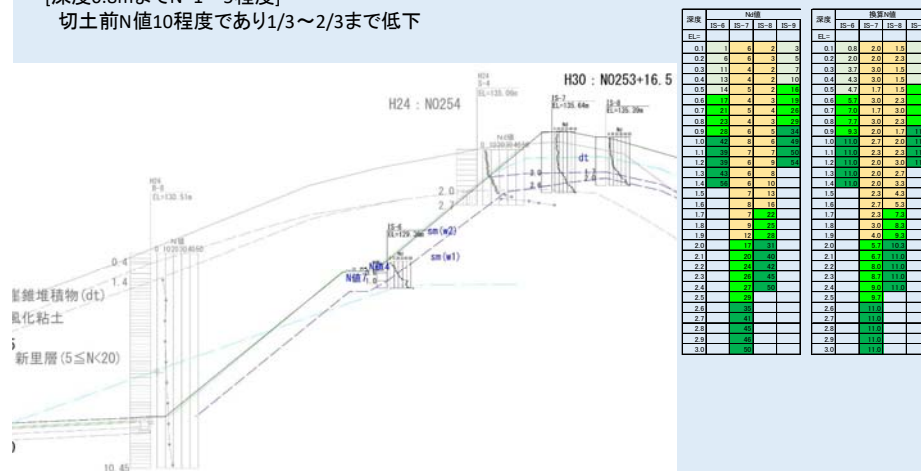
○No.223～230区間:切土工直後(2～3か月後)
[深度0.6mまでN=1～4程度]
切土前N値5～10程度と推定され、1/2程度へ低下



○No.237～242区間:切土工後半年程度
[深度0.8mまでN=3～9程度]
切土前N値8～13程度と考えられ1/2～2/3程度低下



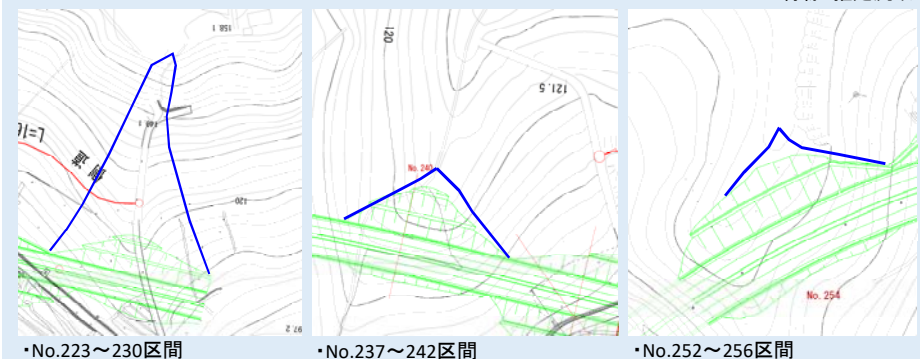
○No.252～256区間:切土工直後(1～2か月後)
[深度0.8mまでN=1～5程度]
切土前N値10程度であり1/3～2/3まで低下



(把握される傾向)
切土後、島尻層群泥岩新里層の露頭面の表層0.5～1m以下のN値は1/2～2/3程度まで低下する。

③-(1) 切土法面の安定性への関与が考慮される地形の相違(素因)
それぞれの切土法面の安定性への寄与が考慮される事項
■切土法面の背後に流域を有するか否かの相違

緑線:切土計画
青線:推定流域



・No.223～230区間

・No.237～242区間

・No.252～256区間

「No.223～230区間」は切土地背後に流域を有すが、他の切土区間は背後に顕著な流域を有さない。

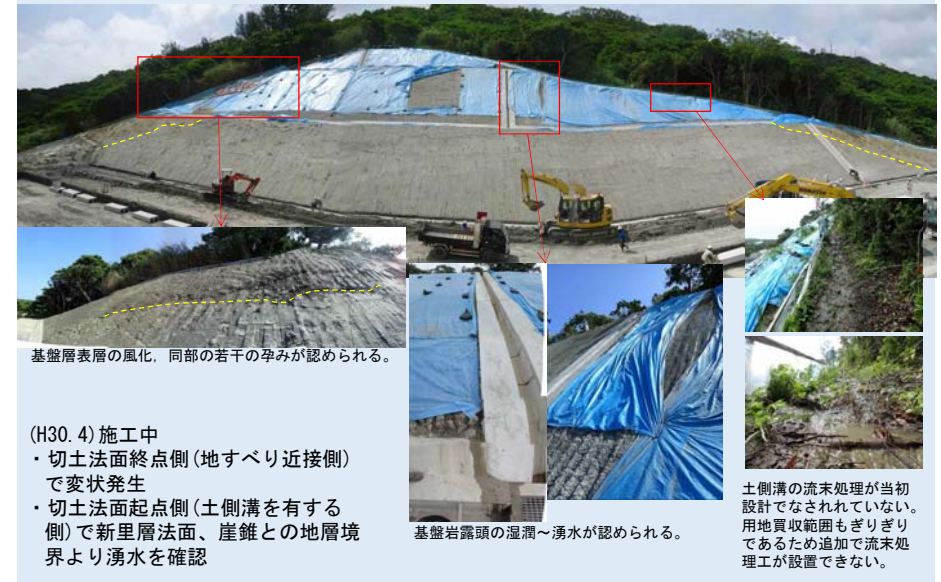
③-(2) 切土法面の近傍に地すべり地を有するか否かの相違

「No.223～230、237～242区間」間には複数の地すべりの分布が認められる。特にNo.223～230では背後斜面に地すべりブロックが近接している。



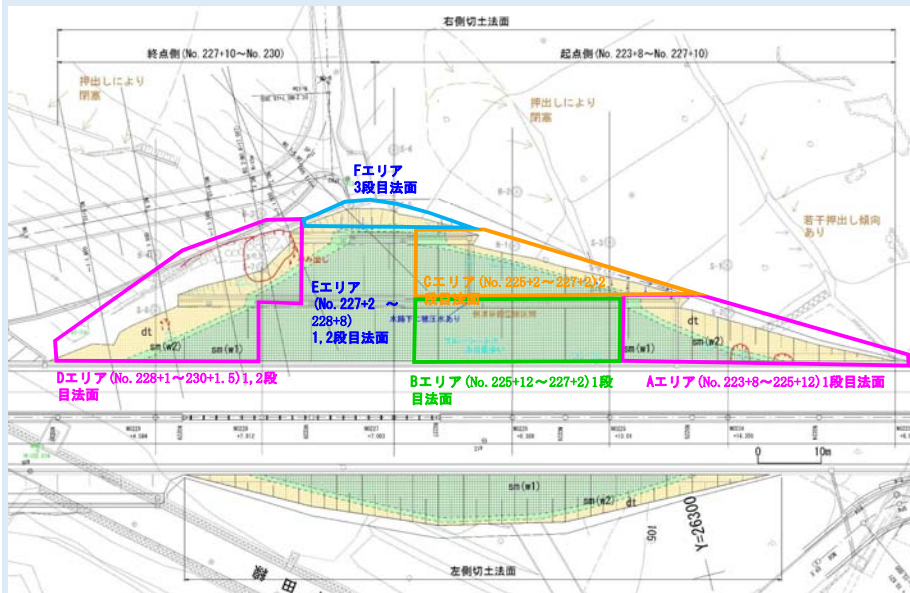
④切土後の各法面の推移

■No. 223～230区間

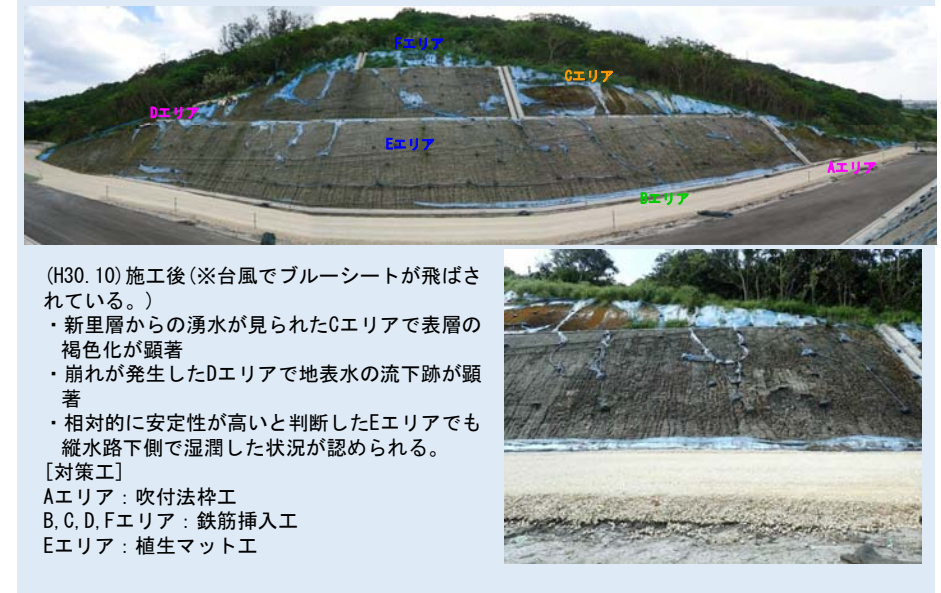


■No. 223～230区間

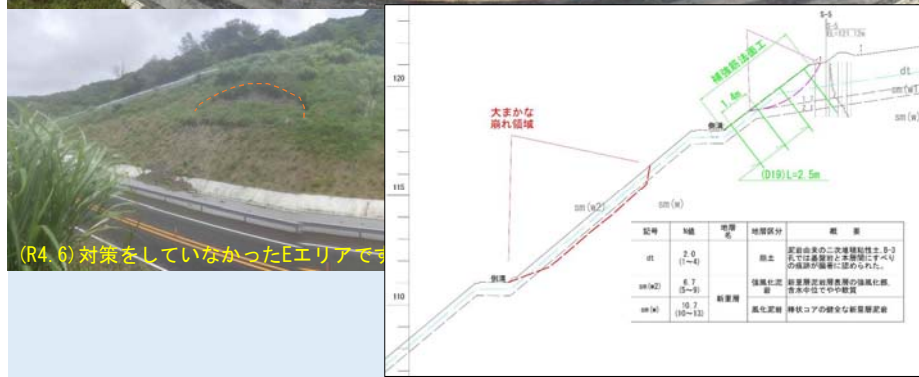
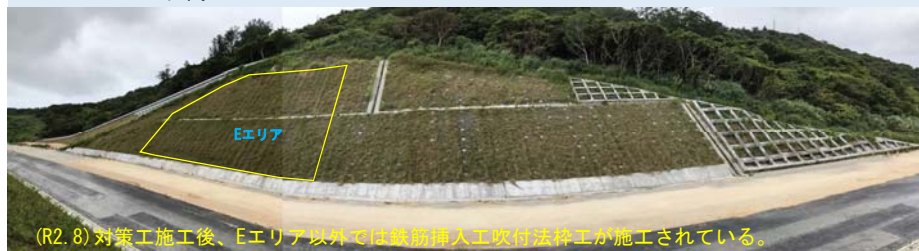
表層地質およびエリア区分。



■No. 223～230区間

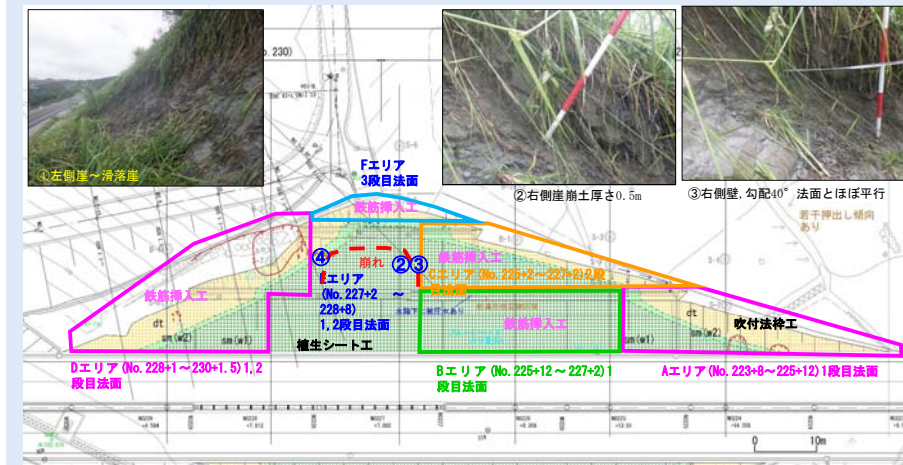


■No. 223～230区間



■No. 223～230区間

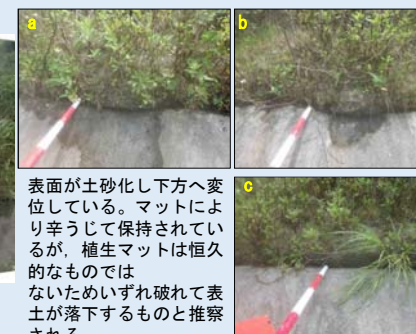
崩れの厚さは0.5m内外と推定される。(※サウンディング試験等は対策業務発生後実施予定)



■No. 237～242区間



■No. 237～242区間



■No. 252～256区間

2022. 6. 1 「No. 223～230区間」崩れ発生後、本法面では崩れに繋がるような顕著な不安定部は認められない。



2018. 10. 29, 法面整形後



2022. 6. 1恐らく崩れていない

⑤新里層地盤での切土法面で確認された不安定状況(または要因)

1) 崖錐と基盤岩層境界での崩れ

→水みちとなっている。切土露頭面に現れた場合、崩れやすい箇所となる。

→ラウンディングまたは布団籠工等での置き換え。

2) 近傍に地すべりが分布する(地すべり発生場)

→特に切土面の境界付近に地すべり土塊が分布する可能性がある。

3) 背後に流域をかかえる

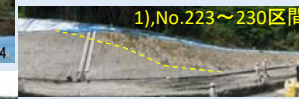
→表流水、表層水の流入が避けられない。切土前の基盤岩が健全であっても切土後表層が水みちとなり、劣化が進み易い。

※その他

4) 切土後、表層の0.5m程度は元のN値に対し2/3～1/2に低下する。これに要因3)が加わると崩れの発生確率が高くなるものと推定される。



2016. 3月→8月で荒切り法面で崩れが拡大(豪雨)



2018. 3月→7月崩れ発生(豪雨)