

# 泥岩を材料とした盛土の設計手法について

矢 沢 茂 伸\*

## 1. はじめに

現在、山間地での道路改良は、道路の線形を重視するため大規模な切土および盛土が必要となって来ることが多い。しかし、新潟県下に広く分布する堆積軟岩（主に泥岩）地域では、その工学的性質に起因して以下に示す種々の問題が生じている。

- ① 切り盛り（地形変化）による地すべりの誘発。
- ② 切土部の斜面崩壊。
- ③ 盛土部の崩壊。
- ④ トンネル掘削に伴う膨圧現象，等。

新潟県下に広く分布する泥岩（一般には、新第三紀鮮新世の西山層～中新世の寺泊層）は、新鮮な状態では、一軸圧縮強度で50kgf/cm以上で、土工上は問題のない強度を有している。しかし、泥岩は、セメントレーションが発達しているもの硬岩のそれと比べ、強度的に鉱物・化学的にも十分でない。また、泥岩中には、モンモリロナイトなどの化学的に活性度の高い粘土鉱物が含まれている。したがって、風化スピードが早く、また、一旦風化が進むと硬岩とは異なり堆積時に近い土としての強度まで低下することが多い。

ここでは、この様な泥岩の性質を考慮して、一般国道352号線の内、古志郡山古志村地内で現在施工中の切土ヶ所から発生した泥岩を材料とした盛土の設計例を紹介するものである。

一般に、山間地の盛土ヶ所では切り盛りの土量の関係から切土部の残土を使用しなくてはならない場合が多く、良質材の使用は困難な状況である。本ヶ所も例外にもれず、切土量が盛土量より多いことから、残土処理地をも作らなければならない状況で、良質材の使用は不可能である。

同ヶ所は、通称東山丘陵と呼ばれる丘陵地内に位置する。地質は、新第三紀中新世の椎谷層からなり、岩質は火山碎屑岩類と泥岩から構成されている。火山碎屑岩が分布するヶ所は、地形的に突出した稜線を形成していることが多い。それに対して、泥岩の分布地域は浸蝕作用を受けやすく谷部となり、数多くの地すべり地形が認められる。

盛土ヶ所の平面図は図-1に示すとおりである。盛土の材料は、測点Naの起点側の切土ヶ所の残土を使用している。盛土形状は、のり勾配2割、盛土高約30m、延長約50mである。（図-2参照）谷部の泥岩の露岩状況は良く溪床性の堆積物はほとんど堆積していない。したがって、ほとんど盛土自体の安定が問題となるヶ所である。

---

\* 株式会社キタック

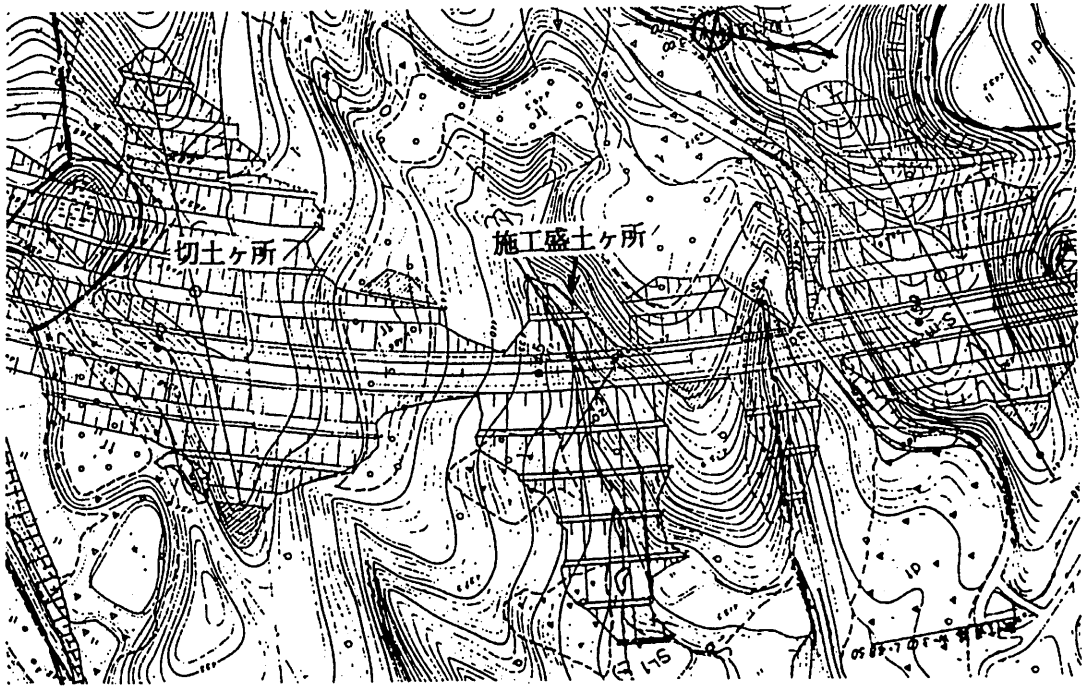


図-1 平面図

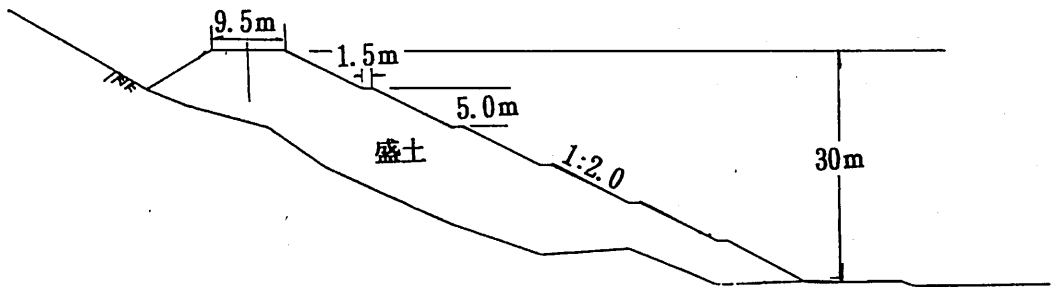


図-2 盛土形状

## 2. 泥岩の盛土材としての性質

新潟県下の未風化泥岩の自然含水比 ( $\omega_n$ ) は一般に20~30%, 締固め試験による最適含水比 ( $\omega_{opt}$ ) は30~35%程度であることから、自然含水比は最適含水比より若干乾燥側に位置している事が多い。したがって、自然含水比の状態では施工しやすい土質であると判断される。しかし、泥岩の工学的性質に起因して次の諸問題がある。

- ① 降雨等により吸水し含水比が高くなると泥ぬい化しトラフィカビリティも確保できない状態となりやすい。
- ② ①のような高含水比の状態では施工すると盛土内に過剰間隙水圧が発生し、盛土施工後も長期にわたって残留する。
- ③ 盛土内は降雨等の盛土内浸透により盛土内が湿潤面が形成されると盛土の不安定原因となる。
- ④ 盛土内への地下水浸透により泥岩塊はスレーキングし、盛土の土塊強度が低下する。

この様な粘性土（泥岩）を用いて盛土を行う場合は、現場条件に応じた強度特性を把握することが大切である。また、一軸圧縮試験や三軸圧縮試験（UU条件）等から算出した粘着力（ $C_u$ ）を用いて盛土の設計を行うと過大な設計となることが多い。

以上のことから、次のような施工条件を考え、室内試験を実施した。

- ① 施工時は、自然含水比の状態では転厚できるものとし、かつ、転圧直後の盛土の強度は非圧密非排水剪断強度と考え、三軸圧縮試験（UU条件）から $\phi_u$ 、 $C_u$ を求めた。（以下同強度を全応力強度と称す。）
- ② 全応力強度のみを期待して盛土の安定を考えると、盛土の安定が保たれないことから、盛土自重により、圧密強度増加する分についても有効利用すること、また、地下水や降雨等の浸透により盛土内が湿潤した状態での長期的な安定問題についても検討できるように、圧密排水剪断試験を実施し、 $\phi'$ 、 $C'$ を求めた。（以下同強度を有効応力強度と称す。）

したがって、諸試験は然含水比の状態では突固めた後浸水させた供試体を用いて行った。

本ヶ所の泥岩の室内試験結果値を一覧すると表-1のようになる。本泥岩の締固め曲線を示すと図-3のようになる。また、圧密試験結果の $C_v \cdot M_v$ 曲線を示すと図-4のようになる。

なお、本ヶ所の近傍で同質の泥岩を盛土材とした盛土ヶ所（盛土高約7.0m）でオランダ式二重管コーン貫入試験を行った。同試験から算出された $C$ （粘着力）と $Z$ （深度）との関係を示すと図-5のようになる。かなりバラツキがあるものの、実物盛土の全応力強度は、 $C_u = 3.5$  (tf/m<sup>2</sup>) 程度である。

表-1 本ヶ所の泥岩の試験結果

粒 度 特 性	砂 分	%	8.1
	シルト分	%	45.9
	粘 土 分	%	46.0
コンシステ ンシー特性	$\omega_L$	%	82.0
	$\omega_P$	%	20.0
	$I_p$		62.0
分 類	日本統一分類		(CH)
	三角座標分類		細粒土F
比 重	G		2.731
自然含水比	$\omega_n$	%	26.64
締 固 め 特 性	最適含水比 $\omega_{opt}$	%	32.0
	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$	t/m <sup>3</sup>	1.386
三軸圧縮試験 UU	粘着力 $C_u$	tf/m <sup>2</sup>	2.0
	内部摩擦角 $\phi_u$	(°)	7.2
三軸圧縮試験 CU	粘着力 $C'$	tf/m <sup>2</sup>	0.0
	内部摩擦角 $\phi'$	(°)	19.8
圧 密 特 性	圧縮指数 $C_c$		0.34

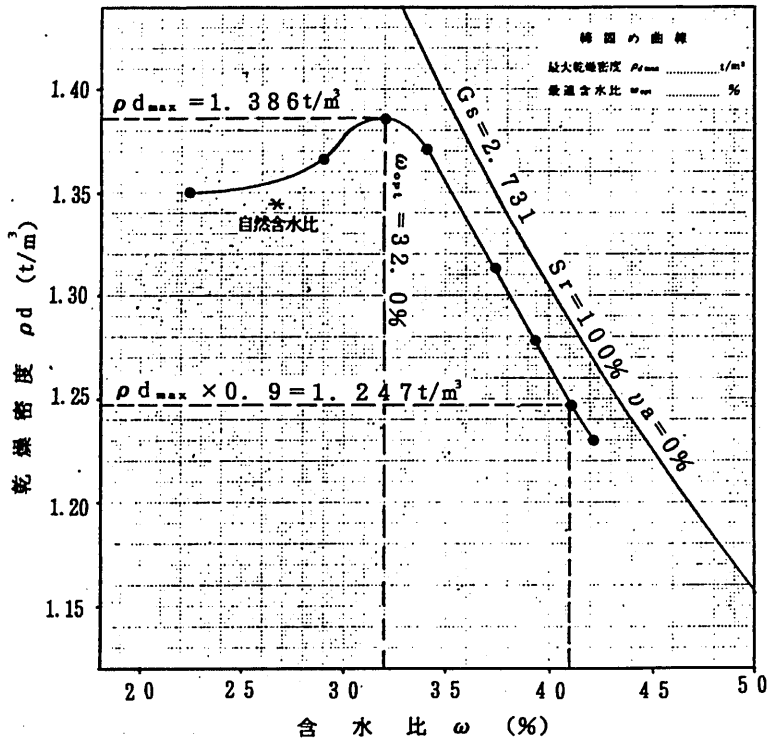


図-3 締固め曲線

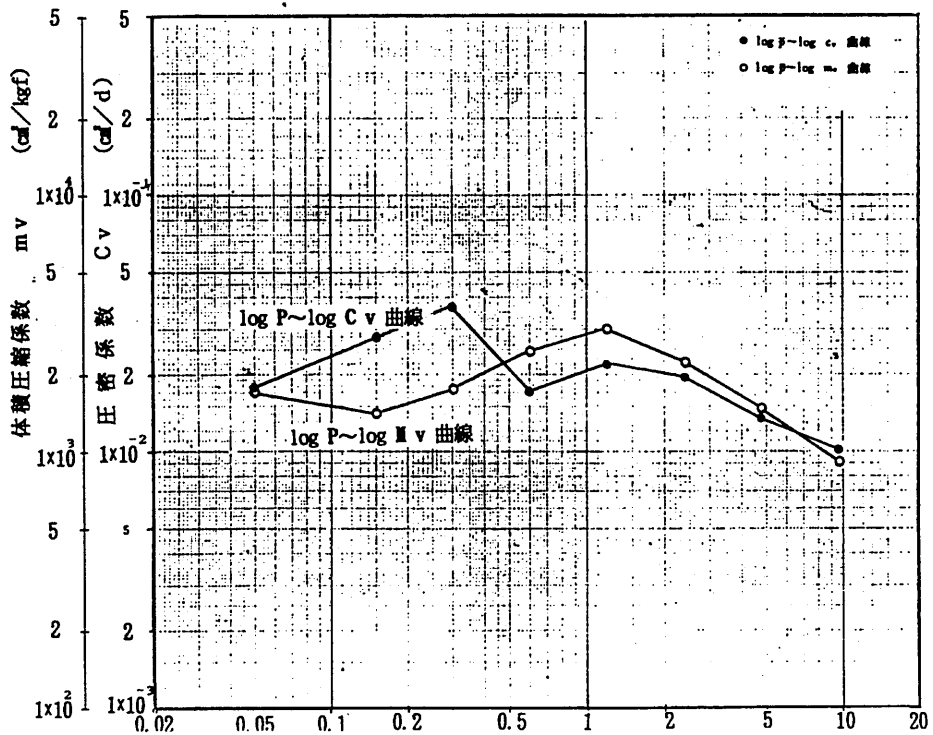


図-4  $C_v \cdot M_v$  曲線

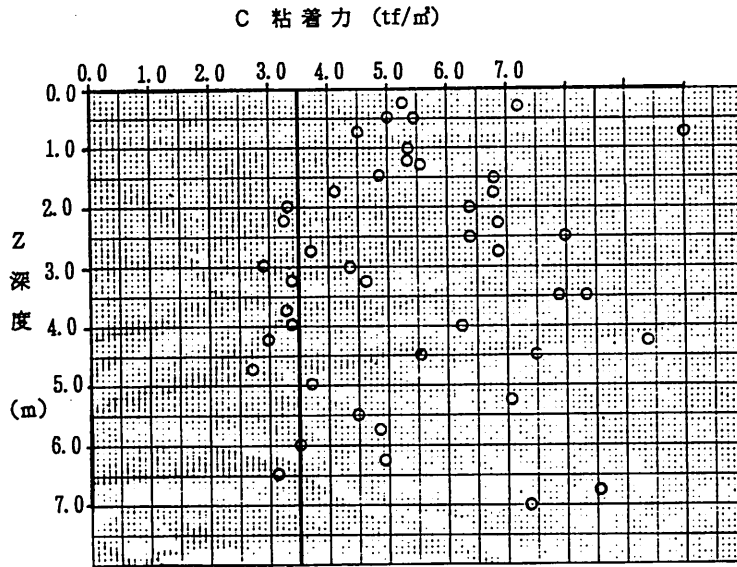


図-5 深度 (z) と粘着力 (C)

### 3. 解析の進め方

本ヶ所のように30mの高盛土となると、前述したように、全応力強度を用いて安定解析を行うと盛土の安定は保てないことが多く、また、盛土を安定させるための対策工もかなり高価なものとなる。このような場合は、施工スピードをコントロールすることによって、土の有している強度を極力発揮させながら施工することが大切である。すなわち、十分な施工期間を取るか、または、施工工期に応じた適切なピッチでドレーン材を敷設し、過剰間隙水圧が発生しないようにして施工することが最も経済的となる。以上のことから、ここでは、計画安全率を $F_s = 1.20$ とし、次のフローに従って検討した。

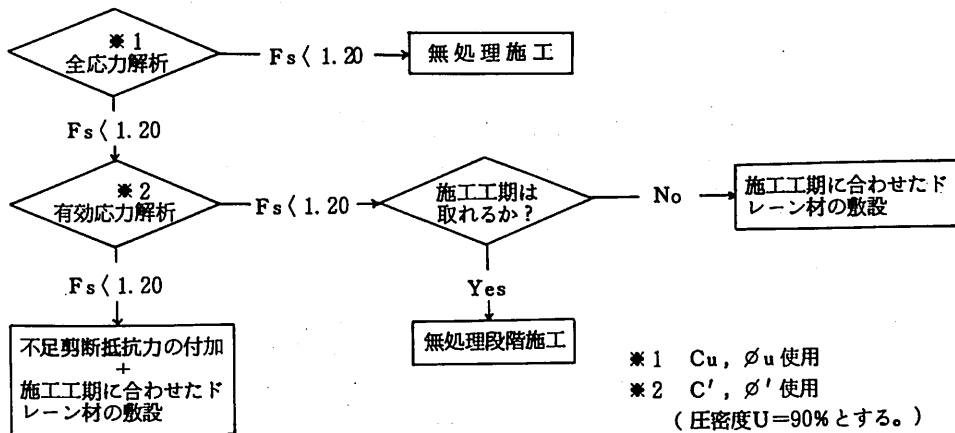


図-6 解析のフロー

## 4. 安定解析

### 4.1 強度定数の設定

前述した試験結果から算出された試験値を $\tau$ （剪断強度）・ $\sigma$ （拘束圧）との関係で示すと図-7のようになる。同図から、有効応力強度の $\phi' = 19.8^\circ$ は、圧密度 $U = 100\%$ 状態であることから、ここでは、施工を考慮し解析の便宜上圧密度 $U = 90\%$ の状態として図-7に示すように $\phi' = 18.0^\circ$ とした。

以上の結果から強度定数は、次のようになる。

全応力強度（急速施工条件に使用）

- 粘着力  $C_u = 3.50 \text{ tf/m}^2$ （原位置試験尊重）
- 内部摩擦角  $\phi_u = 0.0^\circ$
- 単位体積重量  $\gamma_u = 1.70 \text{ tf/m}^3$

有効応力強度（緩速施工条件に使用）

- |   |   |
|---|---|
| • 粘着力 $C_u = 3.50 \text{ tf/m}^2$         | • 粘着力 $C_u = 0.00 \text{ tf/m}^2$         |
| • 内部摩擦角 $\phi_u = 0.0^\circ$              | • 内部摩擦角 $\phi_u = 18.0^\circ$             |
| • 単位体積重量 $\gamma_u = 1.70 \text{ tf/m}^3$ | • 単位体積重量 $\gamma_u = 1.70 \text{ tf/m}^3$ |
| （6.3 m以浅）                                 | （6.3 m以深）                                 |

なお、有効応力強度は、表層部が転圧により過圧密となっているため下式から深度6.3 m以浅は全応力強度と同じ値を用いた。

$$\tau = C (= 3.5) = \sigma \tan \phi (= 1.70 \times z \times \tan 19.8^\circ)$$

1.70：単位体積重量（ $\text{t/m}^3$ ）

$z$ ：深度（m）

$$\therefore z = 6.3 \text{ m}$$

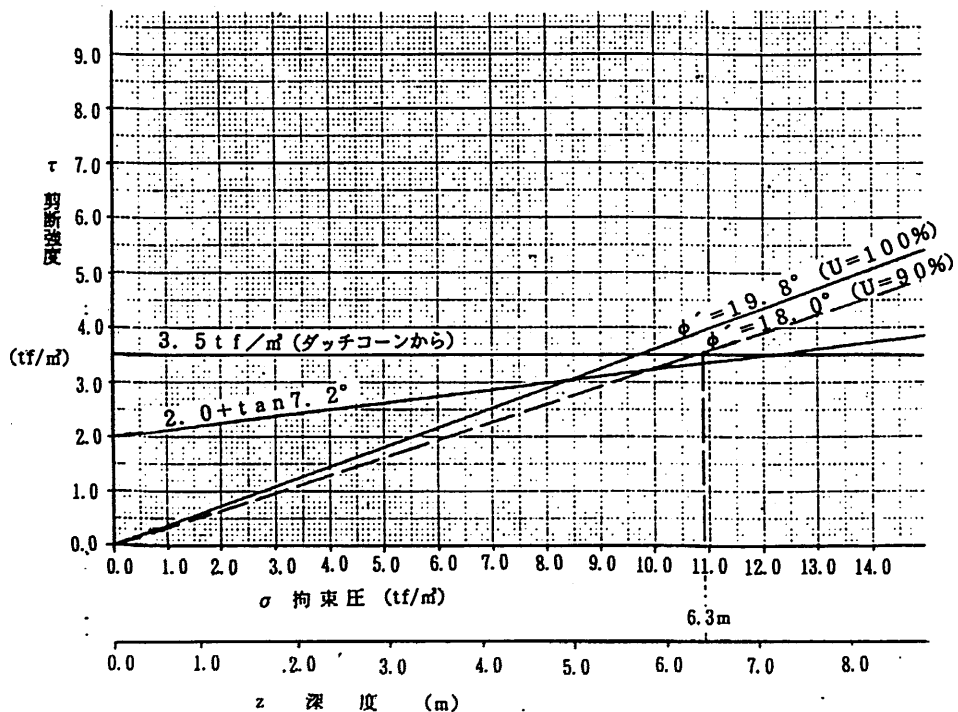


図-7  $\tau \sim \sigma$  関係図

なお、転圧時の強度として採用した、表層部の $C = 3.5 \text{ tf/m}^2$ は、施工後の劣化によりある程度低下があることが知られているが、本ヶ所では原位置試験から得られた結果および表面付近は適切な法面保護工を施工する前提とする事とし、前述の値を用いた。

#### 4.2 安定解析結果

安定解析は前述のフローに従い、全応力解析（急速施工）・有効応力解析（緩速施工）の2ケースで行った。解析結果は、図-7および表-2に示すとおりである。なお、同図・表には、計画安全率 $P \cdot F_s = 1.20$ に必要な最大抑止力（ $PR_{max}$ ）を示してある。

表-2 安定解析結果一覧表

全 応 力 解 析		有 効 応 力 解 析	
最小安全率	最大抑止力	最小安全率	最大抑止力
$F_{s_{min}} = 0.798$	$PR_{max} = 138.1 \text{ tf/m}$	$F_{s_{min}} = 0.984$	$PR_{max} = 67.4 \text{ tf/m}$

以上の結果から、本ヶ所では有効応力強度を用いても計画安全率に達しないことから何等かの対策が必要である。

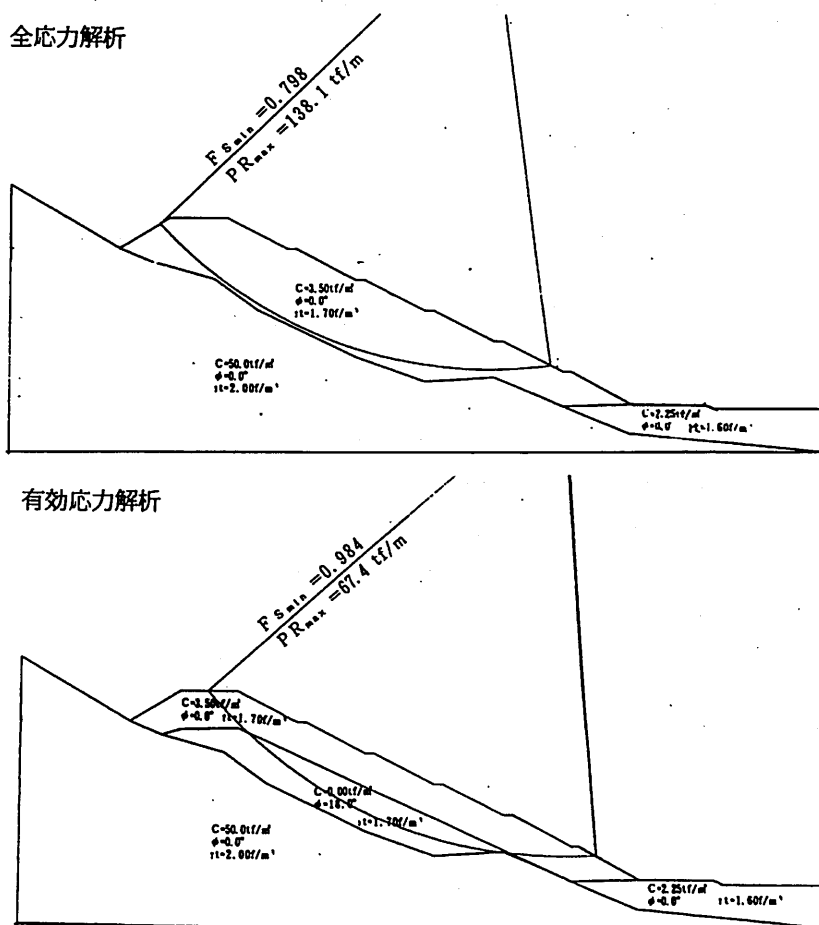


図-8 安定解析図

## 5. 対策工の検討

盛土自体の不足剪断抵抗力の付加が必要となる場合、石灰等による安定処理工法もあげられるが、ここでは工費および施工性から高分子製人工材料（一般にジオテキスタイルと呼ばれている）を用いることとした。また、緩速施工条件とし、施工工期に合わせたドレーン材を敷設するものとした。ジオテキスタイルの設計手法は、一般に盛土の安定に不足する抵抗力を敷設材の引っ張り強度で補うものである。敷設材の設計手法は、次のとおりである。

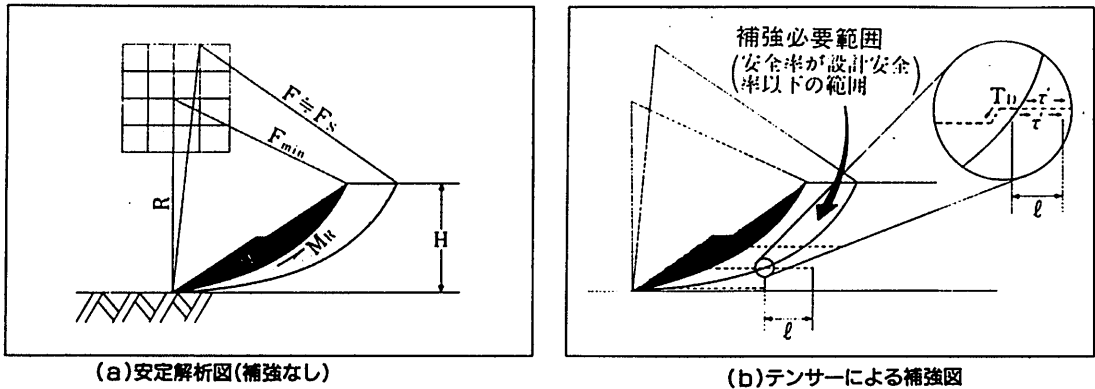


図-9 敷設材検討模式図

計算式

$$P \cdot F_s = \frac{MR + MR'}{MD} \dots\dots\dots (1) \quad MR' = R \cdot n \cdot TD \dots\dots\dots (2)$$

$$\therefore n = \frac{MR}{R \cdot TD} = \frac{F_s \cdot MD - MR}{R \cdot TD} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $P \cdot F_s$ ：設計安全率  $F_s = 1.20$  とする

$MR$ ：抵抗モーメント  $\dots\dots\dots$  (tf)

$MD$ ：滑りモーメント  $\dots\dots\dots$  (tf)

$MR'$ ：敷設材により付加される抵抗モーメント  $\dots\dots$  (tf)

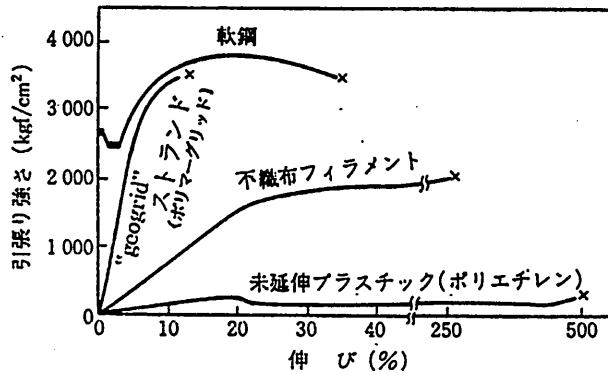
$R$ ：すべり半径  $\dots\dots\dots$  (tf)

$n$ ：敷設材の必要層数  $\dots\dots\dots$  (枚)

$TD$ ：敷設材の設計強度  $\dots\dots\dots$  (tf/m)

なお、敷設材は、かなりの引っ張り力を有するものの材質によりかなり引っ張り特性が異なっている。(図-10参照)しかし、土の変形は、一般に歪が1～5%で最大剪断抵抗(安定解析では同強度をもとに行っている。)を示すことから図-10に示した不織布フィラメントのように最大剪断抵抗時の歪が20%を越えるような材質では、土との変形特性とのかなり異なり危険となる。したがって、ここでは、伸縮性の小さいポリマーグリッド(ストランド)で検討する事とした。





土質基礎工学ライブラリー29 補強土工法

図-10 各種資材の強度・伸度特性

ここで、前述のMR/Rは、安定計算における必要抑止力(PR)であるから、PR/TDで敷設材の必要層数(n)が求まる。また、ポリマーグリッドの設計強度は、表-3に示すように銘柄によって異なる。ここでは、必要抑止力と盛土層厚および、撤き出し厚さ(0.3m)を考慮し決定した。

表-3 ポリマーグリッドの物性表

銘柄	幅(m)	ロール長さ(m)	目合い寸法(平均)縦×横(mm)	引張り強さ縦×横(kgf/m)	材質	延伸
SS 1	3	50	28×38	1,200×1,700	PP	二軸
SS 2	3	50	28×40	1,500×2,800	PP	二軸
SS 3	3	50	46×71	1,200×2,800	PP	二軸
SR 1	1	30	53×10	6,000×1,300	HDPE	一軸
SR 2	1	30	110×22	8,000×1,300	HDPE	一軸
WB	1	30	30×8	2,600×500	HDPE	一軸
GM 1	3	50	51×51	1,500×1,500	HDPE	二軸

- 注 1) 着色は全て黒(カーボンブラック配合)  
 2) 引張り強さは、〔単糸強度〕×〔1m当たり引張り強さ〕を表示  
 3) PP: ポリプロピレン  
 4) HDPE: 高密度ポリエチレン

土質基礎工学ライブラリー29 補強土工法

以上から、各ケースの必要敷材を算出すると次表のようになる。

表-4 敷設材の検討一覧表

必要抑止力 PR (tf/m)	敷設材の銘柄	引張強度 tf/m	必要層数 (枚)	施工間隔 (m)
67.4	SR-1	6.0 (縦)	12	1.80

なお、緩速施工の場合、盛土内の圧密度が常に $U=90\%$ を確保しなければならないことから、図-11に示す排水材を使用した。排水材の配置は、新潟県下の気象条件（融雪水や梅雨等によりかなり盛土内に地下水が浸透する）を考慮すると、圧密促進とは別に盛土内の速やかな地下水排除を行うためには2.0 mピッチ程度のドレーン材の敷設が必要である。したがって、本ヶ所では、敷設材の施工ピッチを考慮し図-12に示す配置とした。ここで同配置による盛土施工スピードを算出する。なお、ドレーン材は、バーチカルドレーン工法に準じてバロンの理論から施工ピッチを決定できる。算出式は次のとおりである。

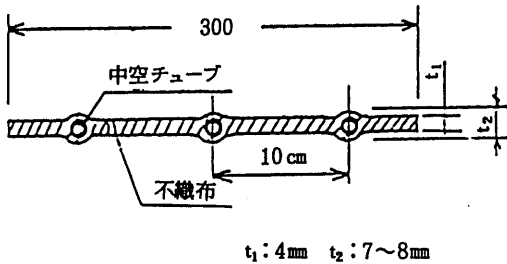


図-11 ドレーン材の断面図

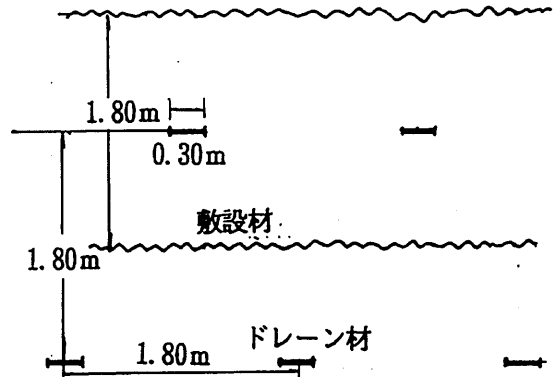


図-12 ドレーン材の施工配置

$$T = \frac{Th \cdot de^2}{Cv} \dots\dots\dots (4)$$

$$Th = \frac{1}{8} F(n) \cdot \log_e (1 - U_R) \dots\dots\dots (5)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \log_e n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \dots\dots\dots (6)$$

$$n = \frac{de}{dw} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 T : 圧密時間 (日)

de<sup>2</sup> : 影響円の直径 (cm) 正方形の場合 (de = 1.128 d)

d : 施工間隔 180 cm

Cv : 圧密係数 1.5 × 10<sup>3</sup> cm<sup>2</sup>/day

Th : 圧密時間係数 (0.5171 上述の式から算出)

n : 影響円の直径と換算直径との比

U<sub>R</sub> : 平均圧密度 (%)

$$dw : \text{ドレーン材の換算直径 (cm)} = \frac{2A \cdot 2B}{\pi} \alpha = 16.45 \text{ cm}$$

A : 排水材の幅 30 cm    B : 排水材の厚さ 0.4 cm    α : 形状係数 0.85

以上の計算をすると圧密度 $U = 90\%$ に必要な日数( $T$ )は14.3日となる。したがって、盛土施工は、限界盛土高さまで施工し、圧密度 $U = 90\%$ になるまで(15日)放置し、その後立ち上がるよう施工することにした。なお、本ヶ所は限界盛土高さ25mであるが、ドレーン材がない場合同盛土高による圧密度 $U = 90\%$ に必要な日数は884日である。

## 6. おわりに

泥岩を材料とした盛土の場合、一軸圧縮試験や三軸圧縮試験(UU条件)から求めた強度( $C_u$ )を使用して解析すると過大な設計となる恐れがある。したがって、土の有している強度を極力発揮させながら行えば、より経済的な施工が行えるわけである。しかし、泥岩は、含水比の状態によりかなり強度特性が異なってくることから、現場条件に応じた工学的性質を把握することが大切と判断される。

また、盛土に敷設材が設けられる事が多くなっているが、山地部ではともすると十分な転圧がなされないまま施工されることが多いが、敷設材を用いる場合は敷設材の布設段ごとに平坦面を仕上げる必要があり、結果として極めて丁寧な施工が要求されるといった副次的なメリットがあげられる。

最後に、敷設材の設計手法は、まだ不明確な点が多いことから、今後機会があれば現場計測を行い、敷設材を入れたマスとしての土の強度発生機構を明確にしていければと考えている。