

## 盛土斜面の安定性に関する検討

### Some Considerations on Slope Stability of Embankments

大根義男・ 成田国朝・ 奥村哲夫・

Yoshio OHNE, Kunitomo NARITA and Tetsuo OKUMURA

ABSTRACT: Civil engineers who are engaged in construction of such facilities as railways, highways, housing lot, levees and embankment dams often encounter slope failures during and after construction. Characteristics of these slope failures and mechanical explanations on them are discussed in this paper together with some useful counter measures to be adopted in both design and construction stages. Special attentions were paid in the first half on the evaluation of the excess pore water pressures built up during construction and the seepage water pressures grown after construction due to rainfall and so forth, which for the most part contribute to slope failures of earth embankments. In the latter half, several useful methods of counter measures against slope failures are proposed in such ways as protection of sloping surface, setting drainage facilities and reinforcement of embankment body.

#### 1. はじめに

土木事業において、盛土工事はつきものであり、これらは例えば鉄道・道路・宅地造成あるいは河川堤防、アースダム・ロックフィルダム等である。

土は外力を与えて締固めることにより力学的に安定することが知られており、したがって盛土部に対してはその目的に応じた程度に締固めが行われることになる。

締固め程度は、後述するように通常、D値やC値により評価され、盛土高の比較的小さい場合（堤高5～6m以下）あるいは大きい荷重が載荷されないような場合は概ねD $\geq$ 90%、また堤高が大きい盛土（10～15m以上）ではD $\geq$ 95%が採用されている。しかし、このような基準に従って盛り立てられた斜面の安定性は必ずしも保証される訳ではなく、盛り立て中や盛り立て後の降雨、地震やその他の理由によって崩壊する例は少なくない。

盛り立て中の斜面の変兆や崩壊は、主として盛り立てによって発生する過剰間隙水圧が原因であり、また盛り立て後の崩壊は地震力あるいは雨水や地下水による有効応力の低下や盛土自体の飽和による強度低下が原因となる。ここではこれら斜面崩壊の原因を整理し、その対策について検討し、提案するものである。

#### 2. 盛り立て中の斜面崩壊

盛り立て中に発生する斜面崩壊は主として過剰間隙水圧、転圧不足およびシキソトロピーの3種に大別することができる。なお、盛り立て時の締固め密度の管理値、D値およびC値は次式により与えられる。

$$D \text{ 値} = \frac{\text{現場締固め乾燥密度}}{\text{基準となるエネルギーを与えて突固めた最大乾燥密度}} \times 100$$

$$C \text{ 値} = \frac{\text{現場締固め湿潤密度}}{\text{基準となるエネルギーを与えて突固めた湿潤密度}} \times 100$$

2.1 間隙水圧の影響

盛土は常に不飽和状態で施工されるが、不飽和土は盛土の進捗に伴って、その自重により圧縮されるので過剰間隙水圧が発生する。この過剰間隙水圧は非排水条件下においては、一般によく知られているように Bishop(式(1))や Hilf(式(2))の提案した次式により与えられる<sup>1), 2)</sup>。

$$\Delta u = P_a \frac{-\Delta V/V_0}{\Delta V/V_0 + n_0(1 - S_{r0} + S_{r0}H_e)} \quad \text{----- (1)}$$

$$\Delta u = \frac{P_a \delta}{(v_a + H_e v_w) - \delta} \quad \text{----- (2)}$$

ここで、 $\Delta u$ は間隙水圧の増分、 $V_0$ :初期体積、 $\Delta V$ :体積変化、 $n_0$ :初期間隙率、 $S_{r0}$ :初期飽和度、 $v_a$ 、 $v_w$ は締め固めによる土の単位体積当りの間隙内の自由空気量(%)および水の容積である。また、 $H_e$ は、Henryの溶解係数  $P_a$ :大気圧である。

更に、上式で求められる $\Delta u$ は室内実験において三軸圧縮試験を用いて実測することができる<sup>3)</sup>。図-1は式(2)によって求めた $u \sim \sigma$ と三軸圧縮試験を用いた実測値とを比較して示したものである。図で明らかなように、 $u \sim \sigma$ 関係は、飽和度( $S_r$ )が、 $S_r \geq 85\%$ で両者がほぼ同じ値を示し、飽和度が低くなるにしたがって両者の差は大となる。このことは式(1)で明らかなように $v_a \neq v_w$ であるからである。

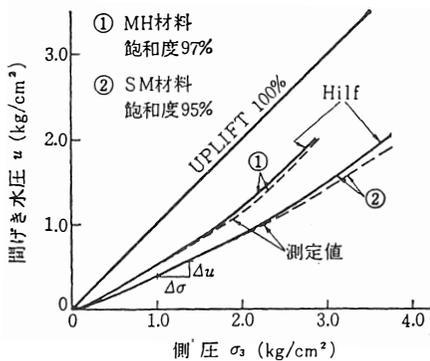


図-1 間隙圧と全応力との関係<sup>3)</sup>

非排水条件下における $u \sim \sigma$ の値において、 $u$ の値は盛り立て期間中、圧密現象により逐次消散することになる。この消散過程は盛土が飽和状態であると仮定すれば Terzaghiの提案した圧密理論により

知ることができる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \left[ \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] \quad \text{----- (3)}$$

ただし、 $C_v$ は圧密係数、 $x$ 、 $y$ は排水方向である。

式(3)は電子計算機を用いることにより容易に解くことができる。しかし、刻々と変化する境界条件や土質定数を精度良く求め、導入することはかなり面倒であり、したがってこれによって求めた計算結果は精度的にそれ程期待できるものではないので、実務的には次の方法が合理的であると思われる。

図-2は実際の盛土において計測された間隙水圧の値を基にして時間係数( $T$ )と間隙圧消散率(圧密度: $U$ )との関係を盛土の形状別にまとめたものである。図中には式(3)により求めた解析結果も示してあるが $T \sim U$ の関係は盛土の形状により大幅に相違することが判る。この理由として盛り立て条件(まき出しや転圧方法)の違いや排水条件(方向)の違いなどが挙げられる。

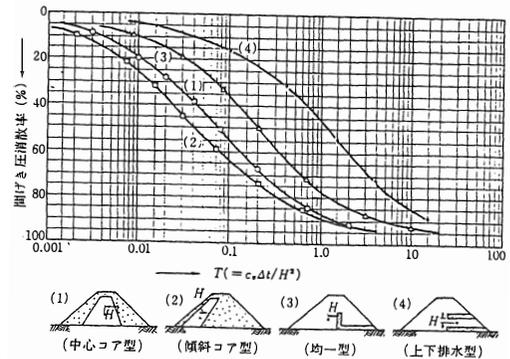


図-2 形式別の平均間隙圧消散率(%)

実務において、この図を利用する場合の手順は次のとおりである。

ここでは、例えば堤体内に鉛直ドレーンを有する均一型アースダムを考え、盛土内の点Aにおける盛土完成直後の間隙水圧を求めるものとする。この場合、盛土の圧密係数( $C_v$ )は実験結果より、 $C_v = 1 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{sec}$ および観察点Aから排水層までの最短距離( $H$ )を $H = 500 \text{ cm}$ とすると、 $T = C_v \cdot \Delta t / H^2 = 0.25$ となる。この値を用い、図-2の(3)曲線(均一型盛土)より $U = 53\%$ が得られる。すなわち、

非排水条件で求めた間隙水圧の値は、盛土期間2年間で53%消散し、残留間隙水圧は(100-53%)47%であることが知れる。このような手順にしたがって堤体の残留間隙水圧を求め、これを図-3に示した。

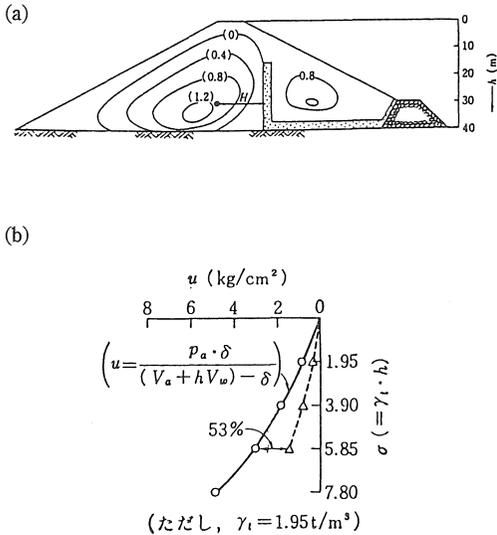


図-3 完成直後の間隙圧推定値の一例<sup>3)</sup>

### 2.2 斜面表層部の崩壊

この種の崩壊は盛り立て中ばかりでなく、盛り立て後においてもしばしば発生することがある。その原因は次の2つに大別することができる。

#### 1) 盛土表層部の転圧不足

盛土は通常、転圧機械により転圧しながら盛り立てられるが、その際、斜面付近は転圧機械の運行が困難である。このため高い盛土(例えば \$H \ge 10 \sim 15\text{m}\$)では図-4に示したように約1m程度の余盛を行い、所定断面を十分転圧しながら盛土し、盛り立てがある程度進行した後、余盛部を掘削除去し、正規断面を造成する方法が採用される。

これに対し、比較的堤高の低い盛土に対しては図-5に示したように正規断面より幾分か小さ目に盛土し、斜面の不足分を土羽打ちにより土を張り付け、正規断面を造成する。この場合、張り付けられた部分およびその周辺の土の密度は十分な締固めが行われないので内部と比較してかなり小さく、したがって飽和度も低く、更に透水性も大となる。

このため、降雨時において、あるいは後述するよ

うに、盛土内からの圧密現象による排水により、この部分は容易に飽和し、沈下を伴う強度低下が起こり崩壊することになる(図-6)。

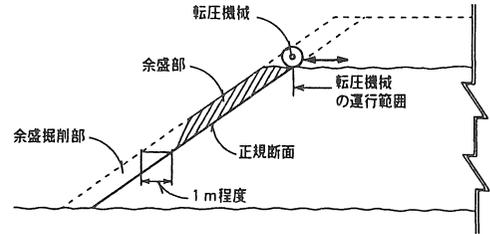


図-4 盛土時の余盛

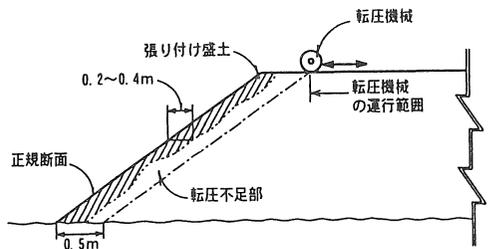


図-5 張り付け盛土

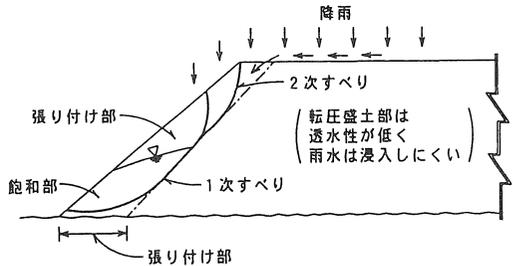


図-6 張り付け部のすべり

#### 2) 圧密排水による表層すべり

盛土に際し、土は通常、ほぼ水平にまき出され、ローラーにより転圧が行われる。このため、タンピング系ローラーを用いた転圧盛土では水平方向の透水係数(\$k\_h\$)と垂直方向の透水係数(\$k\_v\$)との比は平均的には \$k\_h/k\_v \approx 5\$ 程度、またタイヤ系ローラーを用いた場合は \$k\_h/k\_v \approx 25\$ となることが知られている<sup>3)</sup>。

このような透水性の違いは盛土内の圧密現象に伴う排水をほぼ水平に導くことを意味する。このため

圧密により絞り出された水は雨水による浸透水を伴って盛土斜面部に現れ、これによって局部的な侵食が起り、これが経時的に成長し表層部の崩壊を惹起し、さらにに大規模崩壊に発展することになる(図-7)。

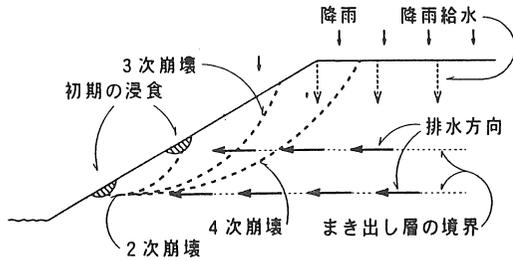


図-7 浸食と崩壊

2.3 シキソトロピー

火山灰質ローム土は、一般に関東ロームの名で知られているが、この種のロームは日本のほとんどの地域に存在している。このため従来、道路などの盛土ではこの種のローム土はしばしば利用されているが、最近ではフィルダムの構築材料としても利用するようになった。

火山灰質ローム土を盛土材料として利用する場合、まき出し、転圧作業のくり返しにより、土は軟化することがあるが、この軟化した土は時間の経過に伴って再度硬化する。この軟化～硬化現象は化学的要因により生起するもので、化学的分野ではシキソトロピー現象と呼んでいる。

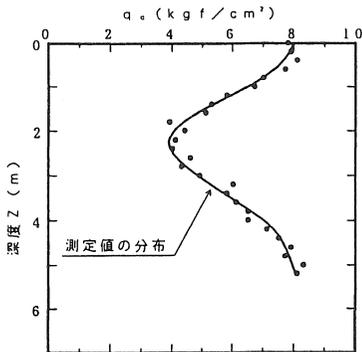


図-8 深度とqcの関係<sup>4)</sup>

図-8は火山灰質ローム土を用いた実ダムの施工において観測されたダッチコーン試験の結果であり、表層部から深さ方向に強度(コーン支持力)低下の現れていることが判る。また、図-9(a)は盛土がある高さ(図中-A)まで進んだ後のA点上の盛土日数と盛土高との関係を示したものであり、また同図(b)はA点上の盛土の進行に伴うA点における強度変化(コーン支持力 qc)を示したものである<sup>4)</sup>。図から明らかなようにA点における初期強度は  $qc = 8 \text{ kgf/cm}^2$  であるが、この強度は盛土の進行に伴って逐次減少し、A点上の盛土高が約2mに達した時点で最小qc値となり、その後再び増加している。そして盛土高が約5mに達した時点(最小qcとなった時点から約60日後)では初期のqc値まで回復している。本ダムの盛土においてはqcが最小値になった時点でかなりの変形が観測されたが崩壊には至らなかった。

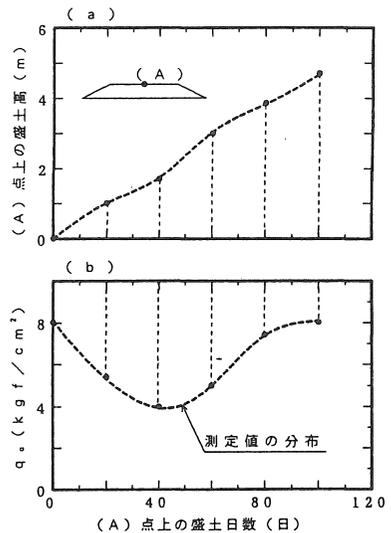


図-9 (A)点上の盛土、施工日数、qcの関係<sup>4)</sup>

2.4 乾燥・収縮に起因する崩壊

火山灰質ローム土や高塑性の粘性土を盛土する場合、盛土表面では図-10に示したように深さ1~1.5mに達する収縮による亀裂が発生することがある。この収縮亀裂は主として土の乾燥によるものである。亀裂周辺の強度は後述するサクシオン効果によりかなり大きくなる。この亀裂内に雨水が浸入したり、あるいは圧密現象による排水により水の溜ま

ることがある(図-10(a))。亀裂が水で満たされた状態で次の盛土が行われた場合、亀裂内の水は過剰間隙水圧として、上部盛土荷重と同程度まで上昇することがあるが、これによって盛土斜面は図に示したように横方向に押し出され、崩壊することになる。

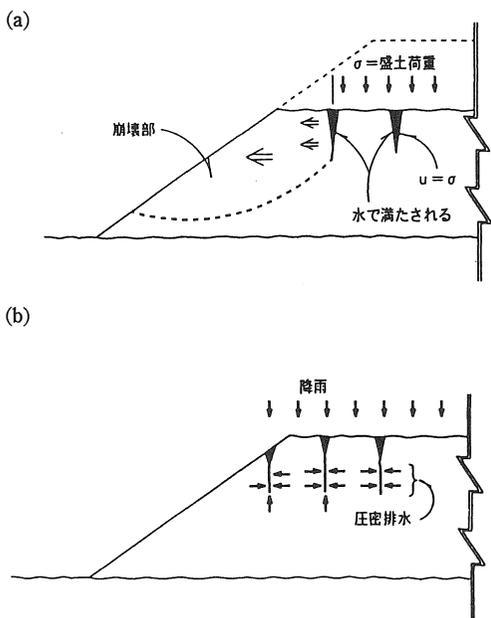


図-10 盛土中の乾燥亀裂

### 3. 盛り立て後の斜面崩壊

盛り立て後に発生する崩壊は、その誘因として地震、地下水の上昇、不等沈下や盛土の飽和による強度低下などが挙げられる。このうち、地震による崩壊を除いて他は全て盛土内に浸入する水が何らかの形で崩壊に寄与することになる。

#### 3.1 地震による崩壊

盛土構造物の地震時の安定性は、一般には震度法により評価されるが、この場合の地震係数(k)は日本の地域によって異なるが、通常 $k = 0.1 \sim 0.2$ (設計地震係数)が採用されている。兵庫県南部地震の際、神戸海洋気象台の土質地盤上で観測された最大加速度は約820ガルであり、この値は上記設計地震係数の5倍程であった<sup>5)</sup>。

設計地震係数 $k = 0.1 \sim 0.2$ は大規模地震の頻度や

構造物建設時の経済性を考慮し、経験上の安全性に基づいて決定されたものである<sup>6)</sup>。

兵庫県南部地震において震度法により設計され、新しい建設技術を導入して施工されたアースフィルやロックフィルダム、あるいはコンクリートダムの被害は極く僅かであったが、このことは上記設計手法の実用性を裏付けするものである。しかし、震度法の適用が義務付けされる以前に建設された、いわゆる古い溜池堤はその大多数が被災した。特に淡路島だけでも約2,000個の溜池が存在したが、このうちの約80%に被害が及んだ。この被害は次の3つの型に大別することができる。

- 1) 断面不足による崩壊
- 2) 地盤の軟化による沈下、崩壊
- 3) 地盤の液状化による崩壊

などである。そして、上記1)は比較的堅固な地盤上に建設された堤体において発生しており、すべり面は図-11に示したように堤頂付近に発生しているのが特徴的である(応答加速の違いによる)。

このことは地震力に対し斜面勾配が急過ぎたことを意味する。また2)は沖積の粘性土地盤上に建設された堤体において見られ、図-12に示したように主として堤頂部の沈下と堤体法先のヒーピング現象であり、またこの変形に伴う堤頂付近の亀裂発生に特徴付けされる。更に3)は沖積層中に砂層が存在する地盤上に建設された堤体において多く見られた被害である。地盤の液状化による崩壊は、地盤が支持力を失って発生するものであるので、図-13に示したように堤頂から斜面先に至る大規模なすべり面を構成しているのが特徴的である。



図-11 堅固な地盤上の堤体

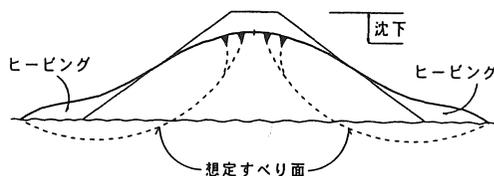


図-12 粘土地盤上の堤体

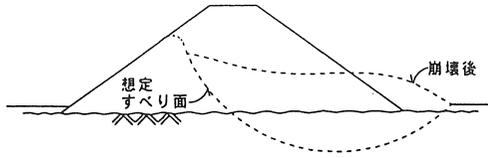


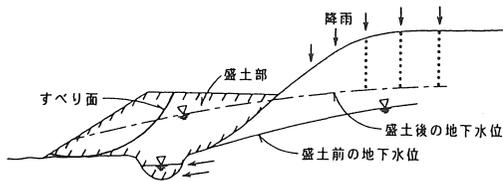
図-13 地盤の液状化による崩壊

### 3.2 地下水や雨水による崩壊

土質地盤上の盛土ばかりでなく、岩盤上の盛土でも地下水の影響により盛土斜面は崩壊することがある。これは地山部の地下水位が上昇し、盛土内に浸入し、土塊内に間隙水圧が発生し有効応力が減少するため、あるいは後述するように不飽和盛土が飽和することによる強度低下などが原因である。

地山部の地下水上昇の原因として盛土による、あるいは地山の掘削に伴う地盤の環境の変化が挙げられる。そしてこれらは、例えば図-14(a)に示したように、従来自然排水状態にあった斜面上にしばしば盛土されることがあるが、これにより斜面からの排水能力が低下し、盛土内の地下水は上昇する、あるいは同図(b)に示したように、地山部の掘削により雨水浸入部が拡大され、これによる供給水量が増加し、盛土内の地下水面が上昇するなどである。

(a)



(b)

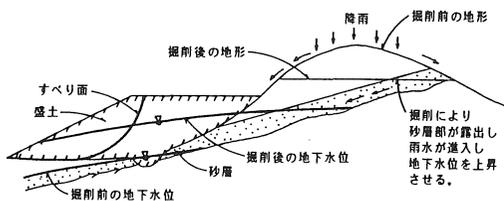


図-14 地質的環境変化による地下水位の変動

### 3.3 排水施設の不備による崩壊

図-14に示した盛土による環境変化に伴う地下水位の変動は工事の設計や施工の時点で予想されるので、一般にはこの対策、例えばドレーンなどの排水施設の設置が計画される。排水施設には周辺の細粒土のドレーン内への流入を防止するため、良質のフィルターが常に併設されなければならない。しかし、現実問題として一般造成工事等では十分なフィルターが施工されている例は少なく、このため施工後(4~5年)ドレーンの目詰まりを起こし、排水能力が低下し地下水位が上昇し、崩壊する例が多く見られる。

### 3.4 不等沈下に起因する崩壊

盛土基盤に大規模な不陸が存在する場合、例えば図-15の階段状地盤の盛土では不等沈下が起こる。

不等沈下により盛土表面には引っ張り亀裂が発生することがあるが、降雨時に雨水は亀裂部から供給され、これが盛土内の地下水位を上昇させ、斜面崩壊の誘因となる。

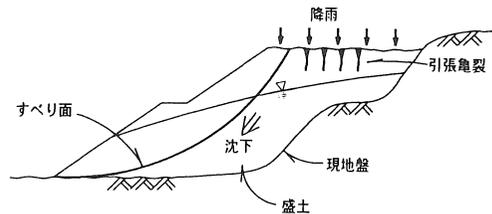


図-15 不等沈下による崩壊

### 3.5 盛土部の強度低下による崩壊<sup>7)</sup>

盛土はそのほとんどの場合、不飽和状態で施工される。不飽和土は土粒子の間隙内に常にサクシオン力が働いており、これが骨格強度を構成する一助となる(図-16にサクシオン力の例を示した)。そして、このサクシオン力は土が飽和することによって消滅(コラプス)する。このことは不飽和盛土が降雨や地下水などにより飽和した場合、強度低下や沈下を起こすことを意味し、これによって盛土は崩壊することがある。図-16は締固めたSM~SC材料の飽和前後の強度を比較して示したものであり、図から初期飽和度に応じた強度低下の起こることが判る。例えば $S_r < 70\%$ では、飽和前後の強度を比

較すると飽和後は約1/6に低下し、また $S_r=80\%$ では約1/2に低下する。なお、ここで示した強度の低下はJIS×100%に相当するエネルギーを与え、十分締め固めた場合であるので、十分な締め固めが行われない場合（例えば張り付け盛土）は1/10～1/20に低下することもあり、実務においてはこの点の留意が必要である。

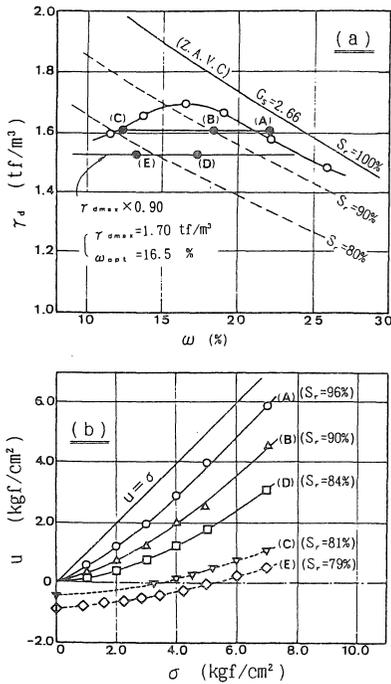


図-16  $\tau_d$ ,  $S_r$ ,  $u$  と全応力 ( $\sigma$ ) の関係<sup>7)</sup>

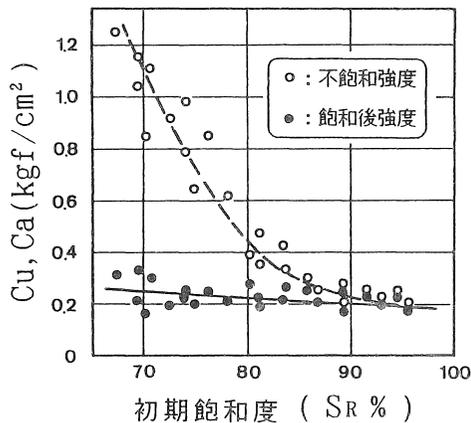


図-17 飽和前 ( $C_a$ )・飽和後 ( $C_u$ ) の強度<sup>7)</sup>

#### 4. 崩壊対策

前章までにおいて、盛土斜面の崩壊の原因と形態について述べた。ここでは代表的な崩壊例を取り上げ、これについてその対策を検討した。

##### 4・1 地震時の崩壊

盛土斜面の地震時の事故は斜面のせん断破壊、変形および液状化等によるものである。

斜面内で発生するせん断破壊は盛土のせん断強度または断面不足によって生ずるものである。したがって、この種の斜面に対しては、1) 盛土のせん断強度に応じた斜面こう配を決定する(断面拡大), あるいは、2) せん断強度の不足分を補強する等の対策が考えられる。しかし、既設盛土に対し斜面こう配を修正するのは実用的ではないので、2) の補強対策が好ましく、この方法としてジオテキスタイルを用いる工法が考えられる。例えば、アースダムのような形状の盛土に対してはジオテキスタイルを図-18に示したようにすべり面をカバーするように配置し、また一般盛土では、頭部に対し同様に配置する(図-19)。

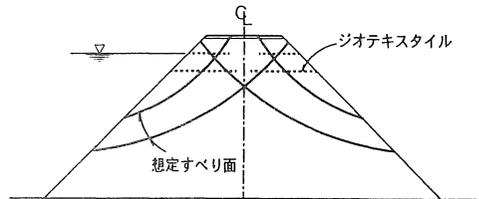


図-18 天端部補強

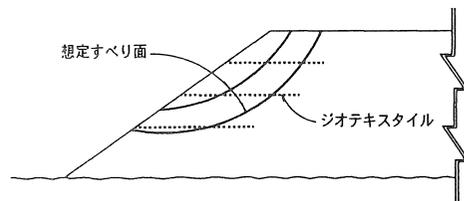


図-19 盛土斜面の補強

一方、軟弱地盤の変形や液状化に対しては、例えば斜面先付近の応力比(地震せん断応力/鉛直応力)

を軽減する方法などが考えられる。しかし、この種の工法は現段階では経済的に可能性が少なく、したがって斜面先付近の地盤改良が適当である。地盤改良には固化する方法やドレーン工法などがあるが、これについては他の専門書に譲ることとした。

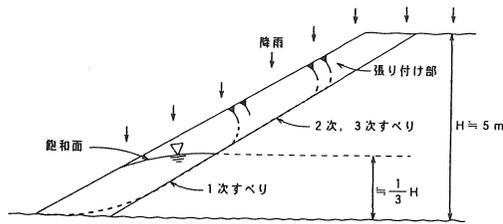
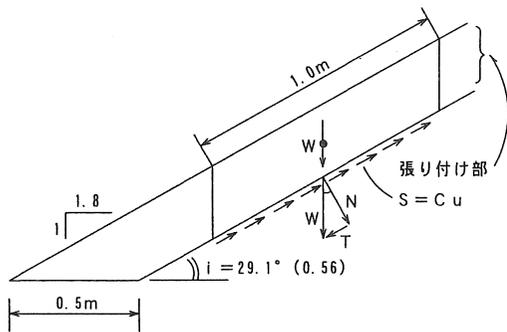


図-20 張り付け部崩壊模式図



$$T = W \sin i, \quad N = W \cos i$$

ここでWは

$$\text{湿潤重量} (\rho t) \approx 1.75 t/m^2 \quad (\text{飽和前})$$

$$W = 0.5 \times 0.49 \times 1.75$$

$$= 0.43 t$$

$$T = 0.43 \times 0.49 = 0.21$$

$$F_s = 1.80 / 0.24 = 7.50$$

$$\text{飽和重量} (\rho t) \approx 2.00 t/m^2 \quad (\text{飽和後})$$

$$W = 0.5 \times 0.49 \times 2.00$$

$$= 0.49 t$$

$$T = 0.49 \times 0.49 = 0.24$$

$$F_s = 0.21 / 0.24 = 0.88$$

図-21 張り付け部の安定計算

## 4.2 斜面表層部の崩壊

表層部の崩壊は前述のように正規断面の施工不足部に対し張り付け盛土を行った部分の崩壊と圧密排水により絞り出された水による斜面浸食に起因する崩壊とに大別することができる。

### 1) 張り付け部の崩壊

張り付け部は転圧盛土部と比較して、常に密度と飽和度が低く、また透水性は大である。このため、この部分には雨水や圧密によって絞り出された水が浸入しやすい。張り付け部に水が浸入し、飽和すれば、サクシヨン力の消滅（コラプス現象）により強度低下が起り、沈下を伴って崩壊することになる。張り付け厚は現場調査によると一般には20～40cm（水平）であり、せいぜい最大50cm程度である。

図-20は宅地造成工事において張り付けた部分が崩壊した例である。この盛土高は約5m、張り付け部は現地調査の結果、平均水平厚約50cm、締固め度  $D \approx 91\%$ 、飽和度64～69%であり、現地から採取した不飽和状態における湿潤密度  $1.75 t/m^3$ 、一軸圧縮強度 ( $q_u$ ) は  $q_u \approx 3.6 t/m^2$ 、飽和後の単位重量  $2.00 t/m^3$ 、 $q_u = 0.42 t/m^2$  であり、飽和後の強度は前と比較して約1/9であった。

これらの数値を用いて安定計算を行った結果を図-21に示したが、この結果で明らかなように、飽和前の安全率 ( $F_s$ ) は  $F_s = 7.50$ 、飽和後は  $F_s = 0.88$  であり、飽和による崩壊は当然予想されたところである。

### 2) 圧密排水による浸食

盛土高が15mを超えるような大規模盛土では、施工時の材料の組成や含水比によっても異なるが、盛土中高い間隙水圧が発生したり、また施工が長期におよぶので、施工中雨水が盛土内に浸入し、これがその後の盛土荷重により、過剰間隙水圧発生誘因となる。そしてこれらの過剰間隙水圧は時間の経過に伴って消散することになるが、消散に伴う排水は斜面上に現れることがある。高盛土で斜面が常に湿潤状態となったり、ところによっては浸出水により斜面浸食が起こることがあるが、この浸食は斜面崩壊の誘因となる。

### 3) 対策

盛土斜面の表層部は上記のように、十分な締固め

が不可能な張り付け部ばかりでなく、十分な締固めが行われた部分でも水の影響によって崩壊することがある。この防止対策は、それほど面倒ではなく、表層に集まる水（雨水や圧密排水）を盛土外に安全に誘導すればよい。十分な排水を行うことは斜面内の飽和を防止するので、強度の低下は起こらない。浸透水を盛土外に安全に誘導する方法としては、ドレーンの設置が最も簡便で効率がよい。ドレーンの設置方法は張り付け部に対しては、その水平厚がただか50cm程度であるから鉛直深さを30~35cmとすればよい。そして、その底面が5~6cm転圧盛土内に入り込むように施工する。また、ドレーンの間隔は斜面を構成する盛土の透水係数、降雨強度および継続時間等により異なる。したがって、実務においてその間隔を細かく検討し、決定してもあまり意味はないので、ここでは経済的に適当と思われる間隔と範囲を図-22に示した。すなわち、同図で明らかのように堤高Hの下部 $\frac{1}{3}$ Hに対しては斜長において1~2m間隔、上部 $\frac{2}{3}$ Hに対しては斜長において2~3m間隔で設置するのが適当である。

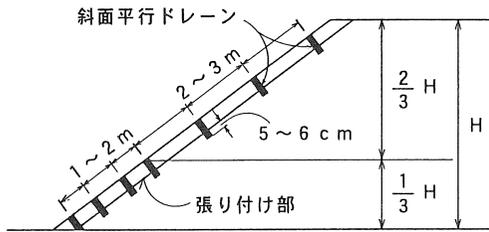


図-22 斜面表層部のドレーンの配置

また、ドレーンは斜面のわずかな変形によりその機能を失うことがある。これを防止するためには、ジオグリッドを不織布で覆った構造のドレーンが好ましいが、適切な粒度の砂を利用することも可能である。ただし、この場合は網布（例えばナイロン製）で砂を包み変形に耐える構造とすることが重要である。またドレーン保護の目的で、転圧盛土部に20~30cm貫入させる杭（例えばプラスチック製）を打設すればより効果的で安全なドレーンの設置が可能となる。なお、上記は斜面平行ドレーンであり、これは斜面の縦ドレーンに連続される（図-23(a)）。

### 4.3 シキソトロピーに起因する崩壊の対策

シキソトロピーに起因する崩壊は締固め土の一時的な強度低下によるものであり、この強度低下は時間経過に伴って回復することが知られている。強度が初期状態まで回復する期間は土の組成によっても異なるが、図-9に示したように概ね2~3ヶ月である。したがって施工に際し強度低下が確認され、斜面の安定上危険が予想される場合は、その時点で盛土の休止期間を設け、強度回復を待って次の盛土を行う工法が考えられる。

しかし、この工法は工事期間が短い場合は必ずしも適当ではない。このような場合は、図-23に示したようにジオテキスタイルを適当な間隔で布設する補強工法が採用されることがある。なお、この種の補強工法は2・4で述べた乾燥による収縮亀裂に起因する崩壊防止対策や、3・5に示した不等沈下に伴う亀裂、崩壊対策に対しても有効である。

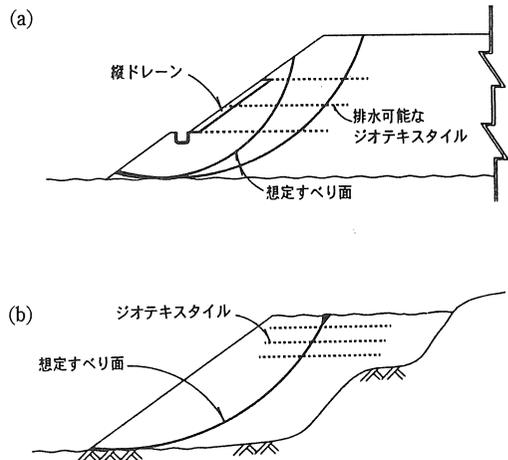


図-23 ジオテキスタイルによる破壊対策

### 4.4 地質的環境変化に起因する崩壊の対策

盛土工事を行うことによりその周辺の地形が変化し、これによって地下水の流動状況に変化が起り、一般には地下水位は上昇する。対策としては通常盛土の基盤にドレーンを布設する工法が採用される。しかし布設位置や、その規模の決定はなかなか面倒である。設置位置と数量は地質平面図を作成し、これに盛土部および切土部を記入し、盛土材料の組成を考慮しながら地下水の流動状況を予測し、盛土内に地下水が浸入しないように決定する（例えば図-24）。

ドレーンの構造は、ドレーン内に地山部および盛土部の材料が流入しないように、両者の間にフィルター条件の満たされる粒度分布の材料を設置する。この材料としては自然産のものが望ましいが、最近はこの種の材料の入手が困難なため、適当な粒度の砕石や細いパイプを束ね、これをを不織布で包む構造のドレーンを用いる機会が多くなった。

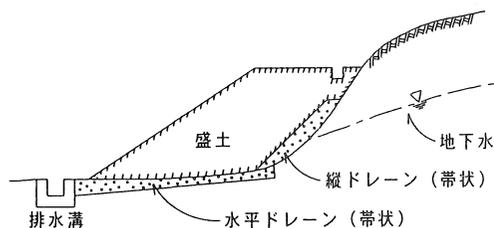


図-24 地山ドレーンの設置

#### 4.5 強度低下対策

締固め土の強度低下は図-17で明らかのように飽和度が約80%以下の場合に顕著に現れる。したがって締固めの際し、飽和度が80%以上となるように十分な締固めを行うことにより、強度低下の防止は可能である。しかし、飽和度が常に80%以上となるように締め固めるにはかなりのエネルギー（転圧回数）が必要であり、フィルダムや高盛土の場合を除いて、低い盛土では経済的ではない。このため、この種の盛土に対しては通常、飽和度80%以下の盛土が行われ、斜面表層部に対し4・2で述べた排水対策が行われる。

#### 4.6 降雨による斜面浸食対策<sup>9)</sup>

盛土斜面に発生するガリ浸食は斜面こう配、盛土表層部の土質および降雨強度とその継続時間等によって異なる。この防止策として、通常斜面に対し適当な間隔で排水溝が布設される。排水溝の布設間隔は筆者の調査・経験によると次式で表すことができる。ただし盛土周辺の環境が特殊な場合、例えば盛土以外の流域や盛土の平坦部等からの表流水が斜面に流れ込むような場合は別である。

$$L = 10 \cdot \ell \cdot \alpha$$

上式において、 $L$ 、 $\ell$ は図-25に示したようにそれぞれ浸食の起こらない排水溝間の距離および斜面こう配であり、また $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ は表-1に示した係数で、それぞれ短期の、しかも芝などによって斜面を保護した場合の値である。

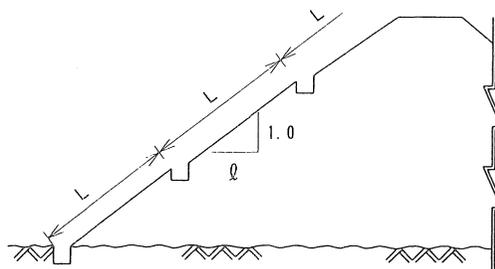


図-25 排水溝の間隔

表-1 ガリ浸食係数

土質	$\alpha_1$	$\alpha_2$
粘性土	$0.6 \pm 0.1$ ( $0.5 \pm 0.1$ )	$0.8 \pm 0.1$ ( $0.7 \pm 0.1$ )
シルト質土	$0.5 \pm 0.1$ ( $0.4 \pm 0.1$ )	$0.7 \pm 0.1$ ( $0.6 \pm 0.1$ )
粗砂	$0.3 \pm 0.1$	$0.6 \pm 0.1$
細砂	$0.2 \pm 0.1$	$0.6 \pm 0.1$

( ) は礫混り土

#### 5. おわりに

盛土斜面の安定問題について著者らの経験と現場調査の結果を基に検討した。そして斜面崩壊の形態を分類し、その原因を明らかにし、またその対策を提案した。実務においてはここで述べた以外の崩壊原因も数多く存在すると思われる、特に火山灰ローム土の盛土は施工中、後を通じかなり複雑に挙動すると思われる。

ここでは、この種の崩壊を、ダムの施工において観察された崩壊例を基に、斜面崩壊の原因を明らかにしたが、今後は具体的な安定解析法を確定する必要がある。

ここで行った一連の調査、研究は、文部省科学研究費の援助によるものである。ここに付記し感謝の意を表します。

#### 〈参考文献〉

- 1) Bishop, A. W.: Some Factors Controlling the Pore Pressure Set up During the Construction of Earth Dams, Proc. 4th ICSM, Vol. 2, 1957.
- 2) Hilf, J. W.: Estimating Construction Pore Pressure

- on Rolled Earth Dams, Proc. 2nd ICSM, Vol. 3, 1948.
- 3) 山口柏樹・大根義男：フィルダムの設計および施工, 1973.
  - 4) 村瀬祐司・大根義男：火山灰質粘性土を用いた盛土構造物の安定性と施工性に関する研究, ダム工学論文集No.17, 1995.
  - 5) (財)国土開発技術研究センター：ダムの耐震性に関する評価検討委員会資料, 1995.
  - 6) 藤沢侃彦：ロックフィルダムの耐震設計指針(案)について, 大ダムNo.140, 1992.
  - 7) 大根義男：フィルダム設計上の問題点とその考察, ダム技術No.77, 1993.
  - 8) 大根義男：高盛土の設計, 施工及びその品質管理, 中部地質業協会, 土と岩, No.34, 1986.

(受理 平成9年3月21日)