

盛土斜面の安定解析のための三軸試験法について

鳥 山 暁 司*

Koshi TORIYAMA

On the Condition of Triaxial Tests for the Stability
Analysis of an Embankment

1. ま え が き

丘陵地の農地造成においては斜面の切盛りが主な土木工事となる。農地造成のため盛土は一般の道路工事のように十分な展圧、締固めが行なわれず、斜面上に撒き出されたままで、かつ、農地をできる限り広くするために法面こう配も道路盛土に比べて急にとられるのが一般的である。このため、盛土斜面が施工後にすべり破壊を生じる事例が多く生じている。

ここでは益田開拓の第19団地において農地造成後に生じた盛土斜面のすべり破壊を検討するため、現場密度、含水比の測定、せん断試験、安定解析を行なった。その結果、すべり破壊の原因は盛土完了後の地下水位の上昇とこれによる盛土の粘性土のせん断強度の低下にあること、斜面の安定化には地下水位の低下が適していることを示す。

2. 地質および地下水位

すべり破壊を生じた第19団地の平面図を図-1に、地下水位と土層の構成状態を図-2に示す。ボーリング結果より、表層に3m程度の粘性土による盛土がなされ、その下に4m程度の地山の粘性土層が存在し、その下には風化した頁岩ないし砂岩が存在している。盛土および地山の粘性土の N 値は小さく5~10程度の値であり地山と盛土の N 値に大差はない。

すべり破壊は急激に生じたものではなく、時間の経過とともに徐々に進行し、すべり破壊の範囲も徐々に拡大した。すべり破壊の原因は盛土後に地山部より浸透してきた地下水位の上昇によって、土のせん断強度の低下が生じたことが主原因と考えられた。このため、図-1に示すように、3ヶ所に地下水位の観測孔を設置し、昭和

53年5月12日より8月29日まで地下水位の観測をおこなった。図-2に期間中の地下水位の高い場合と低い場合を示す。この測定結果より、(1)降雨後、2~3日後に地下水位が最も上昇する、(2)降雨による地下水位の変動は比較的小さく、1m程度である、ことが明らかとなった。53年度は例年に比して降雨量が少なかったにもかかわらず、地下水位の変動が小さいことは周辺の丘陵地よりの地下水の供給が安定していることを示している。

3. 盛土材料の物理的性質

斜面の安定解析を行なうために、盛土の物理的性質を測定する必要がある。このため、単位体積重さと現場含水比を測定した。

単位体積重さ γ_t の現場測定法としては砂置換法と水置換法があるが、ここでは測定材料(水)の入手が容易なことおよび現場の γ_t のばらつきが大きいことが予想されたため、多数の点で測定のできる、より簡易な水置換法を用いた。現場含水比 w は水置換のための掘削土より試料土を採取して測定した。

単位体積重さ γ_t 、乾燥密度 γ_d 、含水比 w の測定結果を図-3に示す。いずれも大きなばらつきを示すが、特に含水比のばらつきが大きい。これは地下水の浸出地点や乾燥した地点などから試料土を採取したためである。これらの平均値は

平均単位体積重さ	$\gamma_{tave}=1.766 \text{ g/cm}^3$
平均乾燥密度	$\gamma_{dave}=1.438 \text{ g/cm}^3$
平均含水比	$w_{ave}=23.0 \%$

含水比 w と乾燥密度 γ_d の関係を図-4に示す。飽和度 S_r は50%から100%の範囲にあり、 w と γ_d の間に一定の傾向は認められない。農地の盛土では締固め転圧は行なわれないから、車両の走行路や強い乾燥を受けた所だけが γ_d が大きくなり、 γ_d に大きなばらつきが

* 農業施設工学研究室

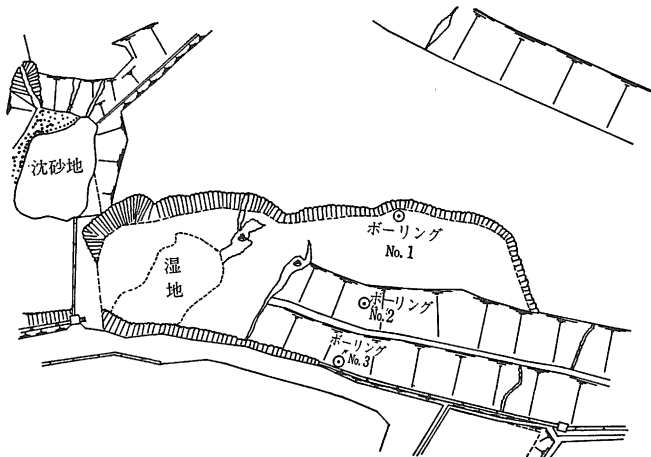


図-1 斜面崩壊地平面図

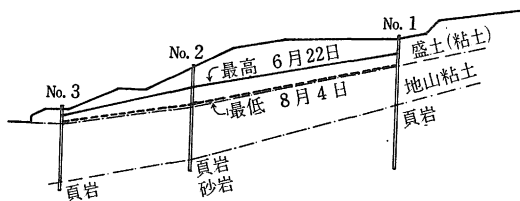


図-2 地下水位の変動状況

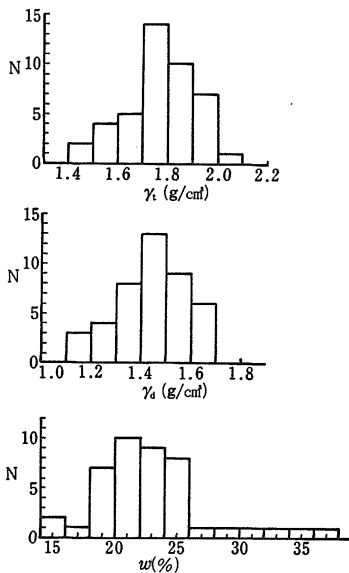


図-3 現場密度と含水比分布

生じたものと考えられる。なお、図-4に標準締固め試験結果を△印と点線で示したが、 $\gamma_a \geq 0.9\gamma_{dmax}$ となる測点数は43点中、11点で25点が $\gamma_a = (0.8 \sim 0.9)\gamma_{dmax}$ 、8点は $\gamma_a < 0.8\gamma_{dmax}$ であり、一般の締固め盛土に比べて密度が小さい。

力学試験に用いた試料土はすべり土塊より採取した。これらの物理的性質を表1に示す。

4. 盛土材料のせん断特性

盛土材料のせん断特性は締固め含水比 w 、乾燥密度 γ_d 、せん断時の供試体の非水浸・水浸などの条件によって大きく変化する。実験に用いる試料土の含水比は現場含水比の調査結査を基にして決めた。すなわち、平均含水比 $w_{ave} = 23.04\%$ であるから、含水比 $22 \sim 23\%$ を一つの含水比にとり、この乾燥側と湿潤側含水比として $w = 17 \sim 19\%$ および $w = 26 \sim 27\%$ を採用した。この3含水比のうち $w = 17 \sim 19\%$ はほぼ最

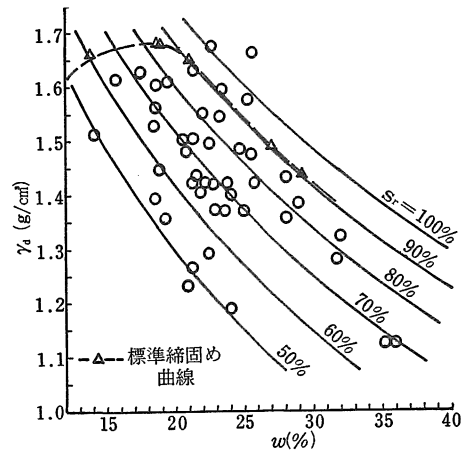


図-4 現場含水比と乾燥密度の関係

表-1 試料土の物理的性質

比重	2.683
液性限界	44.2 %
塑性限界	21.9 %
粘土分	32 %
シルト分	42 %
砂分	26 %
最適含水比	18.9 %
最大乾燥密度	1.680 g/cm ³

適含水比 w_{opt} に等しく、他の2含水比は w_{opt} の湿潤側となる。

土の乾燥密度の現場平均値は $\gamma_{dave} = 1.438 \text{ g/cm}^3$ であるから、 $\gamma_a = 1.40 \sim 1.45 \text{ g/cm}^3$ およびその密な側と緩い側として $\gamma_a = 1.60 \sim 1.65 \text{ g/cm}^3$ と $1.20 \sim 1.25 \text{ g/cm}^3$ を目標とした。これらはいずれも最大乾燥密度

γ_{dmax} より小さな値である。実験に用いた試料土の諸元のグループごとの平均値を表2に示すが、必ずしも目標どおりの値は得られなかった。特にMCグループでは締固め含水比が高いため、 $\gamma_a = 1.60 \sim 1.65 \text{ g/cm}^3$ は達成できなかった。

三軸圧縮試験は全て圧密非排水試験で行なったが、締固め土は締固めたままの状態（非水浸）でせん断した場合と圧密中に供試体中に一定圧力で間隙水を圧入し、飽和度を高めた場合（水浸）ではせん断特性に大きな差の生じることはすでに報告した^{1),2)}。

19団地では、農地造成後、地下水位が徐々に上昇してすべり破壊を生じ、その後の地下水位の変動幅は約1mと小さい。このため、地下水面以下の土は水浸状態で、地下水面より上の部分は非水浸状態で三軸圧縮試験を行なうのが、現場条件に適した試験法である。そこで各含水比および密度の試料土に対して、非水浸と水浸条件で三軸圧縮試験を行なった。水浸供試体は飽和度を高めるため、2, 3時間、 1.0 kg/cm^2 の圧力差で水を浸透させた後、背圧 $u_0 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ を加えた状態で1日間の圧密を行なった。また、有効圧密応力 σ'_{vc} は1.0, 2.0, 3.0, 4.0 kg/cm^2 とし、せん断ひずみ速度 $\dot{\epsilon} = 0.14 \text{ \%}/\text{min}$ とした。

三軸圧縮試験での応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ~ ひずみ ϵ 関係と間隙圧 Δu ~ ϵ 関係の代表例を図-5(a), (b)に示す。試料土が粘性土であり、かつ締固め含水比が最適含水比 w_{opt} およびその湿潤側のため、応力-ひずみ関係にはっきりしたピークは現れなかった。このため、軸ひずみ $\epsilon = 10\%$ に達したときの応力を圧縮強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ とし、せん断中に生じた間隙圧を Δu_f とした。 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ と Δu_f は非水浸と水浸により、また、締固め含水比と締固め密度により大きく変化する。この一例を図-6, 7に示す。 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は締固め密度 γ_a の増加とともに大きくなるが、 Δu_f は γ_a にほとんど影響されていない。これは不飽和土に Henkel の間隙圧式を拡張すれば

$$\Delta u = B(\Delta \sigma_m + 3a\Delta \tau_{oct})$$

となる。 γ_a の小さな供試体では飽和度が低いから、 $B\Delta \sigma_m$ が小さくなるが $3aB\Delta \tau_{oct}$ が大きくなる。 γ_a の大きな供試体では飽和度が大きくなるため、 $B\Delta \sigma_m$ は大きくなるが、ダイレタンス効果により $3aB\Delta \tau_{oct}$ は小さくなる。この両効果により、 γ_a に無関係に Δu_f がほぼ等しくなったものと考えられる。しかし、Skempton の間隙圧式

$$\Delta u = B\{\Delta \sigma_3 + A\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)\}$$

で整理すれば γ_a が小さくなると $BA_f = \Delta u_f / \Delta(\sigma_1 -$

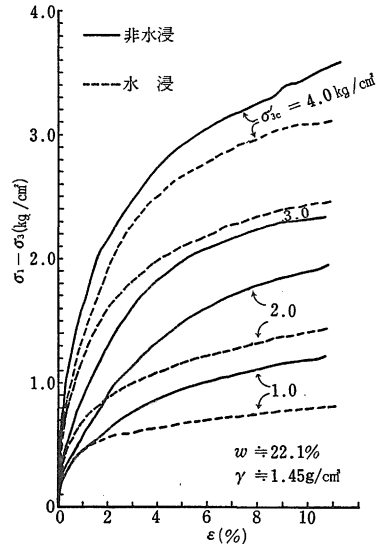


図-5(a) CU試験での応力-ひずみ関係

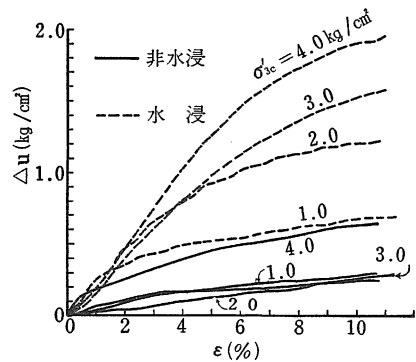


図-5(b) CU試験での間隙圧-ひずみ関係

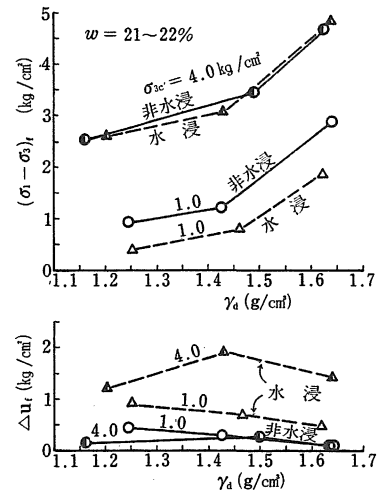


図-6 乾燥密度と圧縮強度、間隙圧の関係

表-2 供試体諸元と強度定数

供試体番号	実験条件	w_0 (%)	γ_d (g/cm ³)	S_0	S_r (%)	w_f (%)	c' (kg/cm ²)	ϕ' (度)	c (kg/cm ²)	ϕ (度)
MA-I	非水浸	20.7	1.634	0.640	86.8	20.6	0.88	14.2	0.84	14.3
MA-II	水浸	21.2	1.617	0.643	86.1	21.9	0.37	25.1	0.35	19.6
MA-III	非水浸	22.4	1.458	0.841	71.7	22.6	0.22	15.9	0.14	15.5
MA-IV	水浸	21.8	1.450	0.852	68.9	23.3	0.13	23.4	-0.02	16.5
MA-V	非水浸	22.2	1.223	1.196	50.1	22.8	0.24	11.8	0.14	12.5
MA-VI	水浸	22.1	1.224	1.218	49.9	24.8	0.14	17.8	-0.16	16.0
MB-I	非水浸	18.0	1.635	0.641	75.3	19.1	1.29	13.6	1.26	13.6
MB-II	水浸	18.8	1.641	0.635	79.2	21.0	0.32	24.5	0.19	22.0
MB-III	非水浸	17.7	1.451	0.842	56.4	19.0	0.63	15.3	0.54	15.6
MB-IV	水浸	17.7	1.442	0.862	55.3	23.3	0.13	22.6	-0.03	16.0
MB-V	非水浸	19.0	1.181	1.273	40.7	18.4	0.29	15.7	0.17	16.1
MB-VI	水浸	18.5	1.207	1.224	40.6	23.6	0.23	17.8	0.01	13.9
MC-I	非水浸	26.2	1.453	0.847	82.4	24.0	0.41	10.0	0.35	9.7
MC-II	水浸	26.1	1.422	0.888	79.1	23.7	0.16	20.3	0.09	13.5
MC-III	非水浸	27.6	1.532	0.752	97.6	22.8	0.48	13.6	0.41	12.8
MC-IV	水浸	27.2	1.524	0.762	95.8	24.0	0.29	22.8	0.28	12.2
MC-V	非水浸	26.8	1.213	1.216	59.4	23.6	0.18	13.2	0.11	12.9
MC-VI	水浸	26.6	1.231	1.155	60.5	24.8	0.21	13.7	0.11	10.5

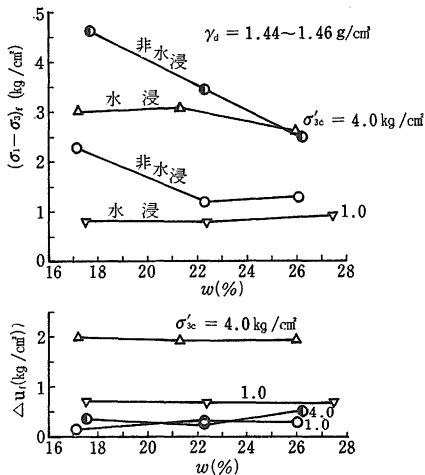


図-7 締固め含水比と圧縮強度、間隙圧との関係

$(\sigma_3)_f$ は大きくなる。特に水浸供試体の $\gamma_d = 1.18 \sim 1.23$ の場合、 $BA_f > 1.0$ となる場合が生じ、この粘性土が盛土材料として悪い材料であることを示している。

三軸圧縮試験結果より求めた全応力での内部摩擦角 ϕ 、粘着力 c と有効応力での内部摩擦角 ϕ' 、粘着力 c' を表-2に示す。全応力での c 、 ϕ は地下水位の変化による安全率の変化を考慮した安定解析に用いることはできないため、ここでは有効応力での c' 、 ϕ' について検討する。 c' 、 ϕ' と締固め密度 γ_d の関係を図-8に、

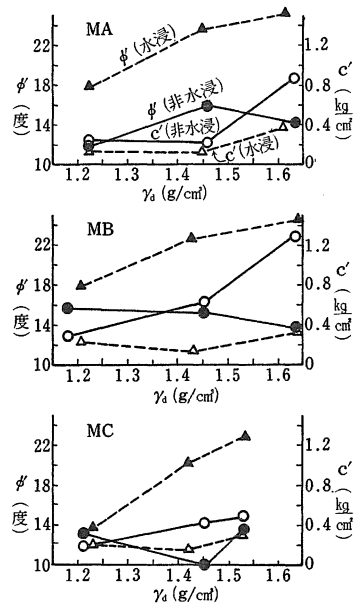


図-8 強度定数と締固め密度の関係

c' 、 ϕ' と締固め含水比 w の関係を図-9に示す。これらの図より非水浸に比べて水浸試料では ϕ' が大きく、 c' が小さい。特に締固め含水比の低いMB試料では非水浸試料と水浸試料での c' の差が大きく、含水比の高いMCでは両者の c' の差は小さい。全体的傾向とし

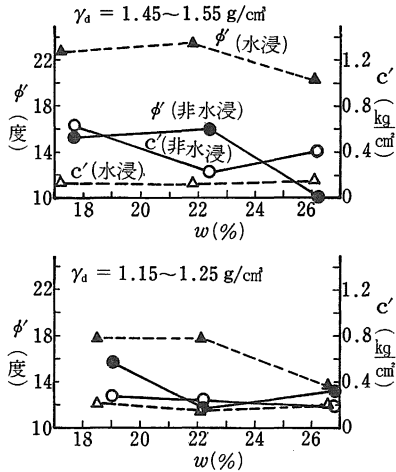


図-9 強度定数と締固め含水比の関係

水浸試料では γ_d の増加とともに ϕ' が大きくなっているが、 c' は γ_d の変化に対してあまり変化をしていない。これに対して非水浸試料では γ_d の増加とともに c' が増加し、 ϕ' はあまり変化しない。締固め密度 γ_d を一定として締固め含水比 w を変えた場合、水浸、非水浸供試体とも c' 、 ϕ' への w の影響はほとんどみられない。これはいずれの締固め含水比とも最適含水比ないしその湿潤側にあるため、非水浸の場合でも締固め含水比の c' 、 ϕ' への影響が小さくなるためである。

5. 斜面の安定性の検討

斜面の安定解析を行うには斜面の土層の成層状態を仮定する必要がある。地質調査結果より、19団地は表面から粘性土の盛土、粘性土の地山、風化頁岩あるいは砂岩よりなる。粘性土の地山と盛土の境界は与えられているが、地山の N 値と盛土の N 値は5~10程度でほとんど変わらず、土性もほぼ同一と考えられる。したがって安定解析では土層を次のように仮定する。

- 粘性土—不飽和（非水浸）……地下水面より上
- 粘性土—飽和（水浸）……地下水面より下
- 風化頁岩

地下水位の変動を考慮した斜面の安定解析では有効応力による土の強度定数 c' 、 ϕ' が必要である。これは表-2に与えられている。またすべり土塊表面での測定結果より、平均乾燥密度 $\gamma_{dave}=1.438 \text{ g/cm}^3$ 、平均含水比 $w_{ave}=23.04\%$ である。このため、安定解析に用いる c' 、 ϕ' の基本的な値は表-2のMA-Ⅲ、MA-Ⅳの値を用い、さらにこれ

を計算段階で修正することとした。

土の単位体積重さ γ_t は実測値平均を用い、非水浸では $\gamma_t=1.77 \text{ ton/m}^3$ 、水浸では $\gamma_t=1.91 \text{ ton/m}^3$ 、風化頁岩では $\gamma_t=2.20 \text{ ton/m}^3$ とした。

すべり破壊を生じた斜面はその後も徐々にすべりを増大させている。これは地下水位が上昇したときにすべりを生じ、低下した時に安定するためと考えられる。このことより図-2の高い水位（6月22日）では安全率 $F_s \leq 1.0$ となると考えられる。したがって地下水位として、図-2の高い水位（6月22日）を用いた。

安定解析・第1ケース

三軸圧縮試験結果をそのまま用いる場合

粘性土非水浸強度 $c'=2.2 \text{ ton/m}^2$ 、 $\phi'=15.89^\circ$

粘性土水浸強度 $c'=1.3 \text{ ton/m}^2$ 、 $\phi'=23.44^\circ$

風化頁岩 $c'=10.0 \text{ ton/m}^2$ 、 $\phi'=30.00^\circ$

風化頁岩の c' 、 ϕ' が粘性土に比べて大きい、これは頁岩層をとるすべり面が生じない値を仮定したことによる。

第1ケースによるすべり発生前の断面の安全率を図-10に示す。 $F_s \geq 1.43$ であり、十分に安全である。しかし実際にはすべり破壊を生じているから、強度定数を過大にとりすぎたことになる。 ϕ' は他の粘性土と比較し

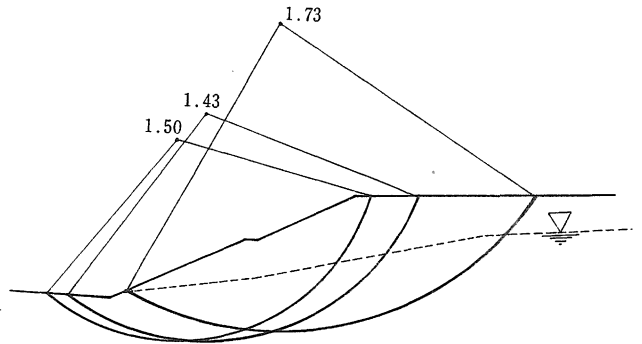


図-10 安定解析・ケース1

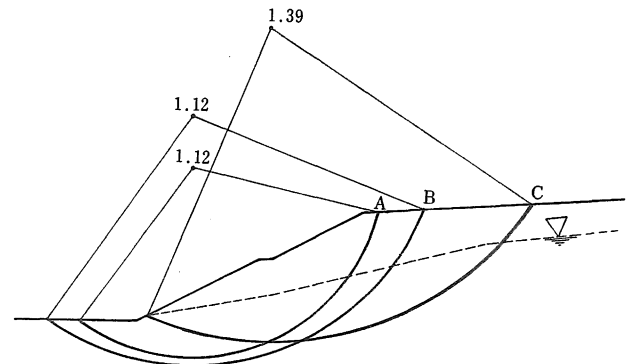


図-11 安定解析・ケース2

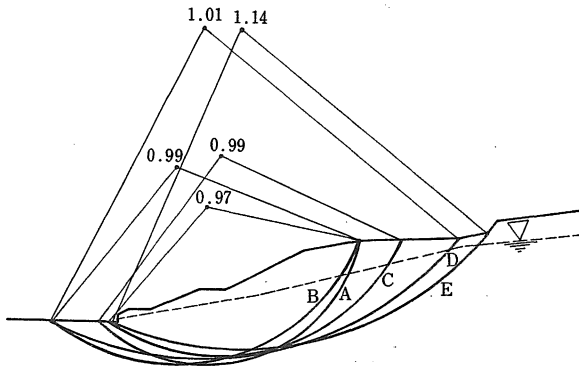


図-12 安定解析・ケース3

て小さめの値であるから、 c' が過大であると考えられる。すなわち、比較的浅いすべり面の安全率には c' が大きく影響し、さらに三軸試験での実験値のばらつきが c' に大きく影響するため、 c' を修正する。そこで第2ケースとして実験で求めた粘性土の c' の値の $\frac{1}{2}$ を安定解析に用いることとした。

安定解析・第2ケース

粘性土非水浸強度 $c' = 1.1 \text{ ton/m}^2$, $\phi' = 15.89^\circ$

粘性土水浸強度 $c' = 0.65 \text{ ton/m}^2$, $\phi' = 23.44^\circ$

風化頁岩 $c' = 10.0 \text{ ton/m}^2$, $\phi' = 30.00^\circ$

この場合の安全率を図-11に示す。法肩近くのすべり円A, Bで $F_s = 1.12$ となっているが、大きなすべり円弧Cに対しては十分な安全率である。実際には円Cでもすべりが生じている。これは粘着力の仮定に問題があると考えられる。

三軸圧縮試験では水浸供試体は背圧 $u_b = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ を1日間加えた後にせん断している。しかし実際の斜面は数ヶ月以上にわたって地下水の作用を受けており、吸水膨潤が大きくなると思われる。これは図-3の現場含水比分布からもわかる様に、地下水の浸出している地点から採取した土の含水比が30%以上の場合があるのに対して、三軸試験のゆるい供試体に背圧を加えても含水比は27%以下であり、現場含水比より小さく、膨潤が十分に行なわれていないと推定される。すなわち、粘性土を長時間水浸させ、十分に膨潤させれば粘着力 c' はほとんど0になると考えられる。粘性土は正規圧密状態では $c' = 0$ 、過圧密状態でも c' は小さいことから、 $c' = 0$ の仮定は妥当なものと考えられる。そこで次の様に仮定する。

安定解析・第3ケース

粘性土非水浸強度 $c' = 2.2 \text{ ton/m}^2$, $\phi' = 15.89^\circ$

粘性土水浸強度 $c' = 0$, $\phi' = 23.44^\circ$

風化頁岩強度 $c' = 10.0 \text{ ton/m}^2$, $\phi' = 30.00^\circ$
すべり破壊後の斜面についての安全率 F_s を図-12に示す。この斜面はすべり破壊の発生後も徐々にすべり面の拡大を生じており、このことから、地下水位の高い場合には安全率 F_s は1.0ないしやや小さい程度にあると考えられる。図-12より、最小安全率 $F_s = 0.97$ であり、かつ、すべり土塊全体の安全率も最大のすべり面Eで $F_s = 1.14$ であるから、第3ケースの c' の値の仮定は妥当なものと考えられる。故に以後の安定化検討のための安定解析には第3ケースの強度定数 c' と ϕ' を用いる。

すべり破壊を生じる以前の断面に図-2の高い地下水位を参考にし、かつ測定した53年度が例年に比して降雨が少ないことから、図-3の高い地下水位よりやや高い地下水位を図-13の点線のように仮定した。この場合の安全率を図-13に示す。 $F_s < 1.0$ となり、多くのすべり面が存在しうることがわかる。

この斜面を安定化する方法としては、(i)斜面こう配を緩にする。(ii)地下水位を低下させ、土のせん断強度

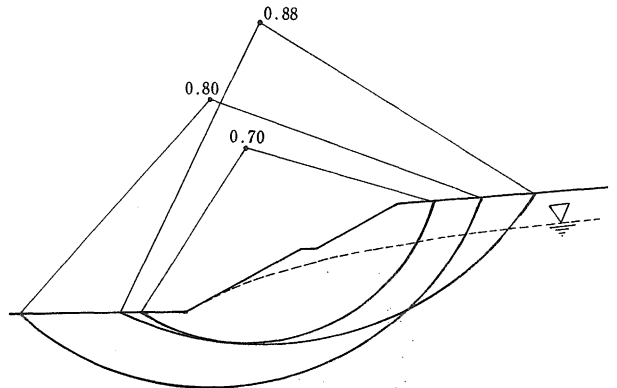


図-13 ケース3の強度定数を用いた場合の原斜面の安全率

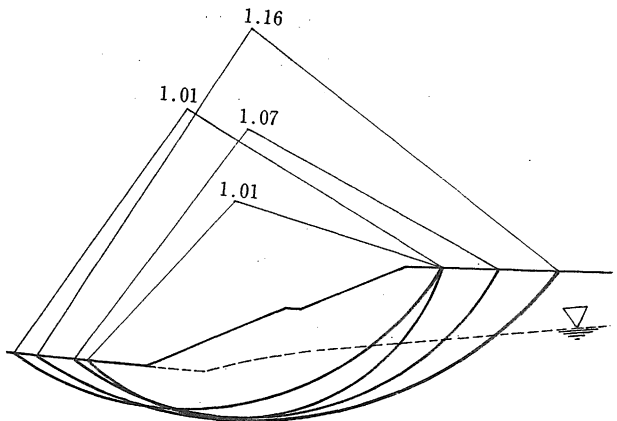


図-14 地下水位を2m低下させた場合の安全率

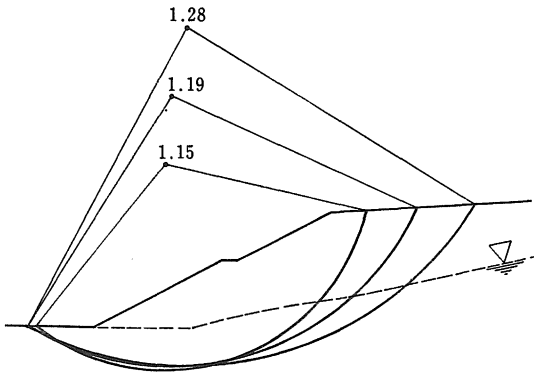


図-15 地下水位を 3m 低下させた場合の安全率

を増加させる、(iii)人工的構造物、即ち、よう壁等で土圧を受けもたせる、の3方法が考えられる。このうち(i)は農地面積を減少させるため採用できない。(iii)の方法は杭基礎をもつよう壁とする必要があり、工費が多くなり、不経済となる。故に(ii)の地下水位の低下工法が最も合理的である。

地下水位を 2.0m および 3.0m 低下させた場合の安全率を図-14および図-15に示す。ただし、これらの図において法尻近くの地下水位は下段の平地と同一のレベルを保つと仮定した。これらの図より地下水位を 3.0m 低下させれば斜面は十分に安定することがわかる。地下水位を 2.0m 低下させた場合、安全率は 1.01 で危険であるが、地下水位低下のための暗渠排水工を施工の際に法尻に根固め工を施工すれば安全となるであろう。

6. すべり破壊の発生の検討

斜面のすべり破壊は農地造成後、徐々に拡大してきた。これを以上の実験と解析結果から検討すれば、すべり破壊の原因とその後の経過は次のように考えられる。

地山に盛土をした直後には盛土は不飽和状態にある。時間の経過とともに徐々に地下水位は地山内から盛土内まで上昇する。これに伴ない盛土と地山の飽和領域は拡大し、せん断強度は非水浸状態から水浸状態の値に低下する。これは粘着力 c' が 2.2 ton/m^2 から 0 ないし 0 に近い値まで低下し、内部摩擦角 ϕ' の増加の形で生じる。

地下水位の上昇は間隙水圧の発生を伴ない、これは粘着力の低下と有効応力の減少による摩擦抵抗の低下をもたらし、その結果、すべりへの抵抗モーメントは減少する。さらに不飽和から飽和状態になると単位体積重さ γ_t が増加し、これがすべりモーメントを増加させる。

これらのため、斜面の安全率は時間の経過とともに減少する。

安定解析結果で示したように、法尻近くの安全率が最も小さいから、地下水位の上昇とともに法尻近くのすべり破壊が生じ、さらに地下水位の上昇とともにすべり領域が拡大していったものと考えられる。地下水位が安定した後は、降雨などにより地下水位が上昇した際に少しずつ移動を生じたものであろう。斜面のすべり面は単一でなく、すべり土塊内にさらに小さなすべり面が存在するから、安全率 F_s は斜面のどの部分でもほぼ 1.0 に近い値と考えられ、すべり破壊後の安全率は図-12に示すように、0.97~1.14 である。

この斜面の安定解析には円形すべり面法を用いた。この際、盛土と地山の粘性土の強度定数 c', ϕ' は等しいと仮定した。地山上に盛土して農地を造成する場合、最も弱点となるのは地山と盛土の境界面である。地山表層には腐食物に富んだゆるい表土が存在し、さらに伐採された木や草の根が存在し、弱層を形成する。また地山上に盛土材料を搬き出したのみでは地山と盛土が完全に一体化するとは考えられない。故にこの斜面のすべり面もこの地山と盛土の境界面に生じている可能性が強い。しかし、この境界面の土の強度定数の合理的決定法はなく、またすべり面も複合すべり面となり、複雑な安定解析を必要とする。しかし境界面の土の強度特性が不明なために複雑な安定解析をする意味がない。このため、ここでは単純な円弧すべり面法で安定解析を行なった。

この斜面の安定性確保は前節で述べたように地下水位低下工法が最も適している。このためには法尻にドレーンを設けるとともに斜面内にもドレーンを設けて地下水位の低下をはかるべきであろう。

7. あとがき

ここでは益田開拓事業での農地造成に際して生じた斜面のすべり破壊の原因を検討するため、土質試験と安定解析を行なった。この結果

- (1) 盛土の単位体積重さ、含水比ともに大きくばらつき、展圧した締固め土に比べて緩い状態にある。
- (2) 盛土および地山は粘性土より成り、せん断強度は非水浸状態では乾燥密度 γ_d と締固め含水比 w により変化し、これを水浸すると c' は大きく低下し、 ϕ' は増加する。
- (3) 斜面の安定解析結果より、地下水面以下(水浸状態)の土の強度定数のうち $c' = 0$ となり、摩擦抵抗のみが作用すると考えられる。
- (4) 斜面を安定させるには地下水位低下工法がよく、2~3m の地下水位の低下を必要とする。

なお、本研究は農林省益田開拓事業所よりの昭和53年度の受託研究として行なったものである。また現地調査

および実験を行なうにあたっては、当時の専攻生であった池田勝彦、池田英昭、梶木利明、渡部史郎の諸氏に多大の助力を賜りました。ここに記して深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

1. 鳥山昶司：農土論集 77：39-46, 1978.

2. 鳥山昶司：農土論集 85：56-62, 1980.

3. HENKEL, D. J. : Proc. ASCE, Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils : 56-62, 1960

4. Skempton, A. W. : Geotechnique 4 : 143-147, 1954.

Summary

On the land reclamation of hills, the main engineering works are the cutting and banking of sloping land. In the work of banking in land reclamation, the compaction work on the soils is not sufficient as compared with that of the road embankments. Moreover, the slope of the bankings is ordinarily steeper than that of road embankments in order to expand the agricultural land. From this reason, sliding failure of slopes of embankments occur frequently after the construction.

In this paper, it is shown that the causes of sliding failure of a banking of cohesive soil of Masuda land reclamation are the rise of groundwater level and the decrease of shearing strength by water adsorption. The drainage works of groundwater are suitable for stabilization of the slope.