

$$h = \frac{2}{3} \frac{C_d \sin \alpha \cos^2 \phi_d ((2K_h \tan \alpha - 1) \tan \theta - \tan \alpha) / (\tan \alpha \tan \theta)}{\delta \cos \theta \sin(\alpha - \theta) (K_h \cos(\theta - \phi_d) + \sin(\theta - \phi_d)) \{ (K_h \cos(\theta - \phi_d) + \sin(\theta - \phi_d)) (1 - \frac{\tan \theta}{\tan \alpha}) + \sin \phi_d (\cos \theta - K_h \sin \theta) (1 - \frac{\tan \theta}{\tan \alpha}) + \frac{\cos \phi_d}{\cos \theta} (1 - K_h) \}} \quad (8)$$

さらに上式を式(7)に代入すると、斜面高Hが C_d , ϕ_d , δ , α , θ およ K_h の関数として次式で表わされる。

$$H = \frac{2C_d \sin \alpha \cos \phi_d}{\delta (K_h \cos(\theta - \phi_d) + \sin(\theta - \phi_d))} \left\{ 1 + \frac{1}{3 \cos \theta} \frac{\cos \phi_d ((2K_h \tan \alpha - 1) \tan \theta - \tan \alpha) / (\tan \alpha \tan \theta)}{(K_h \cos(\theta - \phi_d) + \sin(\theta - \phi_d)) (1 - \frac{\tan \theta}{\tan \alpha}) + \sin \phi_d (\cos \theta - K_h \sin \theta) (1 - \frac{\tan \theta}{\tan \alpha}) + \frac{\cos \phi_d}{\cos \theta} (1 - K_h)} \right\} \quad (9)$$

式(9)は地震時の有限長斜面の斜面内平面すべりを対象とした場合の安定を保つための限界高さ H_c と求めるための基本式とも言うべきものである。ところで、一般に有限長斜面の平面すべりを対象として、その限界高さ H_c を求める場合は、想定したすべり面における力の平衡の極限状態ですべり面における土のせん断抵抗力がセロライズされるとして、すべり面の限界傾斜角 θ_c を式(9)に相当する静止時の基本式から求めたうえで、その θ_c を再び元の極限平衡式に代入して H_c と計算するのが普通であるが、本文においては、著者らは次のような計算方法を採用した。

すなわち、H およ α が与えられた斜面の地震時のすべり面C-Dの位置は、図-3に示したように θ は K_h に逆比例的に、 h は K_h に比例的に変動するとの仮定の下に、先づ K_h と θ_c に任意の実験的な数値を与えて式(8)と式(9)とから h と H を求める。図-4は、 $\alpha = 80^\circ$, $C_d = 0.3 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi_d = 40^\circ$, $\delta = 1.4 \text{ t/m}^3$, $K_h = 0.7$ の場合についての計算例である。次に各 K_h のときの図-4のような計算結果から、任意の H に対応する h と θ_c を求めてそれらの値を H をパラメータとして K_h に対してそれぞれプロットすると図-5と図-6が求まる。図-6で h が負値を示す場合があるが、この点に着者らの方法の特徴である。すなわち、 $h \leq 0$ となることは、与えられた斜面高 H 以内にすべりが発生しないことを意味すると考えられる。つまり、与えられた H と α の K_h - h 曲線で $h=0$ となる K_h が崩壊発生の限界震度 K_{hc} と考えるのである。このようにして求めた K_{hc} を α をパラメータとして斜面高 H に対してプロットすると図-7のようになる。図-7で、白丸は $C_d = 0.3 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi_d = 40^\circ$, $\delta = 1.4 \text{ t/m}^3$ の場合を示し、黒丸は $C_d = 0.075 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi_d = 46^\circ$, $\delta = 0.956 \text{ t/m}^3$ の場合を示している。

図-7から、例えば、傾斜角 α が 80° の斜面で、 $C_d = 0.3 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi_d = 40^\circ$, $\delta = 1.4 \text{ t/m}^3$ の場合には、 $H = 20 \text{ m}$ なら $K_{hc} = 0.30$ 、 $H = 15 \text{ m}$ なら $K_{hc} = 0.34$ が限界震度となり、それ以上の地震ではその斜面は崩壊するということになる。また、同じ強度定数で斜面高が $H = 15 \text{ m}$ の場合、 $\alpha = 60^\circ$ では $K_{hc} = 0.74$ 、 $\alpha = 70^\circ$ では $K_{hc} = 0.53$ 、 $\alpha = 80^\circ$ では $K_{hc} = 0.34$ 、 $\alpha = 89^\circ$ では $K_{hc} = 0.19$ がそれぞれ限界震度となることわかる。なお、地震時には強度定数が当然低下することが予

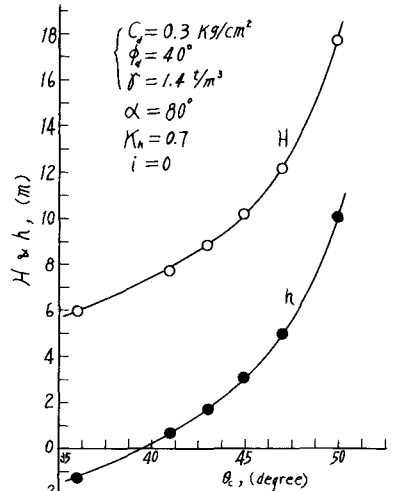


図-4. 斜面崩壊角と斜面高さの斜面崩壊高との関係。

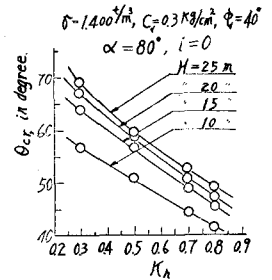


図-5. 震度と崩壊角との関係。

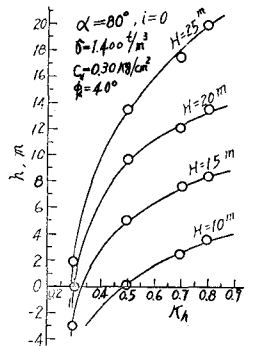


図-6. 震度と崩壊高との関係。

想されるが、その強度分散や土の嵩度の変動に伴う限界震度 K_{hc} と斜面高 H との関係の変動は、図の白丸と黒丸との相対関係より容易に判断されることになる。

表1は有限長斜面の静止時における安全度を保ちうる限界高さ H_c を、すべり面を法尻を通る平面すべりと仮定して種々の傾斜角 α に対して計算したものである。計算式は次式に示した。

$$H_c = \frac{4C_u \sin \alpha \cos \phi_u}{\delta(1 - \cos(\alpha - \phi_u))} \quad (10)$$

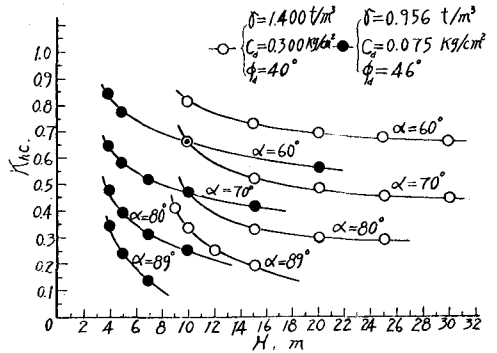


図-7. 限界震度と斜面高との関係。

これより、例えば、 $\alpha=80^\circ$ の場合の静止時の限界高さ H_c は27.6mであるが、震度0.3の地震を受けた場合その限界高さは約24.0mに、また0.4の地震では約12.2mにその限界高さが低下し、静止時の H_c 以内にある斜面でも法尻の崩壊を免れないことがよくわかる。

3. 振動実験.

先に示した写真1と2は室内における模型斜面の振動実験によるものである。実験は、異重式振動台に固定した片面ガラスの箱(内法寸法: $26^{\text{cm}} \times 35^{\text{cm}} \times 65^{\text{cm}}$)に乾砂シラス(粒度48mm以下、含水比 $w_n=1.6\%$ 、 $\delta=0.956 \text{ t/m}^3$ 、 $C_u=0.075 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi_u=46^\circ$)を均質に締固め、高さ $H=30 \text{ cm}$ で $\alpha=45^\circ, 50^\circ, 60^\circ, 70^\circ, 80^\circ, 90^\circ$ の斜面を片側に有する盛土について行なっている。振動台の駆動装置は週期が0.1sec~1.6secの範囲で無段階変速、振中は0~30mmの範囲内で変化させられるようになっている。現在までに、 K_{hc} と崩壊高さ h ならびに振動時間 t との関係を α の各々に対して求めているが、実験による限界震度の決定方法に欠点があるので改良中である。参考までに、実験で求めた限界震度 K_{hc} と模型斜面を静的な条件下で崩壊するまでに傾けたときの崩壊時の傾角 δ との対応関係を表2に示しておく。なお、表3は振動後のシラス斜面の崩壊土の安息角を示したものである。

あとなら、

固結度の低いシラス層斜面あるいは盛土シラスの斜面の地震時における安定性を、斜面内崩壊というケースについて解析してみたのであるが、その結果、考察の過程で震度 K_h と崩壊高さ h ならびに崩壊面の傾斜角 θ との間の仮定に幾分無理な点があるとは述べ、一応、合理的な数値計算結果が求められたようである。今後、実験的に上記の問題点を解明し仮定の妥当性を再検討していく計画である。なお、本研究の経費の一部は文部省科学研究費(災害科学)「九州地区の豪雨災害に関する研究」に依った。付記して謝意を表する。

参考文献

- 1) H.B.Seed & R.E.Goodman: Earthquake Stability of Slopes of Cohesionless Soils, Proc. ASCE, Vol.90, No.SM-6, Nov.1964.
- 2) R.E.Goodman & H.B.Seed: Earthquake-Induced Displacements in Sand Embankments, Proc. ASCE, Vol.92, No.SM-2, March 1966.
- 3) 石原研而: α の地震におけるシラス斜面崩壊に関する一考察、建設省土木研究所討議資料集稿、昭和43年8月。
- 4) 藤本 廣、田中俊彦、浜谷武治: シラス層斜面の地震時における安定性について、昭和43年度土木学会西部支部研究発表論文集、昭和44年2月。

表-1. 静止時の限界高

| α | H_c |
|------------|--------|
| 60° | 74.2 m |
| 70° | 46.1 m |
| 80° | 27.6 m |
| 90° | 17.3 m |

$C_u=0.3 \text{ kg/cm}^2, \phi_u=40^\circ, \delta=1.4 \text{ t/m}^3$

表-2.

| α | K_{hc} | $\tan \delta$ |
|------------|-----------|---------------|
| 45° | 0.88~1.27 | |
| 50° | | 0.93 |
| 60° | 0.54~0.88 | 1.00 |
| 70° | 0.30~0.54 | 0.75 |
| 80° | 0.30~0.54 | 0.45 |
| 90° | 0.30以下 | 0.23 |

表-3. 振動実験による崩壊土の安息角

| $\alpha \setminus K_h$ | 1.26 | 0.88 | 0.53 |
|------------------------|------------|------------|------------|
| 45° | 32° | | |
| 50° | | | |
| 60° | 31° | 37° | |
| 70° | 32° | 38° | 31° |
| 80° | 32° | 35° | 35° |
| 90° | 33° | 37° | 35° |